

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

ADEGUAMENTO SISMISCO DI VIADOTTI IN C.A.P. A TRAVATA.

Presentado ante la ilustre
Universidad Central de
Venezuela para optar al Título
de Ingeniero Civil
Por el Br. Sucre M., Daniel A.

Caracas, Octubre 2011

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

ADEGUAMENTO SISMISCO DI VIADOTTI IN C.A.P. A TRAVATA.

TUTOR ACADÉMICO: Prof. Ing. Mario Paolo Petrangeli.

Presentado ante la ilustre
Universidad Central de
Venezuela para optar al Título
de Ingeniero Civil
Por el Br. Sucre M., Daniel A.

Caracas, Octubre 2011

Sucre M., Daniel A.

ADEGUAMENTO SISMISCO DI VIADOTTI IN C.A.P. A TRAVATA.

Tutor académico: Prof. Ing. Mario Paolo Petrangeli.

Tesis. Caracas, U.C.V. Facultad de Ingeniería.

Escuela de Ingeniería Civil. Año 2011, 110 p.

Palabras Clave: sapienza, rehabilitación, viaducto, flexocompresión esviada, análisis no lineal, acelerogramas, dispositivo elasto-plástico, disipación de energía, ciclo de histéresis.

Resumen. La obra tratada en este trabajo fue diseñada con la normativa italiana del año 74 en la cual la acción sísmica poseía una aceleración máxima espectral igual a 0.1 g, como se evidencia en este trabajo, este valor resulta muy inferior al propuesto por la normativa italiana en vigor (NTC2008).

En la primera etapa de este trabajo se realiza un estudio de la vulnerabilidad y el riesgo sísmico de un viaducto perteneciente a la autopista A24, en concreto armado precomprimido, tomando como parámetros de entrada los planos de detalle originales de la obra, la memoria de cálculo y las inspecciones recientes que se le han hecho, y evaluándola con la definición de la acción sísmica de la norma en vigor antes mencionada.

Esto da como resultado la incapacidad de la estructura a resistir a una acción de esa magnitud, por lo que en una segunda etapa se hace un planteamiento de rehabilitación de la estructura, cambiando el esquema estructural de vanos simplemente apoyados, a unirlos en un único tablero mediante losas de continuidad, y adicionalmente sustituir los apoyos tradicionales que poseía por dispositivos elasto-plásticos con una alta capacidad de disipación de energía. Para tomar en cuenta el comportamiento no lineal de los dispositivos, se realiza un análisis dinámico no lineal, mediante la integración de las ecuaciones del movimiento, donde se evalúa instante por instante las solicitaciones de la estructura durante el evento sísmico. En consecuencia, la acción sísmica es modelada a través de acelerogramas artificiales compatibles con los espectros de diseño utilizados en la primera etapa. Como resultado final, se observa que la intervención planteada mejora notablemente las solicitaciones de la estructura, verificando pilas en las que

anteriormente no cumplían por capacidad, sin tener que hacer una rehabilitación estructural que puede ser más costosa que el uso de estos dispositivos. En el cambio de sección de una pila no era verificada aún con la intervención planteada, por lo que se propuso un pequeño aumento de la sección de la pila, utilizando concreto y acero de refuerzo con características mecánicas similares a las actuales.

Otro aspecto importante que fue comprobado, es que los desplazamientos en condición de servicio no superaran el límite elástico de los dispositivos, ya que se perdería la capacidad de disipación planteada. Además se comprobaron que los desplazamientos últimos no superaran el desplazamiento de rotura de los dispositivos.

DEDICATORIA.

Dedico este trabajo a mis padres, que gracias a todo su esfuerzo y amor me han traído hasta este punto. Sin ustedes no lo hubiese logrado, siempre estaré eternamente agradecido.

A mi hermano y mi abuelo, que son mi mayor fuente de inspiración y mi guía allá en el cielo, este trabajo es para ustedes. Siempre los llevaré dentro de mí.

A cruzana y amor, que siempre han guardado gran esperanza en mí y me han enriquecido con su amor y enseñanza. No las defraudaré.

A mis amigos diego y humberto, que el destino nos apartó prematuramente, esta va para ustedes. Sé que hubiesen sido grandes ingenieros.

INDICE.

INTRODUZIONE.....	1
NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	3
CAPITOLO 1 – VULNERABILITÀ SISMICA DEL VIADOTTO ALLO STATO ATTUALE.....	4
1.1) Conoscenza del viadotto.....	4
1.1.1) Descrizione degli elementi strutturali.....	7
1.1.2) Livello di conoscenza e fattore di confidenza (FC).....	9
1.2) Caratteristiche dei materiali.....	10
1.3) Analisi dei carichi.....	12
1.4) Modellazione agli elementi finiti.....	13
1.5) Azione Sismica.....	16
1.5.1) Vita nominale, classe d'uso e periodo di riferimento.....	16
1.5.2) Categorie di sottosuolo.....	18
1.5.3) Condizioni topografiche.....	18
1.5.4) Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali.....	19
1.5.5) Spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale.....	23
1.5.6) Spettri di risposta di progetto.....	24
1.6) Risultati delle analisi.....	25
1.6.1) Analisi dinamica lineare.....	25
1.6.2) Sollecitazioni allo S.L.V.....	30
1.7) Verifiche allo S.L.V.....	32
1.7.1) Pressoflessione deviata.....	34
1.7.2) Taglio e torsione.....	46
1.7.3) Riepilogo dei coefficienti di sicurezza.....	51
CAPITOLO 2 – ADEGUAMENTO SISMICO DEL VIADOTTO.....	52
2.1) Tipo d'intervento.....	52
2.2) Dispositivi Elasto-plastici.....	53
2.2.1) Disposizione dei dispositivi in direzione longitudinale.....	57
2.2.2) Disposizione dei dispositivi in direzione trasversale.....	58
2.3) Modellazione agli elementi finiti.....	60
2.4) Azione sismica.....	62
2.4.1) Impiego di accelerogrammi.....	63
2.5) Risultati delle analisi.....	66
2.5.1) Analisi dinamica non lineare.....	66
2.5.2) Sollecitazioni allo S.L.V.....	70
2.6) Verifiche allo S.L.V.....	73
2.6.1) Pressoflessione deviata.....	74
2.6.2) Taglio e torsione.....	81
2.6.3) Riepilogo dei coefficienti di sicurezza.....	94
2.7) Intervento di rinforzo strutturale.....	96
2.8) Soletta di collegamento.....	99
2.9) Spostamenti allo S.L.V.....	102
2.10) Dissipazione di energia.....	105
BIBLIOGRAFIA.....	110

INTRODUZIONE.

Negli anni recenti lo studio e l'attenzione normativa relativa alla definizione del rischio sismico ha registrato una significativa evoluzione soprattutto in Italia. Ciò è dovuto a vari fattori. In particolare i recenti disastrosi eventi sismici che hanno colpito l'Italia centro meridionale, hanno evidenziato oltre alla inadeguatezza del patrimonio edilizio esistente, anche tutti i limiti delle precedenti normative e reso improrogabili studi più approfonditi che si allineassero con le altre normative in ambito europeo ed internazionale.

Questa tesi tratta di un'opera progettata con la normativa sismica italiana dell'anno 74, appartenente ad un sito di prima categoria, secondo la classificazione dell'epoca, e quindi dimensionata con azioni sismiche aventi ordinate spettrali massime pari a $0.1g$. Come si mostrerà nei capitoli successivi, questo valore picco è molto inferiore rispetto a quello proposto dalla normativa in vigore (NTC2008).

Per questo motivo, molte delle opere progettate prima di quell'epoca, in particolare attenzione a strutture importanti come ponte e viadotti, devono essere adeguate sismicamente, e questo quindi esprime la principale ragione che ha motivato lo svolgimento di questa tesi.

Nel primo capitolo verrà esposta una descrizione dell'opera, degli elementi strutturali, dei materiali impiegati, della modellazione strutturale, della modellazione dell'azione sismica, dei risultati e dell'analisi dei risultati ottenuti.

Nel capitolo successivo si proporrà un tipo d'intervento di adeguamento, utilizzando delle tecniche innovative, come l'impiego di dispositivi elastoplastici che, grazie alla dissipazione di energia, riducono le forze sismiche trasmesse alla sottostruttura. Inoltre l'analisi della struttura verrà fatta con l'analisi dinamica non lineare, che esprime, attraverso l'integrazione delle equazioni del moto, la risposta della struttura non lineare, fornendo istante per istante lo stato di sollecitazione e deformazione dell'opera. La procedura prevede la definizione della modellazione dell'azione sismica con accelerogrammi.

In conclusione si proporrà un confronto fra lo stato attuale e quello dopo la disposizione dei dissipatori, aggiungendo un intervento di rinforzo strutturale ove necessario; inoltre verranno

valutati gli spostamenti dovuti al sisma, essendo questa una possibile causa di crisi per crollo della struttura se non è trattata correttamente.

NORMATIVA DI RIFERIMENTO.

Il lavoro di questa tesi si è svolto considerando le prescrizioni delle seguenti normative:

- (I) Norme tecniche delle Costruzioni 2008 – Ministero Infrastrutture e Trasporti - d.m. 14 gennaio 2008 (da qui in avanti citata come **NTC2008**).

- (II) Istruzioni per l'applicazione delle 'Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008. CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n. 617 (G.U.R.I. n. 47 del 26-2-2009 - Suppl. Ordinario n. 27).

- (III) Eurocodice 2 – Progettazione di strutture in calcestruzzo

CAPITOLO 1 – VULNERABILITÀ SISMICA DEL VIADOTTO ALLO STATO ATTUALE.

1.1) Conoscenza del viadotto.

L'opera trattata è denominata "Vigne Basse" e appartiene all'autostrada A24, che collega il grande raccordo anulare di Roma a Teramo, passando per L'aquila, localizzata nella progressiva Km 109+322 della stessa ed avendo coordinate geografiche Long: 13.451442; Lat: 42.383969.

Il viadotto è costituito da due carreggiate (Figura 1.1.1), entrambe di sette impalcati semplicemente appoggiati, con luce tra gli assi appoggi di 40,50 m, lunghezza campata di 42,00 m e lunghezza complessiva pari a 294 m (Figura 1.1.2 e Figura 1.1.3). Ogni impalcato è supportato da una serie di due appoggi, fissi e mobili per ogni estremo di esso, e disposti in maniera tale da non coincidere quei fissi nella stessa pila. Per quanto riguarda il lavoro di questa tesi si è assunta nulla l'interazione fra le due carreggiate dovuto alla presenza del giunto longitudinale che le separa. Quindi partendo di questa ipotesi, si è lavorato con una sola carreggiata, scegliendone la via destra.

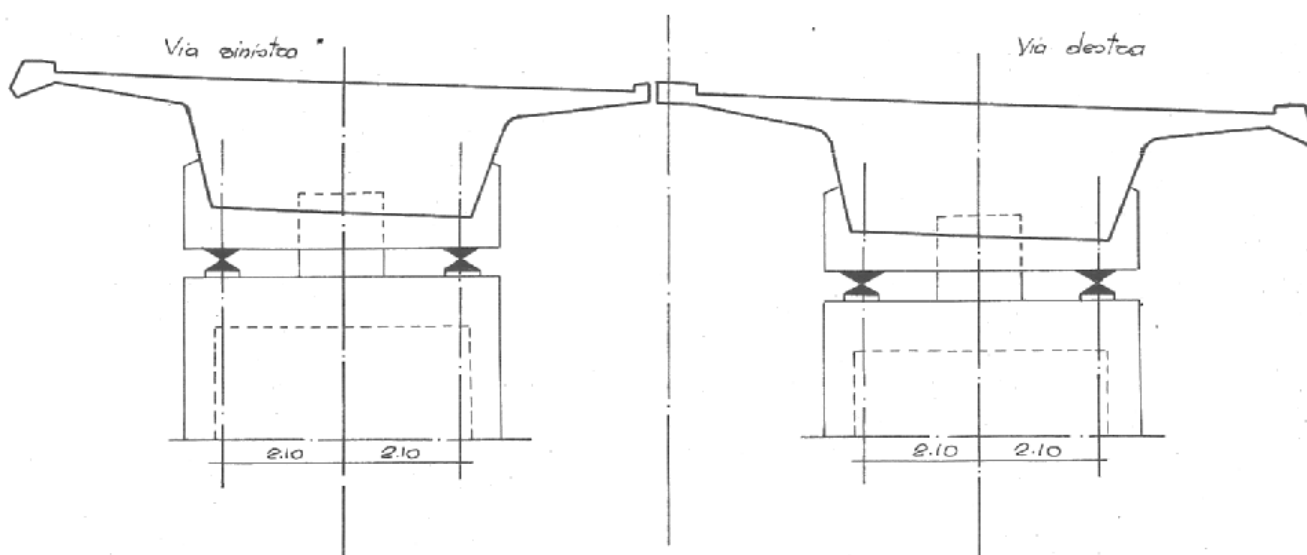


Figura 1.1.1: Sezione trasversale delle carreggiate;

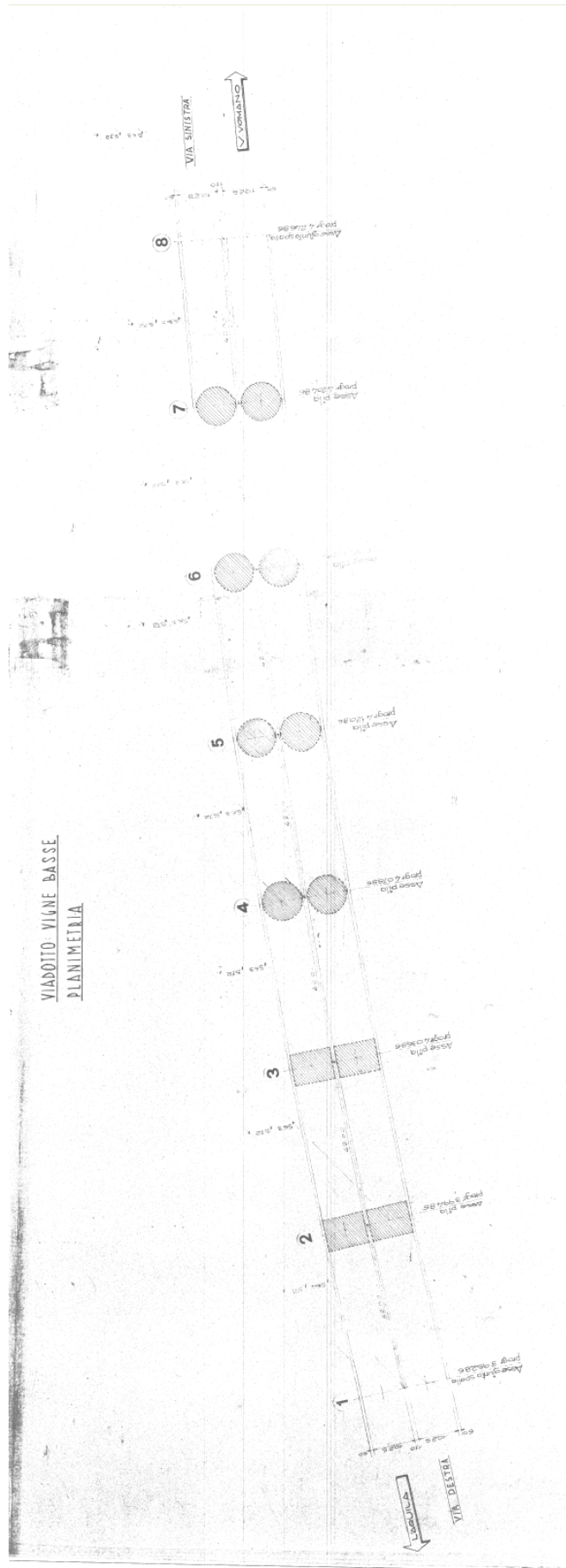


Figura 1.1.2: Planimetria;

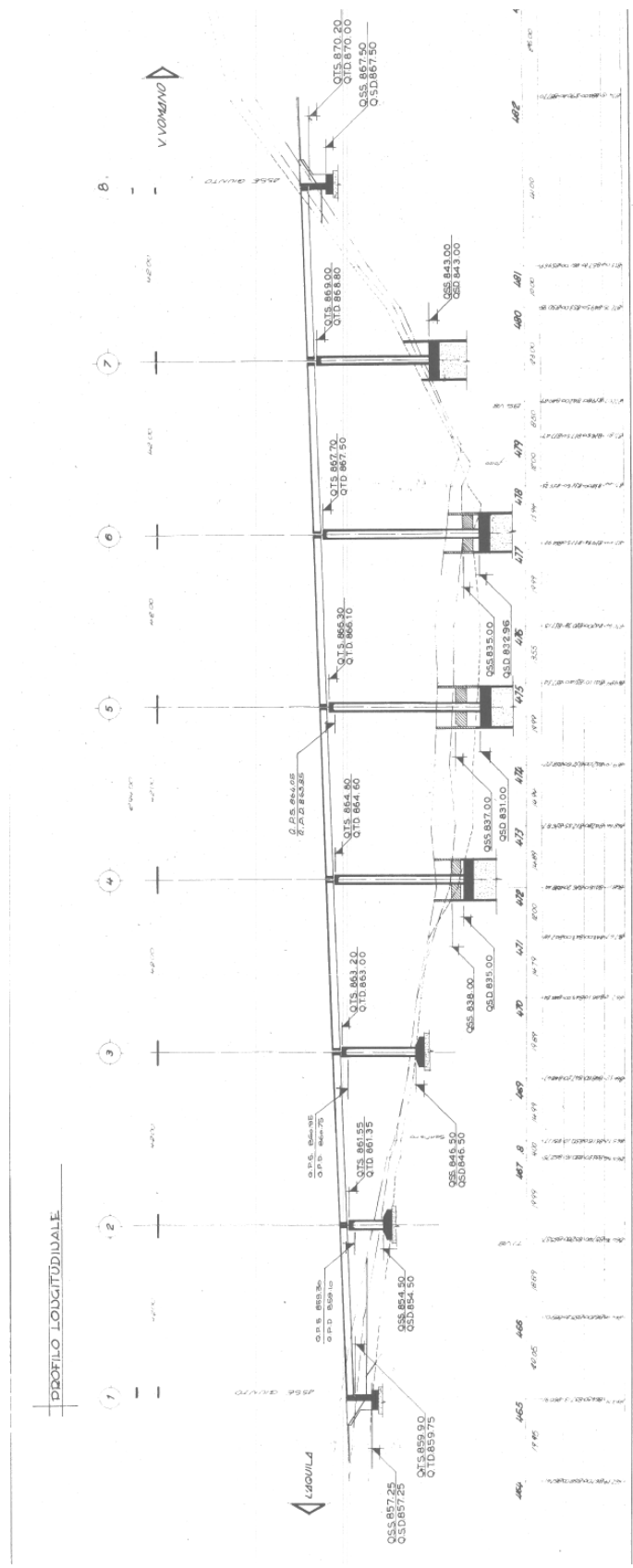


Figura 1.1.3: Profilo longitudinale del viadotto;

1.1.1) Descrizione degli elementi strutturali.

L'impalcato è a cassone di sezione scatolare in calcestruzzo armato precompresso di altezza pari a 2,3 m con sbalzi laterali di 2,32 m (Figura 1.1.4). La precompressione è stata fatta da venti cavi costituiti ognuno da trentadue fili di diametro 8 mm.

Le pile sono a sezione scatolare in calcestruzzo armato, con sezione tipo 1 (Figura 1.1.5) da quota 0 a 25 m, e a sezione tipo 2 da quota 25 m in poi (Figura 1.1.6), fondate a pozzo tranne le pile 2 e 3 che sono fondate su plinto. Il numero complessivo di pile è pari a 6. Le spalle sono piene in calcestruzzo armato, fondate su plinto. Il pulvino è pieno in calcestruzzo armato, a sezione variabile di altezza 2,25 m per tutte le pile.

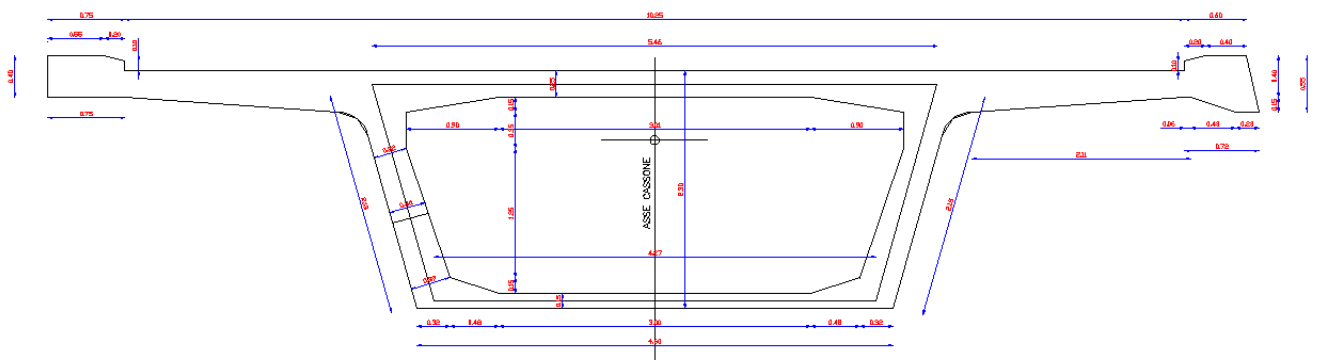


Figura 1.1.4: Carpenteria della sezione dell'impalcato;

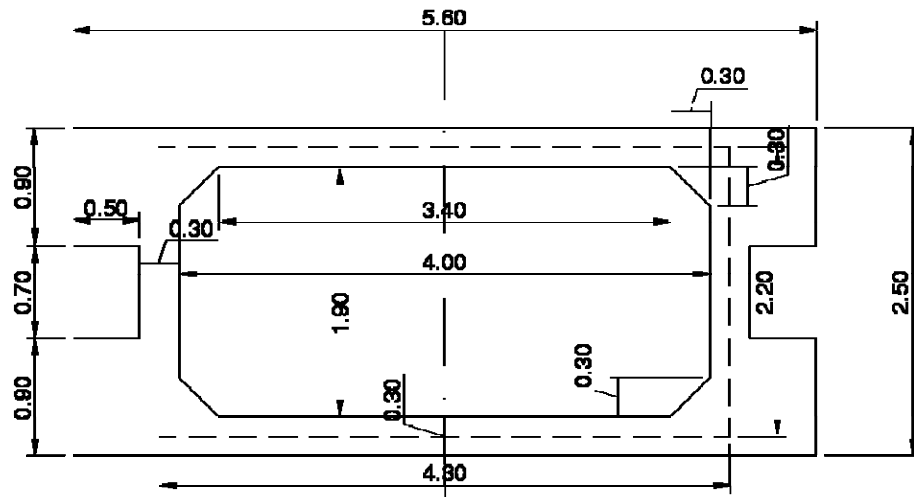


Figura 1.1.5: Carpenteria della sezione 1 delle pile;

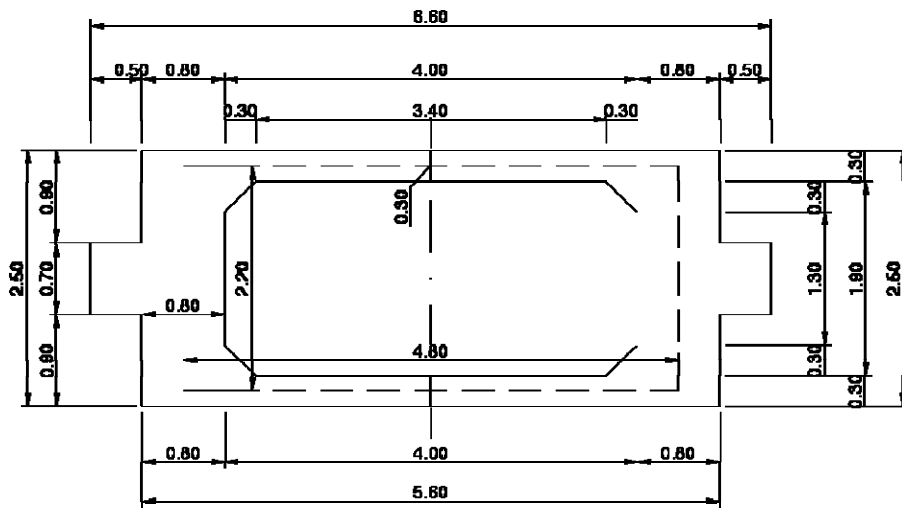


Figura 1.1.6: Carpenteria della sezione 2 delle pile;

1.1.2) Livello di conoscenza e fattore di confidenza (FC).

Le NTC2008 al paragrafo 8.5.4, e più in dettaglio nell'appendice C8A delle istruzioni esplicative del 2009, fanno riferimento a un fattore di confidenza da tener in conto nella valutazione di costruzioni esistenti, in funzione del livello di conoscenza della struttura per quanto riguarda la carpenteria, la disposizione delle armature, le proprietà meccaniche dei materiali, e altri parametri che interessano al modello. Tale FC rappresenta un ulteriore coefficiente di sicurezza, ed è inversamente proporzionale alla carenza d'informazione disponibili dell'opera.

Per i ponti esistenti, al paragrafo C8A.8.4. si specifica *“Di regola, a meno che non ostino condizioni particolari, il livello di conoscenza da perseguire nel caso dei ponti esistenti è quello massimo, cui corrisponde un fattore di confidenza $FC=1$ ”* ovvero, in queste opere bisogna avere a disposizione sufficiente informazione per descrivere correttamente il comportamento reale della struttura attraverso i parametri precedentemente citati.

Nel caso specifico, tuttavia la mancanza di informazioni dettagliate ha consigliato l'adozione di un fattore di confidenza pari a $FC=1.1$

1.2) Caratteristiche dei materiali.

Si riportano le principali caratteristiche dei materiali utilizzati, presi dalle relazioni di calcolo originale del viadotto e riguardando le indicazioni dalle NTC2008 nei capitoli 4 e 11. Si noti che il fattore di confidenza (FC) discusso nel paragrafo precedente viene utilizzato per minorare le resistenze ed aumentare il modulo elastico, ovvero la rigidezza degli elementi.

- Calcestruzzo per le pile:
 - $R_{ck} = 30 \text{ MPa}$
 - $f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 24.9 \text{ MPa}$
 - $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 32.9 \text{ MPa}$
 - $E_{cm} = 22000 \cdot (f_{cm}/10)^{0.3} = 31447 \text{ MPa}$
 - $E_{cm} \cdot FC = 34592 \text{ MPa}$ (utilizzato nel modello di calcolo)
 - $\gamma_c = 1.5$
 - $\alpha_{cc} = 0.85$
 - $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c / FC = 12.83 \text{ MPa}$
 - $\epsilon_{c2} = 0.002$
 - $\epsilon_{cu} = 0.0035$

- Calcestruzzo per l'impalcato:
 - $R_{ck} = 50 \text{ MPa}$
 - $f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 41.5 \text{ MPa}$
 - $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 49.5 \text{ MPa}$
 - $E_{cm} = 22000 \cdot (f_{cm}/10)^{0.3} = 35547 \text{ MPa}$
 - $E_{cm} \cdot FC = 39101 \text{ MPa}$ (utilizzato nel modello di calcolo)
 - $\gamma_c = 1.5$
 - $\alpha_{cc} = 0.85$
 - $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c / FC = 21.37 \text{ MPa}$
 - $\epsilon_{c2} = 0.002$
 - $\epsilon_{cu} = 0.0035$

- Acciaio per le barre da calcestruzzo armato.
 - FeB44 K

- $E_s = 210000 \text{ MPa}$
- $f_{tk} = 540 \text{ MPa}$
- $f_{yk} = 430 \text{ MPa}$
- $\gamma_s = 1.15$
- $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s/FC = 339.9 \text{ MPa}$
- $\epsilon_{yd} = f_{yd}/E_s = 0.00162$
- $\epsilon_{yu} = 0.01$

1.3) Analisi dei carichi.

I carichi permanenti strutturali e non strutturali utilizzati nell'analisi dell'opera sono stati presi dalla relazione di calcolo originale e poi confrontati con i propri calcoli, tenendo conto dei pesi dell'unità di volume riferiti all'attuale NTC2008 al paragrafo 3. Ad esempio, il peso di unità di volume del calcestruzzo $\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$.

- Peso dell'impalcato = 8033kN (una campata, incluso 10 cm di pavimentazione)
- Peso del pulvino = 673kN

Nella seguente tabella si elencano i pesi del pulvino e delle pile, con le sue rispettive altezze:

Pila	Supporto n°	Htot	Hpulv	H1	H2
-	-	m	m	m	m
1	2	6.85	2.25	4.60	0
2	3	16.50	2.25	14.25	0
3	4	29.60	2.25	22.75	4.6
4	5	35.10	2.25	22.75	10.1
5	6	34.54	2.25	22.75	9.54
6	7	25.80	2.25	22.75	0.8

Pila	Supporto n°	Htot	Pulvino	P1	P2	Peso tot
-	-	m	kN	kN	kN	kN
1	2	6.85	673	676	0	1 350
2	3	16.50	673	2 095	0	2 768
3	4	29.60	673	3 344	837	4 855
4	5	35.10	673	3 344	1 838	5 856
5	6	34.54	673	3 344	1 736	5 754
6	7	25.80	673	3 344	146	4 163

Dove:

Htot: altezza totale della pila (pulvino incluso).

Hpulv: altezza del pulvino.

H1: altezza della pila avente sezione 1.

H2: altezza della pila avente sezione 2.

P1: peso della pila avente sezione 1.

P2: peso della pila avente sezione 2.

Peso tot: Peso totale della pila, includendo il pulvino e i cambiamenti di sezione.

1.4) Modellazione agli elementi finiti.

Il metodo utilizzato per la risoluzione dello schema strutturale è stato la ampiamente nota modellazione agli elementi finiti, con il programma di calcolo Sap2000 V.10. Si fa un breve cenno di quest'analisi:

La modellazione agli elementi finiti è una tecnica numerica che consente di individuare soluzioni approssimate di problemi descritti da equazioni differenziali alle derivate parziali, riducendo queste ultime ad un sistema di equazioni algebriche. Il metodo considera il generico sistema continuo costituito da elementi di dimensioni finite, anziché di dimensioni infinitesime come nel caso dei metodi analitici.

La struttura da analizzare viene discretizzata in parti di dimensioni finite, ciascuna delle quali costituisce un elemento finito. Gli elementi sono collegati fra loro in alcuni punti dei rispettivi contorni, detti nodi. Per una corretta modellazione agli elementi finiti occorre fare una buona discretizzazione della struttura, tenendo conto delle discontinuità geometriche e dei materiali utilizzati, delle condizioni al contorno e delle forze agenti. Perciò il metodo richiede in questa fase di una certa esperienza e molta attenzione nel descrivere il modello.

Dopo che la struttura viene discretizzata in un numero finito di elementi, si riesce a esprimere la struttura da un numero infinito di gradi di libertà ad un numero finito, raccolti negli spostamenti dei nodi che rappresentano le incognite del problema.

Per descrivere gli spostamenti dei punti interni dell'elemento si utilizzano le funzioni di forma, che legano i primi menzionati agli spostamenti nodali attraverso una legge sull'andamento nota, che dipenderà dallo stato di deformazione che si vuole rappresentare.

Nel caso in analisi, è sufficiente per modellare tutti gli elementi dell'opera, l'elemento finito monodimensionale, anche detto tipo "frame" (Figura 1.4.1), il cui ha sei gradi di libertà (tre spostamenti e tre rotazioni) nello spazio per ogni nodo, e include gli effetti di deformazione assiale, taglio, torsione e momento flettente, secondo la teoria elastica.

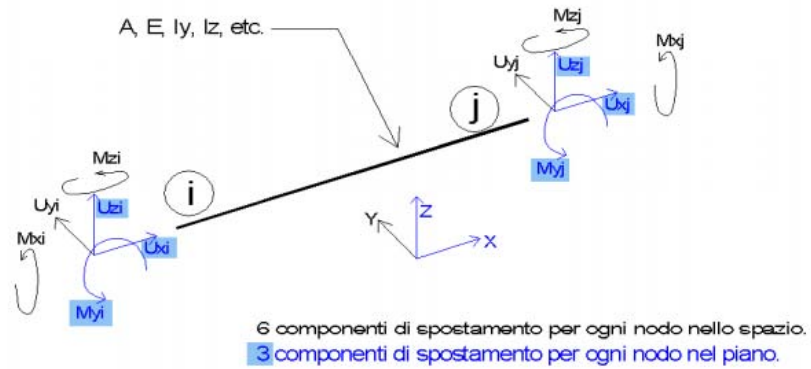


Figura 1.4.1: Gradi di libertà dell'elemento "frame";

In figura 1.4.2 si può osservare lo schema strutturale utilizzato per analizzare il comportamento del viadotto. È importante evidenziare che il collegamento fra l'impalcato e le pile è stato modellato attraverso braccetti rigidi che simulano ai baggioli ed i vincoli in cui appoggiano le campate, oltre ad un elemento rigido modellato dal baricentro dell'impalcato ai vincoli.

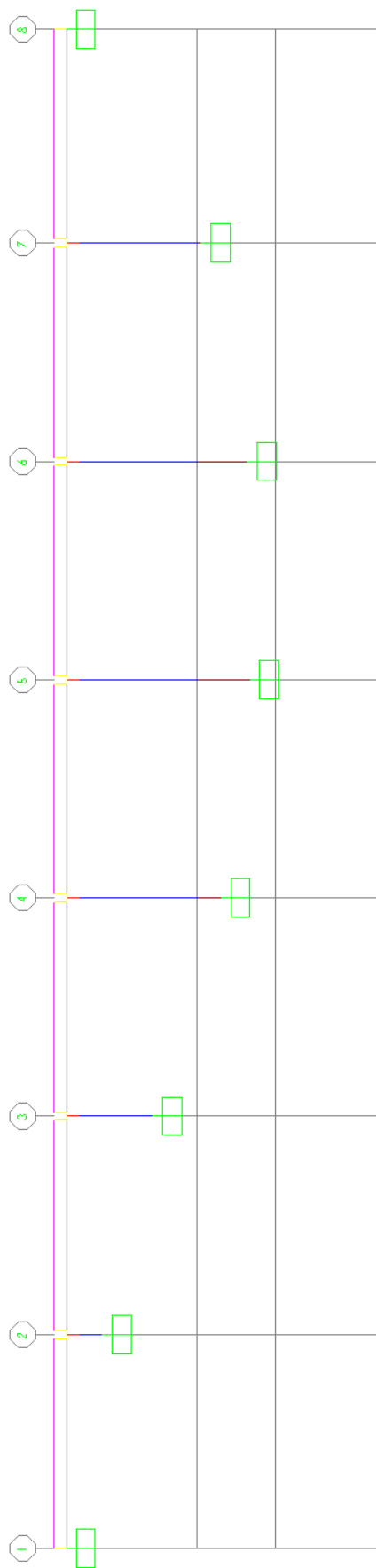


Figura 1.4.2: Prospettiva della modellazione del viadotto;

1.5) Azione Sismica.

Si è modellata l'azione sismica attraverso le prescrizioni delle NTC2008 ai capitoli 3 e 7, che è definita a partire dalla pericolosità sismica di base, specificata in termini di spettro di risposta elastico in pseudo - accelerazione, sia in componente orizzontale che verticale.

1.5.1) Vita nominale, classe d'uso e periodo di riferimento.

La vita nominale di un'opera è intesa come “il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata” (punto 2.4.1 sulle NTC2008). Nella seguente tabella si riporta la vita nominale dei diversi tipi di opere:

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva ¹	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

Perciò, nel caso in esame si è scelto il tipo di costruzione 2, cioè si è presa una vita nominale di 50 anni.

Per quanto riguarda la classe d'uso, si è utilizzata la classe IV, definita nelle NTC2008 come “Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, “Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade”, e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.” .

Il periodo di riferimento si ricava moltiplicando la vita nominale della costruzione per il coefficiente d'uso, associato alla classe d'uso ed è riportato nella seguente tabella:

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_u	0,7	1,0	1,5	2,0

Se $V_R \leq 35$ anni si pone comunque $V_R = 35$ anni.

Cioè, utilizzando $C_u=2$ il periodo di riferimento della struttura è $V_R = V_N \cdot C_u = 100$ anni.

1.5.2) Categorie di sottosuolo.

Facendo riferimento all'approccio semplificato nella valutazione dell'effetto della risposta sismica locale proposto dalle NTC2008 (punto 3.2.2), date le conoscenze avute delle prove sperimentali in sito, si è scelta una categoria di sottosuolo tipo "C" a seconda specificato nella seguente tabella:

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).</i>
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).</i>

La velocità di propagazione nel caso in esame è pari a 360 m/s.

1.5.3) Condizioni topografiche.

Visto la configurazione superficiale semplice del terreno, non si richiede di analisi più specifiche per valutare la risposta sismica locale, quindi, si ritiene opportuno utilizzare la categoria "T1" della classifica espressa nella seguente tabella della NTC2008:

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

1.5.4) Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali.

Nota la condizione topografica e il tipo di terreno sottostante della struttura, bisogna conoscere i parametri della pericolosità sismica di base (a_g , F_C , T_C^*), per poter individuare le forme spettrali espresse nelle NTC2008. Questi parametri variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento, a seconda lo stato limite in analisi.

Di seguito si associa la probabilità di superamento al rispettivo stato limite, riportato nella tabella:

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

Nel caso in analisi, nel rispetto delle indicazioni del capitolo 7 delle NTC2008 si valutano le azioni sismiche allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) e allo stato limite di danno (SLD), per cui le probabilità di superamento sono di 10% e 63% rispettivamente. Per conoscere il tempo di ritorno associato a queste probabilità e al periodo di riferimento dell'opera, si utilizza la seguente espressione:

$$T_R = \frac{-V_R}{\ln(1 - P_{V_R})}$$

In conseguenza, per lo SLV e lo SLD corrispondono un tempo di ritorno pari a 949 e 101 anni.

La normativa fornisce i parametri di pericolosità sismica per nove diversi tempi di ritorno (30, 50, 72, 101, 140, 201, 475, 975, 2475), dunque, allo SLD si hanno a disposizione direttamente i valori, ma allo SLV occorre fare un'interpolazione del tipo:

$$\log p = \log p_1 + \log \frac{p_2}{p_1} \log \frac{T_R}{T_{R1}} \left(\log \frac{T_{R2}}{T_{R1}} \right)^{-1}$$

nella quale p è il valore del parametro di interesse (a_g, F_0 o T_C^*), T_{R1} e T_{R2} sono i valori di T_R più prossimi per i quali si dispone dei valori di p .

Oltre a questo, come accade frequentemente, il punto del territorio in cui si vuole conoscere le azioni sismiche non corrisponde ad un nodo del reticolo di riferimento, per cui si calcolano i parametri con qualche legge di interpolazione, ad esempio, come la media pesata dei valori assunti di tali parametri nei quattro vertici della maglia contenente il punto di riferimento, usando come pesi gli inversi delle distanze fra questo punto ed i quattro vertici, attraverso l'espressione:

$$p = \frac{\sum_{i=1}^4 \frac{p_i}{d_i}}{\sum_{i=1}^4 \frac{1}{d_i}}$$

nella quale:

- p è il valore del parametro di interesse nel punto in esame;
- p_i è il valore del parametro di interesse nell' i -esimo punto della maglia elementare contenente il punto in esame;
- d_i è la distanza del punto in esame dall' i -esimo punto della maglia suddetta.

Conoscendo le coordinate geografiche del punto medio dell'opera (Long: 13.451442; Lat: 42.383969) si ubica dentro la maglia contenente il punto stesso (Figura 1.5.1), e si riporta ad esempio, i valori della pericolosità sismica nel caso dello SLV:

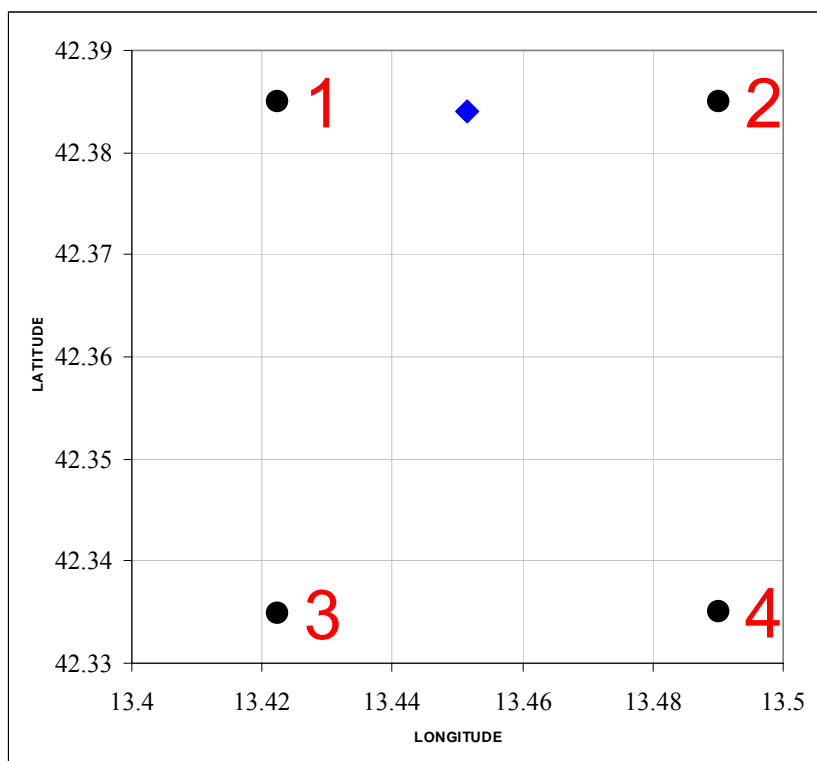


Figura 1.5.1: Maglia contenente il punto di riferimento;

Punto	ID	LONG	LAT	a_g	F_0	T_C^*
1	26306	13.42249	42.38493	0.331	2.399	0.363
2	26307	13.49021	42.38495	0.330	2.400	0.363
3	26528	13.42252	42.33493	0.331	2.399	0.363
4	26529	13.49018	42.33496	0.331	2.400	0.364
P		13.451442	42.383969	0.331	2.399	0.363

Dopodiché si ricavano i parametri della pericolosità sismica del sito, è definito lo spettro di risposta elastico delle componenti orizzontali dalle espressioni:

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

In definitiva, si riportano i dati utilizzati per l'elaborazione dello spettro allo SLV (Figura 1.5.2):

Terr. Tipo	C			
Cat. Topog.	T1			
ξ	5%			
η	1			
a_{g0}	0.331 g			
F_0	2.399			
T_C^*	0.363 s			
a_g	0.331 g			
			Ss	St
			1.224	1.000
Cc	S	TB	TC	TD
1.467	1.224	0.178	0.533	2.923

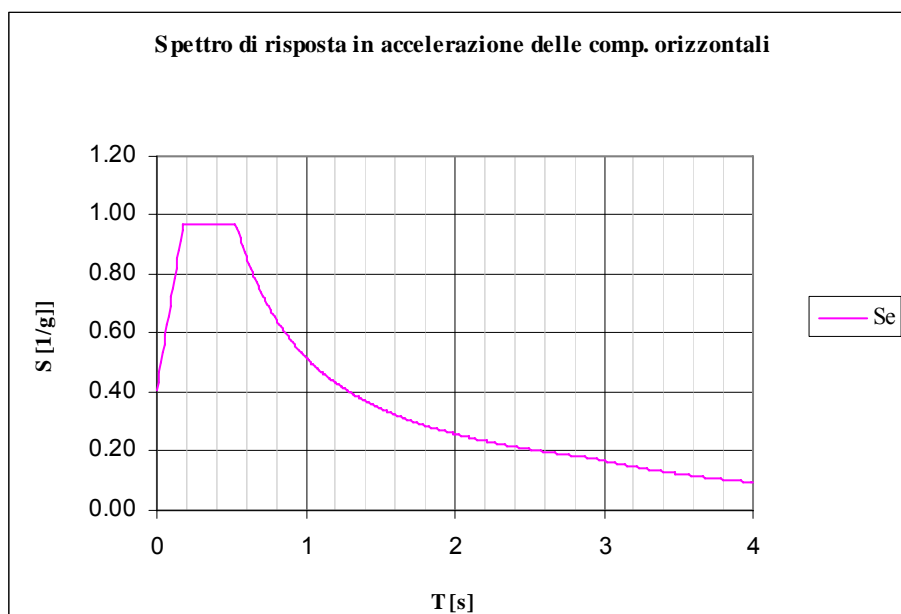


Figura 1.5.2: Spettro di risposta elastico delle componenti orizzontali;

1.5.5) Spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale.

È definito dalla normativa attraverso alcuni parametri per le componenti orizzontali (a_g , F_o , S_T , η). Per quanto riguarda S_S , T_B , T_C , T_D si riportano nella seguente tabella:

Categoria di sottosuolo	S_S	T_B	T_C	T_D
A, B, C, D, E	1,0	0,05 s	0,15 s	1,0 s

Le espressioni che descrivono lo spettro citato sono le seguenti:

$$0 \leq T < T_B \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_v} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

$$F_v = 1,35 \cdot F_o \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0,5}$$

dove F_v rappresenta il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno a_g

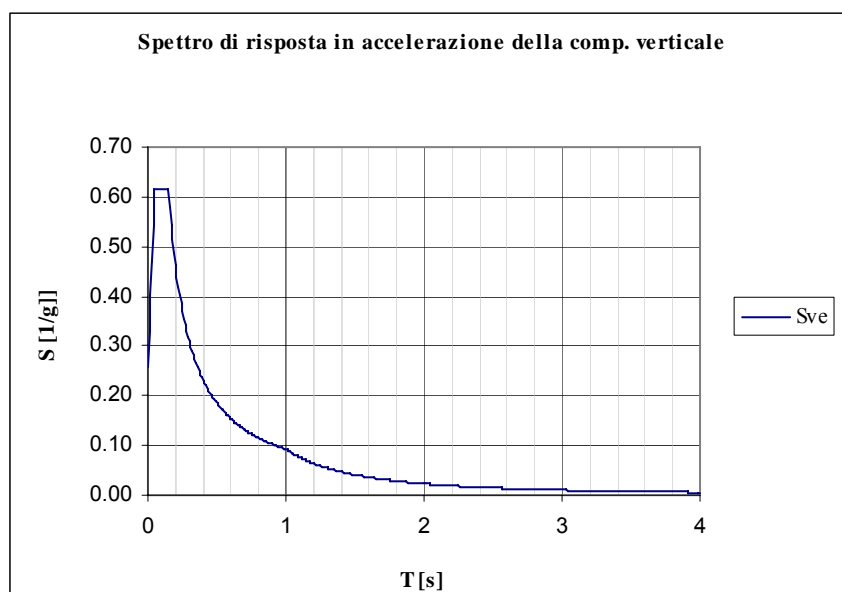


Figura 1.5.3: Spettro di risposta elastico della componente verticale;

1.5.6) Spettri di risposta di progetto.

Lo spettro di progetto delle componenti orizzontali impiegato nelle verifiche allo SLV è il corrispondente spettro di risposta elastico ridotto dal fattore di struttura “q” trattato nel capitolo 7 della normativa, che prende in considerazione la capacità dissipativa della struttura. Invece, per lo SLD lo spettro di progetto si mantiene quello elastico, cioè, ponendo q pari a uno.

Il fattore di struttura utilizzato allo SLV in concordanza con le indicazioni delle NTC2008 al punto 7.9.2.1 è pari a 1.5, assumendo una classe di duttilità tipo “B”

In definitiva, si mostra in figura 1.5.4 lo spettro di progetto e lo spettro elastico per mettere in evidenza la riduzione dell’azione sismica:

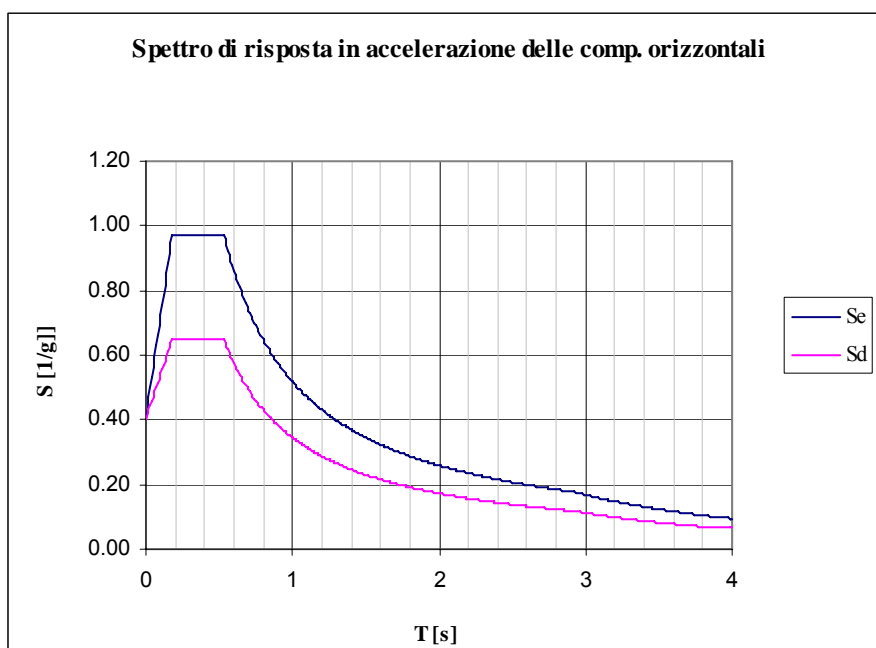


Figura 1.5.4: Spettro di risposta elastico e di progetto delle componenti orizzontali;

Per quanto concerne allo spettro di risposta della componente verticale, il fattore di struttura per tutti gli stati limiti è pari a uno, dunque lo spettro di progetto è uguale a quello elastico.

1.6) Risultati delle analisi.

1.6.1) Analisi dinamica lineare.

La soluzione del problema allo SLV e SLD è ottenuta mediante l'analisi modale, dove attraverso la conoscenza dei modi di vibrare della struttura, si individuano le sollecitazioni massime dovute al sisma. La combinazione modale utilizzata è la CQC (Complete Quadratic Combination) che lega ogni risposta massima modale con una legge del tipo:

$$E = \left(\sum_{i=1,N} \sum_{j=1,N} \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j \right)^{1/2}$$

Dove:

- E_i generica caratteristica di risposta associata al modo di vibrare i-mo,
- E_j generica caratteristica di risposta associata al modo di vibrare j-mo,
- ρ_{ij} coefficiente di correlazione tra il modo i e il modo j,
- E generica caratteristica di risposta dovuta a N modi.

I coefficienti ρ_{ij} , funzione dei coefficienti di smorzamento ξ_i e ξ_j dei modi e del rapporto $\beta_{ij} = \omega_i / \omega_j = T_j / T_i$ sono calcolati secondo la seguente espressione:

$$\rho_{ij} = \frac{8\sqrt{\xi_i \xi_j} (\xi_i + \beta_{ij} \xi_j) \beta_{ij}^{3/2}}{(1 - \beta_{ij}^2)^2 + 4\xi_i \xi_j \beta_{ij} (1 + \beta_{ij}^2) + 4(\xi_i^2 + \xi_j^2) \beta_{ij}^2}$$

E il coefficiente di smorzamento ξ per tutti i casi è assunto pari a 5%.

Si tengono in considerazione i primi 72 modi di vibrare, in concordanza con le specificazioni di normativa di avere più di 85% di massa eccitata in ogni direzione del sisma. È importante evidenziare che la massa viene considerata a seconda detto nel 3.2.4 delle NTC2008 tutta quella proveniente dai carichi gravitazionali e nel caso di ponti un 20% di quella proveniente dai carichi dovuti al transito, tuttavia visto la poca rilevanza di questi ultimi si è ritenuto opportuno trascurarla.

Di seguito si riporta una tabella con il contributo di massa associato al singolo modo e un'altra tabella con la sommatoria totale della percentuale:

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
OutputCase	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumU X	SumU Y	SumUZ
Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	1	2.54	0.13	0.00	0.00	0.13	0.00	0.00
MODAL	2	2.48	0.15	0.00	0.00	0.28	0.00	0.00
MODAL	3	1.96	0.13	0.00	0.00	0.41	0.00	0.00
MODAL	4	1.60	0.13	0.00	0.00	0.54	0.00	0.00
MODAL	5	1.07	0.00	0.46	0.00	0.54	0.46	0.00
MODAL	6	0.85	0.00	0.00	0.00	0.54	0.46	0.00
MODAL	7	0.83	0.12	0.00	0.00	0.66	0.46	0.00
MODAL	8	0.69	0.00	0.11	0.00	0.66	0.57	0.00
MODAL	9	0.60	0.00	0.04	0.00	0.66	0.60	0.00
MODAL	10	0.41	0.01	0.00	0.05	0.67	0.60	0.05
MODAL	11	0.40	0.01	0.00	0.10	0.68	0.60	0.15
MODAL	12	0.40	0.00	0.00	0.25	0.68	0.60	0.40
MODAL	13	0.39	0.00	0.00	0.00	0.68	0.60	0.40
MODAL	14	0.39	0.00	0.00	0.04	0.68	0.60	0.44
MODAL	15	0.39	0.00	0.00	0.03	0.68	0.60	0.47
MODAL	16	0.39	0.00	0.00	0.04	0.68	0.60	0.51
MODAL	17	0.37	0.00	0.11	0.00	0.68	0.71	0.51
MODAL	18	0.25	0.10	0.00	0.01	0.78	0.71	0.52
MODAL	19	0.21	0.02	0.00	0.00	0.80	0.71	0.52
MODAL	20	0.20	0.01	0.00	0.00	0.81	0.71	0.52
MODAL	21	0.16	0.00	0.10	0.00	0.81	0.81	0.52
MODAL	22	0.16	0.01	0.00	0.00	0.82	0.81	0.52
MODAL	23	0.13	0.01	0.00	0.00	0.83	0.81	0.52
MODAL	24	0.12	0.00	0.00	0.00	0.83	0.82	0.52
MODAL	25	0.12	0.00	0.02	0.00	0.83	0.83	0.52
MODAL	26	0.12	0.00	0.04	0.00	0.83	0.87	0.52
MODAL	27	0.12	0.02	0.00	0.00	0.86	0.87	0.52
MODAL	28	0.11	0.00	0.00	0.00	0.86	0.87	0.52
MODAL	29	0.11	0.00	0.00	0.00	0.86	0.87	0.52
MODAL	30	0.11	0.00	0.00	0.00	0.86	0.87	0.52
MODAL	31	0.11	0.00	0.00	0.00	0.86	0.87	0.52
MODAL	32	0.10	0.00	0.00	0.00	0.86	0.87	0.52
MODAL	33	0.10	0.00	0.00	0.00	0.86	0.87	0.52
MODAL	34	0.10	0.00	0.00	0.00	0.86	0.87	0.52
MODAL	35	0.10	0.00	0.00	0.00	0.86	0.87	0.52
MODAL	36	0.09	0.00	0.01	0.00	0.86	0.88	0.52
MODAL	37	0.09	0.00	0.00	0.00	0.86	0.88	0.52
MODAL	38	0.08	0.00	0.00	0.00	0.86	0.89	0.52
MODAL	39	0.07	0.01	0.00	0.00	0.87	0.89	0.52
MODAL	40	0.07	0.00	0.00	0.00	0.87	0.89	0.52
MODAL	41	0.07	0.01	0.00	0.00	0.88	0.89	0.52

MODAL	42	0.07	0.06	0.00	0.00	0.94	0.89	0.52
MODAL	43	0.07	0.00	0.02	0.00	0.94	0.90	0.52
MODAL	44	0.06	0.01	0.00	0.00	0.95	0.90	0.52
MODAL	45	0.06	0.00	0.00	0.00	0.95	0.91	0.52
MODAL	46	0.06	0.00	0.00	0.08	0.95	0.91	0.60
MODAL	47	0.06	0.00	0.00	0.00	0.95	0.91	0.60
MODAL	48	0.06	0.00	0.00	0.01	0.95	0.91	0.61
MODAL	49	0.06	0.00	0.00	0.00	0.95	0.91	0.61
MODAL	50	0.06	0.00	0.00	0.01	0.95	0.91	0.62
MODAL	51	0.05	0.00	0.00	0.00	0.95	0.91	0.62
MODAL	52	0.05	0.01	0.00	0.00	0.96	0.91	0.62
MODAL	53	0.05	0.00	0.00	0.00	0.96	0.91	0.63
MODAL	54	0.05	0.00	0.00	0.08	0.96	0.91	0.70
MODAL	55	0.05	0.00	0.00	0.00	0.96	0.91	0.70
MODAL	56	0.05	0.00	0.01	0.00	0.96	0.92	0.70
MODAL	57	0.05	0.00	0.01	0.00	0.96	0.92	0.70
MODAL	58	0.05	0.00	0.00	0.05	0.96	0.92	0.75
MODAL	59	0.04	0.00	0.00	0.00	0.96	0.92	0.75
MODAL	60	0.04	0.00	0.00	0.05	0.96	0.92	0.80
MODAL	61	0.04	0.00	0.01	0.00	0.96	0.93	0.80
MODAL	62	0.04	0.00	0.00	0.00	0.96	0.93	0.80
MODAL	63	0.04	0.00	0.00	0.00	0.96	0.93	0.81
MODAL	64	0.04	0.00	0.00	0.00	0.96	0.93	0.81
MODAL	65	0.04	0.00	0.00	0.00	0.96	0.93	0.81
MODAL	66	0.04	0.00	0.00	0.01	0.96	0.93	0.82
MODAL	67	0.04	0.00	0.00	0.00	0.96	0.93	0.82
MODAL	68	0.04	0.01	0.00	0.00	0.97	0.93	0.82
MODAL	69	0.04	0.00	0.00	0.00	0.97	0.93	0.82
MODAL	70	0.03	0.00	0.00	0.00	0.97	0.94	0.82
MODAL	71	0.03	0.00	0.00	0.00	0.97	0.94	0.82
MODAL	72	0.03	0.00	0.00	0.04	0.97	0.94	0.86

TABLE: Modal Load Participation Ratios				
OutputCase	ItemType	Item	Static	Dynamic
Text	Text	Text	Percent	Percent
MODAL	Acceleration	UX	99.9996	97.0365
MODAL	Acceleration	UY	99.9973	93.8209
MODAL	Acceleration	UZ	99.9687	85.9463

A titolo di esempio si mostrano le principali deformate modali, cioè, il modo più significativo in direzione longitudinale (Figura 1.6.1) e trasversale (Figura 1.6.2)

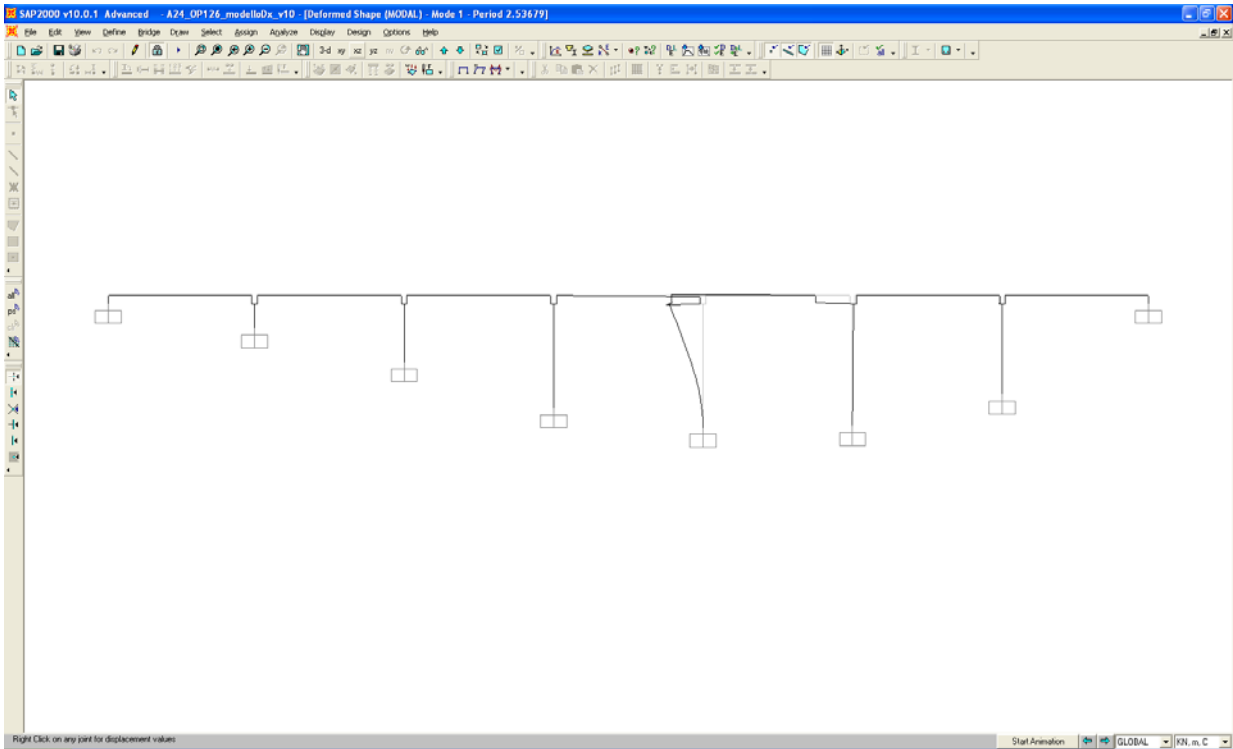


Figura 1.6.1: 1° deformata modale longitudinale, $T=2.54$ s;

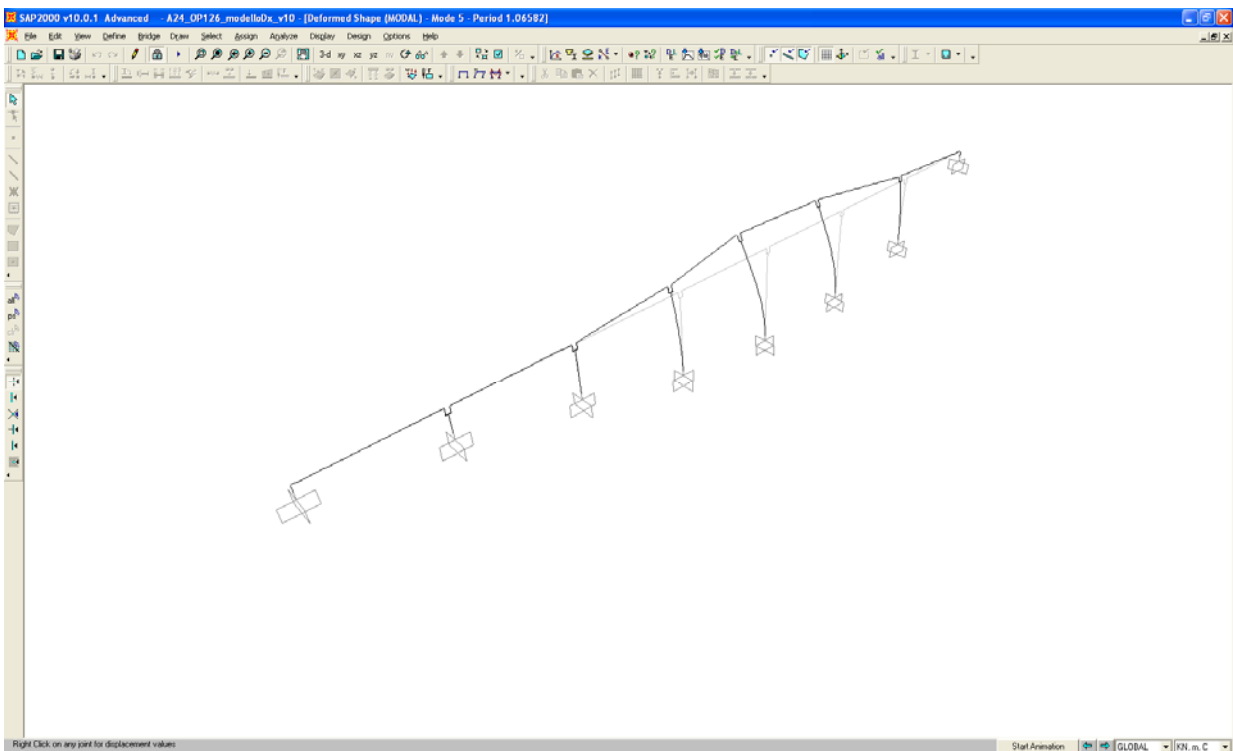


Figura 1.6.2: 1° deformata modale trasversale, $T=1.07$ s;

È rilevante constatare che la rigidezza delle pile viene dimezzata tenendo conto dello stato fessurativo degli elementi quando si verifica l'azione sismica, e tuttavia può considerarsi

cautelativo, visto i risultati da diverse prove sperimentali quando si valuta il momento di fessurazione. Invece nel caso dell'impalcato si considera interamente reagente.

1.6.2) Sollecitazioni allo S.L.V.

Si elencano i casi considerati:

- DEAD: Peso proprio + carichi permanenti strutturali e non strutturali
- SX: Sisma longitudinale (dir X)
- SY: Sisma trasversale (dir Y)
- SZ: Sisma trasversale (dir Z)

Le sollecitazioni hanno il seguente significato:

- V2: taglio longitudinale in kN
- M3: momento flettente longitudinale in kN-m
- V3: taglio trasversale in kN
- M2: momento flettente trasversale in kN-m
- T: torsione in kN-m
- P: sforzo normale in kN (- compressione)

Le sezioni considerate sono quelle allo spicco della singola pila, perciò si elencano gli elementi del Sap2000 associati a esse:

- P2: elemento 193
- P3: elemento 189
- P4: elemento 102
- P5: elemento 115
- P6: elemento 128
- P7: elemento 141

Nella tabella seguente vengono riportate le sollecitazioni di calcolo caratteristiche derivanti dall'analisi:

TABLE: Element Forces - Frames									
Frame	Station	OutputCase	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
102	0	DEAD		-12 889	0	0	0	0	0
102	0	SX	Max	446	1 955	0	0	0	52 699
102	0	SY	Max	0	0	3 643	1 174	97 849	0
102	0	SZ	Max	2 860	195	0	0	0	1 032
115	0	DEAD		-13 890	0	0	0	0	0
115	0	SX	Max	190	1 740	0	0	0	50 015
115	0	SY	Max	0	0	4 663	670	147 405	0
115	0	SZ	Max	3 142	112	0	0	0	993
128	0	DEAD		-13 788	0	0	0	0	0
128	0	SX	Max	211	1 755	0	0	0	50 438
128	0	SY	Max	0	0	3 987	792	126 801	0
128	0	SZ	Max	3 124	111	0	0	0	963
141	0	DEAD		-12 197	0	0	0	0	0
141	0	SX	Max	221	2 236	0	0	0	55 065
141	0	SY	Max	0	0	3 283	848	78 552	0
141	0	SZ	Max	2 655	82	0	0	0	835
189	0	DEAD		-10 802	0	0	0	0	0
189	0	SX	Max	971	3 882	0	0	0	63 128
189	0	SY	Max	0	0	4 799	1 219	78 602	0
189	0	SZ	Max	2 041	212	0	0	0	2 009
193	0	DEAD		-9 383	0	0	0	0	0
193	0	SX	Max	1 561	4 960	0	0	0	34 159
193	0	SY	Max	0	0	4 213	990	37 095	0
193	0	SZ	Max	1 224	933	0	0	0	6 448

In seguito che si ottengono le sollecitazioni provenienti di ogni caso, si combinano attraverso la relazione data nelle NTC2008 al paragrafo 3.2.4.

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

Dove:

G₁: Carichi permanenti strutturali

G₂: Carichi permanenti non strutturali.

P: Pretensione e precompressione.

E: Azione sismica.

Q: Carichi variabili (nel caso di ponti, $\psi_{2j}=0,2$ e si utilizza quando rilevante).

1.7) Verifiche allo S.L.V.

Le sollecitazioni del paragrafo precedente con cui si fanno le verifiche sono combinate tenendo conto della variabilità spaziale dell'azione sismica, prescritta nelle NTC al punto 7.3.5. cioè, utilizzando la regola del 100% in una componente e nelle altre due 30%, e poi rotando dei coefficienti fino a trovare gli effetti più sfavorevoli.

Visto lo schema strutturale, si osserva che le sezioni con le sollecitazioni più gravose sono quelle di spiccato, ovvero alla base della singola pila, per cui si ritiene opportuno valutare queste sezioni, oltre al fatto che l'armatura rimane costante per ogni tipo di sezione.

In figura 1.7.1 e figura 1.7.2 si osserva la disposizione dell'armatura longitudinale di entrambi sezioni, costituite da barre $116\Phi 20+80\Phi 16$ nella sezione 1 e $182\Phi 26+60\Phi 20$ nella sezione 2.

Per quanto riguarda la disposizione dell'armatura trasversale, si ricavano dei disegni esecutivi che sono stati utilizzati 2 bracci di staffe di $\Phi 10$ per ogni lato della sezione, ad un passo costante di 20 cm.

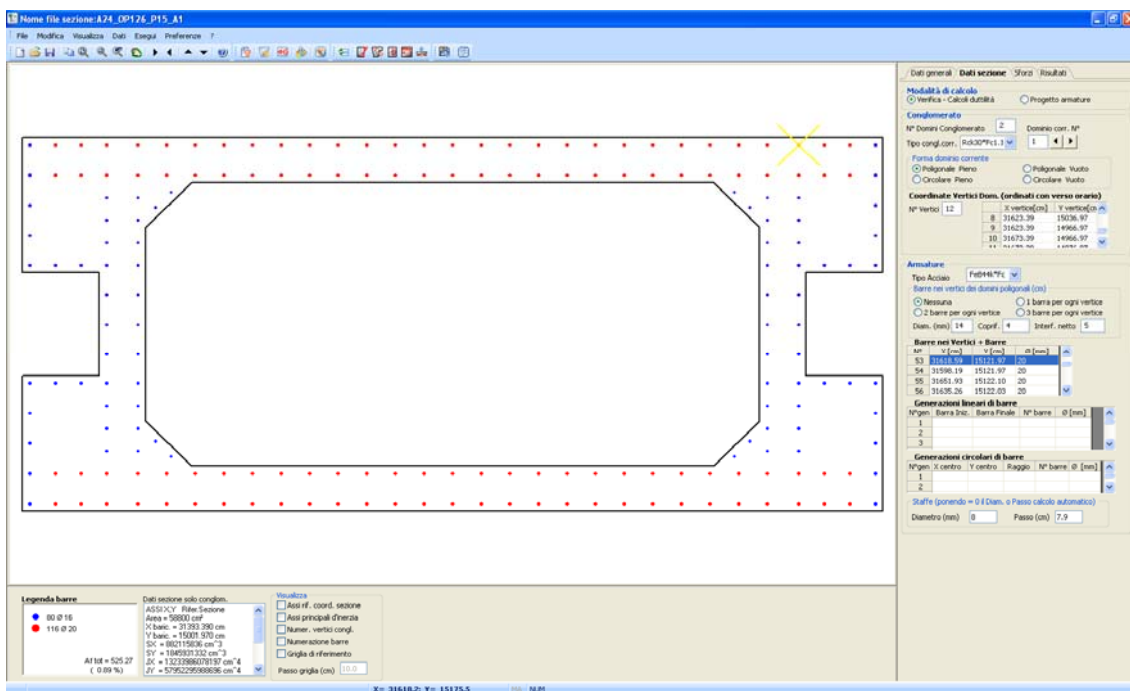


Figura 1.7.1: Armatura longitudinale di sezione 1 ($116\Phi 20+80\Phi 16$);

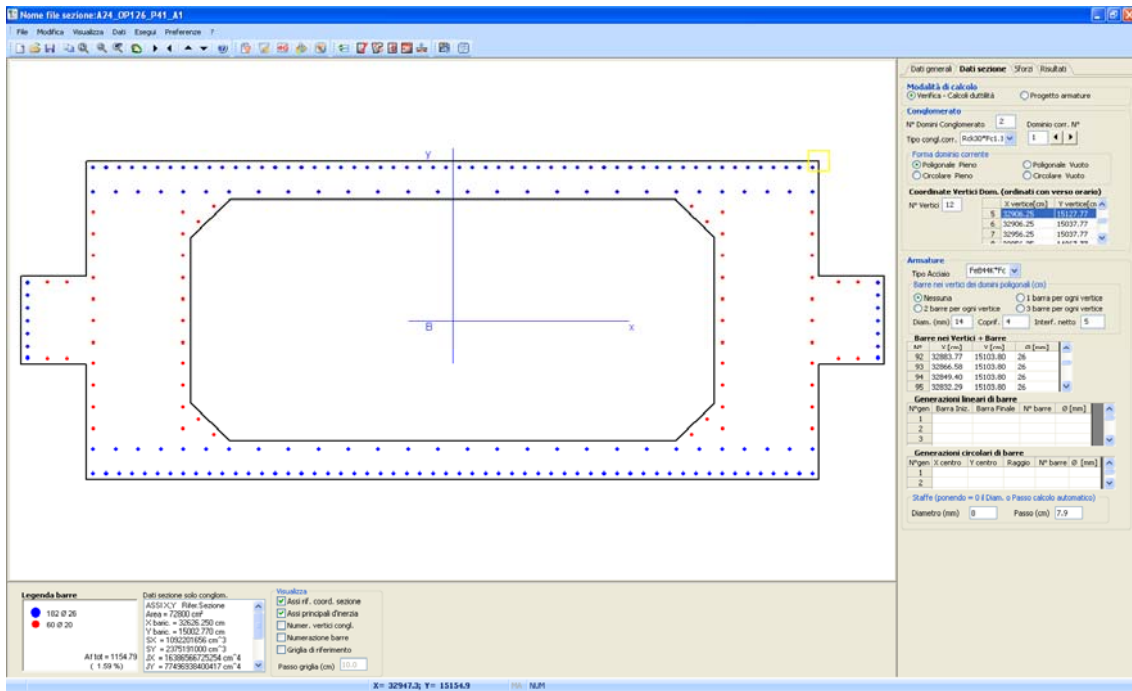


Figura 1.7.2: Armatura longitudinale di sezione 2 (182Φ26+60Φ20);

1.7.1) Pressoflessione deviata.

L'approccio da già alcuni anni utilizzato per fare le verifiche delle sezioni, ed ormai entrato in uso frequente dalla maggioranza delle normative al mondo, è quello dell'analisi allo stato limite di rottura. A differenza del metodo alle tensioni ammissibili, in cui si cerca di conoscere lo stato tensionale agente per le sollecitazioni date, il metodo allo stato limite di rottura cerca di verificare che la sollecitazione massima resistente della sezione sia maggiore della sollecitazione di calcolo.

È importante enumerare i cinque casi che riflettono i modi di rottura della sezione (Figura 1.7.3):

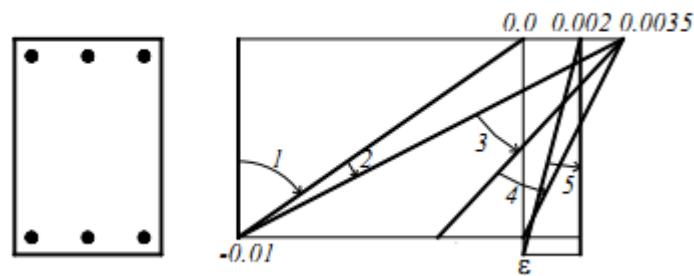


Figura 1.7.3: Diagrammi delle deformazioni dei possibili casi di modi di rottura.

- Caso 1: la sezione è tutta tesa, si ha rottura per deformazione ultima dell'acciaio pari a 0.01, per cui solo lavora l'armatura.
- Caso 2: la rottura avviene ancora a deformazione ultima dell'armatura tesa, ma una parte della sezione è compressa con deformazione del calcestruzzo fra $0 \div 0.0035$.
- Caso 3: si ha rottura a compressione del calcestruzzo con deformazione pari a 0.0035, invece l'armatura tesa è sempre snervata con deformazione fra 0.01 e f_y/E_s .
- Caso 4: la deformazione del calcestruzzo rimane a 0.0035, invece l'armatura rimane in campo elastico fra f_y/E_s e 0.

- Caso 5: il diagramma è tutto a compressione con deformazione del calcestruzzo pari a 0.002 al lembo superiore, e al lembo inferiore la deformazione varia fra 0 e 0.002.

Esplorando tutti questi possibili modi di rottura è possibile costruire il dominio di interazione (Figura 1.7.4), aggiungendo di ripetere gli stessi casi ma ora al lembo contrario della sezione. Nel caso che la sezione e l'armatura siano simmetriche pure il dominio sarà simmetrico rispetto all'asse N.

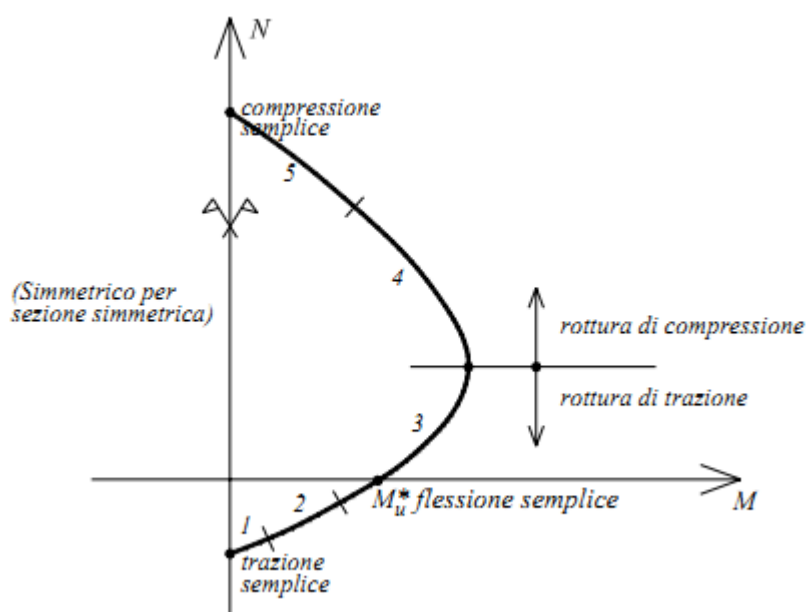


Figura 1.7.4: Dominio di interazione di una sezione in calcestruzzo armato soggetta a pressoflessione retta;

Nel caso in esame, le sollecitazioni agente sono composte dallo sforzo assiale e due momenti contemporanei provenienti dal sisma nelle due direzioni principali (N , M_x , M_y), perciò a differenza del caso della pressoflessione retta che il dominio di interazione si individua nel piano (N_u , M_u), nella pressoflessione deviata si individua nello spazio e verificando che la terna (N_u , M_{ux} , M_{uy}) si trovi all'interno dell'ora chiamata superficie di interazione (Figura 1.7.5).

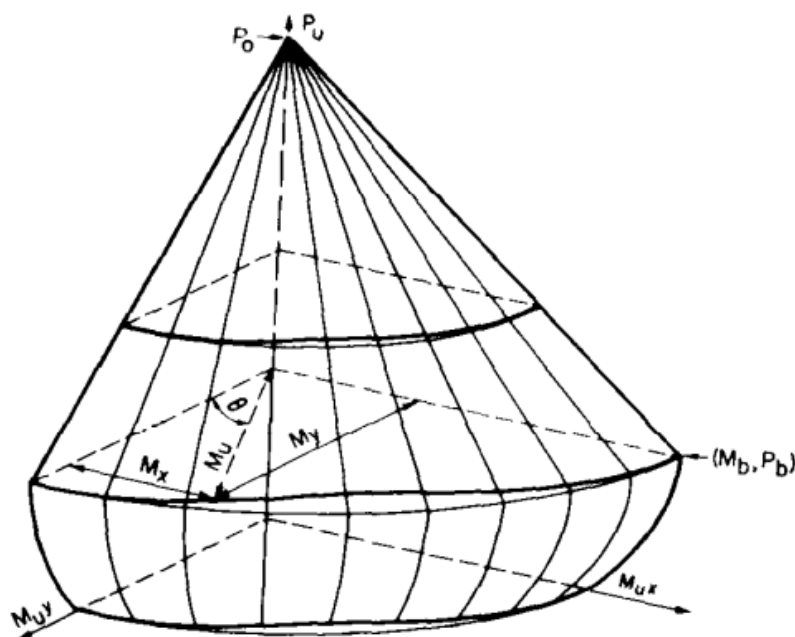


Figura 1.7.5: Superficie di interazione di una sezione in calcestruzzo armato soggetta a pressoflessione deviata;

La procedura per costruire la superficie di interazione viene esposta nei seguenti passi e illustrata in figura 1.7.6:

- Si fissa un'inclinazione dell'asse neutro.
- Secondo questa direzione, si assegna un diagramma delle deformazioni.
- Si determina il diagramma delle tensioni, ove comunemente per semplicità si sceglie il rettangolo equivalente per rappresentare le tensioni del cls.
- Si valutano le risultanti di trazioni e di compressioni.
- Si scompone il momento ultimo trovato nelle due direzioni in cui agiscono i momenti sollecitanti.
- Si varia il diagramma delle deformazioni, ovvero la posizione dell'asse neutro, e si trova un certo numero di terne di valori (N_u , M_{ux} , M_{uy}).
- Si sceglie un'altra inclinazione dell'asse neutro e si ripetono i passi precedenti fino ad individuare una quantità sufficiente di valori per costruire la superficie di interazione.

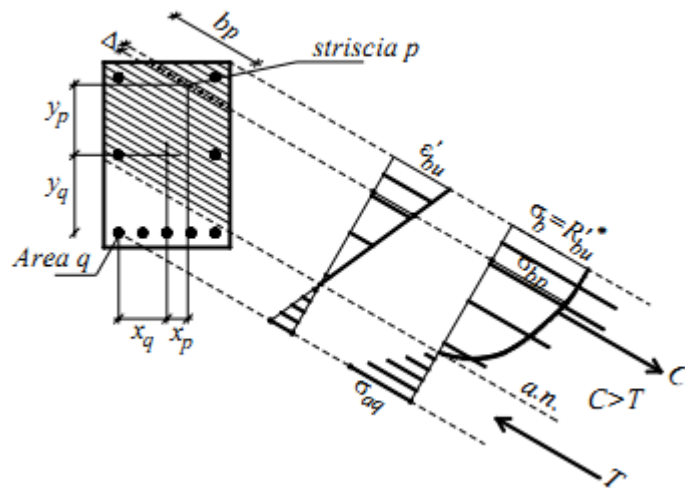


Figura 1.7.6: Diagramma delle deformazioni inclinato;

Questo metodo di verifica è abbastanza oneroso da utilizzare manualmente, esistendo contemporaneamente altre procedure semplificate con risultati piuttosto accurati, ma con l'ausilio di un calcolatore diviene possibile applicarlo agevolmente.

A titolo di esempio, si vede in figura 1.7.7 e 1.7.8 la superficie di interazione e il piano individuato dalla superficie ad N costante (in cui N è lo sforzo assiale sollecitante) della prima combinazione sismica allo spiccato della pila 2, calcolato con il programma RC-SEC. Si può osservare facilmente in entrambe figure che il punto corrispondente alla terna sollecitante si trova all'esterno del dominio di interazione, per cui la verifica non è soddisfatta.

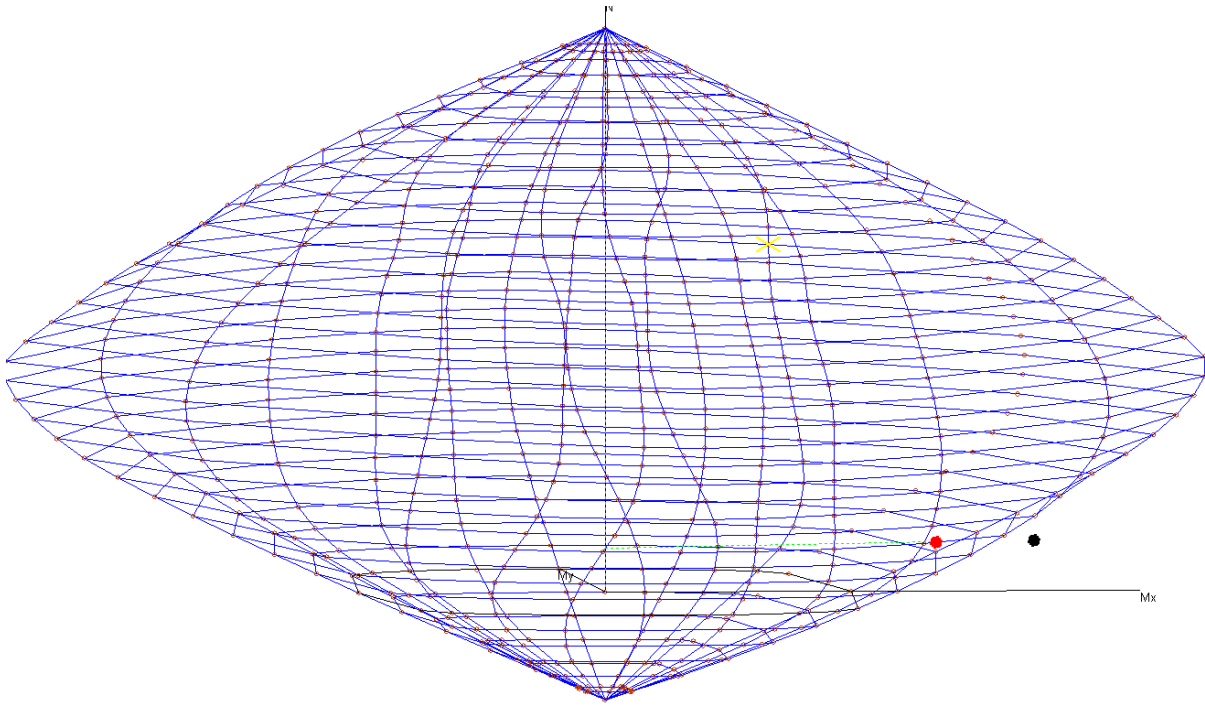


Figura 1.7.7: Superficie di interazione della sezione di spicco della pila 2 soggetta a pressoflessione deviata;

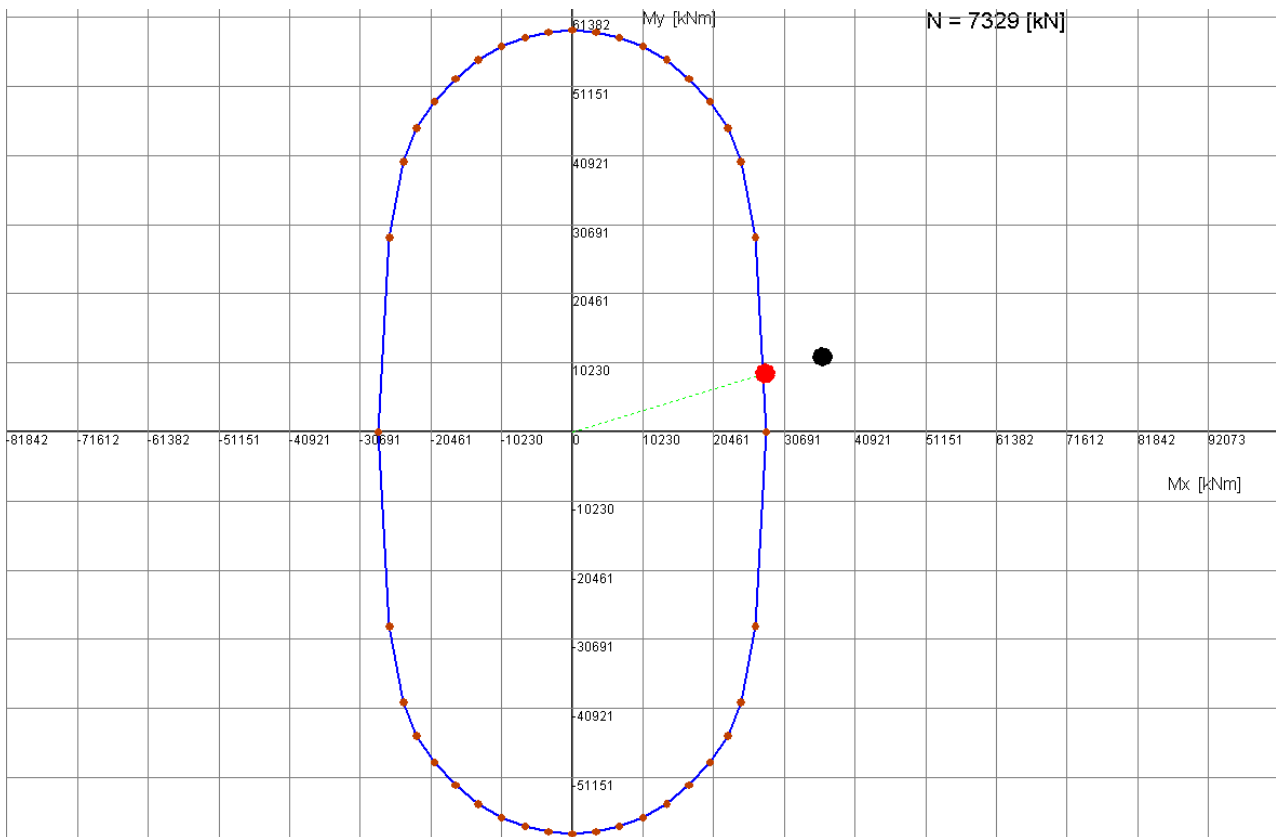


Figura 1.7.8: Dominio di interazione M_x - M_y della sezione di spicco della pila 2 soggetta a pressoflessione deviata;

Un modo corrente di descrivere il grado di soddisfacimento della verifica viene fatto attraverso il coefficiente di sicurezza, il cui esprime il rapporto tra la resistenza e la sollecitazione agente, essendo verificato se è maggiore o uguale ad uno. Questo permette di capire da quanto si sta in favore, o no, della sicurezza. Nel caso della pressoflessione deviata, questo rapporto è espresso attraverso la magnitudo di due vettori appartenenti al piano ad N costante dello spazio N - M_x - M_y , rappresentato in figura 1.7.8, i quali sono rappresentati nella linea retta che passa all'origine e il punto di sollecitazione (M_x, M_y) dentro il piano. Il vettore sollecitazione è espresso direttamente con i valori dei momenti di sollecitazione mentre il vettore resistenza si ricava dall'intersezione della linea anteriormente menzionata e il dominio di interazione. Nel caso in esempio esposto in precedenza questo coefficiente di sicurezza è pari a 0.77, perciò la verifica non è soddisfatta.

Di seguito si riportano le sollecitazioni allo spiccato delle pile P2, P3, P4, P5, P6, P7 con i coefficienti di sicurezza provenienti dalle verifiche a pressoflessione deviata con il programma prima citato. Si noti che si utilizzano 24 combinazioni che rappresentano la regola del “sisma prevalente” anche tenendo conto dell'inversione del segno dell'azione sismica.

Supporto n°	Hpila(m)	elemento	nodo	sezione	Analisi Dinamica Lineare		Cs
					C.s.	dir	
P2	6.85	193	0	S-1	0.77	long	
	V2	M3	V3	M2	T	P	
SIS1	5 256	36 188	1 260	11 119	297	-7 329	0.77
SIS2	4 696	32 321	1 260	11 119	297	-8 321	0.90
SIS3	5 256	36 188	-1 260	-11 119	-297	-7 329	0.77
SIS4	4 696	32 321	-1 260	-11 119	-297	-8 321	0.90
SIS5	-4 696	-32 321	1 260	11 119	297	-10 444	0.96
SIS6	-5 256	-36 188	1 260	11 119	297	-11 436	0.89
SIS7	-4 696	-32 321	-1 260	-11 119	-297	-10 444	0.96
SIS8	-5 256	-36 188	-1 260	-11 119	-297	-11 436	0.89
SIS9	1 773	12 210	4 201	37 064	990	-8 420	1.45
SIS10	-1 212	-8 343	4 201	37 064	990	-9 354	1.60
SIS11	1 212	8 343	4 201	37 064	990	-9 411	1.60
SIS12	-1 773	-12 210	4 201	37 064	990	-10 346	1.51
SIS13	1 773	12 210	-4 201	-37 064	-990	-8 420	1.45
SIS14	-1 212	-8 343	-4 201	-37 064	-990	-9 354	1.60
SIS15	1 212	8 343	-4 201	-37 064	-990	-9 411	1.60
SIS16	-1 773	-12 210	-4 201	-37 064	-990	-10 346	1.51
SIS17	2 427	16 721	1 260	11 119	297	-7 263	1.64
SIS18	2 427	16 721	-1 260	-11 119	-297	-7 263	1.64
SIS19	-558	-3 832	1 260	11 119	297	-8 197	4.73
SIS20	-558	-3 832	-1 260	-11 119	-297	-8 197	4.73
SIS21	558	3 832	1 260	11 119	297	-10 568	4.98
SIS22	558	3 832	-1 260	-11 119	-297	-10 568	4.98
SIS23	-2 427	-16 721	1 260	11 119	297	-11 503	1.88
SIS24	-2 427	-16 721	-1 260	-11 119	-297	-11 503	1.88

	Sollecitazioni congruenti considerate per la verifica a taglio						Soll. Resistenti		
	V2	M3	V3	M2	T	P	V-Ed	M3-rd	M2-rd
V2max	-5 256	-36 188	-1 260	-11 119	297	-7 329	4 712	-32 280	0
V3max	1 773	12 210	4 201	37 064	990	-8 420	4 201	0	71 057
Tmax	1 773	12 210	4 201	37 064	990	-11 503			

Supporto n°	Hpila(m)	elemento	nodo	sezione	Analisi Dinamica Lineare		Cs
					C.s.	dir	
P3	16.50	189	0	S-1	0.47	long	
	V2	M3	V3	M2	T	P	
SIS1	3 947	63 785	1 438	23 559	367	-9 196	0.47
SIS2	3 826	62 582	1 438	23 559	367	-10 491	0.50
SIS3	3 947	63 785	-1 438	-23 558	-367	-9 196	0.47
SIS4	3 826	62 582	-1 438	-23 559	-367	-10 491	0.50
SIS5	-3 826	-62 582	1 438	23 559	367	-11 111	0.51
SIS6	-3 947	-63 785	1 438	23 558	367	-12 406	0.52
SIS7	-3 826	-62 582	-1 438	-23 559	-367	-11 111	0.51
SIS8	-3 947	-63 785	-1 438	-23 559	-367	-12 406	0.52
SIS9	1 226	19 556	4 794	78 528	1 224	-9 866	0.75
SIS10	-1 106	-18 354	4 794	78 528	1 224	-10 441	0.77
SIS11	1 106	18 354	4 794	78 528	1 224	-11 162	0.78
SIS12	-1 226	-19 556	4 794	78 528	1 224	-11 736	0.78
SIS13	1 226	19 556	-4 794	-78 528	-1 224	-9 866	0.75
SIS14	-1 106	-18 354	-4 794	-78 528	-1 224	-10 441	0.77
SIS15	1 106	18 354	-4 794	-78 528	-1 224	-11 162	0.78
SIS16	-1 226	-19 556	-4 794	-78 528	-1 224	-11 736	0.78
SIS17	1 367	20 959	1 438	23 559	367	-8 355	1.30
SIS18	1 367	20 959	-1 438	-23 558	-367	-8 355	1.30
SIS19	-965	-16 951	1 438	23 559	367	-8 929	1.58
SIS20	-965	-16 951	-1 438	-23 559	-367	-8 929	1.58
SIS21	965	16 951	1 438	23 559	367	-12 673	1.73
SIS22	965	16 951	-1 438	-23 559	-367	-12 673	1.73
SIS23	-1 367	-20 959	1 438	23 558	367	-13 247	1.48
SIS24	-1 367	-20 959	-1 438	-23 559	-367	-13 247	1.48

	Sollecitazioni congruenti considerate per la verifica a taglio						Soll. Resistenti		
	V2	M3	V3	M2	T	P	V-Ed	M3-rd	M2-rd
V2max	-3 947	-63 785	-1 438	-23 559	367	-9 196	2 093	-34 535	0
V3max	1 226	19 556	4 794	78 528	1 224	-9 866	4 517	0	74 523
Tmax	1 226	19 556	4 794	78 528	1 224	-13 247			

					Analisi Dinamica Lineare		
Supporto n°	Hpila(m)	elemento	nodo	sezione	C.s.	dir	
P4	29.60	102	0	S-2	1.02	long	
	V2	M3	V3	M2	T	P	Cs
SIS1	2 012	53 008	1 099	29 356	353	-11 576	1.02
SIS2	1 901	52 401	1 099	29 356	353	-13 313	1.06
SIS3	2 012	53 008	-1 099	-29 356	-353	-11 576	1.02
SIS4	1 901	52 401	-1 099	-29 356	-353	-13 313	1.06
SIS5	-1 901	-52 401	1 099	29 356	353	-12 463	1.05
SIS6	-2 012	-53 008	1 099	29 356	353	-14 200	1.06
SIS7	-1 901	-52 401	-1 099	-29 356	-353	-12 463	1.05
SIS8	-2 012	-53 008	-1 099	-29 356	-353	-14 200	1.06
SIS9	643	16 115	3 664	97 853	1 176	-11 886	1.19
SIS10	-531	-15 508	3 664	97 853	1 176	-12 152	1.20
SIS11	531	15 508	3 664	97 853	1 176	-13 623	1.22
SIS12	-643	-16 115	3 664	97 853	1 176	-13 889	1.22
SIS13	643	16 115	-3 664	-97 853	-1 176	-11 886	1.19
SIS14	-531	-15 508	-3 664	-97 853	-1 176	-12 152	1.20
SIS15	531	15 508	-3 664	-97 853	-1 176	-13 623	1.22
SIS16	-643	-16 115	-3 664	-97 853	-1 176	-13 889	1.22
SIS17	773	16 824	1 099	29 356	353	-9 860	2.52
SIS18	773	16 824	-1 099	-29 356	-353	-9 860	2.52
SIS19	-401	-14 799	1 099	29 356	353	-10 126	2.75
SIS20	-401	-14 799	-1 099	-29 356	-353	-10 126	2.75
SIS21	401	14 799	1 099	29 356	353	-15 650	2.91
SIS22	401	14 799	-1 099	-29 356	-353	-15 650	2.91
SIS23	-773	-16 824	1 099	29 356	353	-15 916	2.70
SIS24	-773	-16 824	-1 099	-29 356	-353	-15 916	2.70

	Sollecitazioni congruenti considerate per la verifica a taglio						Soll. Resistenti		
	V2	M3	V3	M2	T	P	V-Ed	M3-rd	M2-rd
V2max	-2 012	-53 008	-1 099	-29 356	353	-11 576	2 012	-65 091	0
V3max	643	16 115	3 664	97 853	1 176	-11 886	3 664	0	143 011
Tmax	643	16 115	3 664	97 853	1 176	-15 916			

					Analisi Dinamica Lineare		
Supporto n°	Hpila(m)	elemento	nodo	sezione	C.s.	dir	
P5	35.10	115	0	S-2	0.83	trasv	
	V2	M3	V3	M2	T	P	Cs
SIS1	1 777	50 315	1 400	44 223	202	-12 750	1.04
SIS2	1 710	49 721	1 400	44 223	202	-14 649	1.07
SIS3	1 777	50 315	-1 400	-44 223	-202	-12 750	1.04
SIS4	1 710	49 721	-1 400	-44 223	-202	-14 649	1.07
SIS5	-1 710	-49 721	1 400	44 223	202	-13 129	1.05
SIS6	-1 777	-50 315	1 400	44 223	202	-15 027	1.07
SIS7	-1 710	-49 721	-1 400	-44 223	-202	-13 129	1.05
SIS8	-1 777	-50 315	-1 400	-44 223	-202	-15 027	1.07
SIS9	556	15 302	4 666	147 411	674	-12 883	0.83
SIS10	-490	-14 708	4 666	147 411	674	-12 996	0.84
SIS11	490	14 708	4 666	147 411	674	-14 781	0.85
SIS12	-556	-15 302	4 666	147 411	674	-14 895	0.85
SIS13	556	15 302	-4 666	-147 411	-674	-12 883	0.83
SIS14	-490	-14 708	-4 666	-147 411	-674	-12 997	0.84
SIS15	490	14 708	-4 666	-147 411	-674	-14 781	0.85
SIS16	-556	-15 302	-4 666	-147 411	-674	-14 895	0.85
SIS17	634	15 995	1 400	44 223	202	-10 668	2.16
SIS18	634	15 995	-1 400	-44 223	-202	-10 668	2.16
SIS19	-412	-14 015	1 400	44 223	202	-10 782	2.26
SIS20	-412	-14 015	-1 400	-44 223	-202	-10 782	2.26
SIS21	412	14 015	1 400	44 223	202	-16 996	2.40
SIS22	412	14 015	-1 400	-44 223	-202	-16 996	2.40
SIS23	-634	-15 995	1 400	44 223	202	-17 110	2.29
SIS24	-634	-15 995	-1 400	-44 223	-202	-17 110	2.29

	Sollecitazioni congruenti considerate per la verifica a taglio						Soll. Resistenti		
	V2	M3	V3	M2	T	P	V-Ed	M3-rd	M2-rd
V2max	-1 777	-50 315	-1 400	-44 223	202	-12 750	1 777	-66 382	0
V3max	556	15 302	4 666	147 411	674	-12 883	4 134	0	145 086
Tmax	556	15 302	4 666	147 411	674	-17 110			

Supporto n°	Hpila(m)	elemento	nodo	sezione	Analisi Dinamica Lineare		Cs
					C.s.	dir	
P6	34.54	128	0	S-2	0.96	trasv	
	V2	M3	V3	M2	T	P	
SIS1	1 791	50 730	1 197	38 046	239	-12 634	1.05
SIS2	1 726	50 154	1 197	38 046	239	-14 522	1.09
SIS3	1 791	50 730	-1 197	-38 046	-238	-12 634	1.05
SIS4	1 726	50 154	-1 197	-38 046	-239	-14 522	1.09
SIS5	-1 726	-50 154	1 197	38 046	239	-13 052	1.07
SIS6	-1 791	-50 730	1 197	38 046	238	-14 940	1.08
SIS7	-1 726	-50 154	-1 197	-38 046	-239	-13 052	1.07
SIS8	-1 791	-50 730	-1 197	-38 046	-239	-14 940	1.08
SIS9	560	15 421	3 989	126 820	795	-12 780	0.96
SIS10	-495	-14 844	3 989	126 820	795	-12 906	0.96
SIS11	495	14 844	3 989	126 820	795	-14 668	0.98
SIS12	-560	-15 421	3 989	126 819	795	-14 794	0.98
SIS13	560	15 421	-3 989	-126 819	-795	-12 780	0.96
SIS14	-495	-14 844	-3 989	-126 820	-795	-12 906	0.96
SIS15	495	14 844	-3 989	-126 820	-795	-14 668	0.98
SIS16	-560	-15 421	-3 989	-126 820	-795	-14 794	0.98
SIS17	637	16 093	1 197	38 046	239	-10 577	2.34
SIS18	637	16 093	-1 197	-38 046	-238	-10 577	2.34
SIS19	-418	-14 172	1 197	38 046	239	-10 703	2.48
SIS20	-418	-14 172	-1 197	-38 046	-239	-10 703	2.48
SIS21	418	14 172	1 197	38 046	239	-16 871	2.62
SIS22	418	14 172	-1 197	-38 046	-239	-16 871	2.62
SIS23	-637	-16 093	1 197	38 046	238	-16 997	2.48
SIS24	-637	-16 093	-1 197	-38 046	-239	-16 997	2.48

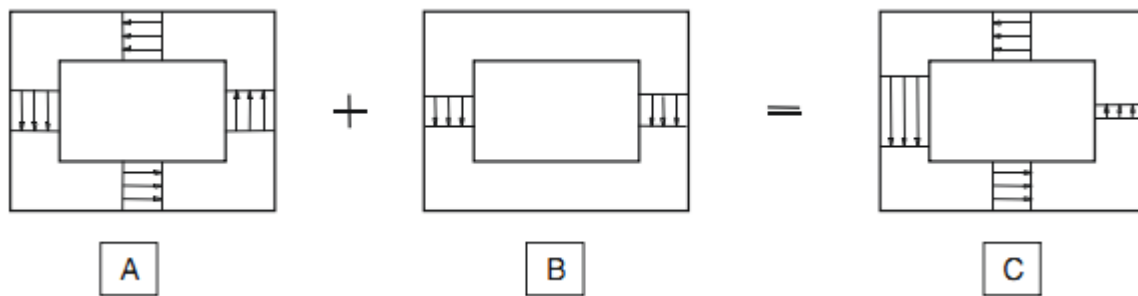
	Sollecitazioni congruenti considerate per la verifica a taglio						Soll. Resistenti		
	V2	M3	V3	M2	T	P	V-Ed	M3-rd	M2-rd
V2max	-1 791	-50 730	-1 197	-38 046	239	-12 634	1 791	-66 255	0
V3max	560	15 421	3 989	126 820	795	-12 780	3 989	0	144 879
Tmax	560	15 421	3 989	126 820	795	-16 997			

Supporto n°	Hpila(m)	elemento	nodo	sezione	Analisi Dinamica Lineare		Cs
					C.s.	dir	
P7	25.80	141	0	S-2	0.99	long	
	V2	M3	V3	M2	T	P	
SIS1	2 292	55 326	991	23 567	255	-11 170	0.99
SIS2	2 244	54 827	991	23 567	255	-12 783	1.02
SIS3	2 292	55 326	-991	-23 567	-255	-11 170	0.99
SIS4	2 244	54 827	-991	-23 567	-255	-12 783	1.02
SIS5	-2 244	-54 827	991	23 567	255	-11 610	1.01
SIS6	-2 292	-55 326	991	23 567	255	-13 223	1.02
SIS7	-2 244	-54 827	-991	-23 567	-255	-11 610	1.01
SIS8	-2 292	-55 326	-991	-23 567	-255	-13 223	1.02
SIS9	704	16 773	3 303	78 556	849	-11 324	1.42
SIS10	-656	-16 273	3 303	78 556	849	-11 456	1.42
SIS11	656	16 273	3 303	78 556	849	-12 937	1.45
SIS12	-704	-16 773	3 303	78 556	849	-13 069	1.44
SIS13	704	16 773	-3 303	-78 556	-849	-11 324	1.42
SIS14	-656	-16 273	-3 303	-78 556	-849	-11 456	1.42
SIS15	656	16 273	-3 303	-78 556	-849	-12 937	1.45
SIS16	-704	-16 773	-3 303	-78 556	-849	-13 069	1.44
SIS17	761	17 355	991	23 567	255	-9 442	2.62
SIS18	761	17 355	-991	-23 567	-255	-9 442	2.62
SIS19	-600	-15 691	991	23 567	255	-9 574	2.84
SIS20	-600	-15 691	-991	-23 567	-255	-9 574	2.84
SIS21	600	15 691	991	23 567	255	-14 819	3.02
SIS22	600	15 691	-991	-23 567	-255	-14 819	3.02
SIS23	-761	-17 355	991	23 567	255	-14 951	2.81
SIS24	-761	-17 355	-991	-23 567	-255	-14 951	2.81

	Sollecitazioni congruenti considerate per la verifica a taglio						Soll. Resistenti		
	V2	M3	V3	M2	T	P	V-Ed	M3-rd	M2-rd
V2max	2 292	55 326	991	23 567	255	-11 170	2 292	64 637	0
V3max	704	16 773	3 303	78 556	849	-11 324	3 303	0	141 758
Tmax	704	16 773	3 303	78 556	849	-14 951			

1.7.2) Taglio e torsione.

Si raggruppano questi due tipi di sollecitazioni dovuto al fatto che agiscono sulla struttura in modo di sforzi tangenziali (Figura 1.7.9). Questi sforzi sono resistiti attraverso un adeguato modello a traliccio in cui si considerano le armature trasversali e longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni inclinati.



A: Torsione

B: Taglio

C: Combinazione

Figura 1.7.9: Combinazione degli sforzi tangenziali dovuti al taglio e la torsione.

Un metodo conveniente per realizzare queste verifiche è descritto nella sezione 6 dell'eurocodice 2 dove si combinano il taglio e la torsione con la relazione:

$$V_{Edi}^* = V_{Edi} + (T_{Ed} \cdot z_i) / 2A_k$$

Ove i termini rappresentano:

V_{Edi}^* : Sollecitazione di taglio equivalente dell'i-esimo lato della sezione.

V_{Edi} : Sollecitazione di taglio dell'i-esimo lato della sezione.

T_{Ed} : Sollecitazione di torsione della sezione.

z_i : Lunghezza della linea media dell'i-esimo lato della sezione

A_k : Area racchiusa entro la linea media.

Perciò la sollecitazione agente nella singola direzione si divide per il numero di lati resistenti presenti in questa direzione. Nel nostro caso in esame, in entrambi le direzioni sono due lati resistenti e quindi il taglio viene diviso in due e sommato al contributo della torsione come spiegato in precedenza.

La procedura per determinare il taglio resistente si riassume nei seguenti passi:

- Si determina l'angolo di inclinazione del puntone di calcestruzzo θ mediante l'espressione $\frac{A_{sw} f_{ywd}}{b_w s (\alpha_{cw} v_1 f_{cd})} = \sin^2 \theta$ e si verifica che sia entro il campo ammissibile $1 \leq \cot \theta \leq 2,5$.
- Si calcola il valore del taglio resistente con l'angolo θ trovato con la formula: $V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta)$.

Ove i termini rappresentano:

A_{sw} : Area dell'armatura trasversale.

f_{ywd} : Tensione di snervamento dell'armatura trasversale.

b_w : larghezza minima della sezione.

s : interasse tra due armature consecutive.

α_{cw} : Coefficiente maggiorativo che tiene in conto dello stato tensionale del corrente compresso (pari a 1 in elementi non precompressi).

v_1 : Fattore di riduzione di resistenza del calcestruzzo fessurato per taglio.

La verifica è effettuata nelle stesse sezioni descritte al paragrafo precedente e si è tenuto in conto, quando è occorso, di sollecitazioni congruenti con la capacità reale della struttura. In seguito si riportano le verifiche fatte sia in direzione longitudinale sia trasversale:

ANALISI DINAMICA
LINEARE

direzione trasversale

Supporto	Sez	V _{ED}	T _{ED}	n°a	n°b	pass	Asw/s	s _t	T	d	Φ	V _{Rd}	c.s. ok				
-	-	kN	kNm	n	l _k	r	Φ	o	m	m	m	°	kN	se>1			
					m	m	m	cm	cmq/	m	m	m					
P2	S-1	4 201	990	2	2.2	0	2	10	20	7.85	0.3	5.6	5.5	21.8	2	658	1.14

direzione longitudinale

Supporto	Sez	V _{ED}	T _{ED}	n°a	n°b	pass	Asw/s	s _l	L	d	Φ	V _{Rd}	c.s. ok				
-	-	kN	kNm	n	t _k	r	Φ	o	m	m	m	°	kN	se>1			
					m	m	m	cm	cmq/	m	m	m					
P2	S-1	4 712	297	2	4.3	0	2	10	20	7.85	0.3	2.5	2.4	21.8	1	173	0.49

c.s.	dir
-	-
1.14	trasv
0.49	long
0.49	long

ANALISI DINAMICA
LINEARE

direzione trasversale

Supporto	Sez	V _{ED}	T _{ED}	n°a	n°b	pass	Asw/s	s _t	T	d	Φ	V _{Rd}	c.s. ok				
-	-	kN	kNm	n	l _k	r	Φ	o	m	m	m	°	kN	se>1			
					m	m	m	cm	cmq/	m	m	m					
P3	S-1	4 517	1 224	2	2.2	0	2	10	20	7.85	0.3	5.6	5.5	21.8	2	658	1.05

direzione longitudinale

Supporto	Sez	V _{ED}	T _{ED}	n°a	n°b	pass	Asw/s	s _l	L	d	Φ	V _{Rd}	c.s. ok				
-	-	kN	kNm	n	t _k	r	Φ	o	m	m	m	°	kN	se>1			
					m	m	m	cm	cmq/	m	m	m					
P3	S-1	2 093	367	2	4.3	0	2	10	20	7.85	0.3	2.5	2.4	21.8	1	173	1.08

c.s.	dir
-	-
1.05	trasv
1.08	long
1.05	trasv

ANALISI DINAMICA
LINEARE

direzione trasversale

Supporto	Sez	V _{ED}	T _{ED}	n°a	n°b	pass	Asw/s	s _t	T	d	Φ	V _{Rd}	c.s.			
-	-	kN	kNm	n	l _k	r	Φ	o	m	m	m	°	kN	ok		
					m	m	m	cm	m	m	m		se>1			
P4	S-2	3 664	1 176	2	2.2	0	2	10	20	7.85	0.3	5.6	5.5	21.8	2 658	1.27

direzione longitudinale

Supporto	V _{ED}	T _{ED}	n°a	n°b	pass	Asw/s	s _l	L	d	Φ	V _{Rd}	c.s.				
-	kN	kNm	n	t _k	r	Φ	o	m	m	m	°	kN	ok			
				m	m	m	cm	m	m	m		se>1				
P4	S-2	2 012	353	2	4.8	0	2	10	20	7.85	0.8	2.5	2.4	21.8	1 177	1.13

c.s.	dir
-	-
1.27	trasv
1.13	long
1.13	long

ANALISI DINAMICA
LINEARE

direzione trasversale

Supporto	Sez	V _{ED}	T _{ED}	n°a	n°b	pass	Asw/s	s _t	T	d	Φ	V _{Rd}	c.s.			
-	-	kN	kNm	n	l _k	r	Φ	o	m	m	m	°	kN	ok		
					m	m	m	cm	m	m	m		se>1			
P5	S-2	4 134	674	2	2.2	0	2	10	20	7.85	0.3	5.6	5.5	21.8	2 658	1.20

direzione longitudinale

Supporto	V _{ED}	T _{ED}	n°a	n°b	pass	Asw/s	s _l	L	d	Φ	V _{Rd}	c.s.				
-	kN	kNm	n	t _k	r	Φ	o	m	m	m	°	kN	ok			
				m	m	m	cm	m	m	m		se>1				
P5	S-2	1 777	202	2	4.8	0	2	10	20	7.85	0.8	2.5	2.4	21.8	1 177	1.29

c.s.	dir
-	-
1.20	trasv
1.29	long
1.20	trasv

ANALISI DINAMICA
LINEARE

direzione trasversale

Supporto	Sez	V _{ED}	T _{ED}	n°a	n°b	pass	Asw/s	s _t	T	d	Φ	V _{Rd}	c.s.				
-	-	kN	kNm	n	l _k	r	Φ	o	m	m	m	°	kN	ok			
				-	m	-	m	cm	m	m	m		se>1				
P6	S-2	3 989	795	2	2.2	0	2	10	20	7.85	0.3	5.6	5.5	21.8	2	658	1.22

direzione longitudinale

Supporto	V _{ED}	T _{ED}	n°a	n°b	pass	Asw/s	s _l	L	d	Φ	V _{Rd}	c.s.					
-	kN	kNm	n	t _k	r	Φ	o	m	m	m	°	kN	ok				
			-	m	-	m	cm	m	m	m		se>1					
P6	S-2	1 791	239	2	4.8	0	2	10	20	7.85	0.8	2.5	2.4	21.8	1	177	1.28

c.s.	dir
-	-
1.22	trasv
1.28	long
1.22	trasv

ANALISI DINAMICA
LINEARE

direzione trasversale

Supporto	Sez	V _{ED}	T _{ED}	n°a	n°b	pass	Asw/s	s _t	T	d	Φ	V _{Rd}	c.s.				
-	-	kN	kNm	n	l _k	r	Φ	o	m	m	m	°	kN	ok			
				-	m	-	m	cm	m	m	m		se>1				
P7	S-2	3 303	849	2	2.2	0	2	10	20	7.85	0.3	5.6	5.5	21.8	2	658	1.44

direzione longitudinale

Supporto	V _{ED}	T _{ED}	n°a	n°b	pass	Asw/s	s _l	L	d	Φ	V _{Rd}	c.s.					
-	kN	kNm	n	t _k	r	Φ	o	m	m	m	°	kN	ok				
			-	m	-	m	cm	m	m	m		se>1					
P7	S-2	2 292	255	2	4.8	0	2	10	20	7.85	0.8	2.5	2.4	21.8	1	177	1.00

c.s.	dir
-	-
1.44	trasv
1.00	long
1.00	long

1.7.3) Riepilogo dei coefficienti di sicurezza.

Nella seguente tabella si riepilogano i coefficienti di sicurezza e la direzione associata della combinazione sismica più sfavorevole nelle sezioni allo spiccato delle pile, sia nelle verifiche a pressoflessione deviata sia a taglio e torsione.

Riepilogo coefficienti di sicurezza
c.s. (ok se >1)

							Pressoflessione deviata	Taglio e torsione		
							Analisi Dinamica Lineare			
	Spalla/Pila	Supporto n°	Hpila(m)	elem	node	sezione	c.s.	direzione	c.s.	direzione
SPICCATO	1	P2	6.85	193	0	S-1	0.77	long	0.49	long
	2	P3	16.50	189	0	S-1	0.47	long	1.05	trasv
	3	P4	29.60	102	0	S-2	1.02	long	1.13	long
	4	P5	35.10	115	0	S-2	0.83	trasv	1.20	trasv
	5	P6	34.54	128	0	S-2	0.96	trasv	1.22	trasv
	6	P7	25.80	141	0	S-2	0.99	long	1.00	long

Si osserva che nelle verifiche a pressoflessione deviata solo la pila 4 riesce a resistere la peggiore combinazione sismica, e la pila 3 è quella che riporta il coefficiente più basso, pari a 0.47. Nel caso delle verifiche a taglio e torsione, l'unica pila che non riesce a sopportare l'azione è la pila 2, con coefficiente pari a 0.49.

In conformità a quest'analisi si conferma la necessità di eseguire un intervento alla struttura.

CAPITOLO 2 – ADEGUAMENTO SISMICO DEL VIADOTTO.

2.1) Tipo d'intervento.

Poiché lo schema attuale dell'opera, cioè, il viadotto a campata semplicemente appoggiata non soddisfa le verifiche del moto sismico richieste dalla normativa, si pensa ad una soluzione rendendo l'impalcato continuo e disponendo dei dispositivi a comportamento elasto-plastico, i quali hanno la funzione di dissipare un'aliquota di energia generata dall'azione sismica, attraverso la loro plasticizzazione ed i cicli di isteresi. Questi apparecchi permettono agli altri elementi della struttura di non subire danni, perciò solo essi devono essere sostituiti dopo un evento sismico di grande intensità. Un altro vantaggio di questo tipo d'intervento è che ha un costo relativamente ridotto rispetto al complessivo dell'opera, e quindi abitualmente si ritiene opportuno utilizzarne.

Gli appoggi delle pile sono sostituiti per dispositivi posti in maniera tale da svincolare le pile all'impalcato in direzione dell'asse del ponte, ed in direzione trasversale lavorano con comportamento isteretico, in conseguenza diminuendo le sollecitazioni trasmesse dalla sovrastruttura alle pile. Invece nella direzione longitudinale, si rendono continue le campate, lavorando come un impalcato continuo ed il sisma in questa direzione è assorbito per due dispositivi messi in una spalla. L'unione delle campate è fatta attraverso le chiamate solette di continuità, ognuna di sezione 11.6 x 0.25 m.

Per usufruire totalmente dei dispositivi occorre rappresentare il loro comportamento elasto-plastico. Tuttavia questo porta come conseguenza che l'analisi dinamica lineare, in cui si valuta soltanto una combinazione delle risposte massime modali, non sia più un modello adeguato perché non riesce a descrivere il fenomeno di dissipazione fatto per i cicli di isteresi dei dispositivi, perciò in questo capitolo si è scelto di modellare la struttura attraverso un'analisi dinamica non lineare, nella quale si conosce istante per istante delle sollecitazioni e dello stato deformativo dei dispositivi. Come si può anticipare la modellazione dell'azione sismica attraverso lo spettro di risposta di progetto non è più corretta, ma attraverso di appropriati accelerogrammi.

2.2) Dispositivi Elasto-plastici.

Si è scelto di utilizzare un dispositivo a comportamento isteretico, nel quale, la dissipazione di energia è ottenuta attraverso la deformazione elasto-plastica degli elementi di acciaio ad alta duttilità dello stesso. Fra i più comuni dissipatori usati nei ponti, sono del tipo a piolo (Figura 2.2.1) e a falce di luna (Figura 2.2.2). Tuttavia, a seconda l'intervento che si vuole eseguire, nel caso dei dispositivi disposti nelle pile bisogna introdurre una combinazione del dissipatore e l'apparecchio di appoggio che consenta di svincolare in direzione longitudinale del viadotto l'impalcato alle pile, mentre in senso trasversale si sfrutti della dissipazione del dispositivo (Figura 2.2.3). Mentre in direzione longitudinale tutta la forza sismica è resistita da due dispositivi in una delle spalle (Figura 2.2.4).



Figura 2.2.1: Dispositivo dissipatore a piolo;



Figura 2.2.2: Dispositivo dissipatore a falce di luna;



Figura 2.2.3: Esempio di disposizione di dispositivo trasversale nella pila;



Figura 2.2.4: Esempio di disposizione dei dispositivi longitudinali nella spalla;

Come detto, questi dispositivi hanno un comportamento elasto-plastico, per cui l'andamento del diagramma forza-spostamento è approssimabile a quello di un materiale del tipo elastico-perfettamente plastico incrudente, cioè per una relazione bilineare (Figura 2.2.5) caratterizzata da:

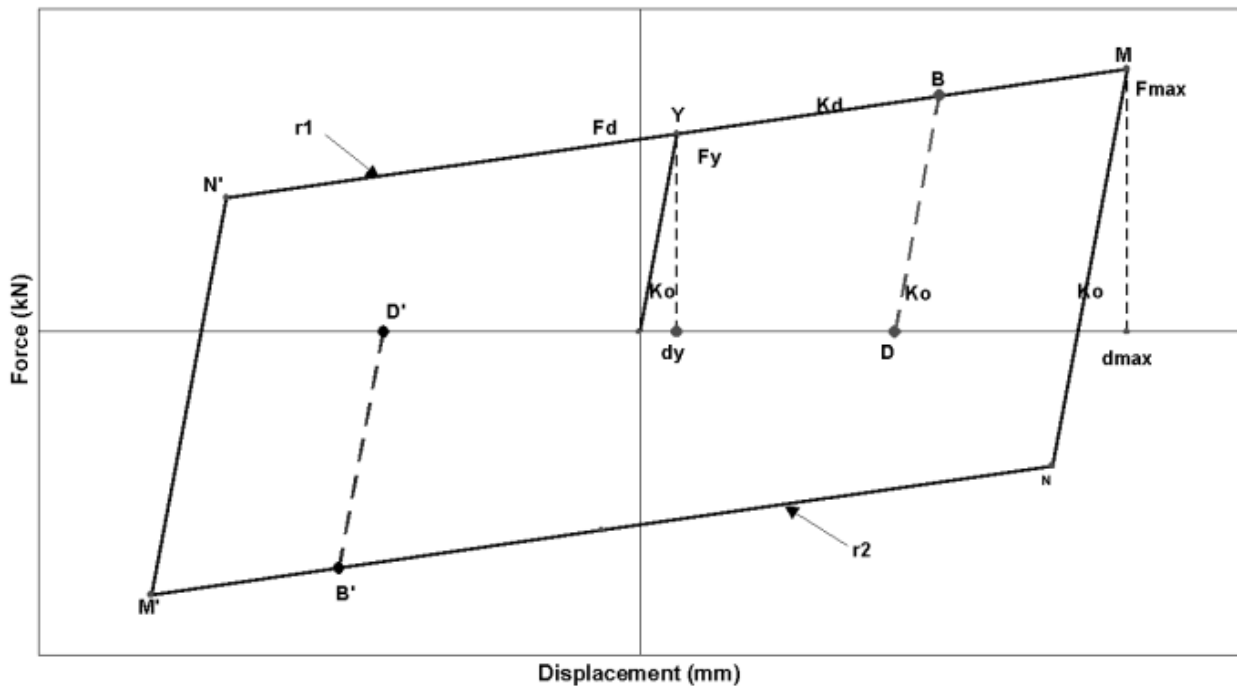


Figura 2.2.5: Diagramma forza-spostamento teorico del dispositivo elasto-plastico;

F_y - Forza di plasticizzazione.

F_{max} - Forza massima ammessa dal dispositivo.

D_y - Spostamento di plasticizzazione.

D_{max} – Spostamento massimo ammesso dal dispositivo.

K_o – Rigidezza del tratto elastico, pari a F_y / D_y .

K_d – Rigidezza del tratto plastico incrudente, pari al rapporto fra $(F_{max} - F_y) / (D_{max} - D_y)$ comunemente espresso in funzione di K_o attraverso la relazione $K_d = \alpha * K_o$ dove α è uno scalare che tiene in conto le proprietà deformative del dispositivo.

È importante notare che la forza di plasticizzazione non può essere mai superata dalla forza massima in stato limite di esercizio, perché la struttura abbia un comportamento in campo elastico in questo stato e solo i dispositivi siano capaci di dissipare energia in presenza dell'azione sismica, più in particolare nel caso di un sisma di grande entità come allo stato limite di salvaguardia della vita.

2.2.1) Disposizione dei dispositivi in direzione longitudinale.

Vengono messi due dispositivi nella spalla di quota più bassa, con capacità di assorbire energia generata dal trascinamento dell'impalcato in senso longitudinale, il cui si è reso tutto solidale. Si riportano le principali caratteristiche meccaniche:

Dispositivo	Fy (kN)	Sy (mm)	Kdisp	K2	$\alpha=K2/Kdisp$	Su (mm)
Spalla	2000	10	200000	2143	0.011	150

In figura 2.2.6 si osserva il diagramma forza-spostamento con le caratteristiche date di uno dei dispositivi.

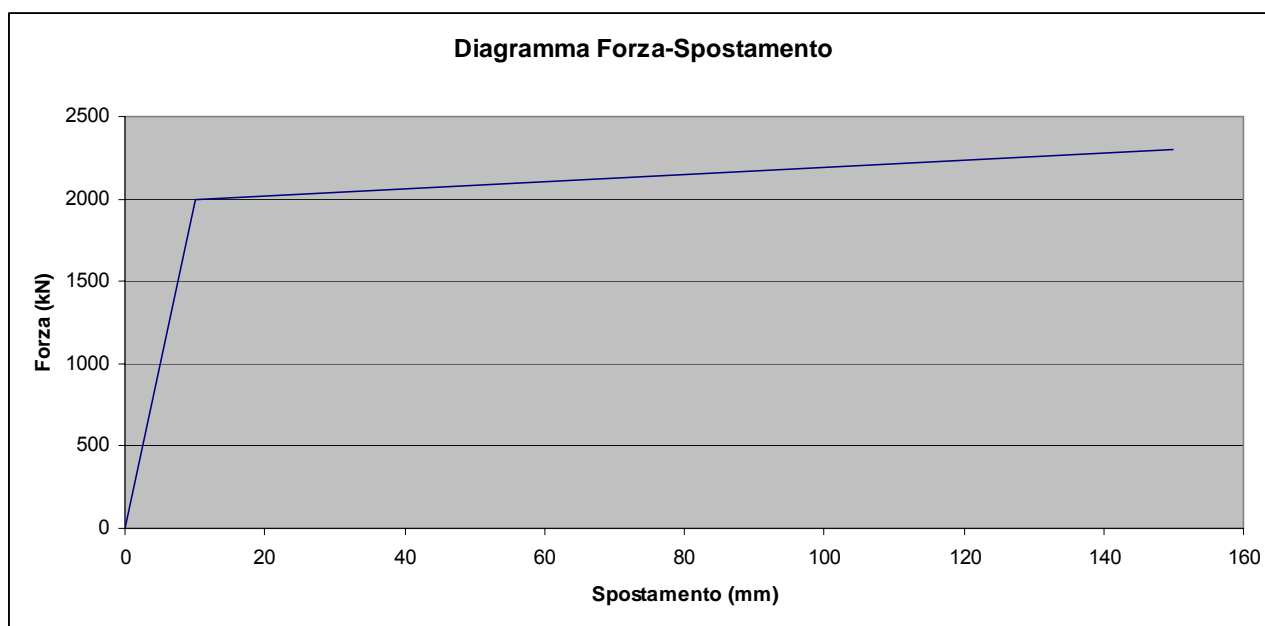


Figura 2.2.6: Diagramma forza-spostamento di uno dei dispositivi in spalla;

2.2.2) Disposizione dei dispositivi in direzione trasversale.

La metodologia che si è applicata per trovare le caratteristiche meccaniche dei dispositivi trasversali è stata la seguente:

- Si calcola la rigidezza trasversale delle singole pile.
- Secondo queste rigidezze, si collocano i dispositivi in maniera tale da disporre quelli più rigidi nelle pile più flessibili.
- Si assume come valore di partenza, le caratteristiche meccaniche del dispositivo più rigido pari ad uno spostamento di plasticizzazione di 10mm ed una forza di plasticizzazione pari a 800 kN. Questo dispositivo si pone nella pila più flessibile, in questo caso la pila più alta (P5: 35.1m).
- Nella pila più alta si calcola una rigidezza equivalente fra quella della pila e quella del dispositivo, assumendo una connessione di “molle in serie” con una relazione del tipo:
$$\frac{1}{k_{eq}} = \frac{1}{k_{pila}} + \frac{1}{k_{dispositivo}}$$
- Si ripete l'operazione precedente nel resto delle pile, ma in questo caso si cerca un valore di spostamento di snervamento (mantenendo $F_y=800\text{kN}$) tale da ritrovare la rigidezza equivalente della pila anteriormente calcolata.
- Poiché l'impalcato, anche se viene reso continuo, si appoggia in due apparecchi di appoggio su ogni pila, e quella “rigidezza del dispositivo” calcolata prima in realtà deve essere suddivisa in due con una relazione di “molle in parallelo” del tipo: $k_{dispositivo} = k_{disp1} + k_{disp2}$ dove si assume uguale la rigidezza di entrambi i dispositivi.

Si riporta una tabella con le principali caratteristiche dei dispositivi in direzione trasversali, utilizzati nella modellazione:

DISPOSITIVI TRASVERSALI (PILE)

	H (m)	Kpila	Fy (kN)	Sy (mm)	Kdisp 1	Kdisp 2	1/Kpila	1/Kdisp1+ 2	somm(1/ K)	Keq	K2	α
P 2	6.85	189035 9	800	59	13651	13651	5.29E-07	3.663E-05	3.716E- 05	2691 4	131 3	0.09 6
P 3	16.5	216732	800	52	15365	15365	4.614E- 06	3.254E-05	3.716E- 05	2691 4	122 5	0.08 0
P 4	29.6	48260	800	26	30424	30424	2.072E- 05	1.643E-05	3.716E- 05	2691 4	970	0.03 2
P 5	35.1	32357	800	10	80000	80000	3.091E- 05	6.25E-06	3.716E- 05	2691 4	857	0.01 1
P 6	34.5 4	33658	800	12	67165	67165	2.971E- 05	7.444E-06	3.716E- 05	2691 4	869	0.01 3
P 7	25.8	64445	800	35	23107	23107	1.552E- 05	2.164E-05	3.716E- 05	2691 4	104 0	0.04 5

In figura 2.7.1 si rappresenta il diagramma forza-spostamento dei dispositivi sulle pile in direzione trasversale.

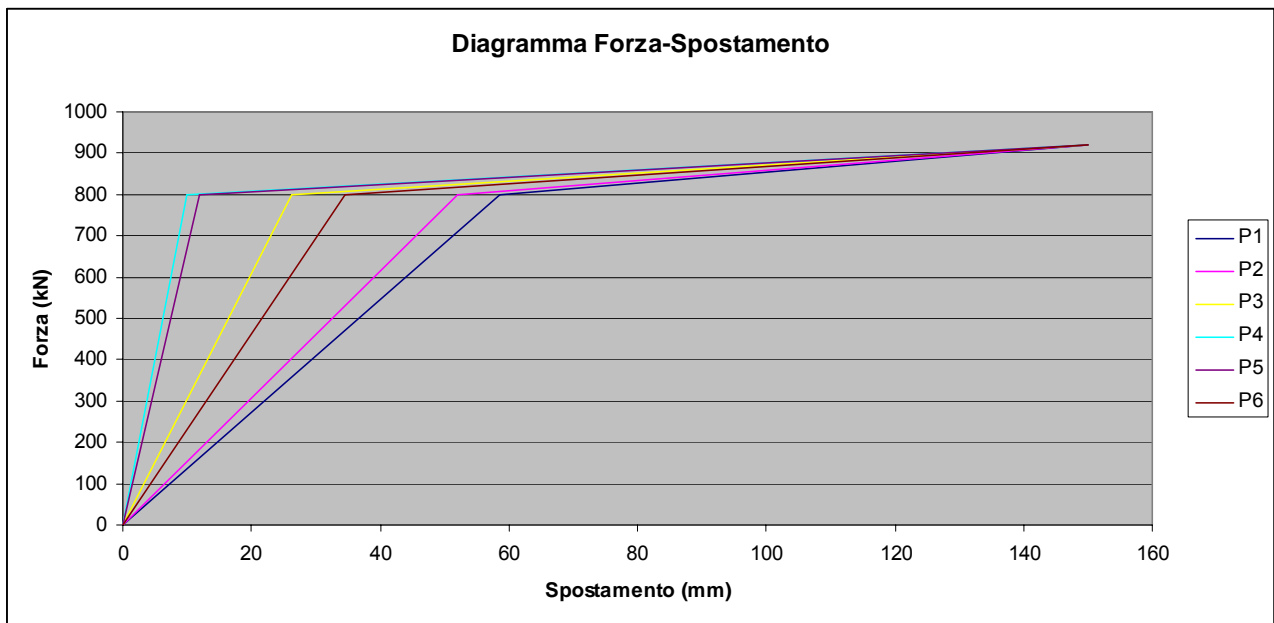


Figura 2.2.7: Diagramma forza-spostamento dei dispositivi sulle pile;

2.3) Modellazione agli elementi finiti.

La modellazione degli elementi resistenti originali è rimasta uguale al capitolo uno, con elementi tipo “frame” per descrivere l’impalcato e le pile, ma i braccetti rigidi che rappresentano gli appoggi sono sostituiti per elementi tipo “link” che permettono di descrivere, in ogni caso, le condizioni di vincolo e di comportamento dissipativo nelle direzioni già discusse in precedenza. Peraltro si modellano con elementi “frame” le solette di continuità che collegano le campate per unirle in un solo impalcato.

Il tipo di “link” scelto per rappresentare tutti i dispositivi nel Sap2000 è quello del tipo “Plastic(Wen)” il quale richiede le caratteristiche meccaniche: rigidità del primo tratto, forza di plasticizzazione, coefficiente alfa e un esponente di plasticizzazione. Questo ultimo si è utilizzato pari a 2 e serve a controllare il “picco” che esiste fra il primo e il secondo tratto.

In figura 2.3.1, 2.3.2 e 2.3.3 si può osservare rispettivamente una prospettiva della modellazione dell’intero viadotto, un dettaglio dell’unione delle campate con la soletta di continuità e un dettaglio della modellazione dei dispositivi longitudinali nella spalla.

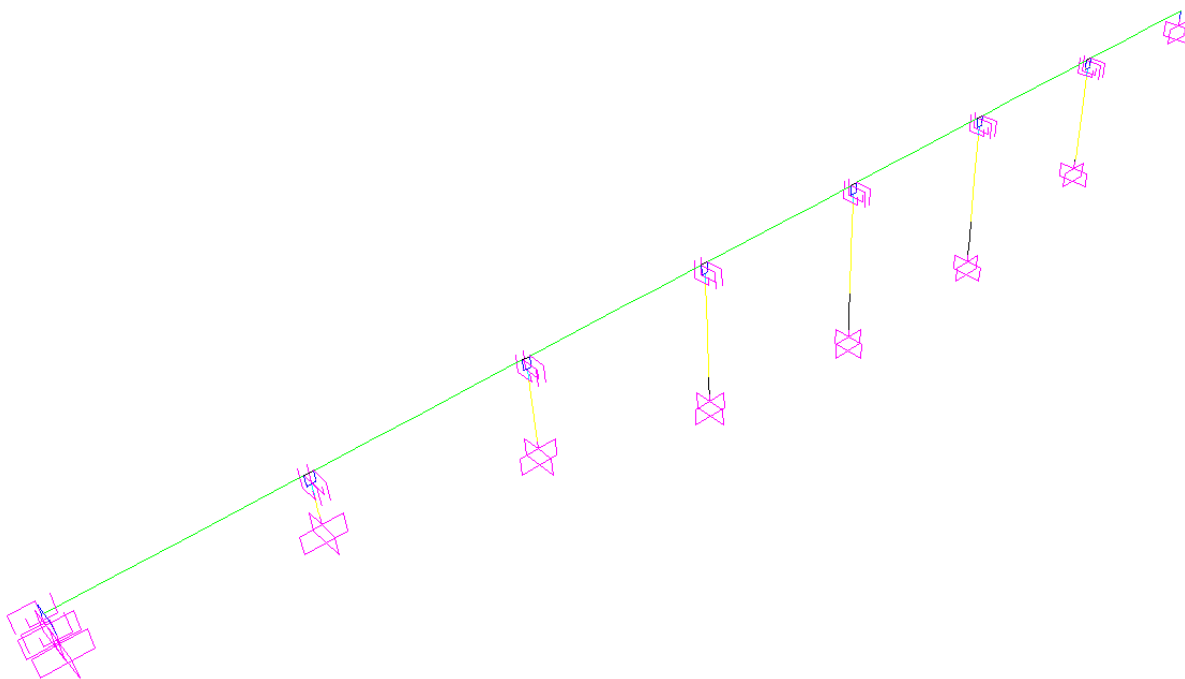


Figura 2.3.1: Prospettiva della modellazione del viadotto dopo l'intervento;

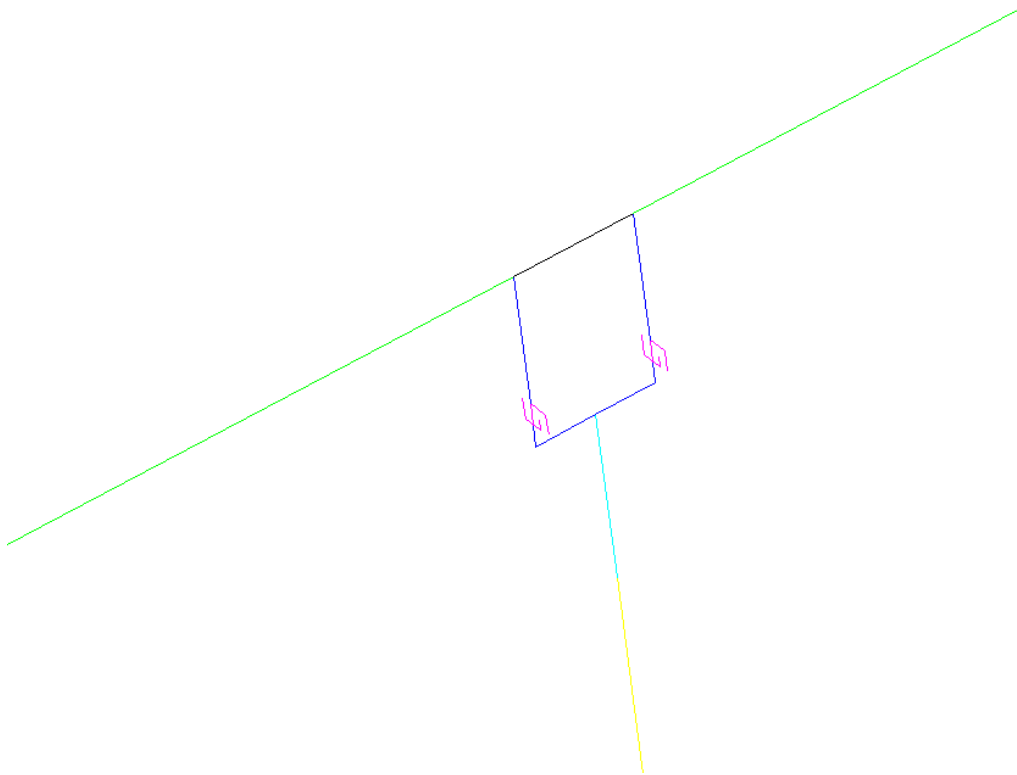


Figura 2.3.2: Dettaglio della modellazione delle campate e dei dispositivi trasversali;

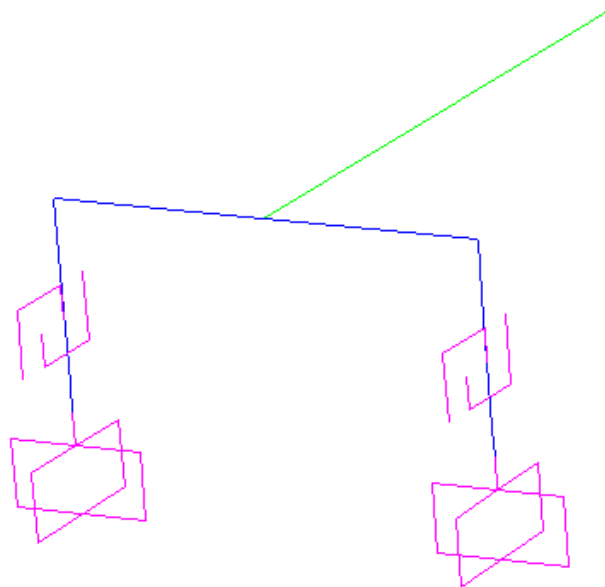


Figura 2.3.3: Dettaglio della modellazione dei dispositivi longitudinali nella spalla;

2.4) Azione sismica.

Come si può intuire i parametri della pericolosità sismica di base rimangono gli stessi del capitolo uno, giacché le caratteristiche come la vita di riferimento dell'opera, la probabilità di superamento, le condizioni topografiche, le categorie di sottosuolo, sono gli stessi sia nello stato attuale che dopo l'intervento. Perciò se si vuole costruire lo spettro elastico e lo spettro di progetto non variano a quelli mostrati al punto 1.5.

La differenza sostanziale introdotta in questo capitolo è che la modellazione dell'azione sismica attraverso lo spettro di risposta non è più adeguata poiché non si vuole fare un'analisi dinamica lineare, ma un'analisi dinamica non lineare che permetta di sfruttare al massimo la capacità dissipativa dei dispositivi utilizzati. Quindi la modellazione sismica viene fatta con l'uso di accelerogrammi, che rappresentano l'andamento dell'accelerazione indotta al suolo durante un evento sismico.

2.4.1) Impiego di accelerogrammi.

Un'accelerogramma è un diagramma che rappresenta l'accelerazione indotta al suolo da un terremoto in funzione del tempo. Comunemente si rappresenta in tre direzioni ortogonali tra loro per descrivere interamente il moto sismico.

Le NTC2008 consentono l'impiego di tre diversi tipi di accelerogrammi:

- **Accelerogrammi naturali:** Sono registrazioni delle accelerazioni del suolo durante un evento sismico reale.
- **Accelerogrammi simulati:** Si ottengono attraverso la modellazione diretta del fenomeno di rottura della faglia e della propagazione delle onde sismiche dall'ipocentro al sito.
- **Accelerogrammi artificiali:** Si generano con metodi probabilistici, coerenti con lo spettro di risposta elastico del sito e con alcune prescrizioni di accettazioni date dalle normative. Appunto sono anche detti "spettrocompatibili".

Il tipo di accelerogramma più adeguato da utilizzare è quello naturale, perché rispecchia il reale comportamento del moto sismico, ma richiede la ricerca di registrazioni veramente accadute, opportunamente scalati rispetto alla sismicità del sito, oltre al fatto che non sempre sono disponibili informazioni dettagliate del punto di riferimento, essendo quindi un lavoro piuttosto oneroso. Per semplicità del lavoro svolto si sono generati gli accelerogrammi artificiali, ugualmente validi, con l'utilizzo del programma SIMQKE.

La normativa consente l'impiego di accelerogrammi artificiali se essi superano i seguenti criteri:

- La durata della parte pseudo-stazionaria degli accelerogrammi deve essere di almeno 10 secondi.
- La durata complessiva degli accelerogrammi non deve essere minore a 25 secondi, e deve essere preceduta e seguita da tratti di ampiezza crescente da zero e decrescente da zero rispettivamente.

- L'ordinata spettrale media non deve presentare uno scarto in difetto superiore al 10% rispetto alla corrispondente componente dello spettro elastico in alcun punto del maggiore tra gli intervalli $0.15s - 2.0s$ e $0.15s - 2T$ essendo T il periodo fondamentale di vibrazione in campo plastico della struttura per le verifiche allo SLU, e l'intervallo $0.15s - 1.5T$ per le verifiche allo SLE.

Per modellare l'azione sismica attraverso gli accelerogrammi, le NTC2008 prevedono di valutare la risposta in tutte le direzioni che può agire, perciò richiede che la struttura sia verificata attraverso i valori medi degli effetti più sfavorevoli se si utilizzano 7 diversi gruppi di accelerogrammi, oppure dai valori più sfavorevoli in caso contrario, ma in nessun caso si possono adottare meno di 3 gruppi di accelerogrammi. Un gruppo di accelerogrammi si definisce come l'applicazione simultanea di tre accelerogrammi, due in componente orizzontale e una in verticale, questa ultima sempre necessaria nel caso di ponti in zone sismiche 1 e 2.

Nel caso in esame si sono usati 7 gruppi di accelerogrammi, generando quindi 14 accelerogrammi compatibili con lo spettro di risposta elastico in componente orizzontale, e 7 accelerogrammi compatibili con lo spettro elastico in componente verticale. È importante evidenziare che per generare gli accelerogrammi si è utilizzato lo spettro di risposta elastico e non quello di progetto utilizzato nell'analisi dinamica lineare, perché in quest'ultimo caso si tiene in conto dall'inizio della dissipazione, riducendo la forza sismica a patto di garantire la duttilità della struttura, invece con l'analisi dinamica non lineare si pensa che la struttura rimanga sostanzialmente in campo elastico e siano i dispositivi a plasticizzarsi, ma per capire l'entità della dissipazione si deve conoscere lo stato di sollecitazione istante per istante la struttura.

In figura 2.4.1 si mostra uno degli accelerogrammi calcolati con il programma SIMQKE della componente orizzontale.

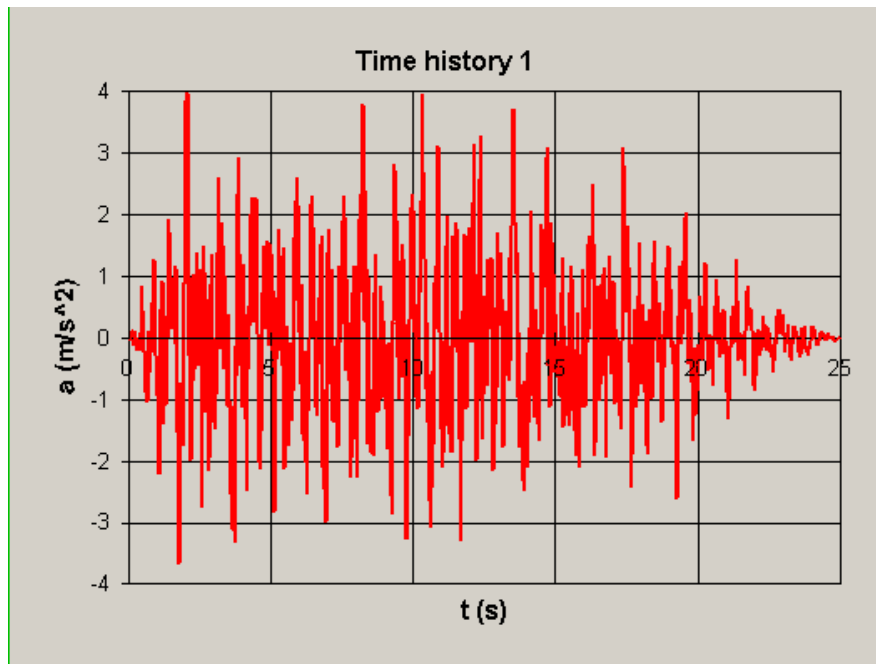


Figura 2.4.1: Accelerogramma 1 della componente orizzontale;

In figura 2.4.2, si mostra la compatibilità dello stesso accelerogramma con lo spettro di risposta elastico calcolato per il punto di riferimento. È importante osservare che la curva rossa, che rappresenta lo spettro di risposta corrispondente all'accelerogramma, deve essere sempre sopra di quella viola, che rappresenta il 90% della rispettiva ordinata spettrale, come indicato in precedenza negli intervalli di accettazione.

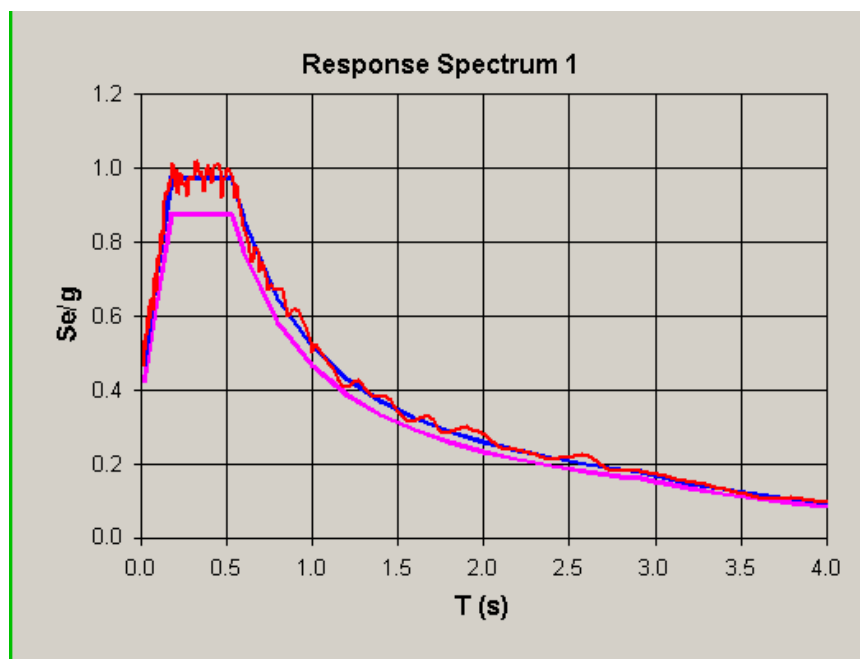


Figura 2.4.2: Compatibilità fra l'accelerogramma e lo spettro di risposta elastico;

2.5) Risultati delle analisi.

2.5.1) Analisi dinamica non lineare.

Dato che si vuole esprimere il comportamento isteretico dei dispositivi, si deve entrare nel campo di analisi non lineare della struttura, perciò il metodo con lo spettro di risposta di progetto non è più valido, ma con l'analisi dinamica non lineare mediante integrazione delle equazioni del moto, utilizzando i giusti accelerogrammi già discussi.

Questo metodo è il modo più affidabile ed accurato di rappresentare la risposta dinamica di una qualsiasi struttura, ed in normativa è di carattere obbligatorio nel caso di ponti con isolamento e/o dissipazione quando non può essere espresso da un modello lineare equivalente. Come svantaggio, questo metodo presenta un elevato onere computazionale, oltre la poca diffusione di programmi che permettano la ricerca di accelerogrammi, quindi per questi motivi nell'uso corrente si tende a favorire ancora l'uso dell'analisi con lo spettro di risposta.

Nel caso in esame si è ritenuto opportuno utilizzarlo perché permette di conoscere meglio la capacità reale dell'intervento invece della modellazione lineare equivalente.

Per quanto riguarda l'integrazione delle equazioni del moto, ci sono due tipi di soluzioni che consente il programma Sap2000, la sovrapposizione modale e l'integrazione diretta. Questa ultima può essere svolta con il "metodo di newmark", il quale assume una legge arbitraria della funzione accelerazione per stimare il valore della funzione incognita e della sua derivata prima alla fine del passo, dove la legge arbitraria dipende da due coefficienti α e β che possono assumere valori tra 0 e 1, però nel lavoro svolto si è utilizzata come metodo di risoluzione la sovrapposizione modale, perché a differenza dell'altro metodo non occorre la calibrazione dei parametri prima citati, che significherebbe un onere di calcolo maggiore.

In questo capitolo si è aumentato il numero dei modi di vibrare della struttura a 100 modi perché si rispecchi la prescrizione della normativa di eccitare più dell'85% della massa in ogni direzione che agisce l'azione sismica. Peraltro il passo di integrazione scelto è pari a 0.1 secondi, e giacché la durata complessiva degli accelerogrammi è 25 secondi, servono in totale 250 steps per descrivere totalmente l'azione sismica.

Di seguito si riporta una tabella con il contributo di massa associato al singolo modo e un'altra tabella con la sommatoria totale della percentuale:

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
OutputCase	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	1	1.16	0.00	0.68	0.00	0.00	0.68	0.00
MODAL	2	0.86	0.00	0.00	0.00	0.00	0.68	0.00
MODAL	3	0.83	0.02	0.00	0.00	0.02	0.68	0.00
MODAL	4	0.82	0.70	0.00	0.00	0.72	0.68	0.00
MODAL	5	0.80	0.07	0.00	0.00	0.79	0.68	0.00
MODAL	6	0.62	0.04	0.00	0.00	0.83	0.68	0.00
MODAL	7	0.53	0.00	0.07	0.00	0.83	0.74	0.00
MODAL	8	0.51	0.03	0.00	0.00	0.86	0.74	0.00
MODAL	9	0.38	0.00	0.00	0.18	0.86	0.74	0.18
MODAL	10	0.38	0.00	0.00	0.05	0.86	0.74	0.23
MODAL	11	0.38	0.00	0.00	0.25	0.86	0.74	0.48
MODAL	12	0.38	0.00	0.00	0.02	0.86	0.74	0.50
MODAL	13	0.37	0.00	0.00	0.02	0.86	0.74	0.52
MODAL	14	0.37	0.00	0.00	0.00	0.86	0.74	0.52
MODAL	15	0.37	0.00	0.00	0.00	0.86	0.74	0.52
MODAL	16	0.33	0.00	0.00	0.00	0.86	0.74	0.52
MODAL	17	0.23	0.00	0.02	0.00	0.86	0.77	0.52
MODAL	18	0.22	0.02	0.00	0.00	0.89	0.77	0.52
MODAL	19	0.22	0.00	0.01	0.00	0.89	0.78	0.52
MODAL	20	0.20	0.00	0.01	0.00	0.89	0.79	0.52
MODAL	21	0.19	0.00	0.00	0.00	0.89	0.79	0.52
MODAL	22	0.18	0.00	0.03	0.00	0.89	0.82	0.52
MODAL	23	0.17	0.00	0.00	0.00	0.89	0.82	0.52
MODAL	24	0.16	0.02	0.00	0.00	0.91	0.82	0.52
MODAL	25	0.15	0.01	0.00	0.00	0.91	0.82	0.52
MODAL	26	0.15	0.00	0.00	0.00	0.91	0.82	0.52
MODAL	27	0.13	0.01	0.00	0.00	0.92	0.82	0.52
MODAL	28	0.12	0.00	0.02	0.00	0.92	0.84	0.52
MODAL	29	0.12	0.00	0.01	0.00	0.92	0.85	0.52
MODAL	30	0.11	0.00	0.00	0.00	0.92	0.85	0.52
MODAL	31	0.11	0.00	0.00	0.00	0.92	0.85	0.52
MODAL	32	0.11	0.00	0.00	0.00	0.92	0.85	0.52
MODAL	33	0.10	0.00	0.00	0.00	0.92	0.85	0.52
MODAL	34	0.10	0.00	0.00	0.00	0.92	0.85	0.52
MODAL	35	0.10	0.00	0.00	0.00	0.92	0.85	0.52
MODAL	36	0.10	0.00	0.00	0.00	0.92	0.85	0.52
MODAL	37	0.10	0.00	0.00	0.00	0.93	0.85	0.52
MODAL	38	0.09	0.00	0.00	0.00	0.93	0.85	0.52
MODAL	39	0.09	0.00	0.00	0.00	0.93	0.85	0.52
MODAL	40	0.08	0.00	0.03	0.00	0.93	0.88	0.52
MODAL	41	0.08	0.00	0.00	0.00	0.93	0.88	0.52
MODAL	42	0.07	0.00	0.01	0.00	0.93	0.89	0.52
MODAL	43	0.07	0.01	0.00	0.00	0.94	0.89	0.52
MODAL	44	0.07	0.00	0.01	0.00	0.94	0.89	0.52
MODAL	45	0.07	0.01	0.00	0.00	0.95	0.89	0.52
MODAL	46	0.06	0.00	0.00	0.00	0.95	0.89	0.52
MODAL	47	0.06	0.00	0.01	0.00	0.95	0.90	0.52
MODAL	48	0.06	0.01	0.00	0.00	0.96	0.90	0.52

MODAL	49	0.06	0.00	0.00	0.09	0.96	0.90	0.62
MODAL	50	0.06	0.00	0.00	0.00	0.96	0.90	0.62
MODAL	51	0.06	0.00	0.00	0.00	0.96	0.90	0.62
MODAL	52	0.06	0.00	0.00	0.01	0.96	0.90	0.63
MODAL	53	0.06	0.00	0.00	0.00	0.96	0.90	0.63
MODAL	54	0.05	0.00	0.00	0.01	0.96	0.90	0.63
MODAL	55	0.05	0.00	0.00	0.00	0.96	0.90	0.64
MODAL	56	0.05	0.00	0.00	0.00	0.96	0.90	0.64
MODAL	57	0.05	0.00	0.00	0.00	0.96	0.90	0.64
MODAL	58	0.05	0.00	0.00	0.00	0.96	0.90	0.64
MODAL	59	0.05	0.01	0.00	0.00	0.96	0.90	0.64
MODAL	60	0.05	0.00	0.00	0.07	0.96	0.90	0.70
MODAL	61	0.05	0.00	0.00	0.00	0.96	0.90	0.70
MODAL	62	0.05	0.00	0.00	0.06	0.96	0.90	0.76
MODAL	63	0.04	0.00	0.01	0.00	0.96	0.91	0.76
MODAL	64	0.04	0.00	0.01	0.00	0.96	0.92	0.76
MODAL	65	0.04	0.00	0.00	0.00	0.96	0.92	0.76
MODAL	66	0.04	0.00	0.00	0.06	0.96	0.92	0.82
MODAL	67	0.04	0.00	0.00	0.00	0.96	0.92	0.82
MODAL	68	0.04	0.00	0.00	0.00	0.96	0.92	0.82
MODAL	69	0.04	0.01	0.00	0.00	0.98	0.92	0.82
MODAL	70	0.04	0.00	0.01	0.00	0.98	0.93	0.82
MODAL	71	0.04	0.00	0.00	0.00	0.98	0.93	0.82
MODAL	72	0.03	0.00	0.00	0.00	0.98	0.94	0.82
MODAL	73	0.03	0.00	0.00	0.00	0.98	0.94	0.82
MODAL	74	0.03	0.00	0.00	0.05	0.98	0.94	0.87
MODAL	75	0.03	0.00	0.01	0.00	0.98	0.94	0.87
MODAL	76	0.03	0.00	0.00	0.00	0.98	0.94	0.87
MODAL	77	0.03	0.00	0.01	0.00	0.98	0.95	0.87
MODAL	78	0.03	0.00	0.00	0.00	0.98	0.95	0.87
MODAL	79	0.03	0.00	0.00	0.00	0.98	0.95	0.87
MODAL	80	0.03	0.00	0.00	0.00	0.98	0.95	0.87
MODAL	81	0.03	0.00	0.00	0.00	0.98	0.95	0.87
MODAL	82	0.02	0.00	0.00	0.00	0.98	0.95	0.87
MODAL	83	0.02	0.00	0.00	0.00	0.98	0.95	0.87
MODAL	84	0.02	0.00	0.00	0.00	0.98	0.95	0.87
MODAL	85	0.02	0.00	0.00	0.00	0.98	0.95	0.87
MODAL	86	0.02	0.00	0.00	0.00	0.98	0.95	0.87
MODAL	87	0.02	0.00	0.00	0.00	0.98	0.95	0.87
MODAL	88	0.02	0.00	0.00	0.00	0.98	0.96	0.87
MODAL	89	0.02	0.00	0.00	0.00	0.98	0.96	0.87
MODAL	90	0.02	0.00	0.00	0.00	0.98	0.96	0.87
MODAL	91	0.02	0.00	0.00	0.00	0.98	0.96	0.87
MODAL	92	0.02	0.00	0.00	0.00	0.98	0.96	0.87
MODAL	93	0.02	0.00	0.00	0.00	0.98	0.96	0.87
MODAL	94	0.02	0.00	0.00	0.00	0.98	0.96	0.87
MODAL	95	0.02	0.00	0.00	0.00	0.98	0.96	0.87
MODAL	96	0.02	0.00	0.00	0.00	0.98	0.96	0.87
MODAL	97	0.02	0.00	0.00	0.00	0.98	0.96	0.87
MODAL	98	0.02	0.00	0.00	0.00	0.98	0.96	0.87
MODAL	99	0.02	0.00	0.00	0.00	0.98	0.96	0.87
MODAL	100	0.02	0.00	0.00	0.00	0.98	0.96	0.87

TABLE: Modal Load Participation Ratios

OutputCase	ItemType	Item	Static	Dynamic
------------	----------	------	--------	---------

Text	Text	Text	Percent	Percent
MODAL	Acceleration UX	UX	99.9996	98.3603
MODAL	Acceleration UY	UY	99.9998	95.9395
MODAL	Acceleration UZ	UZ	99.9725	86.5484

In figura 2.5.1 e in 2.5.2 si riporta la prima deformata modale trasversale e longitudinale rispettivamente.

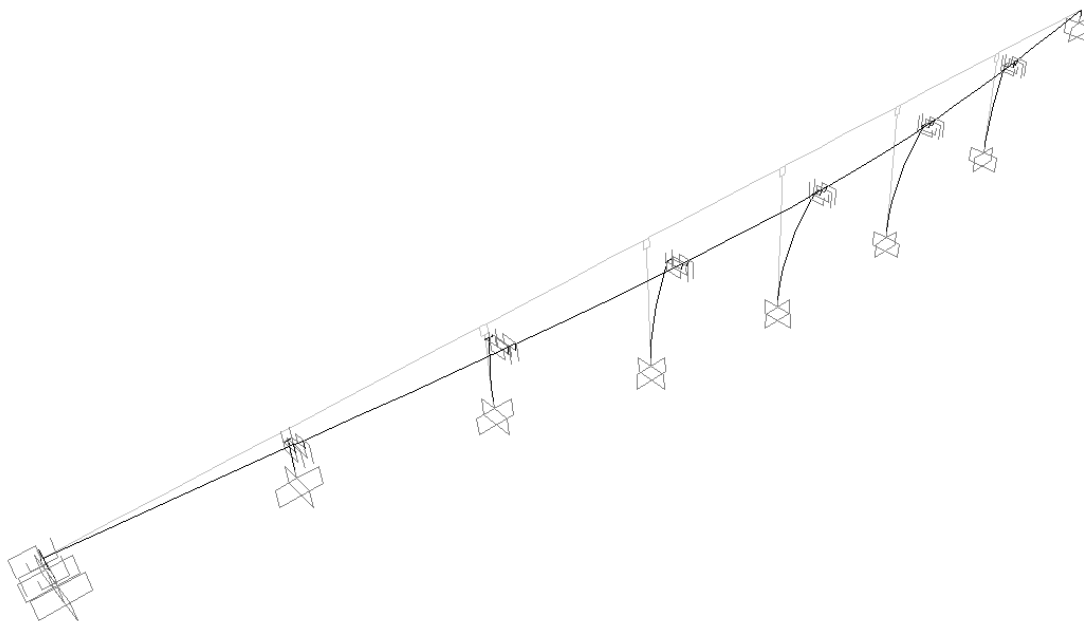


Figura 2.5.1: 1° deformata modale trasversale dopo l'intervento, $T=1.16s$;

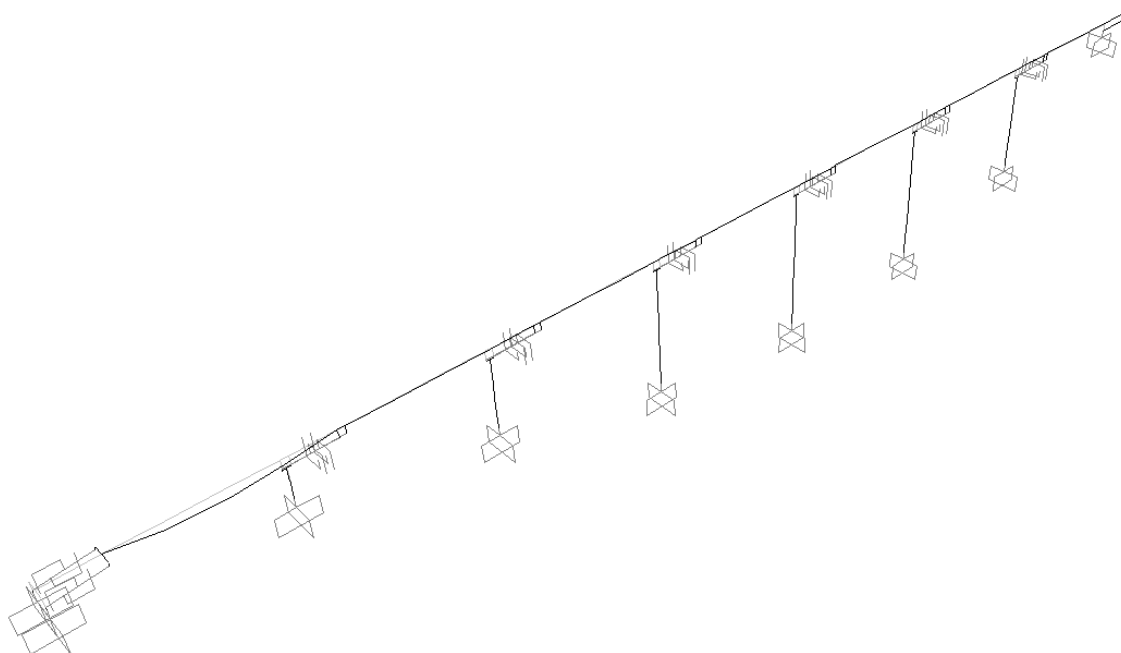


Figura 2.5.2: 1° deformata modale longitudinale dopo l'intervento, $T=0.82s$;

2.5.2) Sollecitazioni allo S.L.V.

Nel capitolo 1 le combinazioni si applicano ognuna separatamente delle altre, e poi si combinano con la regola del “sismo prevalente”, però in questo capitolo le azioni sismiche, modellate attraverso gli accelerogrammi, sono applicate contemporaneamente formando un gruppo, cioè ogni gruppo è composto di due accelerogrammi delle componenti orizzontali, applicati nelle due direzioni principali, e un accelerogramma della componente verticale applicato nella stessa, fino a formare 7 gruppi di accelerogrammi.

Si elencano i casi considerati:

- DEAD: Peso proprio + carichi permanenti strutturali e non strutturali.
- G1: Gruppo 1 di accelerogrammi
- G2: Gruppo 2 di accelerogrammi
- G3: Gruppo 3 di accelerogrammi
- G4: Gruppo 4 di accelerogrammi
- G5: Gruppo 5 di accelerogrammi
- G6: Gruppo 6 di accelerogrammi
- G7: Gruppo 7 di accelerogrammi

Le sollecitazioni hanno il seguente significato:

- V2: taglio longitudinale in kN
- M3: momento flettente longitudinale in kN-m
- V3: taglio trasversale in kN
- M2: momento flettente trasversale in kN-m
- T: torsione in kN-m
- P: sforzo normale in kN (- compressione)

È importante notare che, giacché si sta valutando la struttura istante per istante considerando la non linearità dei dispositivi, i massimi di ogni parametro di sollecitazione (taglio trasversale, momento longitudinale, sforzo normale, ecc) probabilmente non si troveranno allo

stesso “step” analizzato, per cui occorre conoscere lo stato di sollecitazione congruente nell’istante che si verifica la sollecitazione massima che si vuole valutare.

Nella seguente tabella si riportano i massimi (e i minimi) delle sollecitazioni presenti allo spicco delle pile, con la stessa numerazione riportata nell’analisi del capitolo 1:

TABLE: Element Forces - Frames										
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
102	0	DEAD	NonStatic	Max	-13003	0	0	0	0	22
102	0	DEAD	NonStatic	Min	-13003	0	0	0	0	22
102	0	G1	NonModHist	Max	1901	2334	2596	36	74063	40252
102	0	G1	NonModHist	Min	-2726	-2315	-3079	-25	-72485	-39770
102	0	G2	NonModHist	Max	2664	2386	3067	31	81853	39264
102	0	G2	NonModHist	Min	-2647	-2281	-2889	-28	-70491	-36395
102	0	G3	NonModHist	Max	2220	2445	3005	35	70390	38507
102	0	G3	NonModHist	Min	-3125	-2743	-2803	-26	-71765	-41102
102	0	G4	NonModHist	Max	2147	2006	2876	34	74518	34019
102	0	G4	NonModHist	Min	-2478	-2451	-2650	-37	-70791	-43740
102	0	G5	NonModHist	Max	2848	1979	3079	32	74713	35964
102	0	G5	NonModHist	Min	-2075	-2132	-3124	-28	-85405	-40830
102	0	G6	NonModHist	Max	2960	2053	2487	34	62882	37977
102	0	G6	NonModHist	Min	-3059	-2418	-3157	-33	-74660	-43266
102	0	G7	NonModHist	Max	2497	2241	2889	32	73633	41238
102	0	G7	NonModHist	Min	-2891	-1916	-3268	-29	-83993	-34783
115	0	DEAD	NonStatic	Max	-14005	0	0	0	0	5
115	0	DEAD	NonStatic	Min	-14005	0	0	0	0	5
115	0	G1	NonModHist	Max	2542	2513	2896	59	103317	43979
115	0	G1	NonModHist	Min	-3283	-1834	-3251	-89	-94557	-39782
115	0	G2	NonModHist	Max	2648	1875	3199	52	98499	37643
115	0	G2	NonModHist	Min	-2766	-2763	-2711	-59	-80322	-41144
115	0	G3	NonModHist	Max	2380	2429	3075	48	92416	40263
115	0	G3	NonModHist	Min	-3181	-2105	-3018	-77	-96419	-40456
115	0	G4	NonModHist	Max	2497	2468	2940	77	90774	43938
115	0	G4	NonModHist	Min	-2409	-2033	-2783	-64	-92963	-36966
115	0	G5	NonModHist	Max	2959	2175	3334	65	90751	36698
115	0	G5	NonModHist	Min	-2060	-2041	-3374	-62	-106713	-45111
115	0	G6	NonModHist	Max	2398	1858	2972	69	84563	38700
115	0	G6	NonModHist	Min	-2301	-1904	-3072	-57	-100062	-32774
115	0	G7	NonModHist	Max	2808	1886	3035	82	91564	38096
115	0	G7	NonModHist	Min	-3455	-2151	-3250	-49	-94710	-42857
128	0	DEAD	NonStatic	Max	-13902	0	0	0	0	-10
128	0	DEAD	NonStatic	Min	-13902	0	0	0	0	-10
128	0	G1	NonModHist	Max	2789	2552	2381	96	79377	45451
128	0	G1	NonModHist	Min	-2857	-1971	-2660	-132	-75958	-38901
128	0	G2	NonModHist	Max	3062	2167	2348	83	72575	44955
128	0	G2	NonModHist	Min	-2644	-2768	-2646	-112	-75163	-40950
128	0	G3	NonModHist	Max	2377	2328	2788	88	77701	42043
128	0	G3	NonModHist	Min	-3396	-2333	-2610	-124	-71845	-44072
128	0	G4	NonModHist	Max	2436	2534	2837	129	72973	44947
128	0	G4	NonModHist	Min	-2919	-2532	-2520	-110	-83071	-46468
128	0	G5	NonModHist	Max	2624	1997	2675	109	76696	36929

128	0	G5	NonModHist	Min	-2232	-2201	-2801	-110	-84575	-48030
128	0	G6	NonModHist	Max	2164	1992	2448	115	79948	40084
128	0	G6	NonModHist	Min	-3586	-2137	-2640	-102	-81250	-35546
128	0	G7	NonModHist	Max	2775	2138	2149	124	67575	40780
128	0	G7	NonModHist	Min	-2425	-2285	-2919	-99	-81541	-42461
141	0	DEAD	NonStatic	Max	-12376	0	0	0	0	87
141	0	DEAD	NonStatic	Min	-12376	0	0	0	0	87
141	0	G1	NonModHist	Max	2635	2516	1824	47	41475	39738
141	0	G1	NonModHist	Min	-3023	-2073	-1912	-44	-48334	-36076
141	0	G2	NonModHist	Max	3183	2091	1778	31	39065	34176
141	0	G2	NonModHist	Min	-2217	-2299	-2036	-43	-49474	-36535
141	0	G3	NonModHist	Max	2533	2482	1823	35	43635	40733
141	0	G3	NonModHist	Min	-2407	-2092	-1816	-41	-40688	-33464
141	0	G4	NonModHist	Max	1895	2081	2160	40	48830	33842
141	0	G4	NonModHist	Min	-2900	-2187	-2318	-30	-53864	-33184
141	0	G5	NonModHist	Max	2085	2285	2025	41	44295	35982
141	0	G5	NonModHist	Min	-1857	-2138	-2153	-36	-46339	-35085
141	0	G6	NonModHist	Max	2955	2345	1871	41	40721	36115
141	0	G6	NonModHist	Min	-2570	-2326	-2425	-34	-48843	-35884
141	0	G7	NonModHist	Max	2828	2259	1640	45	36978	36639
141	0	G7	NonModHist	Min	-1926	-2451	-1977	-30	-48965	-39072
189	0	DEAD	NonStatic	Max	-10918	0	0	0	0	32
189	0	DEAD	NonStatic	Min	-10918	0	0	0	0	32
189	0	G1	NonModHist	Max	1887	1519	1983	32	34343	14041
189	0	G1	NonModHist	Min	-1649	-1625	-2464	-23	-38387	-16109
189	0	G2	NonModHist	Max	2091	1859	1870	28	34145	18688
189	0	G2	NonModHist	Min	-1609	-1356	-2316	-21	-37859	-13007
189	0	G3	NonModHist	Max	2006	1483	2419	30	36962	14147
189	0	G3	NonModHist	Min	-2265	-1331	-2171	-22	-35601	-13669
189	0	G4	NonModHist	Max	2178	1806	2036	26	33879	17993
189	0	G4	NonModHist	Min	-1591	-1444	-2135	-32	-34135	-15545
189	0	G5	NonModHist	Max	2110	1892	2326	25	37615	18307
189	0	G5	NonModHist	Min	-1978	-1488	-2596	-26	-41524	-14550
189	0	G6	NonModHist	Max	2267	1479	1872	25	34015	14715
189	0	G6	NonModHist	Min	-1894	-1751	-2480	-29	-39453	-16787
189	0	G7	NonModHist	Max	2084	1438	1813	25	33169	13693
189	0	G7	NonModHist	Min	-1341	-1554	-2049	-30	-35867	-16161
193	0	DEAD	NonStatic	Max	-9563	0	0	0	0	-178
193	0	DEAD	NonStatic	Min	-9563	0	0	0	0	-178
193	0	G1	NonModHist	Max	1416	543	1357	24	12902	2825
193	0	G1	NonModHist	Min	-1433	-581	-1450	-27	-13364	-2831
193	0	G2	NonModHist	Max	1757	544	1112	22	12015	3081
193	0	G2	NonModHist	Min	-1465	-572	-1097	-17	-11128	-2583
193	0	G3	NonModHist	Max	1492	563	1261	21	13836	2894
193	0	G3	NonModHist	Min	-1573	-558	-1448	-19	-14128	-2697
193	0	G4	NonModHist	Max	1292	565	1341	17	12194	2741
193	0	G4	NonModHist	Min	-1349	-486	-1108	-22	-12998	-2290
193	0	G5	NonModHist	Max	1233	414	1217	21	12574	2410
193	0	G5	NonModHist	Min	-1448	-569	-1419	-22	-12887	-2414
193	0	G6	NonModHist	Max	1035	508	1258	20	12796	3072
193	0	G6	NonModHist	Min	-1471	-411	-1235	-22	-12468	-1854
193	0	G7	NonModHist	Max	1300	536	1416	15	11043	2434
193	0	G7	NonModHist	Min	-1706	-374	-1134	-25	-12910	-1958

2.6) Verifiche allo S.L.V.

Come detto al paragrafo precedente, le sollecitazioni massime non accadono nello stesso istante, ma più probabilmente in tempi diversi, per questo motivo bisogna conoscere le altre sollecitazioni contemporanei di quella massima che vogliamo esaminare. Dunque per fare ciò si è proceduto della seguente maniera:

- Innanzitutto si prende in considerazione la sollecitazione massima che si vuole analizzare (M3, M2, V2, V3, P o T).
- Si individua l'istante (oppure lo step) in cui si verifica la detta sollecitazione massima.
- Una volta noto lo step, si cercano le altre sollecitazioni contemporanei.

L'inconveniente di questa procedura nasce nel fatto che i files di "output" che fornisce il programma esprimono per default il valore massimo, che nel caso dell'analisi dinamica lineare del capitolo 1 è la sollecitazione giusta che viene combinata con le altre, ma in questo caso occorre cercare tra i 250 stati di sollecitazione presenti per ogni gruppo di accelerogrammi le altre sollecitazioni congruenti, e dunque si deve gestire una grande quantità di dati.

A titolo dimostrativo si riporta la tabella con cui si è individuato l'istante che agisce il massimo per ogni tipo di sollecitazione nella sezione di spiccato della pila 2.

	Tempo (s)					
	V2	M3	V3	M2	T	P
193_0_G1_Max	11.7	11.7	18.0	9.5	7.5	11.8
193_0_G1_Min	7.6	10.9	10.3	17.3	17.4	12.0
193_0_G2_Max	9.1	9.1	13.2	13.2	13.3	3.9
193_0_G2_Min	9.8	6.4	13.9	14.0	14.1	4.1
193_0_G3_Max	1.8	1.8	6.4	6.4	20.1	6.7
193_0_G3_Min	6.4	6.4	2.4	2.4	3.5	13.1
193_0_G4_Max	10.3	7.1	12.5	10.0	5.3	9.6
193_0_G4_Min	6.5	12.5	1.7	11.8	11.9	2.5
193_0_G5_Max	12.0	12.0	7.4	7.4	7.5	15.3
193_0_G5_Min	9.5	9.5	6.7	5.6	11.3	2.4
193_0_G6_Max	12.4	12.4	14.7	14.7	14.8	3.8
193_0_G6_Min	13.2	2.7	3.3	3.3	10.4	11.1
193_0_G7_Max	7.6	8.6	12.3	12.3	3.5	14.9
193_0_G7_Min	9.2	4.1	2.8	11.6	11.6	8.2

2.6.1) Pressoflessione deviata.

L'approccio per eseguire le verifiche a pressoflessione deviata rimane la stessa del capitolo 1, cioè attraverso il metodo allo stato limite di rottura.

Come detto al paragrafo 2.5.2, dipendendo della sollecitazione massima cercata, si è ricavato l'istante in cui avviene e poi si trovano le altre congruenti sollecitazioni. Questo particolare è piuttosto importante nella verifica a pressoflessione deviata, per il motivo che solitamente, a titolo di esempio, se si osserva la tabella precedente, il massimo momento in direzione longitudinale (M3) non coincide con il massimo momento in direzione trasversale (M2), cioè accadono in istanti diversi, e quindi sarebbe sbagliato valutare nella stessa verifica a pressoflessione deviata entrambi i momenti massimi, oltre al fatto che sarebbe abbastanza improbabile che nella realtà avvengano contemporanei, e perciò risulterebbe troppo cautelativo.

Di seguito si riportano le sollecitazioni allo spiccatto di tutte le pile con i coefficienti di sicurezza provenienti dalle verifiche a pressoflessione deviata con il programma RC-SEC, anche utilizzato nelle verifiche al capitolo 1. Si noti che si utilizzano 28 combinazioni che rappresentano i massimi e i minimi momenti longitudinali e trasversali, generati dai 7 gruppi di accelerogrammi, nei quali le sollecitazioni in colore azzurro rappresentano quelle relative al momento longitudinale massimo e minimo, e quelli sollecitazioni in colore verde rappresentano le relative al momento trasversale.

Dopodiché si evidenzia una tabella con la media prodotta di tutti i coefficienti delle verifiche in direzione longitudinale e un'altra media di tutti i coefficienti in direzione longitudinale, venendo poi riportata quella con il valore più basso e in quale senso agisce.

Supporto n°	Hpila(m)	elemento	nodo	sezione	Integrazione al passo		Cs
					c.s.	dir	
					5.00	trasv	
	V2	M3	V3	M2	T	P	
SIS1	543	2 647	-143	2 380	9	-9 635	11.02
SIS2	-510	-3 008	-684	-3 636	0	-10 384	9.53
SIS3	544	2 904	796	6 736	4	-10 067	7.57
SIS4	-475	-2 760	-444	-4 585	-5	-9 341	9.28
SIS5	563	2 716	-287	168	9	-8 861	10.92
SIS6	-558	-2 875	1 261	13 836	15	-8 774	4.26
SIS7	530	2 564	-334	-4 046	-6	-9 360	10.17
SIS8	-415	-2 468	1 341	9 851	8	-10 001	6.01
SIS9	414	2 232	-59	-1 218	-4	-9 644	13.39
SIS10	-569	-2 591	-108	-3 389	-10	-8 685	10.42
SIS11	508	2 895	341	4 595	10	-9 660	9.08
SIS12	-254	-2 032	-412	-3 016	1	-8 919	12.96
SIS13	457	2 256	-396	-6 363	-15	-9 932	8.52
SIS14	-353	-2 136	213	-454	-7	-9 295	14.06
SIS15	205	1 296	964	12 902	22	-10 903	5.10
SIS16	-49	-376	-1 083	-13 364	-22	-9 097	4.72
SIS17	-201	-744	1 112	12 015	17	-8 805	5.18
SIS18	29	-130	-1 025	-11 128	-16	-9 414	5.74
SIS19	-558	-2 875	1 261	13 836	15	-8 774	4.26
SIS20	-228	-1 435	-1 448	-14 128	-17	-9 741	4.50
SIS21	-41	-695	1 276	12 194	11	-8 591	5.07
SIS22	-73	-347	-978	-12 998	-19	-9 785	4.96
SIS23	133	610	1 217	12 574	17	-9 473	5.07
SIS24	-392	-1 953	-1 286	-12 887	-15	-9 661	4.83
SIS25	-34	-104	1 258	12 796	18	-9 799	5.05
SIS26	164	588	-1 235	-12 468	-12	-9 545	5.12
SIS27	-303	-1 918	1 416	11 043	8	-9 311	5.52
SIS28	107	792	-808	-12 910	-25	-9 478	4.93

CsL 9.80
CsT 5.00
5.00 trasv

Supporto n°	Hpila(m)	elem	node	sezione	Integrazione al passo		Cs
					c.s.	dir	
P3	16.50	189	0	S-1	1.73	trasv	
	V2	M3	V3	M2	T	P	
SIS1	1 519	14 073	461	12 031	0	-10 313	2.12
SIS2	-1 564	-16 077	1 494	26 022	10	-10 071	1.64
SIS3	1 859	18 720	780	13 013	-6	-12 291	1.72
SIS4	-1 356	-12 975	1 078	19 460	9	-9 498	2.06
SIS5	1 344	14 179	765	16 549	7	-10 711	2.04
SIS6	-1 317	-13 637	-2 010	-31 357	-8	-11 150	1.65
SIS7	1 806	18 025	395	9 433	7	-10 341	1.70
SIS8	-1 444	-15 512	582	2 823	-6	-11 873	2.11
SIS9	1 892	18 339	-2 429	-35 139	-15	-11 125	1.36
SIS10	-1 488	-14 518	1 431	28 104	13	-10 008	1.68
SIS11	1 459	14 747	446	16 535	8	-10 909	1.99
SIS12	-1 751	-16 755	595	11 995	19	-10 721	1.83
SIS13	1 438	13 725	-69	-237	8	-10 871	2.32
SIS14	-1 554	-16 129	845	11 915	3	-11 122	1.92
SIS15	380	3 004	1 878	34 343	15	-11 243	1.94
SIS16	660	6 777	-2 464	-38 387	-20	-10 235	1.62
SIS17	142	973	1 844	34 145	14	-9 275	1.86
SIS18	585	7 009	-2 316	-37 859	-19	-10 584	1.66
SIS19	-867	-8 415	2 419	36 962	9	-11 472	1.69
SIS20	-270	-2 368	-2 118	-35 601	-14	-11 427	1.89
SIS21	-156	-2 159	2 036	33 879	11	-10 674	1.95
SIS22	-1 190	-11 356	-1 849	-34 135	-5	-10 185	1.63
SIS23	431	3 870	2 326	37 615	21	-10 797	1.74
SIS24	1 029	10 560	-2 596	-41 524	-21	-11 890	1.48
SIS25	-1 189	-11 228	1 872	34 015	14	-10 320	1.64
SIS26	6	-830	-2 480	-39 453	-13	-10 286	1.66
SIS27	-1 213	-12 674	1 813	33 169	-2	-10 819	1.63
SIS28	-286	-2 894	-2 049	-35 867	-20	-11 707	1.89

CsL 1.87
 CsT 1.73
 1.73 trasv

Supporto n°	Hpila(m)	elem	node	sezione	Integrazione al passo		Cs
					c.s.	dir	
P4	29.60	102	0	S-2	1.39	trasv	
	V2	M3	V3	M2	T	P	
SIS1	2 277	40 274	297	-3 845	-6	-12 333	1.42
SIS2	-2 315	-39 748	1 708	55 147	24	-13 200	1.20
SIS3	2 348	39 285	-69	-1 002	-1	-13 076	1.48
SIS4	-2 281	-36 374	-402	-19 057	-19	-12 417	1.52
SIS5	2 445	38 528	2 141	57 995	-5	-13 388	1.20
SIS6	-2 373	-41 080	1 016	33 726	19	-14 173	1.31
SIS7	1 783	34 040	229	9 832	-20	-13 051	1.68
SIS8	-2 451	-43 719	797	27 988	-3	-13 291	1.25
SIS9	1 891	35 985	683	33 343	13	-13 131	1.44
SIS10	-1 958	-40 809	573	14 172	11	-12 728	1.39
SIS11	1 980	37 999	-391	-16 533	0	-12 526	1.47
SIS12	-2 418	-43 245	-50	-7 019	9	-10 917	1.29
SIS13	2 241	41 259	-609	-22 373	-16	-12 899	1.34
SIS14	-1 916	-34 762	783	30 494	12	-12 628	1.50
SIS15	-533	-12 468	2 596	74 063	20	-12 623	1.59
SIS16	330	6 350	-3 079	-72 485	-12	-13 047	1.71
SIS17	607	14 009	3 067	81 853	16	-11 399	1.41
SIS18	390	4 580	-2 889	-70 491	-1	-12 907	1.77
SIS19	31	5 430	3 005	70 390	8	-12 267	1.75
SIS20	1 441	27 940	-2 691	-71 765	-17	-13 151	1.32
SIS21	478	4 042	2 728	74 518	-1	-13 395	1.69
SIS22	-206	3 060	-2 453	-70 791	-3	-12 859	1.77
SIS23	979	16 716	2 909	74 713	10	-13 823	1.51
SIS24	64	-2 451	-3 124	-85 405	-25	-13 217	1.48
SIS25	1 331	20 115	1 974	62 882	11	-12 418	1.62
SIS26	1 389	22 624	-3 157	-74 660	-4	-13 212	1.39
SIS27	710	9 347	2 889	73 633	27	-12 960	1.65
SIS28	-652	-13 064	-3 268	-83 993	-20	-12 828	1.41

CsL 1.39
 CsT 1.58
 1.39 long

Supporto n°	Hpila(m)	elem	node	sezione	Integrazione al passo		Cs
					c.s.	dir	
P5	35.10	115	0	S-2	1.30	trasv	
	V2	M3	V3	M2	T	P	
SIS1	2 513	43 984	-714	-34 332	9	-13 914	1.23
SIS2	-1 834	-39 777	1 626	65 127	-39	-12 751	1.13
SIS3	1 796	37 648	609	23 169	4	-13 751	1.47
SIS4	-2 763	-41 139	-1 382	-40 193	-14	-12 715	1.25
SIS5	2 429	40 268	-1 085	-38 911	9	-13 446	1.29
SIS6	-2 048	-40 451	2 145	65 578	-19	-13 814	1.13
SIS7	2 468	43 943	1 380	38 793	25	-14 077	1.21
SIS8	-2 033	-36 961	-190	-18 664	-22	-16 168	1.57
SIS9	2 175	36 703	702	41 085	6	-11 897	1.34
SIS10	-2 041	-45 106	-600	-17 017	38	-15 659	1.30
SIS11	1 858	38 706	-909	-30 949	-2	-15 601	1.42
SIS12	-1 488	-32 769	1 607	48 790	-20	-15 826	1.47
SIS13	1 690	38 101	255	9 651	7	-12 491	1.49
SIS14	-2 151	-42 852	1 328	43 072	-13	-14 674	1.22
SIS15	278	5 109	2 881	103 317	-27	-12 608	1.21
SIS16	-274	3 213	-2 747	-94 557	39	-13 925	1.35
SIS17	-582	-5 490	3 199	98 499	-11	-13 804	1.28
SIS18	-168	-1 301	-2 711	-80 322	-16	-13 286	1.58
SIS19	364	4 788	2 785	92 416	-32	-14 386	1.38
SIS20	669	11 212	-3 018	-96 419	35	-13 782	1.28
SIS21	-446	-4 948	2 940	90 774	-39	-12 358	1.37
SIS22	696	9 156	-2 783	-92 963	42	-15 389	1.36
SIS23	53	-2 132	3 141	90 751	-20	-14 018	1.41
SIS24	36	-2 295	-3 374	-106 713	40	-14 874	1.21
SIS25	-57	-8 073	2 972	84 563	-57	-14 188	1.48
SIS26	1 750	30 142	-2 848	-100 062	14	-12 521	1.04
SIS27	-1 277	-23 150	2 858	91 564	-41	-13 602	1.20
SIS28	1 642	32 637	-3 084	-94 710	29	-13 606	1.06

CsL 1.32
 CsT 1.30
 1.30 trasv

Supporto n°	Hpila(m)	elem	node	sezione	Integrazione al passo		Cs
					c.s.	dir	
P6	34.54	128	0	S-2	1.28	trasv	
	V2	M3	V3	M2	T	P	
SIS1	2 552	45 441	-795	-30 821	21	-14 411	1.22
SIS2	-1 971	-38 910	258	19 492	-40	-14 202	1.45
SIS3	2 154	44 945	329	14 335	-53	-13 252	1.28
SIS4	-2 768	-40 960	-1 352	-38 823	-6	-12 284	1.25
SIS5	2 328	42 033	-1 105	-38 584	-22	-15 092	1.27
SIS6	-2 333	-44 082	1 359	42 729	-56	-13 225	1.17
SIS7	2 534	44 937	1 828	49 364	7	-14 070	1.13
SIS8	-2 532	-46 477	-1 137	-39 215	-6	-15 215	1.16
SIS9	1 782	36 919	2 133	58 078	-84	-14 816	1.27
SIS10	-2 201	-48 040	448	8 835	44	-15 286	1.24
SIS11	1 992	40 074	-639	-23 372	1	-15 938	1.42
SIS12	-2 137	-35 556	-596	-18 355	44	-13 375	1.57
SIS13	1 889	40 770	1 462	38 987	-15	-11 545	1.25
SIS14	-2 120	-42 471	756	29 443	-18	-13 971	1.29
SIS15	277	1 923	2 159	79 377	-85	-12 481	1.58
SIS16	-599	-9 075	-2 131	-75 958	72	-13 336	1.61
SIS17	263	630	2 207	72 575	-107	-13 665	1.76
SIS18	19	2 002	-2 646	-75 163	10	-12 886	1.68
SIS19	-232	-8 105	2 339	77 701	-58	-15 187	1.62
SIS20	745	11 564	-2 141	-71 845	84	-14 447	1.68
SIS21	-65	1 306	2 256	72 973	-4	-13 365	1.74
SIS22	-417	-4 105	-2 520	-83 071	22	-12 550	1.50
SIS23	-241	-8 598	2 675	76 696	-48	-13 704	1.61
SIS24	-69	-1 921	-2 801	-84 575	-8	-14 396	1.52
SIS25	-58	-3 594	2 448	79 948	-19	-12 983	1.57
SIS26	-134	-2 411	-2 640	-81 250	32	-14 268	1.58
SIS27	1 321	24 263	1 853	67 575	-11	-13 395	1.46
SIS28	-1 222	-30 786	-2 518	-81 541	26	-13 807	1.19

CsL 1.28
 CsT 1.58
 1.28 long

Supporto n°	Hpila(m)	elem	node	sezione	Integrazione al passo		Cs
					c.s.	dir	
P7	25.80	141	0	S-2	1.55	trasv	
	V2	M3	V3	M2	T	P	
SIS1	2 516	39 825	-331	-3 154	-10	-12 405	1.44
SIS2	-2 055	-35 989	-457	-14 027	8	-12 503	1.56
SIS3	2 091	34 264	520	13 581	-1	-12 415	1.64
SIS4	-2 299	-36 447	425	6 778	4	-12 848	1.58
SIS5	2 482	40 821	523	7 479	0	-11 054	1.37
SIS6	-2 092	-33 376	-729	-3 979	-20	-13 573	1.75
SIS7	2 038	33 930	-1 225	-31 585	20	-11 620	1.50
SIS8	-2 187	-33 097	-1 109	-23 236	21	-13 402	1.64
SIS9	2 285	36 069	751	21 517	-17	-12 455	1.51
SIS10	-2 087	-34 998	1 010	23 147	-23	-12 580	1.55
SIS11	2 345	36 202	-489	-5 077	-2	-13 269	1.60
SIS12	-2 326	-35 797	334	5 579	-5	-11 861	1.58
SIS13	2 259	36 726	1 186	29 715	-11	-12 564	1.44
SIS14	-2 451	-38 984	-217	-784	4	-13 267	1.49
SIS15	-123	-1 824	1 651	41 475	-28	-12 381	3.00
SIS16	-829	-13 306	-1 912	-48 334	40	-12 315	2.20
SIS17	-363	-4 034	1 588	39 065	-39	-14 390	3.20
SIS18	-393	-5 235	-2 036	-49 474	24	-12 813	2.47
SIS19	-318	-3 945	1 823	43 635	-28	-11 033	2.76
SIS20	1 097	19 927	-1 816	-40 688	29	-13 466	2.08
SIS21	-1 291	-18 700	2 017	48 830	-29	-11 637	1.93
SIS22	33	2 919	-2 318	-53 864	33	-12 222	2.30
SIS23	-1 199	-19 632	2 025	44 295	-24	-12 991	2.01
SIS24	-1 931	-30 474	-2 153	-46 339	23	-12 732	1.51
SIS25	1 101	20 566	1 871	40 721	-22	-12 229	2.02
SIS26	-157	-2 731	-2 044	-48 843	35	-14 279	2.61
SIS27	2 007	33 570	1 640	36 978	-24	-11 494	1.47
SIS28	1 046	16 171	-1 977	-48 965	27	-12 117	2.05

CsL 1.55
 CsT 2.26
 1.55 long

2.6.2) Taglio e torsione.

La procedura delle verifiche a taglio e torsione rimane la stessa del capitolo 1. In questo caso si procede a verificare ogni combinazione derivante da ogni gruppo di accelerogrammi, dunque in ogni sezione di spiccato delle pile si utilizzano 14 combinazioni (tenendo in conto l'inversione di segno del sisma) sia per il taglio equivalente longitudinale che il trasversale, in sintesi sono in totale 28 combinazioni. Si evidenzia in questo capitolo che le sollecitazioni torcenti nelle sezioni valutate sono praticamente nulli.

Dopodiché si ricavano i coefficienti di sicurezza associati ad ogni combinazione sismica, si procede a fare una media di questi in senso longitudinale e un'altra in senso trasversale, risultando il valore più probabile in ambedue le direzioni.

È importante evidenziare che, analogamente al caso della pressoflessione deviata, la sezione e l'armatura trasversale rimangono invariate alle verifiche del capitolo 1.

Di seguito si riportano le verifiche fatte per ogni sezione di spiccato nelle pile:

ANALISI DINAMICA NON LINEARE

direzione trasversale

Supporto	o	Sez	V _{ED}	T _{ED}	n°a	n°b	pass	Asw/s	s _t	T	d	Φ	V _{Rd}	c.s. ok
P2	-		kN	m	-	-	cm	m	m	m	m	°	kN	se>1
G1	S-1	1	357	14	2	2.2	20	7.85	0.3	5.6	5.5	21.8	2	3.90
G1	S-1	1	450	3	2	2.2	20	7.85	0.3	5.6	5.5	21.8	2	3.66
G2	S-1	1	112	17	2	2.2	20	7.85	0.3	5.6	5.5	21.8	2	4.75
G2	S-1	1	097	12	2	2.2	20	7.85	0.3	5.6	5.5	21.8	2	4.82
G3	S-1	1	261	15	2	2.2	20	7.85	0.3	5.6	5.5	21.8	2	4.19
G3	S-1	1	448	17	2	2.2	20	7.85	0.3	5.6	5.5	21.8	2	3.65
G4	S-1	1	341	8	2	2.2	20	7.85	0.3	5.6	5.5	21.8	2	3.95
G4	S-1	1	108	12	2	2.2	20	7.85	0.3	5.6	5.5	21.8	2	4.78
G5	S-1	1	217	17	2	2.2	20	7.85	0.3	5.6	5.5	21.8	2	4.34
G5	S-1	1	419	11	2	2.2	20	7.85	0.3	5.6	5.5	21.8	2	3.73
G6	S-1	1	258	18	2	2.2	20	7.85	0.3	5.6	5.5	21.8	2	4.20
G6	S-1	1	235	12	2	2.2	20	7.85	0.3	5.6	5.5	21.8	2	4.28
G7	S-1	1	416	8	2	2.2	20	7.85	0.3	5.6	5.5	21.8	2	3.75
G7	S-1	1	134	10	2	2.2	20	7.85	0.3	5.6	5.5	21.8	2	4.67

4.19

direzione longitudinale

Supporto	o	V _{ED}	T _{ED}	n°a	n°b	pass	Asw/s	s _t	L	d	Φ	V _{Rd}	c.s. ok
P2		kN	m	-	-	cm	m	m	m	m	°	kN	se>1
G1	S-1	543	9	2	4.3	20	7.85	0.3	2.5	2.4	21.8	1	4.31
G1	S-1	581	21	2	4.3	20	7.85	0.3	2.5	2.4	21.8	1	4.01
G2	S-1	544	4	2	4.3	20	7.85	0.3	2.5	2.4	21.8	1	4.31
G2	S-1	572	11	2	4.3	20	7.85	0.3	2.5	2.4	21.8	1	4.08
G3	S-1	563	9	2	4.3	20	7.85	0.3	2.5	2.4	21.8	1	4.15
G3	S-1	558	15	2	4.3	20	7.85	0.3	2.5	2.4	21.8	1	4.18
G4	S-1	565	10	2	4.3	20	7.85	0.3	2.5	2.4	21.8	1	4.14
G4	S-1	486	6	2	4.3	20	7.85	0.3	2.5	2.4	21.8	1	4.81
G5	S-1	414	4	2	4.3	20	7.85	0.3	2.5	2.4	21.8	1	5.66

					0						0	0	5	7	173	
					4.3						0.3	2.5	2.4	21.8	1	
G5	S-1	569	10	2	0	2	10	20	7.85	0	0	5	7	173	4.10	
					4.3						0.3	2.5	2.4	21.8	1	
G6	S-1	508	10	2	0	2	10	20	7.85	0	0	5	7	173	4.60	
					4.3						0.3	2.5	2.4	21.8	1	
G6	S-1	411	4	2	0	2	10	20	7.85	0	0	5	7	173	5.70	
					4.3						0.3	2.5	2.4	21.8	1	
G7	S-1	536	8	2	0	2	10	20	7.85	0	0	5	7	173	4.36	
					4.3						0.3	2.5	2.4	21.8	1	
G7	S-1	374	8	2	0	2	10	20	7.85	0	0	5	7	173	6.25	
																4.62

minimo direzione trasversale/longitudinale

c.s.	dir
-	-
4.1	
9	trasv
4.6	
2	long
4.1	tras
9	v

ANALISI DINAMICA NON LINEARE

direzione trasversale

Supporto	o	Sez	V _{ED}	T _{ED}	n°a	n°b	pass	Asw/s	s _t	T	d	Φ	V _{Rd}	c.s.		
			kN	kN	n	t _k	r	Φ	m	m	m	°	kN	ok		
				m	-	m	-	m	cm	m	m	m		se>1		
	P3	-	1		2	2.2										
G1	S-1		983	24	2	0	2	10	20	7.85	0	5.6	5.5	21.8	2	2.67
			2			2.2					0	0	5	7	658	
G1	S-1		464	20	2	0	2	10	20	7.85	0	5.6	5.5	21.8	2	2.15
			1			2.2					0.3	5.6	5.5	21.8	2	
G2	S-1		870	10	2	0	2	10	20	7.85	0	5.6	5.5	21.8	2	2.84
			2			2.2					0.3	5.6	5.5	21.8	2	
G2	S-1		316	19	2	0	2	10	20	7.85	0	5.6	5.5	21.8	2	2.29
			2			2.2					0.3	5.6	5.5	21.8	2	
G3	S-1		419	9	2	0	2	10	20	7.85	0	5.6	5.5	21.8	2	2.19
			2			2.2					0.3	5.6	5.5	21.8	2	
G3	S-1		171	15	2	0	2	10	20	7.85	0	5.6	5.5	21.8	2	2.44
			2			2.2					0.3	5.6	5.5	21.8	2	
G4	S-1		036	11	2	0	2	10	20	7.85	0	5.6	5.5	21.8	2	2.60
			2			2.2					0.3	5.6	5.5	21.8	2	
G4	S-1		135	4	2	0	2	10	20	7.85	0	5.6	5.5	21.8	2	2.49
			2			2.2					0.3	5.6	5.5	21.8	2	
G5	S-1		326	21	2	0	2	10	20	7.85	0	5.6	5.5	21.8	2	2.28
			2			2.2					0.3	5.6	5.5	21.8	2	
G5	S-1		596	21	2	0	2	10	20	7.85	0	5.6	5.5	21.8	2	2.04
			1			2.2					0.3	5.6	5.5	21.8	2	
G6	S-1		872	14	2	0	2	10	20	7.85	0	5.6	5.5	21.8	2	2.83
			2			2.2					0.3	5.6	5.5	21.8	2	
G6	S-1		480	13	2	0	2	10	20	7.85	0	5.6	5.5	21.8	2	2.14
			1			2.2					0.3	5.6	5.5	21.8	2	
G7	S-1		813	2	2	0	2	10	20	7.85	0	5.6	5.5	21.8	2	2.93
			2			2.2					0.3	5.6	5.5	21.8	2	
G7	S-1		049	20	2	0	2	10	20	7.85	0	5.6	5.5	21.8	2	2.58
																2.46

direzione longitudinale

Supporto	o	V _{ED}	T _{ED}	n°a	n°b	pass	Asw/s	s _t	L	d	Φ	V _{Rd}	c.s.			
		kN	kN	n	t _k	r	Φ	m	m	m	°	kN	ok			
			m	-	m	-	m	cm	m	m	m		se>1			
	P3		1		4.3											
G1	S-1		519	0	2	0	2	10	20	7.85	0	2.5	2.4	21.8	1	1.55
			1			4.3					0	0	5	7	173	
G1	S-1		625	10	2	0	2	10	20	7.85	0	2.5	2.4	21.8	1	1.44
			1			4.3					0.3	2.5	2.4	21.8	1	
G2	S-1		859	6	2	0	2	10	20	7.85	0	2.5	2.4	21.8	1	1.26
			1			4.3					0.3	2.5	2.4	21.8	1	
G2	S-1		356	9	2	0	2	10	20	7.85	0	2.5	2.4	21.8	1	1.73
			1			4.3					0.3	2.5	2.4	21.8	1	
G3	S-1		483	3	2	0	2	10	20	7.85	0	2.5	2.4	21.8	1	1.58
			1			4.3					0.3	2.5	2.4	21.8	1	
G3	S-1		331	9	2	0	2	10	20	7.85	0	2.5	2.4	21.8	1	1.76
			1			4.3					0.3	2.5	2.4	21.8	1	
G4	S-1		806	7	2	0	2	10	20	7.85	0	2.5	2.4	21.8	1	1.30
			1			4.3					0.3	2.5	2.4	21.8	1	
G4	S-1		444	6	2	0	2	10	20	7.85	0	2.5	2.4	21.8	1	1.62
			1			4.3					0.3	2.5	2.4	21.8	1	
G5	S-1		1	15	2	4.3	2	10	20	7.85	0.3	2.5	2.4	21.8	1	1.24

		892		0						0	0	5	7	173	
		1		4.3						0.3	2.5	2.4	21.8	1	
G5	S-1	488	13	2	0	2	10	20	7.85	0	0	5	7	173	1.57
		1		4.3						0.3	2.5	2.4	21.8	1	
G6	S-1	479	9	2	0	2	10	20	7.85	0	0	5	7	173	1.58
		1		4.3						0.3	2.5	2.4	21.8	1	
G6	S-1	751	19	2	0	2	10	20	7.85	0	0	5	7	173	1.34
		1		4.3						0.3	2.5	2.4	21.8	1	
G7	S-1	438	8	2	0	2	10	20	7.85	0	0	5	7	173	1.63
		1		4.3						0.3	2.5	2.4	21.8	1	
G7	S-1	554	3	2	0	2	10	20	7.85	0	0	5	7	173	1.51
															1.51

minimo direzione trasversale/longitudinale

c.s.	dir
-	-
2.4	
6	trasv
1.5	
1	long
1.5	
1	long

ANALISI DINAMICA NON LINEARE

direzione trasversale

Supporto	o	Sez	V _{ED}	T _{ED}	n°a	n°b	pass	Asw/s	s _t	T	d	Φ	V _{Rd}	c.s. ok		
P4	-		kN	m	n	t _k	r	Φ	m	cm	m	m	°	kN	se>1	
G1	S-2	2	596	20	2	2.2	2	10	20	7.85	0.3	5.6	5.5	21.8	2	2.04
G1	S-2	3	079	12	2	2.2	2	10	20	7.85	0.3	5.6	5.5	21.8	2	1.72
G2	S-2	3	067	16	2	2.2	2	10	20	7.85	0.3	5.6	5.5	21.8	2	1.73
G2	S-2	2	889	1	2	2.2	2	10	20	7.85	0.3	5.6	5.5	21.8	2	1.84
G3	S-2	2	005	8	2	2.2	2	10	20	7.85	0.3	5.6	5.5	21.8	2	1.77
G3	S-2	2	803	10	2	2.2	2	10	20	7.85	0.3	5.6	5.5	21.8	2	1.89
G4	S-2	2	876	4	2	2.2	2	10	20	7.85	0.3	5.6	5.5	21.8	2	1.85
G4	S-2	3	650	24	2	2.2	2	10	20	7.85	0.3	5.6	5.5	21.8	2	2.00
G5	S-2	3	079	22	2	2.2	2	10	20	7.85	0.3	5.6	5.5	21.8	2	1.72
G5	S-2	2	124	25	2	2.2	2	10	20	7.85	0.3	5.6	5.5	21.8	2	1.70
G6	S-2	3	487	6	2	2.2	2	10	20	7.85	0.3	5.6	5.5	21.8	2	2.13
G6	S-2	2	157	4	2	2.2	2	10	20	7.85	0.3	5.6	5.5	21.8	2	1.68
G7	S-2	3	889	27	2	2.2	2	10	20	7.85	0.3	5.6	5.5	21.8	2	1.83
G7	S-2	2	268	20	2	2.2	2	10	20	7.85	0.3	5.6	5.5	21.8	2	1.62

1.82

direzione longitudinale

Supporto	o	V _{ED}	T _{ED}	n°a	n°b	pass	Asw/s	s _t	L	d	Φ	V _{Rd}	c.s. ok			
P4		kN	m	n	t _k	r	Φ	m	cm	m	m	°	kN	se>1		
G1	S-2	2	334	10	2	4.8	2	10	20	7.85	0.8	2.5	2.4	21.8	1	1.01
G1	S-2	2	315	24	2	4.8	2	10	20	7.85	0.8	2.5	2.4	21.8	1	1.01
G2	S-2	2	386	5	2	4.8	2	10	20	7.85	0.8	2.5	2.4	21.8	1	0.99
G2	S-2	2	281	19	2	4.8	2	10	20	7.85	0.8	2.5	2.4	21.8	1	1.03
G3	S-2	2	445	5	2	4.8	2	10	20	7.85	0.8	2.5	2.4	21.8	1	0.96
G3	S-2	2	743	7	2	4.8	2	10	20	7.85	0.8	2.5	2.4	21.8	1	0.86
G4	S-2	2	006	27	2	4.8	2	10	20	7.85	0.8	2.5	2.4	21.8	1	1.17
G4	S-2	2	451	3	2	4.8	2	10	20	7.85	0.8	2.5	2.4	21.8	1	0.96
G5	S-2	1	1	9	2	4.8	2	10	20	7.85	0.8	2.5	2.4	21.8	1	1.19

		979		0						0	0	5	0	177	
		2		4.8						0.8	2.5	2.4	21.8	1	
G5	S-2	132	13	2	0	2	10	20	7.85	0	0	5	0	177	1.10
		2		4.8						0.8	2.5	2.4	21.8	1	
G6	S-2	053	12	2	0	2	10	20	7.85	0	0	5	0	177	1.15
		2		4.8						0.8	2.5	2.4	21.8	1	
G6	S-2	418	9	2	0	2	10	20	7.85	0	0	5	0	177	0.97
		2		4.8						0.8	2.5	2.4	21.8	1	
G7	S-2	241	16	2	0	2	10	20	7.85	0	0	5	0	177	1.05
		1		4.8						0.8	2.5	2.4	21.8	1	
G7	S-2	916	12	2	0	2	10	20	7.85	0	0	5	0	177	1.23
															1.05

minimo direzione trasversale/longitudinale

c.s.	dir
-	-
1.8	
2	trasv
1.0	
5	long
1.0	
5	long

ANALISI DINAMICA NON LINEARE

direzione trasversale

Supporto	o	Sez	V _{ED}	T _{ED}	n°a	n°b	pass	Asw/s	s _t	T	d	Φ	V _{Rd}	c.s. ok
P5	-	-	kN	m	-	-	cm	cmq/m	m	m	m	°	kN	se>1
G1	S-2	2	896	48	2	2	20	7.85	0.3	5.6	5.5	21.8	2	1.82
G1	S-2	3	251	36	2	2	20	7.85	0.3	5.6	5.5	21.8	2	1.63
G2	S-2	2	199	11	2	2	20	7.85	0.3	5.6	5.5	21.8	2	1.66
G2	S-2	3	711	16	2	2	20	7.85	0.3	5.6	5.5	21.8	2	1.96
G3	S-2	2	075	16	2	2	20	7.85	0.3	5.6	5.5	21.8	2	1.72
G3	S-2	3	018	35	2	2	20	7.85	0.3	5.6	5.5	21.8	2	1.75
G4	S-2	2	940	39	2	2	20	7.85	0.3	5.6	5.5	21.8	2	1.80
G4	S-2	3	783	42	2	2	20	7.85	0.3	5.6	5.5	21.8	2	1.90
G5	S-2	2	334	45	2	2	20	7.85	0.3	5.6	5.5	21.8	2	1.58
G5	S-2	3	374	40	2	2	20	7.85	0.3	5.6	5.5	21.8	2	1.57
G6	S-2	2	972	57	2	2	20	7.85	0.3	5.6	5.5	21.8	2	1.77
G6	S-2	3	072	54	2	2	20	7.85	0.3	5.6	5.5	21.8	2	1.72
G7	S-2	2	035	46	2	2	20	7.85	0.3	5.6	5.5	21.8	2	1.74
G7	S-2	3	250	32	2	2	20	7.85	0.3	5.6	5.5	21.8	2	1.63

1.73

direzione longitudinale

Supporto	o	V _{ED}	T _{ED}	n°a	n°b	pass	Asw/s	s _t	L	d	Φ	V _{Rd}	c.s. ok	
P5	-	kN	m	-	-	cm	cmq/m	m	m	m	°	kN	se>1	
G1	S-2	2	513	9	2	2	20	7.85	0.8	2.5	2.4	21.8	1	0.94
G1	S-2	1	834	39	2	2	20	7.85	0.8	2.5	2.4	21.8	1	1.28
G2	S-2	2	875	8	2	2	20	7.85	0.8	2.5	2.4	21.8	1	1.25
G2	S-2	2	763	14	2	2	20	7.85	0.8	2.5	2.4	21.8	1	0.85
G3	S-2	2	429	9	2	2	20	7.85	0.8	2.5	2.4	21.8	1	0.97
G3	S-2	2	105	2	2	2	20	7.85	0.8	2.5	2.4	21.8	1	1.12
G4	S-2	2	468	25	2	2	20	7.85	0.8	2.5	2.4	21.8	1	0.95
G4	S-2	2	033	22	2	2	20	7.85	0.8	2.5	2.4	21.8	1	1.16
G5	S-2	2	2	6	2	2	20	7.85	0.8	2.5	2.4	21.8	1	1.08

		175		0						0	0	5	0	177	
		2		4.8						0.8	2.5	2.4	21.8	1	
G5	S-2	041	38	2	0	2	10	20	7.85	0	0	5	0	177	1.15
		1		4.8						0.8	2.5	2.4	21.8	1	
G6	S-2	858	2	2	0	2	10	20	7.85	0	0	5	0	177	1.27
		1		4.8						0.8	2.5	2.4	21.8	1	
G6	S-2	904	14	2	0	2	10	20	7.85	0	0	5	0	177	1.23
		1		4.8						0.8	2.5	2.4	21.8	1	
G7	S-2	886	8	2	0	2	10	20	7.85	0	0	5	0	177	1.25
		2		4.8						0.8	2.5	2.4	21.8	1	
G7	S-2	151	13	2	0	2	10	20	7.85	0	0	5	0	177	1.09
															1.11

minimo direzione trasversale/longitudinale

c.s.	dir
-	-
1.7	
3	trasv
1.1	
1	long
1.1	
1	long

ANALISI DINAMICA NON LINEARE

direzione trasversale

Supporto	o	Sez	V _{ED}	T _{ED}	n°a	n°b	pass	Asw/s	s _t	T	d	Φ	V _{Rd}	c.s. ok			
			kN	kN	n	t _k	r	Φ	m	cm	m	m	m	°	kN	se>1	
	P6	-	2	2	2	2.2	0	2	10	20	7.85	0.3	5.6	5.5	21.8	2	
G1	S-2	381	58	2	0	2.2	2	10	20	7.85	0	0	5	7	658	2.21	
		2		2	0	2.2	2	10	20	7.85	0.3	5.6	5.5	21.8	2		
G1	S-2	660	83	2	0	2.2	2	10	20	7.85	0	0	5	7	658	1.97	
		2		2	0	2.2	2	10	20	7.85	0.3	5.6	5.5	21.8	2		
G2	S-2	348	2	2	0	2.2	2	10	20	7.85	0	0	5	7	658	2.26	
		2		2	0	2.2	2	10	20	7.85	0.3	5.6	5.5	21.8	2		
G2	S-2	646	10	2	0	2.2	2	10	20	7.85	0	0	5	7	658	2.01	
		2		2	0	2.2	2	10	20	7.85	0.3	5.6	5.5	21.8	2		
G3	S-2	788	16	2	0	2.2	2	10	20	7.85	0	0	5	7	658	1.90	
		2		2	0	2.2	2	10	20	7.85	0.3	5.6	5.5	21.8	2		
G3	S-2	610	38	2	0	2.2	2	10	20	7.85	0	0	5	7	658	2.02	
		2		2	0	2.2	2	10	20	7.85	0.3	5.6	5.5	21.8	2		
G4	S-2	837	45	2	0	2.2	2	10	20	7.85	0	0	5	7	658	1.86	
		2		2	0	2.2	2	10	20	7.85	0.3	5.6	5.5	21.8	2		
G4	S-2	520	22	2	0	2.2	2	10	20	7.85	0	0	5	7	658	2.10	
		2		2	0	2.2	2	10	20	7.85	0.3	5.6	5.5	21.8	2		
G5	S-2	675	48	2	0	2.2	2	10	20	7.85	0	0	5	7	658	1.97	
		2		2	0	2.2	2	10	20	7.85	0.3	5.6	5.5	21.8	2		
G5	S-2	801	8	2	0	2.2	2	10	20	7.85	0	0	5	7	658	1.90	
		2		2	0	2.2	2	10	20	7.85	0.3	5.6	5.5	21.8	2		
G6	S-2	448	19	2	0	2.2	2	10	20	7.85	0	0	5	7	658	2.16	
		2		2	0	2.2	2	10	20	7.85	0.3	5.6	5.5	21.8	2		
G6	S-2	640	32	2	0	2.2	2	10	20	7.85	0	0	5	7	658	2.00	
		2		2	0	2.2	2	10	20	7.85	0.3	5.6	5.5	21.8	2		
G7	S-2	149	7	2	0	2.2	2	10	20	7.85	0	0	5	7	658	2.47	
		2		2	0	2.2	2	10	20	7.85	0.3	5.6	5.5	21.8	2		
G7	S-2	919	76	2	0	2.2	2	10	20	7.85	0	0	5	7	658	1.80	

2.05

direzione longitudinale

Supporto	o	V _{ED}	T _{ED}	n°a	n°b	pass	Asw/s	s _t	L	d	Φ	V _{Rd}	c.s. ok			
		kN	kN	n	t _k	r	Φ	m	cm	m	m	m	°	kN	se>1	
	P6	2	2	2	4.8	0	2	10	20	7.85	0.8	2.5	2.4	21.8	1	
G1	S-2	552	21	2	0	4.8	2	10	20	7.85	0	0	5	0	177	0.92
		1		2	0	4.8	2	10	20	7.85	0.8	2.5	2.4	21.8	1	
G1	S-2	971	40	2	0	4.8	2	10	20	7.85	0	0	5	0	177	1.19
		2		2	0	4.8	2	10	20	7.85	0.8	2.5	2.4	21.8	1	
G2	S-2	167	51	2	0	4.8	2	10	20	7.85	0	0	5	0	177	1.08
		2		2	0	4.8	2	10	20	7.85	0.8	2.5	2.4	21.8	1	
G2	S-2	768	6	2	0	4.8	2	10	20	7.85	0	0	5	0	177	0.85
		2		2	0	4.8	2	10	20	7.85	0.8	2.5	2.4	21.8	1	
G3	S-2	328	22	2	0	4.8	2	10	20	7.85	0	0	5	0	177	1.01
		2		2	0	4.8	2	10	20	7.85	0.8	2.5	2.4	21.8	1	
G3	S-2	333	56	2	0	4.8	2	10	20	7.85	0	0	5	0	177	1.00
		2		2	0	4.8	2	10	20	7.85	0.8	2.5	2.4	21.8	1	
G4	S-2	534	7	2	0	4.8	2	10	20	7.85	0	0	5	0	177	0.93
		2		2	0	4.8	2	10	20	7.85	0.8	2.5	2.4	21.8	1	
G4	S-2	532	6	2	0	4.8	2	10	20	7.85	0	0	5	0	177	0.93
		2		2	0	4.8	2	10	20	7.85	0.8	2.5	2.4	21.8	1	
G5	S-2	1	25	2	4.8	2	10	20	7.85	0.8	2.5	2.4	21.8	1	1.18	

		997			0					0	0	5	0	177	
		2			4.8					0.8	2.5	2.4	21.8	1	
G5	S-2	201	44	2	0	2	10	20	7.85	0	0	5	0	177	1.07
		1			4.8					0.8	2.5	2.4	21.8	1	
G6	S-2	992	1	2	0	2	10	20	7.85	0	0	5	0	177	1.18
		2			4.8					0.8	2.5	2.4	21.8	1	
G6	S-2	137	44	2	0	2	10	20	7.85	0	0	5	0	177	1.10
		2			4.8					0.8	2.5	2.4	21.8	1	
G7	S-2	138	21	2	0	2	10	20	7.85	0	0	5	0	177	1.10
		2			4.8					0.8	2.5	2.4	21.8	1	
G7	S-2	285	2	2	0	2	10	20	7.85	0	0	5	0	177	1.03
															1.04

minimo direzione trasversale/longitudinale

c.s.	dir
-	-
2.0	
5	trasv
1.0	
4	long
1.0	
4	long

ANALISI DINAMICA NON LINEARE

direzione trasversale

Supporto	o	Sez	V _{ED}	T _{ED}	n°a	n°b	pass	Asw/s	s _t	T	d	Φ	V _{Rd}	c.s. ok
P7	-		kN	m	-	-	cm	m	m	m	m	°	kN	se>1
G1	S-2	1	824	33	2	2.2	20	7.85	0.3	5.6	5.5	21.8	2	2.89
G1	S-2	1	912	40	2	2.2	20	7.85	0.3	5.6	5.5	21.8	2	2.75
G2	S-2	1	778	19	2	2.2	20	7.85	0.3	5.6	5.5	21.8	2	2.98
G2	S-2	2	036	24	2	2.2	20	7.85	0.3	5.6	5.5	21.8	2	2.60
G3	S-2	1	823	28	2	2.2	20	7.85	0.3	5.6	5.5	21.8	2	2.90
G3	S-2	1	816	29	2	2.2	20	7.85	0.3	5.6	5.5	21.8	2	2.91
G4	S-2	2	160	16	2	2.2	20	7.85	0.3	5.6	5.5	21.8	2	2.45
G4	S-2	2	318	33	2	2.2	20	7.85	0.3	5.6	5.5	21.8	2	2.28
G5	S-2	2	025	24	2	2.2	20	7.85	0.3	5.6	5.5	21.8	2	2.61
G5	S-2	2	153	23	2	2.2	20	7.85	0.3	5.6	5.5	21.8	2	2.46
G6	S-2	1	871	22	2	2.2	20	7.85	0.3	5.6	5.5	21.8	2	2.83
G6	S-2	2	425	22	2	2.2	20	7.85	0.3	5.6	5.5	21.8	2	2.18
G7	S-2	1	640	24	2	2.2	20	7.85	0.3	5.6	5.5	21.8	2	3.22
G7	S-2	1	977	27	2	2.2	20	7.85	0.3	5.6	5.5	21.8	2	2.67
														2.69

direzione longitudinale

Supporto	o	V _{ED}	T _{ED}	n°a	n°b	pass	Asw/s	s _t	L	d	Φ	V _{Rd}	c.s. ok	
P7		kN	m	-	-	cm	m	m	m	m	°	kN	se>1	
G1	S-2	2	516	10	2	4.8	20	7.85	0.8	2.5	2.4	21.8	1	0.94
G1	S-2	2	073	14	2	4.8	20	7.85	0.8	2.5	2.4	21.8	1	1.13
G2	S-2	2	091	1	2	4.8	20	7.85	0.8	2.5	2.4	21.8	1	1.13
G2	S-2	2	299	4	2	4.8	20	7.85	0.8	2.5	2.4	21.8	1	1.02
G3	S-2	2	482	0	2	4.8	20	7.85	0.8	2.5	2.4	21.8	1	0.95
G3	S-2	2	092	20	2	4.8	20	7.85	0.8	2.5	2.4	21.8	1	1.12
G4	S-2	2	081	10	2	4.8	20	7.85	0.8	2.5	2.4	21.8	1	1.13
G4	S-2	2	187	21	2	4.8	20	7.85	0.8	2.5	2.4	21.8	1	1.07
G5	S-2	2	2	17	2	4.8	20	7.85	0.8	2.5	2.4	21.8	1	1.03

		285			0					0	0	5	0	177	
		2			4.8					0.8	2.5	2.4	21.8	1	
G5	S-2	138	21	2	0	2	10	20	7.85	0	0	5	0	177	1.10
		2			4.8					0.8	2.5	2.4	21.8	1	
G6	S-2	345	2	2	0	2	10	20	7.85	0	0	5	0	177	1.00
		2			4.8					0.8	2.5	2.4	21.8	1	
G6	S-2	326	5	2	0	2	10	20	7.85	0	0	5	0	177	1.01
		2			4.8					0.8	2.5	2.4	21.8	1	
G7	S-2	259	11	2	0	2	10	20	7.85	0	0	5	0	177	1.04
		2			4.8					0.8	2.5	2.4	21.8	1	
G7	S-2	451	4	2	0	2	10	20	7.85	0	0	5	0	177	0.96
															1.05

minimo direzione trasversale/longitudinale

c.s.	dir
-	-
2.6	
9	trasv
1.0	
5	long
1.0	
5	long

2.6.3) Riepilogo dei coefficienti di sicurezza.

Nella seguente tabella si riepilogano i coefficienti di sicurezza e la direzione associata della combinazione sismica più sfavorevole nelle sezioni allo spiccato delle pile, sia nelle verifiche a pressoflessione deviata sia a taglio e torsione. In aggiunta si riporta la tabella già mostrata al capitolo 1 che riepiloga i coefficienti di sicurezza prima dell'intervento, a modo di confronto.

Riepilogo coefficienti di sicurezza
c.s. (ok se >1)

							Pressoflessione deviata	Taglio e torsione		
							Analisi Dinamica Lineare			
	Spalla/Pila	Supporto n°	Hpila(m)	elem	node	sezione	c.s.	direzione	c.s.	direzione
SPICCATO	1	P2	6.85	193	0	S1	0.77	long	0.49	long
	2	P3	16.50	189	0	S1	0.47	long	1.05	trasv
	3	P4	29.60	102	0	S2	1.02	long	1.13	long
	4	P5	35.10	115	0	S2	0.83	trasv	1.20	trasv
	5	P6	34.54	128	0	S2	0.96	trasv	1.22	trasv
	6	P7	25.80	141	0	S2	0.99	long	1.00	long

Riepilogo coefficienti di sicurezza
c.s. (ok se >1)

							Pressoflessione deviata	Taglio e torsione		
							ANALISI DINAMICA NON LINEARE			
	Spalla/Pila	Supporto n°	Hpila(m)	elem	node	sezione	c.s.	direzione	c.s.	direzione
SPICCATO	1	P2	6.85	193	0	S1	5.00	trasv	4.19	trasv
	2	P3	16.50	189	0	S1	1.73	trasv	1.51	long
	3	P4	29.60	102	0	S2	1.39	long	1.05	long
	4	P5	35.10	115	0	S2	1.30	trasv	1.11	long
	5	P6	34.54	128	0	S2	1.28	long	1.04	long
	6	P7	25.80	141	0	S2	1.55	long	1.05	long

In conseguenza si osserva come i minori coefficienti ricavati nell'analisi allo stato attuale del viadotto, valutati nelle sezioni di spiccato, si verificano dopo l'intervento sia a pressoflessione deviata sia a taglio e torsione.

Tuttavia si ricorda che queste verifiche vengono fatte al piede delle pile perché sono le sezioni più sollecitate, però se esistono cambi di sezione nella pila, un'altra possibile sezione critica si presenta in quel cambiamento, non perché le sollecitazioni siano maggiori di quelle allo spiccato, ma per il fatto che la resistenza è minore nella sezione di dimensioni minori. Tenendo conto di questo, si è proceduto a verificare le sezioni delle pile in cui ci sia un cambiamento di

sezione, che nel caso in analisi sono le pile 4, 5, 6 e 7, seguendo sempre la stessa procedura di ricerca delle sollecitazioni e di verifiche allo SLV, spiegata previamente nel caso delle sezioni di spiccato. In tabella si riportano i minori coefficienti di sicurezza per le verifiche di resistenza a pressoflessione deviata e a taglio e torsione.

Riepilogo coefficienti di sicurezza
c.s. (ok se >1)

							Presso-Flessione	Taglio		
							ANALISI DINAMICA NON LINEARE			
CAMBIO DI SEZIONE	3	P4	25.00	104	0	S1	1.05	trasv	1.12	long
	4	P5	25.00	117	0	S1	1.06	trasv	1.30	long
	5	P6	25.00	130	0	S1	1.22	trasv	1.24	long
	6	P7	25.00	143	0	S1	0.96	long	1.09	long

Quindi si osserva che la pila 7 nel cambio di sezione presenta una media dei coefficienti di sicurezza a pressoflessione deviata pari a 0.96, appena sotto ad uno, e di conseguenza occorre fare un intervento di ripristino.

2.7) Intervento di rinforzo strutturale.

Considerando che le pile sono fatte in calcestruzzo armato, si pensa ad un intervento d'incamiciatura il quale consiste nell'incremento della sezione trasversale della pila, con acciaio o calcestruzzo armato, e inserendo delle armature longitudinali e/o trasversali, dipendendo di quale resistenza si vuole migliorare. Nel caso in esame, essendo la resistenza a flessione quella che si vuole aumentare, si utilizza un'incamiciatura in calcestruzzo armato con armature longitudinali. Tuttavia la connessione tra i due calcestruzzi diversi (quello esistente della pila originale e quello che si inserirà con l'intervento) è importantissimo per l'esito del rinforzo, per cui si procede nella seguente maniera:

- Si rimuove il copriferro della pila esistente.
- Si elaborano appositi fori.
- Si inseriscono delle barre nei fori e poi sono riempiti con malta cementizia o resine epossidiche.

Poiché il coefficiente di sicurezza della pila che bisogna intervenire (P7) non è soddisfatta per poco ($c.s = 0.96$) si pensa ad un rinforzo modesto, aumentando lo spessore di 10 cm localizzatamente, e anche riempiendo la risega della sezione come si può osservare in figura 2.7.1. Il calcestruzzo utilizzato è lo stesso Rck30 della pila esistente e le barre del tipo FeB44k.

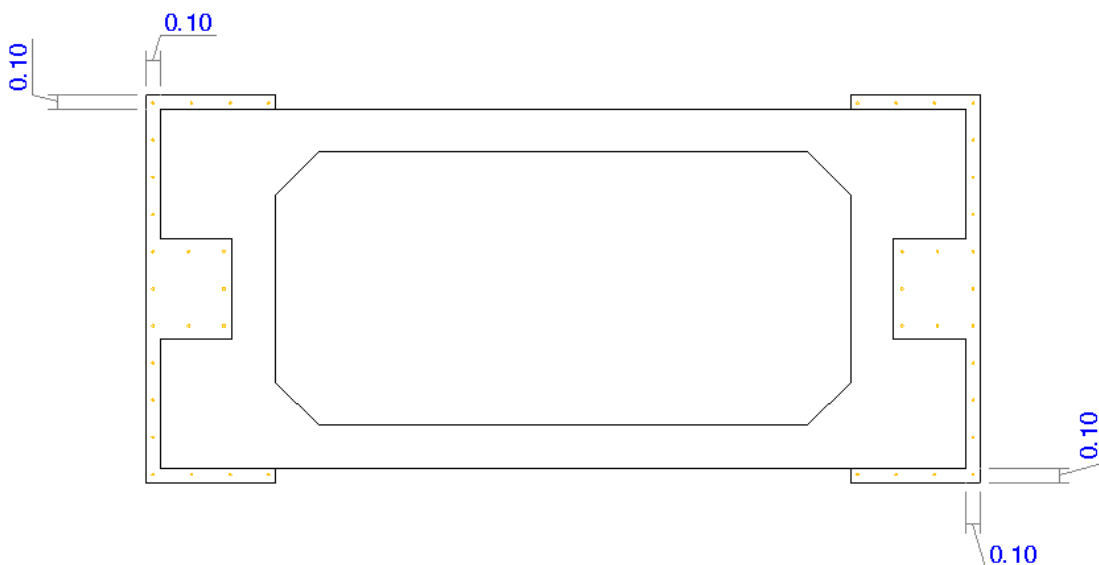


Figura 2.7.1: Rinforzo della sezione 1, nel cambio di sezione della pila 7;

Oltre si rappresenta con i punti gialli la disposizione dell'armatura longitudinale aggiuntiva che in questo caso sono in totale 44Φ16.

Dopodiché si procede a fare le verifiche allo SLV e trovare i relativi coefficienti di sicurezza. Siccome l'intervento fatto non rappresenta un cambiamento notevole nella rigidità della struttura, più in particolare alla pila menzionata, sia perché l'aumento di sezione è moderato, sia perché l'intervento viene fatto su una parte limitata rispetto all'altezza della pila, sia perché riguarda a solo una pila di tutto il viadotto, si ritiene trascurabile la variazione delle sollecitazioni del caso esposto in precedenza, e quindi si utilizzano gli stessi valori calcolati prima.

In tabella si mostrano i valori delle sollecitazioni di calcolo nella sezione prima citata della pila 7.

Supporto n°	Hpila(m)	elem	node	sezione	Integrazione al passo		Cs
					c.s.	dir	
P7	25.00	143	0	S-1-rinf	1.07	long	
	V2	M3	V3	M2	T	P	
SIS1	2 511	37 813	-332	-2 889	-10	-12 255	0.98
SIS2	-2 056	-34 345	-464	-13 661	8	-12 357	1.07
SIS3	2 089	32 591	528	13 164	-1	-12 268	1.13
SIS4	-2 295	-34 608	427	6 439	4	-12 702	1.08
SIS5	2 479	38 835	515	7 060	0	-10 913	0.92
SIS6	-2 088	-31 703	-720	-3 397	-20	-13 423	1.21
SIS7	2 035	32 300	-1 225	-30 605	20	-11 476	1.06
SIS8	-2 181	-31 347	-1 095	-22 349	21	-13 250	1.17
SIS9	2 280	34 241	751	20 916	-17	-12 308	1.06
SIS10	-2 084	-33 329	1 000	22 339	-23	-12 436	1.09
SIS11	2 339	34 327	-483	-4 686	-2	-13 121	1.11
SIS12	-2 320	-33 936	334	5 312	-5	-11 714	1.08
SIS13	2 255	34 919	1 195	28 766	-11	-12 421	1.02
SIS14	-2 448	-37 024	-203	-611	4	-13 117	1.03
SIS15	-123	-1 726	1 655	40 154	-28	-12 238	2.04
SIS16	-828	-12 643	-1 909	-46 804	40	-12 167	1.57
SIS17	-361	-3 744	1 579	37 795	-39	-14 238	2.26
SIS18	-391	-4 920	-2 041	-47 845	24	-12 661	1.71
SIS19	-316	-3 690	1 813	42 176	-28	-10 891	1.86
SIS20	1 097	19 050	-1 806	-39 235	29	-13 315	1.53
SIS21	-1 285	-17 667	2 017	47 217	-29	-11 496	1.40
SIS22	36	2 893	-2 309	-52 010	33	-12 081	1.57
SIS23	-1 197	-18 673	2 016	42 675	-24	-12 845	1.49
SIS24	-1 927	-28 929	-2 144	-44 617	23	-12 583	1.11
SIS25	1 102	19 685	1 862	39 225	-22	-12 087	1.48
SIS26	-157	-2 606	-2 035	-47 209	35	-14 125	1.82

SIS27	2 006	31 964	1 634	35 666	-24	-11 354	1.05
SIS28	1 044	15 334	-1 977	-47 384	27	-11 972	1.47

CsL 1.07
 CsT 1.60
 1.07 long

In conclusione si osserva come il coefficiente 0.96 in direzione longitudinale diventa 1.07 e quindi viene soddisfatta la verifica a pressoflessione deviata.

2.8) Soletta di collegamento.

Come si è descritto al paragrafo 2.1, il cambio di schema statico viene fatto attraverso una soletta di continuità, che permette di collegare le campate contigue, e quindi in questo modo si passa da uno schema isostatico, dove ogni campata si vincola a una pila con un appoggio fisso e all'altra con un appoggio mobile, a uno schema iperstatico, rappresentato dall'unione di tutte le campate in un solo impalcato continuo. Perciò, è molto importante fare un corretto dimensionamento di queste solette di continuità, e oltre una buona progettazione delle armature, perché costituiscono punti critici nel nuovo schema statico.

Tenendo in conto che le dimensioni del cassone sono sensibilmente maggiori a quelle della soletta, quest'ultima deve essere armata fortemente per resistere alle sollecitazioni provenienti dall'azione sismica di progetto, specie del momento perpendicolare al piano che contiene la soletta, provocato dal moto del terreno in direzione trasversale e dello sforzo assiale provocato dal sisma in senso longitudinale del viadotto. Oltre a queste sollecitazioni bisogna aggiungere un momento dovuto a variazioni termiche che prima non compariva dovuto allo schema isostatico, sapendo che in quel caso sollecitazioni di questo tipo non generano sollecitazioni, ma solo spostamenti.

Noto lo schema strutturale in esame, occorre conoscere lo stato di sollecitazione più gravoso per la soletta di collegamento, la quale basicamente sarà soggetta ad una pressoflessione deviata. Si osserva quindi che lo sforzo assiale massimo accade nella soletta più vicina alla spalla avente i dispositivi dissipatori, ma in questa soletta il momento dovuto all'azione sismica è piccolo, verificandosi momenti di maggior grandezza nelle solette localizzate in mezzzeria del viadotto, ma in questi casi lo sforzo assiale diminuisce, perciò bisogna cercare in quale di queste sezioni la combinazione delle sollecitazioni è la più sfavorevole. Ugualmente al caso della pressoflessione deviata nelle pile, capita che la combinazione con il momento massimo "comanda" rispetto alla combinazione con lo sforzo assiale massimo, in conseguenza si esamina inizialmente la soletta più vicina alla mezzzeria del ponte, e poi si verificano le contigue avanzando in senso alla spalla con i dispositivi, fino a trovare la sezione più sollecitata.

Dopo di eseguire la procedura detta precedentemente si trova che la sollecitazione più gravosa nella soletta di collegamento si rivela in quella nella pila 5, nella sezione più vicina ai dispositivi nella spalla.

Come detto prima, allo sforzo assiale e al momento sollecitante dovuti al sisma si aggiunge un momento dovuto alle variazioni termiche, causato dal cambio di schema statico. Rispettando le prescrizioni delle NTC2008 si assume un gradiente termico pari a $\Delta T = 5 \text{ }^\circ\text{C/h}$.

Il modello strutturale si può ipotizzare come una trave doppiamente incastrata, dovuto alla notevole differenza di rigidezza fra il cassone e la soletta, per cui si ottengono le sollecitazioni dovuti alle variazioni termiche e si aggiungono quelli dovuti al sisma per eseguire alla fine le verifiche a pressoflessione deviata.

È importante evidenziare che parte della soletta delle campate viene demolita per essere in grado di ottenere la continuità dell'impalcato, sovrapponendo le barre già esistenti a quelle che se introdurranno con l'intervento.

Per quanto riguarda ai materiali, per l'armatura si utilizzano 134 Φ 24 distribuite come si mostra in figura 2.8.1, con acciaio tipo 450C e il calcestruzzo tipo Rck50.

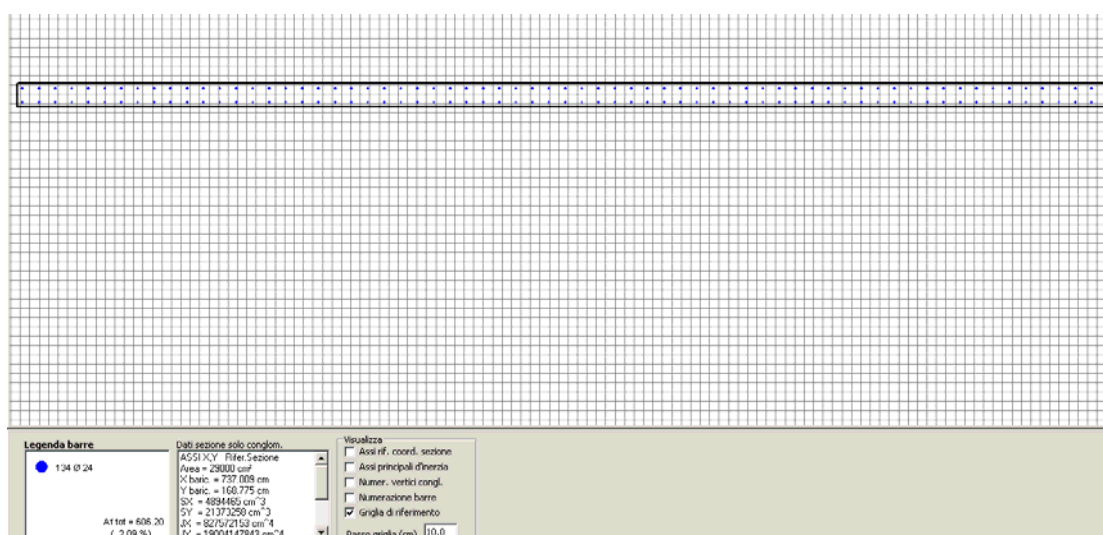


Figura 2.8.1: Armatura della soletta di collegamento;

Nella seguente tabella si mostrano le sollecitazioni più gravose nella sezione prima menzionata, con i rispettivi coefficienti di sicurezza.

Supporto n°	Hpila(m)	elem	node	sezione	Integrazione al passo		Cs
					c.s.	dir	
P5	0.80	51	0	Soletta	1.83	trasv	
	V2	M3	V3	M2	T	P	
SIS1	6 823	102	1 357	72 854	1	955	1.42
SIS2	4 266	102	-1 533	-50 108	-3	-2 325	2.27
SIS3	318	102	643	56 538	-1	-923	1.94
SIS4	-1 619	102	-1 113	-48 666	0	-426	2.22
SIS5	4 695	102	900	64 890	0	-2 055	1.74
SIS6	-1 284	102	-481	-46 720	0	-458	2.32
SIS7	940	102	1 037	64 005	-1	1 034	1.62
SIS8	-6 053	102	-1 065	-72 638	0	2 596	1.35
SIS9	-5 512	102	1 011	59 836	1	-1 252	1.85
SIS10	2 680	102	-851	-56 682	-1	-1 596	1.97
SIS11	2 823	102	1 038	63 183	0	1 925	1.59
SIS12	-6 839	102	-522	-59 556	2	2 565	1.65
SIS13	-1 094	102	681	56 926	0	-1 805	1.97
SIS14	907	102	-1 342	-61 949	-1	135	1.72

Uguualmente come si è proceduto allo spiccato delle pile in questo capitolo, si fa una media dei coefficienti di sicurezza e si ottiene un valore pari a 1.83, quindi la verifica è soddisfatta.

2.9) Spostamenti allo S.L.V.

Nel caso di ponti e viadotti è essenziale una corretta valutazione degli spostamenti, specie negli apparecchi di appoggio mobili, che devono essere in grado di consentire gli spostamenti massimi che avvengono in condizione sismica, cioè essi devono permettere la piena funzionalità degli elementi strutturali, quando si prevedono spostamenti relativi tra le parti, come ad esempio impalcato e pila o impalcato e spalla. Peraltro se lo schema strutturale del ponte è del tipo isostatico a travata, è ugualmente importante conoscere gli spostamenti relativi fra le campate, per un corretto dimensionamento dei giunti trasversali che le collegano.

Le NTC2008 al punto 7.9.5.4.4 prevedono una “lunghezza di sovrapposizione” intesa come la distanza minima che deve esserci nella zona di appoggio, cioè dove l’impalcato e la pila si sovrappongono, oppure l’impalcato e la spalla in ogni caso. L’espressione di detta lunghezza è la seguente:

$$l_s = l_m + d_{cg} + d_{Ed}$$

nella quale:

l_m : valore minimo per disporre l’apparecchio di appoggio pari a 40cm.

d_{cg} : spostamento relativo tra le parti dovuto agli spostamenti relativi del terreno.

d_{Ed} : spostamento relativo totale tra le parti prodotto dall’azione sismica di progetto.

Questo ultimo deriva dalla differenza degli spostamenti assoluti fra la sottostruttura e la sovrastruttura in condizione sismica, che nel caso in analisi viene direttamente dalla differenza dei valori massimi ricavati per ogni gruppo di accelerogrammi, in senso longitudinale.

Il d_{cg} si esprime attraverso la formulazione della normativa al punto 3.2.5.2. in cui lo spostamento relativo massimo del terreno può rappresentarsi come:

$$d_{ijmax} = 1,25\sqrt{d_{gi}^2 + d_{gj}^2}$$

dove d_{gi} e d_{gj} sono gli spostamenti massimi di un punto “i” e “j”, calcolati con riferimento alle loro caratteristiche locali del sottosuolo. Nel caso in esame, visto che tutti i punti si assumono con la stessa condizione di terreno, entrambi i valori sono uguali, e possono essere calcolati con l’espressione della normativa:

$d_g = 0,025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D$ dove a_g , S , T_C , T_D , hanno lo stesso significato dato al capitolo 1.5 che descrive l’azione sismica.

Per quanto riguarda al caso in assenza di forti discontinuità orografiche lo spostamento relativo tra due punti a distanza “x” può essere calcolato con l’espressione:

$$d_{ij}(x) = d_{ij0} + (d_{ijmax} - d_{ij0}) \left[1 - e^{-1,25(x/v_s)^{0,7}} \right]$$

Dove v_s è la velocità di propagazione delle onde di taglio in m/s (nel caso in esame è pari a 360 m/s) e d_{ij0} lo spostamento relativo tra due punti a piccola distanza dato dall’espressione:

$d_{ij0}(x) = 1,25 |d_{gi} - d_{gj}|$ che nel caso in esame questo ultimo è pari a zero.

La procedura utilizzata per calcolare lo spostamento relativo del terreno si descrive in questa maniera: Si prende come punto “zero” nei dispositivi dissipatori in spalla e si calcola per ogni pila la distanza fra questo punto ad essi.

Nella tabella seguente si mostra la lunghezza di sovrapposizione che deve garantire il buon funzionamento degli apparecchi di appoggio, riportandosi solo una delle serie di appoggi presenti nella singola pila.

Pila	lm	deg	ded	ls= lm+deg+ded
-	m	m	m	m
2	0.40	0.07	0.13	0.60
3	0.40	0.10	0.14	0.64
4	0.40	0.12	0.23	0.75
5	0.40	0.14	0.26	0.80
6	0.40	0.16	0.27	0.82
7	0.40	0.17	0.21	0.78

Di conseguenza si osserva come la pila 6 presenta la lunghezza di sovrapposizione massima pari a 82cm, anche non essendo la pila più alta (P5: 35.1m) che presenta una lunghezza di 80cm. Perciò tenendo in conto le dimensioni del pulvino si deve fare un'intervento di allungamento per permettere all'appoggio di slittare.

2.10) Dissipazione di energia.

In questo paragrafo si vuole sottolineare il comportamento isteretico del singolo dispositivo alla presenza dell'azione sismica, di conseguenza si mostrano in figura 2.10.1 a 2.10.7 il diagramma forza-spostamento di uno dei dispositivi su ogni pila, in direzione trasversale, e uno dei dispositivi sulla spalla, in direzione longitudinale, entrambi i casi soggetti al moto sismico del gruppo di accelerogrammi 1. In questa maniera si valuta se le caratteristiche meccaniche dei dissipatori assunti, corrispondono realmente al comportamento che si voleva ottenere.

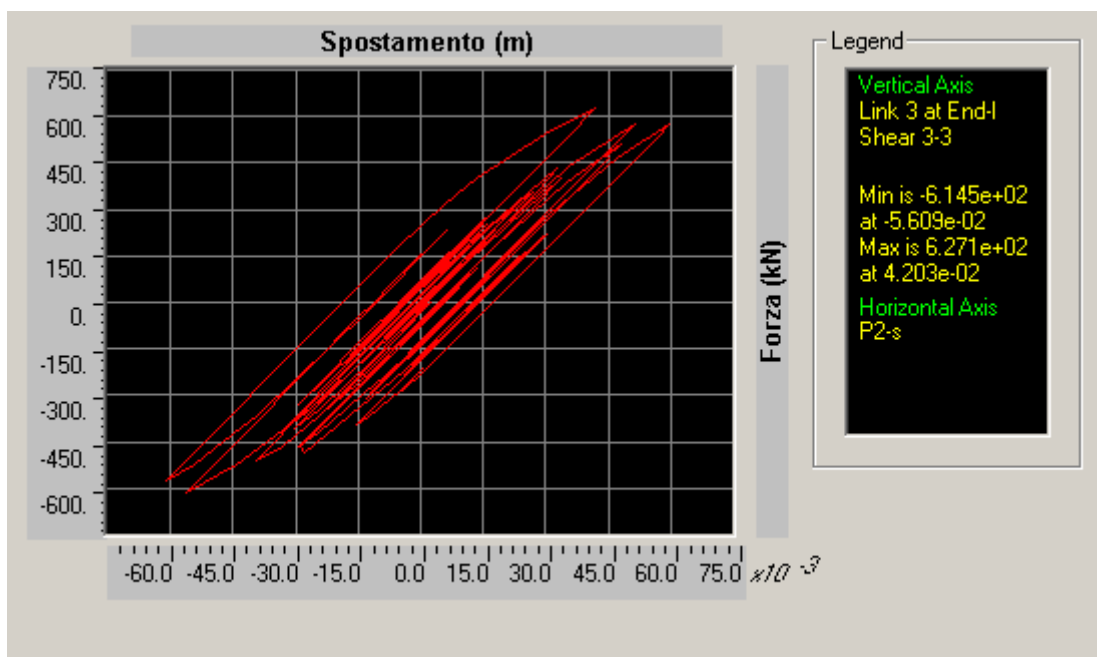


Figura 2.10.1: Diagramma Forza-Spostamento di un dispositivo della pila 2, in presenza di G1;

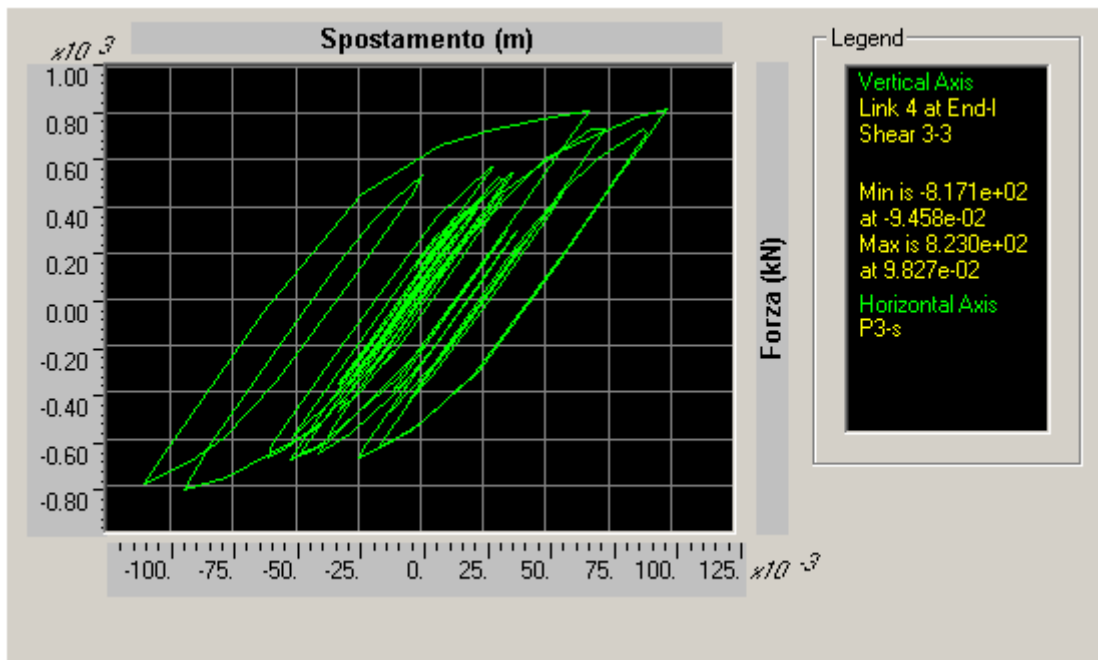


Figura 2.10.2: Diagramma Forza-Spostamento di un dispositivo della pila 3, in presenza di G1;

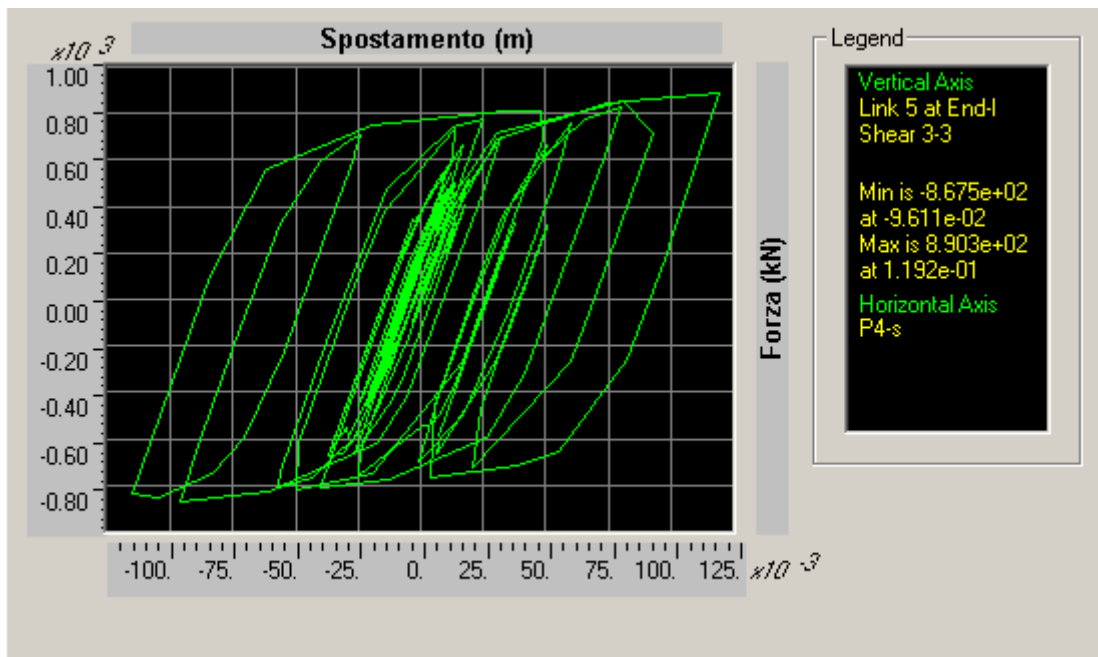


Figura 2.10.3: Diagramma Forza-Spostamento di un dispositivo della pila 4, in presenza di G1;

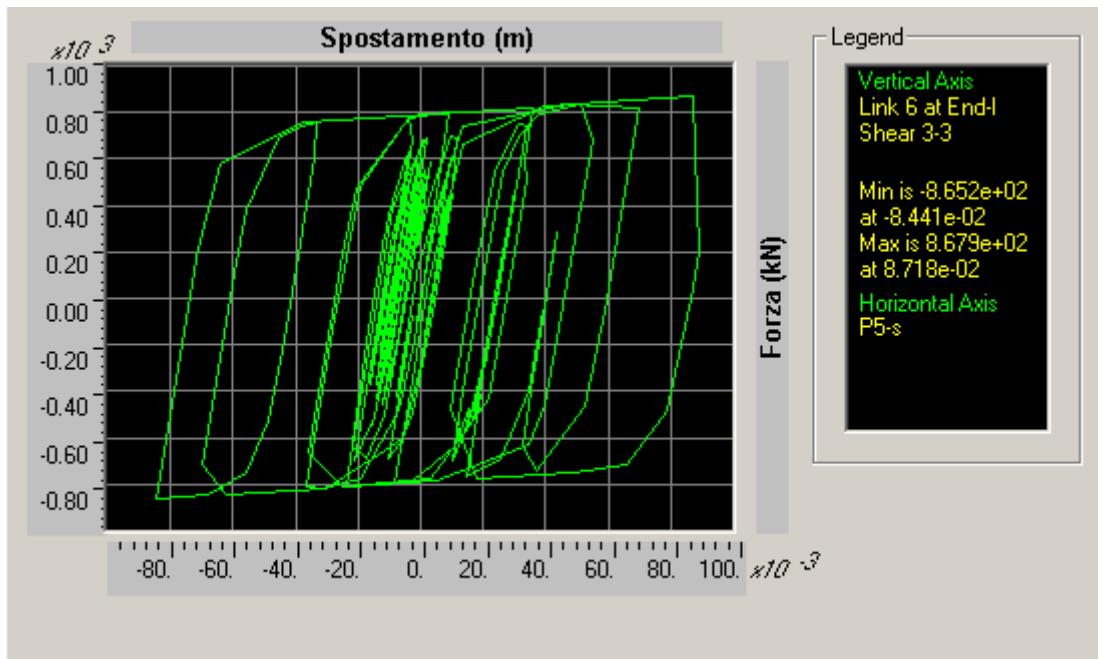


Figura 2.10.4: Diagramma Forza-Spostamento di un dispositivo della pila 5, in presenza di G1;

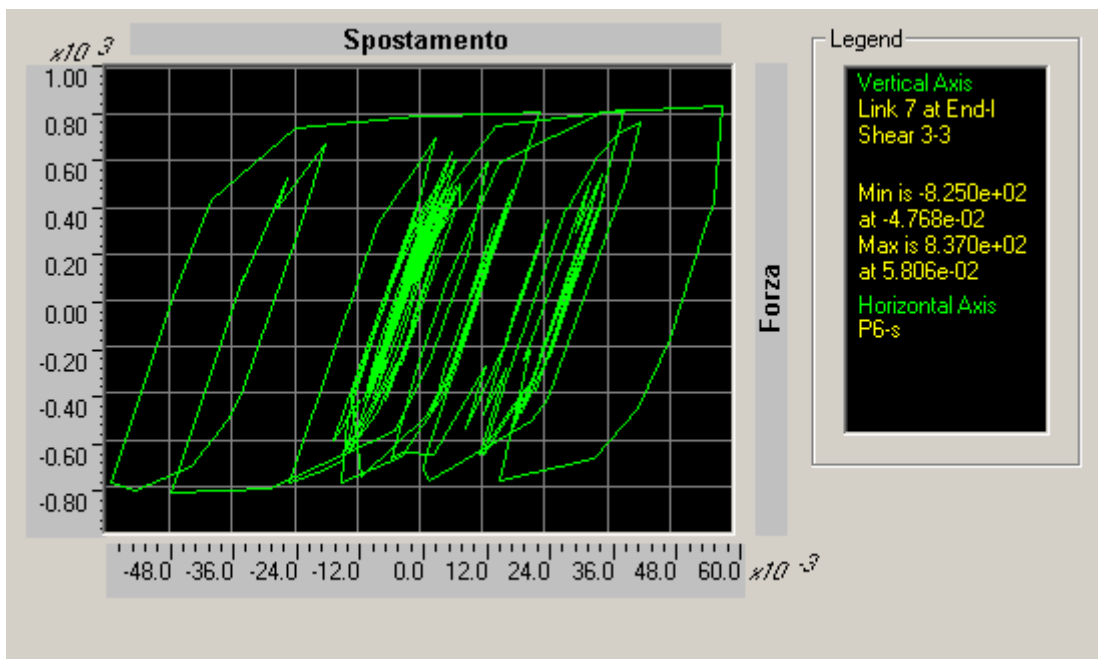


Figura 2.10.5: Diagramma Forza-Spostamento di un dispositivo della pila 6, in presenza di G1;

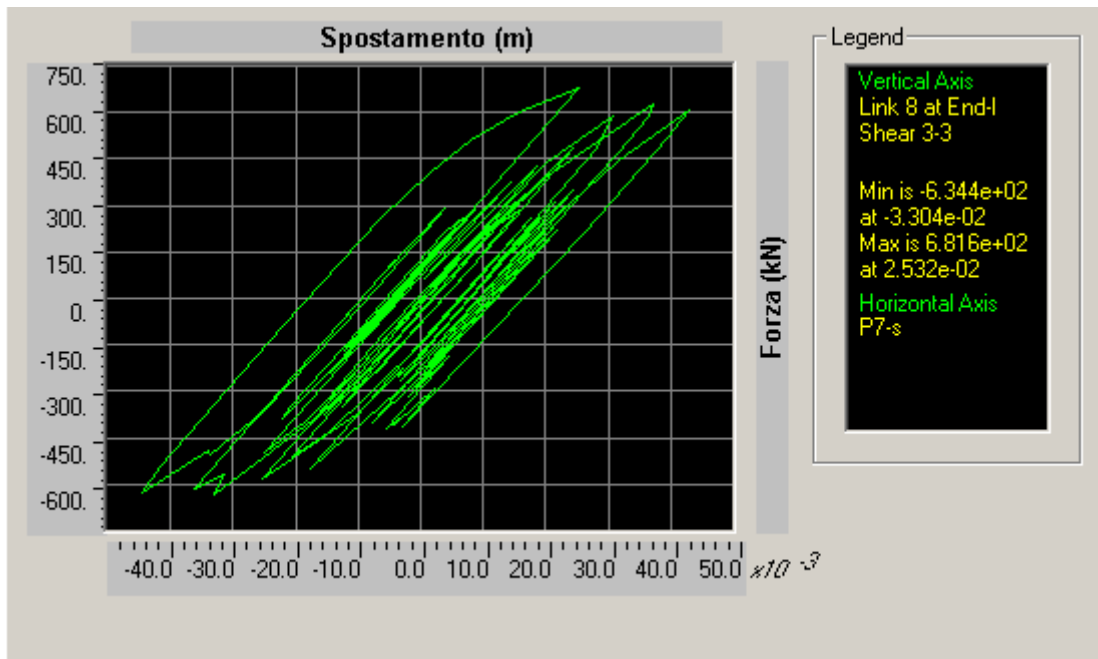


Figura 2.10.6: Diagramma Forza-Spostamento di un dispositivo della pila 7, in presenza di G1;

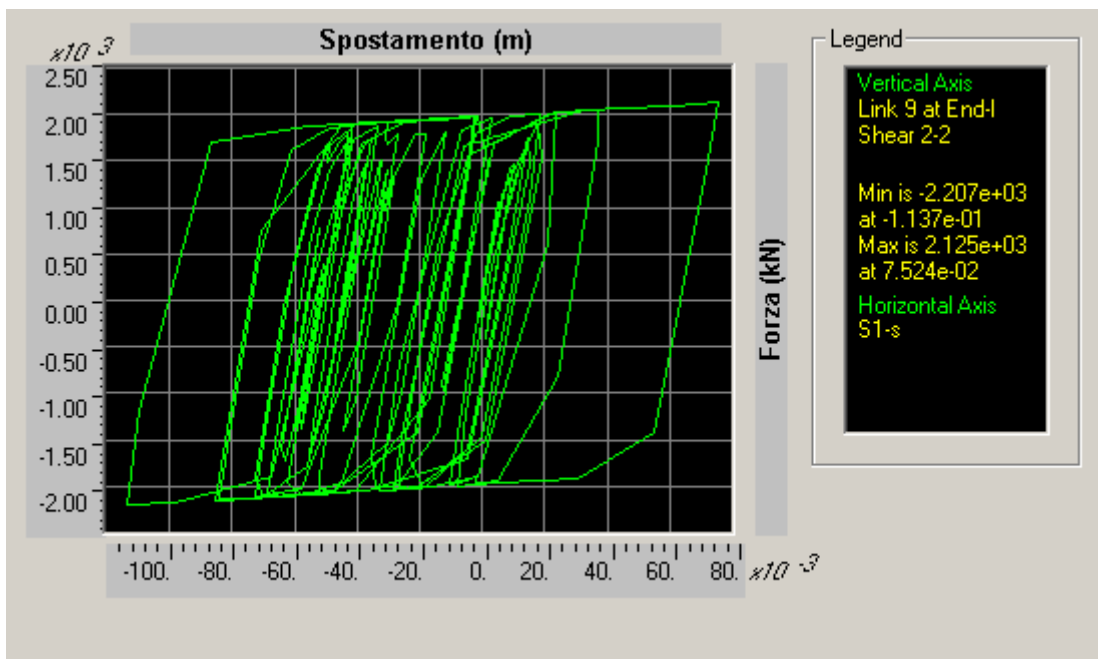


Figura 2.10.7: Diagramma Forza-Spostamento di un dispositivo nella spalla, in presenza di G1;

In conclusione, si osserva (sempre nel caso del gruppo di accelerogrammi 1) un comportamento isteretico abbastanza chiaro nelle pile 4, 5, 6 essendo queste le pile più alte, e anche al dispositivo nella spalla, superando il limite della forza di plasticizzazione in entrambi i casi (800kN e 2000kN rispettivamente). Nel caso delle pile 2 e 7, cioè le più vicine alle spalle del viadotto, si riscontra un comportamento meno dissipativo, ove non si riesce a superare la forza di snervamento.

Peraltro, in figura 2.10.8 si mostra a titolo di esempio la dissipazione di energia verificata durante il moto sismico del gruppo di accelerogrammi 1, dove nella curva verde si identifica l'energia generata dal sisma, e nella curva rossa l'energia dissipata per i dispositivi.

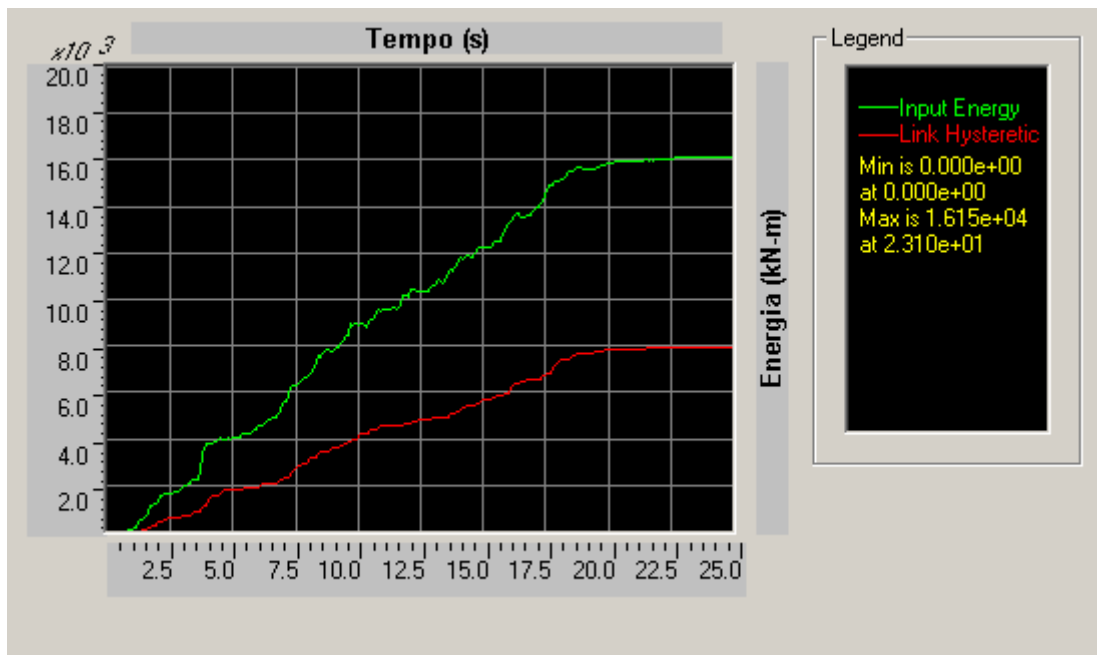


Figura 2.10.8: Confronto fra energia generata dal sisma(verde) ed energia dissipata per i dispositivi(rossa);

BIBLIOGRAFIA.

AICAP (2008). *Progettazione di strutture in calcestruzzo armato*. Roma. Pubblicamento s.r.l.

Petrangeli, M. P. (1997). *Progettazione e costruzione di ponti*. Milano. Masson.

Progetto DPC-Reluis 2005-2008. *Linee guida e manuale applicativo per la valutazione della sicurezza sismica e il consolidamento dei ponti esistenti in c.a.*

Radogna, E. F.(1998). *Tecnica delle costruzioni*. Bologna. Zanichelli editore.

Braga, F. Faggella, M. Gigliotti, R. Laterza, M. *La modellazione delle strutture isolate in presenza di sistemi di isolamento nonlineare e l'analisi dinamica nonlineare semplificata secondo l'OPC 3274/3431 (punto 10.7.6).*

Di Ludovico, M. Prota, A. Manfredi, G. Manni, O. *Valutazione ed adeguamento sismico di ponti in c.a.: il caso studio di un ponte sulla SA-RC.*