

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

VIADOTTO AL KM 346+468

Relazione di stato di fatto e vulnerabilità sismica dell'opera
e di calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione

SCALA:

-

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

RS6K 00 R 09 CL VI0800 001 A

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

File: RS6K00R09CLVI0800001A

n. Elab.:

INDICE

1	INTRODUZIONE.....	5
2	NORMATIVA E BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO.....	9
3	MODELLAZIONE DELL'OPERA E METODI DI ANALISI.....	10
3.1	MODELLAZIONE.....	10
3.1.1	<i>Il modello di calcolo</i>	10
3.1.2	<i>Caratteristiche dei materiali</i>	13
3.2	TIPO DI ANALISI.....	14
4	ANALISI DEI CARICHI.....	14
4.1	PESI PROPRI STRUTTURALI (G1).....	14
4.2	PESI PERMANENTI NON STRUTTURALI (G2).....	14
4.3	AZIONI DA TRAFFICO FERROVIARIO PERMANENTI NON STRUTTURALI (Q).....	14
4.4	AZIONI TERMICHE UNIFORMI.....	17
4.5	AZIONI SISMICHE (E).....	19
5	ANALISI STATICA.....	23
5.1	RISULTATI DELL'ANALISI.....	23
6	ANALISI MODALE.....	26
7	ANALISI SISMICA.....	28
7.1	SISMA X - GRUPPO 1.....	30
7.2	SISMA X - GRUPPO 2.....	35
7.3	SISMA Y - GRUPPO 1.....	39
7.4	SISMA Y - GRUPPO 2.....	43
7.5	SINTESI DEI RISULTATI.....	47
8	VERIFICA DELLE FONDAZIONI.....	48

9	CONCLUSIONI SULLO STATO DI FATTO	53
10	DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI.....	54
10.1	INTERVENTI SULLE PILE	54
10.2	INTERVENTI SULLE SPALLE	54
10.3	ALTRI INTERVENTI DI FINITURA E COMPLETAMENTO	55
11	MODELLAZIONE DELL'OPERA E METODI DI ANALISI.....	55
11.1	MODELLAZIONE.....	55
	11.1.1 Il modello di calcolo	55
	11.1.2 Caratteristiche dei materiali.....	57
11.2	TIPO DI ANALISI.....	57
12	ANALISI DEI CARICHI.....	57
13	ANALISI MODALE	57
14	ANALISI SISMICA	60
14.1	SISMA X - GRUPPO 1	63
14.2	SISMA X - GRUPPO 2	67
14.3	SISMA Y - GRUPPO 1	71
14.4	SISMA Y - GRUPPO 2	75
14.5	SINTESI DEI RISULTATI.....	79
15	VERIFICA DELL'IMPALCATO	80
15.1	SOLLECITAZIONI ELEMENTARI	80
15.2	COMBINAZIONI DI CARICO	81
15.3	VERIFICHE STRUTTURALI.....	83
	15.3.1 Verifiche pressoflessione	83
16	VERIFICA A TAGLIO	87

16.1	SOLLECITAZIONI ELEMENTARI	87
16.2	VERIFICHE STRUTTURALI.....	88
16.2.1	<i>Verifiche a taglio</i>	88
17	VERIFICA DELL'INCAMICIATURA DELLE PILE	91
17.1	SOLLECITAZIONI ELEMENTARI	91
17.2	COMBINAZIONI DI CARICO	93
17.2.1	<i>Verifiche Sezione di spiccato</i>	94
18	DIMENSIONAMENTO CONNETTORE TRA PILA E TRAVE DI IMPALCATO	102
19	DIMENSIONAMENTO DELL'ELEMENTO TOZZO PRESENTE NELL'INERVENTO RIGUARDANTE LE SPALLE	103
20	VERIFICA DEGLI INTERVENTI IN FONDAZIONE.....	106
20.1	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	106
20.1.1	<i>Unità geotecniche</i>	106
20.1.2	<i>Falda</i>	106
20.1.3	<i>Parametri geotecnici di calcolo</i>	106
20.2	COMBINAZIONI DI CARICO	106
20.3	SOLLECITAZIONI	108
20.4	VERIFICHE	112
20.4.1	<i>Verifiche geotecniche</i>	114
20.4.2	<i>Verifiche strutturali</i>	136
20.4.3	<i>Verifica del collegamento alla struttura esistente</i>	142
21	INCIDENZA ARMATURE	142

1 INTRODUZIONE

La presente relazione ha per oggetto l'analisi dello stato di fatto, la vulnerabilità sismica e il dimensionamento e la verifica degli interventi di rinforzo necessari per il ponte posto alla chilometrica 346+468 della linea ferroviaria Caltagirone-Gela.

Il viadotto, a binario singolo, sviluppa una lunghezza complessiva di circa 41 m (spalla-spalla). Il tracciato che attraversa l'opera è planimetricamente in rettilineo; altimetricamente il ponte presenta una pendenza discendente secondo le progressive crescenti ($i \approx 1.1\%$).

La struttura è costituita da 2 pile e due spalle che scandiscono 3 campate con luce netta delle campate di riva di circa 10 metri, mentre quella centrale è pari a 17 metri.

L'impalcato è realizzato in calcestruzzo armato ed è a graticcio, costituito da 4 travi. Queste sono di pari altezza nella campata centrale mentre, in quelle di riva le due travi interne hanno un'altezza ridotta rispetto a quelle esterne.

Le pile sono realizzate in calcestruzzo non armato, la cui resistenza risulta inferiore rispetto a quello utilizzato nella realizzazione dell'impalcato, come accertato dalle prove realizzate in situ.

Le fondazioni delle pile sono "a pozzo corto", realizzate in calcestruzzo, la loro geometria è stata ricostruita in base ai sondaggi conoscitivi effettuati per la pila 1 del viadotto.

Le spalle sono l'unico elemento dell'opera ad essere realizzato in muratura.

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 allegati al progetto.



Figura 1: Vista dell'opera.



Figura 2: Implacato a graticcio in calcestruzzo armato.



Figura 3: Pile in calcestruzzo.



Figura 4: Spalla in muratura.

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).

3 MODELLAZIONE DELL'OPERA E METODI DI ANALISI

3.1 Modellazione

La conformazione statica dell'opera avrebbe anche consentito una modellazione attraverso elementi finiti tipo monodimensionali ("beam") o bidimensionali ("shell"); tuttavia la necessità di valutare, da un lato, il reale comportamento delle sottostrutture in muratura o in calcestruzzo debolmente armato, soprattutto in prossimità delle zone di appoggio delle travi di impalcato e, dell'altro, l'efficacia degli interventi di rinforzo, hanno indotto ad analisi più approfondita a mezzo di modelli di calcolo agli elementi finiti tridimensionali, impiegando elementi solidi "brick".

In considerazione del fatto che i materiali di costruzione (muratura e calcestruzzo magro) sono 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 rigidità 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, usando il *Concrete Smeared Crack*, per i seguenti componenti strutturali (con le dovute differenze nei parametri caratteristici tra elemento ed elemento illustrate in seguito):

- Impalcato e trasversi realizzati in calcestruzzo armato;
- Pile realizzate in calcestruzzo non armato;

- Spalle realizzate in muratura.

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, ad eccezione del caso in cui si sono valutate le sollecitazioni indotte sulla struttura dovute alle variazioni termiche; in questo caso sono stati adottati criteri conservativi per valutare la cedevolezza rotazionale delle stesse, come dettagliato in seguito.

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

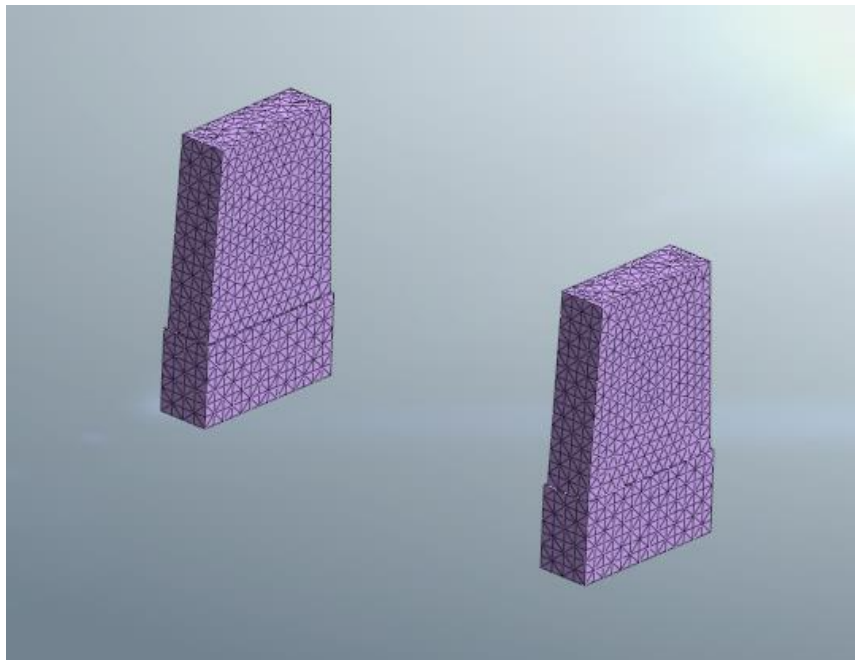


Figura 5: Pile con relative fondazioni

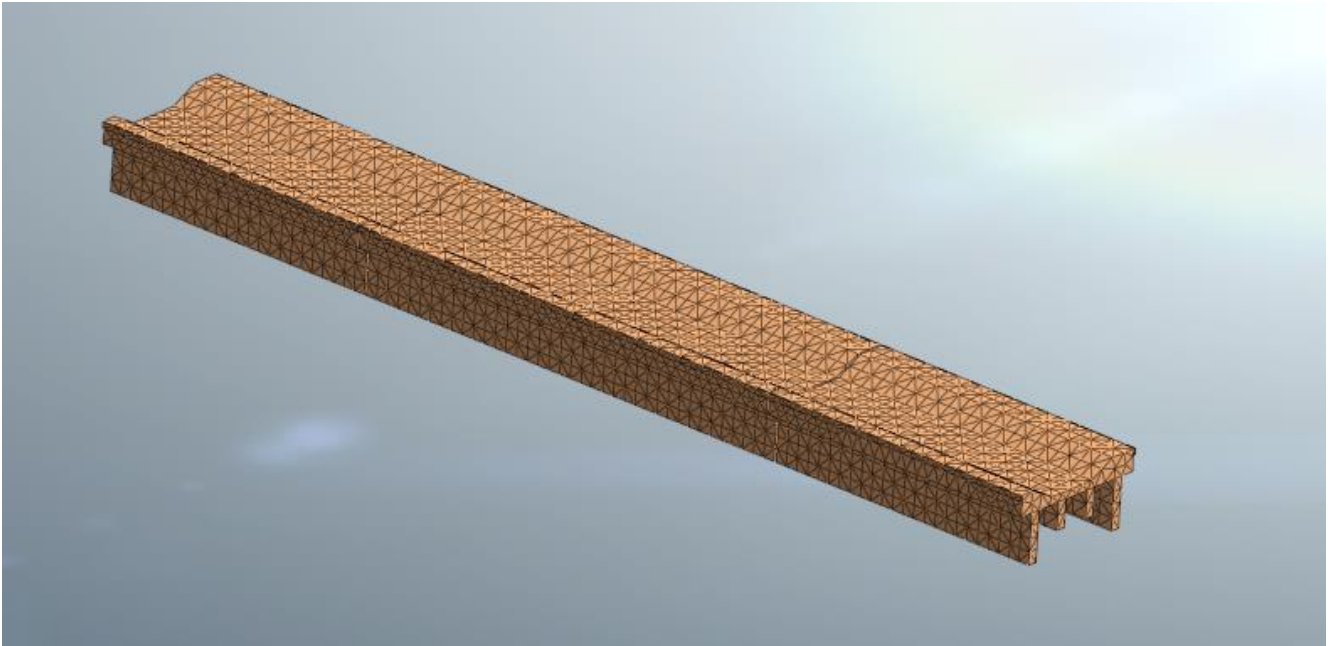


Figura 6: Impalcato

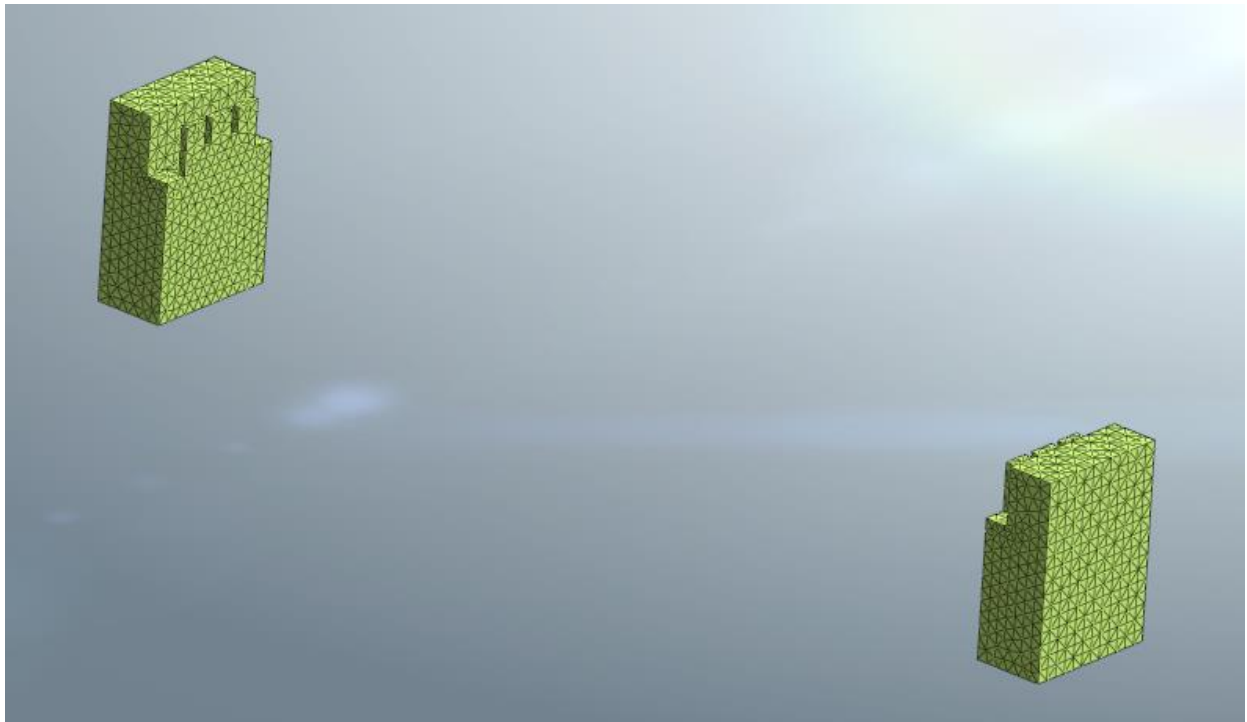


Figura 7: Spalle

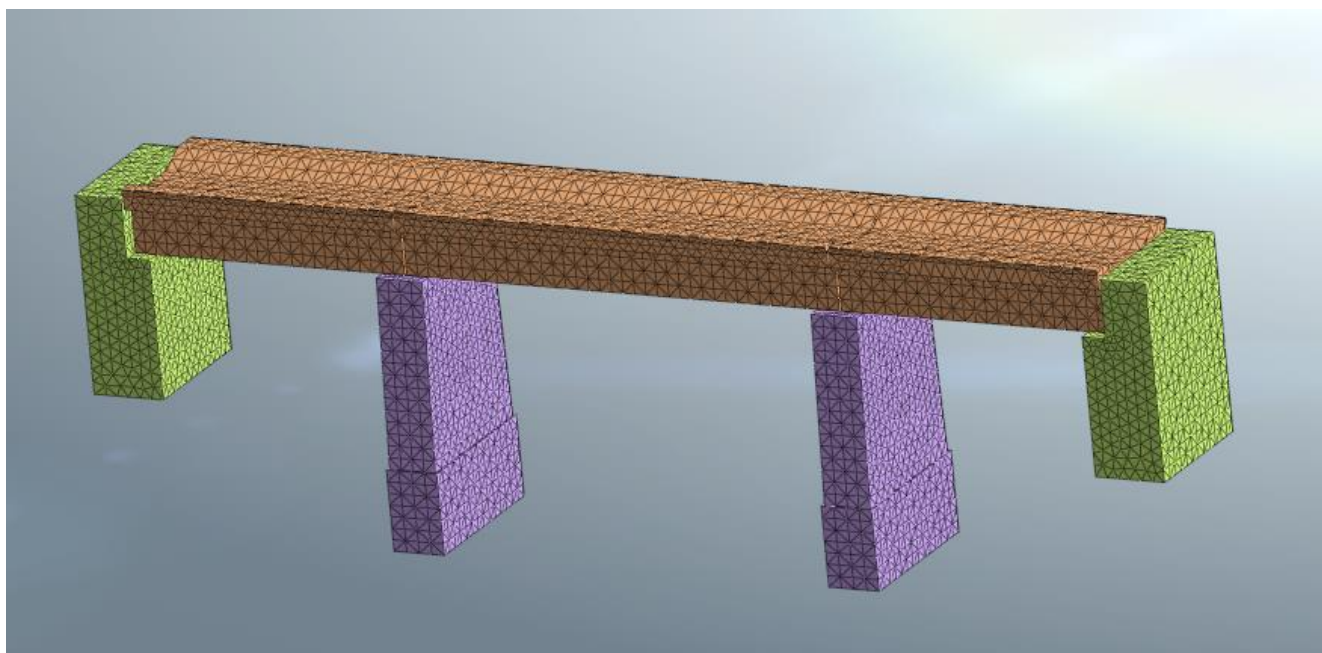


Figura 8: Modello dell'opera completo

3.1.2 Caratteristiche dei materiali

La tabella seguente riassume i principali parametri dei materiali impiegati.

Elemento	Impalcato	Pile e fondazioni	Spalle
Descr. Materiale	Cls Armato	Cls	Muratura
Modulo di Young E [MPa]	30000	10000	8300
Modulo di Poisson ν [-]	0.2	0.2	0.25
Peso Specifico [kN/m ³]	21.7	21.5	22
Tipo di Risposta	Non Lineare	Non Lineare	Non Lineare
Resistenza a trazione f_t [MPa]	0.8	0.8	0.2
Resistenza a compr. f_{cd} [MPa]	11.1	6.4	3.7

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.

4 ANALISI DEI CARICHI

Si premette che nelle seguenti valutazioni, anche in considerazione dello schema statico dell'opera, sono state considerate oltre al sisma di progetto, quali azioni variabili in esercizio, il carico del treno d'esercizio e le variazioni termiche uniformi, in quanto le altre azioni variabili (neve, vento, variazioni termiche differenziali), 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 definiti sulla base delle risultanze delle indagini e per gli elementi in c.a., incrementati del peso delle armature.

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

- Peso implacato campata centrale: $143 \text{ m}^3 * 21.7 \text{ kN/m}^3 \approx 3100 \text{ kN}$
- Pila e fondazione: $150 \text{ m}^3 * 21.5 \text{ kN/m}^3 \approx 3225 \text{ kN}$
- Spalla: $135 \text{ m}^3 * 22 \text{ kN/m}^3 \approx 2970 \text{ kN}$

4.2 Pesi permanenti non strutturali (g2)

Di seguito si esplicitano i pesi permanenti non strutturali, definiti con ipotesi cautelative:

- Sovrastruttura ferroviaria (Armamento e ballast): $0.8 \text{ m} * 20 \text{ kN/m}^3 = 16 \text{ kN/m}^2$
- Cornicione laterale e ringhiera di protezione: $5.0 \text{ kN/m} (x2)$

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:

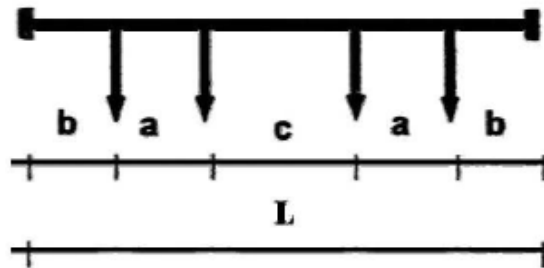


Figura 1: Schema geometrico di un carro

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.

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

Quale lunghezza caratteristica l_ϕ è stata considerata la luce netta della campata, come previsto dalla norma per travi semplicemente poggiate, differenziando per due campate laterali e per quella di centrale.

Frenatura/avviamento

Quale azione di frenatura /avviamento si è fatto riferimento alla massima forza di trazione esercitata dal locomotore C3 = pari a 292 kN. Non sono stati considerati gli effetti dell'interazione binario struttura.

Campata centrale		Campata laterale	
Manutenzione	Standard	Manutenzione	Standard
V _{progetto} [Km/h]	80.0	V _{progetto} [Km/h]	80.0
V _{progetto} [m/s]	22.2	V _{progetto} [m/s]	22.2
L _φ [m]	19.0	L _φ [m]	11.0
n0 _{min} [Hertz]	4.126	n0 _{min} [Hertz]	5.702
n0 [Hertz]	8.060	n0 [Hertz]	8.060
n0 [Hertz]	8.060	n0 [Hertz]	8.060
K	0.073	K	0.125
φ'	0.078	φ'	0.143
α	1.010	α	1.010
φ''	0.203	φ''	0.209
φ	1.281	φ	1.352

Serpeggio

È stata considerata un'azione di serpeggio agente a livello della rotaia pari a +/-100 kN, applicata puntualmente in direzione trasversale, nella posizione più sfavorevole.

Forza centrifuga

Non pertinente in quanto l'opera è in rettilineo.

4.4 Azioni termiche uniformi

Le azioni termiche sono state valutate nella seguente maniera:

Variazioni termiche sui ponti

Tipo impalcato	3c
Variazioni uniformi	
Temperatura aria esterna	
Altitudine dal suolo	144 m
Zona	IV
Tmin	-3.30 °C
Tmax	41.71 °C
Temin	4.7 °C
Temax	44.3 °C
T0	15 °C
Riepilogo variazioni termiche(°C)	azioni
DTU+	29.3
DTU-	-10.3



Si è proceduto alla valutazione dello spostamento indotto dalla dilatazione termica positiva pari a 29.3° attraverso il coefficiente di dilatazione termica a temperatura ambiente $\alpha_t=10 \cdot 10^{-6}/C^\circ$. Ipotizzando il punto fisso termico posto in mezzzeria della campata centrale, si è valutato lo spostamento imposto sulla sommità della pila.

T [C°]	α	L impalcato [mm]	Δ [mm]
30	0.00001	8500	2.55

Le sollecitazioni sulle pile sono state valutate ipotizzando la pila con inerzia fessurata, ed avente al piede un vincolo rotazionale cedevole.

A tal riguardo si è fatto riferimento alla configurazione post operam, che vede la presenza dei micropali e del nuovo plinto che riduce l'altezza della pila, rendendola più rigida.

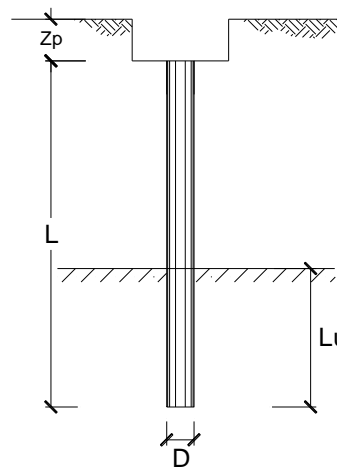
Per valutare tale rigidezza rotazionale della fondazione rinforzata, è stata considerata la palificata sottoposta a flessione nella direzione longitudinale, al fine di valutare i cedimenti dei singoli pali e poter quindi calcolare la rigidezza rotazionale come di seguito mostrato.

CALCOLO DEL CEDIMENTO DELLA PALIFICATA

OPERA:

DATI DI IMPUT:

Diametro del Palo (D):	0.60	(m)
Carico sul palo (P):	186.0	(kN)
Lunghezza del Palo (L):	10.00	(m)
Lunghezza Utile del Palo (Lu):	1.90	(m)
Modulo di Deformazione (E):	80.00	(MPa)
Numero di pali della Palificata (n):	1	(-)
Spaziatura dei pali (s)	0.8	(m)



CEDIMENTO DEL PALO SINGOLO:

$$\delta = \beta * P / E * L_{utile}$$

Coefficiente di forma

$$\beta = 0,5 + \text{Log}(L_{utile} / D): \quad 1.00 \quad (-)$$

Cedimento del palo

$$\delta = \beta * P / E * L_{utile} = 1.22 \text{ (mm)}$$

CEDIMENTO DELLA PALIFICATA:

$$\delta_p = R_s * \delta = n * R_g * \delta$$

Coefficiente di Gruppo

$$R_g = 0,5 / R + 0,13 / R^2 \quad (\text{Viggiani, 1999})$$

$$R = (n * s / L)^{0,5} \quad R = 0.283$$

Cedimento della palificata

$$\delta_p = n * R_g * \delta = 1 * 3.39 * 1.22 = 4.15 \text{ (mm)}$$

Cedimento	semilarghezza	rotazione	M	Rigidezza teorica	Rigidezza x 5
m	m	rad	kNm	kNm/rad	kNm/rad
0.00415	1.8	0.002308	10000	4.3E+06	2.2E+07

Le analisi dello stato di sollecitazione sono state svolte, operando a favore di sicurezza, considerando un valore di rigidezza rotazionale della fondazione, cosiddetto di Upper Bound [UB], pari a 5 volte quello teorico appena calcolato.

Risulta una azione in testa alla pila pari a:

F_{TERMICA} [kN]
850

4.5 Azioni Sismiche (E)

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

- Coordinate geografiche: 37.074722 Nord; 14.38333 Est
- Vita Nominale: $V_n=50$ anni (opera su infrastruttura progettata prima delle NTC08)
- Classe d'uso: II ($C_u=1$)
- Vita di riferimento: $V_r= V_n \times C_u= 50$ anni
- Categoria di sottosuolo: B
- Categoria topografica T1

Dati						
V_N	50.00	anni	Vita nominale			
CLASSE	2		Classe d'uso			
C_U	1	anni	Coefficiente d'uso			
V_R	50.0	anni	Vita di riferimento			
P_{VR}	10%		Prob. di sup. nel periodo di riferimento			
T_R	475	anni	Periodo di ritorno			
f	0.0021	1/anno	Frequenza di annuale di superamento			
Punto	ID	LONG	LAT	a_g	F_0	T_C^*
1	49853	14.36473	37.08144	0.131	2.359	0.426
2	49854	14.42713	37.08092	0.154	2.387	0.373
3	50075	14.36409	37.03145	0.126	2.367	0.426
4	50076	14.42646	37.03092	0.148	2.336	0.418
		LONG	LAT	a_g	F_0	T_C^*
P		14.383333	37.074722	0.137	2.363	0.413

Terr. Tipo	b			
Cat. Topog.	1			
ξ	5%			
η	1			
a_{g0}	0.137 g			
F_0	2.363			
T_C^*	0.413 s			
γ_I	1			
a_g	0.137 g			
q	1			
β	0.2			
			Ss	St
			1.200	1.000
Cc	S	TB	TC	TD
1.313	1.200	0.181	0.543	2.149

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

$PGA_{orizzontale} = 0.389$ g

$PGA_{verticale} = 0.162$ g

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

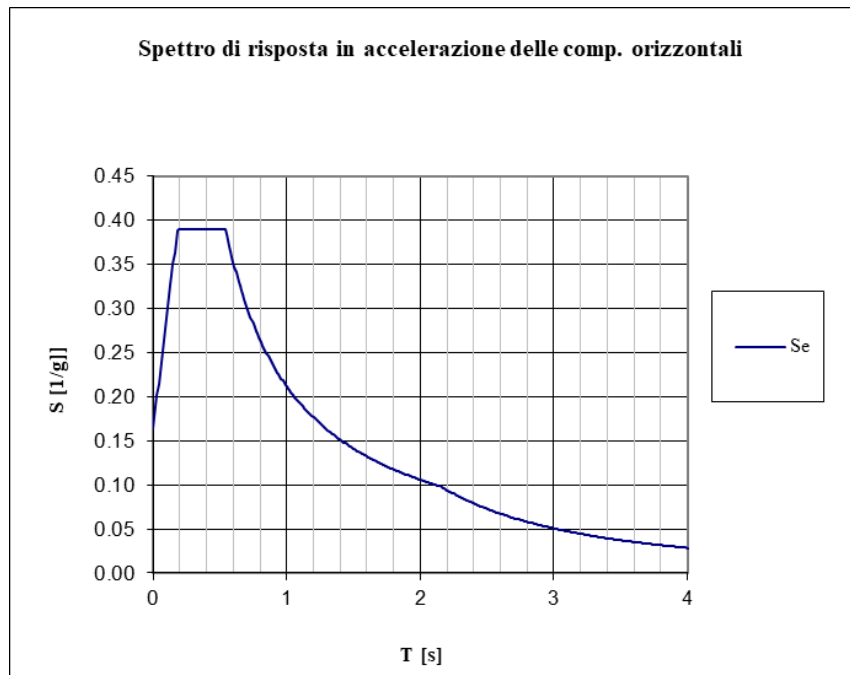


Figura 9: Spettro accelerazioni orizzontali

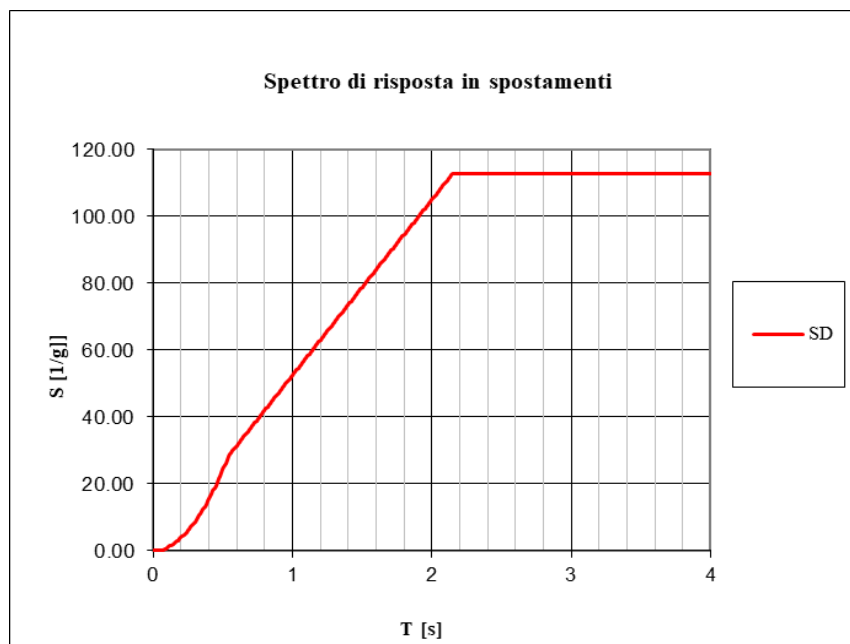


Figura 10: Spettro spostamenti orizzontali

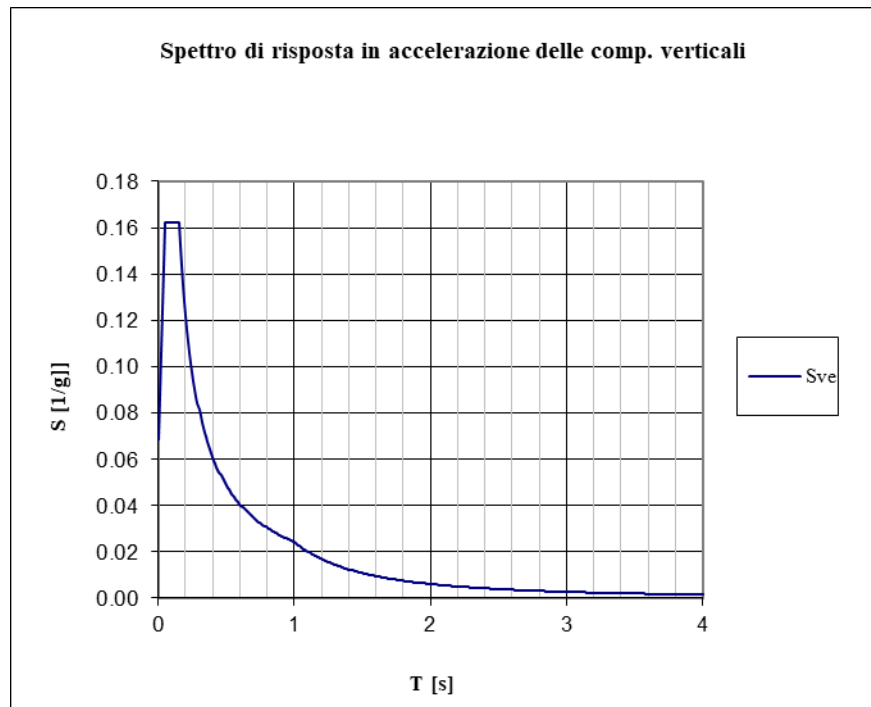


Figura 11: Spettro accelerazioni verticali

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.

Sono state simulate due condizioni di carico:

- 1) Carico che coinvolge una sola campata;
- 2) Carico che coinvolge due campate consecutive.

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

5.1 Risultati dell'analisi

Il grafico seguente riporta l'andamento dell'abbassamento della mezzeria della campata all'aumentare del carico applicato:

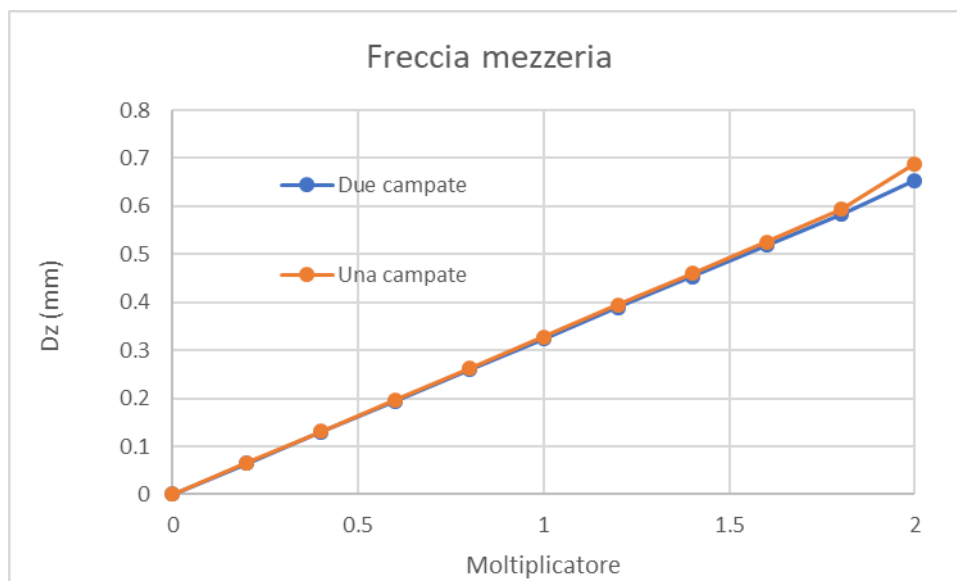


Figura 12: Abbassamenti in mezzeria.

Il grafico evidenzia una perdita di rigidità rispetto alla risposta lineare iniziale a partire da un coefficiente moltiplicativo del carico pari a 1,4 – 1.6. Tuttavia, nel range di carichi indagato, si registra una freccia in valore assoluto decisamente contenuta, indice di un fisiologico fenomeno fessurativo, che non pregiudica la capacità resistente dell'opera.

Le pagine successive riportano, le immagini relative allo stato deformativo dell'opera 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.

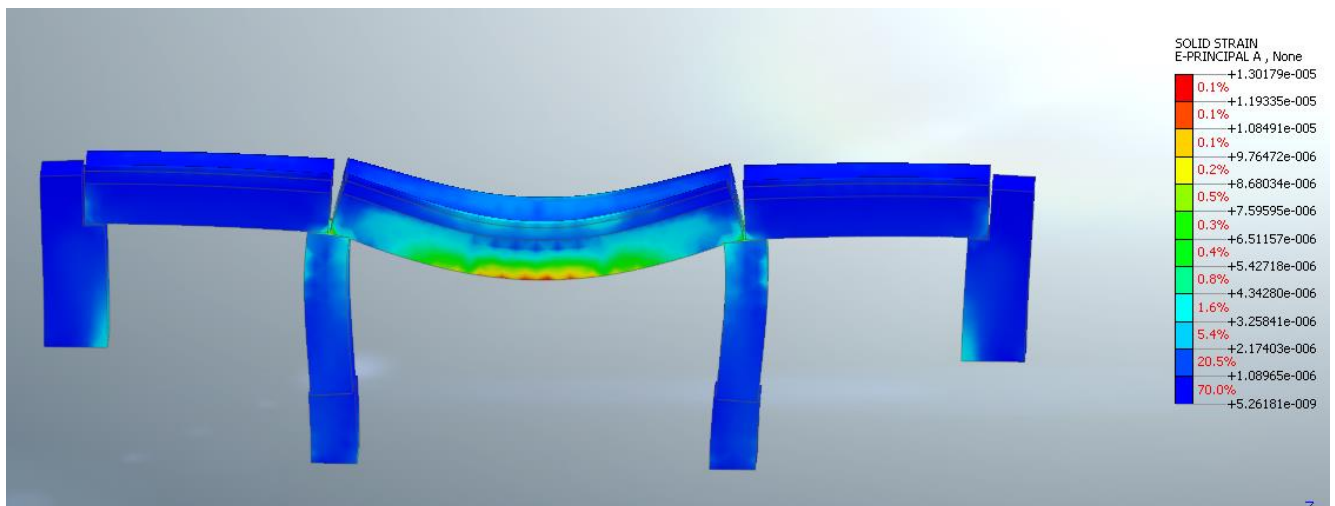


Figura 13: deformazioni massime di trazione (moltiplicatore del carico pari a 1)

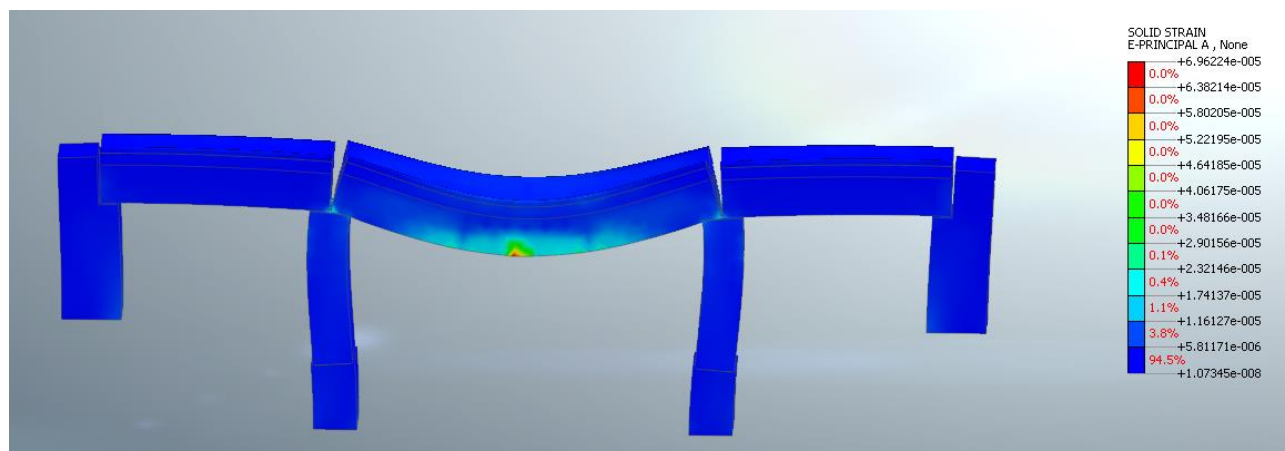


Figura 14: deformazioni massime di trazione (moltiplicatore del carico pari a 2)

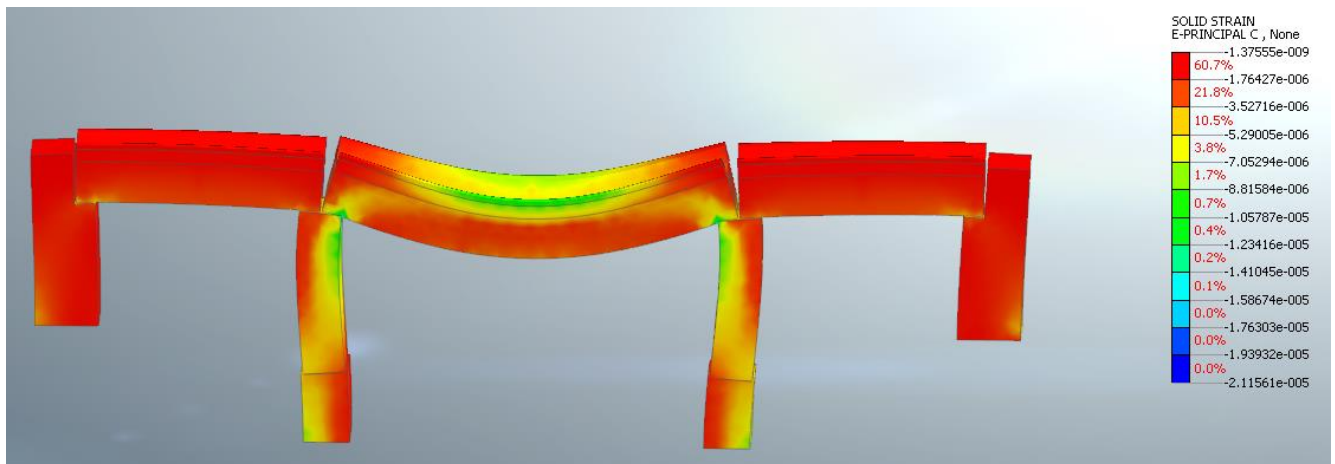


Figura 15: deformazioni massime di compressione (moltiplicatore del carico pari a 1)

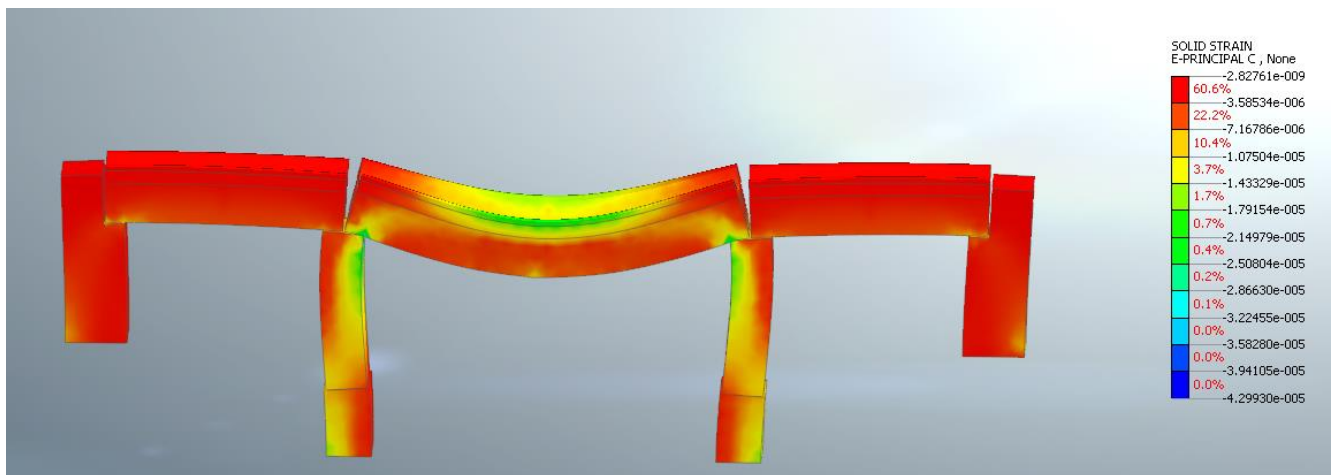


Figura 16: deformazioni massime di compressione (moltiplicatore del carico pari a 2)

I livelli deformativi rientrano all'interno di valori accettabili, sia per quanto riguarda le compressioni, sia per quanto riguarda le trazioni.

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.

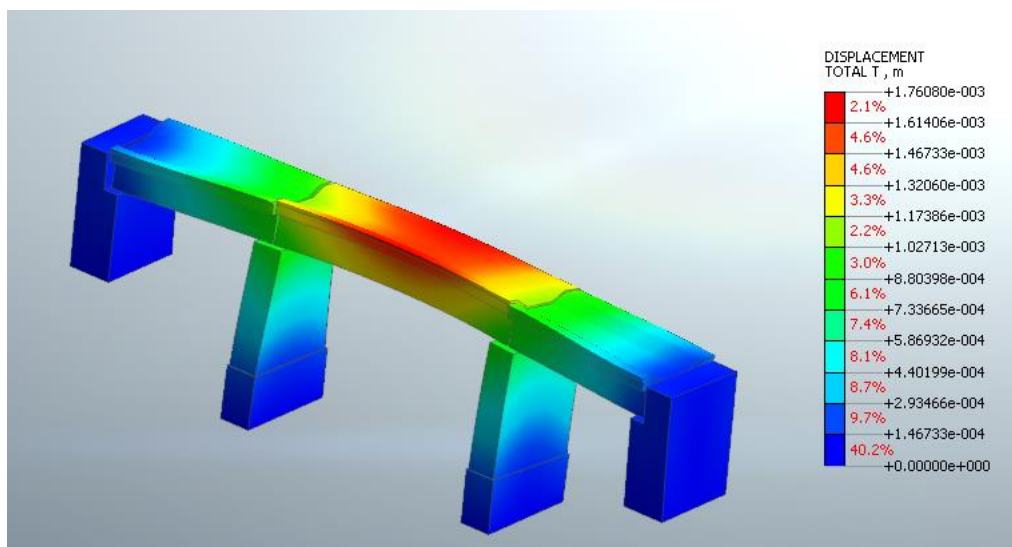


Figura 17: 1° Modo di vibrare – modo fondamentale in direzione trasversale

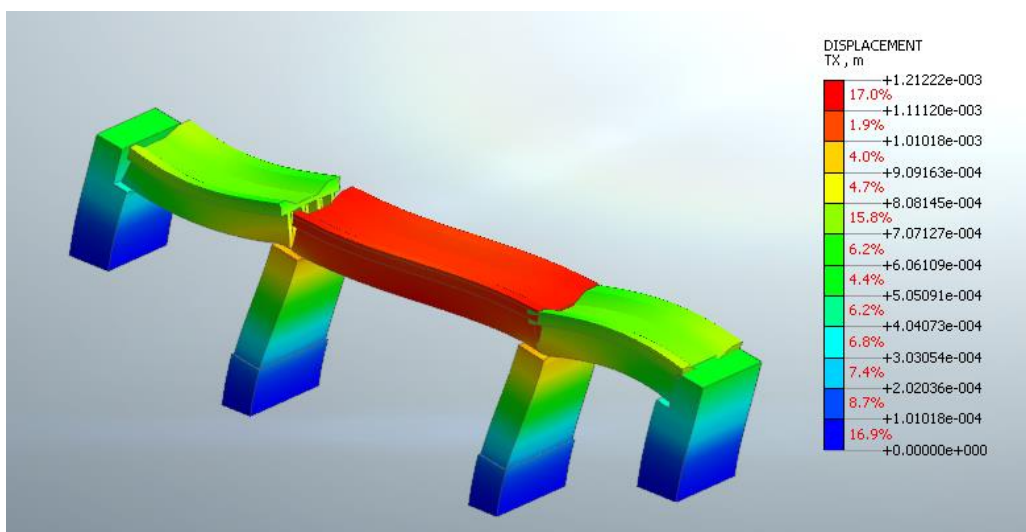


Figura 18: 2° Modo di vibrare - modo in direzione longitudinale

No.	Period (s)	Massa X	Massa Y	Massa Z
1	0.19	0.00%	42.00%	0.01%
2	0.18	63.36%	0.00%	0.00%
3	0.14	0.00%	0.03%	11.52%
4	0.12	0.00%	0.00%	0.00%
5	0.09	0.00%	2.27%	0.00%
6	0.08	0.00%	12.43%	0.00%
7	0.08	0.00%	0.00%	0.96%
8	0.07	7.39%	0.00%	0.01%
9	0.07	0.02%	0.00%	0.00%
10	0.07	0.00%	0.00%	19.88%
11	0.06	2.25%	0.00%	0.00%
12	0.06	0.00%	1.34%	0.01%
13	0.05	1.36%	0.00%	0.00%
14	0.05	0.00%	0.03%	4.87%
15	0.05	0.00%	0.01%	0.00%
16	0.05	0.00%	4.09%	0.17%
17	0.05	0.00%	0.99%	0.03%
18	0.04	5.01%	0.00%	0.00%
19	0.04	0.00%	9.62%	0.00%
20	0.04	0.00%	0.24%	1.30%

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.

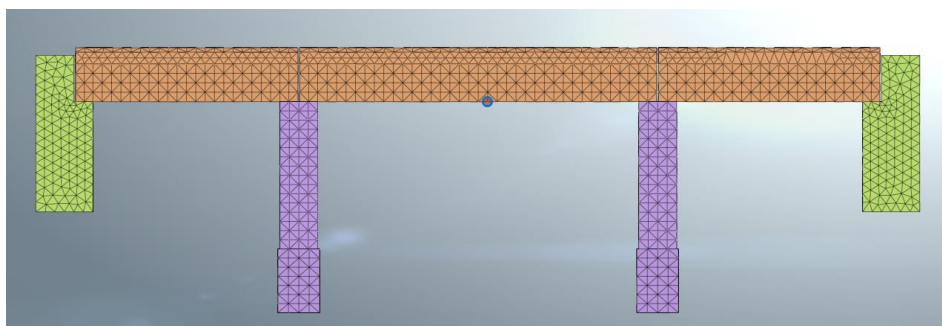
Sono stati presi in considerazione 4 profili di forze orizzontali, due per ciascuna direzione principale di applicazione del sisma (longitudinale X, e trasversale Y):

- 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, in tale caso in mezzeria della campata centrale.



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.

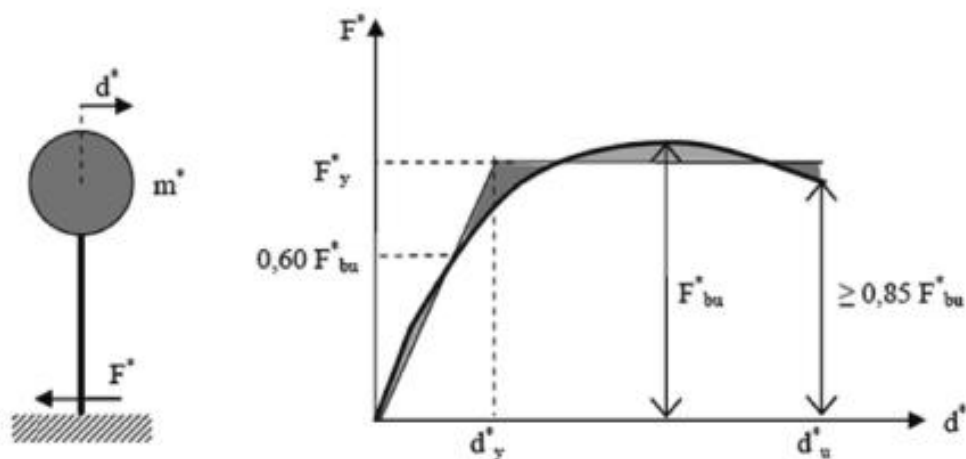


Figura C7.3.1 – Sistema e diagramma bilineare equivalente

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.

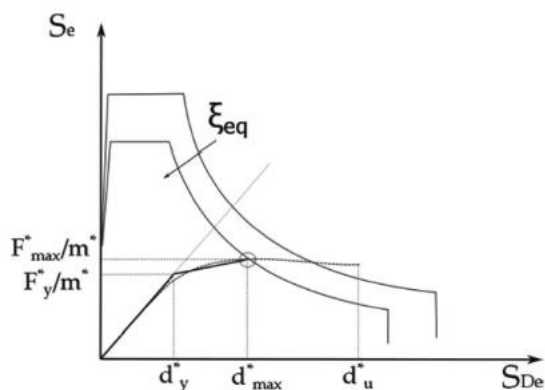


Figura C7.3.4– Individuazione del Punto di prestazione

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.

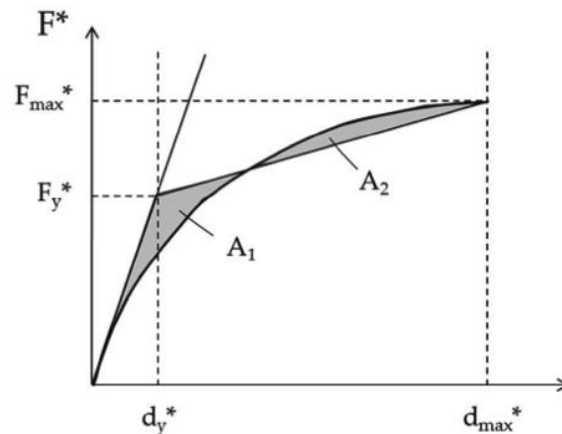


Figura C7.3.3- Bilinearizzazione equivalente

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	50	0.031	2715
Spinta: (LOAD=0.5)		spost. (m)	Forza (KN)

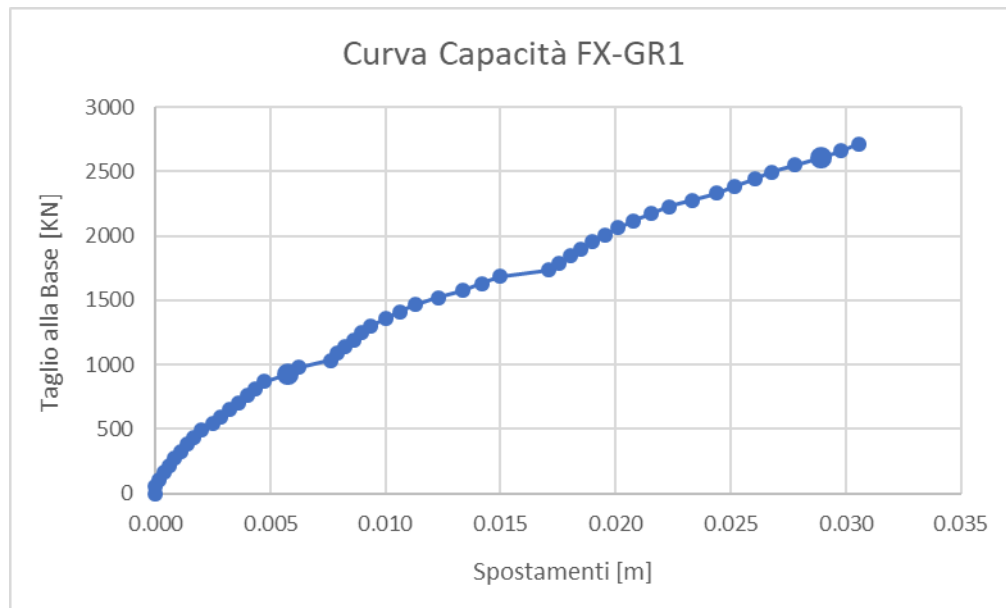


Figura 19: Curva di capacità

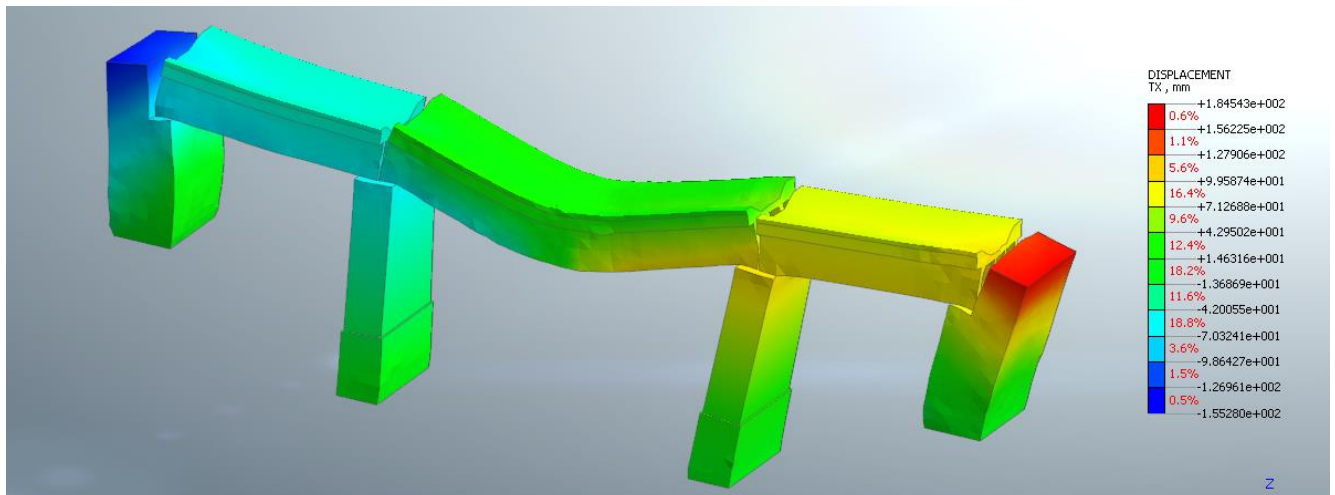


Figura 20: Mappa cromatica spostamento in direzione X allo step di collasso

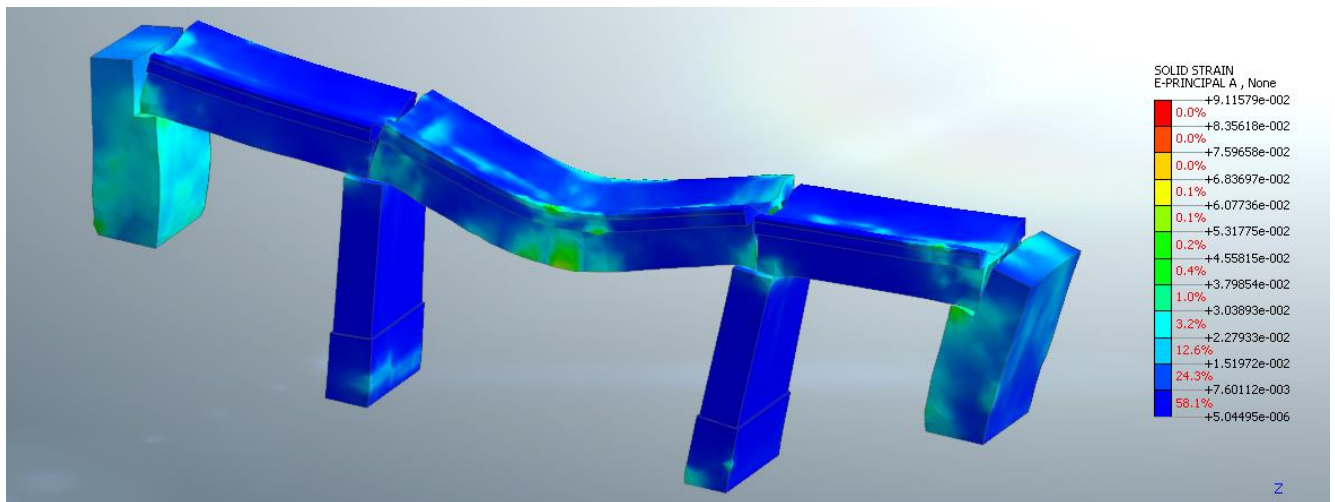


Figura 21: Deformazione E1 (principale di trazione) allo step di collasso

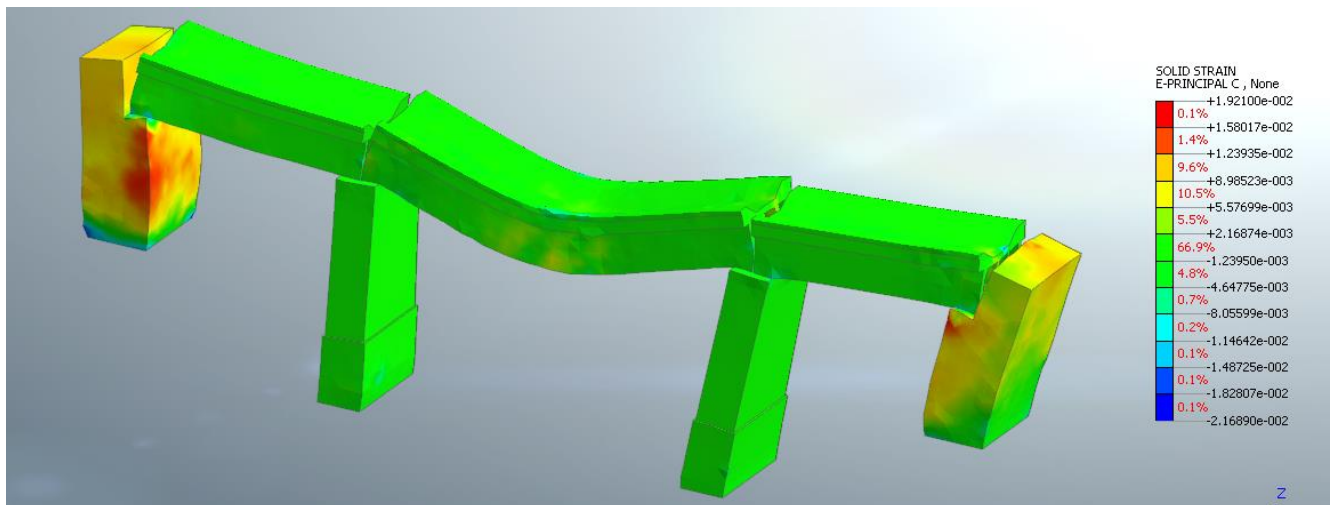


Figura 22: Deformazione E3 (principale di compressione) allo step di collasso

Massa partecipante $m^*=1275$ ton

Fattore di Partecipazione $\Gamma^*= 1.38$

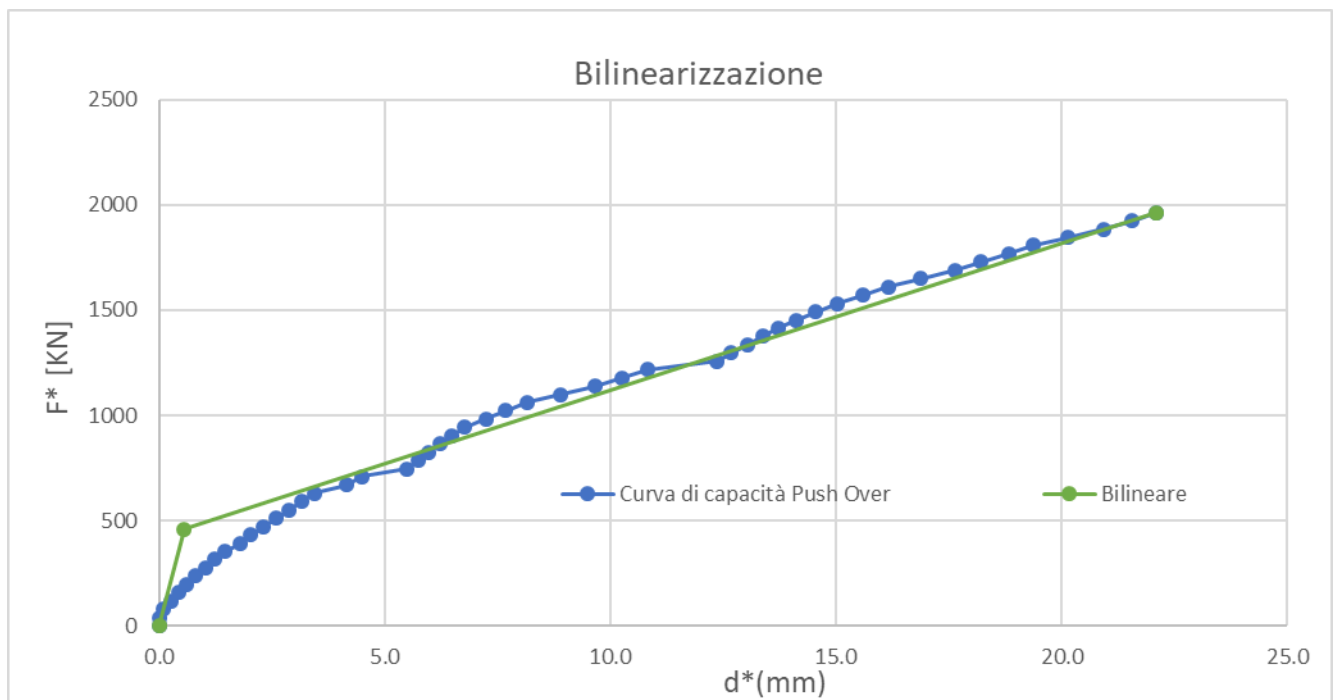


Figura 23: Bilinearizzazione curva di capacità 1GDL.

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

$$\xi_{eq} = 9.4\%$$

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

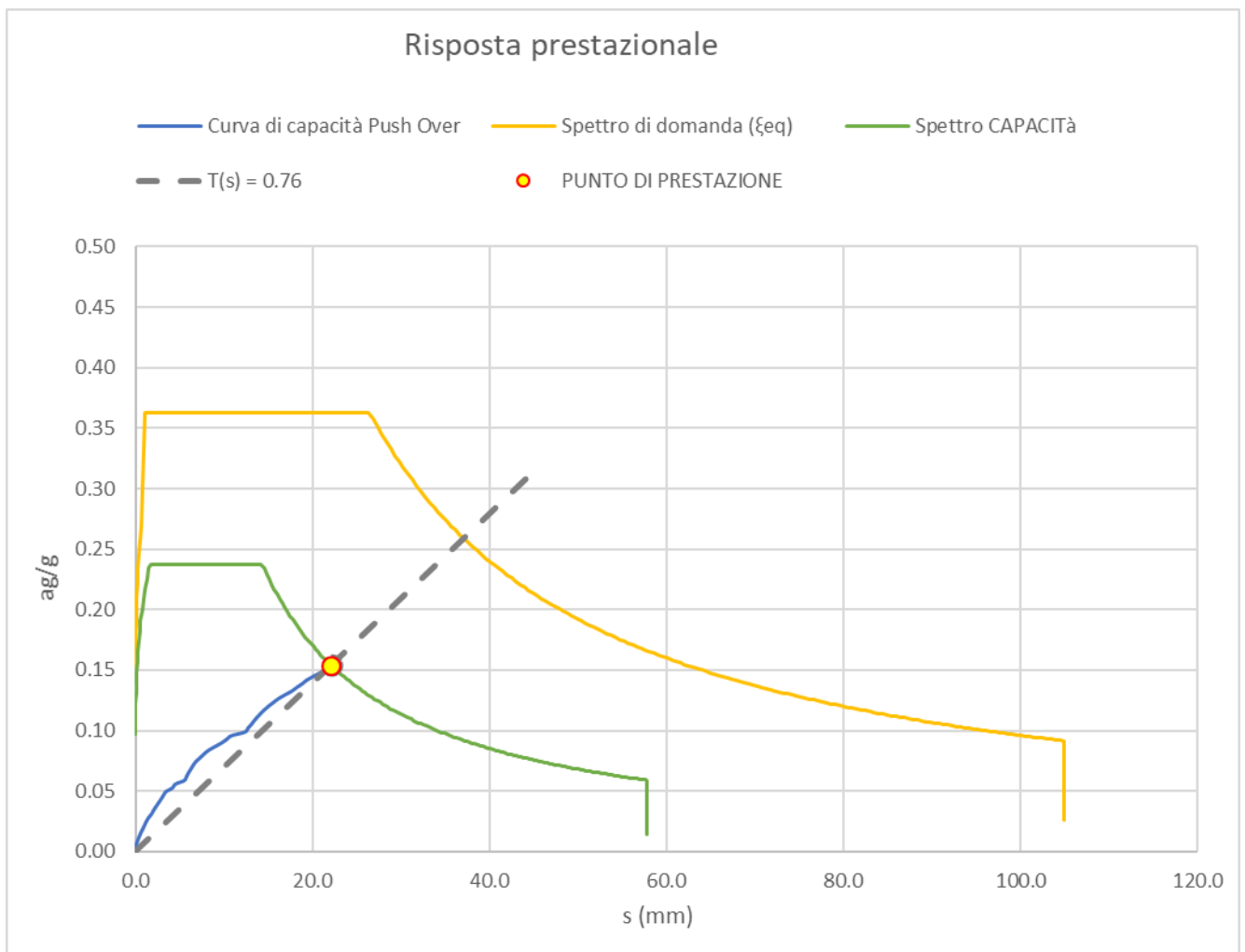


Figura 24: Verifica Domanda vs Capacità sul piano spettrale pseudo accelerazioni – pseudo spostamenti

Risultato della verifica sismica:

ζ_E	0.7	rapp. PGA
ρ	0.57	rapp. TR

7.2 Sisma X - Gruppo 2

Individuazione dello step di collasso della struttura

STOP STEP	37	0.079	6546
Spinta: INCR=24 (LOAD=0.35)		spost. (m)	Forza (KN)

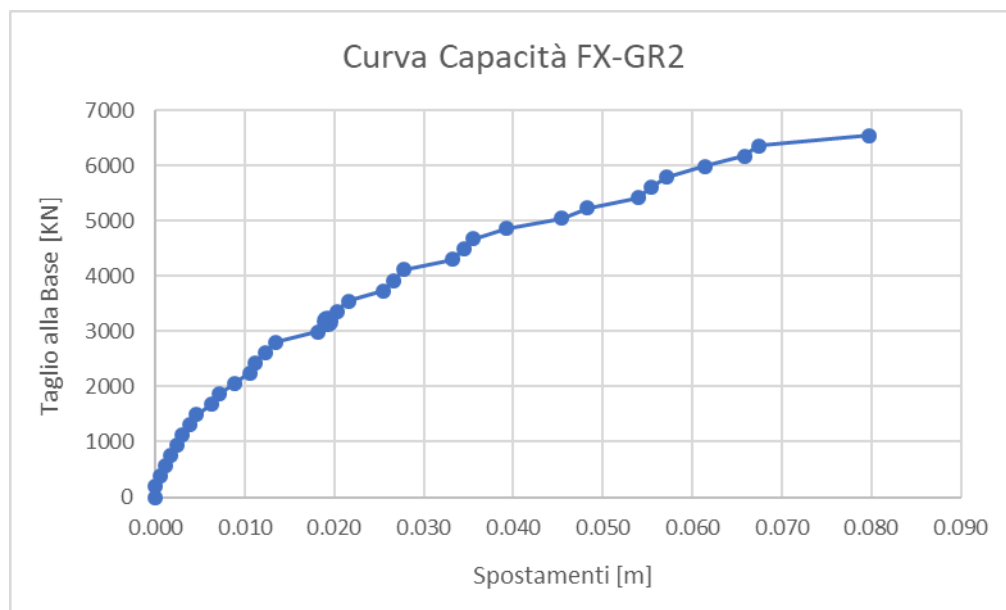


Figura 25: Curva di capacità

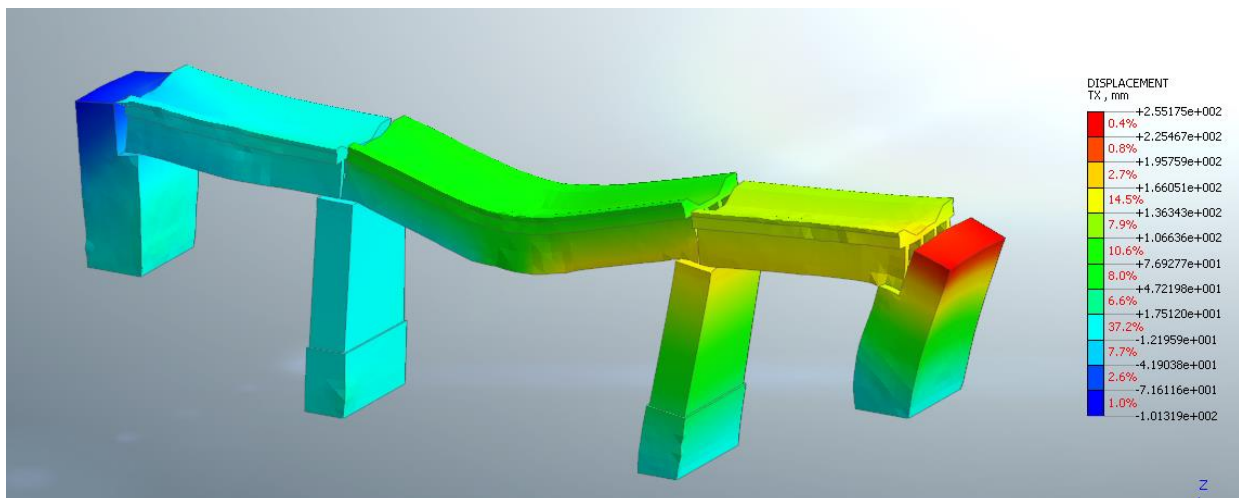


Figura 26: Mappa cromatica spostamento DX step di collasso

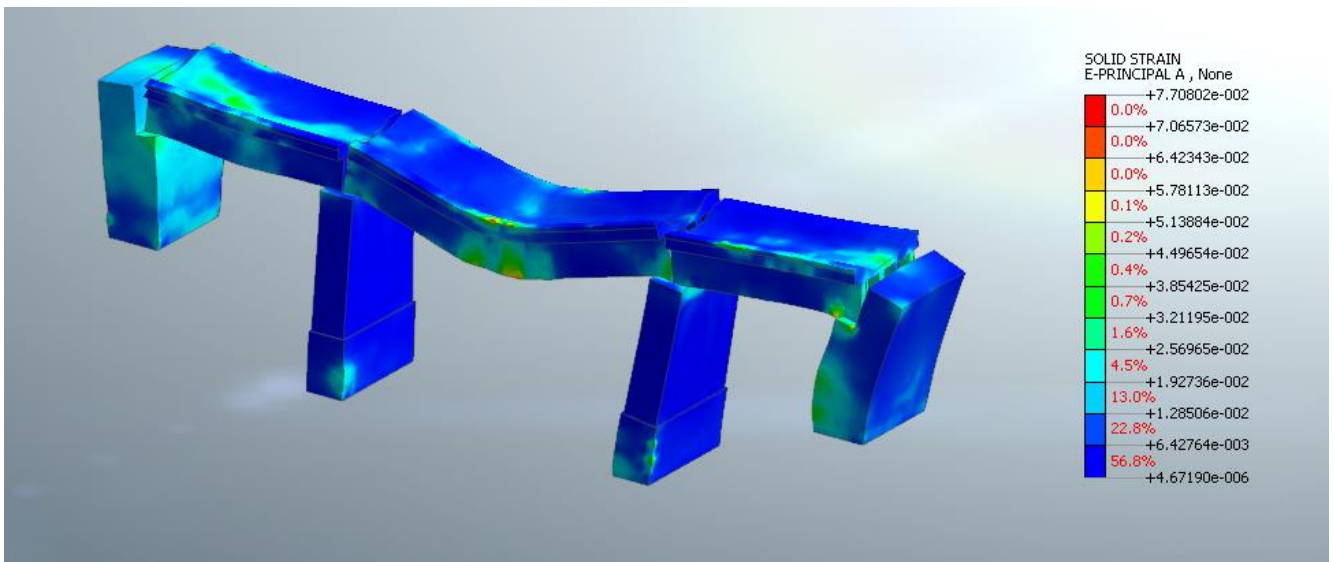


Figura 27: Deformazione E1 (principale di trazione) allo step collasso

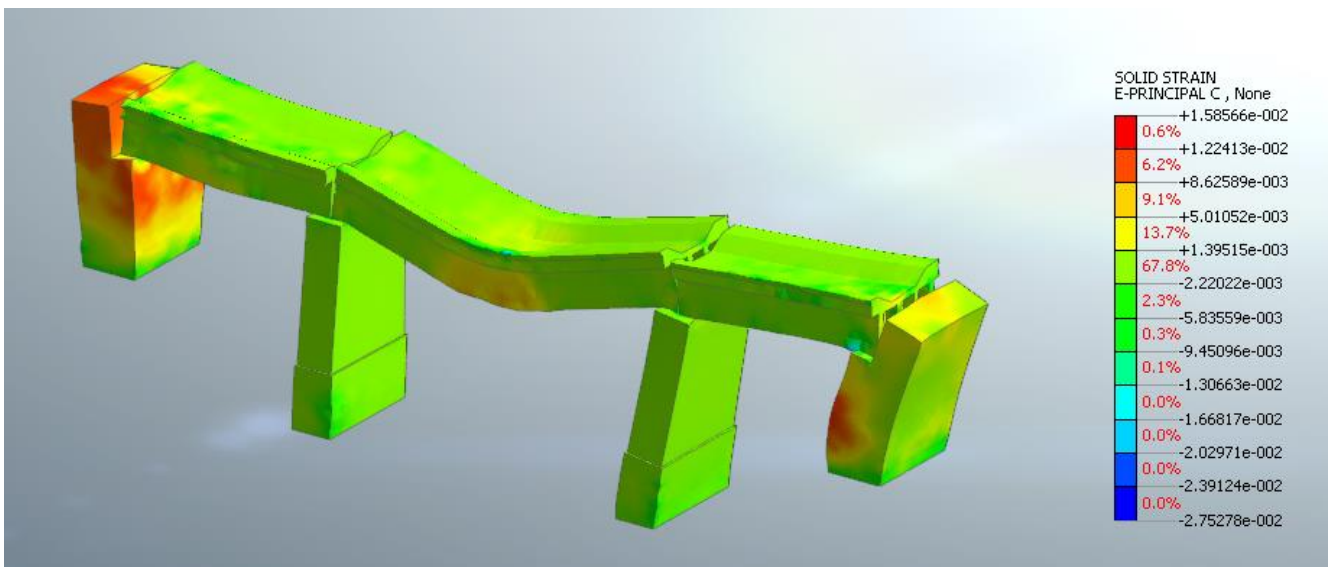


Figura 28: Deformazione E3 (principale di compressione) allo step di collasso

Massa partecipante: $m^* = 2012$ ton

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

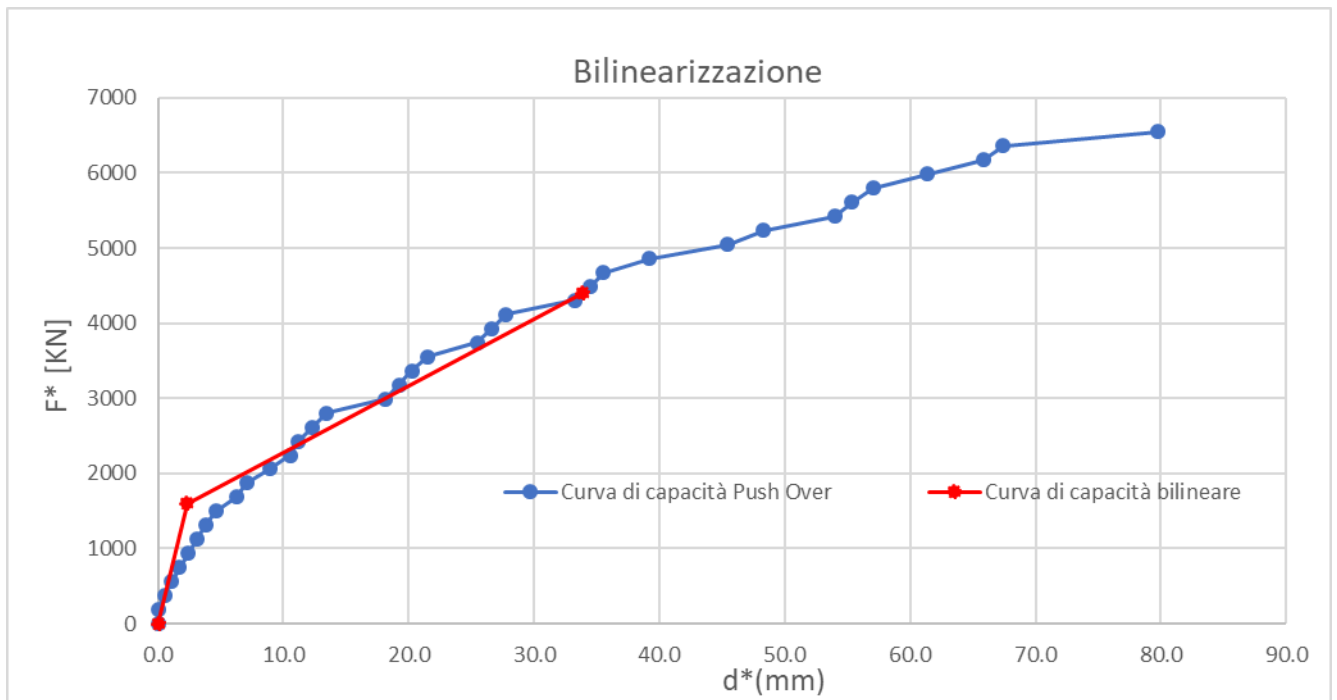


Figura 29: Bilinearizzazione curva di capacità 1GL.

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:

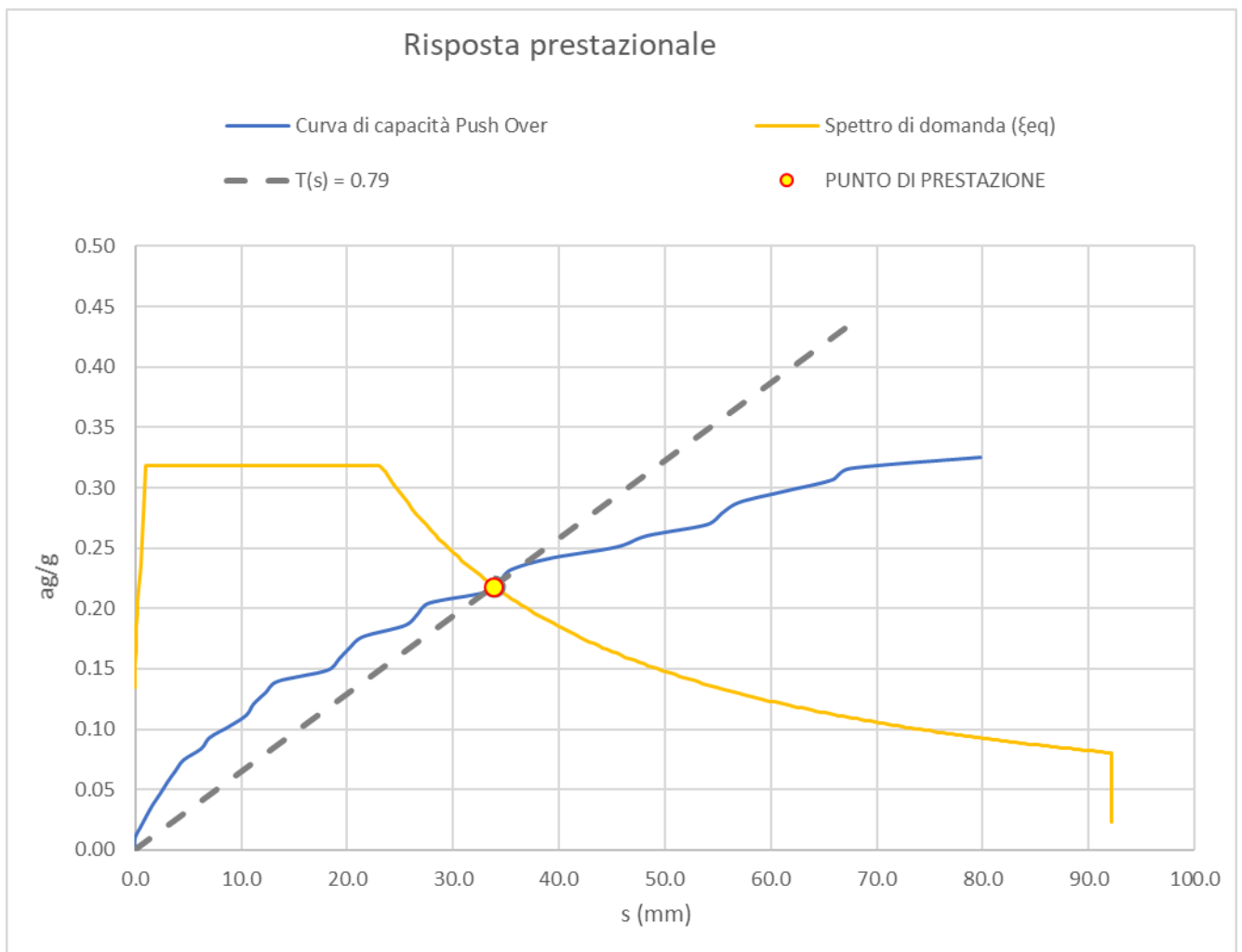


Figura 30: Verifica Domanda vs Capacità sul piano spettrale pseudo-accelerazioni – pseudo spostamenti.

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	13	0.013	2762
Spinta: INCR=13 (LOAD=0.61)		spost. (m)	Forza (KN)

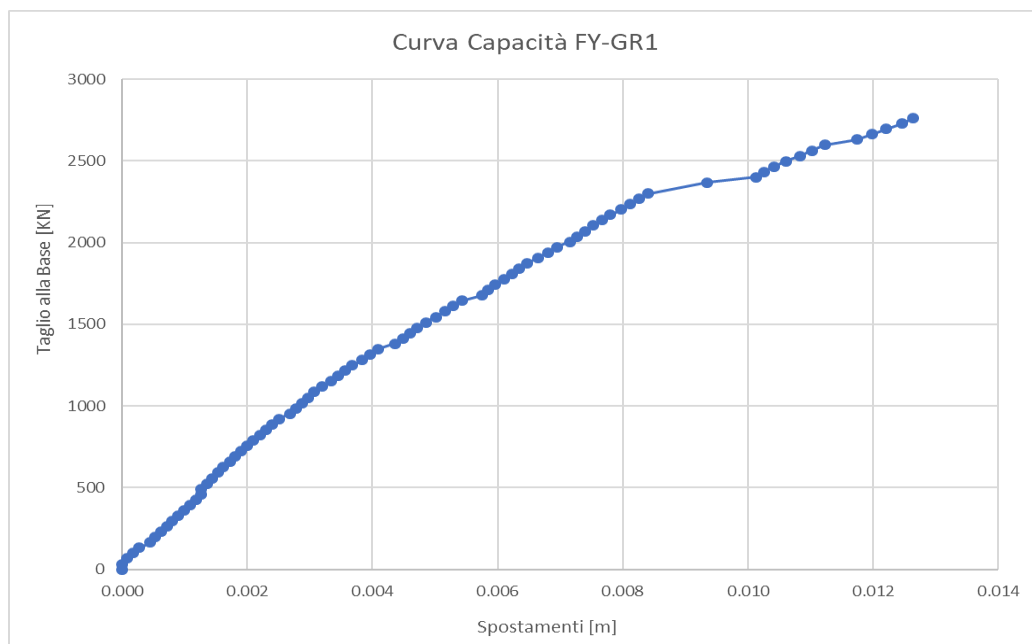


Figura 31: Curva di capacità

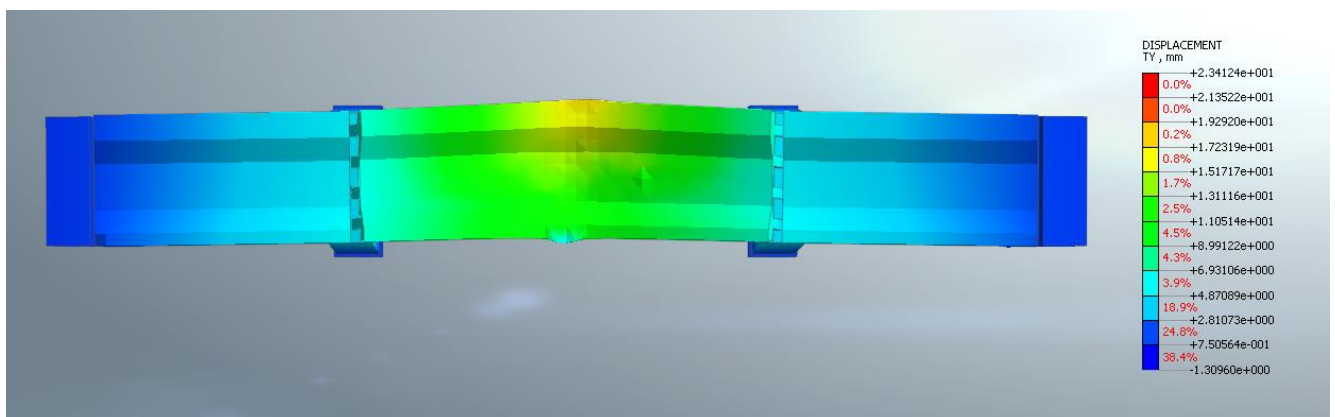


Figura 32: Mappa cromatica spostamento DY step di collasso

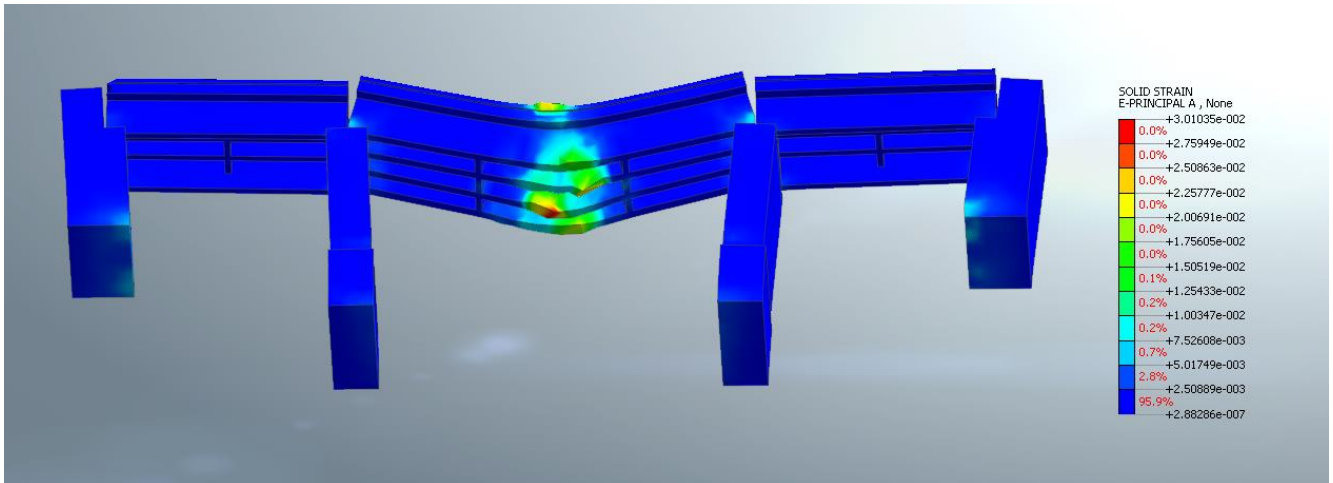


Figura 33: Deformazione E1 (principale di Trazione) allo step di collasso

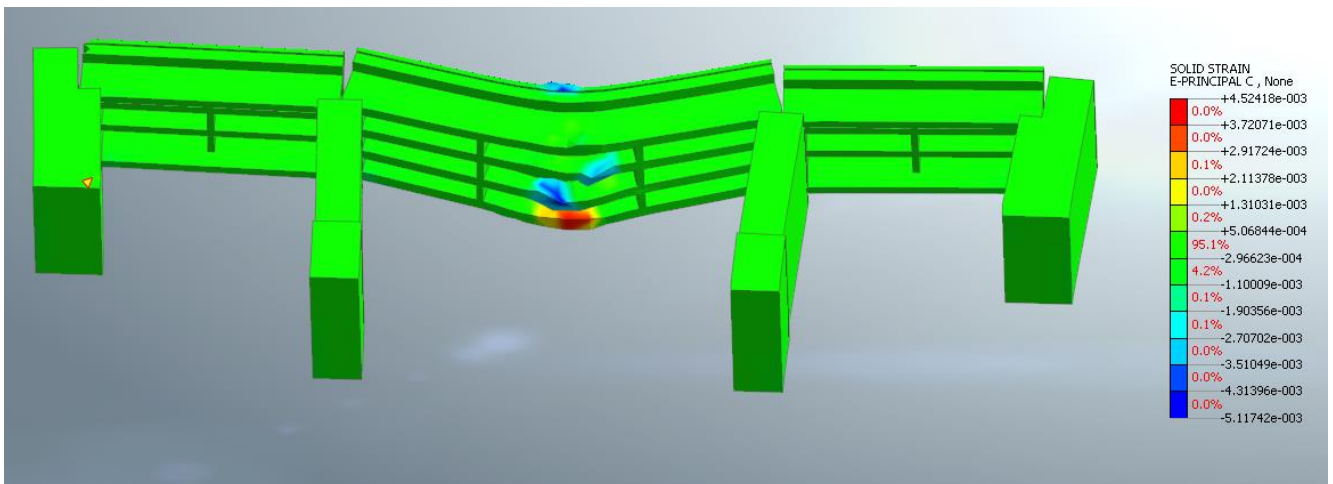


Figura 34: Deformazione E3 (principale di compressione) allo step di collasso

Massa partecipante: $m^* = 845$ ton

Fattore di Partecipazione: $\Gamma^* = 1.37$

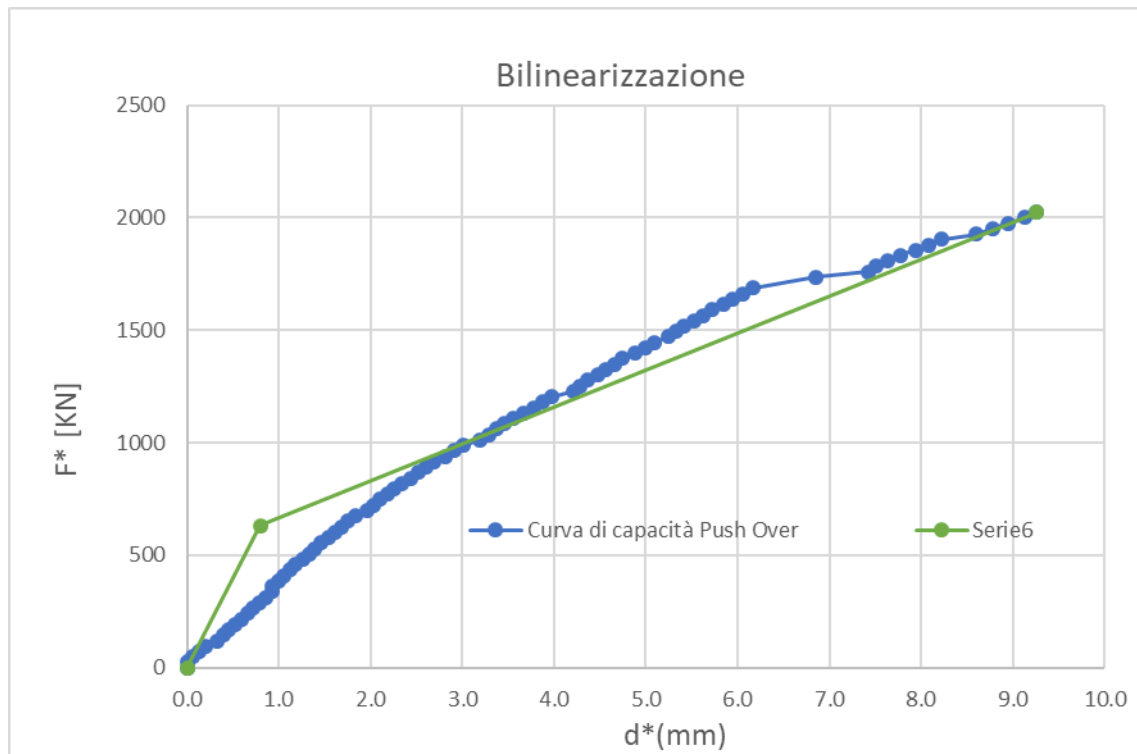


Figura 35: Bilinearizzazione curva di capacità 1GL.

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:

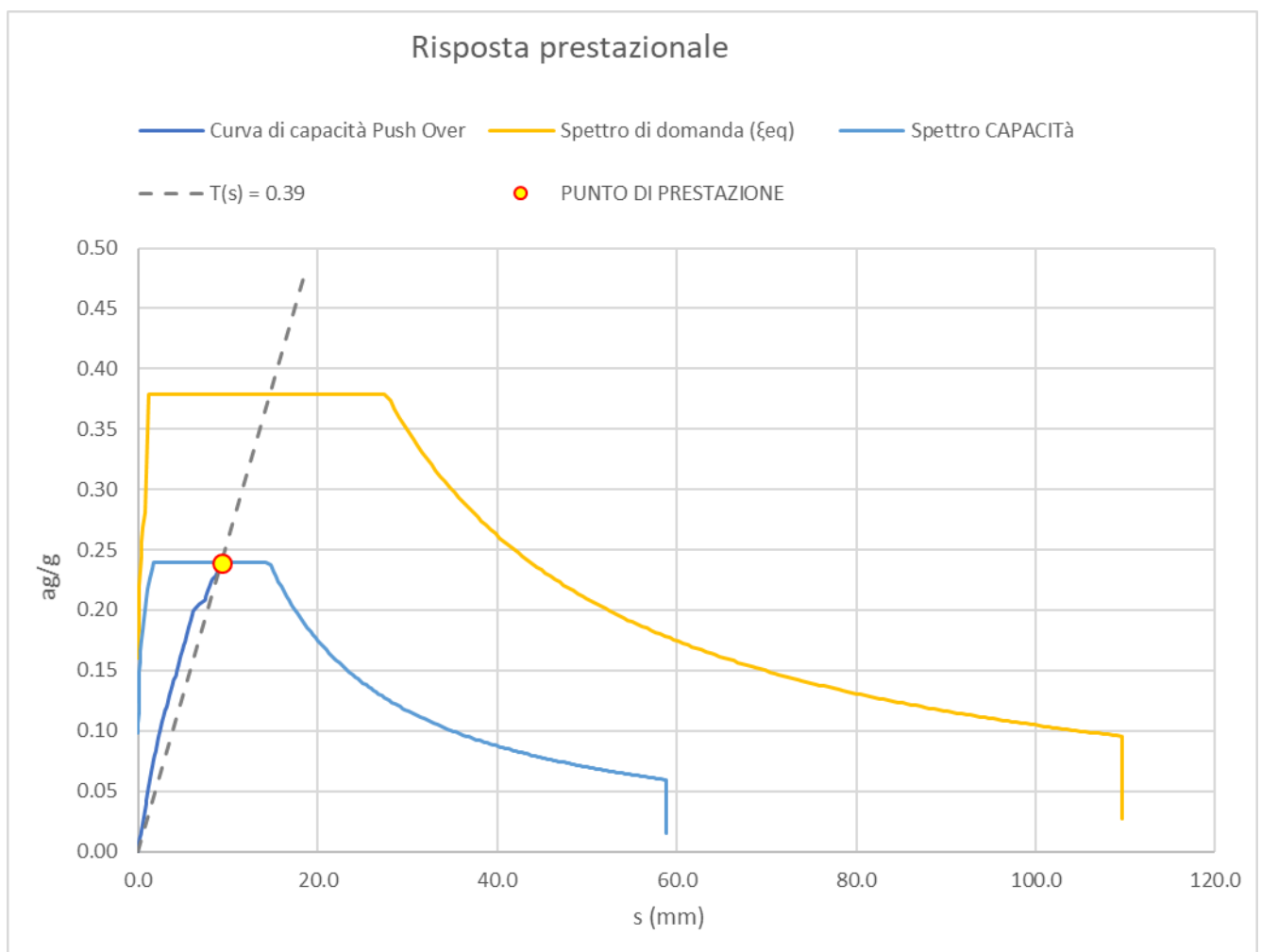


Figura 36: Verifica Domanda vs Capacità sul piano spettrale pseudo-accelerazioni – pseudo spostamenti.

Risultato della verifica sismica:

ζ_E	0.72	rapp. PGA
ρ	0.57	rapp. TR

7.4 Sisma Y - Gruppo 2

Individuazione dello step di collasso della struttura:

STOP STEP	50	0.020	8914
Spinta: INCR=50 (LOAD=0.49)		spost. (m)	Forza (KN)

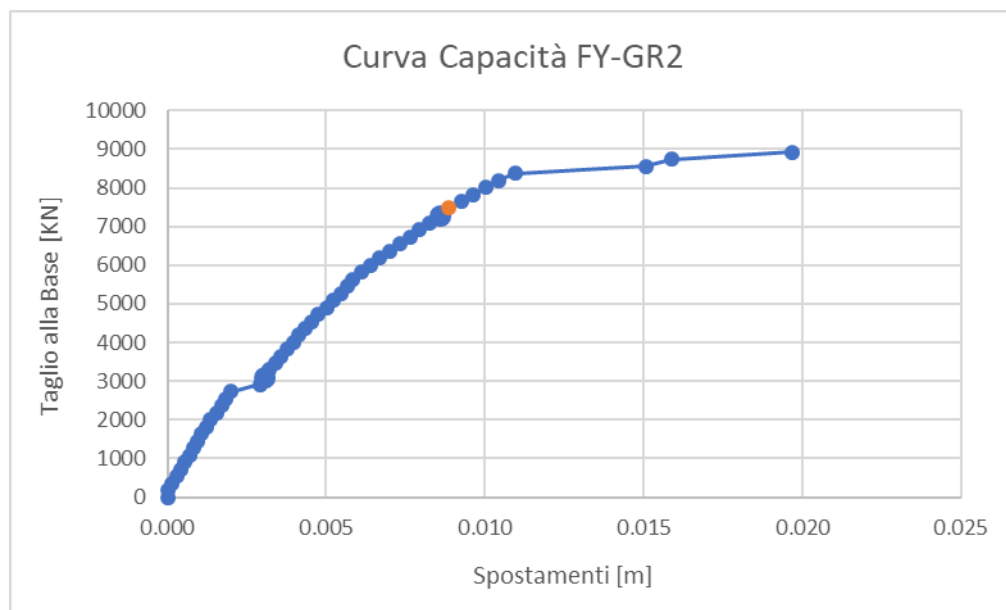


Figura 37: Curva di capacità

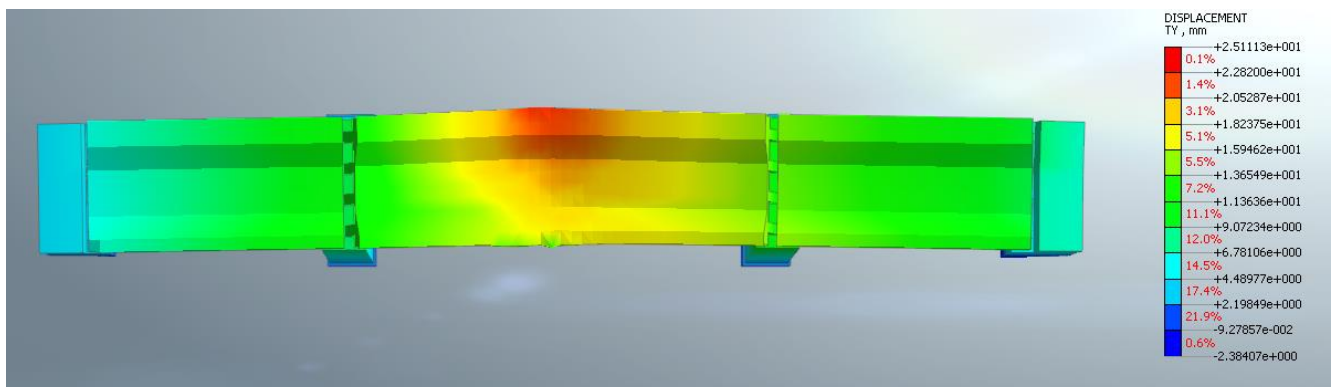


Figura 38: Deformata allo step di collasso

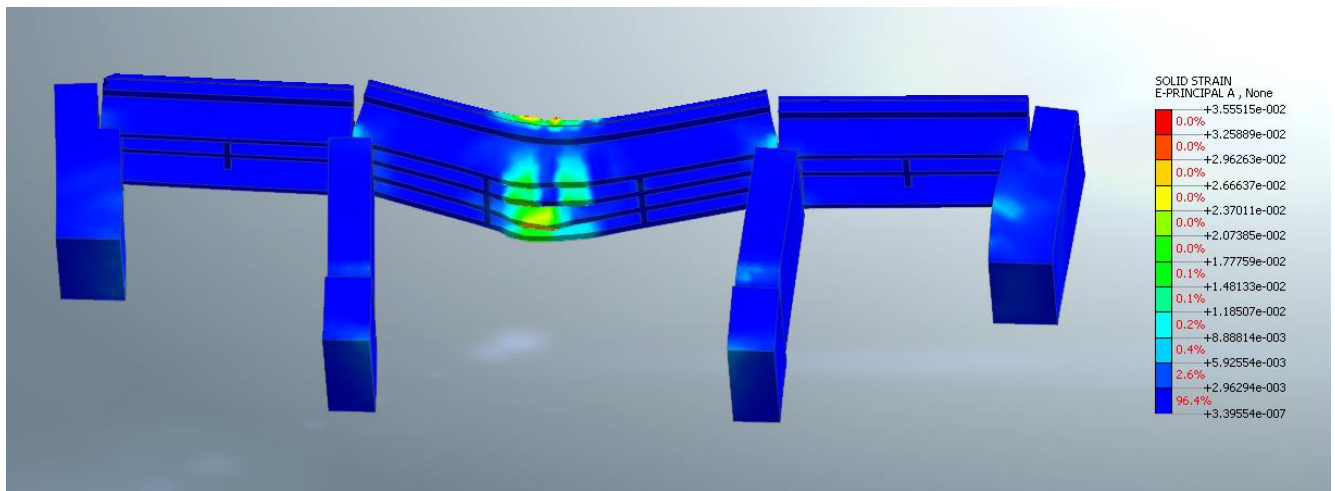


Figura 39: Deformazione E1 (principale di Trazione) allo step di collasso

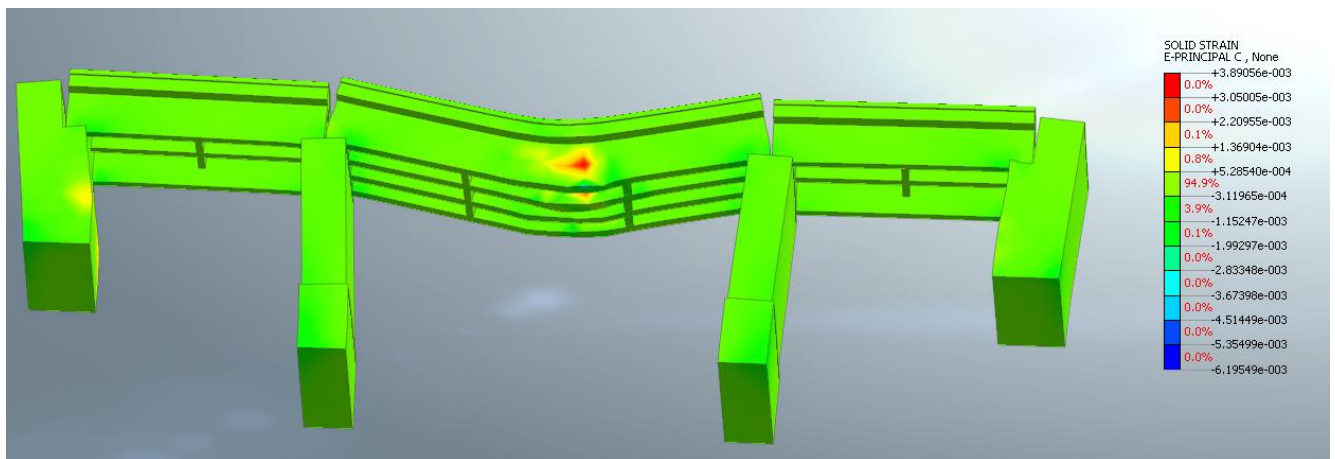


Figura 40: Deformazione E3 (principale di compressione) allo step di collasso

Massa partecipante: $m^* = 2012$ ton

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

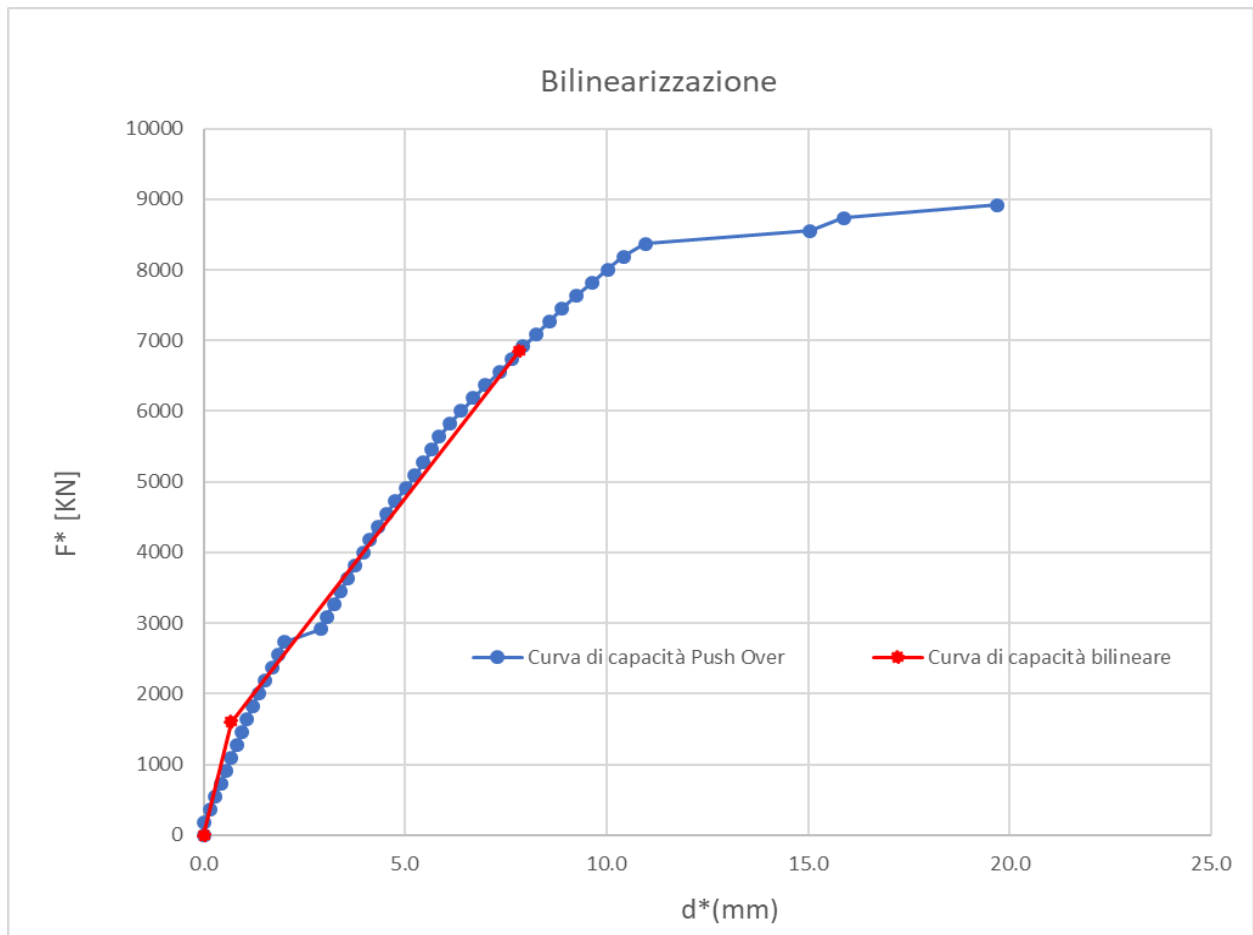


Figura 41: Bilinearizzazione curva di capacità 1GL.

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:

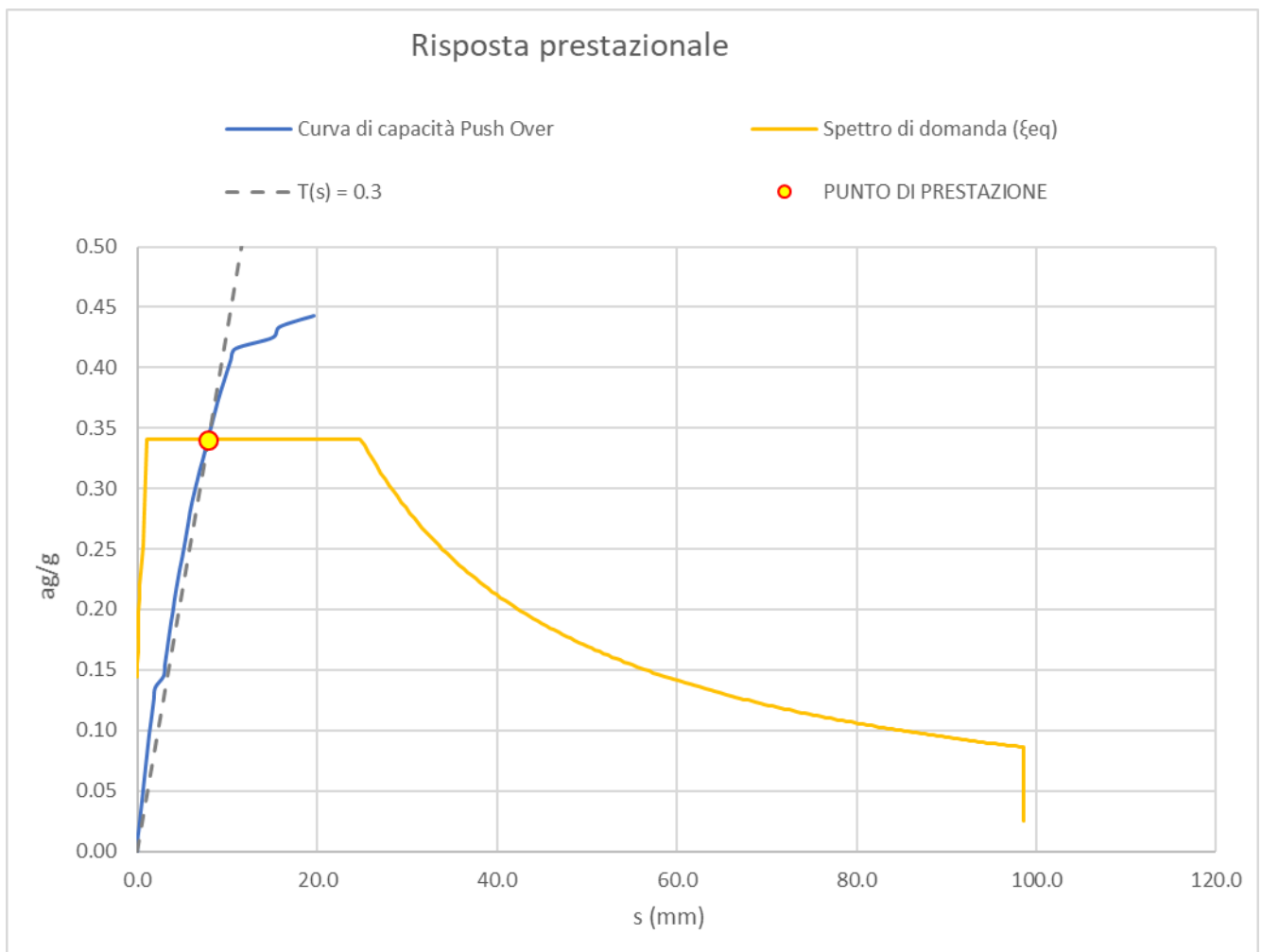


Figura 42: Verifica Domanda vs Capacità sul piano spettrale pseudo accelerazioni – pseudo spostamenti.

Risultato della verifica sismica:

ζE	>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.

ANTE OPERAM	ζ_E	ρ_{TR}
FX-GR1	0.7	0.57
FX-GR2	>1	>1
FY-GR1	0.72	0.57
FY-GR2	>1	>1
MIN	0.7	0.57

8 VERIFICA DELLE FONDAZIONI

Nel presente capitolo si procede alla verifica geotecnica delle fondazioni.

Nel caso in esame, l'opera presenta delle fondazioni "a fusto", le quali rappresentano sostanzialmente un ringrosso della pila. Le dimensioni sono le seguenti: $B = 2.2$ m, $L = 7.2$ m, $H = 3.36$ 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

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 1330.6 kN ed un braccio delle forze di taglio pari a 3.36 m (altezza fondazione).

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.

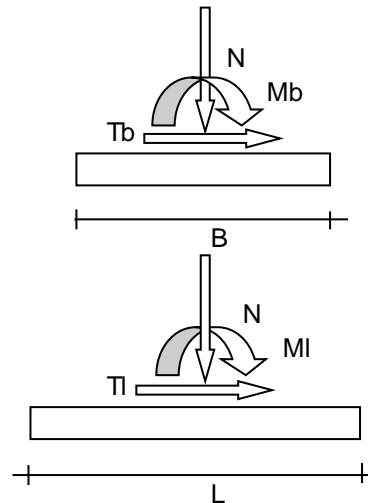
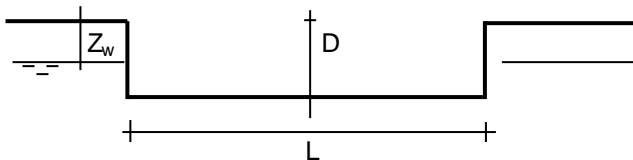
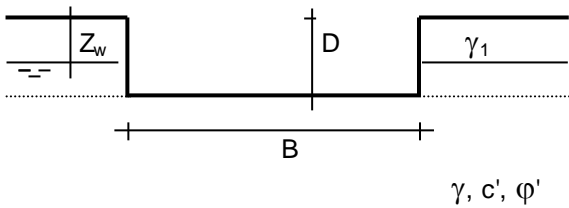
	N	Tb	TI	Mb	MI	FS qlim	FS scorr
comb	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(-)	(-)
SLU1	10362.50	721.23	9.40	3204.35	197.47	1.65	9.15
SLU2	11228.52	571.69	11.83	2525.26	404.54	1.79	12.50

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 1, il cui comportamento è in questo caso assimilabile a quello di un terreno a grana grossa, per il quale si assume un valore di $c' = 0$ kPa, un valore dell'angolo di resistenza al taglio $\phi' = 35^\circ$ ed un peso dell'unità di volume di 20 kN/m³ nel rispetto di quanto indicato nella relazione geotecnica.

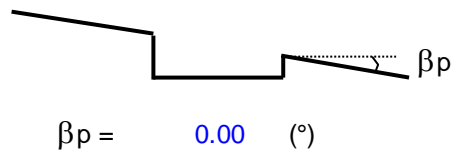
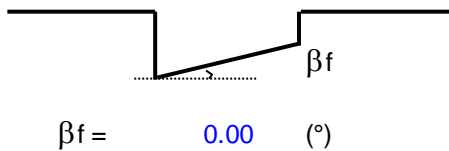
Relazione di stato di fatto e vulnerabilità sismica dell'opera e di calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 CL	VI 08 00 001	A	49 di 142



(Per fondazione nastroforme L = 100 m)

B = 2.20 (m)
L = 7.20 (m)
D = 3.36 (m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	10362.50		10362.50
Mb [kNm]	3204.35		3204.35
MI [kNm]	197.47		197.47
Tb [kN]	721.23		721.23
TI [kN]	9.40		9.40
H [kN]	721.29	0.00	721.29

Relazione di stato di fatto e vulnerabilità sismica dell'opera e di calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 CL	VI 08 00 001	A	50 di 142

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 20.00 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 20.00 \quad (\text{kN/mc})$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$c' = 0.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 35.00 \quad (^\circ)$$

Valori di progetto

$$c' = 0.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 35.00 \quad (^\circ)$$

Profondità della falda

$$Z_w = 5.54 \quad (\text{m})$$

$$e_B = 0.31 \quad (\text{m})$$

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

$$B^* = 1.58 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 7.16 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 67.20 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 19.91 \quad (\text{kN/mc})$$

Nc, Nq, Ny : coefficienti di capacità portante

$$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \varphi')}$$

$$N_q = 33.30$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$$

$$N_c = 46.12$$

$$N_y = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_y = 48.03$$

s_c, s_q, s_y : fattori di forma

$$s_c = 1 + B \cdot N_q / (L^* \cdot N_c)$$

$$s_c = 1.16$$

$$s_q = 1 + B \cdot \tan \varphi' / L^*$$

$$s_q = 1.15$$

$$s_y = 1 - 0.4 \cdot B^* / L^*$$

$$s_y = 0.91$$

Relazione di stato di fatto e vulnerabilità sismica dell'opera e di calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 CL	VI 08 00 001	A	51 di 142

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.82 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 89.25 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.18 \quad m = 1.82 \quad (-)$$

$$i_q = (1 - H/(N + B^*L^* c' \cotg\varphi))^m \quad (m=2 \text{ nel caso di fondazione nastriforme e } m=(m_b \sin^2\theta + m_l \cos^2\theta) \text{ in tutti gli altri casi)}$$

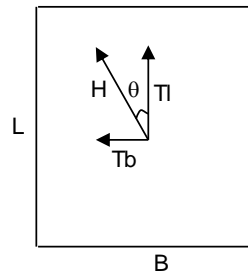
$$i_q = 0.88$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_q - 1)$$

$$i_c = 0.87$$

$$i_\gamma = (1 - H/(N + B^*L^* c' \cotg\varphi))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 0.82$$



d_c, d_q, d_γ : fattori di profondità del piano di appoggio

$$\text{per } D/B^* \leq 1; d_q = 1 + 2 D \tan\varphi' (1 - \sin\varphi')^2 / B^*$$

$$\text{per } D/B^* > 1; d_q = 1 + (2 \tan\varphi' (1 - \sin\varphi')^2) * \arctan(D / B^*)$$

$$d_q = 1.29$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan\varphi')$$

$$d_c = 1.30$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

b_c, b_q, b_γ : fattori di inclinazione base della fondazione

$$b_q = (1 - \beta_f \tan\varphi')^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1.00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan\varphi')$$

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

Relazione di stato di fatto e vulnerabilità sismica dell'opera e di calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 CL	VI 08 00 001	A	52 di 142

g_c, g_q, g_γ : fattori di inclinazione piano di campagna

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2 \qquad \beta_f + \beta_p = \qquad 0.00 \qquad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = \qquad 1.00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan\varphi')$$

$$g_c = \qquad 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = \qquad 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = \qquad 3480.69 \qquad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = \qquad 914.86 \qquad (\text{kN/m}^2)$$

Coefficiente di sicurezza

$$F_s = q_{lim} / q = \qquad 3.80 \qquad \geq \qquad 2.3$$

FS
1.65

VERIFICA A SCORRIMENTO

$$H_d = \qquad 721.29 \qquad (\text{kN})$$

$$S_d = N * \tan(\varphi') + c' B^* L^*$$

$$S_d = \qquad 7255.90 \qquad (\text{kN})$$

Coefficiente di sicurezza allo scorrimento

$$F_{scorr} = \qquad 10.06 \qquad \geq \qquad 1.1$$

FS
9.15



RIPRISTINO TRATTA CALTAGIRONE-GELA

VIADOTTO AL KM 346+468

Relazione di stato di fatto e vulnerabilità sismica dell'opera e di calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 CL	VI 08 00 001	A	53 di 142

9 CONCLUSIONI SULLO STATO DI FATTO

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 del livello di sicurezza attuale dell'opera.

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 dei materiali costituenti le pile le spalle e le fondazioni che le rendono non idonee a sostenere le azioni dovute al sisma di progetto. Le analisi hanno altresì evidenziato che il primo meccanismo di crisi della struttura si concretizza con la rottura delle zone di appoggio delle travi sulle spalle, che non sono in grado di trasferire le azioni orizzontali di natura sismica. Ciò ha peraltro indirizzato verso ipotesi sulla definizione degli interventi necessari per l'adeguamento dell'opera come descritto di seguito.



RIPRISTINO TRATTA CALTAGIRONE-GELA

VIADOTTO AL KM 346+468

Relazione di stato di fatto e vulnerabilità sismica dell'opera e di calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 CL	VI 08 00 001	A	54 di 142

10 DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI

Ai fini del recupero della funzionalità dell'opera, che presuppone la rispondenza agli standard di sicurezza delle vigenti normative in materia di costruzioni esistenti (NTC2018), sono previsti interventi di natura strutturale che coinvolgono vari elementi dell'opera, come appresso specificato.

La filosofia progettuale adottata, prevede fra gli altri interventi, anche il miglioramento delle zone di appoggio delle travi sulle pile sulle spalle, soprattutto rispetto alla capacità di trasferire le azioni orizzontali delle zone di appoggio delle travi su pile.

L'ipotesi adottata, suffragata dai risultati delle analisi sul modello in 3D, prevede che le spalle non essendo in grado di sostenere, quanto meno a livello locale nella zona di appoggio, il trasferimento delle sollecitazioni sismiche in direzione longitudinale, si possano effettivamente fessurare non contribuendo in alcun modo a tal fine. Con ciò tutte le azioni orizzontali sotto sisma vengono affidate alle due pile, sulle quali si interviene con i rinforzi sul fusto e in fondazione. In tal modo la risposta della struttura al moto sismico è univocamente identificabile e il dimensionamento degli interventi è efficace rispetto all'ottenimento del pieno adeguamento sismico della struttura. Per congruenza con queste ipotesi, si prevede comunque di intervenire sulle zone di appoggio delle travi sulle spalle, allargando la parte sommitale del muro frontale, introducendo anche dei ritegni trasversali per il trasferimento delle azioni sismiche in questa direzione.

10.1 Interventi sulle pile

Si prevedono due ordini di interventi per le elevazioni delle pile del viadotto:

Lungo il fusto è prevista una incamiciatura integrale della pila con pareti in c.a. di 20cm, opportunamente collegate al corpo della stessa con connettori metallici inghisati chimicamente. In sommità si prevede la realizzazione di un collare in allargamento del piano di posa delle travi, che avrà anche la funzione di confinare le zone di appoggio e trasferire le azioni orizzontali tramite degli spinotti realizzati con barre in acciaio ad alta resistenza $\phi 40$. Per evitare variazioni di schema di vincolo si prevede l'interposizione, fra il nuovo allargamento e l'intradosso delle travi, di cuscinetti di neoprene armato di dimensioni 400x400x48. Il confinamento e il trasferimento al fusto pila delle azioni orizzontali sarà infine, garantito con barre tipo dywidag $\phi 36$, alloggiare in appositi fori passanti che verranno iniettati con resine idonee.

Le fondazioni delle pile saranno anch'esse rinforzate mediante la realizzazione di un cordolo sommitale che raccoglie la preesistente fondazione e che mette in continuità le nuove strutture di elevazione con le nuove fondazioni su pali. È prevista, infatti, la realizzazione di pali di medio diametro (D600) lungo il contorno della fondazione esistente, disposti su un'unica fila. I pali spazati l'uno coll'altro di circa 85 cm, avranno lunghezza di 10m.

10.2 Interventi sulle spalle

Le analisi hanno evidenziato per le spalle l'incapacità di trasferire le azioni orizzontali provenienti dall'impalcato. Si è scelto di non intervenire in tal senso, prevedendo solamente un allargamento della sommità delle spalle, per aumentare la zona di sovrapposizione delle travi e realizzare altresì dei ritegni trasversali. In aggiunta, alla base delle spalla e dei muri di risvolto è prevista la realizzazione di una paratia di contenimento

del piede, con pali $\phi 600$, che avrà anche la funzione di opera di sostegno durante le fasi di realizzazione degli scavi necessari per gli interventi sulle pile.

10.3 Altri interventi di finitura e completamento

Non è risultato necessario rinforzare l'impalcato. Su di esso si prevedono solo interventi di protezione e rinvigorisca superficiale di tutte le superfici esposte, comprensivi anche dei risanamenti laddove si riscontrino un degrado maggiore con copriferro espulso e barre ossidate. All'estradosso gli interventi prevedono, la rimozione della massicciata ferroviaria, il trattamento di rinvigorisca dell'intera superficie, la realizzazione di una nuova impermeabilizzazione e del sistema di smaltimento delle acque di piattaforma.

Infine, a margine degli interventi strutturali sopra descritti, si è reso necessario realizzare due viabilità provvisorie sulle quali deviare altrettante strade interpoderali che attualmente sottopassano l'opera sulle due campate esterne, che interferiscono con gli scavi previsti in progetto.

11 MODELLAZIONE DELL'OPERA E METODI DI ANALISI

11.1 Modellazione

Nel caso del modello rappresentante l'opera post-intervento, si è deciso di non rappresentare le spalle come elemento resistente data la risposta prestazionale di tali elementi, specialmente in fase sismica. Si è proceduto quindi a vincolare l'impalcato nelle estremità delle campate di riva con vincoli di carrello per permettere gli spostamenti in direzione longitudinale.

11.1.1 Il modello di calcolo

La non linearità di materiale è stata impiegata anche sugli elementi strutturali inseriti nel modello post-intervento, anche per essi 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):

- Camicie di rinforzo sulle pile;
- Cordoli in fondazione.

Per quanto riguarda le condizioni vincolari, si specifica che sono stati impediti tutti i gradi di libertà dei nodi all'intradosso delle fondazioni ad eccezione come già detto del caso di variazioni termiche.

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

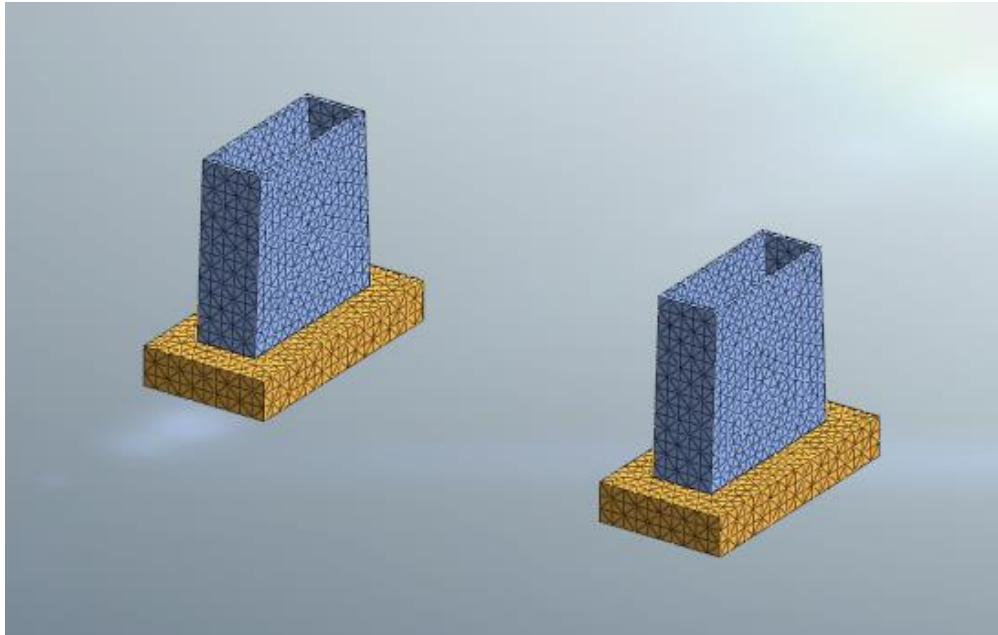


Figura 43: Camicie di rinforzo e cordoli in fondazione

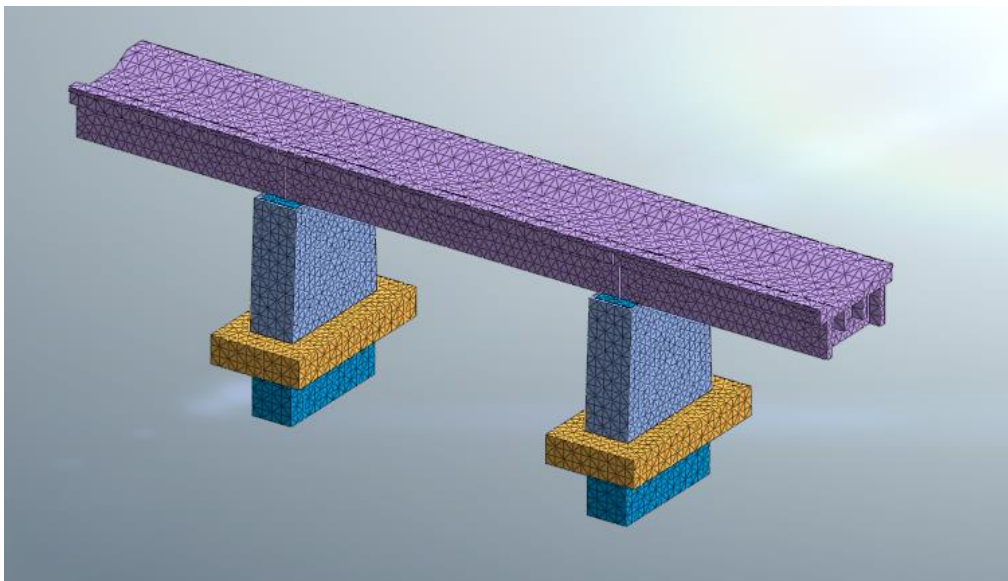


Figura 44: Modello completo

11.1.2 Caratteristiche dei materiali

La tabella seguente riassume infine i principali parametri dei materiali impiegati per l'intervento, 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 Struttura Esistente	Camicie	Cordoli
Descr. Materiale	Cls Armato	Cls
Modulo di Young E [Mpa]	33000	30000
Modulo di Poisson ν [-]	0.2	0.2
Peso Specifico [kN/m ³]	25	25
Tipo di Risposta	Non Lineare	Non Lineare
Resistenza a compr. fcd [Mpa]	18.13	11.33

11.2 *Tipo di Analisi*

Per le analisi finalizzate alla definizione della sicurezza in fase sismica è stato applicato il metodo statico non lineare (analisi di spinta o Push-Over), il quale prevede l'applicazione di un predeterminato profilo di forze incrementale fino al raggiungimento della resistenza della struttura, ottenendo così la cosiddetta "curva di capacità" della struttura.

12 ANALISI DEI CARICHI

Per la valutazione delle azioni, si rimanda al capitolo 4 di tale relazione. Si riporta esclusivamente i pesi degli elementi introdotti nel modello post-intervento.

- Peso medio camicia pila: $23 \text{ m}^3 * 25 \text{ kN/m}^3 \approx 575 \text{ kN}$
- Peso del cordolo: $52 \text{ m}^3 * 25 \text{ kN/m}^3 \approx 1300 \text{ kN}$

13 ANALISI MODALE

Preliminarmente all'analisi sismica, il modello di calcolo è stato sottoposto ad un'analisi modale onde ricavare utili informazioni circa il comportamento dinamico dell'opera in campo elastico-lineare.

Le immagini seguenti riportano le principali deformate modali dell'opera.

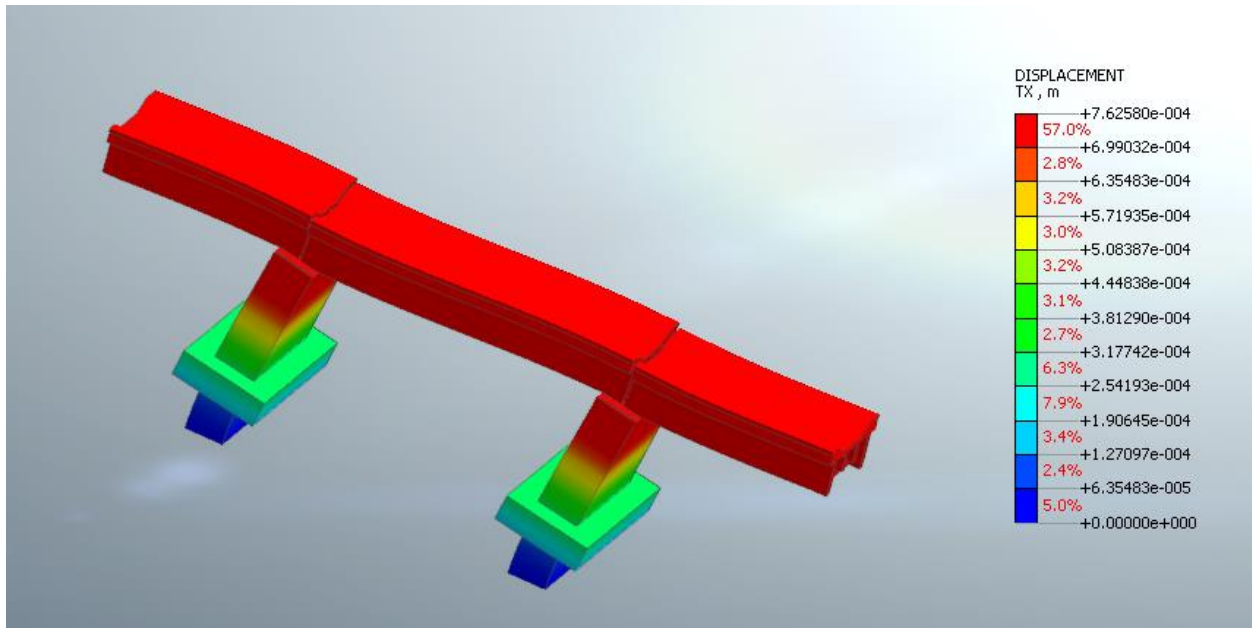


Figura 45: 1° Modo di vibrare – modo fondamentale in direzione longitudinale

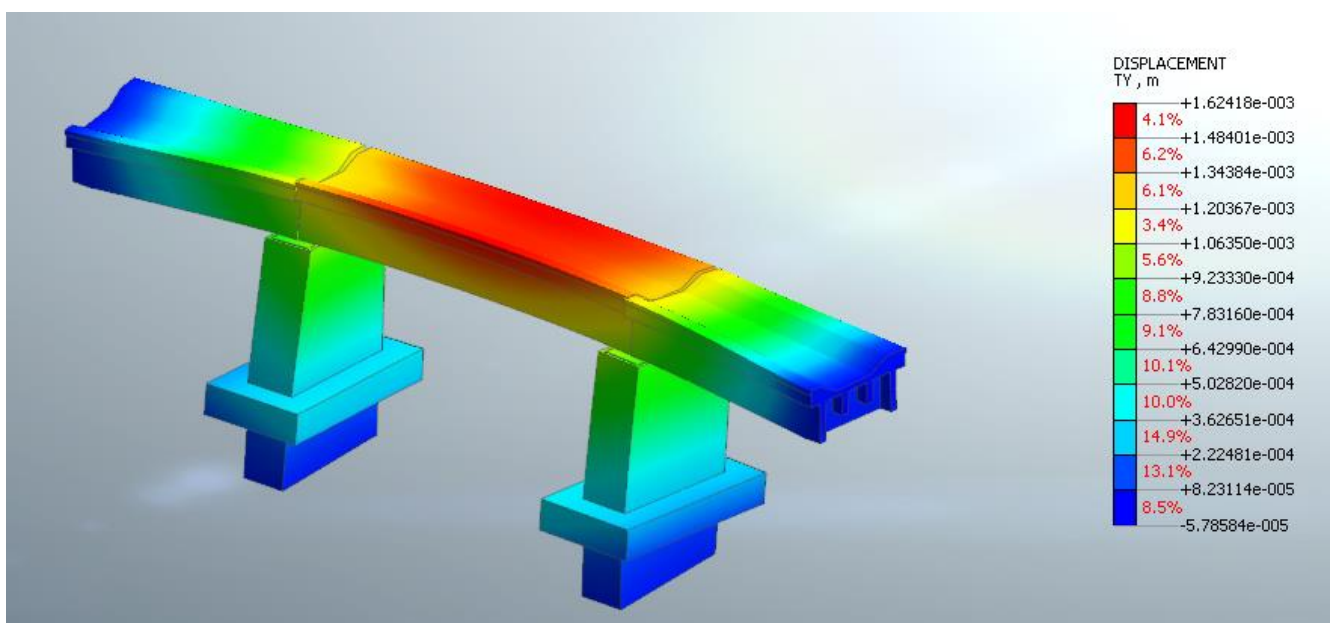


Figura 46: 2° Modo di vibrare - modo in direzione longitudinale

No.	Period (s)	Massa X	Massa Y	Massa Z
1	0.3154	70.84%	0.00%	0.00%
2	0.1503	0.00%	54.11%	0.02%
3	0.1236	0.00%	0.09%	11.74%
4	0.1060	0.00%	0.03%	0.00%
5	0.0821	0.00%	0.25%	0.72%
6	0.0800	0.00%	2.23%	0.08%
7	0.0681	1.75%	0.00%	0.00%
8	0.0660	0.00%	9.43%	0.01%
9	0.0574	0.00%	0.01%	16.41%
10	0.0518	0.03%	0.00%	0.00%
11	0.0498	7.84%	0.00%	0.01%
12	0.0462	0.00%	3.02%	0.00%
13	0.0443	0.09%	0.00%	0.01%
14	0.0434	0.09%	0.06%	0.45%
15	0.0432	2.54%	0.00%	1.35%
16	0.0426	0.45%	0.00%	9.11%
17	0.0417	0.01%	0.28%	0.00%
18	0.0414	0.00%	2.69%	0.08%
19	0.0365	4.14%	0.00%	0.15%
20	0.0361	0.81%	0.00%	0.05%

14 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.

A tale scopo si è fatto uso della funzione *construction stages*, che permette la combinazione degli effetti dell'applicazione di specifici carichi su modelli parziali dell'opera.

Fase	Modello	Carichi
1	Strutture esistente	Pesi propri
2	Struttura esistente + Interventi	Pesi propri degli interventi + pesi permanenti portati
3	Struttura completa	Azione sismica

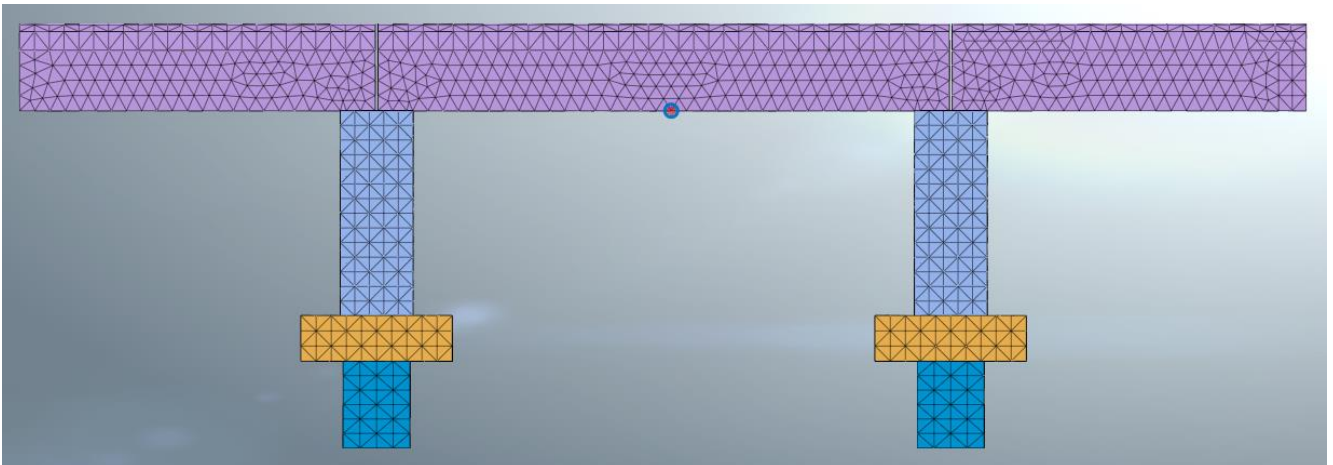
Sono stati presi in considerazione 4 profili di forze orizzontali, due per ciascuna direzione principale di applicazione del sisma (longitudinale, X, e trasversale Y):

- 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:

- 5) SISMA X – GRUPPO 1 (FX-GR1)
- 6) SISMA X – GRUPPO 2 (FX-GR2)
- 7) SISMA Y – GRUPPO 1 (FY-GR1)
- 8) 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 mezzera della campata centrale.



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 e la massa partecipante mutuati dalla analisi modale della struttura.

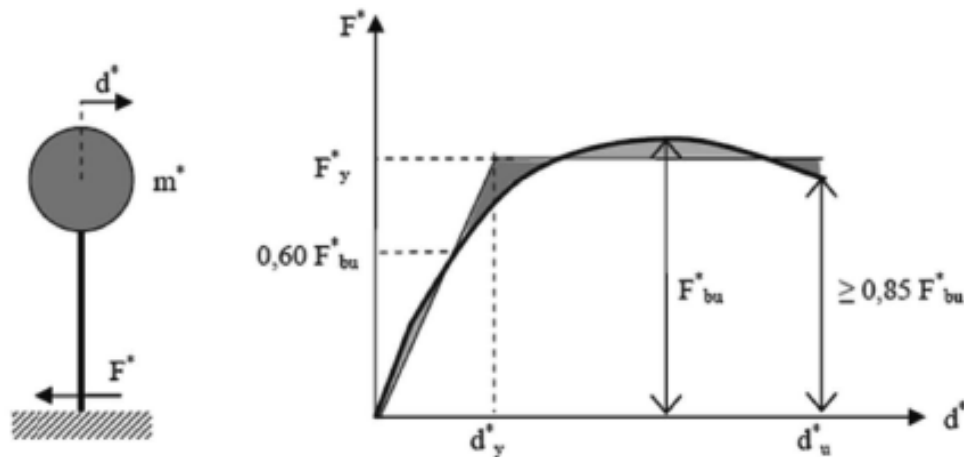


Figura C7.3.1 – Sistema e diagramma bilineare equivalente

Infine, il metodo di verifica sismica si risolve nell'individuazione del Performance Point della struttura vale a dire la coincidenza in termini di spostamento 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.

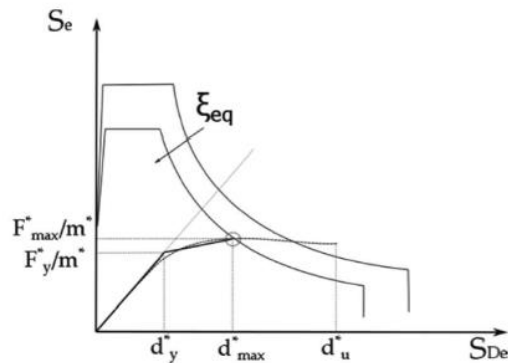


Figura C7.3.A- Individuazione del Punto di prestazione

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 1GL, 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 sue capacità dissipative.

Nel caso in esame è stato adottato il valore più conservativo $k=0.33$ (bassa capacità dissipativa). Inoltre, considerata la natura dell'opera e i materiali della struttura esistente, si è ritenuto opportuno limitare lo smorzamento equivalente a $\xi_{eq} \leq 10\%$.

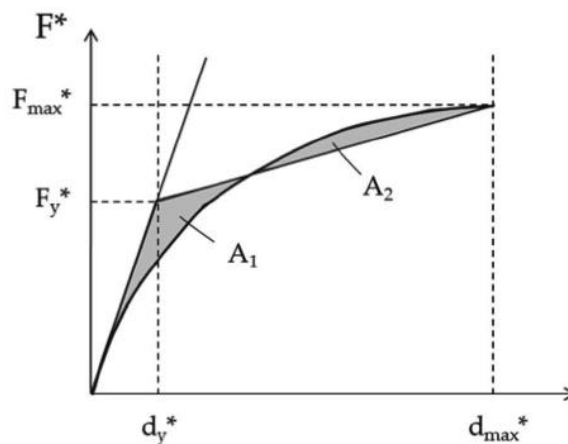


Figura C7.3.3- Bilinearizzazione equivalente

14.1 Sisma X - Gruppo 1

Individuazione dello step di collasso della struttura:

Carichi Orizzontali	48	spost. (m)	Forza (KN)
STOP STEP (L.F. = 1.2)		0.06	85543

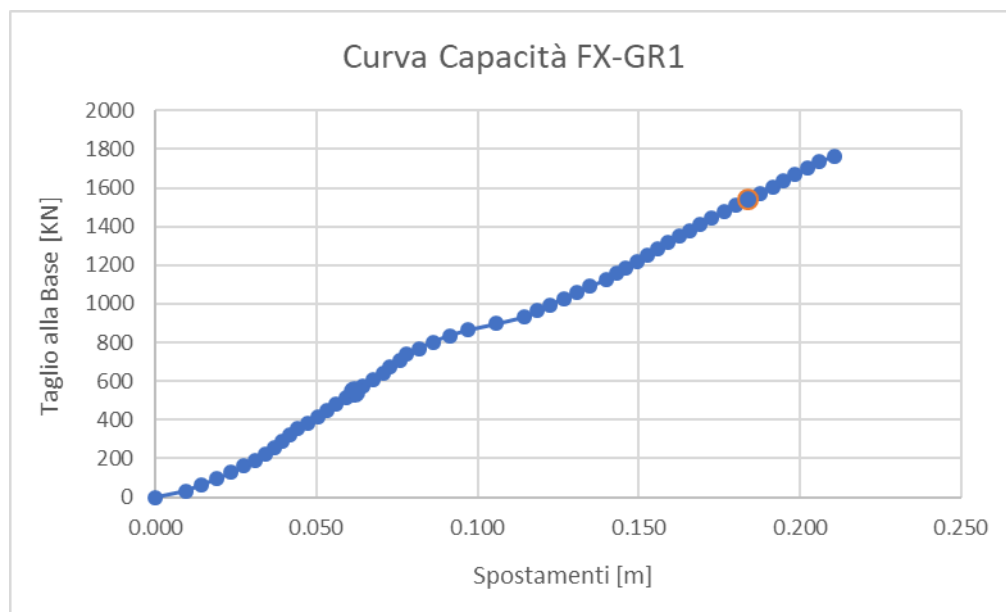


Figura 47: Curva di capacità

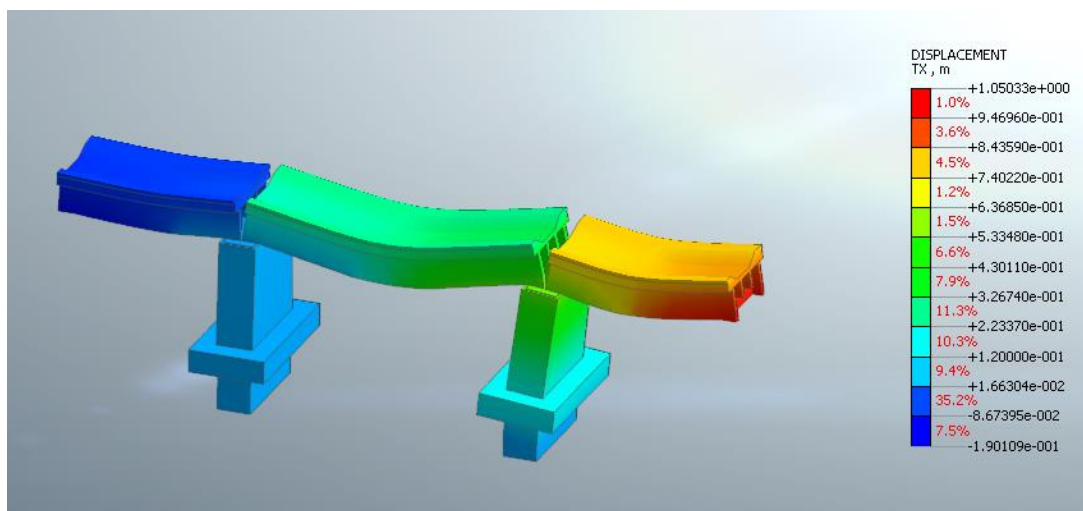


Figura 48: Mappa cromatica spostamento DX step di collasso

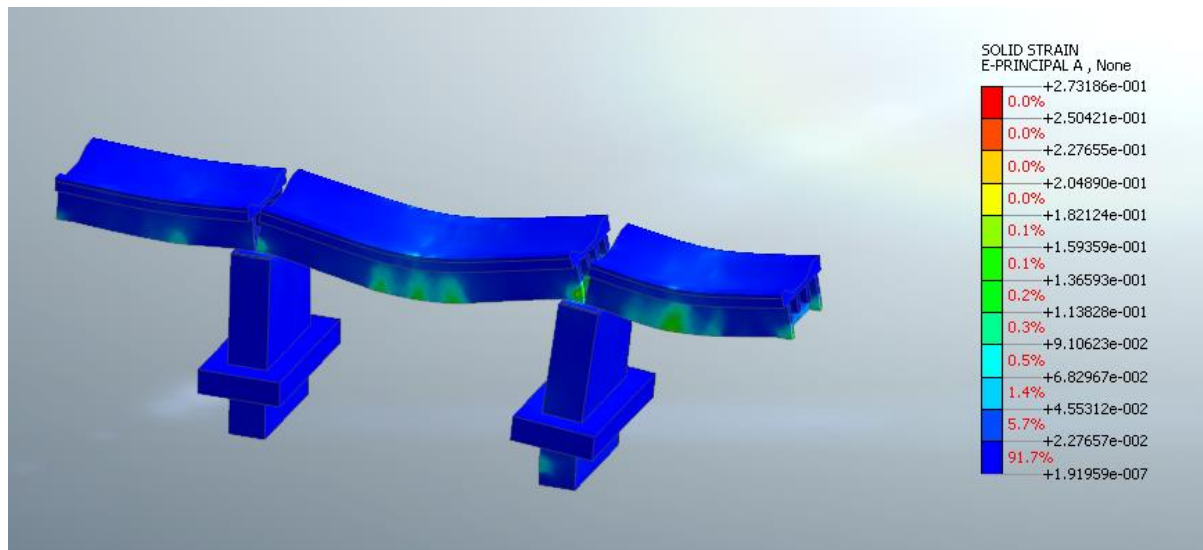
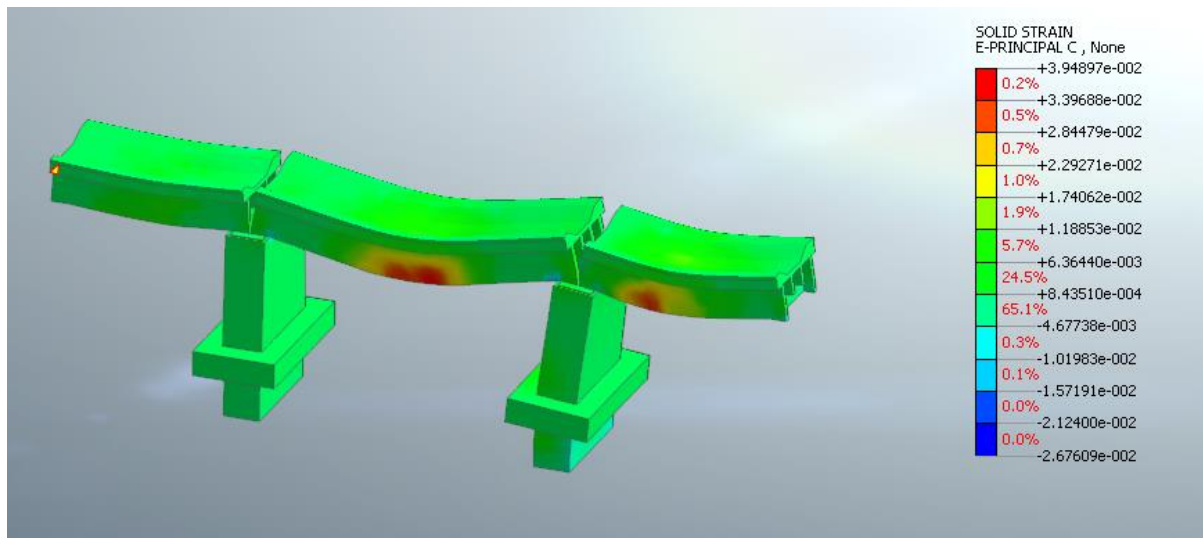


Figura 49: Deformazione principali (E3 compressione sopra, E1 trazione sotto) negli elementi allo step collasso

Massa partecipante $m^*=1146$ ton

Fattore di Partecipazione $\Gamma^*= 1.21$

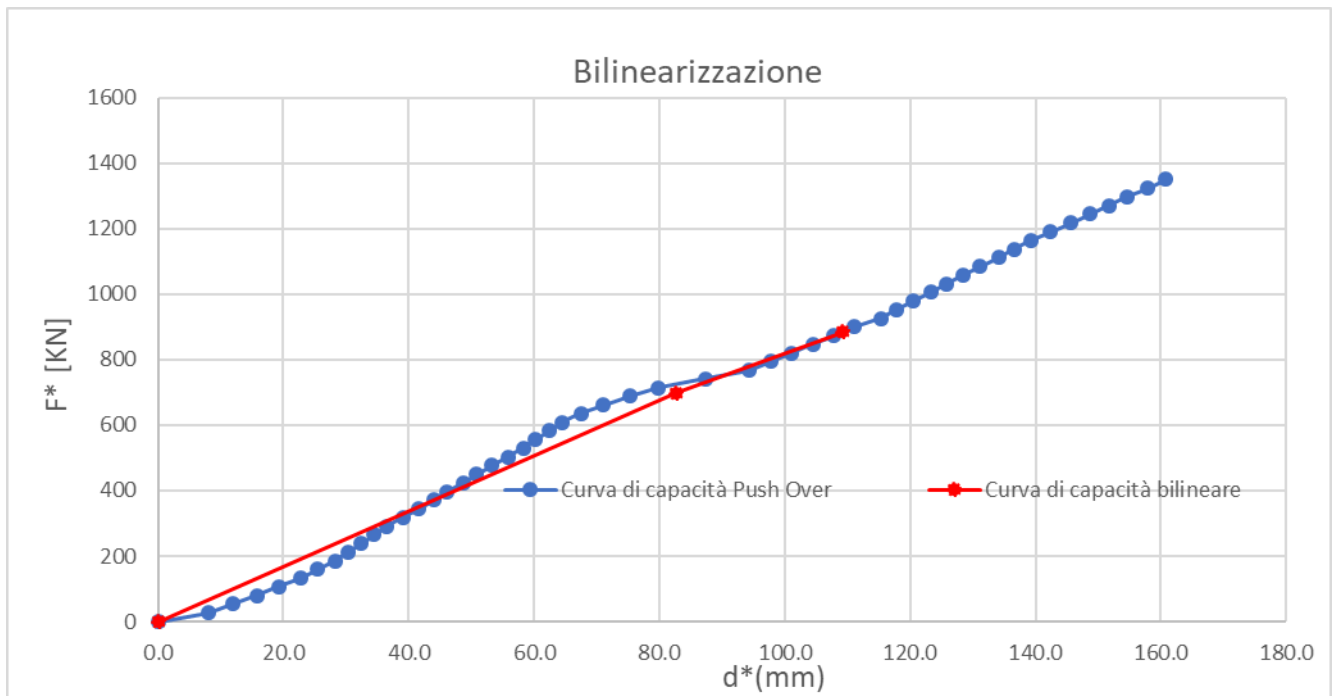


Figura 50: Bilinearizzazione curva di capacità 1GL.

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

$$\xi_{eq} = 5.7\%$$

Il grafico seguente sintetizza la verifica sismica nel piano accelerazioni/ spostamenti spettrali. La capacità di spostamento dell'opera risulta superiore a quella richiesta dall'azione sismica di progetto allo SLV ($T_r = 475$ anni).

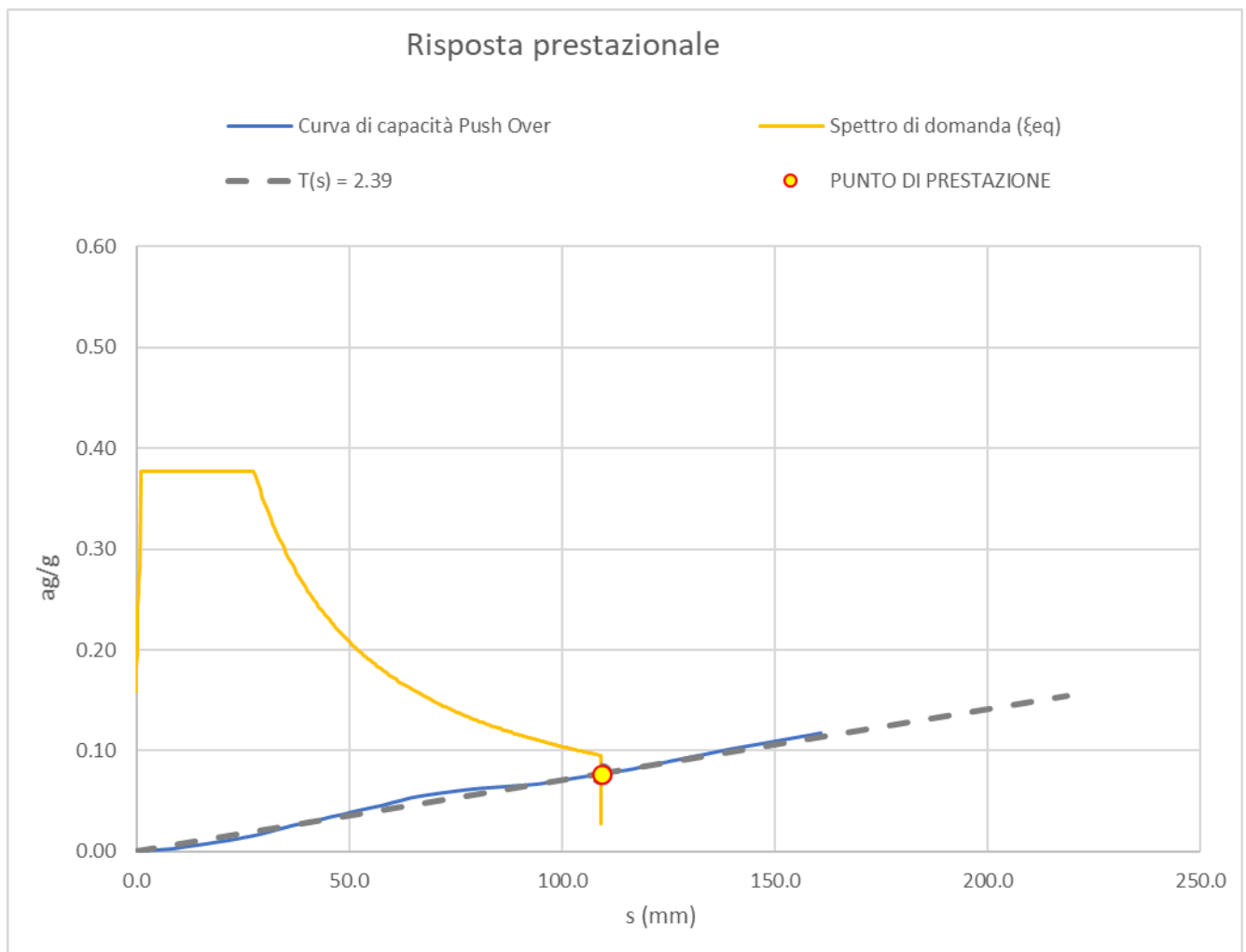


Figura 51: Verifica Domanda vs Capacità sul piano spettrale pseudo accelerazioni – pseudo spostamenti.

d* domanda	0.11	m
d* capacità	0.16	m
fattore sicurezza	1.45	-

14.2 Sisma X - Gruppo 2

Individuazione dello step di collasso della struttura:

STOP STEP	21	0.16	3168
LF: 0.2		spost. (m)	Forza (KN)

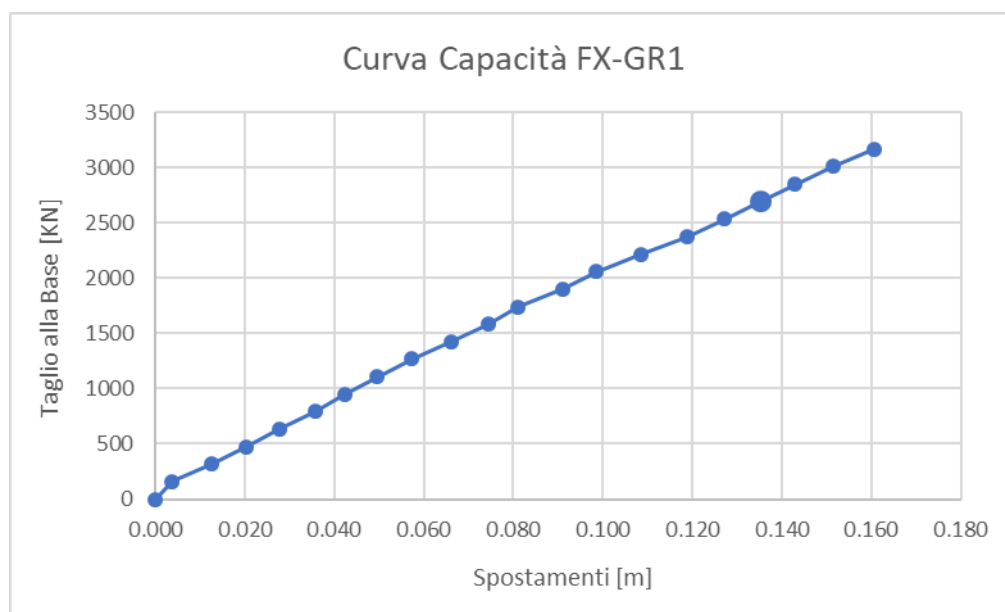


Figura 52: Curva di capacità

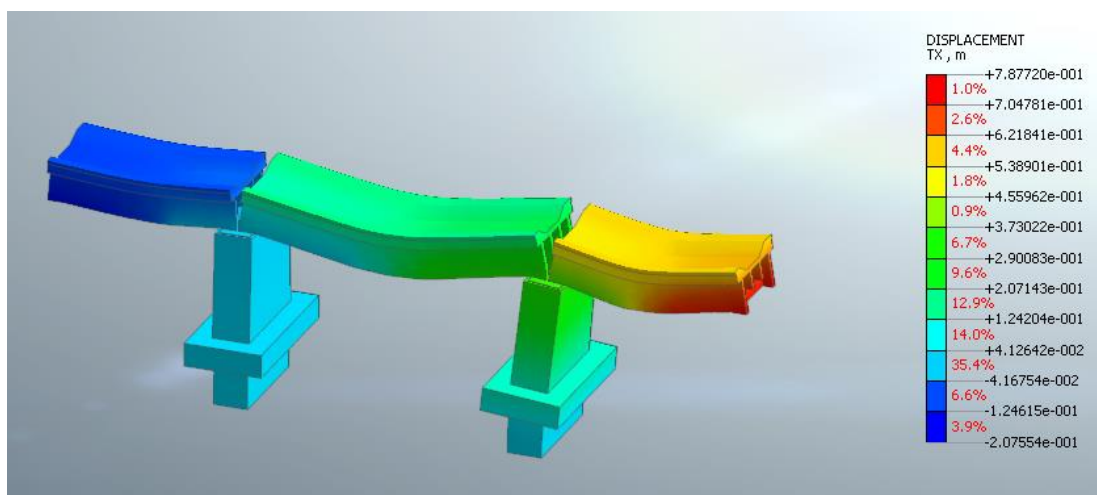


Figura 53: Mappa cromatica spostamento DX step di collasso

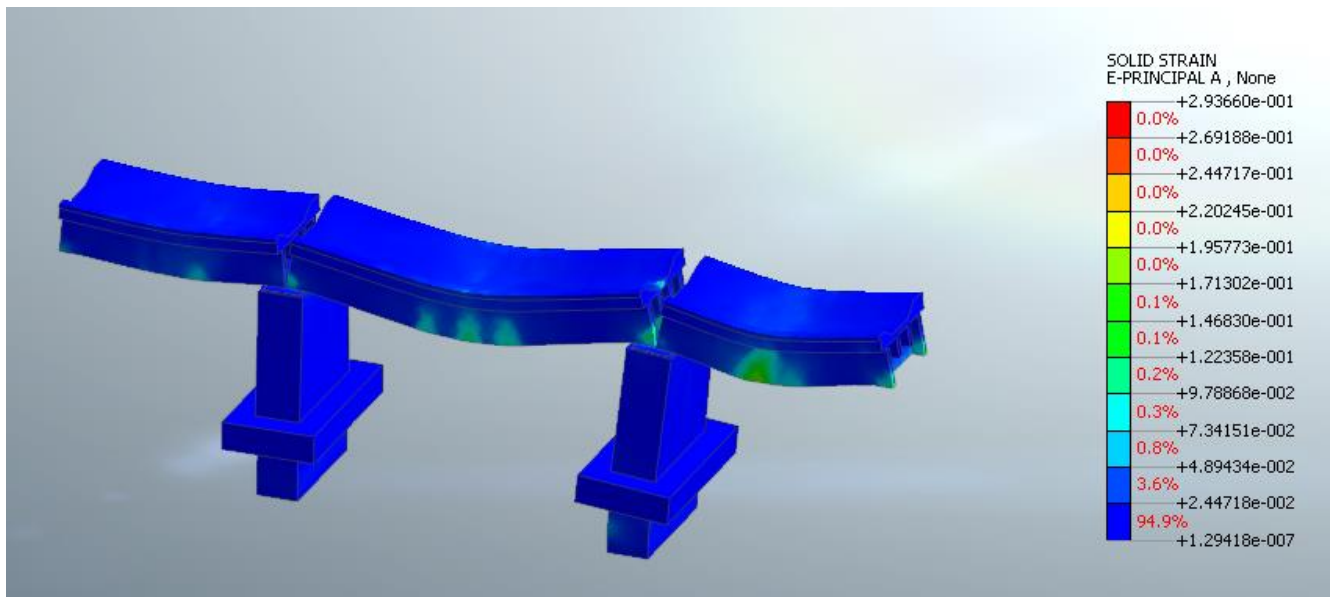
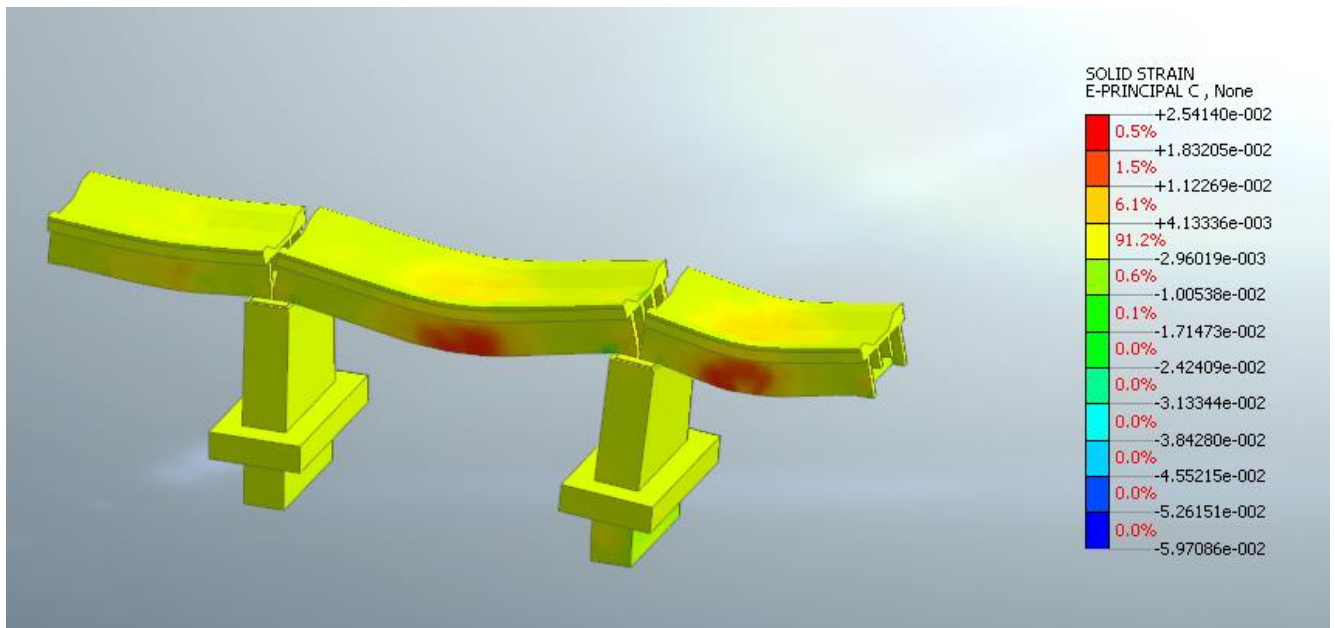


Figura 54: Deformazione principali (E3 compressione sopra, E1 trazione sotto) negli elementi in c.a. di rinforzo allo step collasso

Massa partecipante: $m^*=1595$ Ton

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

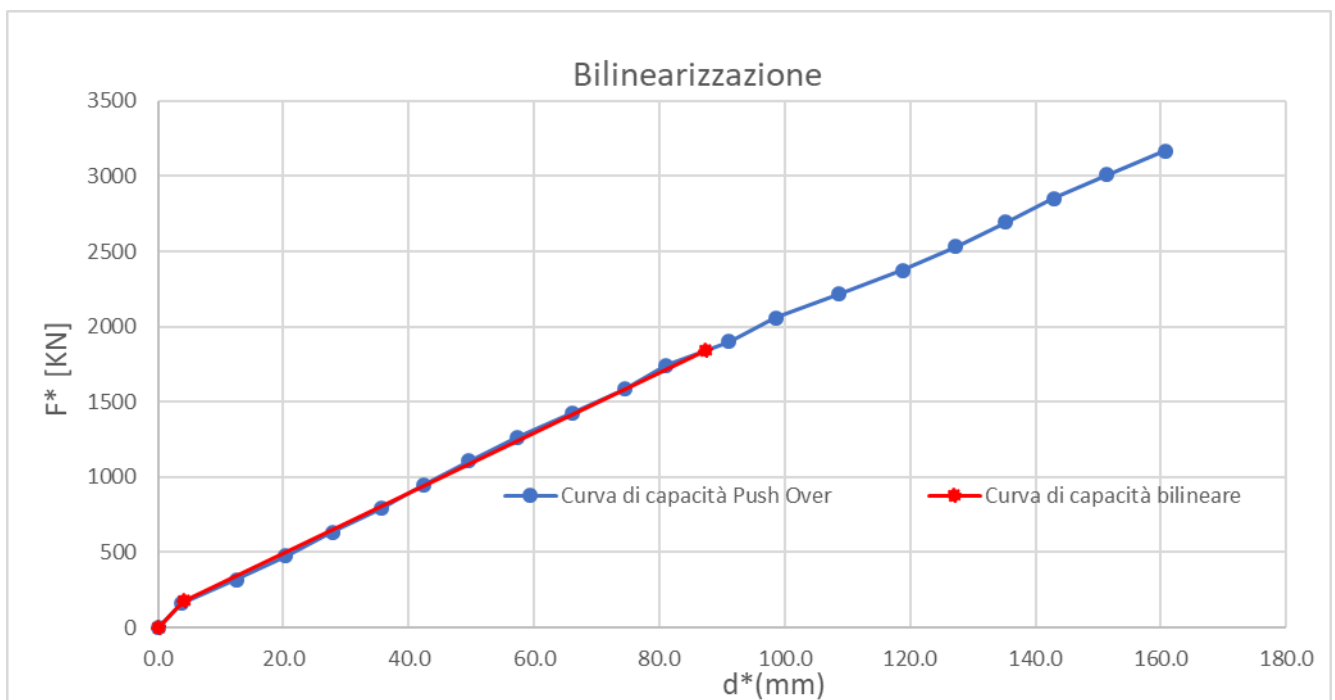


Figura 55: Bilinearizzazione curva di capacità 1GL.

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

$\xi_{eq}=6\%$

Il grafico seguente sintetizza la verifica sismica nel piano accelerazioni/ spostamenti spettrali, si evince che la capacità di spostamento dell'opera risulta superiore a quella richiesta dall'azione sismica di progetto allo SLV ($T_r= 475$ anni).

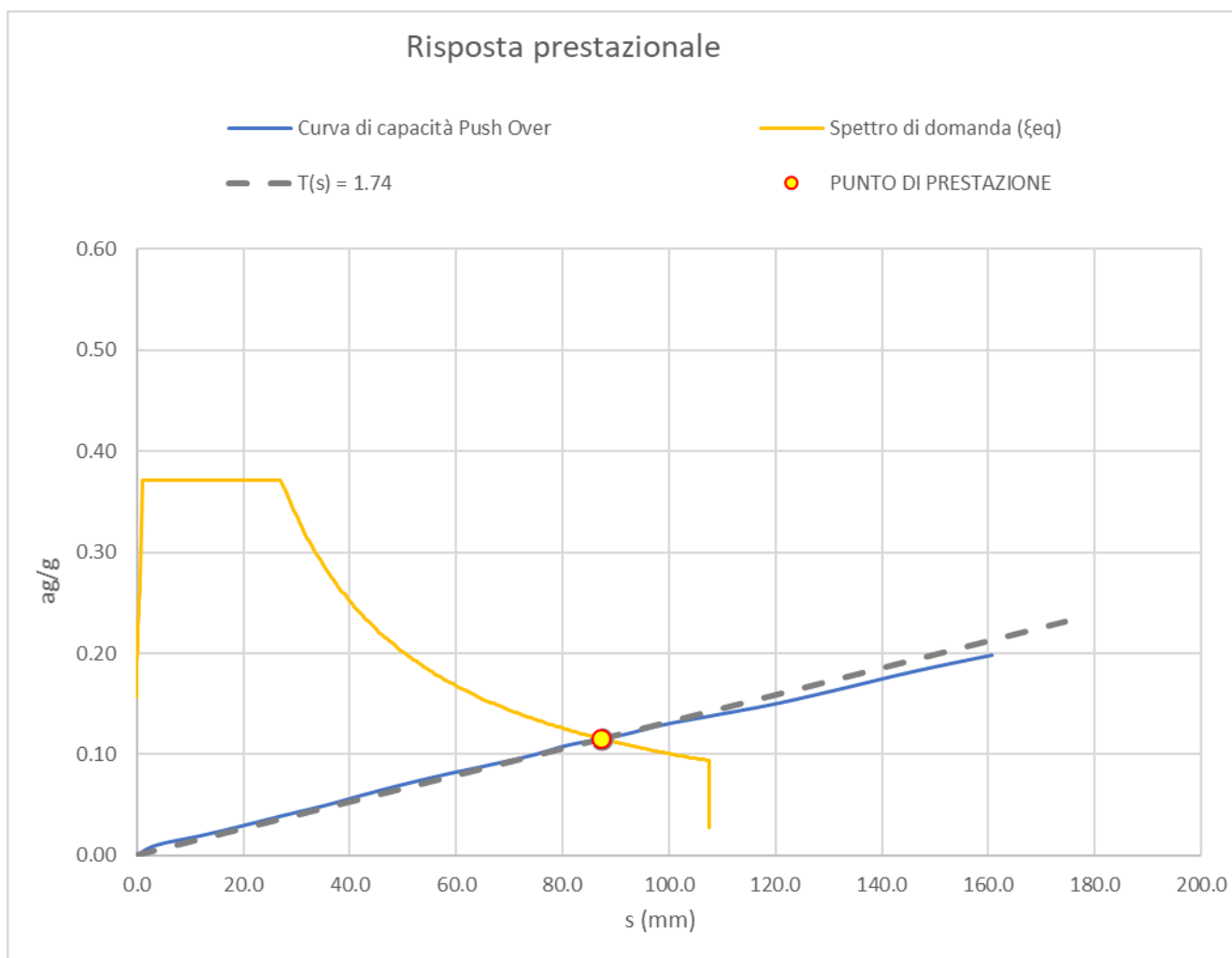


Figura 56: Verifica Domanda vs Capacità sul piano spettrale pseudo accelerazioni – pseudo spostamenti.

d* domanda	0.087	m
d* capacità	0.167	m
fattore sicurezza (>1)	2	-

14.3 Sisma Y - Gruppo 1

Individuazione dello step di collasso della struttura:

STOP STEP	41	0.089	4373
(LF : 1.45)		spost. (m)	Forza (KN)

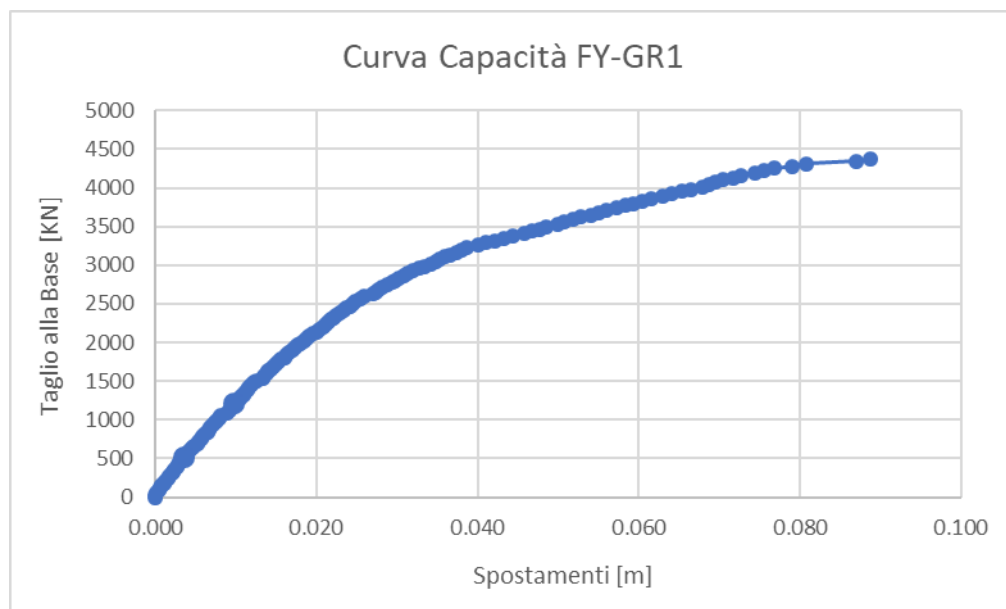


Figura 57: Curva di capacità

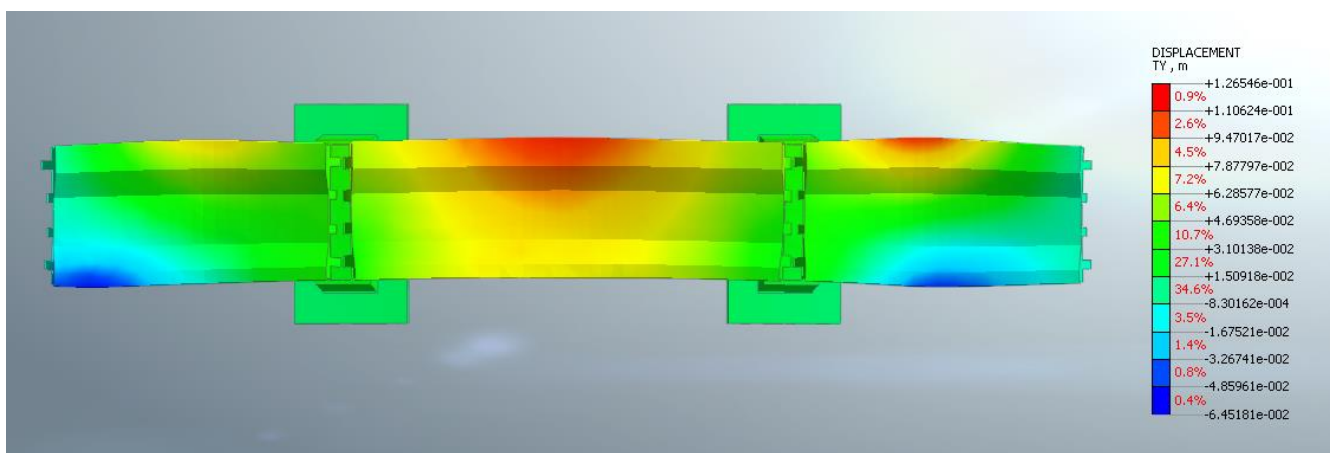


Figura 58: Mappa cromatica spostamento DY step di collasso

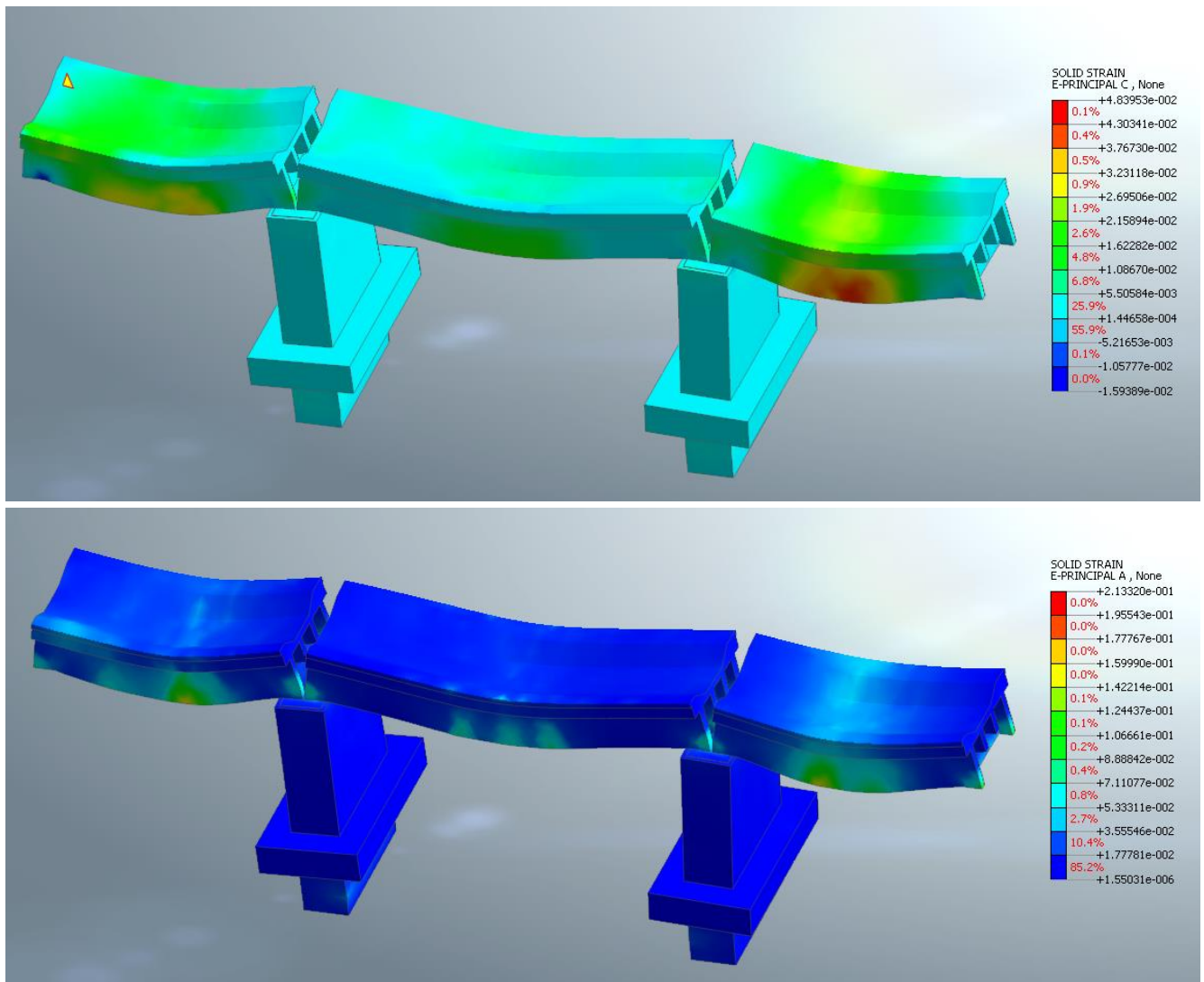


Figura 59: Deformazione principali (E3 compressione sopra, E1 trazione sotto) negli elementi in c.a. di rinforzo allo step collasso

Massa partecipante: $m^* = 875$ ton

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

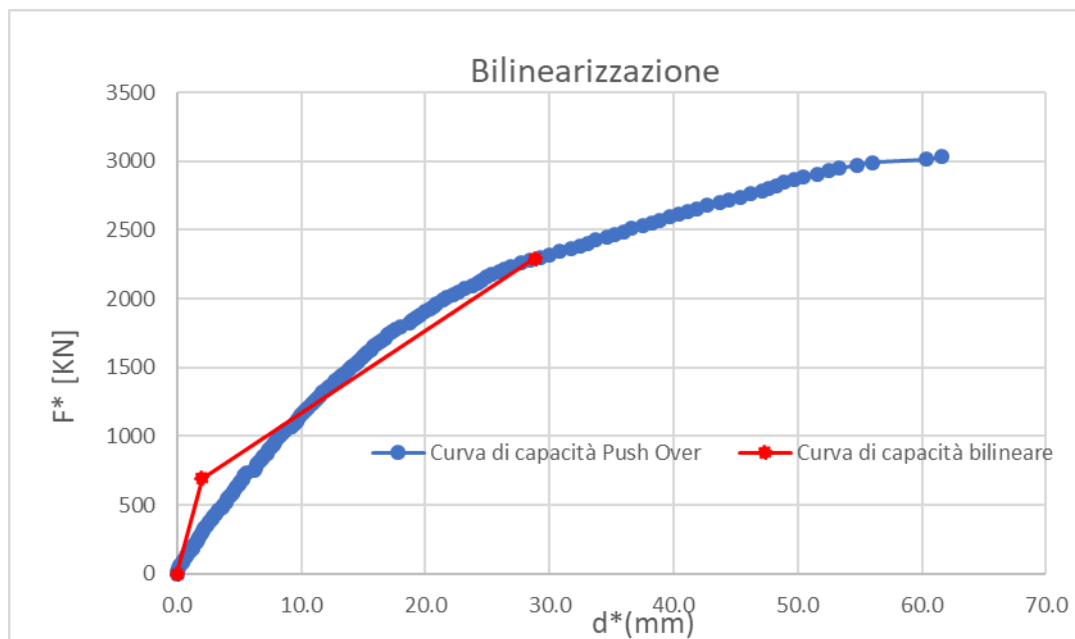


Figura 60: Bilinearizzazione curva di capacità 1GL

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, si evince che la capacità di spostamento dell'opera risulta superiore a quella richiesta dall'azione sismica di progetto allo SLV ($T_r= 475$ anni).

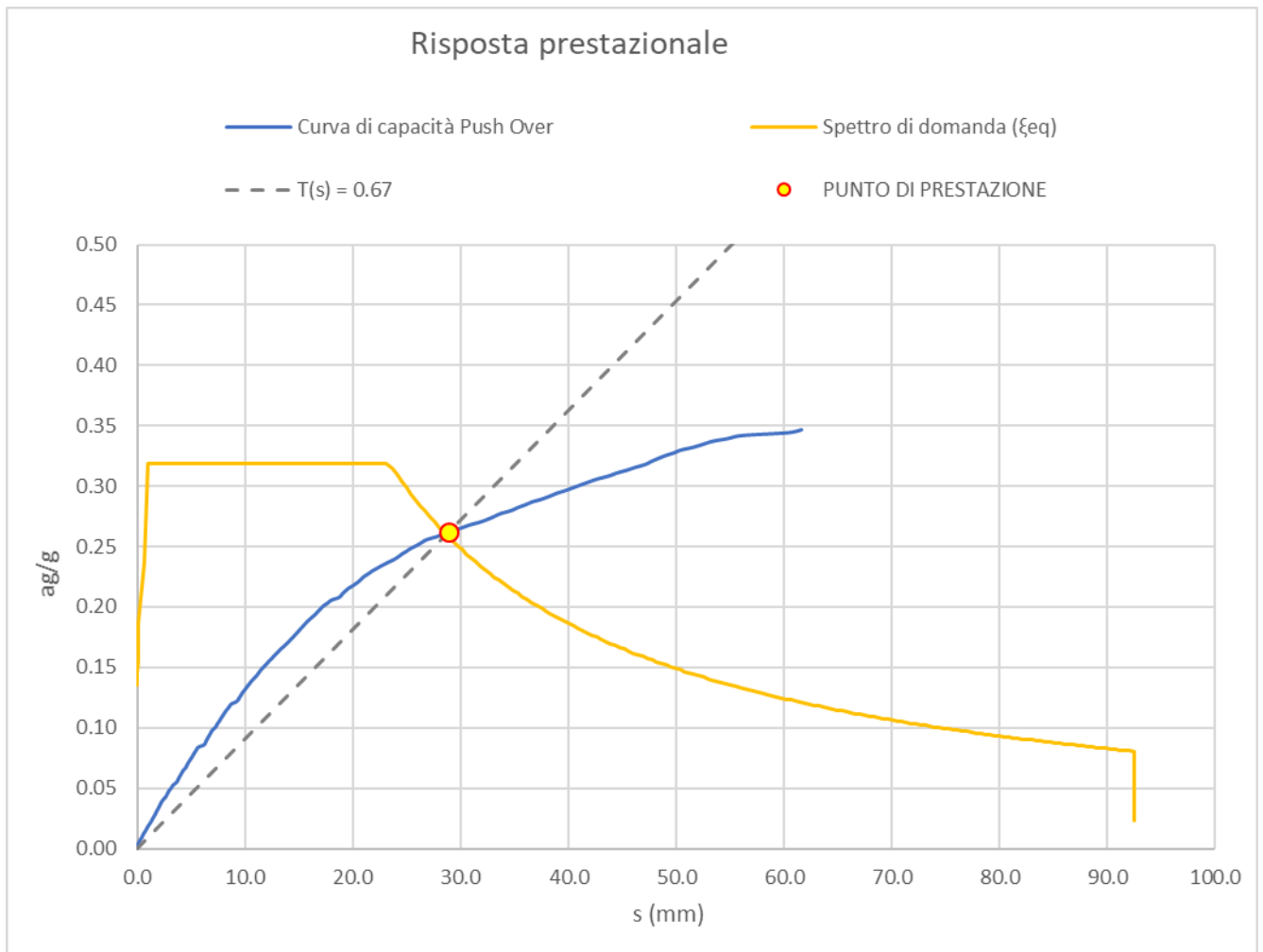


Figura 61: Verifica Domanda vs Capacità sul piano spettrale pseudo accelerazioni – pseudo spostamenti.

d* domanda	0.028	m
d* capacità	0.061	m
fattore sicurezza (>1)	2.18	-

14.4 Sisma Y - Gruppo 2

Individuazione dello step di collasso della struttura:

STOP STEP	36	0.0059	111356
(LF = 0.5)		spost. (m)	Forza (KN)

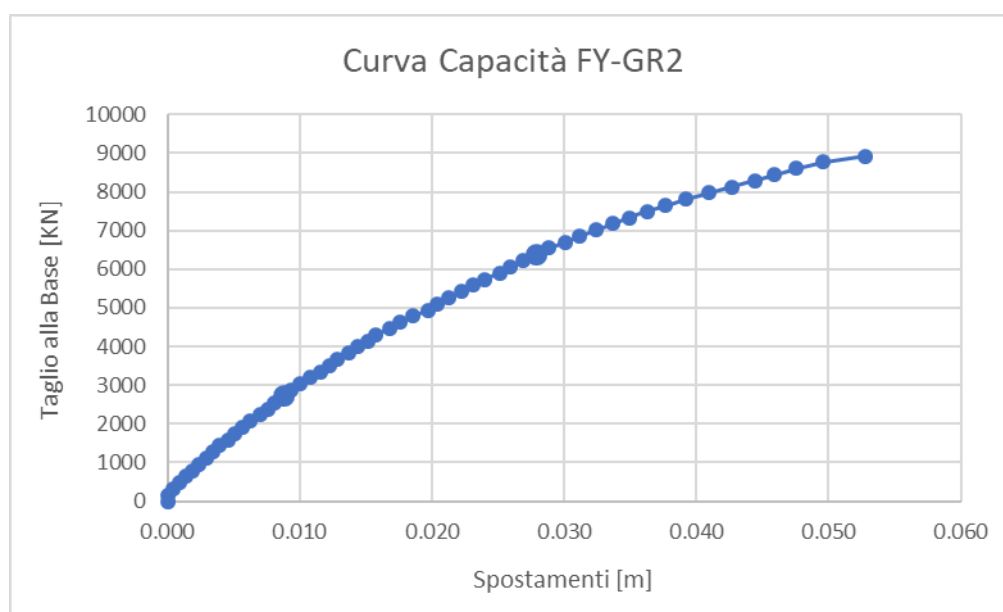


Figura 62: Curva di capacità

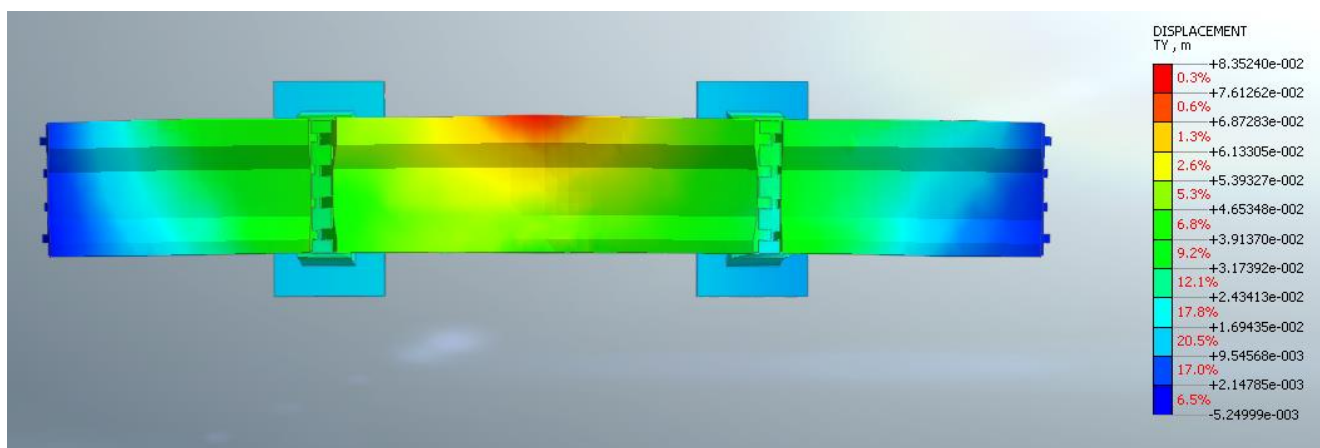


Figura 63: Mappa cromatica spostamento DY step di collasso

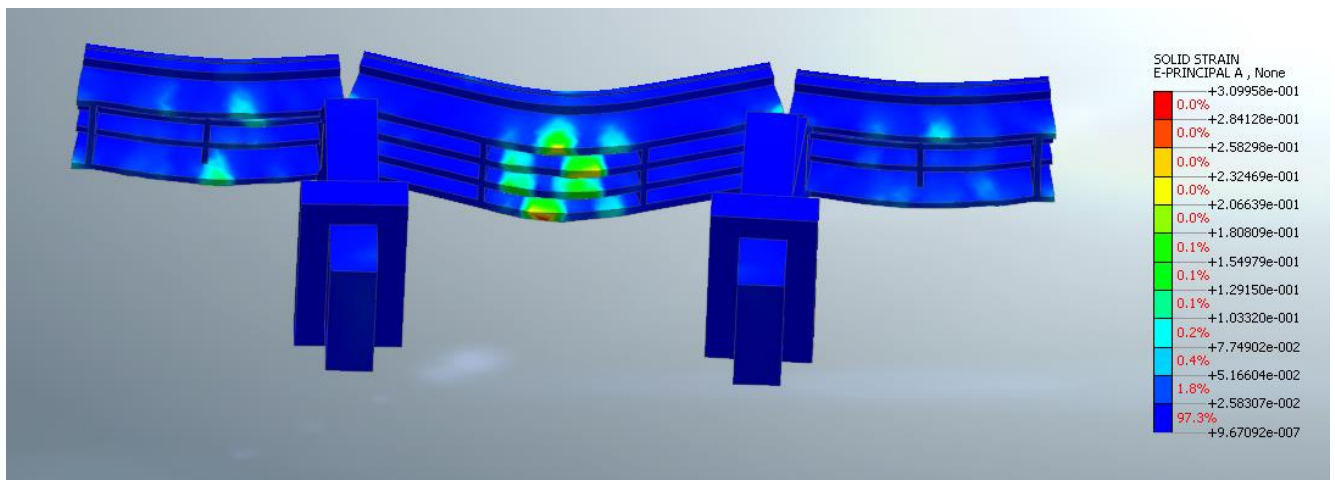
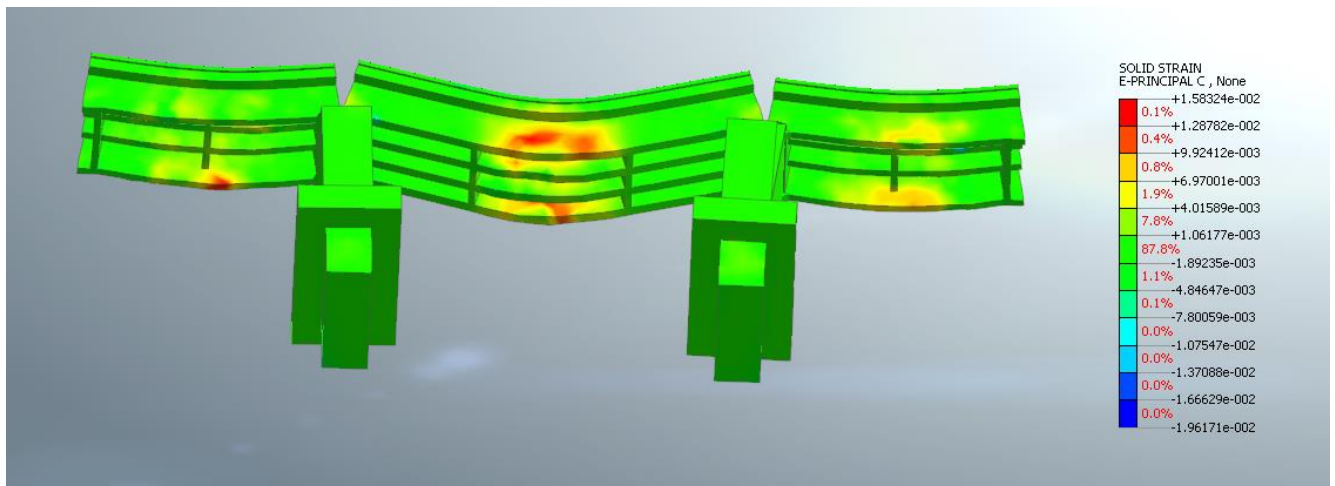


Figura 64: Deformazione principali (E3 compressione sopra, E1 trazione sotto) negli elementi in c.a. di rinforzo allo step collasso

Massa partecipante: $m^*=1594$ ton

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

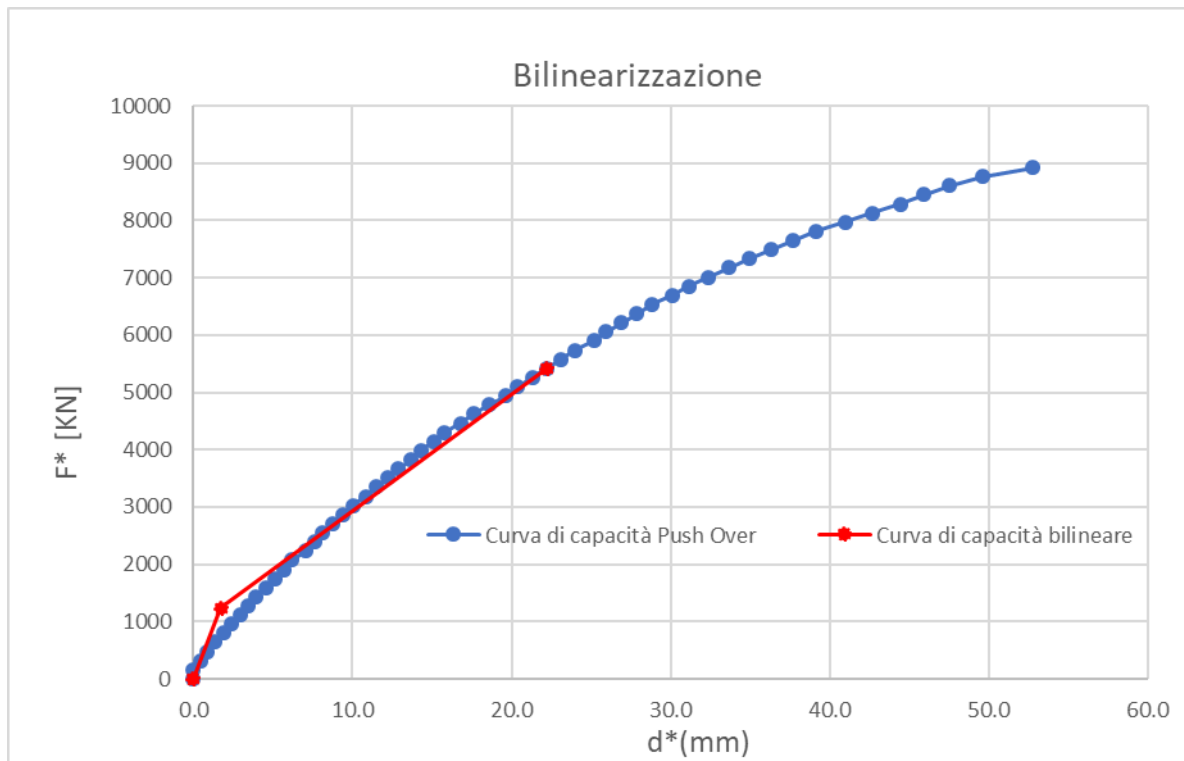


Figura 65: Bilinearizzazione curva di capacità 1GL

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

$\xi_{eq}=8.1\%$

Il grafico seguente sintetizza la verifica sismica nel piano accelerazioni/ spostamenti spettrali, si evince che la capacità di spostamento dell'opera risulta superiore a quella richiesta dall'azione sismica di progetto allo SLV ($T_r= 475$ anni).

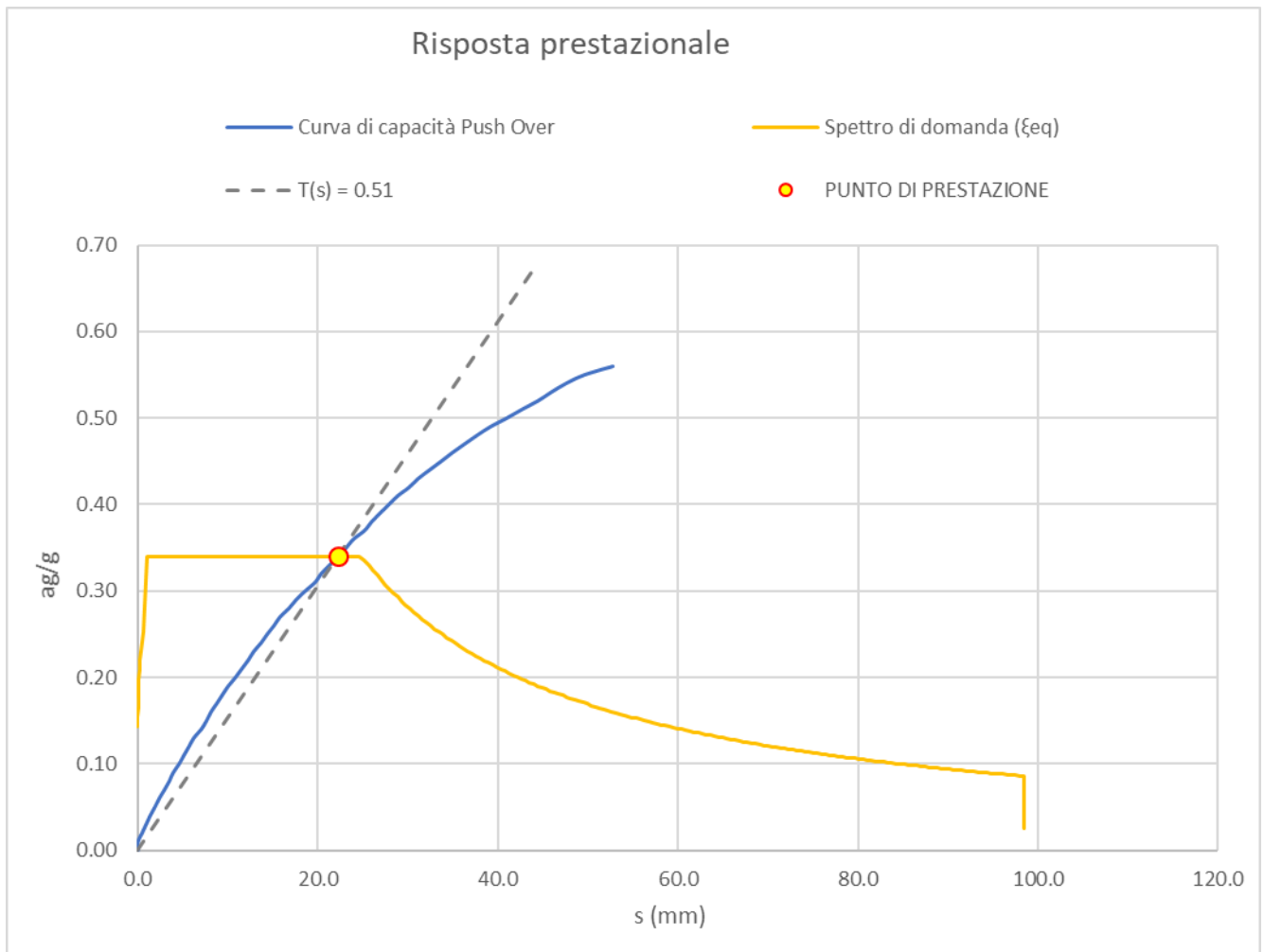


Figura 66: Verifica Domanda vs Capacità sul piano spettrale pseudo accelerazioni – pseudo spostamenti.

d* domanda	0.022	m
d* capacità	0.052	m
fattore sicurezza	2.36	-

14.5 Sintesi dei risultati

La tabella seguente riporta in formato sintetico i risultati dell'analisi globale dell'opera rapportata all'azione sismica di progetto allo SLV ($T_r = 475$ anni).

Il fattore di sicurezza FS rappresenta il rapporto tra lo spostamento richiesto alla struttura dal sisma di progetto (*domanda*) e lo spostamento limite della struttura (*capacità*).

	<i>D*domanda</i>	<i>D*capacità</i>	<i>FS</i>
FX-GR1	0.11	0.15	1.45
FX-GR2	0.087	0.167	1.91
FY-GR1	0.028	0.061	2.18
FY-GR2	0.022	0.052	2.36
		MIN FS	1.45

15 VERIFICA DELL'IMPALCATO

L'impalcato esistente è stato verificato inserendo i quantitativi di armatura dedotti dalle indagini pacometriche effettuate sulle travi e sulla soletta dell'impalcato stesso.

L'analisi delle sollecitazioni in condizioni non sismiche dell'opera è stata condotta a partire dal modello globale descritto in precedenza disattivando le non linearità di materiale. In altre parole per i carichi non sismici, si assume che l'opera reagisca con un comportamento elastico lineare.

Ai fini dell'applicazione del carico da traffico ferroviario, il quale è stato considerato agente nel modello in maniera uniformemente distribuita, sono state caricate le campate in modo da massimizzare gli effetti nella sezione di verifica.

Le analisi sismiche, invece, sono state condotte mediante modelli non lineari, applicando una sequenza costruttiva che prevede prima l'applicazione di carichi verticali e successivamente quelli sismici.

15.1 Sollecitazioni elementari

Le sollecitazioni elementari sono state ottenute dal modello mediante l'integrazione su un prefissato piano di taglio (sezione) delle forze nodali associate ai vari elementi tridimensionali che costituiscono il modello di calcolo.

Il piano di taglio è stato individuato in corrispondenza della mezzeria della campata centrale.

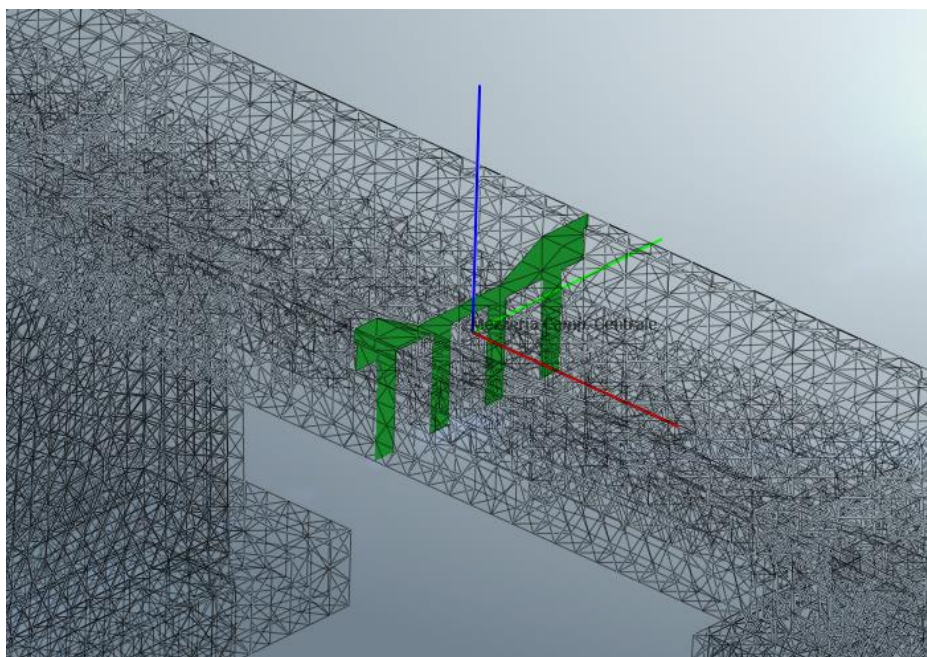


Figura 67: Sezione di integrazione delle forze nodali (Assi di riferimento: rosso=X, verde=Y, blu=Z)

Per le azioni sismiche sono stati riportati i valori per i due gruppi di azioni già citati nell'analisi push over, e la componente verticale SLV Z, andando a considerare l'effettiva accelerazione di sito per sisma verticale.

Nel caso della mezzeria si riportano le azioni elementari frutto dell'applicazione della temperatura con segno negativo, in quanto risulta essere il caso più gravoso.

azioni elementari	N	Vz	Vy	My	Mz
G1	87	216	-16	-3587	-109
G2	9	61	-6	-982	-63
T1	5	127	-14	-2054	-102
T2	33	116	-13	-2056	-101
Vento	1	-1	-7	0	-375
Frenatura	1	39	-3	-1	-1
Cedimento inf.	0	0	0	0	0
Cedimento sup.	0	0	0	0	0
Serpeggio	0	-1	-1	0	5
Temperatura	290	0	0	-470	0

15.2 Combinazioni di carico

Come già indicato in precedenza in fase statica (non sismica), il modello di calcolo è elastico pertanto vale il principio di sovrapposizione degli effetti, quindi le varie sollecitazioni elementari vengono analizzate separatamente e poi assemblate secondo le varie combinazioni di riferimento.

Le analisi sismiche sono state condotte mediante modelli non lineari, applicando una sequenza costruttiva che prevede prima l'applicazione di carichi verticali poi quelli sismici. Il modello pertanto fornisce risultati complessivi (intesi come tensioni, deformazioni, sollecitazioni, etc.), su cui non è possibile applicare la regola della sovrapposizione degli effetti. Tuttavia ai fini delle verifiche strutturali onde soddisfare le richieste normative in merito di combinazione dei carichi, dell'elemento di rinforzo, si è optato per forzare la regola teorica summenzionata associando i risultati delle analisi sismiche non lineari con gli altri carichi eventualmente previsti dalle combinazioni da normativa e desunti dal modello di calcolo lineare (treni di carico, cedimenti etc.). Tale approccio è certamente conservativo in termini di sollecitazioni agenti sugli elementi strutturali. Diversamente, non risulta possibile combinare tra loro i risultati delle analisi sismiche, che sono state condotte separatamente per le direzioni principali dell'opera (longitudinale e trasversale). Pertanto le combinazioni di carico impiegate per la verifica contempleranno esclusivamente l'una o l'altra direzione di applicazione dell'azione sismica orizzontale, il sisma verticale invece è stato valutato come un'azione statica pertanto ricompreso nelle combinazioni.

La tabella seguente riporta il dettaglio delle combinazioni di carico impiegate nella verifica dell'elemento strutturale.

- **Condizioni statiche**

	G1	G2	Treno 1C	Treno 2C	Frenatura	Serpeggio	Temperatura	Vento
SLU1	1.35	1.5	1.45	0	1.45	1.45	1.5	0.9
SLU2	1.35	1.5	0	1.45	1.45	1.45	1.5	0.9
SLU3	1.35	1.5	1.16	0	1.16	1.16	0.9	1.5
SLU4	1.35	1.5	0	1.16	1.16	1.16	0.9	1.5
SLU5	1.35	1.5	1.45	0	1.45	1.45	1.5	0.9
SLU6	1.35	1.5	0	1.45	1.45	1.45	1.5	0.9
SLU7	1.35	1.5	1.16	0	1.16	1.16	0.9	1.5
SLU8	1.35	1.5	0	1.16	1.16	1.16	0.9	1.5
SLU9	1.35	1.5	0	0	0	0	0	0
SLU10	1.35	1.5	0	0	0	0	0	0
SLU11	1	1	1.45	0	1.45	1.45	1.5	0.9
SLU12	1	1	0	1.45	1.45	1.45	1.5	0.9
SLU13	1	1	1.16	0	1.16	1.16	0.9	1.5
SLU14	1	1	0	1.16	1.16	1.16	0.9	1.5
SLU15	1	1	1.45	0	1.45	1.45	1.5	0.9
SLU16	1	1	0	1.45	1.45	1.45	1.5	0.9
SLU17	1	1	1.16	0	1.16	1.16	0.9	1.5
SLU18	1	1	0	1.16	1.16	1.16	0.9	1.5
SLU19	1	1	0	0	0	0	0	0
SLU20	1	1	0	0	0	0	0	0

- **Condizioni sismiche**

	Treno 1C	Treno 2C	Frenatura	Temperatura	Serpeggio	FX gr1	FX gr2	FY gr1	FY gr2	SLV Z
SLV1	0.2	0	0.2	0.5	0.2	1	0	0	0	0.3
SLV2	0.2	0	0.2	0.5	0.2	1	0	0	0	-0.3
SLV3	0.2	0	0.2	0.5	0.2	0	1	0	0	0.3
SLV4	0.2	0	0.2	0.5	0.2	0	1	0	0	-0.3
SLV5	0.2	0	0.2	0.5	0.2	0	0	1	0	0.3
SLV6	0.2	0	0.2	0.5	0.2	0	0	1	0	-0.3
SLV7	0.2	0	0.2	0.5	0.2	0	0	0	1	0.3
SLV8	0.2	0	0.2	0.5	0.2	0	0	0	1	-0.3
SLV9	0	0.2	0.2	0.5	0.2	1	0	0	0	0.3
SLV10	0	0.2	0.2	0.5	0.2	1	0	0	0	-0.3
SLV11	0	0.2	0.2	0.5	0.2	0	1	0	0	0.3
SLV12	0	0.2	0.2	0.5	0.2	0	1	0	0	-0.3
SLV13	0	0.2	0.2	0.5	0.2	0	0	1	0	0.3
SLV14	0	0.2	0.2	0.5	0.2	0	0	1	0	-0.3
SLV15	0	0.2	0.2	0.5	0.2	0	0	0	1	0.3
SLV16	0	0.2	0.2	0.5	0.2	0	0	0	1	-0.3

15.3 Verifiche strutturali

La struttura è realizzata con un calcestruzzo le cui caratteristiche sono state dedotte dalle prove in situ. I parametri di resistenza sono stati associati ad un C20/25 armato con ferri di resistenza pari a quella che si evince dalle relative prove eseguite sulle barre prelevate in situ. Di seguito sono esplicitati i valori di calcolo impiegati per le verifiche;

<i>CLS C20/25</i>	<i>Acciaio</i>
fcd = 11.3 Mpa	f _{yd} = 331 MPa
ε _{cu} = 0.35%	ε _{su} 5%

15.3.1 Verifiche pressoflessione

La sezione di verifica è rappresentata nell'immagine seguente, mentre i dati geometrici principali sono riportati nella tabella seguente.

<i>dati sez</i>	
B tot	5.94 m
H max	2.3 m
B trave	0.50 m
Sp. Soletta	0.30 m
ρ _s	0.7%

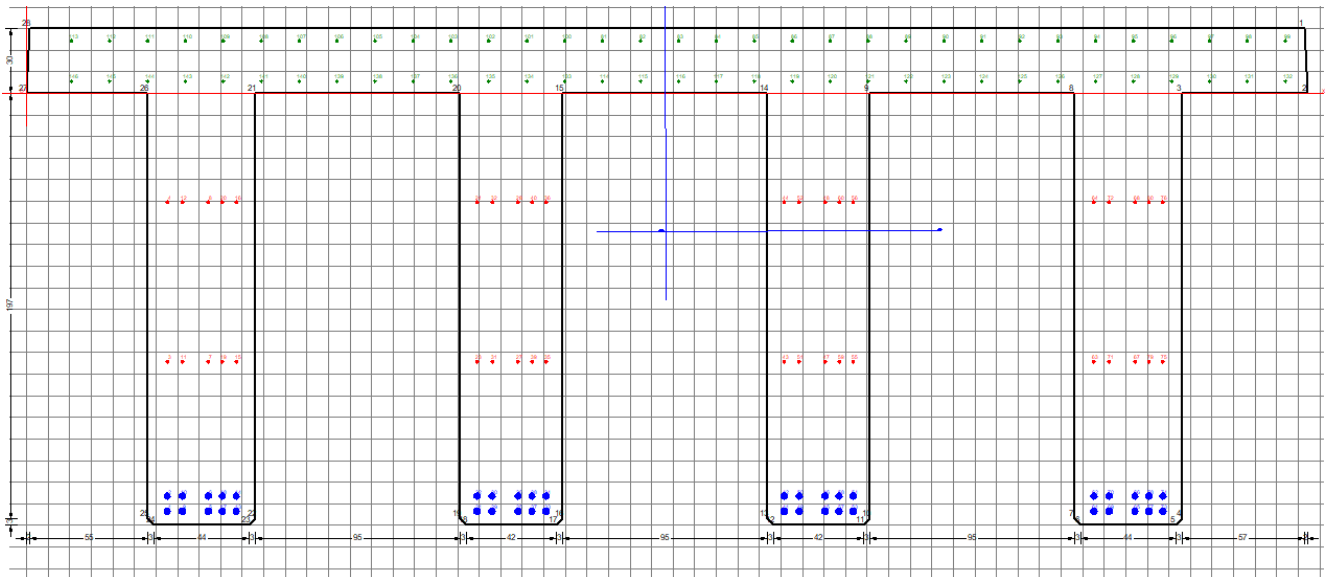


Figura 68: Sezione di verifica

Si riporta il riepilogo dei livelli di sicurezza ottenuti per ciascuna combinazione nei riguardi delle verifiche a pressoflessione eseguite.

- Condizioni statiche

Combinazioni Statiche SLU						
Mezzeria	N	Vz	Vy	My	Mz	Rd/Ed
comb	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	-
SLU1	575	622	-62	-9999	-721	2.62
SLU2	615	606	-62	-10002	-719	2.62
SLU3	400	573	-62	-9121	-918	2.87
SLU4	432	561	-61	-9124	-916	2.88
SLU5	575	622	-62	-9999	-721	2.62
SLU6	615	606	-62	-10002	-719	2.62
SLU7	400	573	-62	-9121	-918	2.87
SLU8	432	561	-61	-9124	-916	2.88
SLU9	130	383	-31	-6315	-242	4.15
SLU10	130	383	-31	-6315	-242	4.15
SLU11	540	516	-53	-8253	-652	3.21
SLU12	580	500	-53	-8256	-649	3.21
SLU13	365	467	-53	-7375	-848	3.58

SLU14	397	455	-52	-7378	-846	3.58
SLU15	540	516	-53	-8253	-652	3.21
SLU16	580	500	-53	-8256	-649	3.21
SLU17	365.2	467	-53	-7375	-848	3.58
SLU18	397.3	455	-52	-7378	-846	3.58
SLU19	95.3	277	-22	-4569	-172	5.75
SLU20	95.3	277	-22	-4569	-172	5.75

- **Condizioni sismiche**

Combinazioni Sismiche SLV						
Mezzeria	N	Vz	Vy	My	Mz	Rd/Ed
<i>comb</i>	<i>(kN)</i>	<i>(kN)</i>	<i>(kN)</i>	<i>(kNm)</i>	<i>(kNm)</i>	-
SLV1	-166	74	-551	-1815	343	14.17
SLV2	-170	65	-550	-1667	347	15.39
SLV3	-324	260	-629	-1744	283	14.62
SLV4	-328	251	-629	-1596	287	15.93
SLV5	-231	149	-818	-2008	-1939	11.85
SLV6	-234	140	-817	-1860	-1934	12.58
SLV7	-127	-292	-132	-1928	-1210	13.05
SLV8	-130	-301	-131	-1780	-1205	14.05
SLV9	-161	71	-551	-1815	343	14.15
SLV10	-164	63	-550	-1667	348	15.39
SLV11	-319	258	-629	-1745	283	14.62
SLV12	-322	249	-628	-1597	288	15.91
SLV13	-225	147	-817	-2008	-1939	11.86
SLV14	-229	138	-817	-1860	-1934	12.58
SLV15	-121	-295	-132	-1928	-1209	13.05
SLV16	-125	-303	-131	-1781	-1205	14.04

Si riporta la verifica per la condizione più gravosa identificata nella combinazione SLU1.

Relazione di stato di fatto e vulnerabilità sismica dell'opera e di calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione

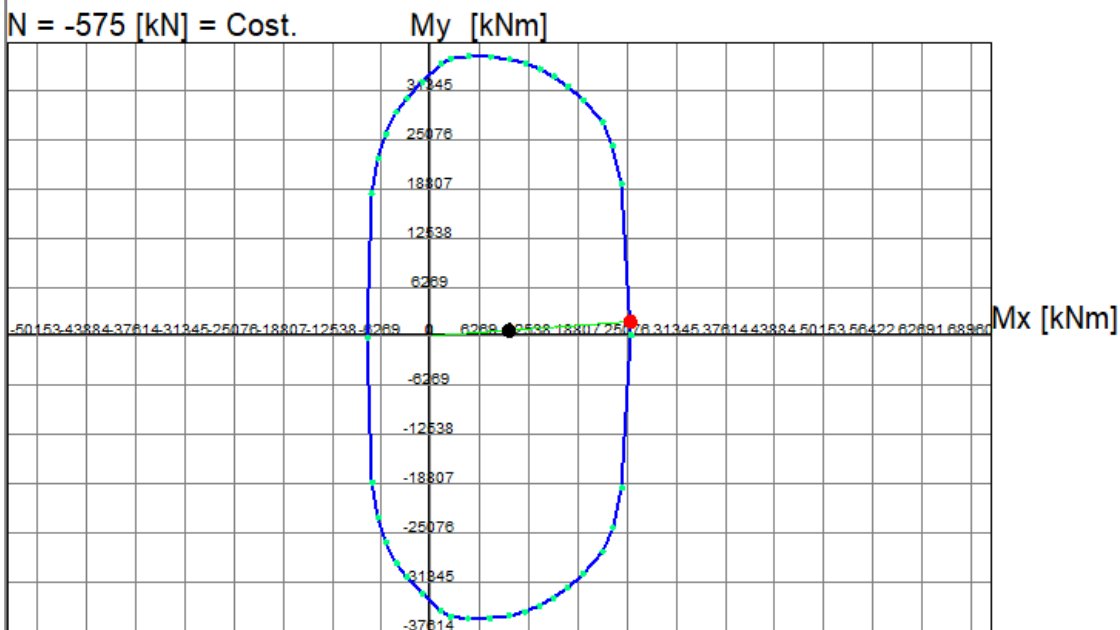
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 CL	VI 08 00 001	A	86 di 142

DOMINIO INTERAZIONE Mx-My (STATO LIMITE ULTIMO)

Nome Sezione: mezzeria

Percorso File: \\FILE-SERVER\archivio\Archivio Disegni\MPA373 IF AQUA_005 - Caltagirone Gela Opera km346\2_Ar

N = -575 [kN] = Cost.



Passo Momenti Mx, My griglia = 6269 kNm

Legenda		N [kN]		Mx [kNm]		My [kNm]		N°Punti Dominio		Visualizza	
•	Punti calc. dom.	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Punti calcolati dom.
—	Wireframe dom.	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Griglia
—	Assi rifer. dom.	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Sforzi dati e di frontiera
•	Sforzi assegnati	Scala grafico e passo griglia		<input type="text"/>		<input type="text"/>		<input type="text"/>		<input type="checkbox"/>	Numerazione punti
•	Sforzi ultimi									Passo M(kNm) <input type="text" value="6269.1"/>	

16 VERIFICA A TAGLIO

Si è proceduto a verificare le sezioni di appoggio della campata centrale e di quelle a ridosso delle spalle.

Si riportano esclusivamente i risultati ottenuti per la sezione più gravosa di quelle indagate, ovvero quella relativa alla spalla destra.

16.1 Sollecitazioni elementari

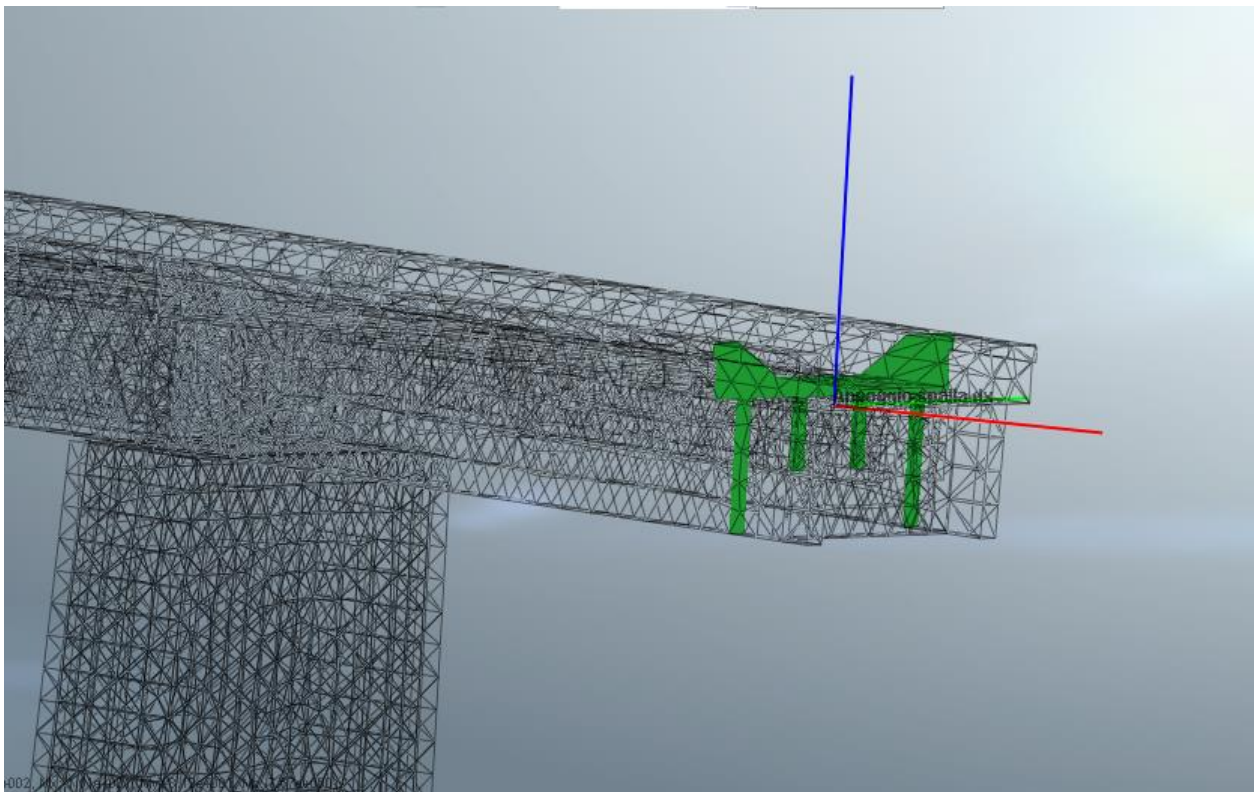


Figura 69: Cutting plane utilizzato per estrapolare le azioni elementari

Errore. Il collegamento non è valido.

azioni elementari	N	Vz	Vy	My	Mz
G1	-2	512	-4	-187	5
G2	-1	162	1	-95	-16
T1	-3	360	3	-205	-38
T2	-3	362	7	-190	-49
Vento	0	0	-52	0	-18

Frenatura	12	26	-2	-2	2
Serpeggio	0	0	1	0	3
FX GR1	-203	595	-38	-54	-322
FX GR2	-2	625	242	2	-103
FY GR1	-80	516	-160	177	232
FY GR2	26	722	-217	-53	169
SLV Z	0	35	0	-13	0
Temperatura	-850	0	0	1378	0

16.2 Verifiche strutturali

16.2.1 Verifiche a taglio

La verifica a taglio è stata eseguita prendendo il taglio massimo tra le condizioni statiche e quelle sismiche.

<i>dati sez</i>	
B tot	5.94 m
H max	2.3 m
B trave	0.38 m
Sp. Soletta	0.30 m
ρ_s	0.9%

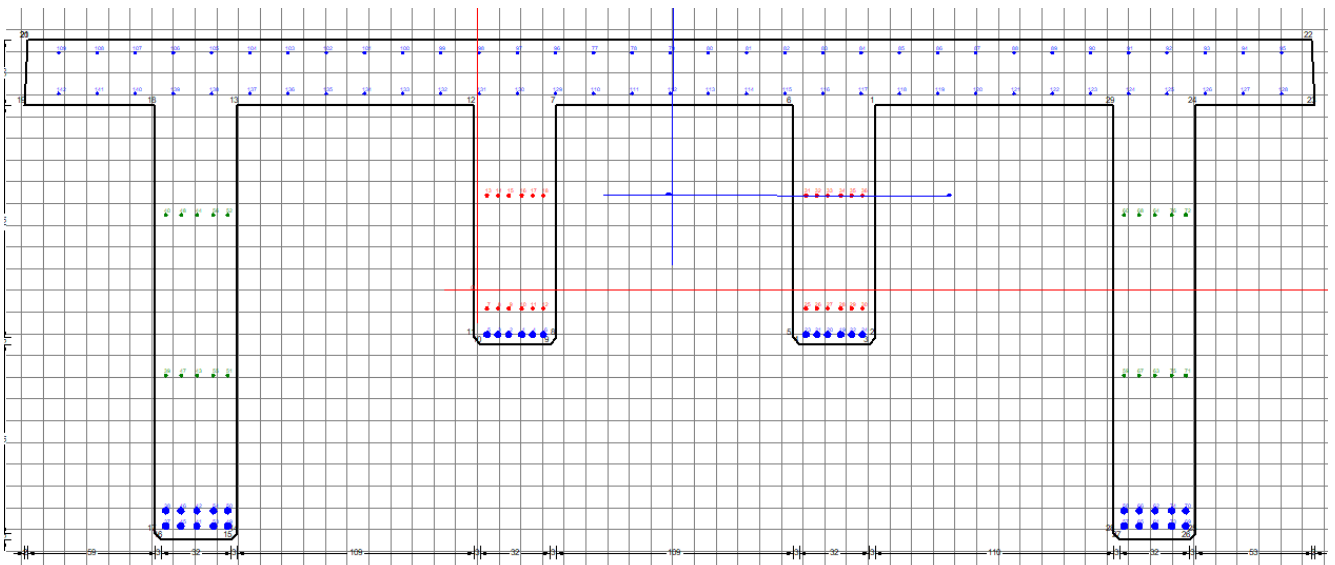


Figura 70: Sezione di verifica

• DIREZIONE TRASVERSALE (Y)

La sezione resistente è costituita dalla soletta, si evince dalle prove pacometriche una armatura resistente a taglio costituita da 2 $\phi 12$ passo 250 mm.

Azioni di taglio

$$A_{ed} = 243 \text{ kN} \times 1.00 = 243 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 243 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = -130 \text{ KN} \quad \text{sfuerzo normale}$$

$$b_w = 0.300 \text{ m} \quad \text{larghezza (6.16)}$$

$$h = 5.910 \text{ m} \quad \text{altezza totale}$$

$$c = 0.050 \text{ m} \quad \text{copriferro}$$

$$d = 5.860 \text{ m} \quad \text{altezza utile}$$

$$A_c = 1.773 \text{ mq} \quad \text{area totale}$$

Resistenza delle staffe:

$$\phi_w = 12 \text{ mm} \quad \text{diametro staffa}$$

$$n = 2.00 \quad \text{numero braccia}$$

$$A_{sw} = 2.26 \text{ cm}^2$$

$$z = 5.27 \text{ m} \quad = 0.9 \cdot d$$

$$\sin \alpha = 1 \quad \alpha \text{ angolo tra le staffe e l'asse della trave } (\alpha = 90^\circ \text{ per staffe verticali})$$

$$\rho_w = 0.30 \% \quad = A_{sw} / (s \cdot b_w \cdot \sin \alpha) \cdot 100 \geq$$

$$s = 0.25 \text{ m} \quad = \text{passo staffe} \leq 4.40 \text{ m} \quad = 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha)$$

$$\theta = 45.0^\circ$$

$$V_{Rd,s} = 1579 \text{ kN} \quad = A_{sw} / s \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta$$

Resistenza del puntone compresso:

$$v = 0.552 \quad = 0.6 \cdot (1 - f_{ck} / 250) \text{ (from EN 6.6N)}$$

$$\sigma_{cp} = 0.00 \quad = N_{sd} / A_c$$

$$\alpha_{cw} = 1.00$$

$$V_{Rd,max} = 4935 \text{ kN} \quad = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta)$$

$$V_{Rd} = 1264 \text{ kN} \quad = \min(V_{Rd,s}; V_{Rd,max}) / \gamma_{Bd1}$$

$$V_{Ed} = 243$$

minore o uguale di

$$V_{Rd} = 1264 \text{ verifica soddisfatta}$$

- DIREZIONE VERTICALE (Z)

La sezione resistente è costituita dalla singola trave rettangolare centrale, di altezza minore rispetto a quelle esterne. Si evince dalle prove pacometriche una armatura resistente a taglio costituita da 2 $\phi 12$ passo 250 mm.

Azioni di taglio

$$A_{ed} \cdot \gamma = 1496 \cdot 0.25 = 374 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 374 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 3 \text{ KN} \quad \text{sforzo normale}$$

$$b_w = 0.380 \text{ m} \quad \text{larghezza (6.16)}$$

$$h = 1.400 \text{ m} \quad \text{altezza totale}$$

$$c = 0.050 \text{ m} \quad \text{copriferro}$$

$$d = 1.350 \text{ m} \quad \text{altezza utile}$$

$$A_c = 0.532 \text{ mq} \quad \text{area}$$

Resistenza delle staffe:

$\phi_w =$	12	mm	diametro staffa
$n =$	2.00		numero braccia
$A_{sw} =$	2.26	cmq	
$z =$	1.22	m	$= 0.9 \cdot d$
$\sin \alpha =$	1		α angolo tra le staffe e l'asse della trave ($\alpha = 90^\circ$ per staffe verticali)
$\rho_w =$	0.24	%	$= A_{sw} / (s \cdot b_w \cdot \sin \alpha) \cdot 100 \geq$
$s =$	0.25	m	$=$ passo staffe \leq 1.01 m $= 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha)$
$\theta =$	21.8	°	
$\tan \theta =$	0.40		
$\cot \theta =$	2.50		
$\rho_{w, \max} =$	0.79		$= A_{sw, \max} \cdot f_{yd} / (b_w \cdot s) \leq 1/2 \cdot \alpha_{cw} \cdot v \cdot f_{cd} = 3.12$ verifica soddisfatta
$V_{Rd, s} =$	910	kN	$= A_{sw} / s \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta$

Resistenza del puntone compresso:

$v =$	0.552		$= 0.6 \cdot (1 - f_{ck} / 250)$ (from EN 6.6N) ▼
$\sigma_{cp} =$	0.00		$= N_{sd} / A_c$
$\alpha_{cw} =$	1.00		
$V_{Rd, \max} =$	993	kN	$= \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta)$
$V_{Rd} =$	910	kN	$= \min(V_{Rd, s}; V_{Rd, \max}) / \gamma_{Bd1}$
$V_{Ed} =$	374		minore o uguale di $V_{Rd} = 910$ verifica soddisfatta

17 VERIFICA DELL'INCAMICIATURA DELLE PILE

17.1 Sollecitazioni elementari

Le sollecitazioni elementari sono state ottenute dal modello mediante l'integrazione su un prefissato piano di taglio (sezione) delle forze nodali associate ai vari elementi tridimensionali che costituiscono il modello di calcolo.

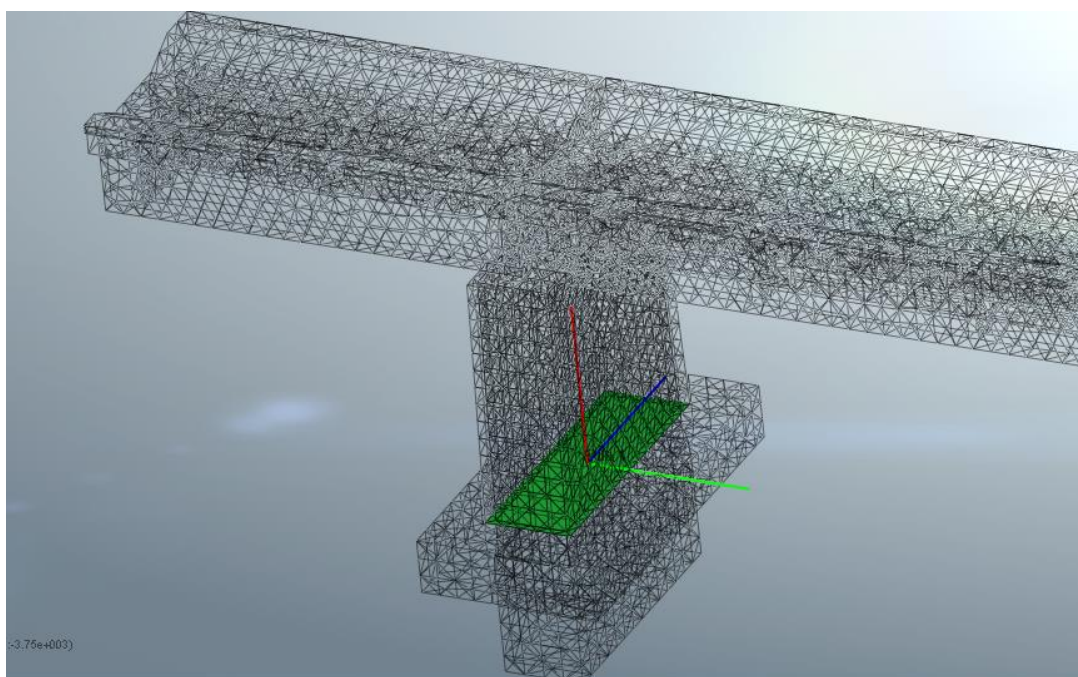


Figura 71: Sezione di integrazione delle forze nodali a base pila (Assi di riferimento: rosso=z, verde=x, blu=y)

Il piano di taglio, come si evince dalla figura, è stato effettuato su tutta la sezione, comprendendo anche la struttura esistente. Si è scelto però di far portare tutte le sollecitazioni alla struttura di rinforzo, nella fattispecie la camicia in calcestruzzo.

Per le azioni sismiche sono stati riportati i valori per i due gruppi di azioni già citati nell'analisi push over, e la componente verticale SLV Z, andando a considerare l'effettiva accelerazione di sito per sisma verticale. Di seguito le azioni elementari riportate allo spiccato pila.

G1	-4773	-266	6	151	-168
G2	-691	-97	-7	-18	221
T1	-880	-180	-4	155	234
T2	-1446	-174	-6	-18	392
Vento	1	2	192	0	-1406
Frenatura	14	243	2	560	-17
Serpeggio	1	1	97	0	-757
FX GR1	-6582	-119	143	-857	-504
FX GR2	-5050	-103	47	-1713	387
FY GR1	-4339	-1184	1607	-4088	-11241
FY GR2	-3911	-471	1536	-3748	-7363
SLV Z	-328	-18	0	10	-12
Temperatura	0	-850	0	-7133	0

17.2 Combinazioni di carico

La tabella seguente riporta il dettaglio delle combinazioni di carico impiegate nella verifica dell'elemento strutturale.

- **Condizioni statiche**

	G1	G2	Treno 1C	Treno 2C	Frenatura	Serpeggio	Temperatura	Vento
SLU1	1.35	1.5	1.45	0	1.45	1.45	1.5	0.9
SLU2	1.35	1.5	0	1.45	1.45	1.45	1.5	0.9
SLU3	1.35	1.5	1.16	0	1.16	1.16	0.9	1.5
SLU4	1.35	1.5	0	1.16	1.16	1.16	0.9	1.5
SLU5	1.35	1.5	1.45	0	1.45	1.45	1.5	0.9
SLU6	1.35	1.5	0	1.45	1.45	1.45	1.5	0.9
SLU7	1.35	1.5	1.16	0	1.16	1.16	0.9	1.5
SLU8	1.35	1.5	0	1.16	1.16	1.16	0.9	1.5
SLU9	1.35	1.5	0	0	0	0	0	0
SLU10	1.35	1.5	0	0	0	0	0	0
SLU11	1	1	1.45	0	1.45	1.45	1.5	0.9
SLU12	1	1	0	1.45	1.45	1.45	1.5	0.9
SLU13	1	1	1.16	0	1.16	1.16	0.9	1.5
SLU14	1	1	0	1.16	1.16	1.16	0.9	1.5
SLU15	1	1	1.45	0	1.45	1.45	1.5	0.9
SLU16	1	1	0	1.45	1.45	1.45	1.5	0.9
SLU17	1	1	1.16	0	1.16	1.16	0.9	1.5
SLU18	1	1	0	1.16	1.16	1.16	0.9	1.5
SLU19	1	1	0	0	0	0	0	0
SLU20	1	1	0	0	0	0	0	0
SLE-K1	1	1	0.8	0	0.8	0.8	0.6	0.6
SLE-K2	1	1	0	0.8	0.8	0.8	0.6	0.6
SLE-K3	1	1	0.8	0	0.8	0.8	1	1
SLE-K4	1	1	0	0.8	0.8	0.8	1	1
SLE-K5	1	1	0	0	0	0	0	0
SLE-K6	1	1	0	0	0	0	0	0
SLE-QP1	1	1	0.2	0	0.2	0.2	0.5	0
SLE-QP2	1	1	0	0.2	0.2	0.2	0.5	0
SLE-QP3	1	1	0.2	0	0.2	0.2	0.5	0
SLE-QP4	1	1	0	0.2	0.2	0.2	0.5	0
SLE-QP5	1	1	0	0	0	0	0	0
SLE-QP6	1	1	0	0	0	0	0	0

- **Condizioni sismiche**

	Treno 1C	Treno 2C	Frenatura	Temperatura	Serpeggio	FX gr1	FX gr2	FY gr1	FY gr2	SLV Z
SLV1	0.2	0	0.2	0.5	0.2	1	0	0	0	0.3
SLV2	0.2	0	0.2	0.5	0.2	1	0	0	0	-0.3
SLV3	0.2	0	0.2	0.5	0.2	0	1	0	0	0.3
SLV4	0.2	0	0.2	0.5	0.2	0	1	0	0	-0.3
SLV5	0.2	0	0.2	0.5	0.2	0	0	1	0	0.3
SLV6	0.2	0	0.2	0.5	0.2	0	0	1	0	-0.3
SLV7	0.2	0	0.2	0.5	0.2	0	0	0	1	0.3
SLV8	0.2	0	0.2	0.5	0.2	0	0	0	1	-0.3
SLV9	0	0.2	0.2	0.5	0.2	1	0	0	0	0.3
SLV10	0	0.2	0.2	0.5	0.2	1	0	0	0	-0.3
SLV11	0	0.2	0.2	0.5	0.2	0	1	0	0	0.3
SLV12	0	0.2	0.2	0.5	0.2	0	1	0	0	-0.3
SLV13	0	0.2	0.2	0.5	0.2	0	0	1	0	0.3
SLV14	0	0.2	0.2	0.5	0.2	0	0	1	0	-0.3
SLV15	0	0.2	0.2	0.5	0.2	0	0	0	1	0.3
SLV16	0	0.2	0.2	0.5	0.2	0	0	0	1	-0.3

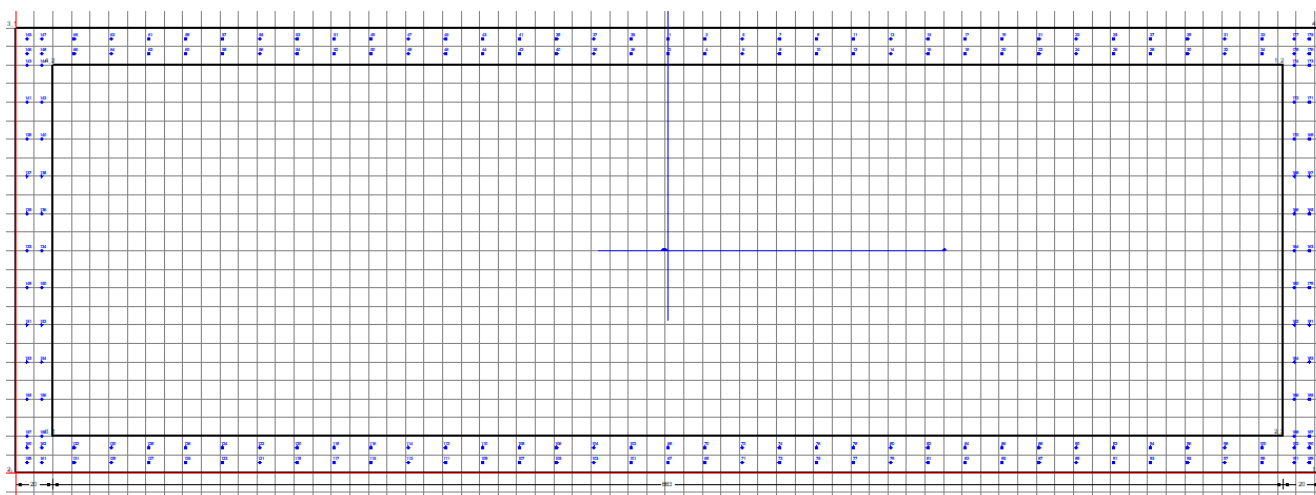
17.2.1 Verifiche Sezione di spiccato

La sezione resistente è costituita esclusivamente dalla camicia di rinforzo in calcestruzzo, di spessore pari a 20 centimetri, senza considerare quindi la presenza della pila esistente in calcestruzzo.

Verifiche pressoflessione SLU

La sezione di verifica è rappresentata nell'immagine seguente, mentre i dati geometrici principali sono riportati nella tabella seguente (l'armatura è costituita da una doppia maglia $\phi 14$ passo 200mm.)

<i>dati sez</i>	<i>BASE PILA</i>
B int	2.00 m
H int	6.63 m
Spessore	0.2m
ρ_s (%)	0.8 %


Figura 72: Sezione di verifica

Si riporta il riepilogo dei livelli di sicurezza ottenuti per ciascuna combinazione nei riguardi delle verifiche a pressoflessione eseguite.

- **Condizioni statiche**

Combinazioni Statiche SLU						
Spiccato	N	Vx	Vy	My	Mx	Rd/Ed
<i>comb</i>	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	-
SLU1	-8732	-1686	308	-9486	-1944	2.42
SLU2	-9553	-1677	305	-9738	-1715	2.45
SLU3	-8480	-1193	395	-5414	-2631	4.18
SLU4	-9138	-1186	393	-5615	-2448	4.15
SLU5	-8732	-1686	308	-9486	-1944	2.42
SLU6	-9553	-1677	305	-9738	-1715	2.45
SLU7	-8480	-1193	395	-5414	-2631	4.18
SLU8	-9138	-1186	393	-5615	-2448	4.15
SLU9	-7480	-505	-2	176	104	122.27
SLU10	-7480	-505	-2	176	104	122.27
SLU11	-6716	-1544	309	-9530	-1995	2.18
SLU12	-7537	-1535	307	-9781	-1766	2.22
SLU13	-6464	-1051	397	-5457	-2683	3.75
SLU14	-7122	-1044	395	-5659	-2499	3.74
SLU15	-6716	-1544	309	-9530	-1995	2.18
SLU16	-7537	-1535	307	-9781	-1766	2.22
SLU17	-6464.5	-1051	397	-5457	-2683	3.75

SLU18	-7121.6	-1044	395	-5659	-2499	3.74
SLU19	-5463.7	-363	-1	133	52	145.67
SLU20	-5463.7	-363	-1	133	52	145.67

- **Condizioni sismiche**

Combinazioni Sismiche SLV						
Spiccato	N	Vx	Vy	My	Mx	Rd/Ed
<i>comb</i>	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	-
SLV1	-6854	-537	162	-4277	-616	4.9
SLV2	-6657	-526	162	-4284	-609	4.85
SLV3	-5321	-520	66	-5134	275	3.76
SLV4	-5125	-509	66	-5140	282	3.71
SLV5	-4610	-1602	1626	-7508	-11352	2.4
SLV6	-4414	-1591	1626	-7514	-11345	2.36
SLV7	-4182	-889	1555	-7169	-7474	2.48
SLV8	-3985	-878	1555	-7175	-7467	2.43
SLV9	-6967	-535	162	-4312	-584	4.89
SLV10	-6770	-524	161	-4318	-577	4.83
SLV11	-5435	-519	66	-5168	307	3.76
SLV12	-5238	-508	65	-5175	314	3.71
SLV13	-4724	-1601	1626	-7543	-11321	2.4
SLV14	-4527	-1590	1625	-7549	-11314	2.36
SLV15	-4295	-887	1555	-7203	-7442	2.48
SLV16	-4098	-876	1554	-7210	-7435	2.45

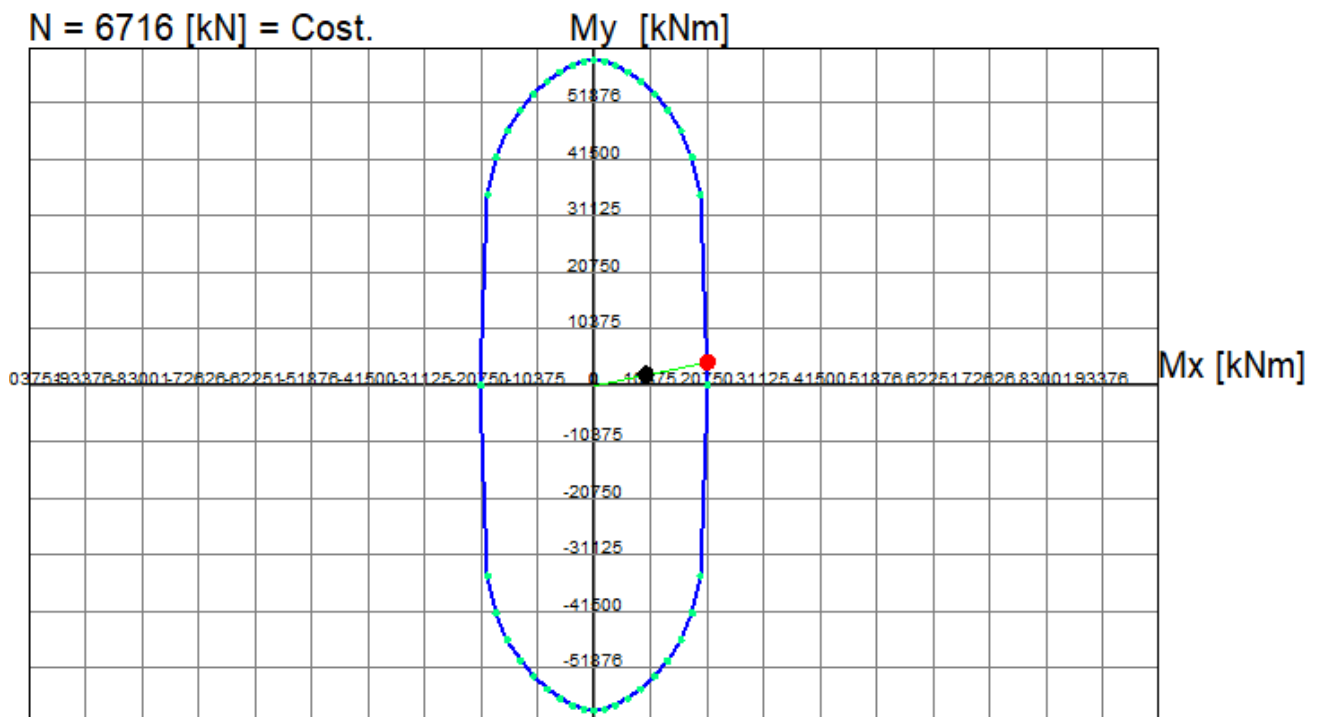
Si riporta la verifica per la condizione più gravosa identificata nella combinazione SLU11.

DOMINIO INTERAZIONE Mx-My (STATO LIMITE ULTIMO)

Nome Sezione: Spiccato

Percorso File: \\FILE-SERVER\archivio\Archivio Disegni\MPA373 IF AQUA_005 - Caltagirone Gela Opera km346\2_A

N = 6716 [kN] = Cost.



Passo Momenti Mx, My griglia = 10375 kNm

Legenda	N [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	N°Punti Dominio	Visualizza
<ul style="list-style-type: none"> Punti calc. dom. Wireframe dom. Assi rifer. dom. Sforzi assegnati Sforzi ultimi 				40	<input checked="" type="checkbox"/> Punti calcolati dom. <input checked="" type="checkbox"/> Griglia <input checked="" type="checkbox"/> Sforzi dati e di frontiera <input type="checkbox"/> Numerazione punti
Scala grafico e passo griglia				Passo M(kNm)	10375.1

Verifiche taglio

La sezione resistente è costituita dalle singole pareti costituenti la sezione cava in calcestruzzo. Trattandosi di una sezione chiusa è stata presa in considerazione anche la torsione. L'armatura resistente a taglio è costituita da barre orizzontali $2\phi 12/150$ mm.

- DIREZIONE LONGITUDINALE (X)

In tale direzione è stata individuata SLV14 come la combinazione più gravosa.

Caratteristiche dei materiali

Cls

Rck=	40	MPa	
fck=	32	MPa	
γ_c =	1.50		
fcm=	40	MPa	
α_{cc} =	0.85		coefficiente che tiene conto degli effetti a lungo termine, var 0.8-1
fcd=	18.1	MPa	
fctm=	3.02	MPa	
fctk _{0.05} =	2.12	MPa	
fctk _{0.95} =	3.93	MPa	
α_{ct} =	1.00		coefficiente che tiene conto degli effetti a lungo termine, var 0.8-1
fctd=	1.41	MPa	

Acciaio c.a.

fyk=	450	MPa
γ_s =	1.15	
fyd=	391	MPa

INDICE	13
Med	-7543
α_s	1.9631

Azioni di taglio

$$A_{ed} \uparrow 1601 \times 0.50 = 800 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 800 \text{ kN}$$

$$V^*_{Ed} = 919 \text{ kN}$$

Azioni di torsione

$$A_{ed} \uparrow 1858 \times 1.00 = 1858 \text{ kNm}$$

$$T_{Ed} = 1858 \text{ kNm}$$

$$119 \text{ kN}$$

$$= V_{ED} + T_{Ed} * z / (2 * A_k)$$

$$N_{sd} \uparrow 4724 \text{ KN} \quad \text{sforzo normale}$$

$$z = 1.920 \text{ m}$$

$$A_k = 15.03 \text{ mq}$$

$$b_w = 0.200 \text{ m} \quad \text{larghezza (6.16)}$$

$$h = 2.400 \text{ m} \quad \text{altezza totale}$$

$$c = 0.050 \text{ m} \quad \text{copriferro}$$

$$d = 2.350 \text{ m} \quad \text{altezza utile}$$

$$A_c = 3.612 \text{ mq} \quad \text{area totale}$$

$$L = 6.780 \text{ m}$$

Resistenza delle staffe:

$\phi_w =$	12	mm	diametro staffa			
$n =$	2.00		numero braccia			
$A_{sw} =$	2.26	cmq				
$z =$	2.12	m	$=0.9 \cdot d$			
$\sin \alpha =$	1		α angolo tra le staffe e l'asse della trave ($\alpha = 90^\circ$ per staffe verticali)			
$\rho_w =$	0.75	%	$= A_{sw} / (s \cdot b_w \cdot \sin \alpha) \cdot 100 \geq$			
$s =$	0.15	m	$=$ passo staffe \leq	1.76	m	$= 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha)$
$\theta =$	45.0	°				
$V_{Rd,s} =$	1248	kN	$= A_{sw} / s \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta$			

Resistenza del puntone compresso:

$v =$	0.523		$= 0.6 \cdot (1 - f_{ck} / 250)$ (from EN 6.6N)
$\sigma_{cp} =$	1.31		$= N_{sd} / A_c$
$\alpha_{cw} =$	1.07		
$V_{Rd,max} =$	2151	kN	$= \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta)$
$\gamma_{Bd1} =$	1.25		coefficiente di sicurezza (EN1998-2-5.6.2.b)
$V_{Rd} =$	998	kN	$= \min(V_{Rd,s}; V_{Rd,max}) / \gamma_{Bd1}$

$V_{Ed} = 919$ minore o uguale di $V_{Rd} = 998$ verifica soddisfatta

- DIREZIONE TRASVERSALE (Y)

In tale direzione è stata individuata SLV5 come la combinazione più gravosa.

Relazione di stato di fatto e vulnerabilità sismica dell'opera e di calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 CL	VI 08 00 001	A	100 di 142

Azioni di taglio

$$A_{ed} \cdot \gamma = 1626 \cdot 0.50 = 813 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 813 \text{ kN}$$

$$V^*_{Ed} = 1160 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 4610 \text{ KN} \quad \text{sforzo normale}$$

bw =	0.200	m	larghezza (6.16)
h =	7.030	m	altezza totale
c =	0.050	m	copriferro
d =	6.980	m	altezza utile
Ac =	3.612	m ²	area totale
L =	6.780	m	

Azioni di torsione

$$A_{ed} \cdot 1.00 = 1855 \text{ kNm}$$

$$T_{Ed} = 1855 \text{ kNm}$$

$$347 \text{ kN}$$

$$= V_{ED} + T_{ED} \cdot z / (2 \cdot A_k)$$

$$z = 5.624 \text{ m} \quad \text{braccio forze interne}$$

$$A_k = 15.03 \text{ m}^2$$

Resistenza delle staffe:

$\phi_w =$	12	mm	diametro staffa
n =	2.00		numero braccia
Asw =	2.26	cm ²	
z =	6.28	m	= 0.9 * d
sen $\alpha =$	1		α angolo tra le staffe e l'asse della trave ($\alpha = 90^\circ$ per staffe verticali)
$\rho_w =$	0.75	%	= Asw / (s * bw * sin α) * 100 >=
s =	0.15	m	= passo staffe <= 5.24 m = 0.75 * d * (1 + cot α)
$\theta =$	45.0	°	
tan $\theta =$	1.00		
cot $\theta =$	1.00		
$\rho_{w,max} =$	2.95		= $A_{sw,max} \cdot f_{yd} / (bw \cdot s) \leq 1/2 \cdot \alpha_{cw} \cdot v \cdot f_{cd} = 5.08$ verifica soddisfatta
$V_{Rd,s} =$	3707	kN	= Asw / s * z * f _{wd} * cot θ

Resistenza del puntone compresso:

v =	0.523		= 0.6 * (1 - f _{ck} / 250) (from EN 6.6N)
$\sigma_{cp} =$	1.28		= N _{sd} / Ac
$\alpha_{cw} =$	1.07		
$V_{Rd,max} =$	6379	kN	= $\alpha_{cw} \cdot bw \cdot z \cdot v \cdot f_{cd} / (\cot\theta + \tan\theta)$
$\gamma_{Bd1} =$	1.25		coefficiente di sicurezza (EN1998-2-5.6.2.b)
$V_{Rd} =$	2965	kN	= min($V_{Rd,s}$; $V_{Rd,max}$)

$V_{Ed} = 1160$ minore o uguale di $V_{Rd} = 2965$ **verifica soddisfatta**

Verifiche SLE

Nei confronti dello stato limite di esercizio si provvede a verificare la massima compressione nel calcestruzzo ed il controllo della fessurazione.

- CONTROLLO COMPRESSIONE CALCESTRUZZO

Comb. rara : $\sigma_{c, \text{limite}} = 0.55 f_{ck} = 16.5 \text{ MPa}$

Comb. QP : $\sigma_{c, \text{limite}} = 0.40 f_{ck} = 12.0 \text{ MPa}$

- CONTROLLO APERTURA FESSURE

Comb. SLE : $\sigma_{t, \text{limite}} = f_{ctm}/1.2 = 2.42 \text{ MPa}$

Spiccato	N	My	Mx	σ_C	$\sigma_C \text{ lim}$	verifica	σ_T	$\sigma_T \text{ lim}$	verifica
<i>comb</i>	<i>(kN)</i>	<i>(kNm)</i>	<i>(kNm)</i>	<i>(MPa)</i>	<i>(MPa)</i>	<i>(-)</i>	<i>(MPa)</i>	<i>(MPa)</i>	<i>(-)</i>
SLE-QP 1	-5637	-3291	-55	2.64	12.0	OK	-0.48	2.42	OK
SLE-QP 2	-5750	-3326	-24	2.68	12.0	OK	-0.50	2.42	OK
SLE-QP 3	-5637	-3291	-55	2.64	12.0	OK	-0.48	2.42	OK
SLE-QP 4	-5750	-3326	-24	2.68	12.0	OK	-0.50	2.42	OK
SLE-QP 5	-5464	133	52	1.56	12.0	OK	-1.46	2.42	OK
SLE-QP 6	-5464	133	52	1.56	12.0	OK	-1.46	2.42	OK
SLE-K 1	-6154	-3575	-1223	3.08	16.50	OK	-0.33	2.42	OK
SLE-K 2	-6608	-3714	-1096	3.23	16.50	OK	-0.43	2.42	OK
SLE-K 3	-6154	-6428	-1785	4.10	16.50	OK	0.69	2.42	OK
SLE-K 4	-6607	-6567	-1659	4.25	16.50	OK	0.59	2.42	OK
SLE-K 5	-5464	133	52	1.56	16.50	OK	-1.46	2.42	OK
SLE-K 6	-5464	133	52	1.56	16.50	OK	-1.46	2.42	OK

18 DIMENSIONAMENTO CONNETTORE TRA PILA E TRAVE DI IMPALCATO

Per assicurare la connessione tra la pila, l'intervento realizzato su di essa e la trave di impalcato, sono stati progettati dei connettori in acciaio che attraversano gli elementi come nella figura sottostante:

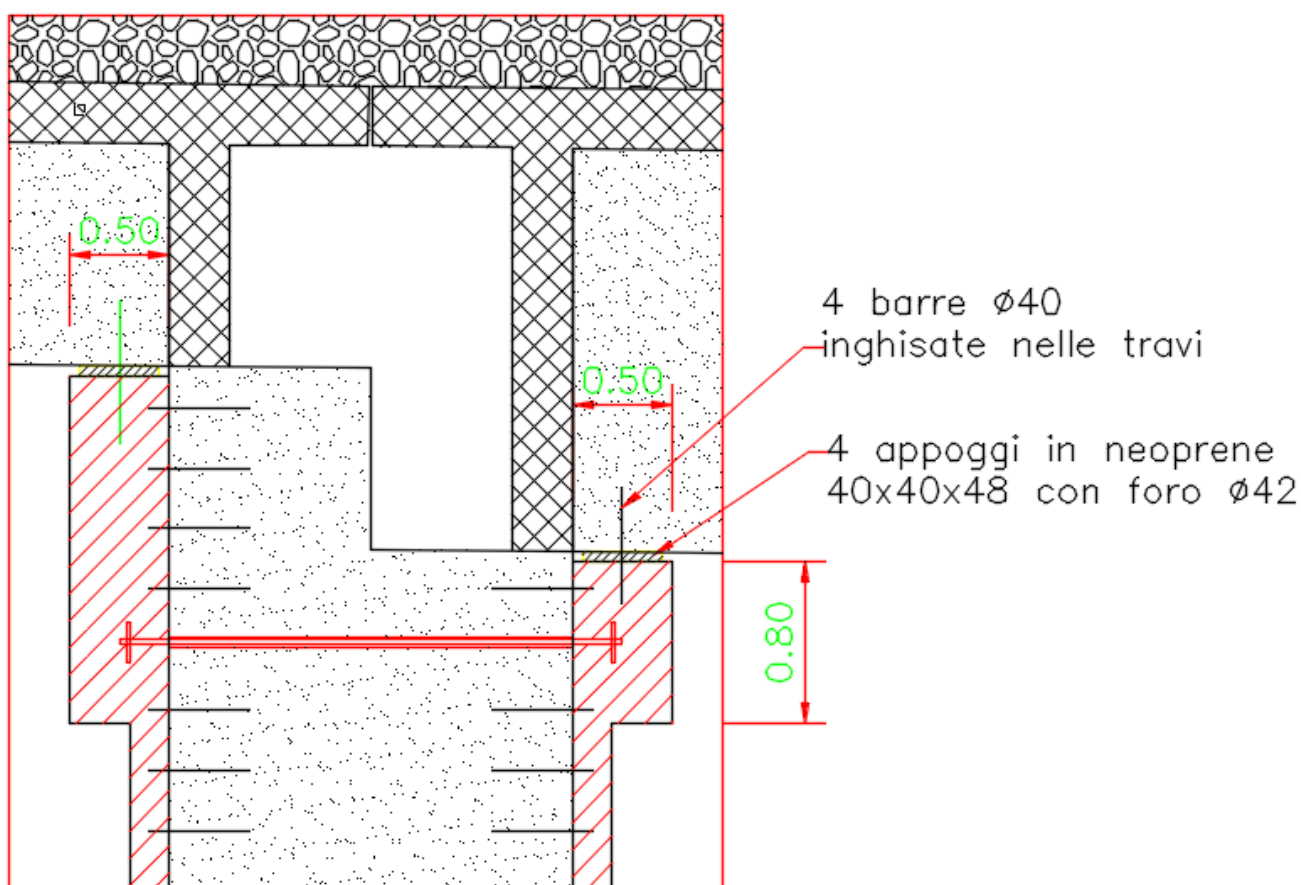


Figura 73: Particolare del connettore

L'azione sollecitante è stata definita come il massimo sforzo normale nella sezione di impalcato all'appoggio, che diventa taglio sulla pila. Di seguito i calcoli effettuati:

N_{Ed} [kN]	ϕ [mm]	Area [mm ²]
550.75	40	1257
f_{yd} [Mpa]	n° connettori	N_{rd} [kN]
850	1	617

19 DIMENSIONAMENTO DELL'ELEMENTO TOZZO PRESENTE NELL'INTERVENTO RIGUARDANTE LE SPALLE

L'intervento sulla spalla esistente prevede la realizzazione di un cordolo di rinforzo in calcestruzzo armato dove sono previsti dei connettori $\phi 20$ inghisati con resine epossidiche bicomponente in fori $\phi 25$ di lunghezza variabile. Di seguito il particolare dell'intervento:

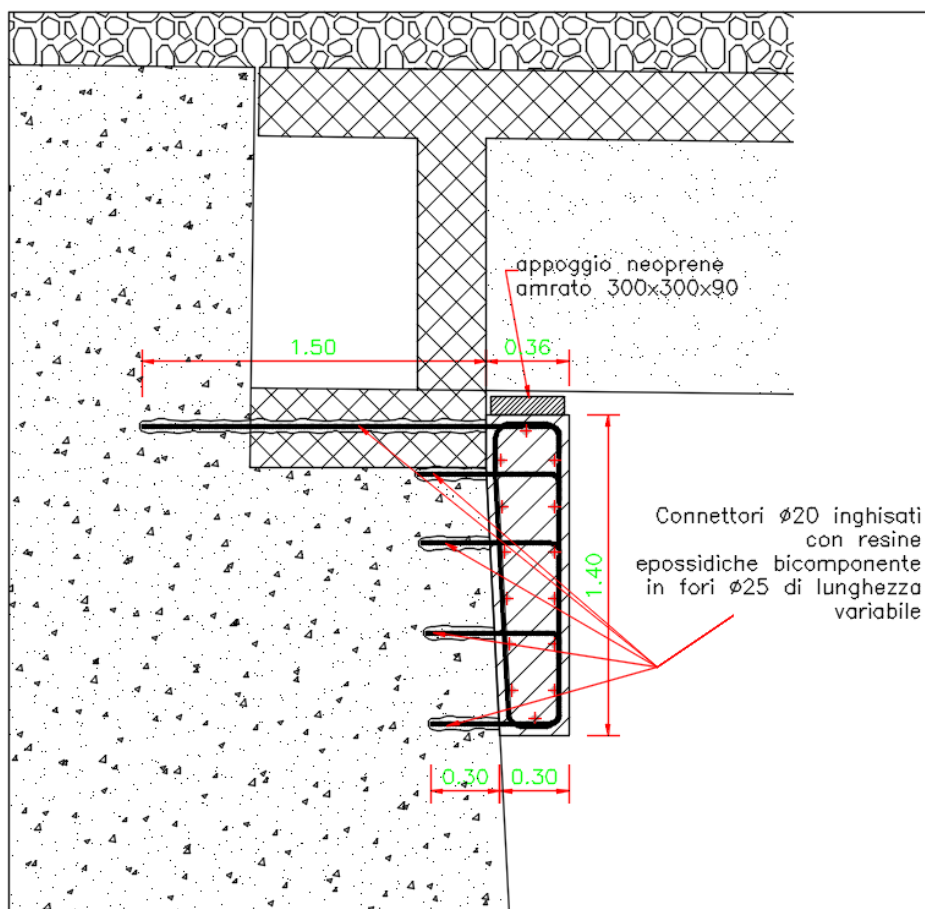


Figura 74: Particolare dell'elemento;

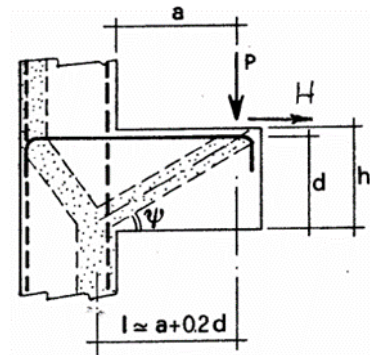
Si è verificato tale elemento come tozzo, attraverso l'azione verticale agente che proviene dall'impalcato per condizioni sismiche (diviso per il numero delle travi). Si riporta il modello tirante puntone utilizzato e di seguito illustrato:

Verifica di una mensola tozza

dati di progetto:

$$\begin{aligned} h &= 0.5 \text{ m} \\ a &= 0.15 \text{ m} \\ d &= 0.43 \text{ m} \\ b &= 1 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P &= 295 \text{ KN} \\ H &= 0 \text{ KN} \end{aligned}$$



caratteristiche calcestruzzo

$$\begin{aligned} R_{ck} &= 25 \text{ MPa} \\ f_{ck} &= 20 \text{ MPa} \\ \gamma_c &= 1.5 \\ f_{cd} &= 11.3 \text{ MPa} \end{aligned}$$

caratteristiche acciaio

$$\begin{aligned} f_{yk} &= 450 \text{ MPa} \\ \gamma_s &= 1.15 \\ f_{yd} &= 391 \text{ MPa} \end{aligned}$$

armatura di forza tirante:

$\phi = 20$ mm	diametro armatura	
$i = 25$ cm	passo armatura	
$ns = 1$	numero strati	
$n = 5.0$	numero di barre	
$c = 4$ cm	copriferro netto	
$\phi' = 20$ mm	diametro ripartitori (armatura ortogonale a quella di forza)	
$d' = 7$ cm		
$As = 16$ cm ²	area del tirante effettiva	0.28% Ac

Verifica dell'armatura

$$l = 0.24 \text{ m} \quad a + 0.2 \cdot d$$

Relazione di stato di fatto e vulnerabilità sismica dell'opera e di calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 CL	VI 08 00 001	A	105 di 142

$$\lambda = \cotg \psi = 0.61 \quad \approx l/(0.9*d)$$

$$\psi = 58.62^\circ$$

$$Pr = Prs = 1008 \text{ KN}$$

$$Ped = 294.5 \text{ KN}$$

$$P_R = P_{Rs} = (A_s f_{yd} - H_{Ed}) \frac{1}{\lambda}$$

$$P_{Rc} = 0,4 b d f_{cd} \frac{c}{1 + \lambda^2} \geq P_{Rs}$$

$$Pr = 1008 \quad \geq \quad 294.5 \quad = Ped \text{ verifica soddisfatta}$$

Verifica del puntone compresso

$$c = 1$$

= 1; per sbalzi di piastre non provvisti di staffatura

= 1.5; per sbalzi di travi provvisti di staffatura

$$Prc = 1577 \text{ KN}$$

$$Prc = 1577 \quad \geq \quad 1008 \quad = Prs \text{ verifica soddisfatta}$$

20 VERIFICA DEGLI INTERVENTI IN FONDAZIONE

20.1 Caratterizzazione geotecnica

20.1.1 Unità geotecniche

- **Unità 1:** Sabbie limose, lo spessore di tale unità risulta, in corrispondenza del sondaggio, di circa 11 m da p.c.;
- **Unità 2:** Limi sabbiosi argillosi, intercettati, in corrispondenza del sondaggio, a partire dalla profondità di circa 11 m da p.c..

20.1.2 Falda

Il livello di falda assunto in questa sede è stato misurato in corrispondenza del sondaggio S1.

	S1
LIVELLO FALDA	-8 m da pdc

20.1.3 Parametri geotecnici di calcolo

Nella tabella che segue si sintetizzano i parametri geotecnici caratteristici delle unità individuate, nel rispetto di quanto illustrato nella relazione geotecnica.

Parametri	Unità 1	Unità 2
γ (kN/m ³)	20	19.5
φ' (°)	35	30
c' (kPa)	0-5	20-40
C_u (kPa)	-	160
E_{op} (MPa)	50	80
E_u (MPa)	-	60

20.2 *Combinazioni di carico*

Come già indicato in precedenza in fase statica (non sismica), il modello di calcolo è elastico pertanto vale il principio di sovrapposizione degli effetti, quindi le varie sollecitazioni elementari vengono analizzate separatamente e poi assemblate secondo le varie combinazioni di riferimento.

Le analisi sismiche sono state condotte mediante modelli non lineari, applicando una sequenza costruttiva che prevede prima l'applicazione di carichi verticali poi quelli sismici. Il modello pertanto fornisce risultati complessivi (intesi come tensioni, deformazioni, sollecitazioni, etc.), su cui non è possibile applicare la regola della sovrapposizione degli effetti. Tuttavia, ai fini delle verifiche strutturali dell'elemento di rinforzo, onde soddisfare le richieste normative in merito di combinazione dei carichi, si è optato per forzare la regola teorica summenzionata, associando i risultati delle analisi sismiche non lineari con gli altri carichi eventualmente previsti dalle combinazioni da normativa e desunti dal modello di calcolo lineare (treni di carico, cedimenti etc.). Tale approccio è certamente conservativo in termini di sollecitazioni agenti sugli elementi strutturali. Diversamente, non risulta possibile combinare tra loro i risultati delle analisi sismiche, che sono state condotte separatamente per le direzioni principali dell'opera (longitudinale e trasversale). Pertanto le combinazioni di carico impiegate per la verifica contempleranno esclusivamente l'una o l'altra direzione di applicazione dell'azione sismica orizzontale, il sisma verticale invece è stato valutato come un'azione statica pertanto ricompreso nelle combinazioni.

La tabella seguente riporta il dettaglio delle combinazioni di carico impiegate nella verifica dell'elemento strutturale, combinate considerando l'approccio A1.

	G1	G2	Treno 1C	Treno 2C	Frenatura	Sepeggio	Temperatura	Vento
SLU1	1.35	1.5	1.45	0	1.45	1.45	1.5	0.9
SLU2	1.35	1.5	0	1.45	1.45	1.45	1.5	0.9
SLU3	1.35	1.5	1.16	0	1.16	1.16	0.9	1.5
SLU4	1.35	1.5	0	1.16	1.16	1.16	0.9	1.5
SLU5	1.35	1.5	1.45	0	1.45	1.45	1.5	0.9
SLU6	1.35	1.5	0	1.45	1.45	1.45	1.5	0.9
SLU7	1.35	1.5	1.16	0	1.16	1.16	0.9	1.5
SLU8	1.35	1.5	0	1.16	1.16	1.16	0.9	1.5
SLU9	1.35	1.5	0	0	0	0	0	0
SLU10	1.35	1.5	0	0	0	0	0	0
SLU11	1	1	1.45	0	1.45	1.45	1.5	0.9
SLU12	1	1	0	1.45	1.45	1.45	1.5	0.9
SLU13	1	1	1.16	0	1.16	1.16	0.9	1.5
SLU14	1	1	0	1.16	1.16	1.16	0.9	1.5
SLU15	1	1	1.45	0	1.45	1.45	1.5	0.9
SLU16	1	1	0	1.45	1.45	1.45	1.5	0.9
SLU17	1	1	1.16	0	1.16	1.16	0.9	1.5
SLU18	1	1	0	1.16	1.16	1.16	0.9	1.5
SLU19	1	1	0	0	0	0	0	0
SLU20	1	1	0	0	0	0	0	0

	Treno 1C	Treno 2C	Frenatura	Temperatura	Serpeggio	FX gr1	FX gr2	FY gr1	FY gr2	SLV Z
SLV1	0.2	0	0.2	0.5	0.2	1	0	0	0	0.3
SLV2	0.2	0	0.2	0.5	0.2	1	0	0	0	-0.3
SLV3	0.2	0	0.2	0.5	0.2	0	1	0	0	0.3
SLV4	0.2	0	0.2	0.5	0.2	0	1	0	0	-0.3
SLV5	0.2	0	0.2	0.5	0.2	0	0	1	0	0.3
SLV6	0.2	0	0.2	0.5	0.2	0	0	1	0	-0.3
SLV7	0.2	0	0.2	0.5	0.2	0	0	0	1	0.3
SLV8	0.2	0	0.2	0.5	0.2	0	0	0	1	-0.3
SLV9	0	0.2	0.2	0.5	0.2	1	0	0	0	0.3
SLV10	0	0.2	0.2	0.5	0.2	1	0	0	0	-0.3
SLV11	0	0.2	0.2	0.5	0.2	0	1	0	0	0.3
SLV12	0	0.2	0.2	0.5	0.2	0	1	0	0	-0.3
SLV13	0	0.2	0.2	0.5	0.2	0	0	1	0	0.3
SLV14	0	0.2	0.2	0.5	0.2	0	0	1	0	-0.3
SLV15	0	0.2	0.2	0.5	0.2	0	0	0	1	0.3
SLV16	0	0.2	0.2	0.5	0.2	0	0	0	1	-0.3

SLU: Combinazione stati limite ultimi

SLV: Combinazione Sismica

Tab. 5.2.V - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

Coefficiente			EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁵⁾	1,00 ⁽⁶⁾	1,00
Ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente	favorevole	γ_{Ce}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole	d	1,20	1,20	1,00

20.3 Sollecitazioni

Le sollecitazioni elementari sono state ottenute dal modello mediante l'integrazione su un prefissato piano di taglio (sezione) delle forze nodali associate ai vari elementi bi e tri dimensionali che costituiscono il modello di calcolo.

Il piano di taglio è stato individuato in corrispondenza dell'estradosso del nuovo cordolo di fondazione.

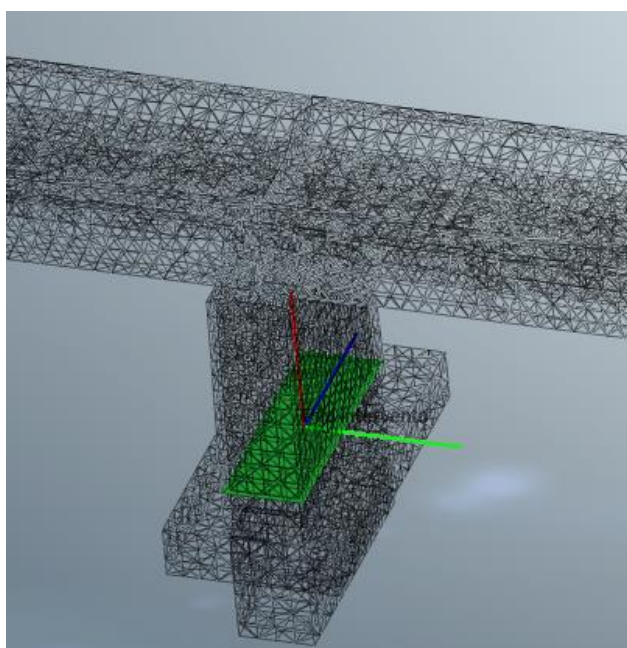


Figura 75: Sezione di integrazione delle forze nodali ad estradosso cordolo (Assi di rif.: rosso=z, verde=x, blu=y)

Nella tabella seguente si riportano le azioni elementari da modello:

azioni elementari	N	Vx	Vy	My	Mx	T
G1 postoperam	-663	134	0	607	-283	-6
G2	-691	-97	-7	-18	221	-19
Cedimento inf.	0	0	0	0	0	0
Cedimento sup.	0	0	0	0	0	0
T1	-880	-180	-4	155	234	-46
Frenatura	14	243	2	560	-17	3
Temperatura	0	-850	0	-7133	0	0
T2	-1446	-174	-6	-18	392	-32
Serpeggio	1	1	97	0	-757	56
Vento	1	2	192	0	-1406	156
FX GR1	-6582	-119	143	-857	-504	-476
FX GR2	-5050	-103	47	-1713	387	-445
FY GR1	-4339	-1184	1607	-4088	-11241	1852
FY GR2	-3911	-471	1536	-3748	-7363	867
SLV Z	-328	-18	0	10	-12	1
G1_anteoperam	-4110	-400	6	-456	115	24

Si riportano quindi le azioni combinate all'estradosso della fondazione:

Comb	N	Vx	Vy	My	Mx	T
	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
_SLV1	-6853.53	-536.537	161.9932	-4277.26	-615.578	-472.753
_SLV2	-6656.88	-525.587	161.7352	-4283.48	-608.642	-473.494
_SLV3	-5321.43	-520.387	66.04922	-5133.69	275.3624	-442.183
_SLV4	-5124.78	-509.437	65.79118	-5139.91	282.2984	-442.924
_SLV5	-4610.23	-1602.23	1626.093	-7508.09	-11352.3	1854.827
_SLV6	-4413.58	-1591.28	1625.835	-7514.31	-11345.4	1854.086
_SLV7	-4181.83	-888.557	1554.893	-7168.59	-7473.85	869.6372
_SLV8	-3985.18	-877.607	1554.635	-7174.81	-7466.91	868.8956
_SLV9	-6966.83	-535.273	161.6221	-4311.97	-583.962	-469.958
_SLV10	-6770.18	-524.323	161.364	-4318.19	-577.026	-470.7
_SLV11	-5434.73	-519.123	65.67808	-5168.4	306.9784	-439.388
_SLV12	-5238.08	-508.173	65.42004	-5174.62	313.9144	-440.13
_SLV13	-4723.53	-1600.96	1625.722	-7542.8	-11320.7	1857.622
_SLV14	-4526.88	-1590.01	1625.464	-7549.02	-11313.8	1856.88
_SLV15	-4295.13	-887.293	1554.522	-7203.3	-7442.23	872.432
_SLV16	-4098.48	-876.343	1554.264	-7209.52	-7435.3	871.6904

Comb	N	Vx	Vy	My	Mx	T
	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
_SLU1	-8731.56	-1685.97	307.9848	-9485.81	-1943.8	156.8112
_SLU2	-9552.99	-1676.81	305.2941	-9737.47	-1714.58	177.0735
_SLU3	-8480.42	-1192.96	395.4707	-5413.62	-2631.09	246.3604
_SLU4	-9137.56	-1185.63	393.3181	-5614.95	-2447.72	262.5703
_SLU5	-8731.56	-1685.97	307.9848	-9485.81	-1943.8	156.8112
_SLU6	-9552.99	-1676.81	305.2941	-9737.47	-1714.58	177.0735
_SLU7	-8480.42	-1192.96	395.4707	-5413.62	-2631.09	246.3604
_SLU8	-9137.56	-1185.63	393.3181	-5614.95	-2447.72	262.5703
_SLU9	-7479.63	-504.687	-1.98164	176.385	103.911	-3.4917
_SLU10	-7479.63	-504.687	-1.98164	176.385	103.911	-3.4917
_SLU11	-6715.64	-1544.32	309.2717	-9529.49	-1995.27	159.7749
_SLU12	-7537.07	-1535.15	306.5809	-9781.15	-1766.05	180.0372
_SLU13	-6464.5	-1051.31	396.7576	-5457.3	-2682.56	249.3241
_SLU14	-7121.64	-1043.98	394.6049	-5658.63	-2499.19	265.534
_SLU15	-6715.64	-1544.32	309.2717	-9529.49	-1995.27	159.7749
_SLU16	-7537.07	-1535.15	306.5809	-9781.15	-1766.05	180.0372
_SLU17	-6464.5	-1051.31	396.7576	-5457.3	-2682.56	249.3241
_SLU18	-7121.64	-1043.98	394.6049	-5658.63	-2499.19	265.534
_SLU19	-5463.71	-363.035	-0.6948	132.704	52.44	-0.528
_SLU20	-5463.71	-363.035	-0.6948	132.704	52.44	-0.528



RIPRISTINO TRATTA CALTAGIRONE-GELA

VIADOTTO AL KM 346+468

Relazione di stato di fatto e vulnerabilità sismica dell'opera e di calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 CL	VI 08 00 001	A	111 di 142

Alle suddette azioni sono state poi aggiunte, nelle modalità che verranno specificate nei paragrafi successivi, le seguenti:

- Peso proprio della struttura di fondazione esistente al di sotto della sezione di integrazione (stimato pari a 1872 kN) e del nuovo cordolo di allargamento (stimato pari a 1630 kN);
- Inerzia della struttura di fondazione esistente e del nuovo cordolo di allargamento (solo in condizioni sismiche);
- Momento dovuto al trasporto di V_x e V_y dallo spiccato della pila alla testa dei pali, calcolato con un braccio di 2.2 m;
- Momento generato dalle forze di inerzia.

Il valore dell'accelerazione impiegato per il calcolo delle forze di inerzia è $a_{\max} = a_g S = 0.164g$.

20.4 Verifiche

L'intervento prevede la realizzazione di un ringrosso del plinto tramite un cordolo di cinta con una fila di pali di medio diametro D600, spazati di 80cm e lunghezza 10m.

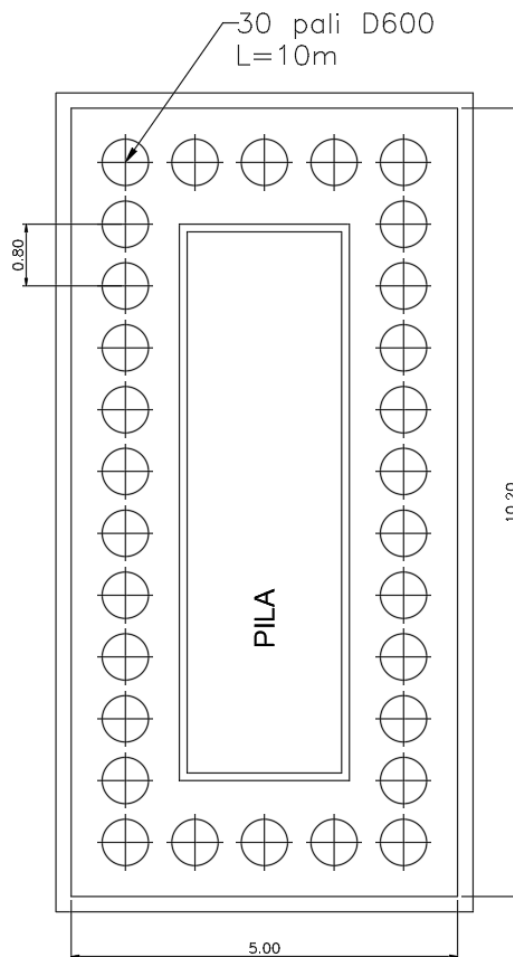


Figura 76: pianta intervento

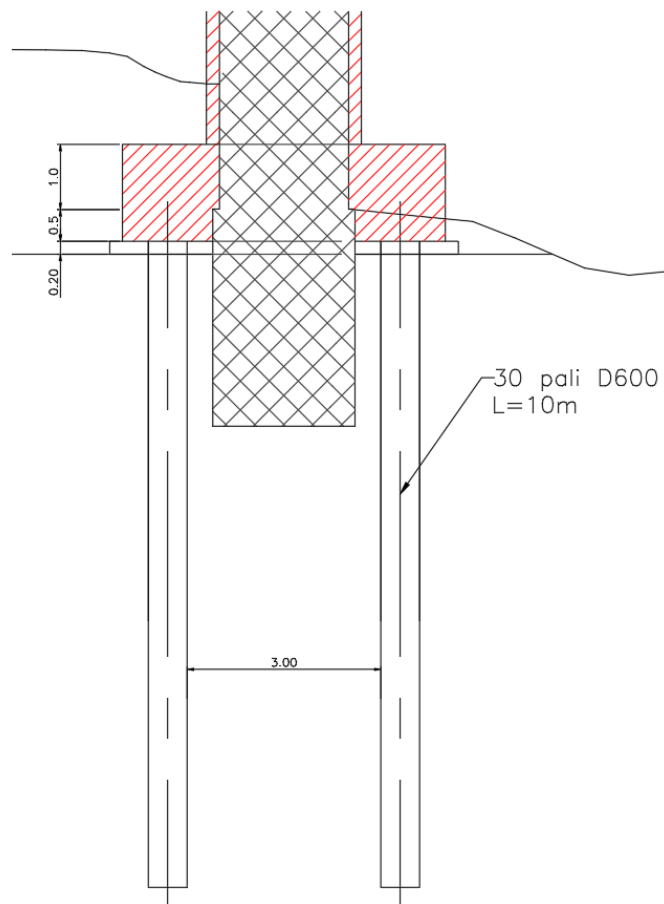


Figura 77: sezione intervento

La nuova struttura è realizzata con un calcestruzzo C25/30 armato con ferri classe B450C. Di seguito sono esplicitati i valori di calcolo impiegati per le verifiche del calcestruzzo armato:

<i>CLS C25/30</i>	<i>Acciaio B450C</i>
$f_{cd} = 14.2 \text{ Mpa}$	$f_{yd} = 391 \text{ MPa}$
$\epsilon_{cu} = 0.35\%$	$\epsilon_{su} 5\%$

20.4.1 Verifiche geotecniche

Considerata la tipologia e la geometria della fondazione una volta realizzato l'intervento, si è optato per eseguire una verifica disaccoppiata, separando la verifica per carichi orizzontali + peso proprio anteoperam da quella per carichi verticali.

Nello specifico, nella verifica per carichi orizzontali + peso proprio anteoperam, si è ipotizzato un comportamento a pozzo, mentre per quella a carichi verticali si è ipotizzato un comportamento a palificata.

Al pozzo sono stati quindi assegnati, oltre ai carichi orizzontali dovuti al sisma (comprensivi delle inerzie di fondazione esistente e nuovo cordolo di allargamento), anche i pesi propri pre-intervento; viceversa, tutto l'incremento di sforzo assiale dovuto all'intervento e al sisma è stato assegnato alla palificata, compresi i momenti derivanti sia dal sisma che dalle forze di inerzia.

Di conseguenza, le azioni di interesse per il pozzo (da modello, estradosso fondazione) sono le seguenti:

Pozzo	N	Vx	Vy	My	Mx	T
	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
_SLV1	-4110.00	-536.54	161.99	-456.00	115.00	23.99
_SLV2	-4110.00	-525.59	161.74	-456.00	115.00	23.99
_SLV3	-4110.00	-520.39	66.05	-456.00	115.00	23.99
_SLV4	-4110.00	-509.44	65.79	-456.00	115.00	23.99
_SLV5	-4110.00	-1602.23	1626.09	-456.00	115.00	23.99
_SLV6	-4110.00	-1591.28	1625.84	-456.00	115.00	23.99
_SLV7	-4110.00	-888.56	1554.89	-456.00	115.00	23.99
_SLV8	-4110.00	-877.61	1554.64	-456.00	115.00	23.99
_SLV9	-4110.00	-535.27	161.62	-456.00	115.00	23.99
_SLV10	-4110.00	-524.32	161.36	-456.00	115.00	23.99
_SLV11	-4110.00	-519.12	65.68	-456.00	115.00	23.99
_SLV12	-4110.00	-508.17	65.42	-456.00	115.00	23.99
_SLV13	-4110.00	-1600.96	1625.72	-456.00	115.00	23.99
_SLV14	-4110.00	-1590.01	1625.46	-456.00	115.00	23.99
_SLV15	-4110.00	-887.29	1554.52	-456.00	115.00	23.99
_SLV16	-4110.00	-876.34	1554.26	-456.00	115.00	23.99

Pozzo	N	Vx	Vy	My	Mx	T
	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
_SLU1	-5548.50	-1685.97	307.98	-615.60	155.25	32.38
_SLU2	-5548.50	-1676.81	305.29	-615.60	155.25	32.38
_SLU3	-5548.50	-1192.96	395.47	-615.60	155.25	32.38
_SLU4	-5548.50	-1185.63	393.32	-615.60	155.25	32.38
_SLU5	-5548.50	-1685.97	307.98	-615.60	155.25	32.38
_SLU6	-5548.50	-1676.81	305.29	-615.60	155.25	32.38
_SLU7	-5548.50	-1192.96	395.47	-615.60	155.25	32.38
_SLU8	-5548.50	-1185.63	393.32	-615.60	155.25	32.38
_SLU9	-5548.50	-504.69	-1.98	-615.60	155.25	32.38
_SLU10	-5548.50	-504.69	-1.98	-615.60	155.25	32.38
_SLU11	-5548.50	-1684.20	311.45	-615.60	155.25	32.38
_SLU12	-5548.50	-1675.03	308.76	-615.60	155.25	32.38
_SLU13	-5548.50	-1191.19	398.94	-615.60	155.25	32.38
_SLU14	-5548.50	-1183.86	396.78	-615.60	155.25	32.38
_SLU15	-5548.50	-1684.20	311.45	-615.60	155.25	32.38
_SLU16	-5548.50	-1675.03	308.76	-615.60	155.25	32.38
_SLU17	-5548.50	-1191.19	398.94	-615.60	155.25	32.38
_SLU18	-5548.50	-1183.86	396.78	-615.60	155.25	32.38
_SLU19	-5548.50	-502.91	1.48	-615.60	155.25	32.38
_SLU20	-5548.50	-502.91	1.48	-615.60	155.25	32.38

A queste vanno sommati il peso del plinto esistente e le forze di inerzia.

Mentre quelle di interesse per la palificata (da modello, spiccato pila) sono:

Palificata	N	Vx	Vy	My	Mx	T
	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
_SLV1	-2743.53	-136.89	155.77	-3821.26	-730.58	-496.74
_SLV2	-2546.88	-125.94	155.51	-3827.48	-723.64	-497.48
_SLV3	-1211.43	-120.74	59.83	-4677.69	160.36	-466.17
_SLV4	-1014.78	-109.79	59.57	-4683.91	167.30	-466.91
_SLV5	-500.23	-1202.58	1619.87	-7052.09	-11467.35	1830.84
_SLV6	-303.58	-1191.63	1619.61	-7058.31	-11460.41	1830.10
_SLV7	-71.83	-488.91	1548.67	-6712.59	-7588.85	845.65
_SLV8	124.82	-477.96	1548.41	-6718.81	-7581.91	844.91
_SLV9	-2856.83	-135.62	155.40	-3855.97	-698.96	-493.94
_SLV10	-2660.18	-124.67	155.14	-3862.19	-692.03	-494.68
_SLV11	-1324.73	-119.47	59.46	-4712.40	191.98	-463.37
_SLV12	-1128.08	-108.52	59.20	-4718.62	198.91	-464.11
_SLV13	-613.53	-1201.31	1619.50	-7086.80	-11435.73	1833.64
_SLV14	-416.88	-1190.36	1619.24	-7093.02	-11428.80	1832.90
_SLV15	-185.13	-487.64	1548.30	-6747.30	-7557.23	848.45
_SLV16	11.52	-476.69	1548.04	-6753.52	-7550.30	847.71

Palificata	N	Vx	Vy	My	Mx	T
	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
_SLU1	-3183.06	-1146.44	299.58	-8870.21	-2099.05	124.43
_SLU2	-4004.49	-1137.28	296.89	-9121.87	-1869.83	144.69
_SLU3	-2931.92	-653.44	387.07	-4798.02	-2786.34	213.98
_SLU4	-3589.06	-646.11	384.92	-4999.35	-2602.97	230.19
_SLU5	-3183.06	-1146.44	299.58	-8870.21	-2099.05	124.43
_SLU6	-4004.49	-1137.28	296.89	-9121.87	-1869.83	144.69
_SLU7	-2931.92	-653.44	387.07	-4798.02	-2786.34	213.98
_SLU8	-3589.06	-646.11	384.92	-4999.35	-2602.97	230.19
_SLU9	-1931.13	34.84	-10.38	791.99	-51.34	-35.87
_SLU10	-1931.13	34.84	-10.38	791.99	-51.34	-35.87
_SLU11	-2605.64	-1144.67	303.05	-9073.49	-2110.27	135.79
_SLU12	-3427.07	-1135.50	300.36	-9325.15	-1881.05	156.05
_SLU13	-2354.50	-651.66	390.53	-5001.30	-2797.56	225.34
_SLU14	-3011.64	-644.33	388.38	-5202.63	-2614.19	241.55
_SLU15	-2605.64	-1144.67	303.05	-9073.49	-2110.27	135.79
_SLU16	-3427.07	-1135.50	300.36	-9325.15	-1881.05	156.05
_SLU17	-2354.50	-651.66	390.53	-5001.30	-2797.56	225.34
_SLU18	-3011.64	-644.33	388.38	-5202.63	-2614.19	241.55
_SLU19	-1353.71	36.62	-6.92	588.70	-62.56	-24.51
_SLU20	-1353.71	36.62	-6.92	588.70	-62.56	-24.51

Tali azioni vengono trasportate alla testa dei pali e vengono addizionate con il peso del cordolo di allargamento ed i momenti generati dalle inerzie.

Le verifiche sono state eseguite secondo:

- Approccio 2 Combinazione A1+M1+R3 (§6.4.3.1)

Per i **pozzi**, il valore di progetto della resistenza R_d si ottiene a partire dal valore caratteristico R_k applicando i coefficienti parziali γ_r .

Il coefficiente γ_r da applicare alle resistenze caratteristiche vale:

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale
	(R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

Per i **pali** invece, il valore di progetto della resistenza R_d del singolo palo si ottiene a partire dal valore caratteristico R_k applicando i seguenti coefficienti parziali:

Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi (R3)	Pali trivellati (R3)	Pali ad elica continua (R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Con riferimento alle procedure analitiche che prevedano l'utilizzo dei parametri geotecnici o dei risultati di prove in sito, il valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ (o $R_{t,k}$) è dato dal minore dei valori ottenuti applicando al valore medio e al valore minimo delle resistenze calcolate $R_{c,cal}$ ($R_{t,cal}$) i fattori di correlazione ξ riportati nella seguente tabella, in funzione del numero n di verticali di indagine.

Tab. 6.4.IV - Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Per la verifica del **gruppo di pali** si sfrutterà la procedura descritta nell'Eurocodice 7 al §7.6.1.2, nella quale il gruppo di pali viene considerato come un blocco e la resistenza di quest'ultimo viene calcolata con modalità analoghe a quelle di un palo di grande diametro.

20.4.1.1 Verifica Pozzo

Per la verifica del pozzo di fondazione si è sfruttato il metodo di calcolo a corpo rigido proposto da Ikehara.

In particolare si assume che i moduli di reazione, orizzontale e verticale, varino linearmente con la profondità y secondo le relazioni:

$$\begin{cases} k_h = K_h y \\ k_v = K_v y \end{cases}$$

Il problema viene analizzato in un piano principale ed il pozzo di sezione rettangolare, risulta soggetto alle azioni di testa (N_0 , V_0 , M_0), al peso proprio W e ad una azione sismica di intensità costante sull'altezza pari a $k_0 w = k_0 W/L$. Indicata con ϑ la rotazione rigida ed assunto un centro di rotazione "O", posto a distanza incognita $2y_1$ dalla sommità, le pressioni orizzontali (p) sul fusto e verticali alla base (q) sono fornite dalle relazioni:

$$\begin{cases} p = k_h \vartheta (2y_1 - y) \\ q = k_v (v + \vartheta x) \end{cases}$$

L'equilibrio alla traslazione e alla rotazione impone, rispettivamente,

$$\begin{cases} N_0 = 2b \int_{-a}^a k_v (v + \vartheta x) dx; V_0 + k_0 W = 2b \int_0^{\ell} k_h \vartheta (2y_1 - y) dy \\ M_0 + 2y_1 V_0 + k_0 w \ell (2y_1 - \frac{1}{2} \ell) = 2b \left\{ \int_{-a}^a k_v (v + \vartheta x) x dx + \int_0^{\ell} k_h \vartheta (2y_1 - y)^2 dy \right\} \end{cases}$$

Da tali relazioni è quindi immediato ricavare la posizione di "O"

$$y_1 = F_1 / (2\ell F_3)$$

nonché i valori massimi delle pressioni orizzontali

$$\begin{cases} p_1 = p(2y_1) = 3F_1^2 / (4b\ell^3 F_2 F_3) \\ p_2 = p(\ell) = p_1 \ell (2y_1 - \ell) / y_1^2 \end{cases}$$

e di quelle verticali

$$q_{1,2} = \frac{N_0 + W}{A} \pm \frac{3\eta F_3}{bF_2}$$

in funzione dei parametri

$$F_1 = k_0 w \ell^4 + 3H_0 \ell^3 + 4M_0 \ell^2 + 8\alpha a^3 (k_0 w \ell + H_0)$$

$$F_2 = \ell^3 + 24\alpha a^3; F_3 = k_0 w \ell^2 + 4H_0 \ell + 6M_0$$

Una volta determinati i valori dello sforzo normale e del momento alla base, si procede eseguendo una verifica a carico limite, analoga a quella di fondazioni superficiali.

La figura seguente illustra lo schema di funzionamento alla base del metodo descritto.

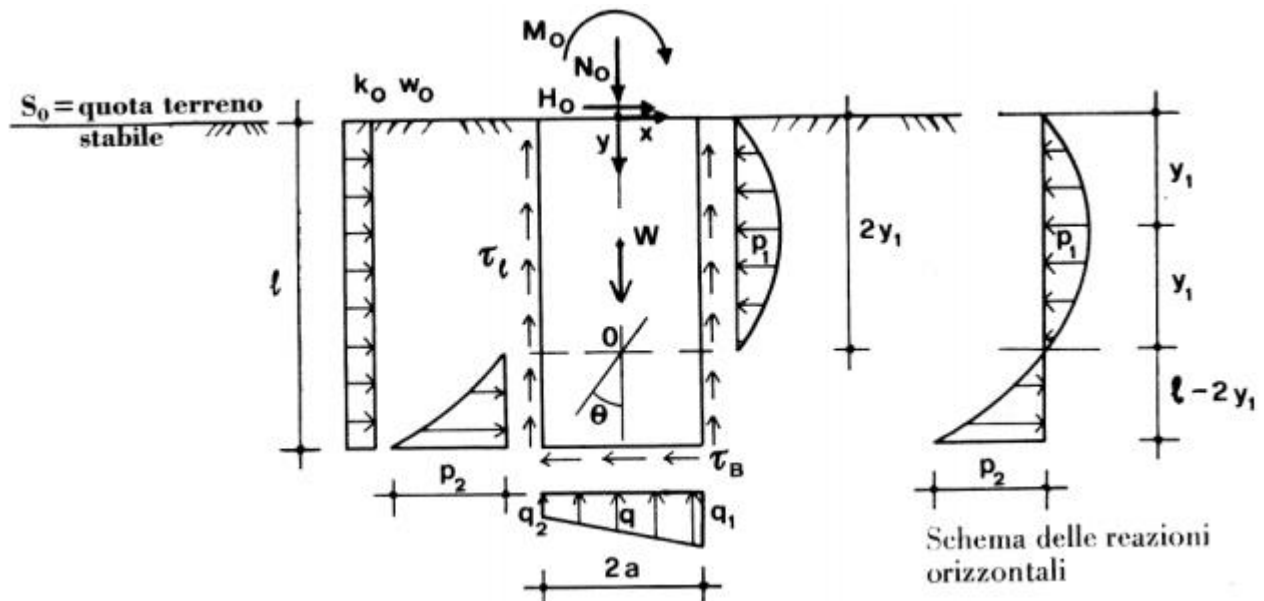


Figura 78: schema di funzionamento fondazione a pozzo - Ikehara

Si riportano quindi le verifiche eseguite per SLV e SLU.

Azioni all'intradosso plinto - dalle tabelle delle combinazioni di carico:

	1	2	4	6	3	5
Sollecitazioni in fondazione	N	Tt	Mt	TI	MI	
SLV1	6393.00	1164.50	126.50	178.19		501.60
SLV2	6393.00	1152.46	126.50	177.91		501.60
SLV3	6393.00	1146.74	126.50	72.65		501.60
SLV4	6393.00	1134.69	126.50	72.37		501.60
SLV5	6393.00	1762.45	126.50	2363.01		501.60
SLV6	6393.00	1750.40	126.50	2362.73		501.60
SLV7	6393.00	977.41	126.50	2284.69		501.60
SLV8	6393.00	965.37	126.50	2284.41		501.60
SLV9	6393.00	1163.11	126.50	177.78		501.60
SLV10	6393.00	1151.07	126.50	177.50		501.60
SLV11	6393.00	1145.35	126.50	72.25		501.60
SLV12	6393.00	1133.30	126.50	71.96		501.60
SLV13	6393.00	1761.06	126.50	2362.61		501.60
SLV14	6393.00	1749.01	126.50	2362.32		501.60
SLV15	6393.00	976.02	126.50	2284.29		501.60
SLV16	6393.00	963.98	126.50	2284.00		501.60

Relazione di stato di fatto e vulnerabilità sismica dell'opera e di calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 CL	VI 08 00 001	A	121 di 142

Si assume il modulo di Winkler variabile linearmente con la profondità e alla base del pozzo
Il rapporto tra i moduli del terreno di base ed il terreno laterale viene assunto pari a:

$$K = K_b / K_l = 1.40$$

Le altre ipotesi del metodo sono:

- _ Pozzo infinitamente rigido.
- _ Assenza di attrito tra le pareti del pozzo e il terreno.
- _ Pressione alla base proporzionale all'abbassamento (suolo elastico).

I dati di calcolo sono:

_ altezza plinto h =	0.00	m
_ forma del pozzo (1=rett;2=circ):	1	
_ lunghezza ammorsamento pozzo L =	10.00	m
_ peso pozzo a ml Wo =	528.90	kN/m
_ coefficiente sismico orizz. Kh =	0.16	
_ profondità terreno stabile zo =	0.00	m da quota spiccato
_ semilarghezza base pozzo nel piano di verifica a =	1.500	m
_ semilarghezza base pozzo nel piano piano di verifica b =	4.100	m
_ coefficiente di forma alfa =	1.000	
_ area base pozzo A =	24.60	m ²

La spinta del terreno sulla parte di pozzo al disopra del terreno stabile vale :

_ angolo attrito terreno fi =	35.00	gradi = rad	0.611
_ peso terreno gamma =	20.00	kN/m ³	
_ altezza di spinta hs =	0.00	m	
_ larghezza corrente pozzo Dp =	8.20	m	
_ larghezza di spinta B=1.5*Dp =	12.30	m	
_ coefficiente di spinta ks =	0.373		
_ angolo della spinta rispetto asse long. pozzo delta =	0.0	gradi	

alla profondita' zo :	Spinta So =	0.00	kN
	Momento della spinta Mo =	0.00	kNm

le componenti trasv. e long. valgono:

So long. =	0.00	kN
Mo long. =	0.00	kNm
So trasv. =	0.00	kN
Mo trasv. =	0.00	kNm

Relazione di stato di fatto e vulnerabilità sismica dell'opera e di calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 CL	VI 08 00 001	A	122 di 142

Sollecitazioni alla sezione a profondità' zo :

	No	Tto	Mto	Tlo	Mlo
SLV1	6393.00	1164.50	126.50	178.19	501.60
SLV2	6393.00	1152.46	126.50	177.91	501.60
SLV3	6393.00	1146.74	126.50	72.65	501.60
SLV4	6393.00	1134.69	126.50	72.37	501.60
SLV5	6393.00	1762.45	126.50	2363.01	501.60
SLV6	6393.00	1750.40	126.50	2362.73	501.60
SLV7	6393.00	977.41	126.50	2284.69	501.60
SLV8	6393.00	965.37	126.50	2284.41	501.60
SLV9	6393.00	1163.11	126.50	177.78	501.60
SLV10	6393.00	1151.07	126.50	177.50	501.60
SLV11	6393.00	1145.35	126.50	72.25	501.60
SLV12	6393.00	1133.30	126.50	71.96	501.60
SLV13	6393.00	1761.06	126.50	2362.61	501.60
SLV14	6393.00	1749.01	126.50	2362.32	501.60
SLV15	6393.00	976.02	126.50	2284.29	501.60
SLV16	6393.00	963.98	126.50	2284.00	501.60

Nota: la componente sismica della massa del pozzo viene portata in conto automaticamente nella soluzione

Combinando vettorialmente i momenti e le forze orizzontali:

Cond.	No	Mo	To	alfa(Mo)	alfa(To)
SLV1	6393.00	517.31	1178.06	14	81
SLV2	6393.00	517.31	1166.11	14	81
SLV3	6393.00	517.31	1149.04	14	86
SLV4	6393.00	517.31	1137.00	14	86
SLV5	6393.00	517.31	2947.89	14	37
SLV6	6393.00	517.31	2940.48	14	37
SLV7	6393.00	517.31	2484.99	14	23
SLV8	6393.00	517.31	2480.01	14	23
SLV9	6393.00	517.31	1176.62	14	81
SLV10	6393.00	517.31	1164.67	14	81
SLV11	6393.00	517.31	1147.62	14	86
SLV12	6393.00	517.31	1135.58	14	86
SLV13	6393.00	517.31	2946.73	14	37
SLV14	6393.00	517.31	2939.32	14	37
SLV15	6393.00	517.31	2484.07	14	23
SLV16	6393.00	517.31	2479.10	14	23

Relazione di stato di fatto e vulnerabilità sismica dell'opera e di calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 CL	VI 08 00 001	A	123 di 142

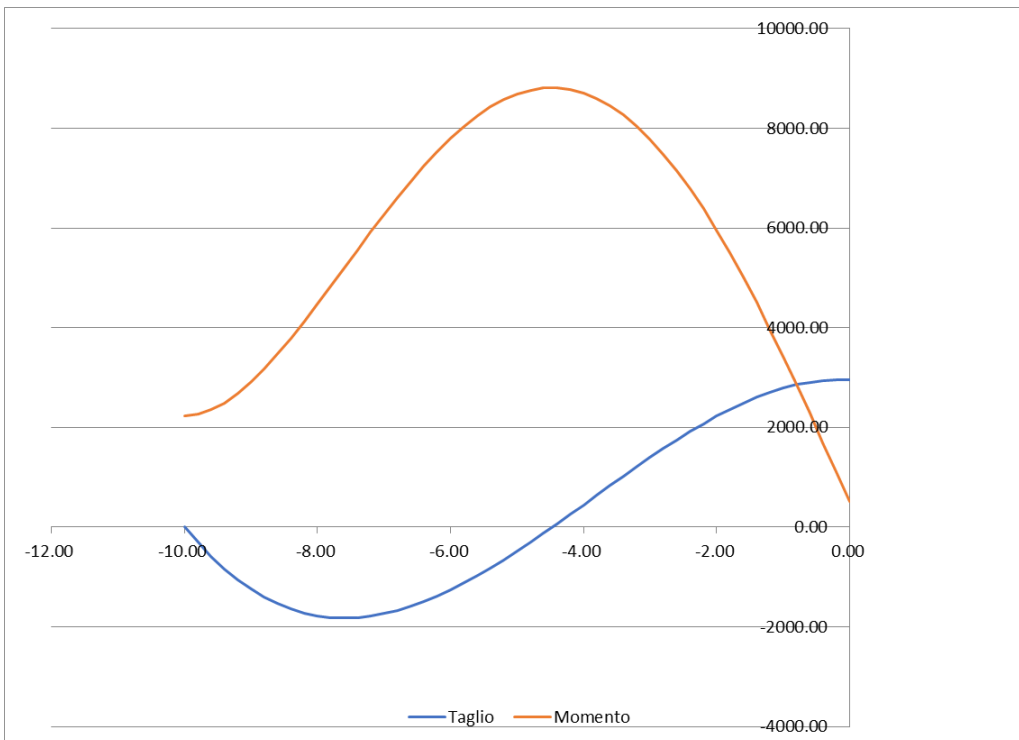
I valori $\alpha(M)$, $\alpha(T)$ sono gli angoli (in gradi) formati dai vettori risultanti con ax. long.

No, Mo, To sono le azioni alla quota di inizio del terreno stabile.

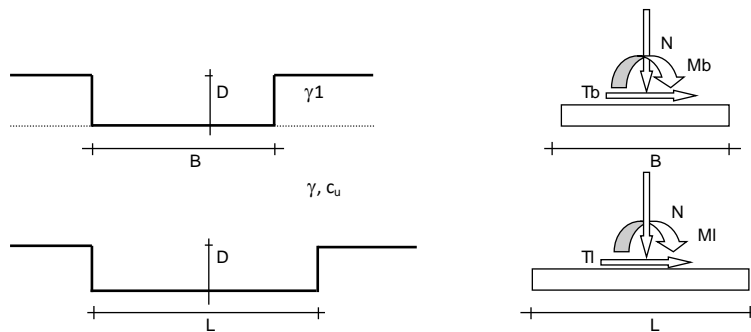
A favore di sicurezza, i vettori Mo e To si considerano agenti nello stesso piano.

Le tensioni sul terreno risultano quindi:

Condizione	y1 (m)	p1 (kN/mq)	p2 (kN/mq)	q1 (kN/mq)	q2 (kN/mq)	F1	F2	F3
SLV1	3.98	61	-79	556	394	4685807.82	1113.40	58900.08
SLV2	3.98	61	-78	556	394	4649510.43	1113.40	58422.14
SLV3	3.98	60	-77	555	395	4597649.73	1113.40	57739.26
SLV4	3.98	60	-77	554	396	4561077.66	1113.40	57257.70
SLV5	3.88	128	-191	654	296	10062211.18	1113.40	129693.46
SLV6	3.88	128	-191	653	296	10039689.84	1113.40	129396.91
SLV7	3.89	111	-162	628	321	8656001.03	1113.40	111177.30
SLV8	3.89	111	-161	628	322	8640889.61	1113.40	110978.32
SLV9	3.98	61	-79	556	394	4681445.12	1113.40	58842.63
SLV10	3.98	61	-78	555	394	4645146.96	1113.40	58364.68
SLV11	3.98	60	-77	554	395	4593356.14	1113.40	57682.73
SLV12	3.98	60	-76	554	396	4556783.67	1113.40	57201.16
SLV13	3.88	128	-191	654	296	10058692.19	1113.40	129647.12
SLV14	3.88	128	-191	653	296	10036179.40	1113.40	129350.69
SLV15	3.89	111	-162	628	321	8653200.25	1113.40	111140.42
SLV16	3.89	111	-161	628	322	8638103.87	1113.40	110941.64



4476.07 M fondo
10624.20 N fondo



(Per fondazioni nastriformi L=100 m)

B = 3.00 (m)
L = 8.20 (m)
D = 10.00 (m)



$\beta_f = 0.00$ (°)

$\beta_p = 0.00$ (°)

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	10624.20		10624.20
Mb [kNm]	4476.07		4476.07
MI [kNm]			0.00
Tb [kN]			0.00
TI [kN]			0.00
H [kN]	0.00		0.00

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 20.00$ (kN/mc)
 $\gamma = 19.50$ (kN/mc)

Valore caratteristico di resistenza del terreno

$c_u = 160.00$ (kN/mq)

$e_B = 0.42$ (m)
 $e_L = 0.00$ (m)

Valore di progetto

$c_u = 160.00$ (kN/mq)

$B^* = 2.16$ (m)
 $L^* = 8.20$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

q = 200.00 (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 19.50$ (kN/mc)

Nc : coefficiente di capacità portante

$N_c = 2 + \pi$

$N_c = 5.14$

s_c : fattori di forma

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

$s_c = 1.05$

i_c : fattore di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.79$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.21$$

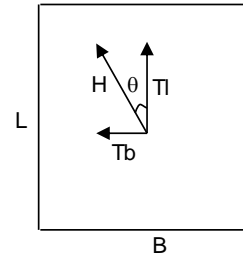
$$\theta = \arctg(T_b/T_l) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m = 1.79$$

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

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

$$i_c = 1.00$$



d_c : fattore di profondità del piano di appoggio

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

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

$$d_c = 1.54$$

b_c : fattore di inclinazione base della fondazione

$$b_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2))$$

$$\beta_f + \beta_p = 0.00$$

$$\beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_c = 1.00$$

g_c : fattore di inclinazione piano di campagna

$$g_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2))$$

$$\beta_f + \beta_p = 0.00$$

$$\beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_c = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 1536.02 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 600.56 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Coefficiente di sicurezza

$$F_s = q_{lim} / q = 2.56 \quad \geq 2.3$$

FS
1.11

Relazione di stato di fatto e vulnerabilità sismica dell'opera e di calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 CL	VI 08 00 001	A	126 di 142

SLU

Azioni all'intradosso plinto - dalle tabelle delle combinazioni di carico:

	1	2	4	6	3	5
Sollecitazioni in fondazione	N	Tt	Mt	TI	MI	
SLU1	8075.70	1685.97	155.25	307.98		615.60
SLU2	8075.70	1676.81	155.25	305.29		615.60
SLU3	8075.70	1192.96	155.25	395.47		615.60
SLU4	8075.70	1185.63	155.25	393.32		615.60
SLU5	8075.70	1685.97	155.25	307.98		615.60
SLU6	8075.70	1676.81	155.25	305.29		615.60
SLU7	8075.70	1192.96	155.25	395.47		615.60
SLU8	8075.70	1185.63	155.25	393.32		615.60
SLU9	8075.70	504.69	155.25	1.98		615.60
SLU10	8075.70	504.69	155.25	1.98		615.60
SLU11	8075.70	1684.20	155.25	311.45		615.60
SLU12	8075.70	1675.03	155.25	308.76		615.60
SLU13	8075.70	1191.19	155.25	398.94		615.60
SLU14	8075.70	1183.86	155.25	396.78		615.60
SLU15	8075.70	1684.20	155.25	311.45		615.60
SLU16	8075.70	1675.03	155.25	308.76		615.60
SLU17	8075.70	1191.19	155.25	398.94		615.60
SLU18	8075.70	1183.86	155.25	396.78		615.60
SLU19	8075.70	502.91	155.25	1.48		615.60
SLU20	8075.70	502.91	155.25	1.48		615.60

Relazione di stato di fatto e vulnerabilità sismica dell'opera e di calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 CL	VI 08 00 001	A	127 di 142

Si assume il modulo di Winkler variabile linearmente con la profondità e alla base del pozzo
Il rapporto tra i moduli del terreno di base ed il terreno laterale viene assunto pari a:

$$K = K_b / K_l = 1.40$$

Le altre ipotesi del metodo sono:

- Pozzo infinitamente rigido.
- Assenza di attrito tra le pareti del pozzo e il terreno.
- Pressione alla base proporzionale all'abbassamento (suolo elastico).

I dati di calcolo sono:

_ altezza plinto h =	0.00	m
_ forma del pozzo (1=rett;2=circ):	1	
_ lunghezza ammorsamento pozzo L =	10.00	m
_ peso pozzo a ml Wo =	763.83	kN/m
_ coefficiente sismico orizz. Kh =		
_ profondità terreno stabile zo =	0.00	m da quota spiccato
_ semilarghezza base pozzo nel piano di verifica a =	1.500	m
_ semilarghezza base pozzo nel piano piano di verifica b =	4.100	m
_ coefficiente di forma alfa =	1.000	
_ area base pozzo A =	24.60	m ²

La spinta del terreno sulla parte di pozzo al disopra del terreno stabile vale :

_ angolo attrito terreno fi =	35.00	gradi = rad	0.611
_ peso terreno gamma =	20.00	kN/m ³	
_ altezza di spinta hs =	0.00	m	
_ larghezza corrente pozzo Dp =	8.20	m	
_ larghezza di spinta B=1.5*Dp =	12.30	m	
_ coefficiente di spinta ks =	0.373		
_ angolo della spinta rispetto asse long. pozzo delta =	0.0	gradi	

alla profondita' zo : Spinta So = 0.00 kN

Momento della spinta Mo = 0.00 kNm

le componenti trasv. e long. valgono:

So long. = 0.00 kN

Mo long. = 0.00 kNm

So trasv. = 0.00 kN

Mo trasv. = 0.00 kNm

Relazione di stato di fatto e vulnerabilità sismica dell'opera e di calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 CL	VI 08 00 001	A	128 di 142

Sollecitazioni alla sezione a profondita' zo :

	No	Tto	Mto	Tlo	Mlo
SLU1	8075.70	1685.97	155.25	307.98	615.60
SLU2	8075.70	1676.81	155.25	305.29	615.60
SLU3	8075.70	1192.96	155.25	395.47	615.60
SLU4	8075.70	1185.63	155.25	393.32	615.60
SLU5	8075.70	1685.97	155.25	307.98	615.60
SLU6	8075.70	1676.81	155.25	305.29	615.60
SLU7	8075.70	1192.96	155.25	395.47	615.60
SLU8	8075.70	1185.63	155.25	393.32	615.60
SLU9	8075.70	504.69	155.25	1.98	615.60
SLU10	8075.70	504.69	155.25	1.98	615.60
SLU11	8075.70	1684.20	155.25	311.45	615.60
SLU12	8075.70	1675.03	155.25	308.76	615.60
SLU13	8075.70	1191.19	155.25	398.94	615.60
SLU14	8075.70	1183.86	155.25	396.78	615.60
SLU15	8075.70	1684.20	155.25	311.45	615.60
SLU16	8075.70	1675.03	155.25	308.76	615.60
SLU17	8075.70	1191.19	155.25	398.94	615.60
SLU18	8075.70	1183.86	155.25	396.78	615.60
SLU19	8075.70	502.91	155.25	1.48	615.60
SLU20	8075.70	502.91	155.25	1.48	615.60

Combinando vettorialmente i momenti e le forze orizzontali:

Cond.

	No	Mo	To	alfa(Mo)	alfa(To)
SLU1	8075.70	634.87	1713.87	14	80
SLU2	8075.70	634.87	1704.37	14	80
SLU3	8075.70	634.87	1256.81	14	72
SLU4	8075.70	634.87	1249.17	14	72
SLU5	8075.70	634.87	1713.87	14	80
SLU6	8075.70	634.87	1704.37	14	80
SLU7	8075.70	634.87	1256.81	14	72
SLU8	8075.70	634.87	1249.17	14	72
SLU9	8075.70	634.87	504.69	14	90
SLU10	8075.70	634.87	504.69	14	90
SLU11	8075.70	634.87	1712.75	14	80
SLU12	8075.70	634.87	1703.25	14	80
SLU13	8075.70	634.87	1256.22	14	71
SLU14	8075.70	634.87	1248.58	14	71
SLU15	8075.70	634.87	1712.75	14	80
SLU16	8075.70	634.87	1703.25	14	80
SLU17	8075.70	634.87	1256.22	14	71
SLU18	8075.70	634.87	1248.58	14	71
SLU19	8075.70	634.87	502.91	14	90
SLU20	8075.70	634.87	502.91	14	90

Relazione di stato di fatto e vulnerabilità sismica dell'opera e di calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 CL	VI 08 00 001	A	129 di 142

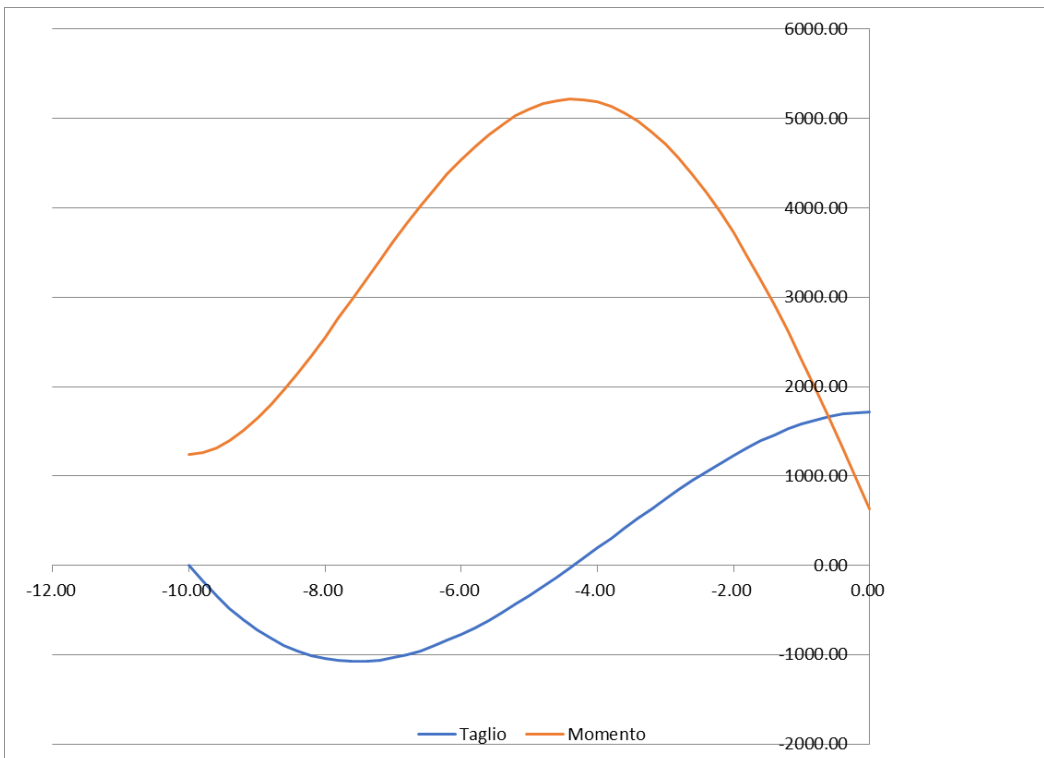
I valori $\alpha(M)$, $\alpha(T)$ sono gli angoli (in gradi) formati dai vettori risultanti con ax. long.

No, Mo, To sono le azioni alla quota di inizio del terreno stabile.

A favore di sicurezza, i vettori Mo e To si considerano agenti nello stesso piano.

Le tensioni sul terreno risultano quindi:

Condizione	y1 (m)	p1 (kN/mq)	p2 (kN/mq)	q1 (kN/mq)	q2 (kN/mq)	F1	F2	F3
SLU1	3.77	68	-117	718	519	5460346.37	1113.40	72364.08
SLU2	3.77	67	-116	718	519	5431493.15	1113.40	71984.15
SLU3	3.76	50	-88	693	544	4071875.70	1113.40	54081.50
SLU4	3.76	50	-87	693	544	4048678.69	1113.40	53776.05
SLU5	3.77	68	-117	718	519	5460346.37	1113.40	72364.08
SLU6	3.77	67	-116	718	519	5431493.15	1113.40	71984.15
SLU7	3.76	50	-88	693	544	4071875.70	1113.40	54081.50
SLU8	3.76	50	-87	693	544	4048678.69	1113.40	53776.05
SLU9	3.72	22	-40	652	585	1787099.88	1113.40	23996.88
SLU10	3.72	22	-40	652	585	1787099.88	1113.40	23996.88
SLU11	3.77	68	-117	718	519	5456947.29	1113.40	72319.32
SLU12	3.77	67	-116	718	519	5428087.50	1113.40	71939.31
SLU13	3.76	50	-88	693	544	4070088.80	1113.40	54057.97
SLU14	3.76	50	-87	693	544	4046894.37	1113.40	53752.56
SLU15	3.77	68	-117	718	519	5456947.29	1113.40	72319.32
SLU16	3.77	67	-116	718	519	5428087.50	1113.40	71939.31
SLU17	3.76	50	-88	693	544	4070088.80	1113.40	54057.97
SLU18	3.76	50	-87	693	544	4046894.37	1113.40	53752.56
SLU19	3.72	22	-40	652	586	1781704.13	1113.40	23925.84
SLU20	3.72	22	-40	652	586	1781704.13	1113.40	23925.84

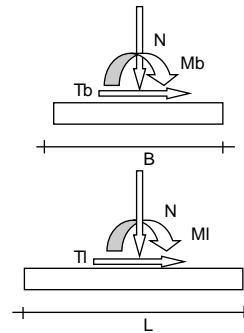
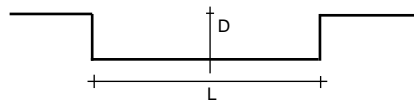
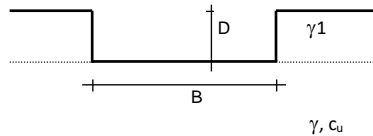


1244.57 M fondo

15215.85 N fondo

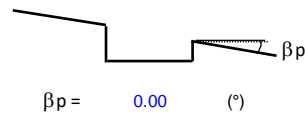
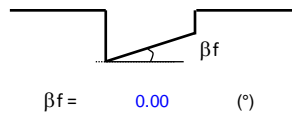
Relazione di stato di fatto e vulnerabilità sismica dell'opera e di calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 CL	VI 08 00 001	A	130 di 142



(Per fondazioni nastriformi L=100 m)

B = 3.00 (m)
L = 8.20 (m)
D = 10.00 (m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	15215.85		15215.85
Mb [kNm]	1244.57		1244.57
MI [kNm]			0.00
Tb [kN]			0.00
Tl [kN]			0.00
H [kN]	0.00		0.00

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 20.00$ (kN/mc)
 $\gamma = 19.50$ (kN/mc)

Valore caratteristico di resistenza del terreno

$c_u = 160.00$ (kN/mq)

Valore di progetto

$c_u = 160.00$ (kN/mq)

$e_B = 0.08$ (m)
 $e_L = 0.00$ (m)

$B^* = 2.84$ (m)
 $L^* = 8.20$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

q = 200.00 (kN/mq)

\gamma : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 19.50$ (kN/mc)

Nc : coefficiente di capacità portante

$N_c = 2 + \pi$

Nc = 5.14

s_c : fattori di forma

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

s_c = 1.07

Relazione di stato di fatto e vulnerabilità sismica dell'opera e di calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R 09 CL	VI 08 00 001	A	131 di 142

i_c : fattore di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.74$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.26$$

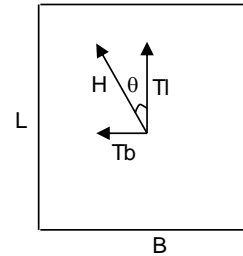
$$\theta = \arctg(T_b/T_l) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m = 1.74$$

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

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

$$i_c = 1.00$$



d_c : fattore di profondità del piano di appoggio

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

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

$$d_c = 1.52$$

b_c : fattore di inclinazione base della fondazione

$$b_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2))$$

$$\beta_f + \beta_p = 0.00$$

$$\beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_c = 1.00$$

g_c : fattore di inclinazione piano di campagna

$$g_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2))$$

$$\beta_f + \beta_p = 0.00$$

$$\beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_c = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 1534.56 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 654.20 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Coefficiente di sicurezza

$$F_s = q_{lim} / q = 2.35 \quad \geq 2.3$$

FS
1.02

20.4.1.2 Verifica Palificata

Verifica a carico limite del palo più caricato

Al fine di calcolare il carico di compressione agente sul palo più caricato, si è proceduto con una ripartizione rigida delle azioni mediante la seguente relazione:

$$E_i = \frac{F}{n} \pm \frac{m_x}{\sum_{1,i}^n dy_i^2} d_{yi} \pm \frac{m_y}{\sum_{1,i}^n dx_i^2} dx_i$$

Si specifica che, analogamente a quanto fatto per il pozzo, le azioni ottenute dal modello in condizioni sismiche sono state amplificate secondo il coefficiente 1.1 nel rispetto del §7.2.5 NTC18.

Sono state prese in considerazione tutte le combinazioni (sia SLV che SLU), il carico risultante sul palo più caricato è quindi di 636 kN.

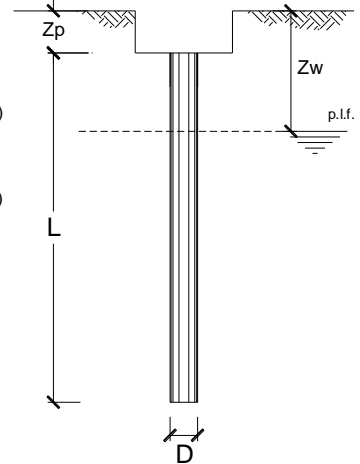
La stessa relazione verrà utilizzata anche per il calcolo della massima trazione (ove presente).

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI MEDIO DIAMETRO

OPERA: Viadotto Priolo

DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D): 0.60 (m) Area del Palo (Ap): 0.283 (m²)
 Quota testa Palo dal p.c. (z_p): 1.50 (m) Quota falda dal p.c. (z_w): 6.34 (m)
 Carico Assiale Permanente (G): 636 (kN) Carico Assiale variabile (Q): 0 (kN)
 Numero di strati 2 $\frac{A}{s}$ L_{palo} = 10.00 (m)



coefficienti parziali	azioni		resistenza laterale e di base	
	permanenti	variabili	γ _b	γ _s
Metodo di calcolo	γ _G	γ _Q		
Stato limite ultimo	1.00	1.30	1.60	1.30
Tensioni ammissibili	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dall'utente	1.00	1.00	1.35	1.15

n	1	2	3	4	5	7	10	T.A.	ut
ξ ₃	1.40	1.35	1.33	1.31	1.29	1.27	1.25	1.00	1.70
ξ ₄	1.40	1.27	1.23	1.20	1.15	1.12	1.08	1.00	1.70

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno						
			γ (kN/m ³)	c' med (kPa)	c' min (kPa)	φ' med (°)	φ' min (°)	c _u med (kPa)	c _u min (kPa)
1	8.20	Unità 1	20.00			35.0	35.0		
2	1.80	Unità 2	19.50					160.0	160.0

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
0.60	0.70		0.4

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del plinto)

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno
1	8.20	Unità 1
2	1.80	Unità 2

media				
Q _{si} (kN)	N _q (-)	N _c (-)	q _b (kPa)	Q _{bm} (kN)
682.6				
217.1	0.00	9.00	1669.1	471.9

minima				
Q _{si} (kN)	N _q (-)	N _c (-)	q _b (kPa)	Q _{bm} (kN)
682.6				
217.1	0.00	9.00	1669.1	471.9

CARICO ASSIALE AGENTE

$$N_d = N_g \cdot \gamma_g + N_q \cdot \gamma_q$$

$$N_d = 636.0 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

alla base $R_{b,cal \text{ med}} = 471.9 \text{ (kN)}$

laterale $R_{s,cal \text{ med}} = 899.7 \text{ (kN)}$

totale $R_{c,cal \text{ med}} = 1371.7 \text{ (kN)}$

CAPACITA' PORTANTE MINIMA

alla base $R_{b,cal \text{ min}} = 471.9 \text{ (kN)}$

laterale $R_{s,cal \text{ min}} = 899.7 \text{ (kN)}$

totale $R_{c,cal \text{ min}} = 1371.7 \text{ (kN)}$

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

$$R_{b,k} = \text{Min}(R_{b,cal \text{ med}}/\xi_3; R_{b,cal \text{ min}}/\xi_4) = 277.6 \text{ (kN)}$$

$$R_{s,k} = \text{Min}(R_{s,cal \text{ med}}/\xi_3; R_{s,cal \text{ min}}/\xi_4) = 529.3 \text{ (kN)}$$

$$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 806.9 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

$$R_{c,d} = R_{bk}/\gamma_b + R_{sk}/\gamma_s$$

$$R_{c,d} = 665.9 \text{ (kN)}$$

$$F_s = R_{c,d} / N_d$$

$$F_s = 1.05$$

Verifica a carico limite del palo in trazione

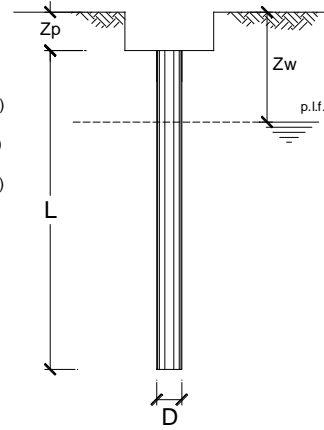
Dalla ripartizione rigida emerge un valore massimo di trazione sul singolo palo pari a 352 kN.

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI MEDIO DIAMETRO

OPERA: Viadotto Priolo

DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D): 0.60 (m) Area del Palo (Ap): 0.283 (m²)
 Quota testa Palo dal p.c. (z_p): 1.50 (m) Quota falda dal p.c. (z_w): 6.34 (m)
 Carico Assiale Permanente (G): -352 (kN) Carico Assiale variabile (Q): 0 (kN)
 Numero di strati 2 Lpalo = 10.00 (m)



coefficienti parziali		azioni		resistenza laterale e di base	
Metodo di calcolo		permanenti	variabili	γ _b	γ _s
Stato limite ultimo	○	1.00	1.30	1.60	1.30
Tensioni ammissibili	○	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dall'utente	●	1.00	1.00	1.35	1.25

n	1	2	3	4	5	7	10	T.A.	ut
ξ ₃	1.40	1.35	1.33	1.31	1.29	1.27	1.25	1.00	1.70
ξ ₄	1.40	1.27	1.23	1.20	1.15	1.12	1.08	1.00	1.70

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno						
			γ (kN/m ³)	c' med (kPa)	c' min (kPa)	φ' med (°)	φ' min (°)	c _u med (kPa)	c _u min (kPa)
1	8.20	Unità 1	20.00			35.0	35.0		
2	1.80	Unità 2	19.50					160.0	160.0

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
0.50	0.70		0.4

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradasso del plinto)

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno
2	1.80	Unità 2

media				
Q _{si} (kN)	N _q (-)	N _c (-)	q _b (kPa)	Q _{bm} (kN)
568.8				
217.1	0.00	9.00	1669.1	471.9

minima				
Q _{si} (kN)	N _q (-)	N _c (-)	q _b (kPa)	Q _{bm} (kN)
568.8				
217.1	0.00	9.00	1669.1	471.9

CARICO ASSIALE AGENTE

$$N_d = N_g \cdot \gamma_g + N_q \cdot \gamma_q$$

$$N_d = -352.0 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

alla base $R_{b,cal \text{ med}} = .0 \text{ (kN)}$

laterale $R_{s,cal \text{ med}} = 786.0 \text{ (kN)}$

totale $R_{c,cal \text{ med}} = 786.0 \text{ (kN)}$

CAPACITA' PORTANTE MINIMA

alla base $R_{b,cal \text{ min}} = .0 \text{ (kN)}$

laterale $R_{s,cal \text{ min}} = 786.0 \text{ (kN)}$

totale $R_{c,cal \text{ min}} = 786.0 \text{ (kN)}$

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

$$R_{b,k} = \text{Min}(R_{b,cal \text{ med}}/\xi_3 ; R_{b,cal \text{ min}}/\xi_4) = .0 \text{ (kN)}$$

$$R_{s,k} = \text{Min}(R_{s,cal \text{ med}}/\xi_3 ; R_{s,cal \text{ min}}/\xi_4) = 462.3 \text{ (kN)}$$

$$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 462.3 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

$$R_{c,d} = R_{b,k}/\gamma_b + R_{s,k}/\gamma_s$$

$$R_{c,d} = 369.9 \text{ (kN)}$$

$$F_s = R_{c,d} / N_d$$

$$F_s = 1.05$$

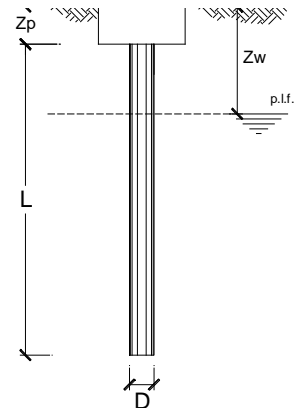
Verifica a carico limite del blocco

L'azione agente sul blocco è la compressione massima agente sulla palificata. In questo caso risulta dimensionante la combinazione SLU che fornisce un carico pari a 9068 kN.

OPERA: Viadotto Priolo

DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D):	6.35	(m)	Area del Palo (Ap):	31.67	(m ²)
Quota testa Palo dal p.c. (z _p):	1.50	(m)	Quota falda dal p.c. (z _w):	6.34	(m)
Carico Assiale Permanente (G):	9068	(kN)	Carico Assiale variabile (Q):	0	(kN)
Numero di strati	2		Lpalo =	10.00	(m)



coefficienti parziali	azioni		resistenza laterale e di base	
	permanenti	variabili	γ _b	γ _s
Metodo di calcolo	γ _G	γ _Q		
Stato limite ultimo	1.00	1.30	1.60	1.30
Tensioni ammissibili	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dall'utente	1.00	1.00	1.35	1.15

n	1	2	3	4	5	7	10	T.A.	ut
ξ _s	1.40	1.35	1.33	1.31	1.29	1.27	1.25	1.00	1.70
ξ _t	1.40	1.27	1.23	1.20	1.15	1.12	1.08	1.00	1.70

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno						
			γ (kN/m ³)	c' med (kPa)	c' min (kPa)	φ' med (°)	φ' min (°)	c _u med (kPa)	c _u min (kPa)
1	8.20	Unità 1	20.00			35.0	35.0		
2	1.80	Unità 2	19.50					160.0	160.0

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
0.60	0.70		0.4

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del plinto)

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno
1	8.20	Unità 1
2	1.80	Unità 2

media				
Q _{si} (kN)	N _q (-)	N _c (-)	q _b (kPa)	Q _{bm} (kN)
7224.1				
2298.1	0.00	9.00	1669.1	52859.1

minima				
Q _{si} (kN)	N _q (-)	N _c (-)	q _b (kPa)	Q _{bm} (kN)
7224.1				
2298.1	0.00	9.00	1669.1	52859.1

CARICO ASSIALE AGENTE

$$N_d = N_g \cdot \gamma_g + N_q \cdot \gamma_q$$

$$N_d = 9068.0 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

alla base $R_{b,cal \text{ med}} = 52859.1 \text{ (kN)}$

laterale $R_{s,cal \text{ med}} = 9522.3 \text{ (kN)}$

totale $R_{c,cal \text{ med}} = 62381.3 \text{ (kN)}$

CAPACITA' PORTANTE MINIMA

alla base $R_{b,cal \text{ min}} = 52859.1 \text{ (kN)}$

laterale $R_{s,cal \text{ min}} = 9522.2 \text{ (kN)}$

totale $R_{c,cal \text{ min}} = 62381.3 \text{ (kN)}$

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

$$R_{b,k} = \text{Min}(R_{b,cal \text{ med}}/\xi_s ; R_{b,cal \text{ min}}/\xi_s) = 31093.6 \text{ (kN)}$$

$$R_{s,k} = \text{Min}(R_{s,cal \text{ med}}/\xi_s ; R_{s,cal \text{ min}}/\xi_s) = 5601.3 \text{ (kN)}$$

$$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 36694.9 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

$$R_{c,d} = R_{b,k}/\gamma_b + R_{s,k}/\gamma_s$$

$$R_{c,d} = 27903.0 \text{ (kN)}$$

$$F_s = R_{c,d} / N_d$$

$$F_s = 3.08$$

20.4.2 Verifiche strutturali

Oggetto delle verifiche strutturali è il palo D600 e la sua armatura a flessione e taglio.

Le sollecitazioni di taglio agenti sul singolo palo sono state stimate adottando una ripartizione rigida secondo la seguente formulazione:

$$V_{palo} = \frac{\sqrt{V_x^2 + V_y^2}}{n_{pali}} + M_t W_t$$

Per tener conto dell'effetto gruppo della palificata il valore del modulo di reazione orizzontale k_h è stato moltiplicato per 0.25 (come riportato in *Fondazioni, Viggiani*).

Nell'ipotesi di palo incastrato in testa, tramite la teoria della linea elastica si è ottenuta la lunghezza libera di inflessione del palo, λ , e la stima del momento massimo a cui l'elemento è sottoposto:

$$M_{max} = \frac{\lambda}{2} V_{palo}$$

Si riportano in tabella le grandezze di interesse:

n.ro pali	30	
E cls	25000000	kPa
D	0.6	m
J	0.006	m ⁴
E op	50000	kPa
kh	83333	kN/m ³
kh ridotto	20833	kN/m ³
λ	2.67	m
Wt	0.0125	1/m

Si specifica in ultimo che le sollecitazioni di taglio in fase sismica sono state amplificate secondo il coefficiente 1.3, nel rispetto delle prescrizioni al §7.2.5 NTC18.

Le sollecitazioni di progetto sono quindi le seguenti:

Comb.	Sollecitazioni progetto palo	
	V	M
_SLV1	45.83	61.20
_SLV2	45.30	60.49
_SLV3	45.09	60.21
_SLV4	44.55	59.50
_SLV5	159.90	213.54
_SLV6	159.57	213.10
_SLV7	124.11	165.75
_SLV8	123.89	165.45
_SLV9	45.81	61.18
_SLV10	45.28	60.47
_SLV11	45.07	60.19
_SLV12	44.54	59.48
_SLV13	159.89	213.53
_SLV14	159.56	213.09
_SLV15	124.12	165.76
_SLV16	123.89	165.46
_SLU1	59.09	78.91
_SLU2	59.03	78.83
_SLU3	44.97	60.06
_SLU4	44.92	59.99
_SLU5	59.09	78.91
_SLU6	59.03	78.83
_SLU7	44.97	60.06
_SLU8	44.92	59.99
_SLU9	16.78	22.41
_SLU10	16.78	22.41
_SLU11	54.50	72.78
_SLU12	54.43	72.69
_SLU13	40.57	54.19
_SLU14	40.52	54.12
_SLU15	54.50	72.78
_SLU16	54.43	72.69
_SLU17	40.57	54.19
_SLU18	40.52	54.12
_SLU19	12.09	16.15
_SLU20	12.09	16.15

- Armature longitudinali

Per il calcolo del momento resistente del palo si considera una sezione armata con 14Φ20.

Titolo : _____

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 30 [cm]

Raggio interno: 0 [cm]

N° barre uguali: 14

Diametro barre: 2 [cm]

Copriferro (baric.): 9 [cm]

N° barre: **Zoom**

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi

a T Circolare

Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: kN

M_{xEd}: kNm

M_{yEd}: kNm

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[cm] xN: yN:

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-

Metodo n

Tipo flessione

Retta Deviata

Vertici: N° rett.:

Calcola MRd **Dominio M-N**

L₀: cm **Col. modello**

Precompresso

Materiali

B450C		C25/30	
ε _{su}	67.5 ‰	ε _{c2}	2 ‰
f _{yd}	391.3 N/mm ²	ε _{cu}	3.5 ‰
E _s	200,000 N/mm ²	f _{cd}	14.17
E _s /E _c	15	f _{cc} /f _{cd}	0.8
ε _{syd}	1.957 ‰	σ _{c,adm}	9.75
σ _{s,adm}	255 N/mm ²	τ _{co}	0.6
		τ _{c1}	1.829

M_{xRd}: kN m

σ_c: N/mm²

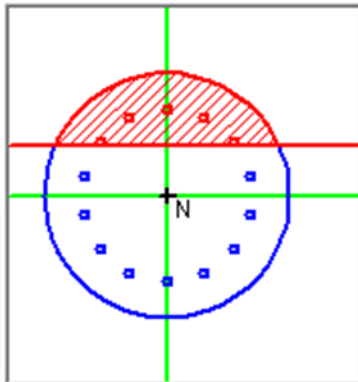
σ_s: N/mm²

ε_c: ‰

ε_s: ‰

d: cm

x: x/d: δ:



- Armature trasversali

Il palo, di diametro 600 mm, risulta essere armato a taglio con staffe $\Phi 12$ passo 120mm.

Verifica a taglio in accordo a EC2-2
Caratteristiche dei materiali

Cls

Rck= 30 MPa

fck= 25 MPa

γ_c = 1.50

fcm= 33 MPa

α_{cc} = 0.85

fcd= 14.11 MPa

coefficiente che tiene conto degli effetti a lungo termine, var 0.8-1

fctm= 2.56 MPa

fctk_{0.05}= 1.79 MPa

fctk_{0.95}= 3.33 MPa

α_{ct} = 1.00

fctd= 1.19 MPa

coefficiente che tiene conto degli effetti a lungo termine, var 0.8-1

Acciaio c.a.

fyk= 450 MPa

γ_s = 1.15

fyd= 391 MPa

Azioni di taglio

Gk 0 x1.00= 0 kN

Pk 0 x1.00= 0 kN

Qk 0 x1.00= 0 kN

Aed 0 x1.30= 0 kN

V_{Ed} = 0 kN

Nsd= 0 KN sforzo normale

bw = 0.471 m larghezza (6.16)

h= 0.600 m altezza totale

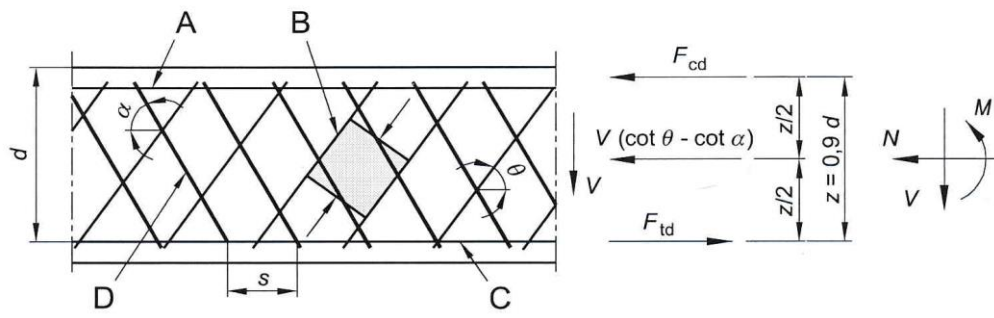
c= 0.090 m copriferro

d = 0.510 m altezza utile

Ac= 0.283 mq area

elementi CA e CAP armati a taglio

- A Corrente compresso
- B Puntoni
- C Corrente teso
- D Armatura a taglio



Resistenza delle staffe:

$\phi_w =$	12	mm	diametro staffa
$n =$	2.00		numero braccia
$A_{sw} =$	2.26	cmq	
$z =$	0.38	m	$= 0.75 \cdot d$
$\sin \alpha =$	1		α angolo tra le staffe e l'asse della trave ($\alpha = 90^\circ$ per staffe verticali)
$\rho_w =$	0.40	%	$= A_{sw} / (s \cdot b_w \cdot \sin \alpha) \cdot 100 \geq$
$s =$	0.12	m	$=$ passo staffe \leq 0.38 m $= 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha)$
$\theta =$	45.0	°	$= \arcsin(\text{rad}q(A_{sw} \cdot f_{yd}) / (b_w \cdot s \cdot \alpha_{cw} \cdot n \cdot f_{cd}))$ inclinazione puntone compresso, variabile tra 45° to 21.8°
$\tan \theta =$	1.00		valore tra 1 (for $\theta = 45^\circ$) e 0.4
$\cot \theta =$	1.00		valore tra 1 (for $\theta = 45^\circ$) and 2.5
$\rho_{w,max} =$	1.57		$= A_{sw,max} \cdot f_{yd} / (b_w \cdot s) \leq 1/2 \cdot \alpha_{cw} \cdot v \cdot f_{cd} = 3.81$ verifica soddisfatta
$V_{Rd,s} =$	282	kN	$= A_{sw} / s \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta$

Resistenza del puntone compresso:

$v =$	0.540		$= 0.6 \cdot (1 - f_{ck} / 250)$ (from EN 6.6N)
$\sigma_{cp} =$	0.00		$= N_{sd} / A_c$
$\alpha_{cw} =$	1.00		
$V_{Rd,max} =$	687	kN	$= \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta)$
$\gamma_{Bd1} =$	1.00		coefficiente di sicurezza (EN1998-2-5.6.2.b)
$V_{Rd} =$	282	kN	$= \min(V_{Rd,s}, V_{Rd,max}) / \gamma_{Bd1}$

- Verifiche

Si riportano a seguire i valori dei coefficienti di sicurezza ottenuti nelle verifiche a taglio e flessione.

Comb.	Sollecitazioni progetto palo		Resistenze di progetto		Verifiche	
	V	M	Vrd	Mrd	FS taglio	FS momento
_SLV1	45.83	61.20	282.0	322.7	6.15	5.27
_SLV2	45.30	60.49	282.0	322.7	6.23	5.33
_SLV3	45.09	60.21	282.0	322.7	6.25	5.36
_SLV4	44.55	59.50	282.0	322.7	6.33	5.42
_SLV5	159.90	213.54	282.0	322.7	1.76	1.51
_SLV6	159.57	213.10	282.0	322.7	1.77	1.51
_SLV7	124.11	165.75	282.0	322.7	2.27	1.95
_SLV8	123.89	165.45	282.0	322.7	2.28	1.95
_SLV9	45.81	61.18	282.0	322.7	6.16	5.27
_SLV10	45.28	60.47	282.0	322.7	6.23	5.34
_SLV11	45.07	60.19	282.0	322.7	6.26	5.36
_SLV12	44.54	59.48	282.0	322.7	6.33	5.43
_SLV13	159.89	213.53	282.0	322.7	1.76	1.51
_SLV14	159.56	213.09	282.0	322.7	1.77	1.51
_SLV15	124.12	165.76	282.0	322.7	2.27	1.95
_SLV16	123.89	165.46	282.0	322.7	2.28	1.95
_SLU1	59.09	78.91	282.0	322.7	4.77	4.09
_SLU2	59.03	78.83	282.0	322.7	4.78	4.09
_SLU3	44.97	60.06	282.0	322.7	6.27	5.37
_SLU4	44.92	59.99	282.0	322.7	6.28	5.38
_SLU5	59.09	78.91	282.0	322.7	4.77	4.09
_SLU6	59.03	78.83	282.0	322.7	4.78	4.09
_SLU7	44.97	60.06	282.0	322.7	6.27	5.37
_SLU8	44.92	59.99	282.0	322.7	6.28	5.38
_SLU9	16.78	22.41	282.0	322.7	16.81	14.40
_SLU10	16.78	22.41	282.0	322.7	16.81	14.40
_SLU11	54.50	72.78	282.0	322.7	5.17	4.43
_SLU12	54.43	72.69	282.0	322.7	5.18	4.44
_SLU13	40.57	54.19	282.0	322.7	6.95	5.96
_SLU14	40.52	54.12	282.0	322.7	6.96	5.96
_SLU15	54.50	72.78	282.0	322.7	5.17	4.43
_SLU16	54.43	72.69	282.0	322.7	5.18	4.44
_SLU17	40.57	54.19	282.0	322.7	6.95	5.96
_SLU18	40.52	54.12	282.0	322.7	6.96	5.96
_SLU19	12.09	16.15	282.0	322.7	23.32	19.98
_SLU20	12.09	16.15	282.0	322.7	23.32	19.98

20.4.3 Verifica del collegamento alla struttura esistente

Al fine di garantire un collegamento ottimale del nuovo cordolo di allargamento alla struttura esistente, si prevede l'installazione di barre inghisate in acciaio B450C.

Si utilizzeranno barre $\phi 26$ e barre $\phi 30$ (in parte passanti).

Per la determinazione del numero di barre necessario al trasferimento degli sforzi in fondazione si è fatto riferimento alla zona d'angolo del cordolo (più sollecitata), si è quindi determinata l'azione di taglio totale agente in tale zona come sommatoria delle azioni normali agenti sui pali di fondazione ubicati nella zona stessa.

La verifica è stata eseguita a taglio puro, pertanto il massimo sforzo di taglio sopportabile dalla singola barra è stato calcolato attraverso la seguente:

$$T_{max} = \frac{f_{yd} A}{\sqrt{3}}$$

Dove $f_{yd}=391$ MPa.

Si riporta quindi una sintesi del dimensionamento eseguito.

Azione totale zona d'angolo	2498	kN
Lunghezza zona d'angolo	2.3	m
T max barra $\phi 30$	159.6	kN
T max barra $\phi 26$	120	kN
N.ro barre $\phi 30$	9	
N.ro barre $\phi 26$	13	
N.ro barre $\phi 26$ al m	6	

21 INCIDENZA ARMATURE

- Cordolo allargamento fondazione: 110 kg/m³
- Pali D600: 160 kg/m³
- Camicia rinforzo pile (incidenza media sull'altezza): 180 kg/m³