

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



LINEA FERROVIARIA CATANIA C.LE - GELA

TRATTA FERROVIARIA CALTAGIRONE - GELA

PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA

S.O. OPERE CIVILI

RIPRISTINO TRATTA CALTAGIRONE - GELA

LOTTO 2: RIPRISTINO TRATTA NISCEMI - GELA

VIADOTTI

VI07 - VIADOTTO AL KM 350+857





Relazione sullo stato di fatto dell'opera

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA PROGR. REV.

RS6K 00 R 09 CL VI0700 001 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	MP&A 	Mag. 2022	A.Ferri 	Mag. 2022	P. Mosca 	Mag. 2022	A. Vittozzi 

INDICE

1	INTRODUZIONE	3
2	NORMATIVA E BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO	5
3	MODELLAZIONE DELL'OPERA E METODI DI ANALISI	6
3.1	MODELLAZIONE.....	6
3.1.1	<i>Il modello di calcolo</i>	6
3.1.2	<i>Caratteristiche dei materiali</i>	9
3.2	TIPO DI ANALISI.....	10
4	ANALISI DEI CARICHI	10
4.1	PESI PROPRI STRUTTURALI (G1)	10
4.2	PESI PERMANENTI NON STRUTTURALI (G2)	10
4.3	AZIONI DA TRAFFICO FERROVIARIO PERMANENTI NON STRUTTURALI (Q)	11
4.4	AZIONI SISMICHE (E)	13
5	ANALISI STATICA	17
5.1	RISULTATI DELL'ANALISI.....	17
6	ANALISI MODALE.....	22
7	ANALISI SISMICA	24
7.1	SISMA X - GRUPPO 1	26
7.2	SISMA X - GRUPPO 2.....	31
7.3	SISMA Y - GRUPPO 1	35
7.4	SISMA Y - GRUPPO 2.....	39
7.5	SINTESI DEI RISULTATI.....	43
8	VERIFICA DELLE FONDAZIONI.....	44
9	CONCLUSIONI	48

1 INTRODUZIONE

La presente relazione ha per oggetto l'analisi della sicurezza strutturale in fase statica e sismica del ponte ad archi individuato alla chilometrica 350+857 della linea ferroviaria Caltagirone-Gela, facendo riferimento alle condizioni di conservazione attuali dell'opera.

L'opera è stata sottoposta ad un rilievo geometrico completo ed a una campagna di indagini strutturali e geotecniche, le cui risultanze sono contenute negli elaborati specifici.

Il viadotto a binario singolo sviluppa una lunghezza complessiva di circa 221m (spalla-spalla). Il tracciato è in curva con un raggio di curvatura di circa 495 m; altimetricamente il ponte presenta una pendenza discendente secondo le progressive crescenti ($\approx 1.0\%$).

La struttura è costituita da 10 pile e due spalle che scandiscono 11 arcate con luce netta di circa 15 m.

Gli archi sono realizzati con elementi in calcestruzzo magro di spessore variabile tra 1.0m e 1.2m rispettivamente in chiave e alle reni. Sopra di essi si poggiano i muri andatori (o timpani) realizzati in muratura di pietra con spessore circa 1.2m, internamente è presente un riempimento in materiale sciolto.

Le pile sono realizzate in muratura di pietra, esternamente è presente una cortina di limitato spessore con pietrame squadrato e superfici regolari, mentre il nucleo risulta essere composto da elementi naturali di pezzatura molto disomogenea e il cui grado di compattezza, ossia la presenza di legante, è risultato molto variabile dalle indagini effettuate in situ.

Le fondazioni sono realizzate con plinto massiccio a gradoni in calcestruzzo (è ignota l'eventuale presenza di armature) a pianta rettangolare con dimensioni di circa 8.8 m in direzione longitudinale e 16.3 m in direzione trasversale. La geometria delle fondazioni è stata ricostruita in analogia ai risultati delle perforazioni conoscitive effettuate per la pila 2 del viadotto.

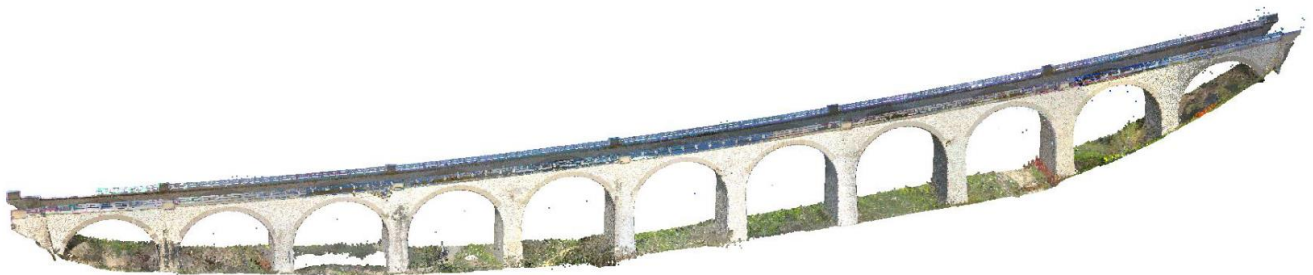


Figura 1: Restituzione laser-scanner dell'opera.

VI07 - VIADOTTO AL KM 350+857
Relazione sullo stato di fatto dell'opera

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 CL	VI 07 00 001	A	4 di 48



Figura 2: Vista dell'opera

	RIPRISTINO LINEA CALTAGIRONE-GELA MIGLIORAMENTI STRUTTURALI PER CONSEGUIRE L'ADEGUAMENTO SISMICO DEI VIADOTTI LOTTO 2: NISCEMI - GELA					
VI07 - VIADOTTO AL KM 350+857 Relazione sullo stato di fatto dell'opera	COMMESSA RS6K	LOTTO 00	CODIFICA R 09 CL	DOCUMENTO VI 07 00 001	REV. A	FOGLIO 5 di 48

2 NORMATIVA E BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO

Ai fini del presente studio sono stati presi a riferimento i seguenti documenti tecnici:

- D.M. 17 gennaio 2018 (G.U. 20 febbraio 2018 n. 42) - Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni».
- Circolare 21 Gennaio 2019 n. 7 C.S.LL.PP. (G.U. n. 35 del 11 febbraio 2019) - Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.
- RFI DTC SI PS MA IFS 001 C - Manuale di Progettazione delle Opere Civili - Parte II – Sezione 2 – Ponti e Strutture
- Progetto DOC-Reluis 2005-2008 – linea 3: Valutazione e riduzione del rischio sismico di ponti esistenti – “linee guida e manuale applicativo per la valutazione della sicurezza sismica e il consolidamento dei ponti esistenti in c.a.”, Marzo 2009.
- FEMA 440 “Improvement of Non-Linear static Seismic Analysis Procedures”, June 2005.
- ATC 40 “Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings. Vol.1”, Applied Technology Council, November 1996.
- Chopra, A.K., and Goel, R.K. (1999). “Capacity-demand-diagram methods for estimating seismic deformation of inelastic structures: SDF systems”. Report No. PEER-1999/02, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California.
- Fajfar P. “Capacity spectrum method based on inelastic demand spectra” Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1999 (28).
- Albanesi T., Biondi S., Petrangeli M., “Pushover Analysis: an energy-based approach”, Elsevier Science Ltd 12th European Conference on Earthquake Engineering, London England, 2002.



**RIPRISTINO LINEA CALTAGIRONE-GELA
MIGLIORAMENTI STRUTTURALI PER CONSEGUIRE
L'ADEGUAMENTO SISMICO DEI VIADOTTI
LOTTO 2: NISCEMI - GELA**

VI07 - VIADOTTO AL KM 350+857
Relazione sullo stato di fatto dell'opera

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 CL	VI 07 00 001	A	6 di 48

3 MODELLAZIONE DELL'OPERA E METODI DI ANALISI

3.1 MODELLAZIONE

L'opera è stata analizzata a mezzo di modelli di calcolo agli elementi finiti tridimensionali, impiegando elementi solidi "brick", infatti la particolarità dell'opera non consente una modellazione attraverso elementi finiti tipo mono ("beam") o bidimensionali ("shell") se non accettando una perdita significativa di accuratezza della risposta strutturale, specialmente in relazione alle azioni orizzontali quali quelle di natura sismica.

Inoltre, in considerazione dei materiali di costruzione (muratura e calcestruzzo magro), caratterizzati dall'assenza (o quasi) di resistenza a trazione, si è altresì optato per l'assunzione di un comportamento di materiale (legame costitutivo) non lineare.

Mentre la non linearità di materiale è abbastanza diffusa nei software commerciali di analisi strutturale per quanto riguarda gli elementi monodimensionali, nella modellazione con elementi 2D e 3D essa risulta disponibile solo in software specialistici, tendenzialmente orientati alla ricerca piuttosto che alla professione. Fra di essi certamente un posto di rilievo è occupato da MIDAS FEA NX, il cui ambito di applicazione è specificatamente rivolto alla modellazione solida lineare e non.

Tale software ha nella sua libreria di legami costitutivi (LC) il cosiddetto *Concrete Smeared Crack*. Tale legame, di natura isotropa, appartiene ai cosiddetti modelli costitutivi *smeared crack* ossia ai modelli con plasticità diffusa. Questo legame nasce per simulare il comportamento del calcestruzzo non armato, ma esistono già diverse applicazioni che applicano con successo il *Concrete Smeared Crack* su strutture in muratura. Questo perché il legame simula la parte in compressione del materiale usando un tipico modello isotropico elasto-plastico, e la parte in trazione con un modello a fessurazione diffusa. Questo permette di simulare la fessurazione regolando la tensione e la rigidezza al punto di integrazione, senza riconfigurare la mesh.

In corrispondenza della formazione della fessura, la direzione della massima deformazione principale è la direzione della fessura stessa. Tale direzione è conservata per simulare l'anisotropia dovuta alla fessurazione negli step successivi. Le fessure successive andranno nella direzione ortogonale alla fessura esistente, tenendo in conto della tridimensionalità del modello. Se, a seguito della formazione della fessura, la deformazione elastica nella direzione della fessura è di trazione, essa viene considerata come un danneggiamento di tipo elastico per cui la fessura sarà considerata richiusa quando si manifesta la compressione.

3.1.1 Il modello di calcolo

La non linearità di materiale è stata impiegata sugli elementi strutturali predominanti la risposta strutturale dell'opera, in particolare è stato usato il *Concrete Smeared Crack* per i seguenti componenti strutturali (con le dovute differenze nei parametri caratteristici tra elemento ed elemento illustrate in seguito):

- Archi realizzati in calcestruzzo non armato;
- Pile realizzate in muratura di pietra disomogenea;
- Muri andatori (o timpani) realizzati in muratura di pietra.

Per gli altri elementi costituenti il ponte, ossia i riempimenti delle arcate e le fondazioni sono stati impiegati elementi con materiali elastico lineare. Tali elementi sono stati modellati per raggiungere sia una migliore definizione delle masse in gioco (riempimenti) che anche di possibili effetti di interazione col suolo (fondazioni). Tuttavia, con riferimento al riempimento, sono stati adottati gli accorgimenti opportuni per far sì che esso non collabori alla resistenza strutturale dell'opera (modulo elastico adeguatamente basso).

Per quanto riguarda le condizioni vincolari, si specifica che sono stati impediti tutti i gradi di libertà dei nodi all'intradosso dei plinti di fondazione. Si è preferito poi non vincolare le superfici verticali di contatto col terreno delle spalle, principalmente per due motivi: da un lato la definizione della reale geometria della spalla è ignota (vale a dire quanto essa si estende all'interno del terreno rispetto al rilievo del manufatto che chiaramente restituisce solo quanto fuori-terra), dall'altro, data anche l'indisponibilità di dati al riguardo non ritenendo opportuno scendere nel dettaglio di un'analisi valutativa del grado di interazione della spalla col terreno, si è preferito dare all'opera una capacità di deformazione maggiore. Infatti, specialmente in direzione longitudinale, l'eventuale blocco delle spalle impediva lo svilupparsi di cinematismi apprezzabili che potessero mobilitare gli elementi strutturali dell'opera.

Di seguito si riportano le immagini estratte del modello relative alle definizioni dei succitati elementi strutturali e delle rispettive caratterizzazioni del materiale associato.

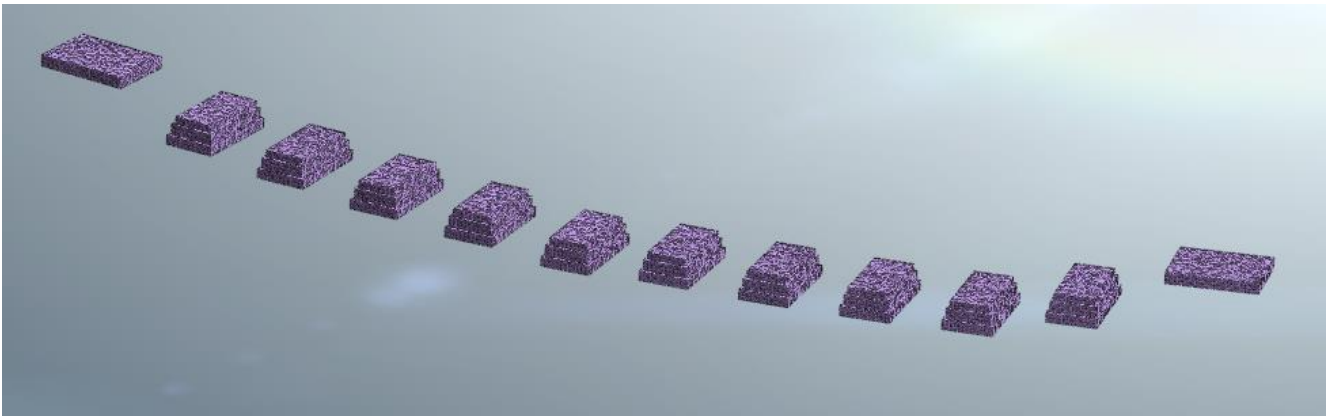


Figura 3: Plinti di fondazione

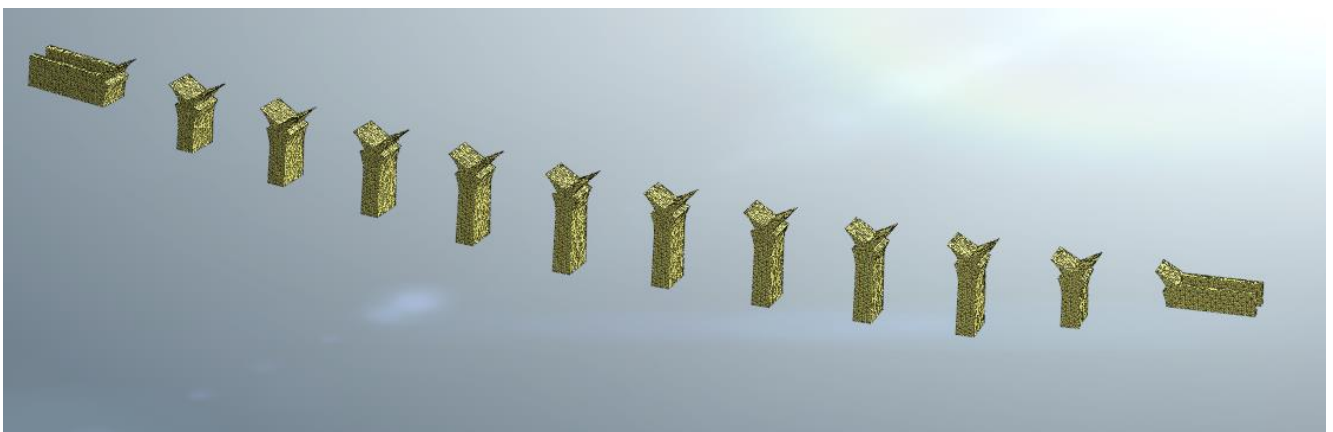


Figura 4: Pile e Spalle



Figura 5: Archi

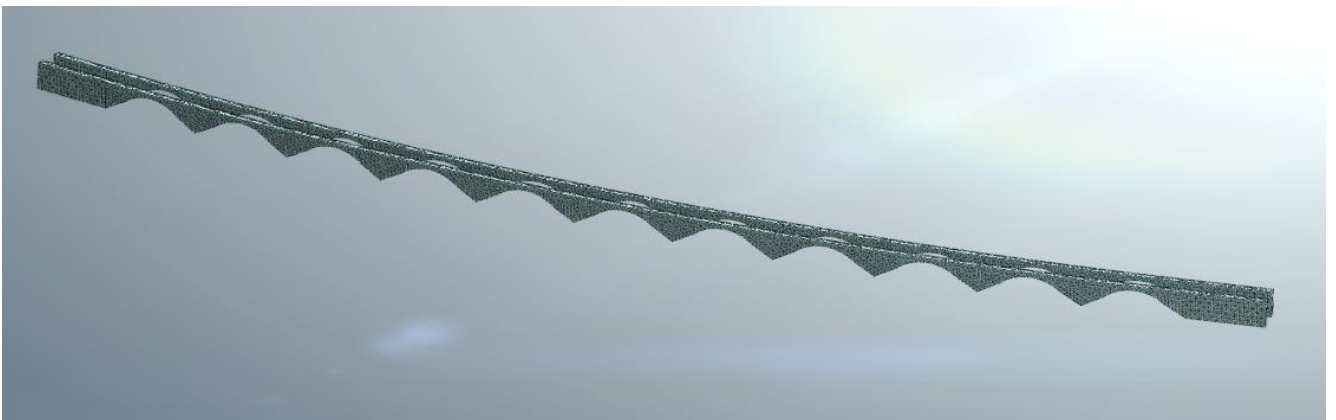


Figura 6: Timpani

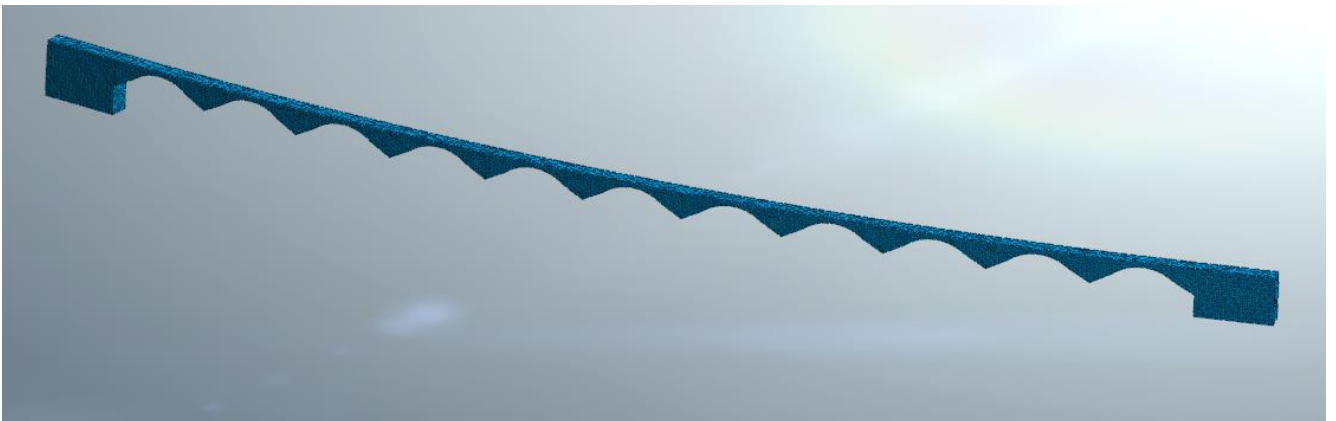


Figura 7: Riempimento

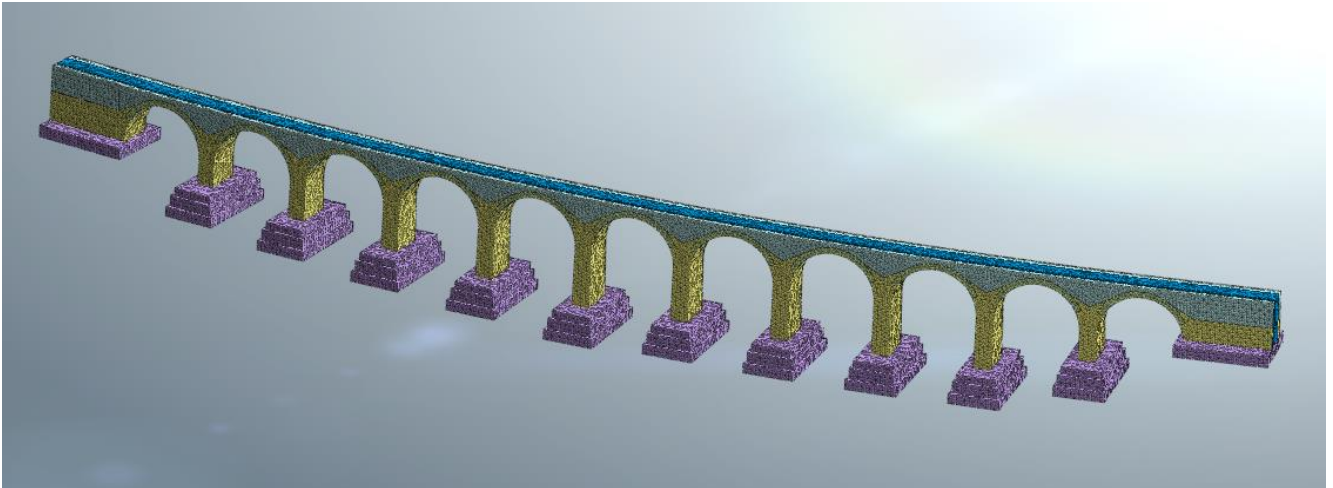


Figura 8: Modello dell'opera completo

3.1.2 Caratteristiche dei materiali

La tabella seguente riassume infine i principali parametri dei materiali impiegati, dove anche per i materiali non lineari sono specificate le caratteristiche in quanto esse sono impiegate sia nelle analisi modali sia per la definizione del ramo iniziale della risposta *stress-strain* del legame costitutivo non lineare.

Elemento	Arco	Pile	Timpani	Plinti	Riempimento
Descr. Materiale	Cls Magro	Muratura	Muratura	Cls	Sciolto
Modulo di Young E [MPa]	6000	9000	8300	6000	120
Modulo di Poisson ν [-]	0.2	0.25	0.25	0.2	0.2
Peso Specifico [kN/m ³]	21	22	22	0*	20
Tipo di Risposta	Non Lineare	Non Lineare	Non Lineare	Lineare	Lineare
Resistenza a trazione f_t [MPa]	0.8	0.2	0.2	-	-
Resistenza a compr. f_c [MPa]	9	4	4	-	-

* nel modello non si è tenuto conto del peso del plinto per evitare la sovrapposizione dell'inerzia dello stesso con la risposta della sovrastruttura, peso e inerzia orizzontale sono stati poi considerati a posteriori in sede di verifica delle fondazioni.

	RIPRISTINO LINEA CALTAGIRONE-GELA MIGLIORAMENTI STRUTTURALI PER CONSEGUIRE L'ADEGUAMENTO SISMICO DEI VIADOTTI					
	LOTTO 2: NISCEMI - GELA					
VI07 - VIADOTTO AL KM 350+857 Relazione sullo stato di fatto dell'opera	COMMESSA RS6K	LOTTO 00	CODIFICA R 09 CL	DOCUMENTO VI 07 00 001	REV. A	FOGLIO 10 di 48

3.2 TIPO DI ANALISI

Il modello di calcolo è stato sottoposto ad analisi volte a verificare la capacità dell'opera in campo statico e sismico.

Per le analisi sismiche sono state usate procedure di analisi di spinta, vale a dire, scelto un profilo di forze applicato ad una prefissata condizione statica, questa è stata incrementata fino al massimo valore che la struttura potesse sopportare, ottenendo così le cosiddette "curve di capacità" della struttura rispetto alle azioni orizzontali.

In campo statico il profilo di forze è quello indotto dal treno di carico, ossia forze verticali, mentre in campo sismico sono stati impiegati vari profili di forze orizzontali, secondo le specifiche della normativa vigente, come nel seguito illustrato.

Il raggiungimento del carico massimo della struttura è stato individuato con criteri basati sui parametri meccanici dei materiali. In particolare, considerato che la normativa fornisce esclusivamente criteri di rottura della muratura applicabili a modelli discreti (pannelli murari e fasce di piano) che non risultano direttamente applicabili ad un modello continuo come quello adottato, **si è deciso di individuare quale condizione limite su cui valutare la capacità della struttura il raggiungimento di una deformazione di compressione pari allo $\epsilon_c=0.25\%$** . Tuttavia, in ausilio alla determinazione del carico di rottura, è stato sempre analizzato il quadro fessurativo generale dell'opera, come riportato nelle varie analisi di seguito illustrate.

4 ANALISI DEI CARICHI

Si premette che nelle seguenti valutazioni è stato esclusivamente considerato quale azione variabile il carico del treno d'esercizio e il sisma, in quanto le altre azioni variabili (neve, vento, azioni, termiche ecc..), non risultano significative ai fini dello studio sulla sicurezza statica dell'opera allo stato attuale.

4.1 PESI PROPRI STRUTTURALI (G1)

I carichi permanenti strutturali sono stati considerati implicitamente nel modello di calcolo a partire dai volumi degli elementi e dai loro pesi unitari.

Di seguito vengono riportati i pesi degli elementi principali dell'opera:

- Peso arco in cls: $100 \text{ m}^3 * 21 \text{ kN/m}^3 \approx 2100 \text{ kN}$
- Peso timpani: $660 \text{ m}^3 * 22 \text{ kN/m}^3 \approx 14520 \text{ kN}$
- Peso medio pila: $266 \text{ m}^3 * 22 \text{ kN/m}^3 \approx 5852 \text{ kN}$

4.2 PESI PERMANENTI NON STRUTTURALI (G2)

Di seguito, i pesi permanenti non strutturali indicati dalle NTC18:

- Sovrastruttura ferroviaria (Armamento e ballast): $0.8\text{m} * 3.4 \text{ m} * 20 \text{ kN/m}^3 = 54.4 \text{ kN/m}$

- Cornicione laterale e ringhiera di protezione: 5.0 kN/m (x2)

Come nel caso precedente, si riporta il valore del peso del riempimento:

- Peso rinfianco sciolto: $1223 \text{ m}^3 * 20 \text{ kN/m}^3 \approx 24460 \text{ kN}$

4.3 AZIONI DA TRAFFICO FERROVIARIO PERMANENTI NON STRUTTURALI (Q)

La circolazione sul ponte è limitata al traffico del treno reale C3, che ha la seguente conformazione:

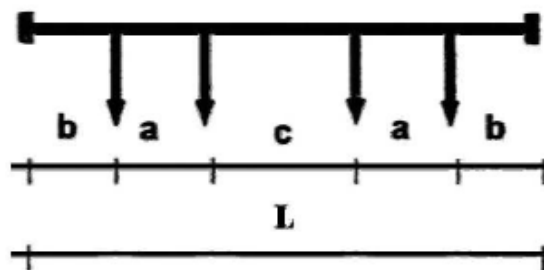


Figura 1: Schema geometrico di un carro

Tabella 3: Carri ferroviari suddivisi per categoria di linea

Categoria	Carico		a [m]	b [m]	c [m]	L [m]
	per asse P_a [kN]	per ml p [kN/m]				
A	160	48	1.8	1.5	6.75	13.35
B1	180	50	1.8	1.5	7.80	14.40
B2	180	64	1.8	1.5	4.65	11.25
C2	200	64	1.8	1.5	5.90	12.50
C3	200	72	1.8	1.5	4.50	11.10
C4	200	80	1.8	1.5	3.40	10.00
D2	225	64	1.8	1.5	7.45	14.05
D3	225	72	1.8	1.5	5.90	12.50
D4	225	80	1.8	1.5	4.65	11.25
E4	250	80	1.8	1.5	5.9	12.50
E5	250	88	1.8	1.5	4.75	11.35

Coefficiente dinamico (carichi reali):

Si considera la linea sottoposta a standard manutentivo NORMALE.

$$\phi_{\text{reale}} = 1 + \phi + \phi''^*$$

Quale lunghezza caratteristica l_ϕ è stata preso il doppio della luce netta dell'arco (caso 5.6 manuale progettazione).

Manutenzione	Standard
V_{progetto} [Km/h]	80.0
V_{progetto} [m/s]	22.2
L_ϕ [m]	30.0
n_0 [Hertz]	18.310
n_0 [Hertz]	18.310
K	0.020
ϕ'	0.021
α	1.010
ϕ''	0.312
ϕ	1.333

Frenatura/avviamento

Quale azione di frenatura /avviamento si è fatto riferimento alla massima forza di trazione esercitata dal locomotore C3 = pari a 292 kN.

Serpeggio

È stata considerata un'azione di serpeggio agente a livello della rotaia pari a +/-100 kN.

Forza centrifuga

Considerando un raggio di curvatura pari a circa 495 m e prendendo in considerazione quanto riportato al §5.2.2.3.1 del Manuale di progettazione, la forza centrifuga assume il seguente valore di calcolo.

$$Q_{tk} = \frac{v^2}{g \cdot r} (f \cdot Q_{vk}) = \frac{v^2}{127 \cdot r} (f \cdot \alpha Q_{vk})$$

$$q_{tk} = \frac{v^2}{g \cdot r} (f \cdot q_{vk}) = \frac{v^2}{127 \cdot r} (f \cdot \alpha q_{vk})$$

Di seguito il valore calcolato:

v	80	km/h
r	495	m
q _{vk}	72	kN/m
f	1	v < 120 km/h
α	1	
q_{tk}	7.3	kN/m

4.4 AZIONI SISMICHE (E)

Nell'opera in oggetto, alla luce dei risultati ottenuti dalle prove geofisiche down-hole (per le quali si rimanda al documento "Relazione geotecnica" RS3K02D09RBVI0700001A) si è ritenuto opportuno eseguire un'analisi di risposta sismica locale (documento "Analisi di risposta sismica locale" RS3K02D09RHVI0700001A).

Tuttavia, gli spettri ottenuti a valle di tale analisi risultano meno cautelativi di quelli di norma, pertanto non sono stati considerati ai fini delle analisi.

Lo spettro sismico di riferimento è stato ricavato a partire dai seguenti parametri:

- Coordinate geografiche: 37.067778 Nord; 14.341944 Est
- Vita Nominale: V_n=50 anni (opera su infrastruttura progettata prima delle NTC08)
- Classe d'uso: II (C_u=1)
- Vita di riferimento: V_r= V_n x C_u= 50 anni
- Categoria di sottosuolo: C
- Categoria topografica: T1

Terr. Tipo	C			
Cat. Topog.	1			
ξ	5%			
η	1			
a_{g0}	0.120 g			
F_0	2.378			
T_C^*	0.431 s			
γ_I	1			
a_g	0.120 g			
q	1			
β	0.2		Ss	St
			1.500	1.000
Cc	S	TB	TC	TD
1.386	1.500	0.199	0.597	2.082

Stato limite salvaguardia della vita (SLV, $T_r=475$ anni)

$PGA_{orizzontale} = 0.181$ g

$PGA_{verticale} = 0.056$ g

I grafici seguenti rappresentano l'azione sismica orizzontale di progetto attesa con periodo di ritorno $T_r=475$ anni.

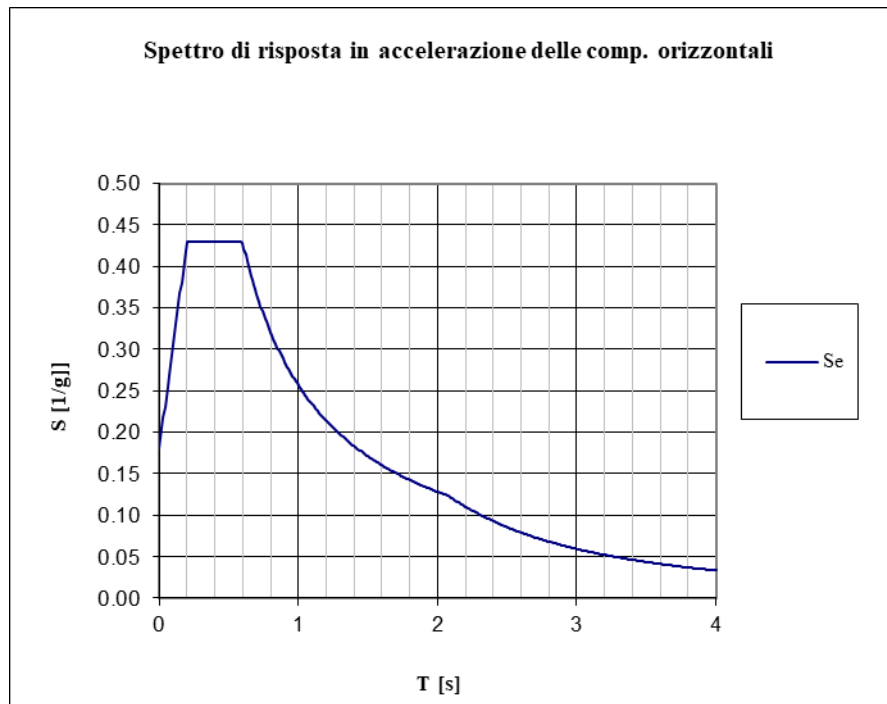


Figura 9: Spettro accelerazioni orizzontali

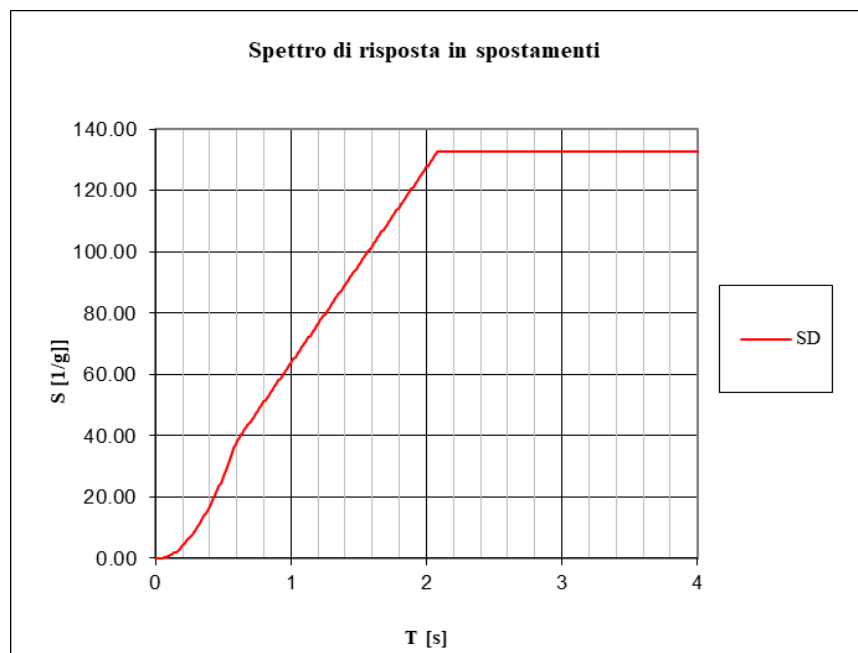


Figura 10: Spettro spostamenti orizzontali

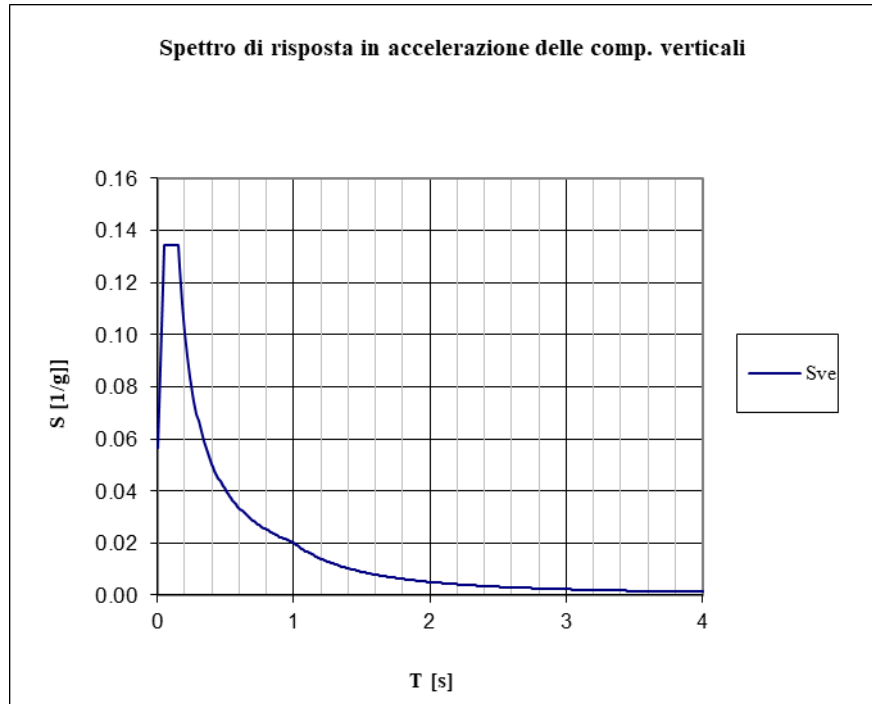


Figura 11: Spettro accelerazioni verticali

5 ANALISI STATICA

Il modello di calcolo è stato impiegato per valutare la capacità dell'opera anche nei riguardi dei carichi di esercizio ferroviario di progetto.

Come già detto in precedenza, assunto il profilo di carico che descrive l'azione del traffico, questo viene poi incrementato fino a raggiungere il valore di progetto e eventualmente oltre in modo da individuare il moltiplicatore del carico che la struttura è in grado di sostenere.

Il carico del treno è stato applicato come carico uniformemente distribuito a livello dell'intradosso del ballast.

Sono state simulate due condizioni di carico:

- 1) Carico che coinvolge una sola arcata;
- 2) Carico che coinvolge due arcate consecutive.

Le analisi sono state spinte fino ad un fattore 2 del carico di progetto.

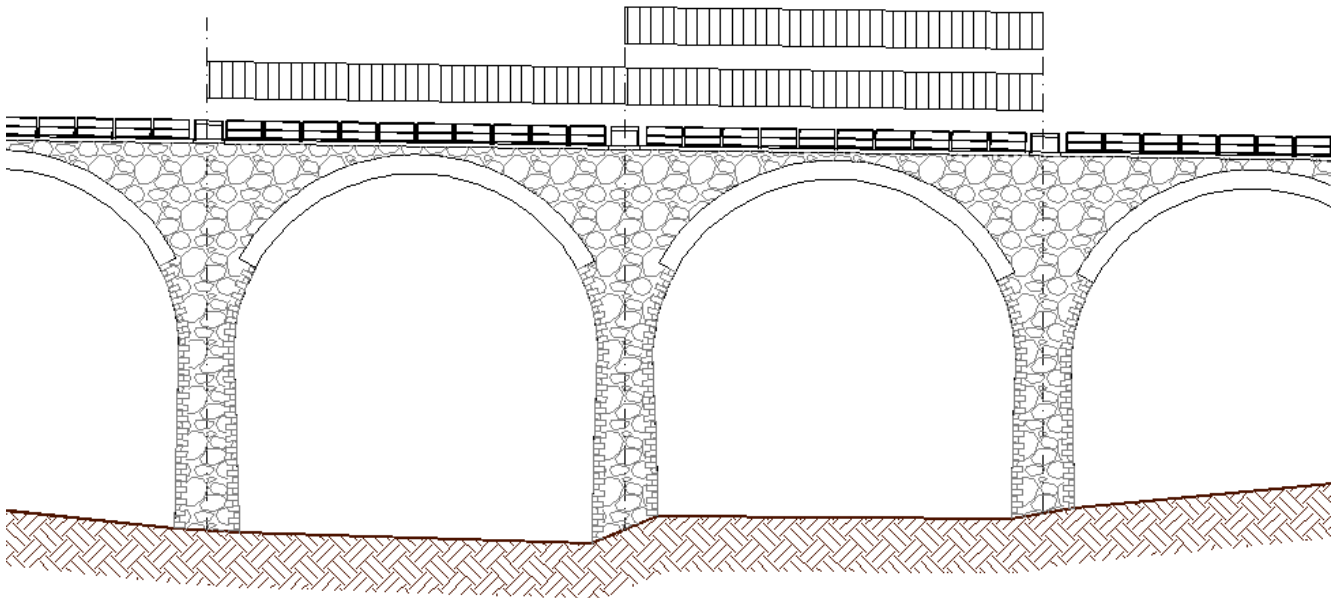


Figura 12: Posizioni del carico variabile da traffico.

5.1 RISULTATI DELL'ANALISI

Il grafico seguente riporta l'andamento dell'abbassamento della chiave dell'arco all'aumentare del carico applicato nelle due configurazioni studiate.

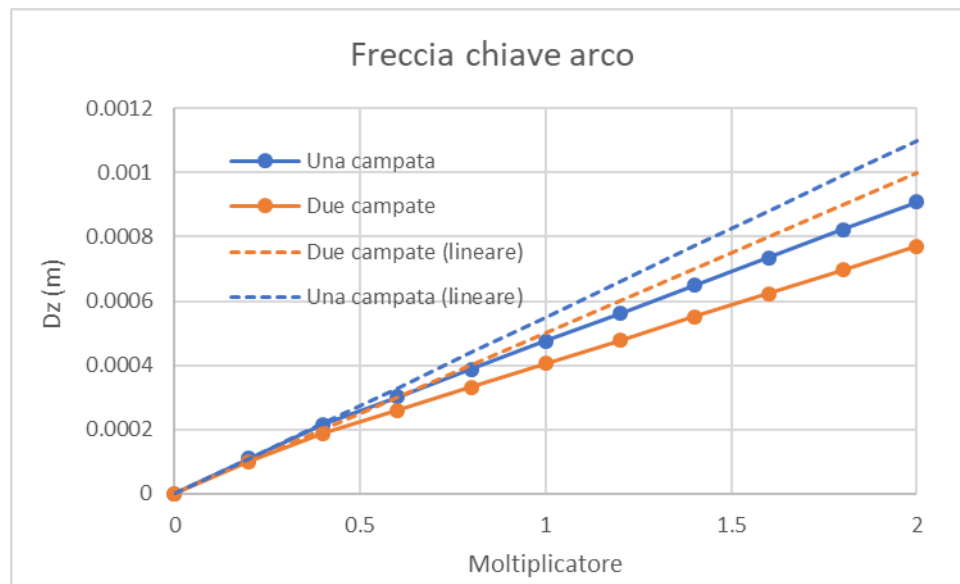


Figura 13: Abbassamenti chiave arco.

Il grafico evidenzia un cambio di rigidità rispetto alla risposta lineare iniziale già a partire da un coefficiente moltiplicativo del carico pari a 0.4-0.5. Tuttavia, nel range di carichi indagato, si registra una freccia in valore assoluto contenuta (pochi millimetri) e un gradiente di variazione della rigidità molto limitato, indice di un fisiologico fenomeno fessurativo (muratura non resistente a trazione, ovvero con bassa resistenza), che non pregiudica la capacità resistente dell'opera.

Le pagine successive riportano, le immagini relative allo stato deformativo dell'arcata sottoposta al carico da traffico per un moltiplicatore pari a 1 e pari a 2 (ossia un carico pari al treno reale e uno doppio) nel caso peggiore, ossia quello di una sola campata caricata.

VI07 - VIADOTTO AL KM 350+857
Relazione sullo stato di fatto dell'opera

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 CL	VI 07 00 001	A	19 di 48

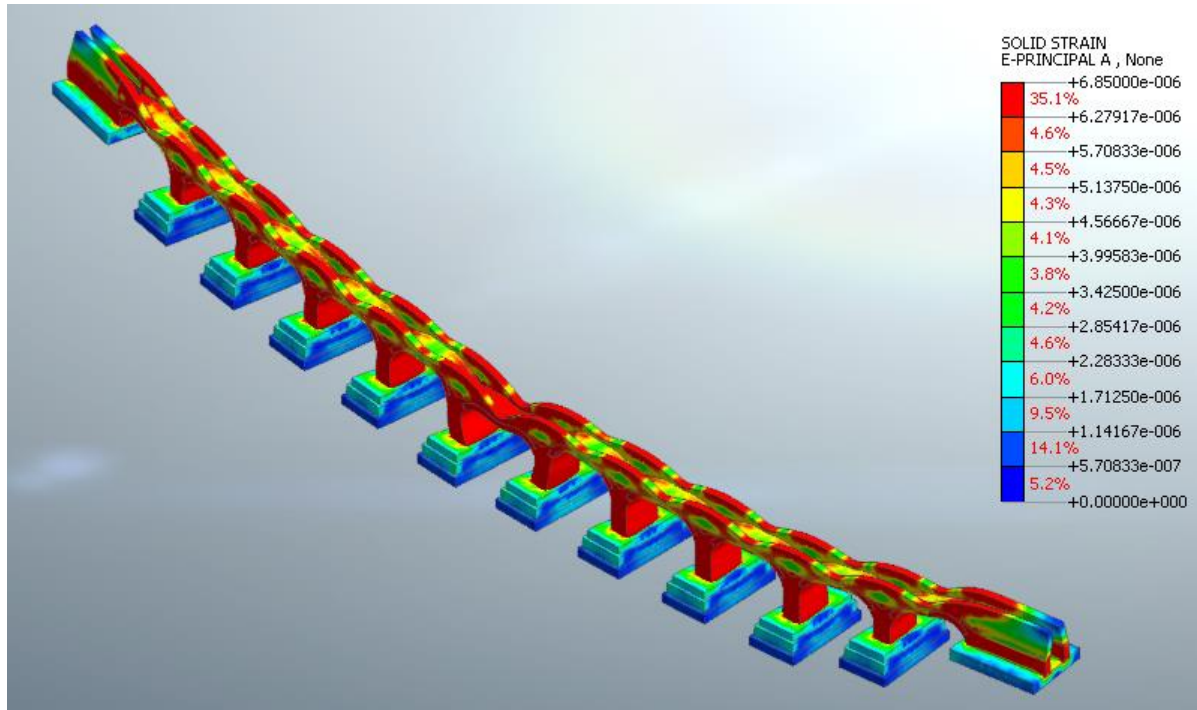


Figura 14: deformazioni massime di trazione (moltiplicatore del carico pari a 1)

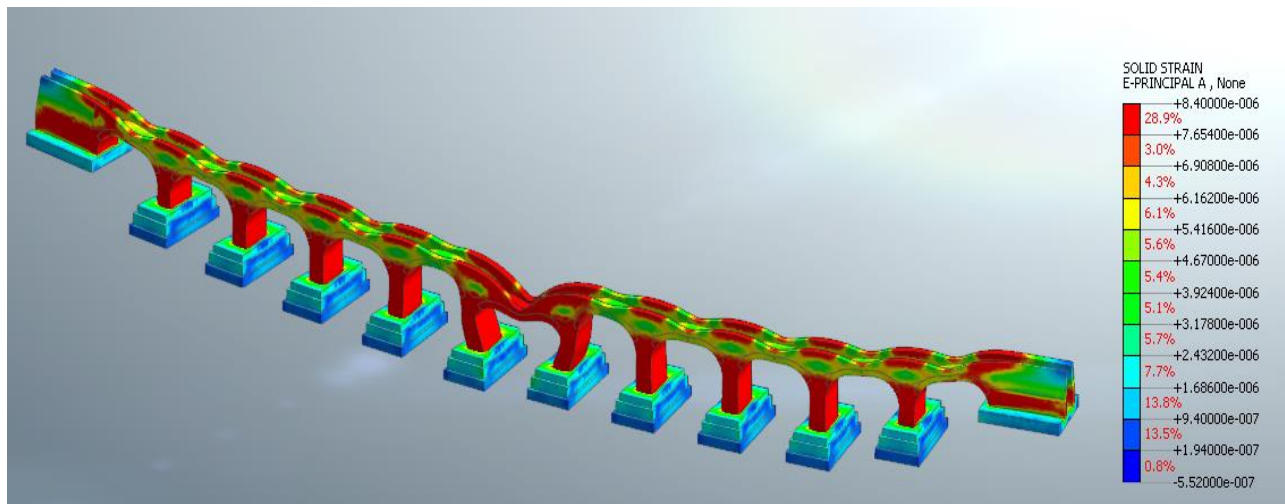


Figura 15: deformazioni massime di trazione (moltiplicatore del carico pari a 2)

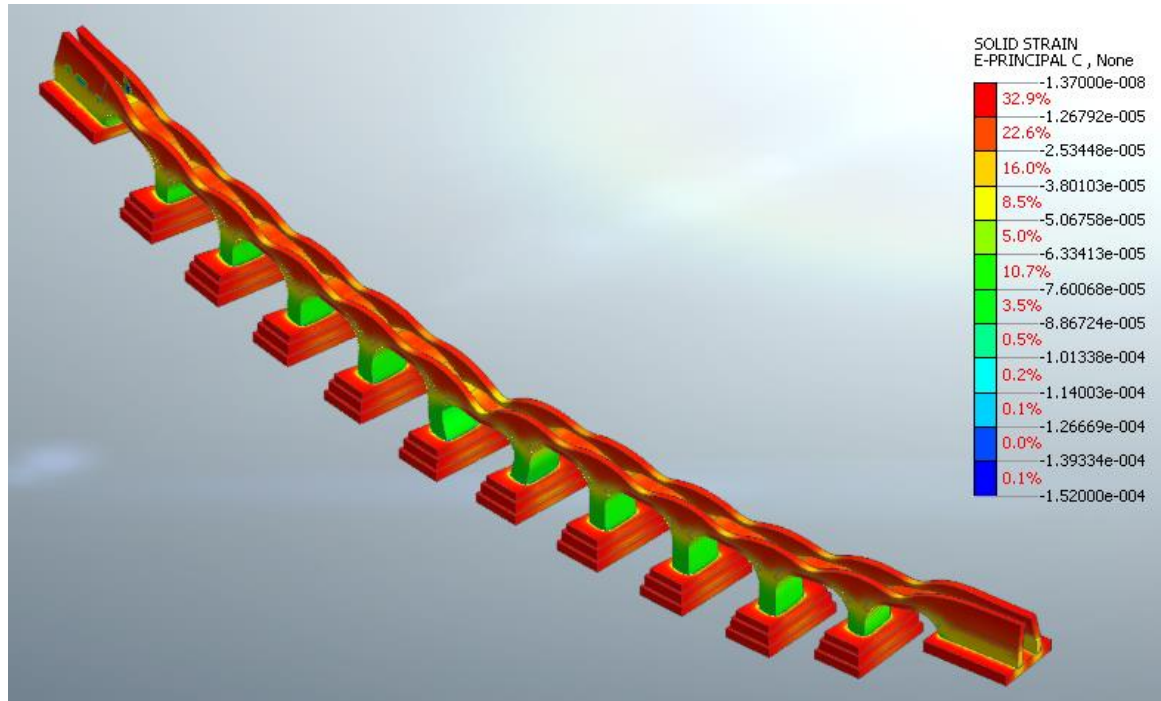


Figura 16: deformazioni massime di compressione (moltiplicatore del carico pari a 1)

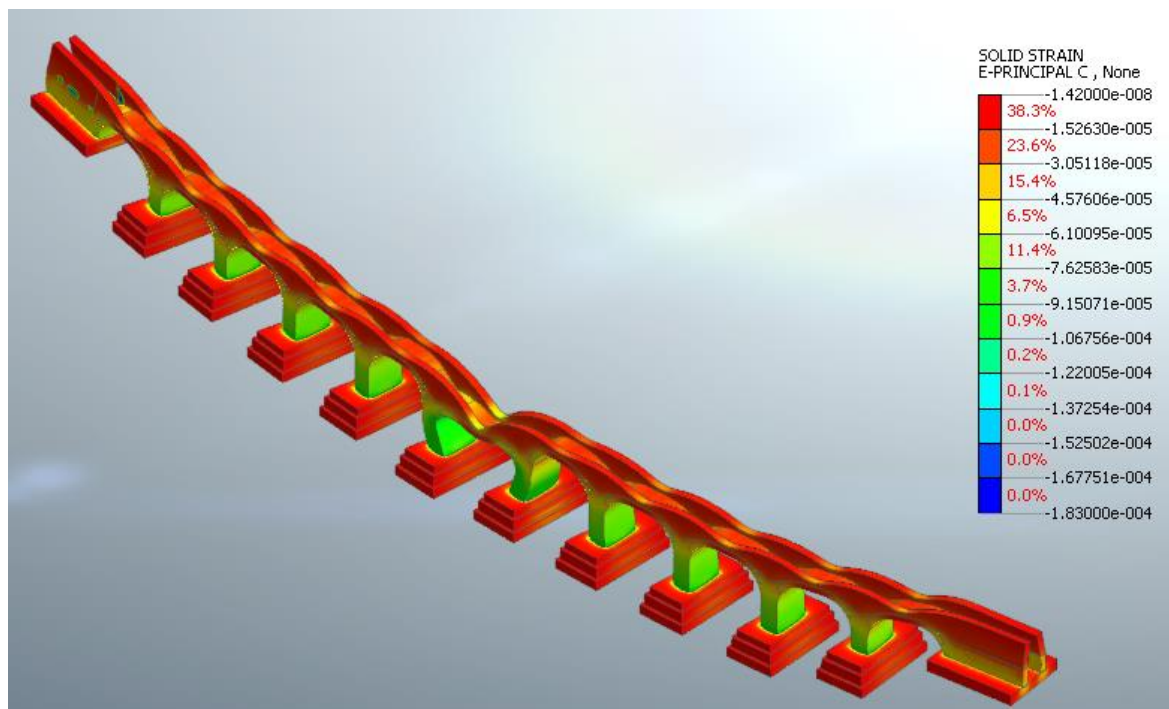


Figura 17: deformazioni massime di compressione (moltiplicatore del carico pari a 2)

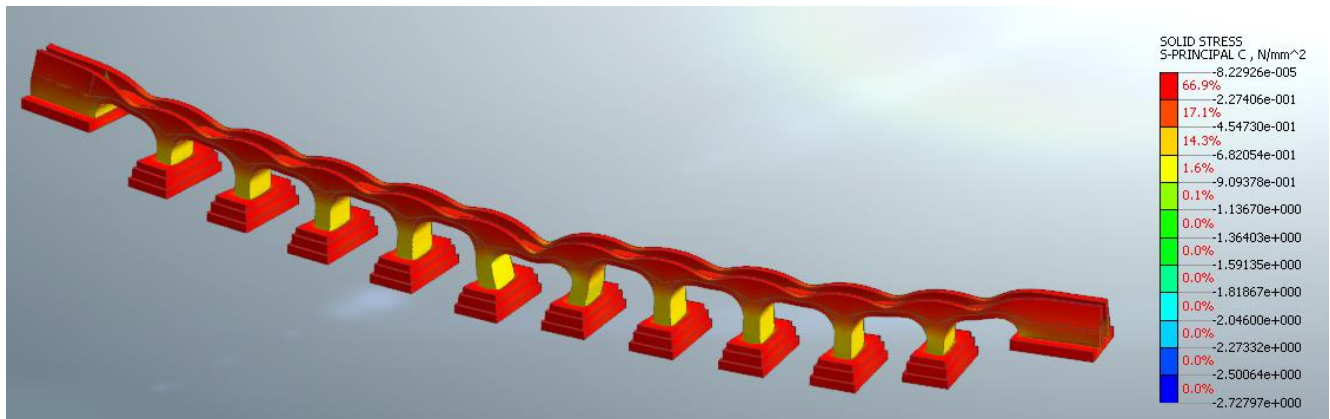


Figura 18: tensioni massime di compressione (moltiplicatore del carico pari a 1)

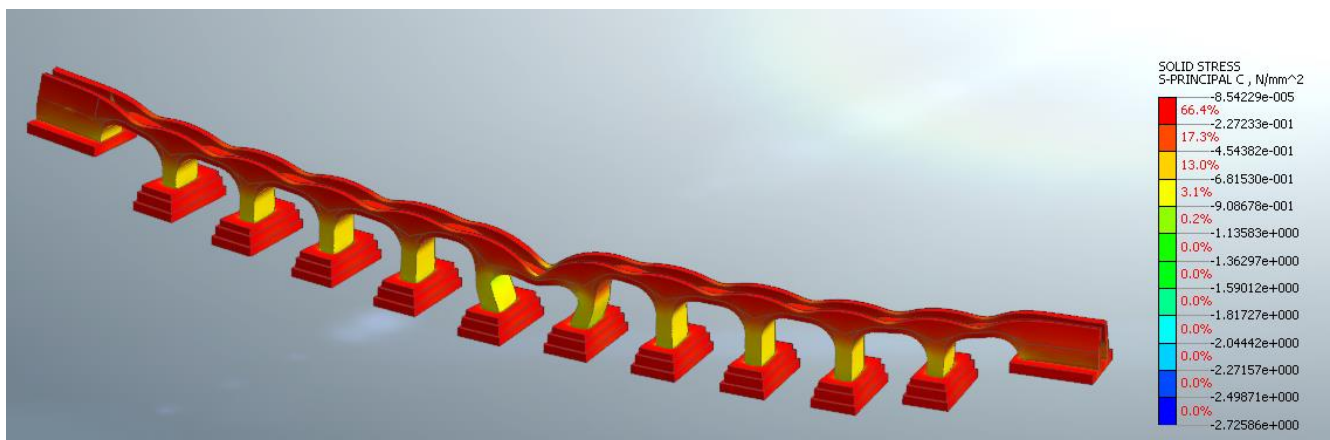


Figura 19: tensioni massime di compressione (moltiplicatore del carico pari a 2)

Le tensioni massime di compressione lette con carico doppio rispetto a quello transitante raggiungono valori che possono essere considerati all'interno dei limiti delle resistenze dei materiali costituenti l'opera (compressioni massime inferiori a 2 MPa). Le immagini del campo di deformazioni principali di trazione evidenziano che le zone sede di fessurazioni per carichi superiori a quelli di esercizio sono individuabili nei muri longitudinali in corrispondenza delle pile e delle spalle, rendendo di fatto la struttura non più interamente reagente. Tuttavia l'arco non presenta livelli tenso/deformativi elevati.

VI07 - VIADOTTO AL KM 350+857
Relazione sullo stato di fatto dell'opera

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 CL	VI 07 00 001	A	22 di 48

6 ANALISI MODALE

Nel presente capitolo si riportano i risultati ottenuti dall'analisi modale eseguita per il ponte in esame.

Le immagini seguenti riportano le configurazioni deformate dei modi principali dell'opera.

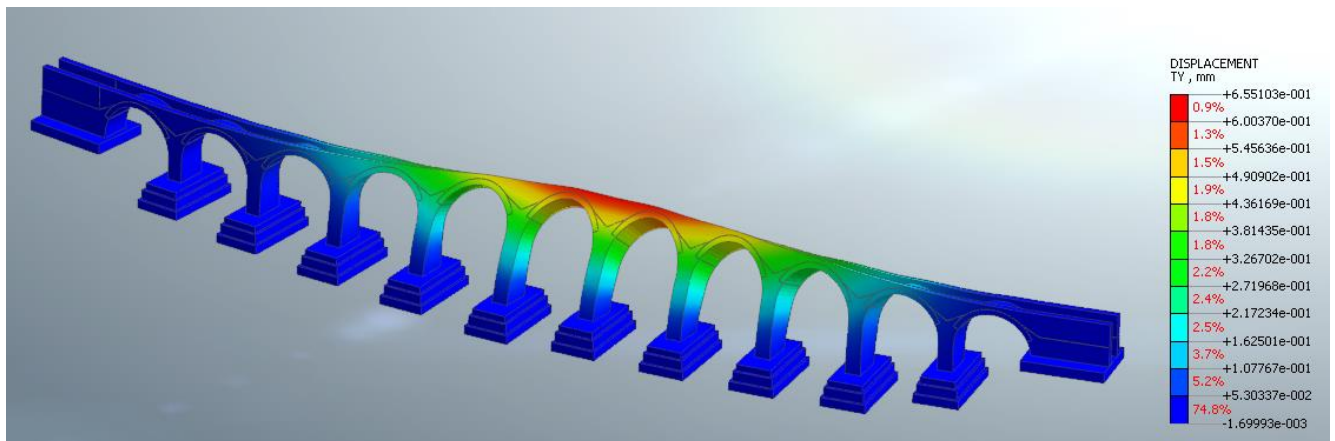


Figura 20: 1° Modo di vibrare – modo fondamentale in direzione trasversale

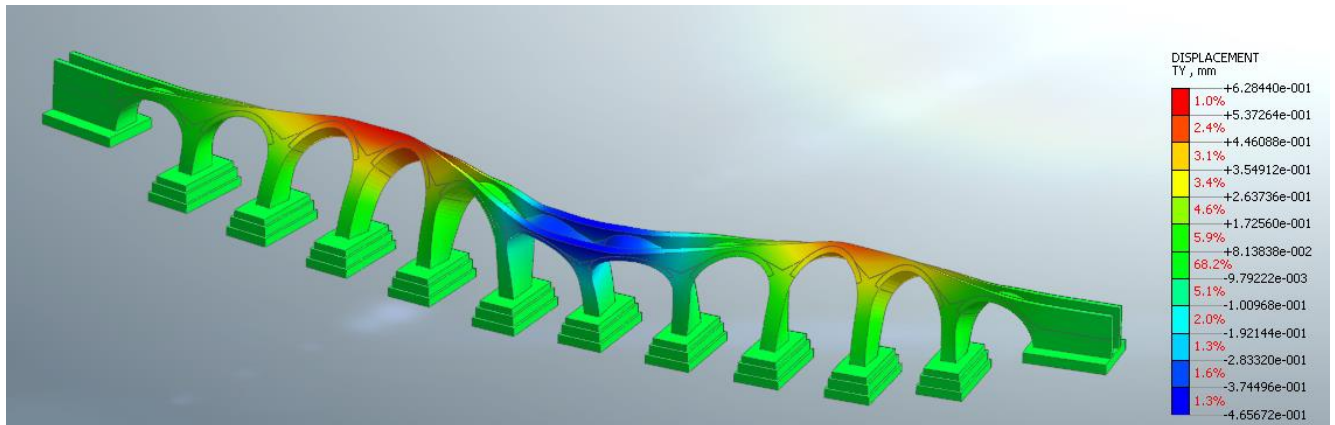


Figura 21: 3° Modo di vibrare - secondo modo in direzione trasversale

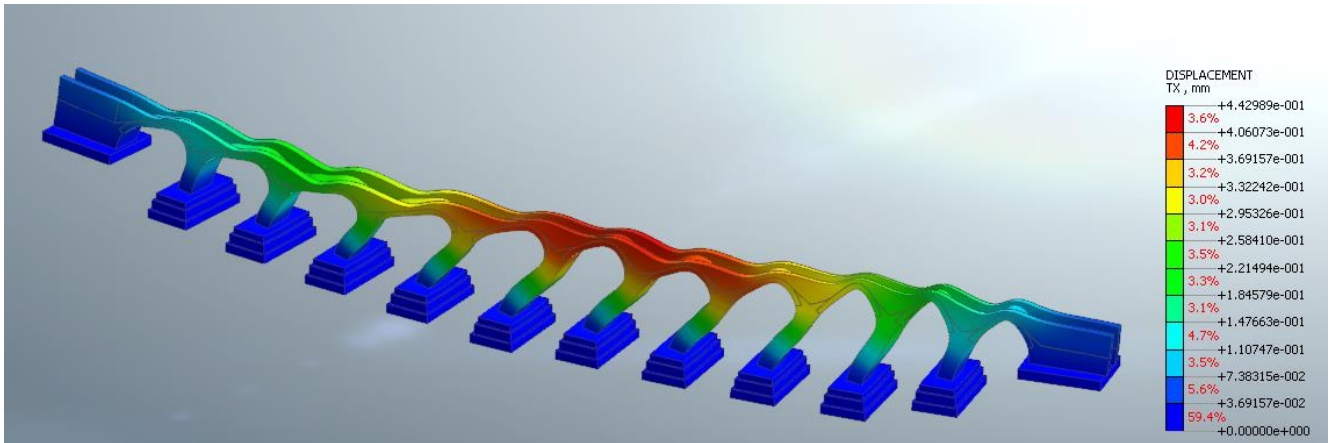


Figura 22: 5° Modo di vibrare – modo fondamentale in direzione longitudinale

No.	Period (s)	Massa X	Massa Y	Massa Z
1	3.50E-01	0.00%	38.21%	0.00%
2	3.19E-01	1.09%	0.00%	0.00%
3	2.76E-01	0.09%	13.07%	0.00%
4	2.40E-01	2.65%	0.56%	0.00%
5	2.11E-01	61.48%	0.09%	0.00%
6	2.03E-01	0.00%	5.62%	0.00%
7	1.72E-01	0.00%	0.04%	0.00%
8	1.47E-01	0.03%	4.41%	0.00%
9	1.34E-01	0.04%	0.74%	0.00%
10	1.30E-01	0.33%	1.64%	0.00%
11	1.21E-01	0.08%	6.06%	0.00%
12	1.09E-01	0.09%	1.10%	0.00%
13	1.02E-01	2.89%	0.24%	0.00%
14	1.01E-01	0.11%	3.99%	0.00%
15	1.00E-01	4.68%	0.05%	0.00%
16	9.58E-02	0.42%	0.00%	0.00%
17	9.36E-02	0.06%	0.49%	0.00%
18	9.01E-02	0.00%	0.01%	0.01%
19	8.80E-02	0.04%	0.18%	0.00%
20	8.77E-02	0.04%	0.00%	0.00%

	RIPRISTINO LINEA CALTAGIRONE-GELA MIGLIORAMENTI STRUTTURALI PER CONSEGUIRE L'ADEGUAMENTO SISMICO DEI VIADOTTI LOTTO 2: NISCEMI - GELA					
	VI07 - VIADOTTO AL KM 350+857 Relazione sullo stato di fatto dell'opera	COMMESSA RS6K	LOTTO 00	CODIFICA R 09 CL	DOCUMENTO VI 07 00 001	REV. A

7 ANALISI SISMICA

Lo studio della risposta sismica del viadotto è stato condotto attraverso il metodo della Analisi Statica Non Lineare, altrimenti conosciuta come analisi di Push-Over. Il metodo prevede l'applicazione incrementale di un prefissato profilo di forzanti statiche fino al raggiungimento della capacità ultima dell'opera. Essendo la risposta alle azioni orizzontali influenzata dalle presollecitazioni della struttura, la forzante orizzontale viene fatta agire successivamente all'applicazione dei carichi gravitazionali. Quindi l'analisi si compone di due momenti:

- 1) Applicazione dei carichi gravitazionali;
- 2) Applicazione della forzante statica orizzontale.

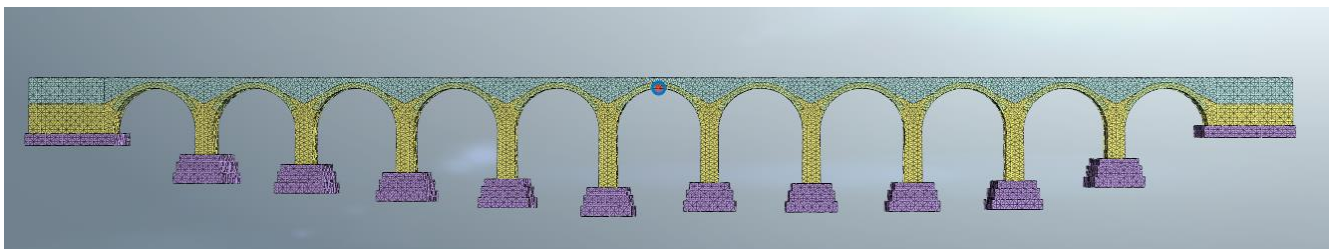
Sono stati presi in considerazione 4 profili di forze orizzontali, due per ciascuna direzione principale di applicazione del sisma (longitudinale X, e trasversale Y):

- Gruppo 1: profilo di forze proporzionali al modo fondamentale nella direzione considerata;
- Gruppo 2: profilo di forze proporzionali alle masse.

Pertanto, sono state condotte quattro analisi distinte, così denominate:

- 1) SISMA X – GRUPPO 1 (FX-GR1)
- 2) SISMA X – GRUPPO 2 (FX-GR2)
- 3) SISMA Y – GRUPPO 1 (FY-GR1)
- 4) SISMA Y – GRUPPO 2 (FY-GR2)

Ciascuna analisi permette di costruire la curva di capacità della struttura, la quale descrive l'andamento dello spostamento di un punto di controllo in funzione del carico applicato. Generalmente come punto di controllo viene assunto il punto sulla struttura che presenta i maggiori spostamenti. Nel caso in esame il punto di controllo è posizionato sulla chiave dell'arco tra P5 e P6.



La verifica sismica del ponte viene condotta secondo le modalità indicate al § C7.3.4.2 della circolare n.7/2019.

In sintesi il metodo prevede la trasformazione della risposta strutturale del sistema globale in quella di un sistema equivalente ad un grado di libertà, attraverso degli opportuni coefficienti quali il fattore di partecipazione (Γ^*) e la massa partecipante (m^*) ricavati dall'analisi modale della struttura.

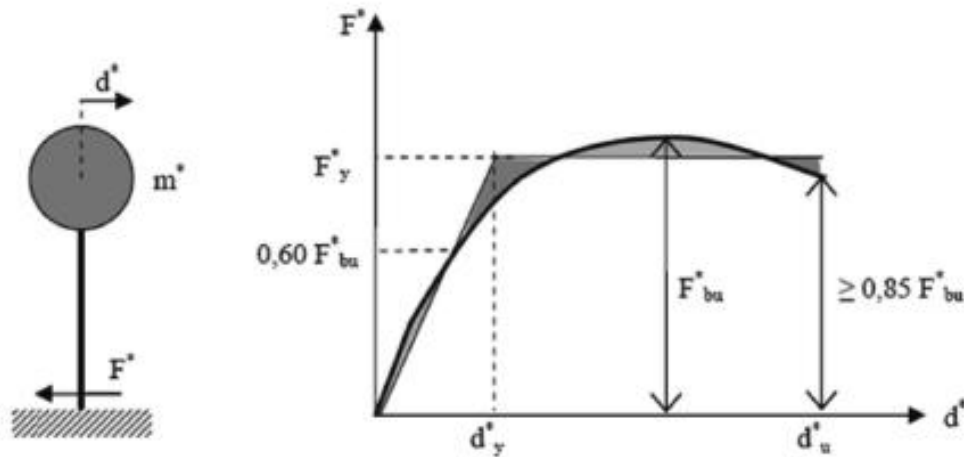


Figura C7.3.1 – Sistema e diagramma bilineare equivalente.

Infine, il metodo di verifica sismica si risolve nell'individuazione del Performance Point della struttura vale a dire il punto di intersezione tra la **domanda** sismica e la **capacità** della struttura.

In particolare, fornendo la normativa due distinti metodi per raggiungere tale obiettivo, si specifica che nel caso in esame si è fatto riferimento al **metodo B**, che si basa sulla individuazione di uno spettro di capacità (Capacity Spectrum Method, CSM), in funzione dell'energia dissipata dalla struttura.

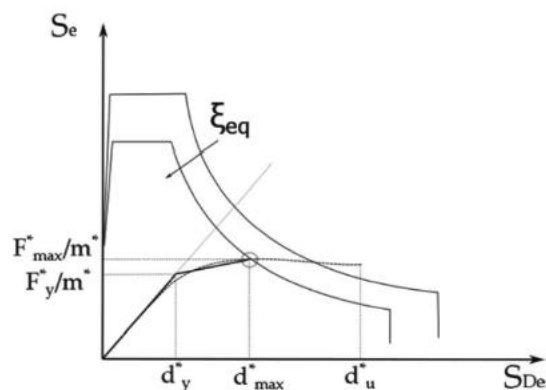


Figura C7.3.4– Individuazione del Punto di prestazione

Detto smorzamento assume un ruolo fondamentale nell'individuazione della capacità sismica della struttura. esso viene calcolato tramite la formula seguente:

$$\xi_{eq}^{(1)} = k \frac{63.7 (F_y^{*(0)} d_{max}^{*(0)} - F_{max}^{*(0)} d_y^{*(0)})}{F_{max}^{*(0)} d_{max}^{*(0)}} + 5 \quad [C7.3.10]$$

dove i termini asteriscati rappresentano i valori di forza e spostamento del sistema ad 1GDL equivalente, bilinearizzato sulla curva di capacità della struttura secondo criteri di equivalenza energetica. Mentre il parametro k rappresenta un opportuno coefficiente correttivo che tiene conto della natura della costruzione e delle capacità dissipative dei materiali che la compongono.

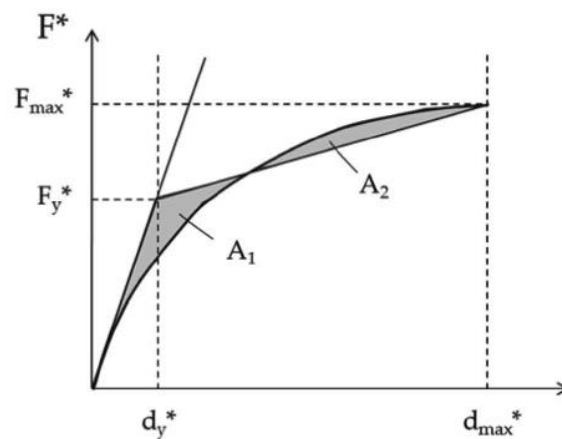


Figura C7.3.3- Bilinearizzazione equivalente

Nel caso in esame è stato adottato il valore più conservativo $k=0.33$ (bassa capacità dissipativa). Inoltre, considerata la natura dell'opera e le caratteristiche dei materiali rinvenuti dalle prove eseguite in sito, si è ritenuto opportuno ai fini dello studio della risposta sismica dell'opera nello stato attuale di limitare lo smorzamento equivalente a $\xi_{eq} \leq 10\%$.

7.1 SISMA X - GRUPPO 1

Individuazione dello step di collasso della struttura:

STOP STEP	20	0.011	41028
Spinta: INCR=20 (LOAD=0.95)		spost. (m)	Forza (KN)

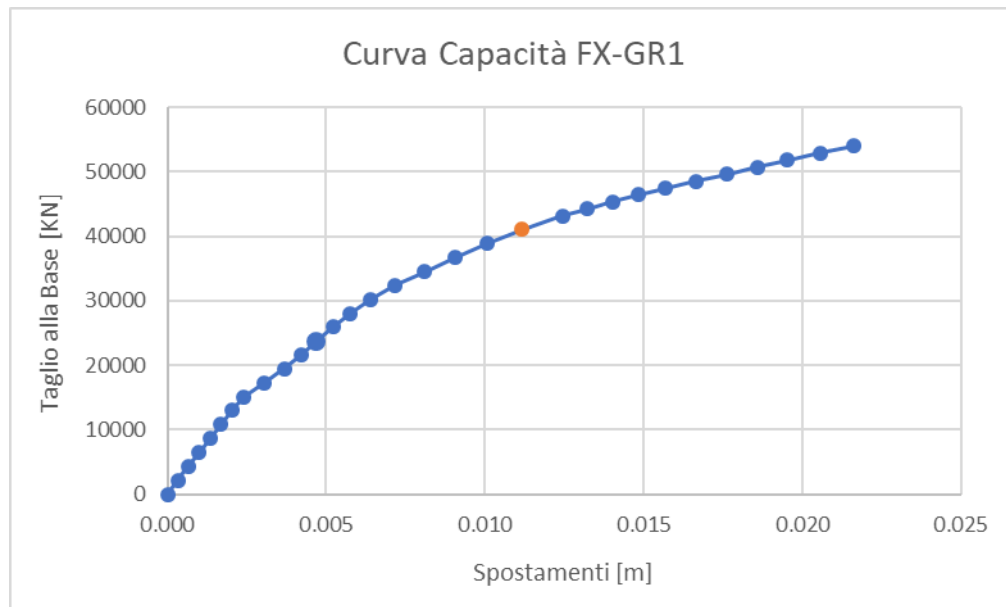


Figura 23: Curva di capacità

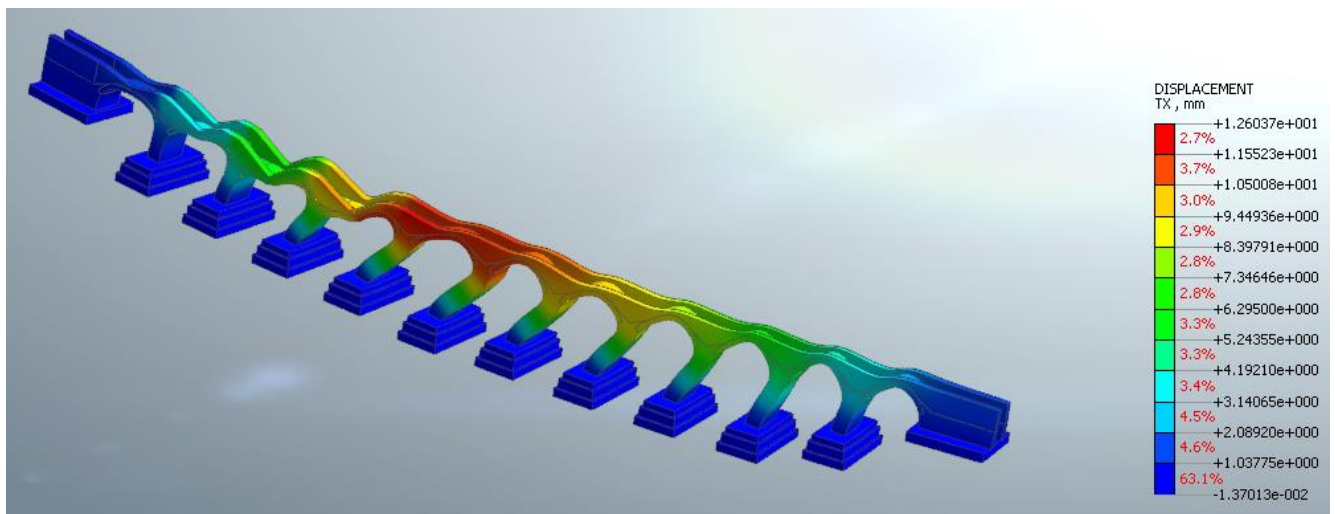


Figura 24: Mappa cromatica spostamento in direzione X allo step di collasso

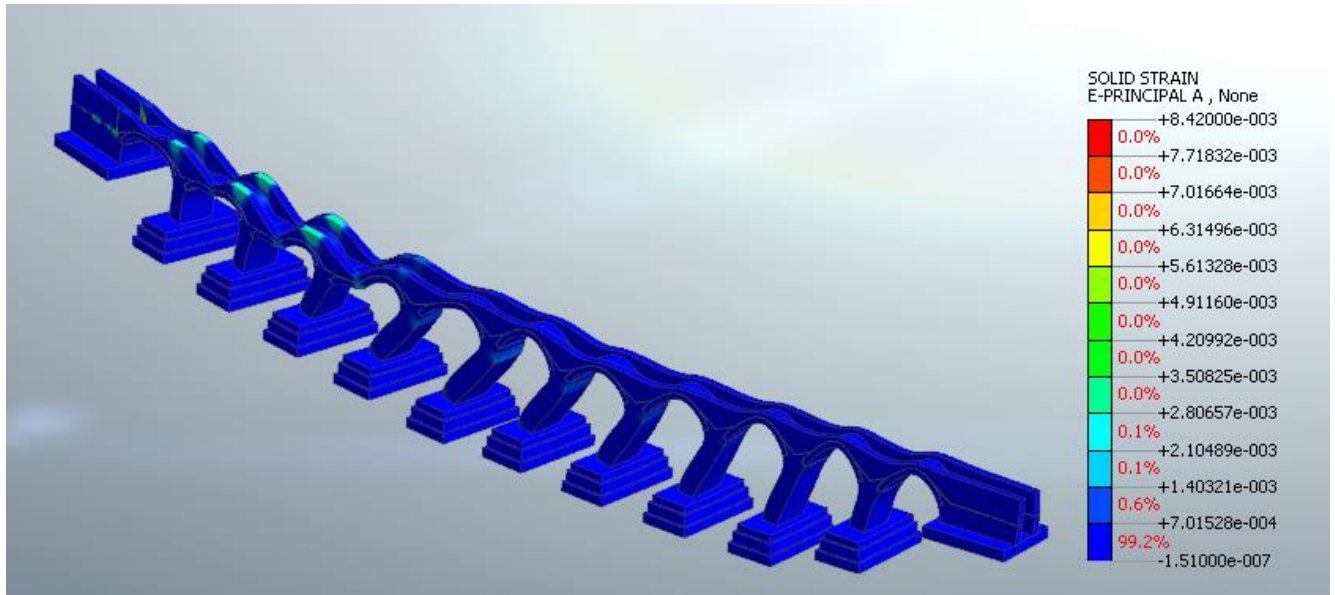


Figura 25: Deformazione E1 (principale di trazione) allo step di collasso

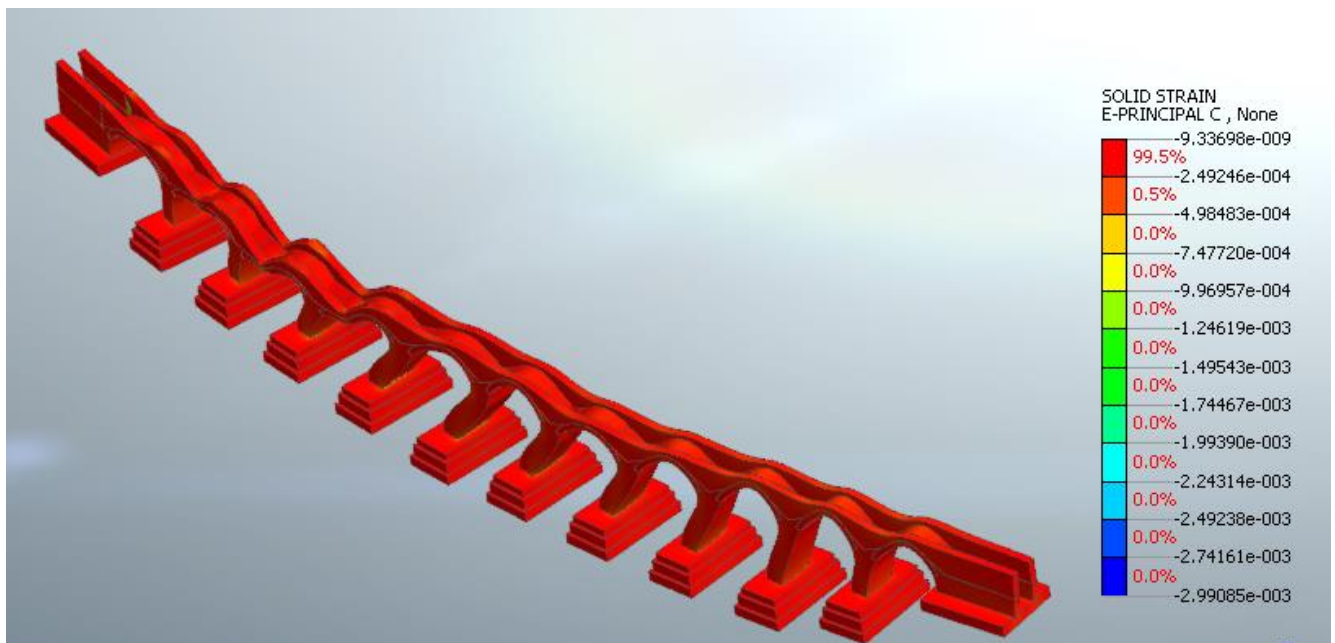


Figura 26: Deformazione E3 (principale di compressione) allo step di collasso

Massa partecipante $m^* = 5456$ ton

Fattore di Partecipazione $\Gamma^* = 1.35$

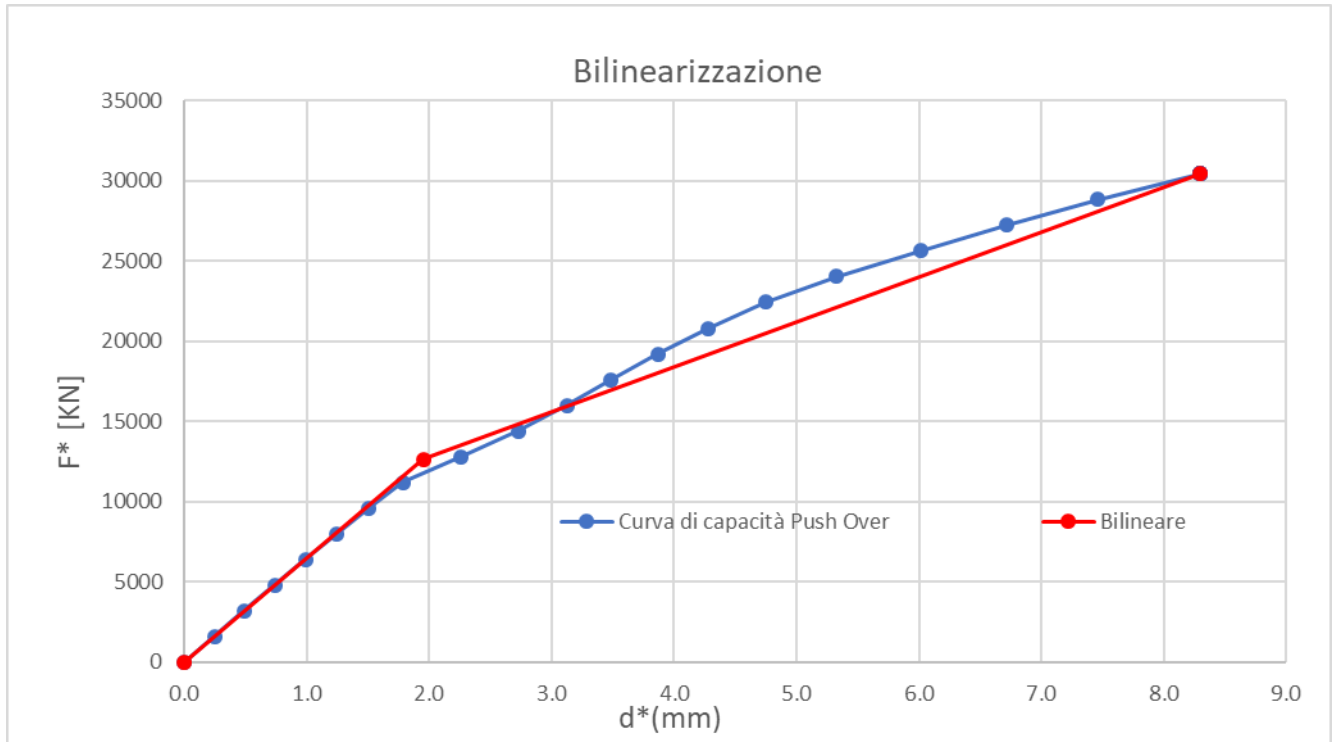


Figura 27: Bilinearizzazione curva di capacità 1GDL.

Smorzamento equivalente secondo C7.3.10, Circ.7 del 21/1/2019:

$$\xi_{eq} = 10\%$$

Il grafico seguente sintetizza la verifica sismica nel piano accelerazioni / spostamenti spettrali:

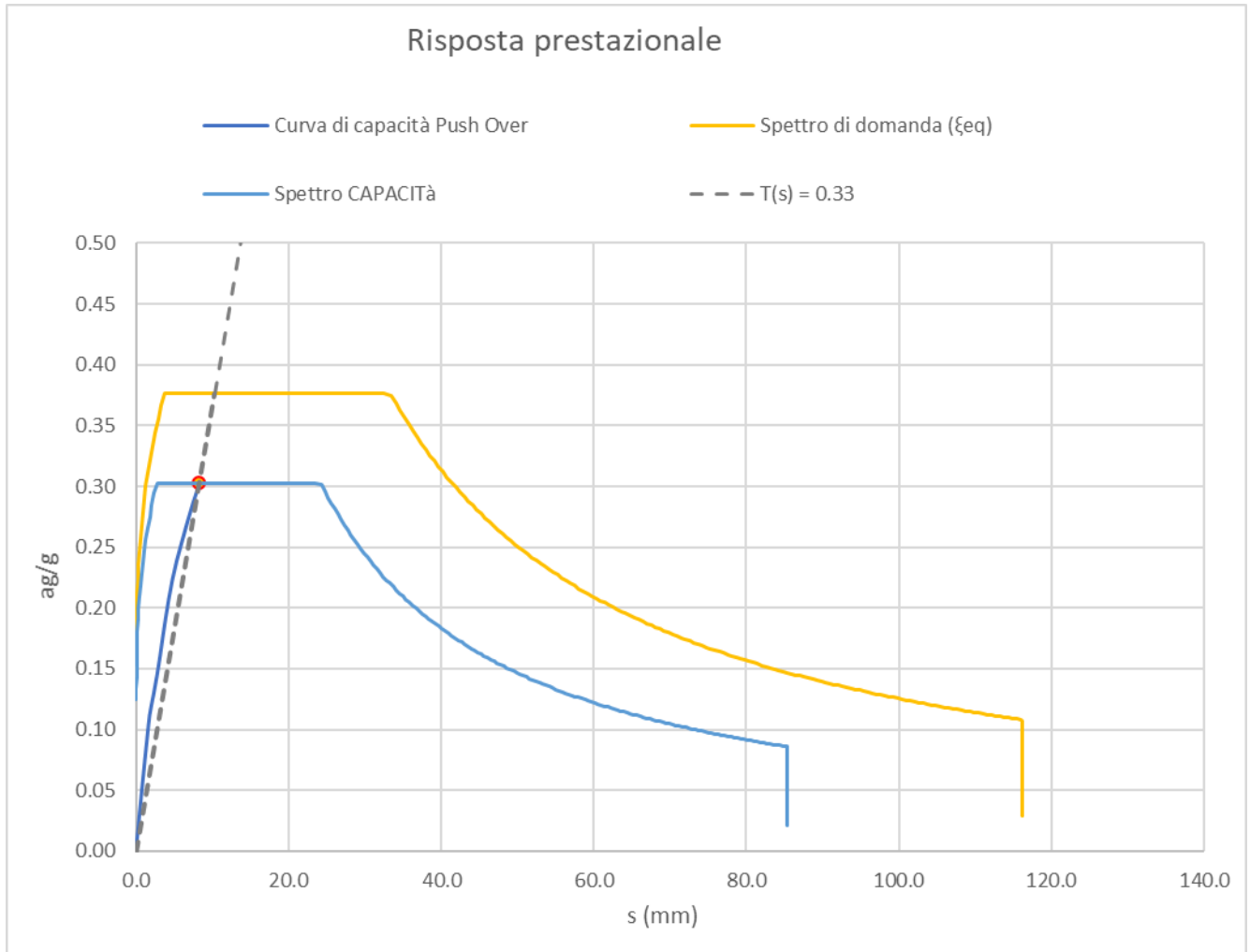


Figura 28: Verifica Domanda vs Capacità sul piano spettrale pseudo accelerazioni – pseudo spostamenti

Risultato della verifica sismica:

ζE	0.83	rapp. PGA
ρ	0.74	rapp. TR

7.2 SISMA X - GRUPPO 2

Individuazione dello step di collasso della struttura

STOP STEP	9	0.013	68561
Spinta: INCR=9 (LOAD=0.425)		spost. (m)	Forza (KN)

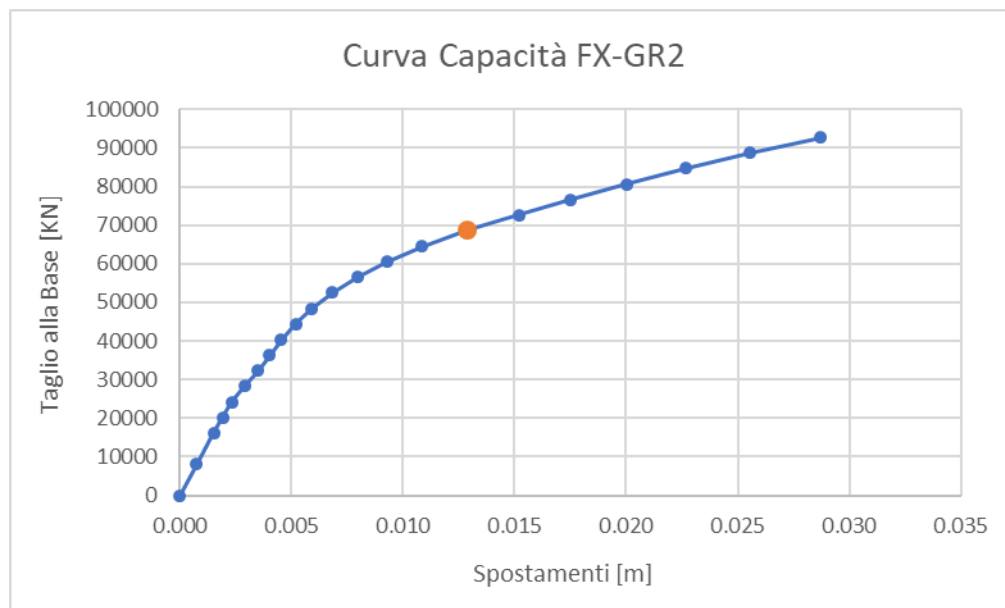


Figura 29: Curva di capacità

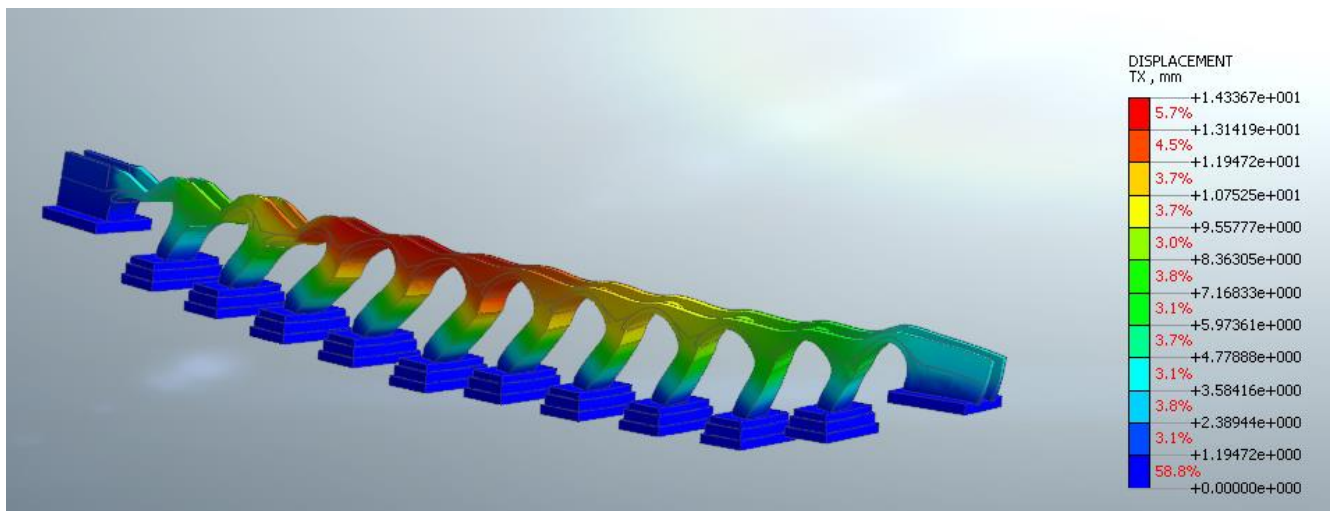


Figura 30: Mappa cromatica spostamento DX step di collasso

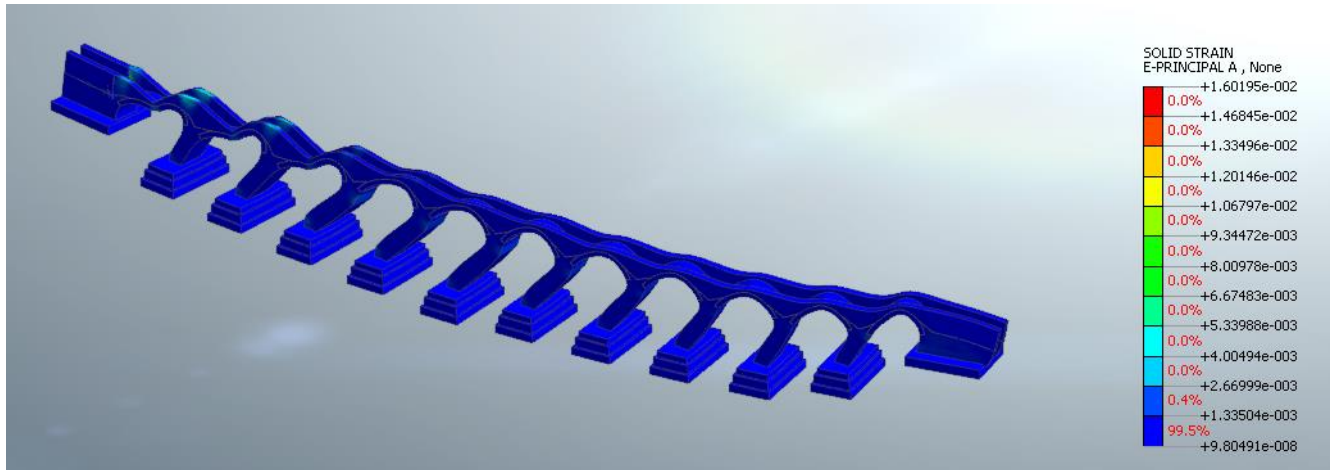


Figura 31: Deformazione E1 (principale di trazione) allo step collasso

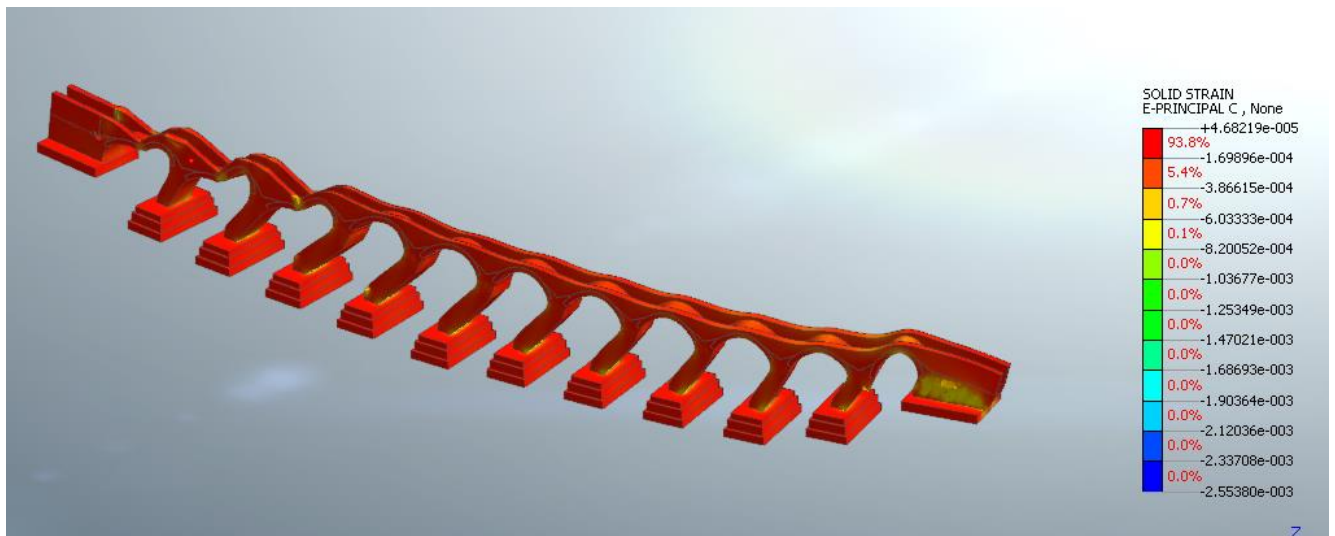


Figura 32: Deformazione E3 (principale di compressione) allo step di collasso

Massa partecipante: $m^*=16358$ ton

Fattore di Partecipazione: $\Gamma^*= 1.0$

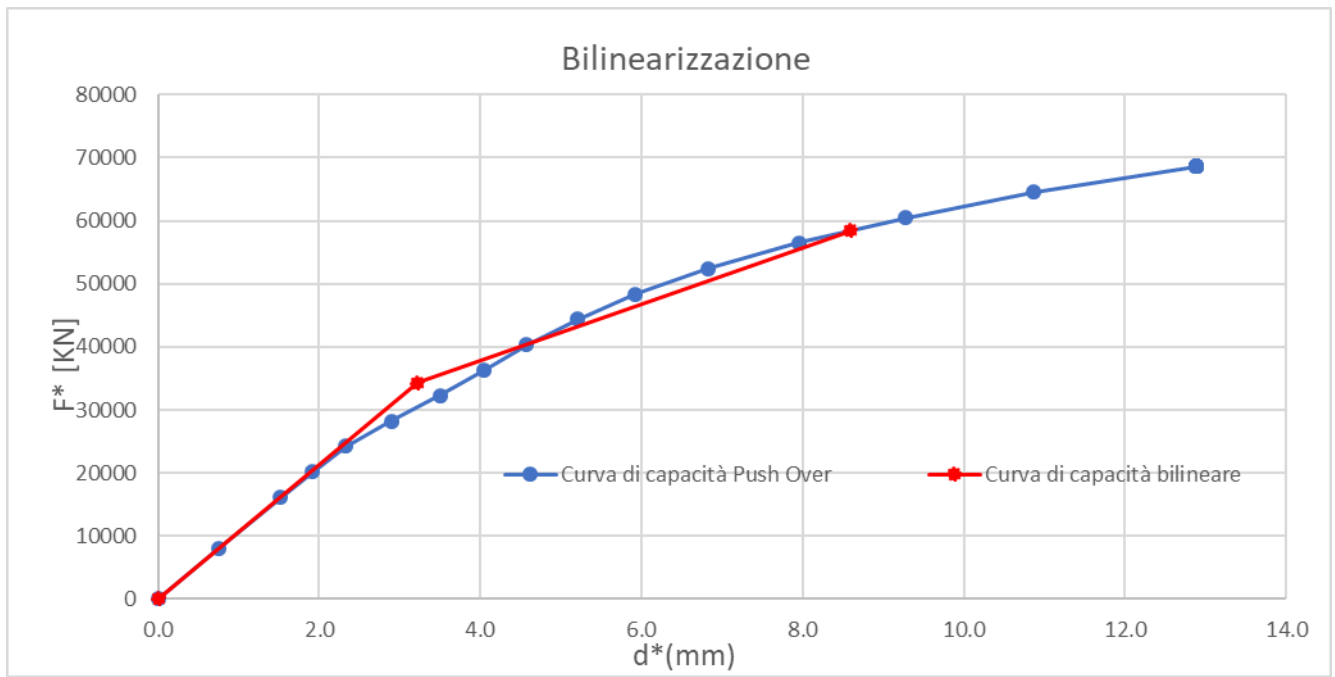


Figura 33: Bilinearizzazione curva di capacità 1GL.

Smorzamento equivalente secondo C7.3.10, Circ.7 del 21/1/2019:

$\xi_{eq}=14\% \rightarrow \xi_{eq}=10\%$

Il grafico seguente sintetizza la verifica sismica nel piano accelerazioni/ spostamenti spettrali:

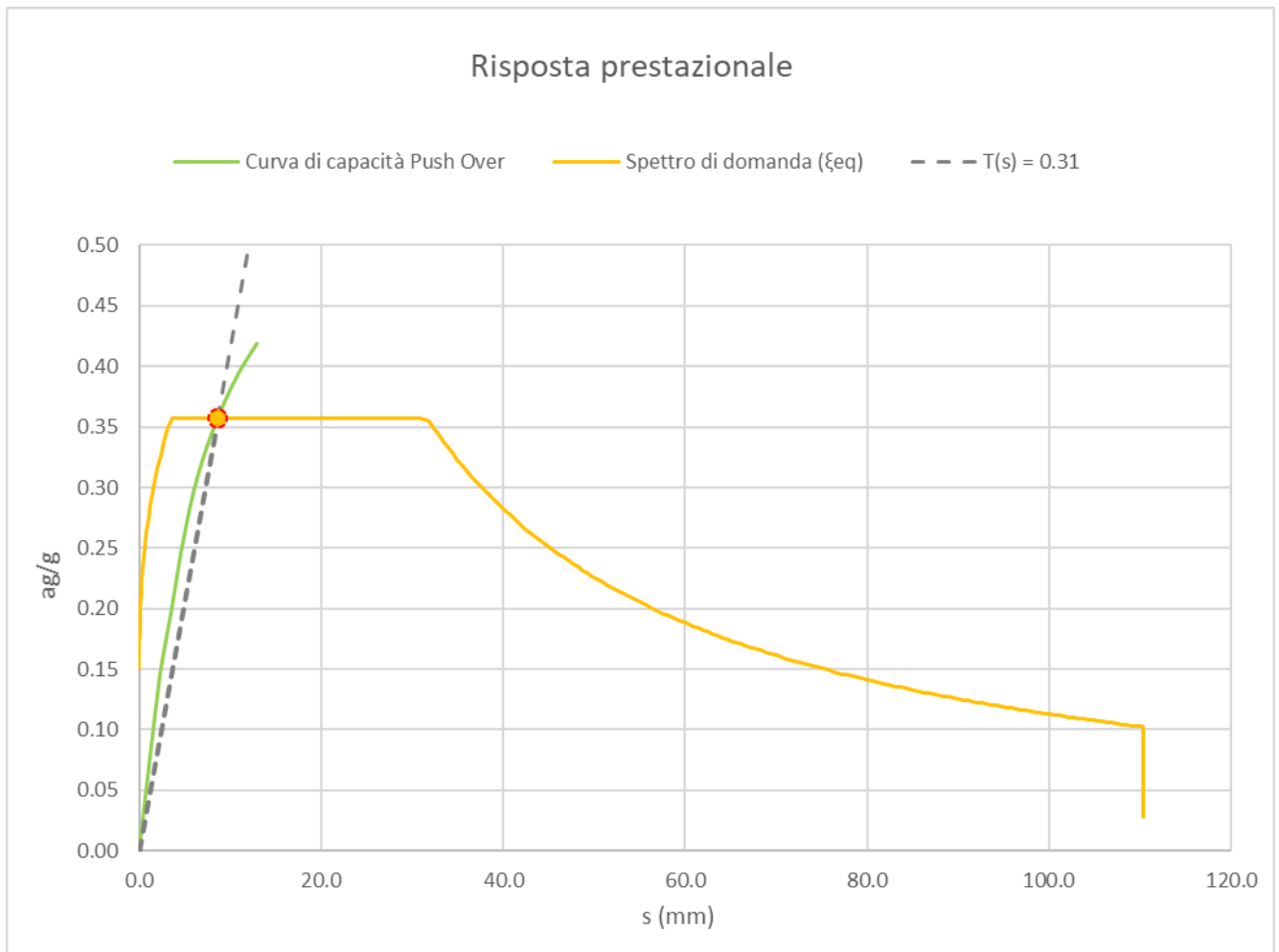


Figura 34: Verifica Domanda vs Capacità sul piano spettrale pseudo-accelerazioni – pseudo spostamenti.

Risultato della verifica sismica

ζ_E	>1	rapp. PGA
ρ	>1	rapp. TR

7.3 SISMA Y - GRUPPO 1

Individuazione dello step di collasso della struttura:

STOP STEP	17	0.062	11892
Spinta: INCR=17 (LOAD=0.85)		spost. (m)	Forza (KN)

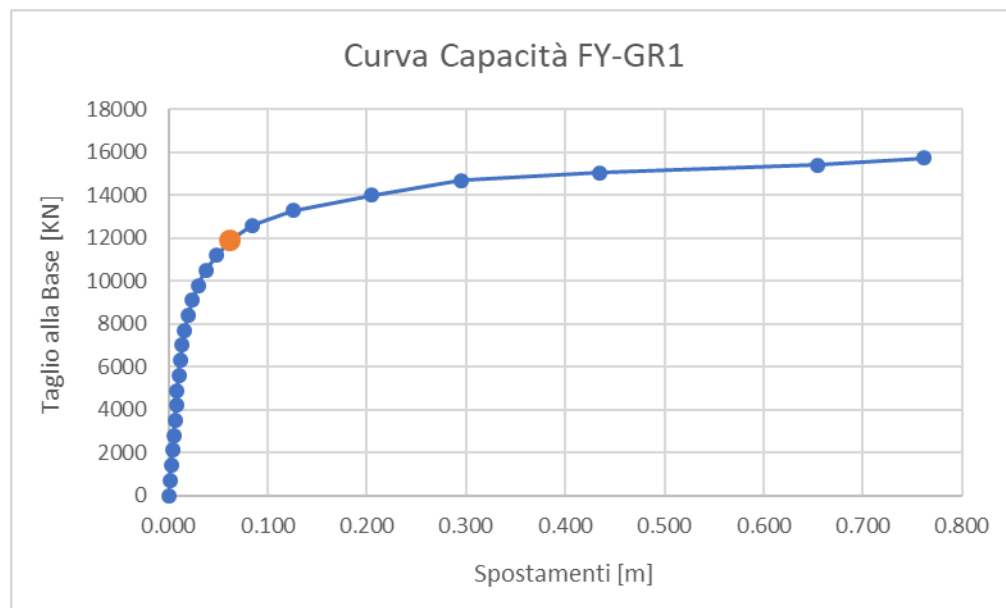


Figura 35: Curva di capacità

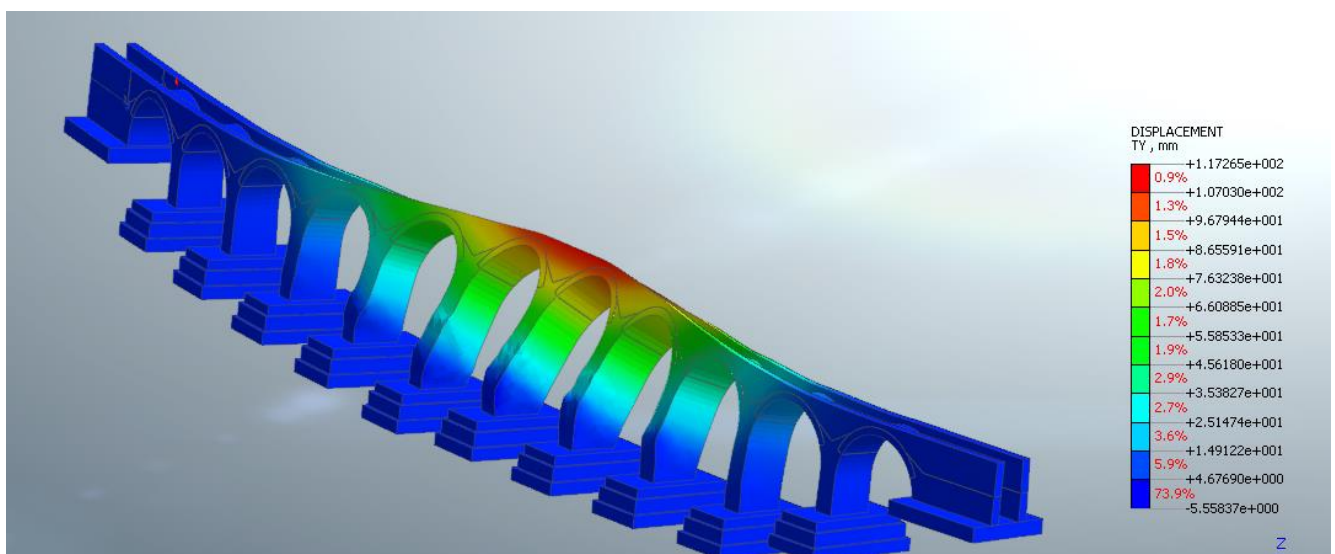


Figura 36: Mappa cromatica spostamento DY step di collasso

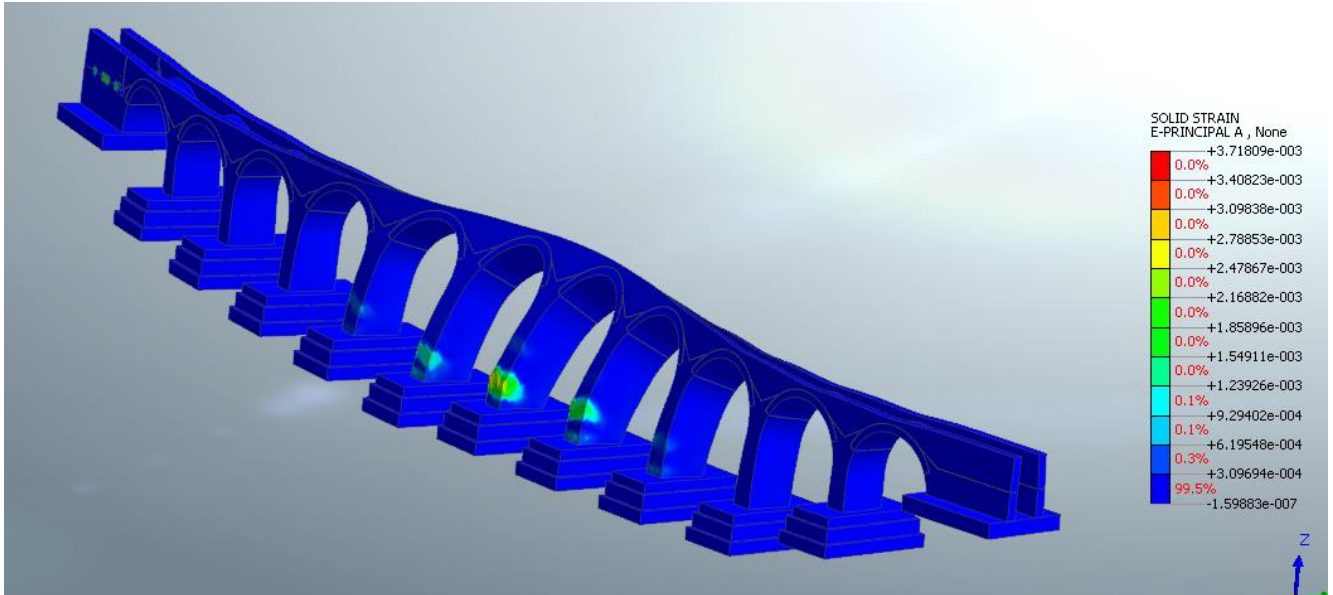


Figura 37: Deformazione E1 (principale di Trazione) allo step di collasso

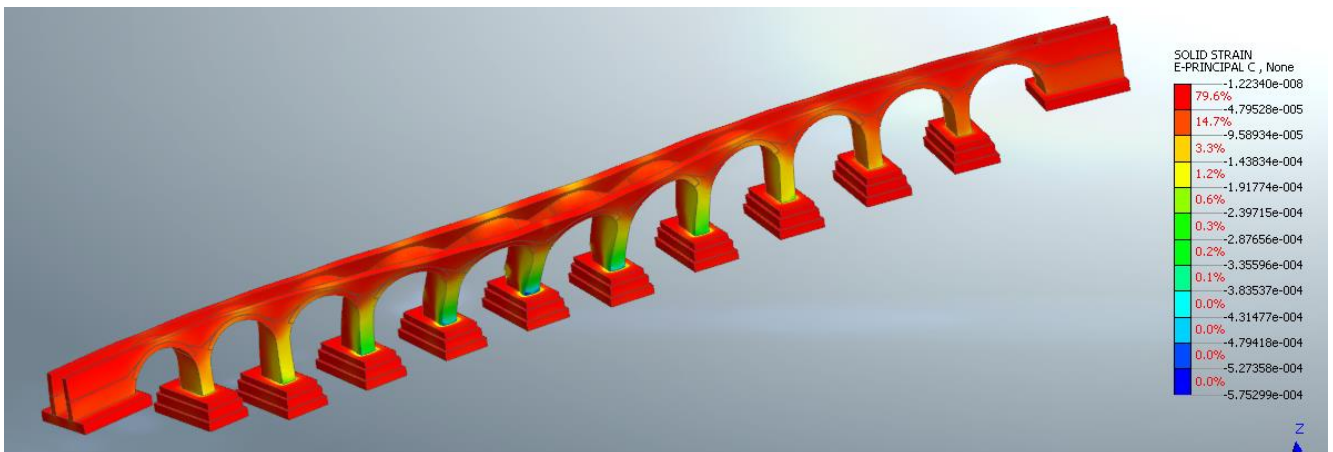


Figura 38: Deformazione E3 (principale di compressione) allo step di collasso

Massa partecipante: $m^*=6205$ ton

Fattore di Partecipazione: $\Gamma^*= 1.44$

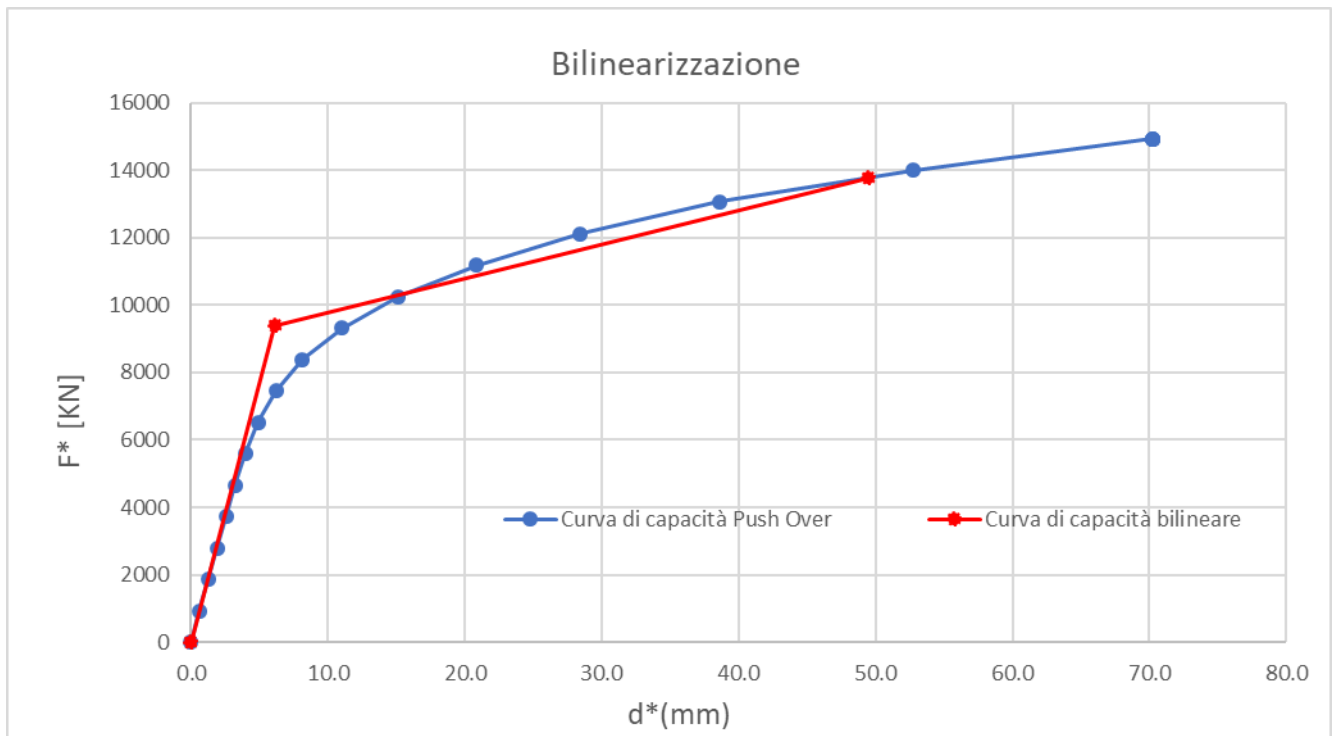


Figura 39: Bilinearizzazione curva di capacità 1GL.

Smorzamento equivalente secondo C7.3.10, Circ.7 del 21/1/2019:

$\xi_{eq}=18.4\% \rightarrow \xi_{eq}=10\%$

Il grafico seguente sintetizza la verifica sismica nel piano accelerazioni/ spostamenti spettrali:

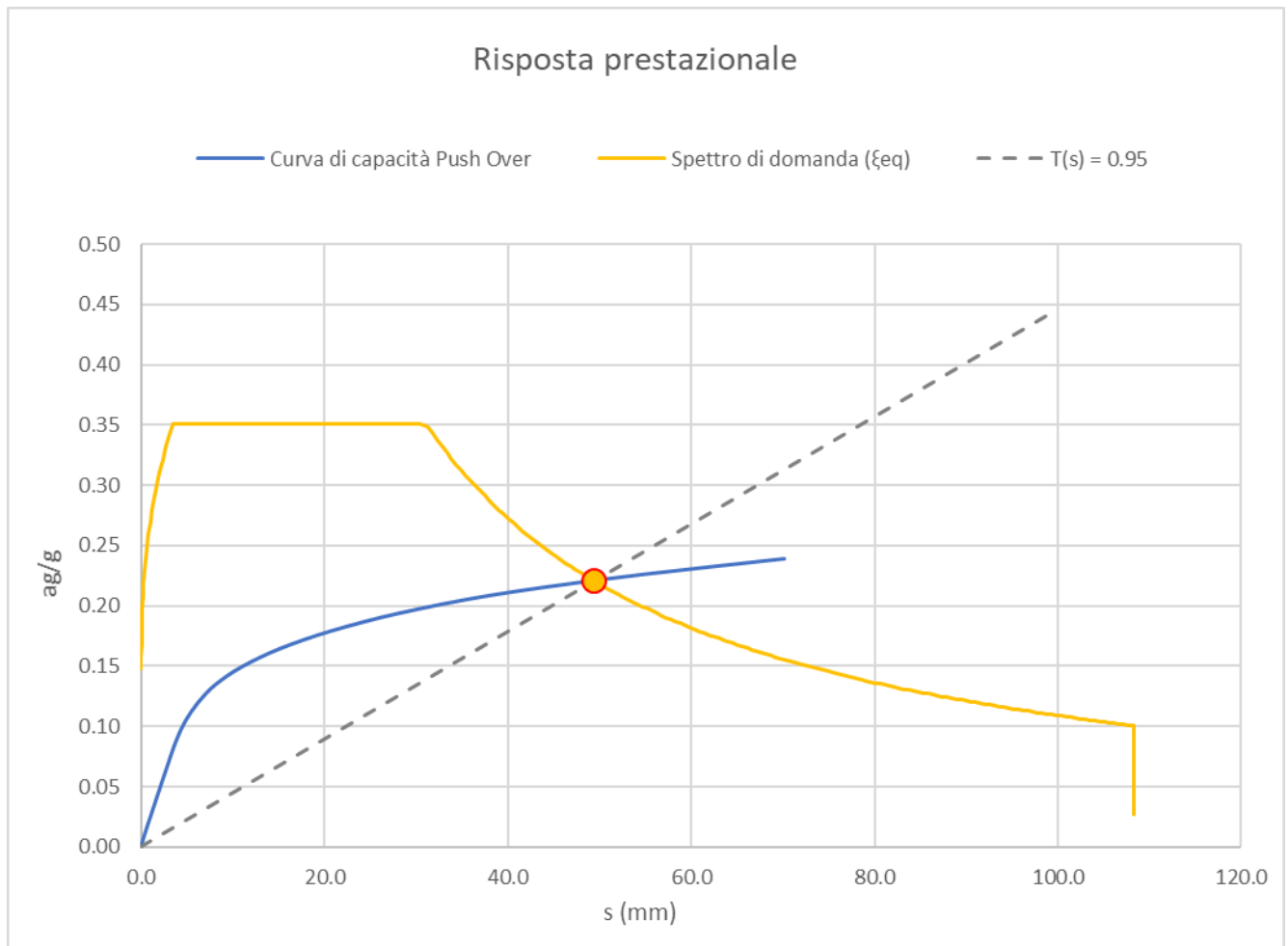


Figura 40: Verifica Domanda vs Capacità sul piano spettrale pseudo-accelerazioni – pseudo spostamenti.

Risultato della verifica sismica:

ζ_E	>1	rapp. PGA
ρ	>1	rapp. TR

7.4 SISMA Y - GRUPPO 2

Individuazione dello step di collasso della struttura:

STOP STEP	13	0.019	29034
Spinta: INCR=22 (LOAD=0.40)		spost. (m)	Forza (KN)

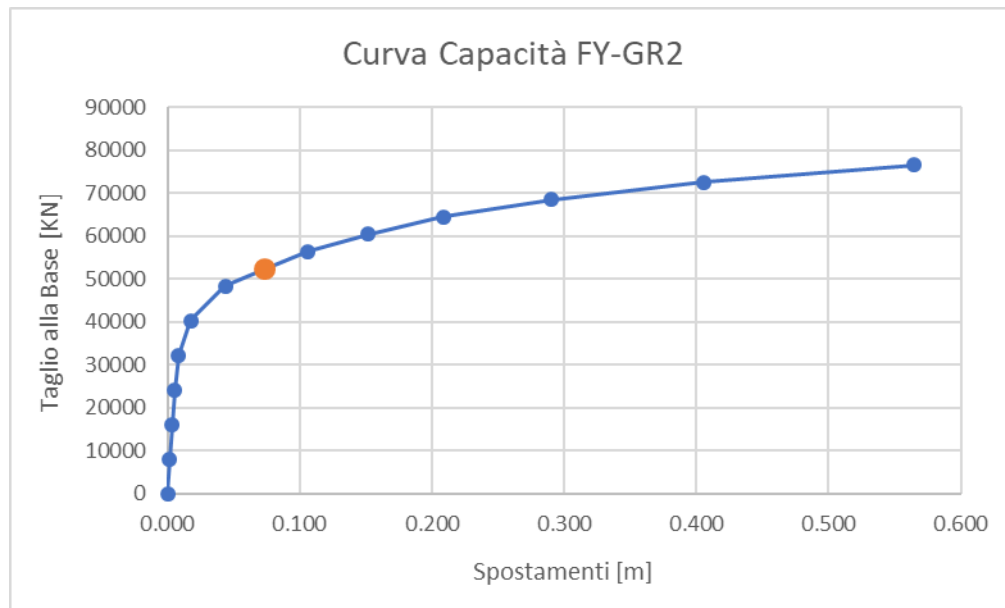


Figura 41: Curva di capacità

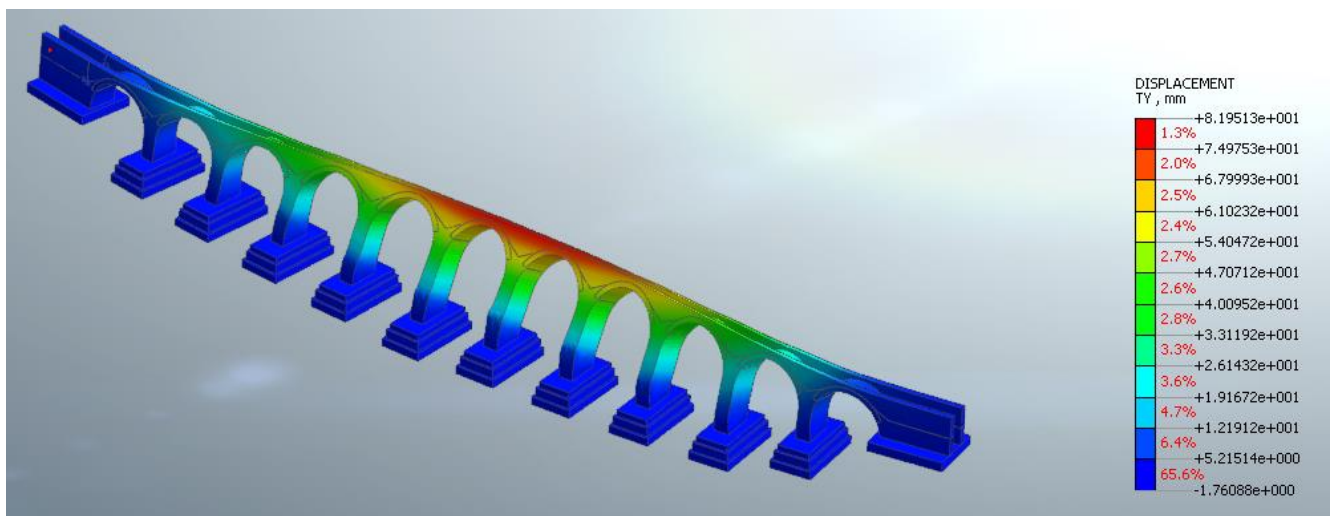


Figura 42: Deformata allo step di collasso

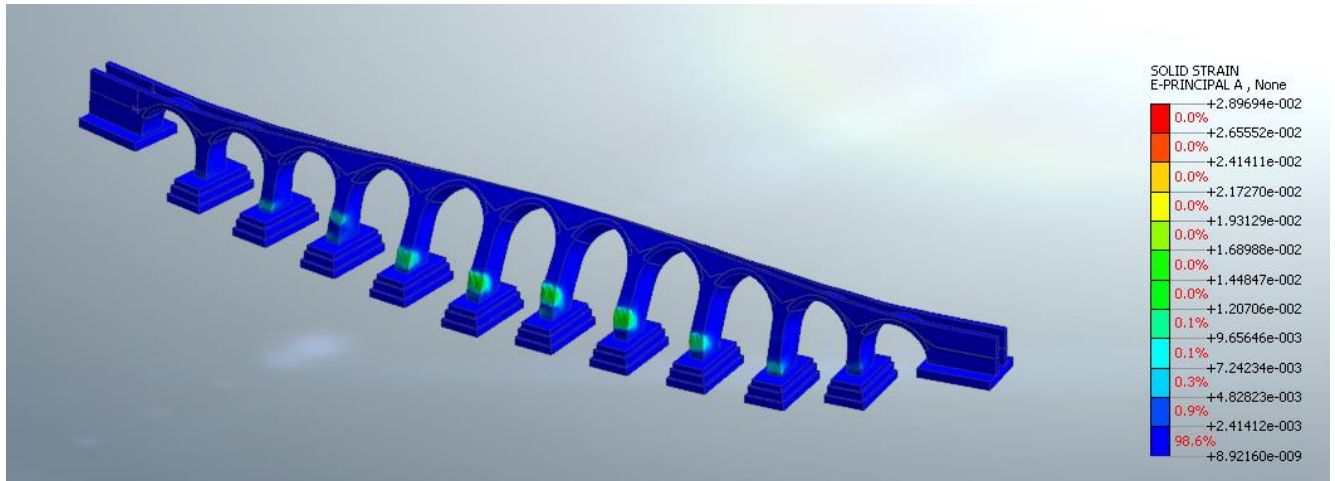


Figura 43: Deformazione E1 (principale di Trazione) allo step di collasso

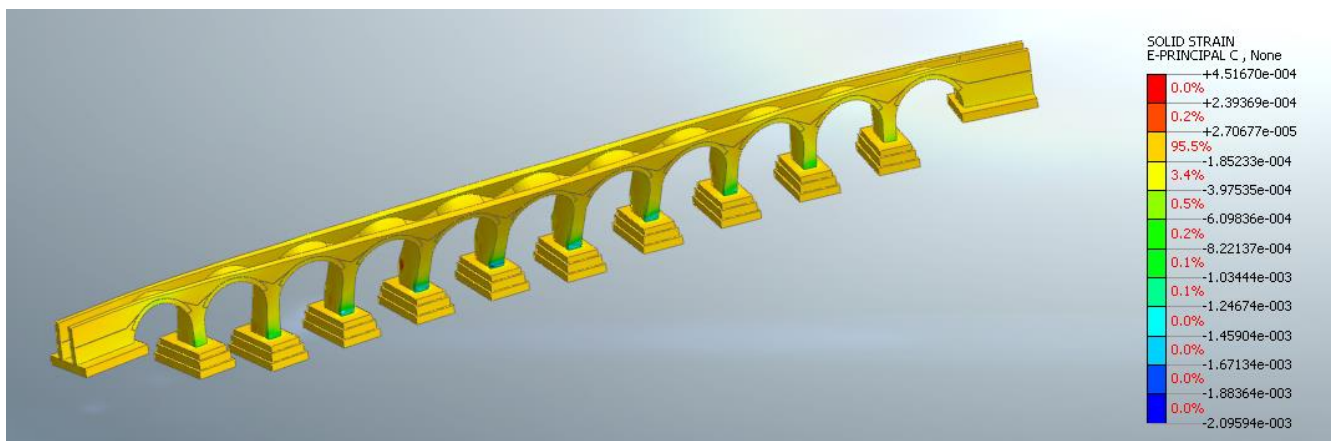


Figura 44: Deformazione E3 (principale di compressione) allo step di collasso

Massa partecipante: $m^*=16358$ ton

Fattore di Partecipazione: $\Gamma^*= 1.0$

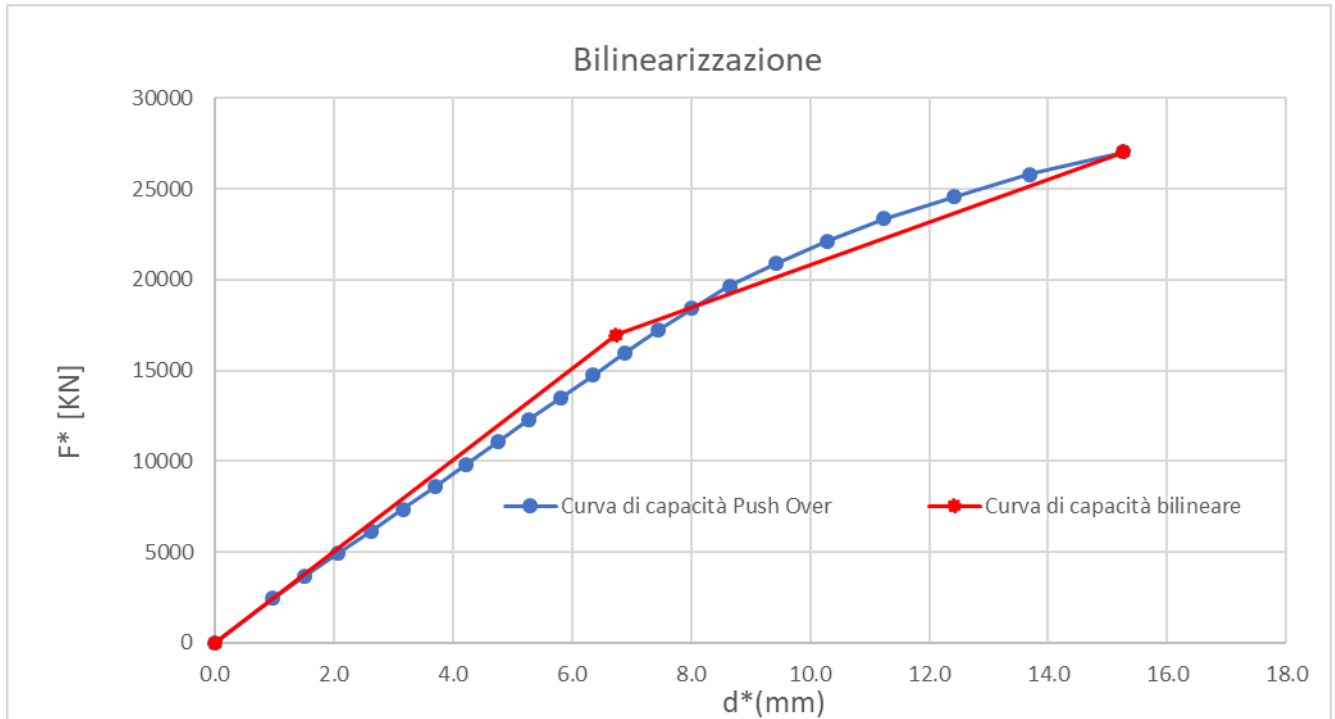


Figura 45: Bilinearizzazione curva di capacità 1GL.

Smorzamento equivalente secondo C7.3.10, Circ.7 del 21/1/2019:

$$\xi_{eq}=10.7\% \rightarrow \xi_{eq}=10\%$$

Il grafico seguente sintetizza la verifica sismica nel piano accelerazioni/ spostamenti spettrali:

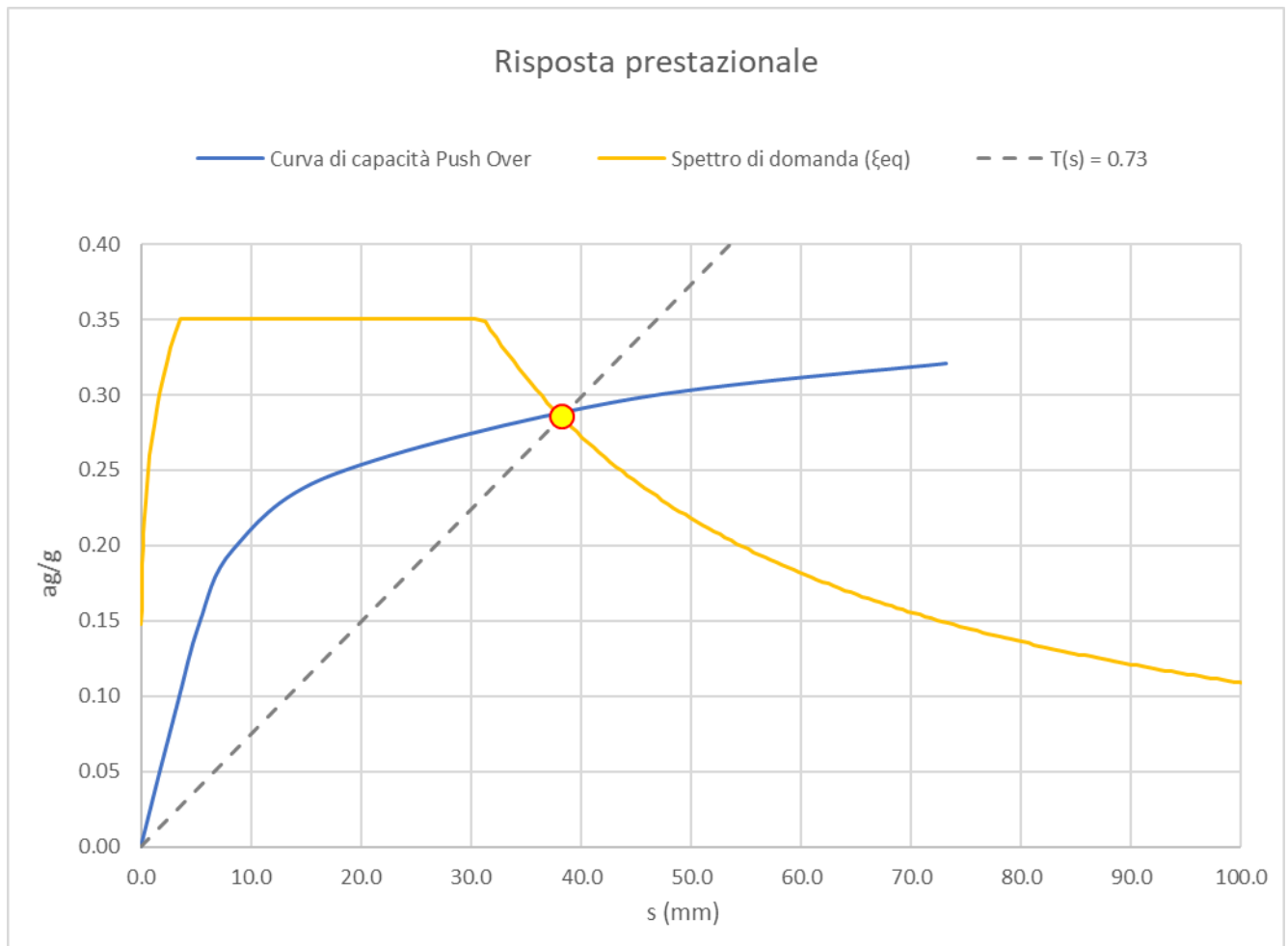


Figura 46: Verifica Domanda vs Capacità sul piano spettrale pseudo accelerazioni – pseudo spostamenti.

Risultato della verifica sismica:

ζ_E	>1	rapp. PGA
ρ	>1	rapp. TR

7.5 SINTESI DEI RISULTATI

La tabella seguente riporta in formato sintetico gli indici di vulnerabilità sismica ottenuti dalle analisi di pushover esposte nei paragrafi precedenti.

L'indice di vulnerabilità ζ_E , per lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV), viene espresso dal rapporto tra accelerazione attesa al suolo per cui la struttura raggiunge la propria capacità ultima e quella prevista da normativa per le opere di nuova costruzione.

La tabella riporta anche il rapporto dei tempi di ritorno del sisma tra lo spettro di domanda e lo spettro di capacità.

<i>ANTE OPERAM</i>	ζ_E	ρ_{TR}
FX-GR1	0.83	0.74
FX-GR2	>1	>1
FY-GR1	>1	>1
FY-GR2	>1	>1
MIN	0.83	0.74

Si esplicita infine la accelerazione al suolo minima associabile alla struttura allo SLV ed il corrispondente tempo di ritorno dell'evento.

	<i>PGA (g)</i>	<i>Vn (anni)</i>
Domanda	0.18	50
Capacità	0.15	37

8 VERIFICA DELLE FONDAZIONI

Nel presente capitolo si procede alla verifica geotecnica delle fondazioni.

La geometria delle fondazioni è stata valutata in base a eventuali informazioni progettuali originali, dai saggi effettuati e dove mancanti in base ad analogie con opere della stessa linea similari e geograficamente prossime.

Nel caso in esame il plinto stimato è di tipo massiccio a gradoni, ha un ingombro massimo in pianta di 8.8x16.3 m e un'altezza pari a 4.9 m.

Di seguito si riportano le sollecitazioni di verifica allo SLU combinate secondo il prospetto seguente.

La verifica geotecnica è stata condotta secondo l'approccio A1-M1-R3.

Si specifica che le verifiche sono state condotte solamente in condizioni statiche, considerando in via semplificata i soli carichi verticali.

Per la definizione del livello di sicurezza in fase sismica si fa riferimento a quanto ottenuto nei riguardi dell'elevazione.

Comb	G1	G2	Treno 1C	Treno 2C
SLU1	1.35	1.5	1.45	0
SLU2	1.35	1.5	0	1.45

Si riportano esclusivamente le verifiche eseguite in corrispondenza della pila più alta del viadotto.

Le sollecitazioni ottenute dal modello in corrispondenza dello spiccatto della pila sono state poi trasportate alla base del plinto, considerando un peso stimato del plinto di 14925 kN, un peso stimato del rinterro di 8300 kN ed un braccio delle forze di taglio pari a 4.9 m (altezza plinto).

Si sono quindi ottenute le seguenti sollecitazioni, per ognuna delle quali si riportano i coefficienti di sicurezza FS nei confronti del carico limite e dello scorrimento.

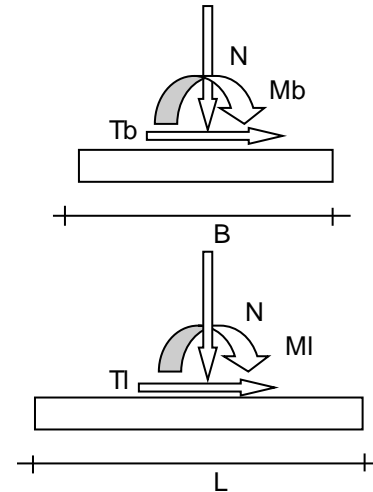
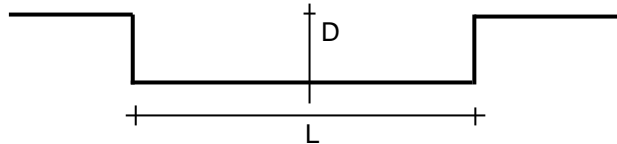
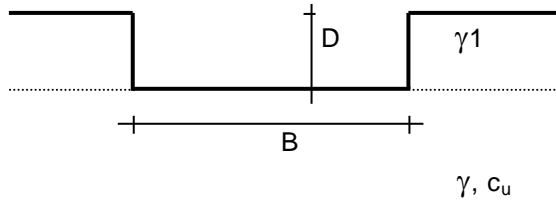
	N	Tb	Tl	Mb	MI	FS qlim	FS scorr
comb	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(-)	(-)
SLU1	50695.39	333.69	41.55	2316.43	827.58	1.89	72.77
SLU2	51983.85	0.39	46.52	130.44	884.61	1.87	531.21

Infine si fornisce esplicitazione dei calcoli geotecnici nei confronti della combinazione più gravosa.

E'ragionevole pensare che il meccanismo di collasso della fondazione in esame si verifichi completamente nell'unità 2, il cui comportamento è in questo caso assimilabile a quello di un terreno a grana fine, per il quale si assumono un valore di $C_u = 190$ kPa ed un peso dell'unità di volume di 19.5 kN/m³ nel rispetto di quanto indicato nella relazione geotecnica.

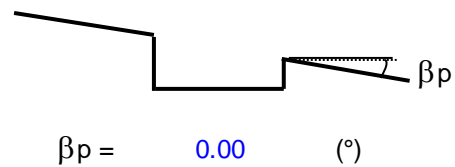
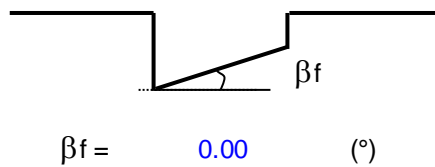
VI07 - VIADOTTO AL KM 350+857
Relazione sullo stato di fatto dell'opera

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 CL	VI 07 00 001	A	45 di 48



(Per fondazioni nastriformi $L=100$ m)

B = 8.80 (m)
L = 16.30 (m)
D = 7.00 (m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	51983.85		51983.85
Mb [kNm]	130.44		130.44
MI [kNm]	884.61		884.61
Tb [kN]	0.39		0.39
TI [kN]	46.52		46.52
H [kN]	46.52		46.52

VI07 - VIADOTTO AL KM 350+857
Relazione sullo stato di fatto dell'opera

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 CL	VI 07 00 001	A	46 di 48

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 19.50 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 19.50 \quad (\text{kN/mc})$$

Valore caratteristico di resistenza del terreno

$$c_u = 190.00 \quad (\text{kN/mq})$$

Valore di progetto

$$c_u = 190.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$e_B = 0.00 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0.02 \quad (\text{m})$$

$$B^* = 8.79 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 16.27 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 136.50 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 19.50 \quad (\text{kN/mc})$$

N_c : coefficiente di capacità portante

$$N_c = 2 + \pi$$

$$N_c = 5.14$$

s_c : fattori di forma

$$s_c = 1 + 0,2 B^* / L^*$$

$$s_c = 1.11$$

i_c : fattore di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.65$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.35$$

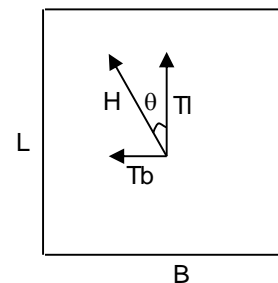
$$\theta = \arctg(T_b / T_l) = 0.49 \quad (^\circ)$$

$$m = 1.35$$

($m=2$ nel caso di fondazione nastriforme e $m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$ in tutti gli altri casi)

$$i_c = (1 - m H / (B^* L^* c_u N_c))$$

$$i_c = 1.00$$



VI07 - VIADOTTO AL KM 350+857
Relazione sullo stato di fatto dell'opera

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 CL	VI 07 00 001	A	47 di 48

d_c : fattore di profondità del piano di appoggio

 per $D/B^* \leq 1$; $d_c = 1 + 0,4 D / B^*$

 per $D/B^* > 1$; $d_c = 1 + 0,4 \arctan (D / B^*)$

$$d_c = 1.32$$

b_c : fattore di inclinazione base della fondazione

$$b_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2)) \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_c = 1.00$$

g_c : fattore di inclinazione piano di campagna

$$g_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2)) \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_c = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 1562.60 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = 363.37 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Coefficiente di sicurezza

$$F_s = q_{lim} / q = 4.30 \quad \geq \quad 2.3$$

FS
1.87

VERIFICA A SCORRIMENTO

$$H_d = 46.52 \quad (\text{kN})$$

$$S_d = c_u B^* L^*$$

$$S_d = 27181.19 \quad (\text{kN})$$

Coefficiente di sicurezza allo scorrimento

$$F_{scorr} = 584.33 \quad \geq \quad 1.1$$

FS
531.21



RIPRISTINO LINEA CALTAGIRONE-GELA
MIGLIORAMENTI STRUTTURALI PER CONSEGUIRE
L'ADEGUAMENTO SISMICO DEI VIADOTTI
LOTTO 2: NISCEMI - GELA

VI07 - VIADOTTO AL KM 350+857
Relazione sullo stato di fatto dell'opera

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 CL	VI 07 00 001	A	48 di 48

9 CONCLUSIONI

Le analisi di valutazione della capacità strutturale dell'opera a sopportare le azioni derivanti dall'esercizio ferroviario e all'evento sismico di progetto permettono di definire il seguente quadro riassuntivo.

Condizioni non sismiche

La struttura nel suo complesso appare idonea a sostenere l'esercizio ferroviario con riferimento al carico di progetto costituito dai convogli reali per una categoria di linea C3 ed agli altri carichi di progetto.

Condizioni sismiche

La struttura (elevazioni e fondazioni) non risulta in grado di fronteggiare l'azione sismica di progetto, in particolare le criticità sono imputabili alla scarsa qualità delle murature delle pile e alle strutture di fondazione non pienamente idonee a trasferire al terreno le predette azioni sismiche.