

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

VI02 - VIADOTTO AL KM 340+682




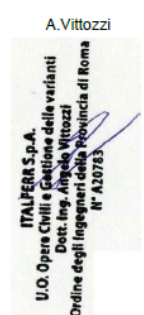
Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione

SCALA:

-

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

RS6K    00    R    09    CL    VI0200    002    A

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

**VI02 - VIADOTTO AL KM 340+682**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	D 09 CL	VI 02 00 002	A	2 di 105

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

## INDICE

1	INTRODUZIONE .....	5
2	DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI .....	7
2.1	INTERVENTI SUGLI ARCHI.....	7
2.2	INTERVENTI SULLE PILE .....	7
2.3	INTERVENTI SULLE SPALLE .....	7
2.4	ALTRI INTERVENTI DI FINITURA E COMPLETAMENTO .....	8
3	NORMATIVA E BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO .....	9
4	MODELLAZIONE DELL'OPERA E METODI DI ANALISI .....	10
4.1	MODELLAZIONE.....	10
4.1.1	<i>Il modello di calcolo</i> .....	10
4.1.2	<i>Caratteristiche dei materiali</i> .....	14
4.2	TIPO DI ANALISI.....	17
5	ANALISI DEI CARICHI .....	18
5.1	PESI PROPRI STRUTTURALI (G1) .....	18
5.2	PESI PERMANENTI NON STRUTTURALI (G2) .....	18
5.3	AZIONI DA TRAFFICO FERROVIARIO (QTRENI) .....	18
5.4	AZIONE DEL VENTO (QVENTO) .....	20
5.5	CEDIMENTO FONDAZIONALE (E <sub>ced</sub> ) .....	20
5.6	AZIONI SISMICHE (E) .....	20
6	ANALISI MODALE .....	24
7	ANALISI SISMICA .....	26
7.1	SISMA X - GRUPPO 1 .....	29
7.2	SISMA X - GRUPPO 2.....	32

7.3	SISMA Y - GRUPPO 1 .....	36
7.4	SISMA Y - GRUPPO 2 .....	41
7.5	SINTESI DEI RISULTATI .....	45
8	VERIFICA DELL'INTERVENTO DI RINFORZO DEGLI ARCHI .....	46
8.1	SOLLECITAZIONI ELEMENTARI .....	46
8.2	COMBINAZIONI DI CARICO .....	47
8.3	VERIFICHE STRUTTURALI.....	49
8.3.1	<i>Verifiche pressoflessione</i> .....	50
8.3.2	<i>Verifiche taglio</i> .....	52
9	VERIFICA DELL'INCAMICIATURA DELLE PILE .....	55
9.1	SOLLECITAZIONI ELEMENTARI .....	55
9.2	COMBINAZIONI DI CARICO .....	56
9.2.1	<i>Verifiche Sezione di spiccato</i> .....	58
10	VERIFICA DELLE IMPOSTE .....	65
10.1	SOLLECITAZIONI ELEMENTARI .....	66
10.2	VERIFICHE STRUTTURALI.....	67
10.2.1	<i>Verifiche a taglio</i> .....	70
11	VERIFICA DEGLI ANGOLARI METALLICI DI RINFORZO DELLE PILE.....	72
12	VERIFICA DEGLI INTERVENTI IN FONDAZIONE .....	75
12.1	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA .....	75
12.1.1	<i>Unità geotecniche</i> .....	75
12.1.2	<i>Falda</i> .....	75
12.1.3	<i>Parametri geotecnici di calcolo</i> .....	75
12.2	COMBINAZIONI DI CARICO .....	76
12.3	SOLLECITAZIONI .....	78



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

**VI02 - VIADOTTO AL KM 340+682**  
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di  
calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	D 09 CL	VI 02 00 002	A	4 di 105

12.4	VERIFICHE .....	80
12.4.1	Verifiche geotecniche.....	83
12.4.2	Verifiche strutturali.....	99
13	INCIDENZA ARMATURE .....	105
14	CONCLUSIONI.....	105

	<b>RIPRISTINO LINEA CALTAGIRONE-GELA MIGLIORAMENTI STRUTTURALI PER CONSEGUIRE L'ADEGUAMENTO SISMICO DEI VIADOTTI LOTTO 2: NISCEMI - GELA</b>					
<b>VI02 - VIADOTTO AL KM 340+682</b> <b>Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione</b>	COMMESSA RS6K	LOTTO 00	CODIFICA D 09 CL	DOCUMENTO VI 02 00 002	REV. A	FOGLIO 5 di 105

## 1 INTRODUZIONE

La presente relazione ha per oggetto l'analisi degli interventi di rinforzo strutturale in relazione alla risposta statica e sismica del ponte ad archi individuato alla chilometrica 340+682 della linea ferroviaria Gela-Caltagirone, a valle delle analisi dello stato di fatto (per le quali si rimanda al documento "Relazione sullo stato di fatto dell'opera" RS3K02D09CLVI0200001A).

L'opera è stata sottoposta ad un rilievo geometrico completo, a una campagna di indagini strutturali e geotecniche e, infine, ad uno studio di valutazione della sicurezza statica e sismica in relazione allo stato attuale di conservazione.

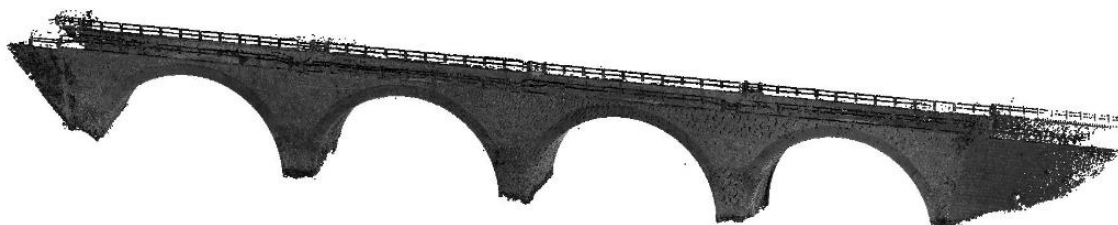
Il viadotto, a binario singolo, sviluppa una lunghezza complessiva di circa 119 m (spalla-spalla). Il tracciato che attraversa l'opera è planimetricamente in rettilineo; altimetricamente il ponte presenta una pendenza discendente secondo le progressive crescenti ( $i \approx 1.6\%$ ).

La struttura è costituita da 3 pile e due spalle che scandiscono 4 arcate con luce netta di circa 20m.

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

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

Le fondazioni sono realizzate con plinti massicci in calcestruzzo (è ignota l'eventuale presenza di armature) a pianta rettangolare con dimensioni di circa 10.6 m in direzione longitudinale e 13.9 m in direzione trasversale. La geometria delle fondazioni è stata ricostruita in analogia ai risultati dei sondaggi conoscitivi effettuati per la pila 2 del viadotto.



**Figura 1: Restituzione laser-scanner dell'opera.**

**VI02 - VIADOTTO AL KM 340+682**  
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di  
calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	D 09 CL	VI 02 00 002	A	6 di 105



**Figura 2: Vista dell'opera**



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

**VI02 - VIADOTTO AL KM 340+682**  
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di  
calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	D 09 CL	VI 02 00 002	A	7 di 105

## 2 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.

### 2.1 INTERVENTI SUGLI ARCHI

È prevista la realizzazione di una struttura in cemento armato a forma di cassone aperto internamente all'impalcato. Tale struttura continua ha lo scopo di realizzare una sorta di catena che colleghi tutte le arcate del viadotto, impedendo di fatto meccanismi di disarticolazione locali dell'opera.

Come intuibile, la sezione tipo della struttura di rinforzo ha forma di "U" ad altezza variabile, minima in corrispondenza della chiave degli archi e massima in asse pila (da 0.7m a 4.7 m), e larghezza di circa 3.25 m. Le pareti risultano gettate direttamente a ridosso dei paramenti in muratura delle arcate (timpani) e presentano uno spessore di 40 cm. Queste verranno collegate alle murature mediante inghisaggi diffusi di inserti metallici. La soletta inferiore (contro-soletta) presenta invece uno spessore corrente di 30 cm che riducendosi a circa 20 cm nella zona di chiave dell'arco. È previsto il collegamento con la struttura esistente dell'arco in calcestruzzo, impiegando la medesima tecnica summenzionata per gli elementi verticali.

La parte interna della nuova struttura sarà successivamente riempita con calcestruzzo alleggerito al fine di ristabilire il piano di posa per la sovrastruttura ferroviaria.

### 2.2 INTERVENTI SULLE PILE

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

1) Il nucleo interno degli elementi, il quale dalle analisi stratigrafiche effettuate presenta una notevole variabilità nella composizione con rilevamenti di ampie zone con materiale non legato, verrà interessato da un massiccio interventi di iniezione di malta. La cui natura (di calce, cementizia o resine) sarà scelta sulla base delle risultanze di analisi chimiche dei leganti preesistenti.

2) Esternamente è previsto il cerchiaggio attivo delle murature e la successiva incamiciatura mediante pareti in c.a. Il primo intervento si concretizza con l'apposizione di angolari metallici ai quattro vertici della sezione delle pile, intercalati con passo di circa 3m da barre dywidag orizzontali che saranno tensionate per fornire un confinamento laterale attivo alla muratura. Tali strutture metalliche verranno poi inglobate in pareti di cemento armato le quali avranno spessore 25cm nella direzione trasversale e spessore variabile tra 25 cm e 45 cm (rispettivamente ad imposta arco e base pila) nella direzione longitudinale.

Le fondazioni delle pile saranno poi 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) perimetralmente alla fondazione esistente su un'unica fila. I pali spazati, l'uno coll'altro di circa 85 cm, avranno lunghezza di 12m.

### 2.3 INTERVENTI SULLE SPALLE



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

**VI02 - VIADOTTO AL KM 340+682**  
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di  
calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	D 09 CL	VI 02 00 002	A	8 di 105

Le spalle, le cui analisi non evidenziato particolari criticità, saranno comunque precauzionalmente interessate da un intervento atto a prevenire fenomeni di cedimento fondazionale. È stata prevista dunque la realizzazione di due limitate palificate lungo i muri andatori del manufatto, collegate in testa da un cordolo che a sua volta viene solidarizzato alla fondazione esistente. Saranno impiegati pali di diametro pari a D600 e lunghezza 10 m.

## **2.4 ALTRI INTERVENTI DI FINITURA E COMPLETAMENTO**

A completamento degli interventi riguardanti le opere civili, è prevista la realizzazione dei nuovi marciapiedi lungo tutto il viadotto, la sostituzione dei parapetti, la realizzazione delle impermeabilizzazioni dell'impalcato e del sistema di scolo delle acque meteoriche.



	<b>RIPRISTINO LINEA CALTAGIRONE-GELA MIGLIORAMENTI STRUTTURALI PER CONSEGUIRE L'ADEGUAMENTO SISMICO DEI VIADOTTI LOTTO 2: NISCEMI - GELA</b>					
<b>VI02 - VIADOTTO AL KM 340+682</b> <b>Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione</b>	COMMESSA RS6K	LOTTO 00	CODIFICA D 09 CL	DOCUMENTO VI 02 00 002	REV. A	FOGLIO 9 di 105

### 3 NORMATIVA E BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO

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

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

	<p style="text-align: center;"><b>RIPRISTINO LINEA CALTAGIRONE-GELA MIGLIORAMENTI STRUTTURALI PER CONSEGUIRE L'ADEGUAMENTO SISMICO DEI VIADOTTI</b></p> <p style="text-align: center;"><b>LOTTO 2: NISCEMI - GELA</b></p>					
<p><b>VI02 - VIADOTTO AL KM 340+682</b> <b>Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione</b></p>	<p>COMMESSA RS6K</p>	<p>LOTTO 00</p>	<p>CODIFICA D 09 CL</p>	<p>DOCUMENTO VI 02 00 002</p>	<p>REV. A</p>	<p>FOGLIO 10 di 105</p>

## 4 MODELLAZIONE DELL'OPERA E METODI DI ANALISI

### 4.1 MODELLAZIONE

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

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

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

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

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

#### 4.1.1 Il modello di calcolo

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

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

**VI02 - VIADOTTO AL KM 340+682**  
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di  
calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

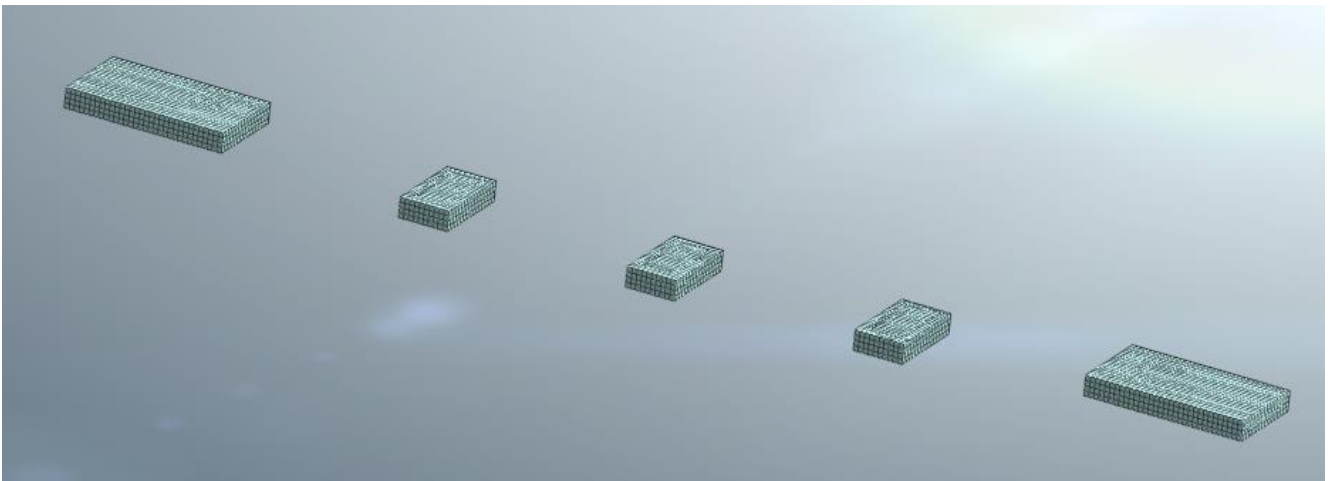
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	D 09 CL	VI 02 00 002	A	11 di 105

- Elementi di rinforzo in c.a. (camicie esterne pile e interne archi)

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

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

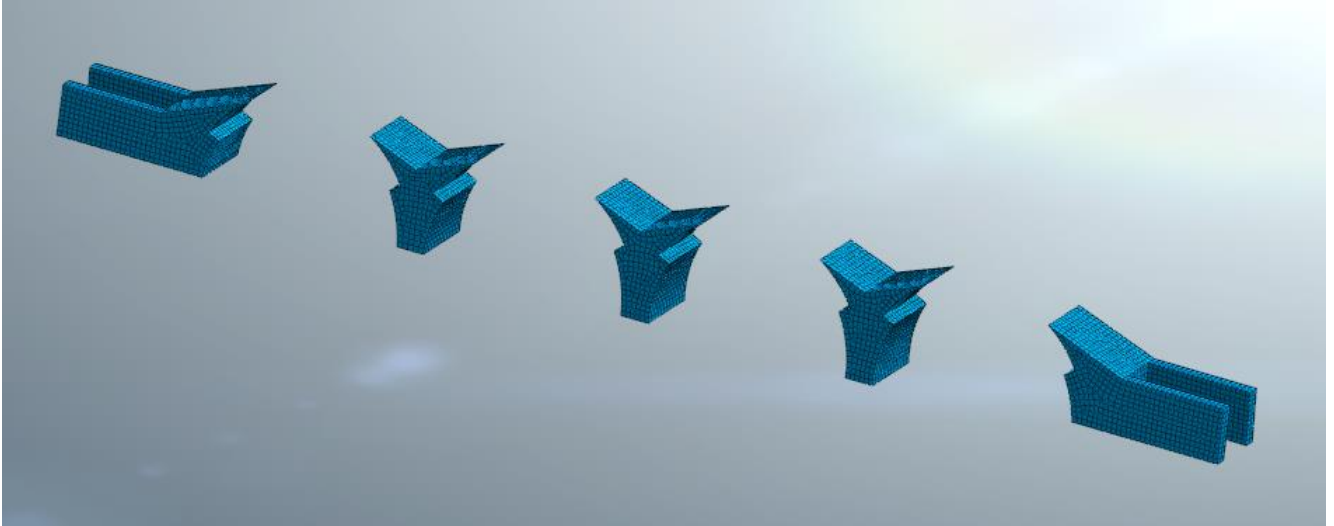
Di seguito si riportano le immagini estratte del modello relative alle definizioni dei succitati elementi strutturali e delle rispettive caratterizzazioni del materiale associato.



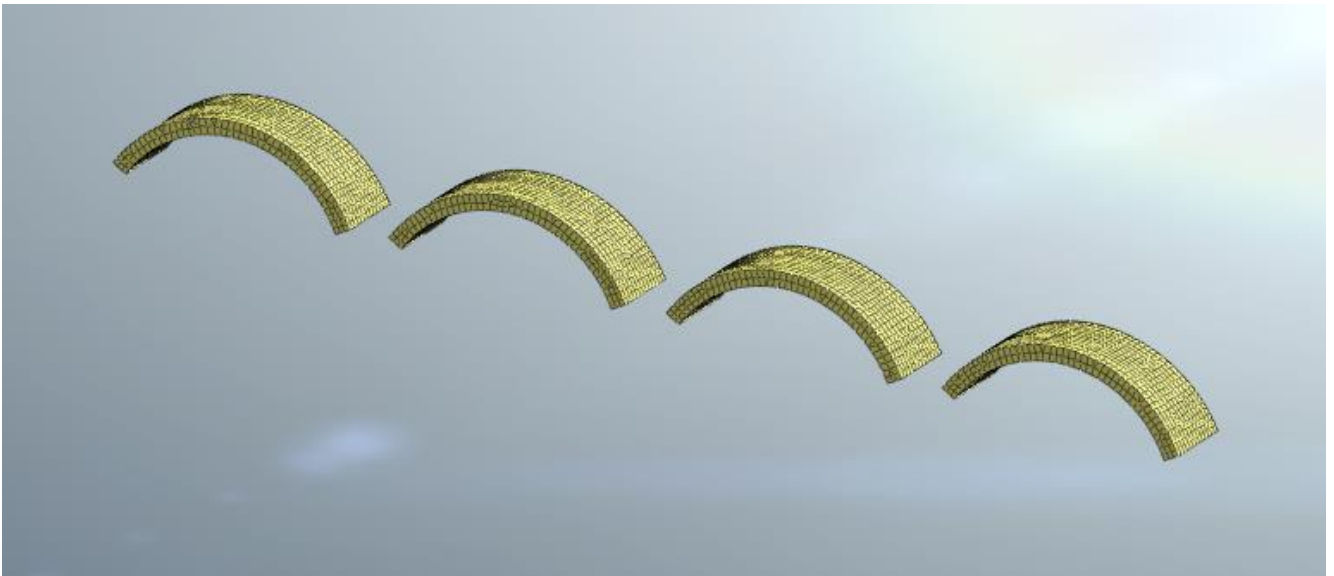
**Figura 3: Plinti di fondazione**

**VI02 - VIADOTTO AL KM 340+682**  
Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di  
calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	D 09 CL	VI 02 00 002	A	12 di 105



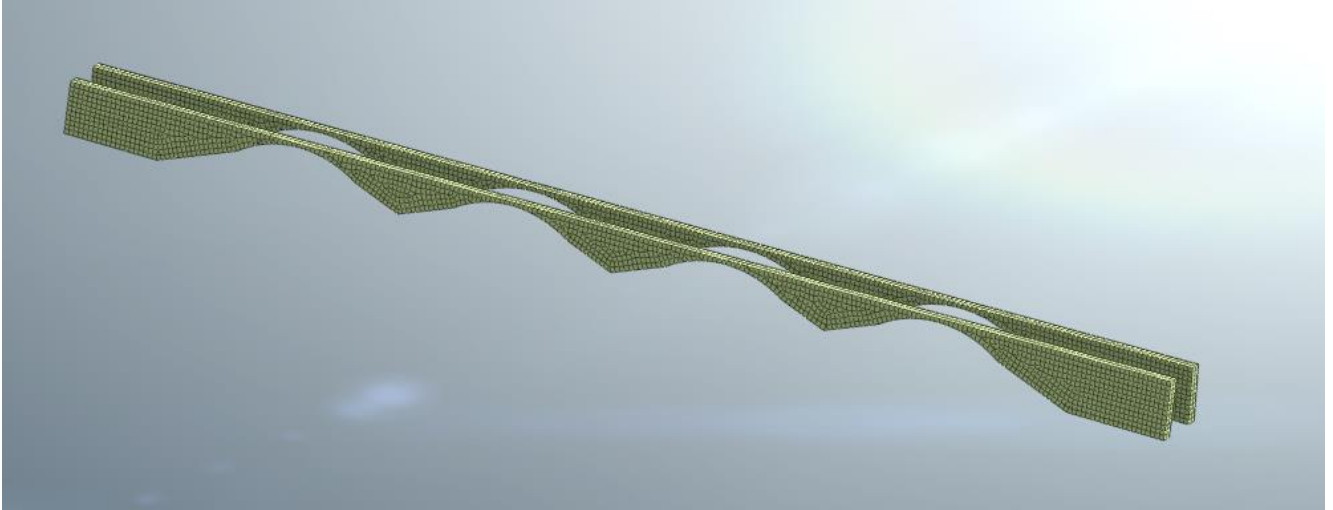
**Figura 4: Pile e Spalle**



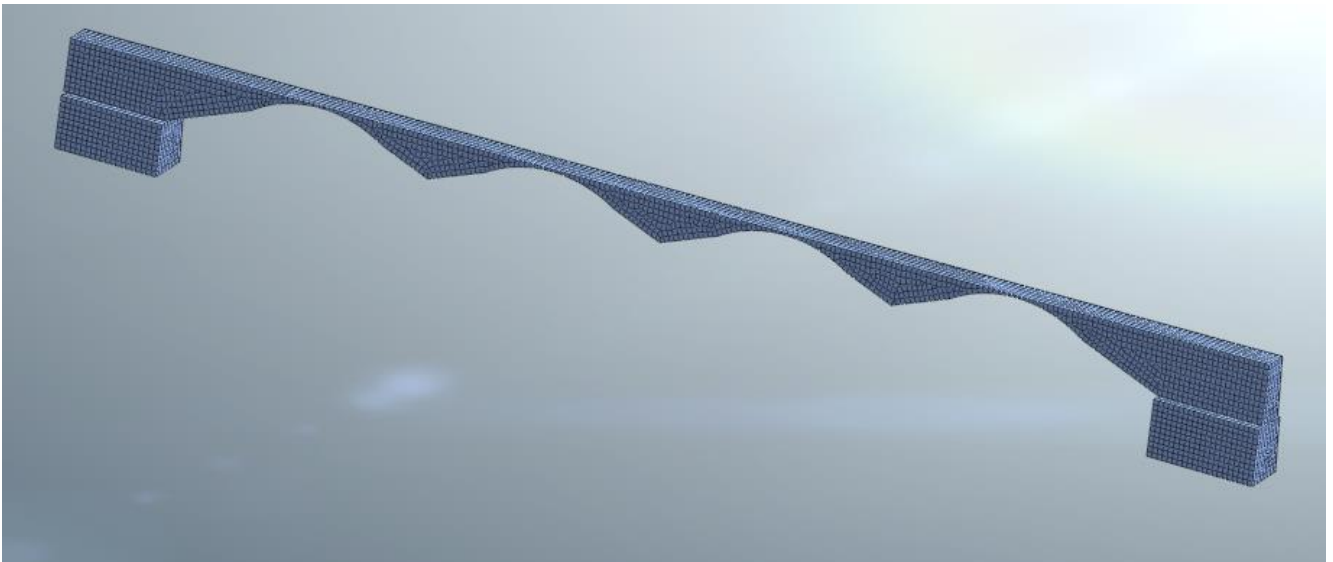
**Figura 5: Archi**

**VI02 - VIADOTTO AL KM 340+682**  
Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di  
calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	D 09 CL	VI 02 00 002	A	13 di 105



**Figura 6: Timpani**



**Figura 7: Riempimento**

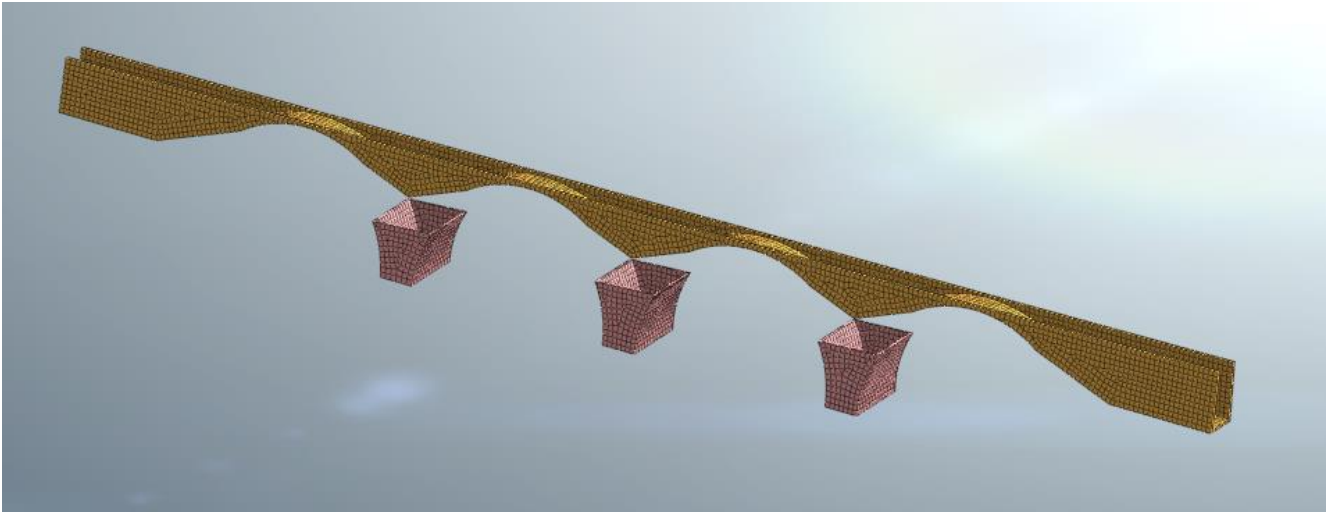


Figura 8: Strutture di rinforzo (camicia esterna pile e interna archi)

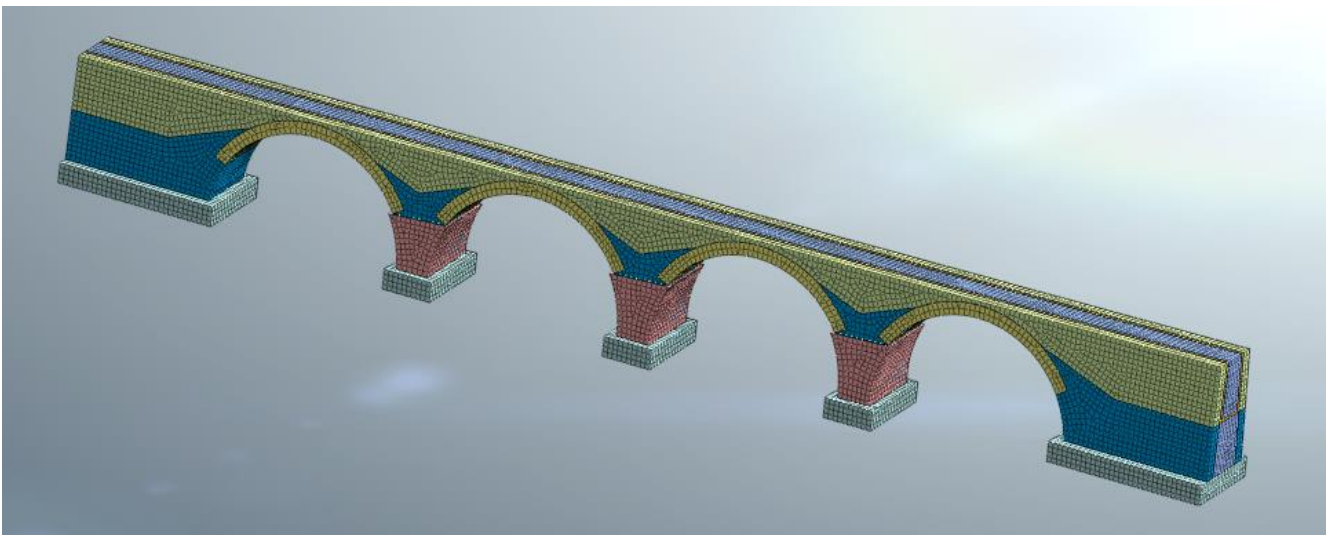


Figura 9: Modello completo

#### 4.1.2 Caratteristiche dei materiali

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

**VI02 - VIADOTTO AL KM 340+682**  
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di  
 calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	D 09 CL	VI 02 00 002	A	15 di 105

Elemento Struttura Esistente	Arco	Pile	Timpani	Plinti
Descr. Materiale	Cls Magro	Muratura	Muratura	Cls
Modulo di Young E [Mpa]	6000	9000	8300	6000
Modulo di Poisson v [-]	0.2	0.25	0.25	0.2
Peso Specifico [kN/m3]	21	22	22	0
Tipo di Risposta	Non Lineare	Non Lineare	Non Lineare	Lineare
Resistenza a trazione ft [Mpa]	0.8	0.2	0.2	-
Resistenza a compr. Fc [Mpa]	9	4	4	-

Elemento Nuova Struttura	Strutture in c.a.	Rinforzi Metallici	Armatura Pila	Riempimento
Descr. Materiale	Cls C32/40 <sup>(a)</sup>	Acciaio S355	Acciaio B450C	Cls Alleggerito
Modulo di Young E [Mpa]	30000	206000	210000	120
Modulo di Poisson v [-]	0.2	0.3	0.3	0.2
Peso Specifico [kN/m3]	25	78.5	70	18
Tipo di Risposta	Non Lineare	Non Lineare	Non Lineare	Lineare
Resistenza a trazione ft [Mpa]	1.7	338	391	-
Resistenza a compr. Fc [Mpa]	17	338	391	-

(a) In sede di modellazione, analisi e verifiche strutturali si sono utilizzate le caratteristiche meccaniche relative alla classe C30/37, tuttavia non è risultato necessario l'aggiornamento dei valori adottati essendo questi cautelativi rispetto a quelli del calcestruzzo C32/40 previsto per la realizzazione di tali opere.

Per le strutture in muratura si è optato per mantenere i medesimi parametri di resistenza e rigidità dello stato di fatto. Non sono stati considerati gli effetti dell'intervento di consolidamento mediante iniezioni di malta e del confinamento operato dai profili metallici e dalla camicia di c.a., anche in relazione all'oggettiva difficoltà di quantificare in maniera analitica e realistica le nuove caratteristiche del materiale in termini di resistenze e duttilità, in quanto le indicazioni reperibili nel quadro normativo attuale non risultano esaustive per le modellazioni qui impiegate. In definitiva, dunque, le iniezioni ed il confinamento della muratura vengono considerate dal progettista come un'ulteriore riserva di sicurezza strutturale di cui l'opera è dotata.



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

**VI02 - VIADOTTO AL KM 340+682**  
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di  
calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	D 09 CL	VI 02 00 002	A	16 di 105

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

Sebbene il progetto preveda una sostituzione del riempimento esistente con calcestruzzo alleggerito (con peso di volume paragonabile), in via conservativa, tale nuovo elemento non è stato tenuto in conto ai fini della rigidità e resistenza strutturale dell'opera. Pertanto, sono stati mantenuti i medesimi parametri meccanici associati al riempimento sciolto impiegato per la valutazione dell'esistente.

Le camicie in calcestruzzo attorno alle pile sono state modellate come elementi tridimensionali, con il loro effettivo spessore. È stato quindi generato un solido che, oltre a rappresentare il reale ingombro volumetrico, potesse ospitare degli elementi monodimensionali rappresentanti le barre al suo interno.

Si è scelto infatti di modellare le barre longitudinali posizionate all'interno della camicia delle pile, assegnando ad ognuna di esse un diametro equivalente, in modo che nella loro totalità rappresentassero l'effettiva percentuale di armatura presente nel rinforzo in calcestruzzo. Ciò è stato possibile attraverso una modellazione "embedded" che permette ad elementi monodimensionali di essere annegati all'interno di solidi. Tale funzione permette che i due elementi comunichino tra di loro senza che questi siano collegati tramite nodi in comune.



	<b>RIPRISTINO LINEA CALTAGIRONE-GELA MIGLIORAMENTI STRUTTURALI PER CONSEGUIRE L'ADEGUAMENTO SISMICO DEI VIADOTTI LOTTO 2: NISCEMI - GELA</b>					
<b>VI02 - VIADOTTO AL KM 340+682</b> <b>Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione</b>	COMMESSA RS6K	LOTTO 00	CODIFICA D 09 CL	DOCUMENTO VI 02 00 002	REV. A	FOGLIO 17 di 105

## 4.2 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.

Il raggiungimento del carico massimo della struttura è stato individuato con criteri basati sui parametri meccanici dei materiali:

- Lato muratura, considerato che la normativa fornisce esclusivamente criteri di rottura della muratura applicabili a modelli discreti (pannelli murari e fasce di piano) che non risultano direttamente applicabili ad un modello continuo come quello adottato, **si è optato di individuare quale condizione limite della capacità del materiale il raggiungimento di una deformazione di compressione pari allo  $\epsilon_c^{muratura}=0.30\%$** . Si osserva un incremento del valore limite rispetto a quanto impiegato nelle valutazioni ante operam, giustificabile col fatto che la muratura è iniettata e confinata dalle strutture di rinforzo previste dal progetto.
- Lato rinforzo in calcestruzzo, la **condizione limite del materiale è stabilita nel raggiungimento di una deformazione di compressione pari allo  $\epsilon_c^{calcestruzzo}=0.35\%$** . in conformità al §4.1.2.1.1.4 delle NTC2018.
- Lato rinforzi metallici, essendo esclusi a priori fenomeni di instabilità dei profili angolari, si è assunto come limite del materiale il raggiungimento di una deformazione di trazione/compressione pari a  **$\epsilon_s^{acciaio}=1.0\%$** .



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

**VI02 - VIADOTTO AL KM 340+682**  
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di  
calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	D 09 CL	VI 02 00 002	A	18 di 105

## 5 ANALISI DEI CARICHI

### 5.1 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.

- Peso arco in cls:  $168 \text{ m}^3 * 21 \text{ kN/m}^3 \approx 3528 \text{ kN}$
- Peso timpani:  $403 \text{ m}^3 * 22 \text{ kN/m}^3 \approx 8668 \text{ kN}$
- Peso medio pila:  $250 \text{ m}^3 * 22 \text{ kN/m}^3 \approx 5500 \text{ kN}$
- Peso struttura rinforzo archi:  $366 \text{ m}^3 * 25 \text{ kN/m}^3 \approx 9150 \text{ kN}$
- Peso medio camicia pila:  $34 \text{ m}^3 * 25 \text{ kN/m}^3 \approx 850 \text{ kN}$

### 5.2 PESI PERMANENTI NON STRUTTURALI (G2)

Di seguito i pesi permanenti non strutturali indicati dalle NTC18:

- Sovrastruttura ferroviaria (Armamento e ballast):  $0.8 \text{ m} * 3.35 \text{ m} * 20 \text{ kN/m}^3 = 53.6 \text{ kN/m}$
- Nuovo marciapiede e parapetto:  $6.0 \text{ kN/m} (x2)$

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

- Peso cls alleggerito:  $833 \text{ m}^3 * 18 \text{ kN/m}^3 \approx 14994 \text{ kN}$

### 5.3 AZIONI DA TRAFFICO FERROVIARIO ( $Q_{\text{TRENI}}$ )

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

**VI02 - VIADOTTO AL KM 340+682**  
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di  
calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	D 09 CL	VI 02 00 002	A	19 di 105

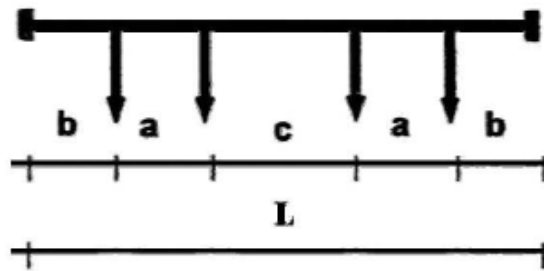


Figura 1: Schema geometrico di un carro

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.

$$\varphi_{reale} = 1 + \varphi + \varphi^{**}$$

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

Manutenzione	Standard
$V_{progetto}$ [Km/h]	80.0
$V_{progetto}$ [m/s]	22.2
$L_\varphi$ [m]	40.0
$n_{0min}$ [Hertz]	2.695
$n_0$ [Hertz]	15.440

**VI02 - VIADOTTO AL KM 340+682**  
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di  
 calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	D 09 CL	VI 02 00 002	A	20 di 105

n0 [Hertz]	15.440
K	0.018
$\varphi'$	0.019
$\alpha$	1.010
$\varphi''$	0.074

$\varphi$	<b>1.092</b>
-----------	--------------

#### Frenatura/avviamento

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

#### Serpeggio

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

#### Forza centrifuga

Non pertinente in quanto l'opera è in rettilineo.

### 5.4 AZIONE DEL VENTO ( $Q_{VENTO}$ )

Ai fini del calcolo delle azioni indotte dal vento, è stato preso a riferimento un valore di pressione incidente alla superficie dell'opera pari a 1.5 kPa; si considera che detta pressione agisca anche su una fascia di altezza H 4,0m al di sopra del p.f. (sagoma convenzionale del treno).

### 5.5 CEDIMENTO FONDAZIONALE ( $E_{CED}$ )

Conformemente al p. 2.5.1.6 del Manuale di Progettazione, considerato che il ponte è continuo, si è tenuto in considerazione di un cedimento differenziale della fondazione, individuato nella posizione più sfavorevole e valutato pari a 1/5000 della luce media delle campate adiacenti ( $L= 20\text{ m} \rightarrow \epsilon_{ced} = 4\text{ mm}$ ).

### 5.6 AZIONI SISMICHE (E)

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

- Coordinate geografiche: 37.113611 Nord ; 14.40305 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

**VI02 - VIADOTTO AL KM 340+682**  
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di  
calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	D 09 CL	VI 02 00 002	A	21 di 105

- Categoria di sottosuolo: C
- 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	49631	14.36537	37.13144	0.132	2.361	0.427
2	49632	14.42783	37.13091	0.156	2.388	0.374
3	49853	14.36473	37.08144	0.131	2.359	0.426
4	49854	14.42713	37.08092	0.154	2.387	0.373

	LONG	LAT	$a_g$	$F_0$	$T_C^*$
P	14.403056	37.113611	<b>0.145</b>	<b>2.375</b>	<b>0.397</b>

Terr. Tipo	C			
Cat. Topog.	1			
$\xi$	5%			
$\eta$	1			
$a_{g0}$	0.145 g			
$F_0$	2.375			
$T_C^*$	0.397 s			
$\gamma_I$	1			
$a_g$	0.145 g			
q	1			
$\beta$	0.2			
			<b>Ss</b>	<b>St</b>
			1.494	1.000
<b>Cc</b>	<b>S</b>	<b>TB</b>	<b>TC</b>	<b>TD</b>
1.424	1.494	0.189	0.566	2.178

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

**VI02 - VIADOTTO AL KM 340+682**  
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di  
calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	D 09 CL	VI 02 00 002	A	22 di 105

$PGA_{orizzontale} = 0.216 \text{ g}$

$PGA_{verticale} = 0.074 \text{ g}$

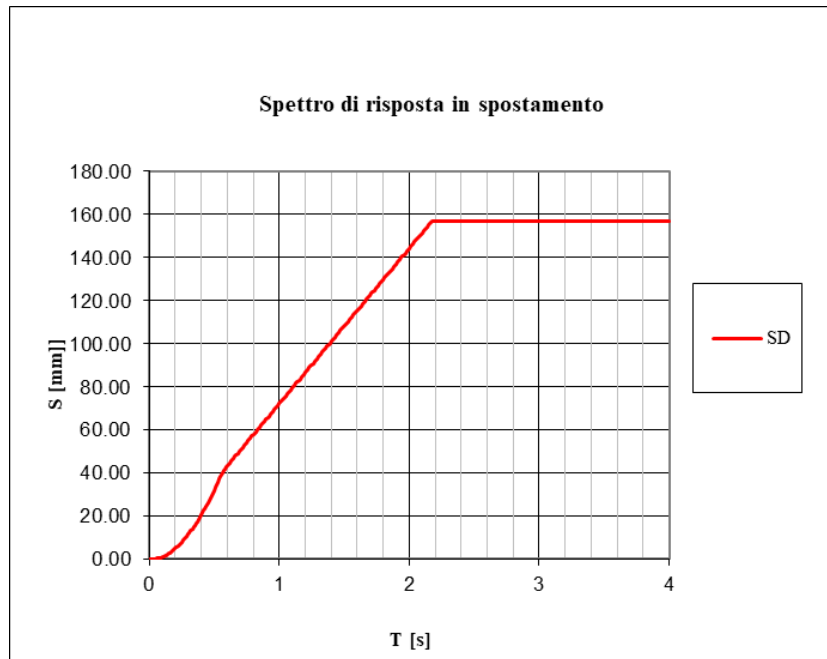
I grafici seguenti rappresentano l'azione sismica orizzontale di progetto attesa con periodo di ritorno  $Tr=475$  anni.



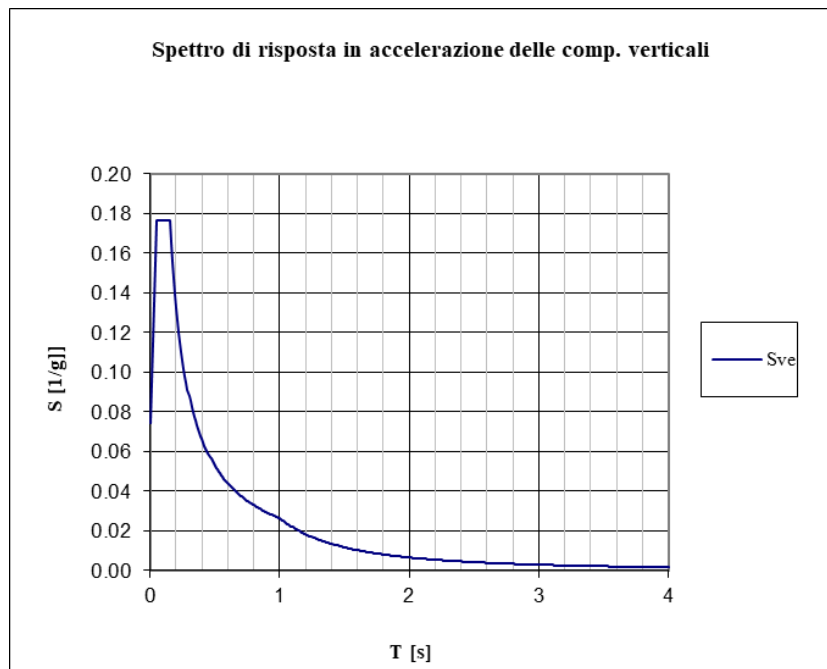
**Figura 10: Spettro accelerazioni orizzontali**

**VI02 - VIADOTTO AL KM 340+682**  
Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	D 09 CL	VI 02 00 002	A	23 di 105



**Figura 11: Spettro spostamenti orizzontali**

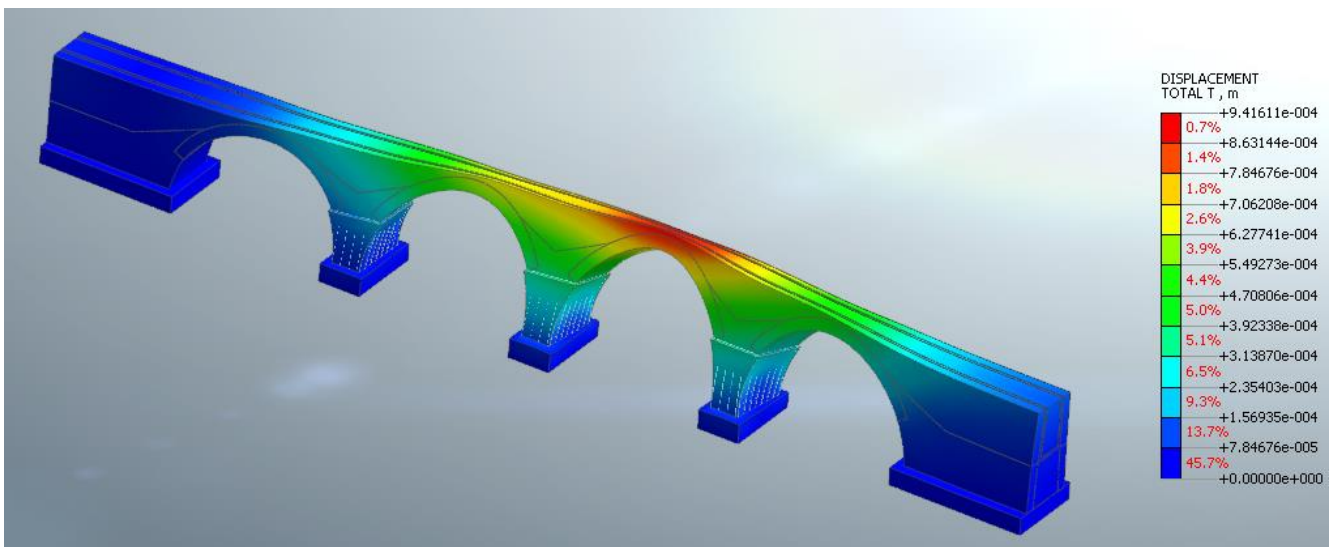


**Figura 12: Spettro accelerazioni verticali**

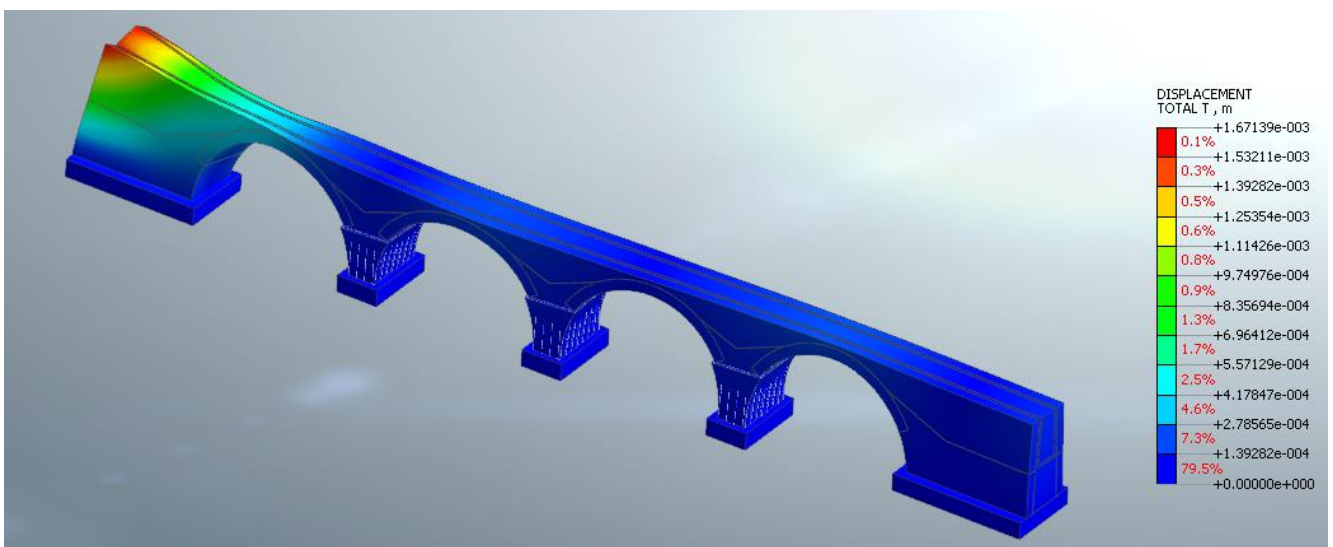
## 6 ANALISI MODALE

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 13: 1° Modo di vibrare**

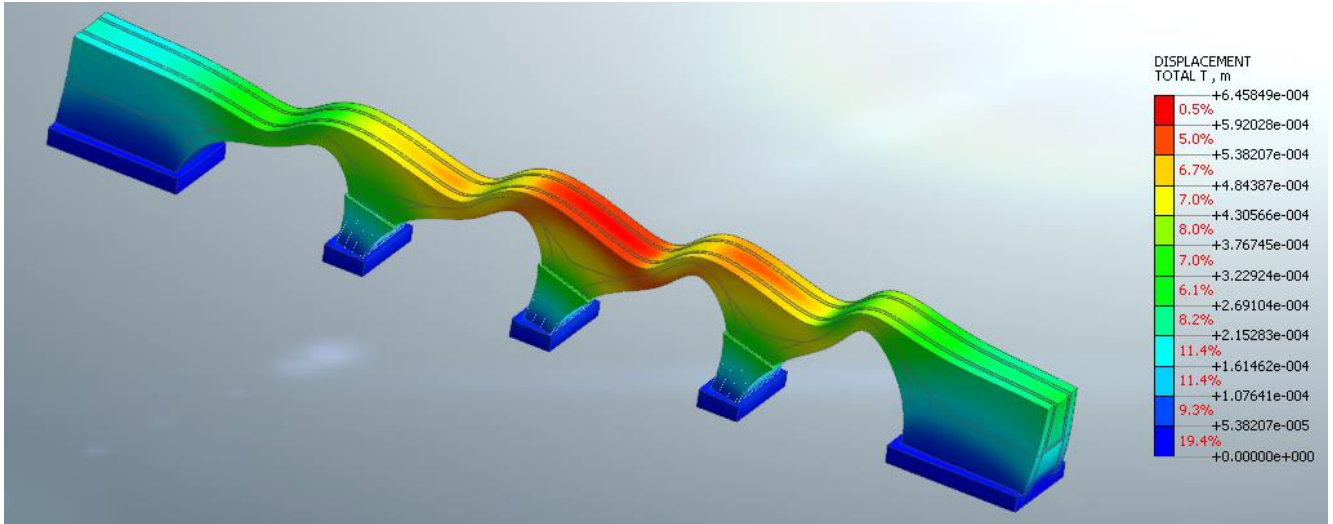


**Figura 14: 4° Modo di vibrare**



**VI02 - VIADOTTO AL KM 340+682**  
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di  
calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	D 09 CL	VI 02 00 002	A	25 di 105



**Figura 15: 5° Modo di vibrare**

MODO	PERIODO	MX	MY	MZ
1	0.155	0.00%	42.10%	0.00%
2	0.153	0.00%	10.61%	0.00%
3	0.141	0.00%	3.34%	0.00%
4	0.135	0.00%	16.53%	0.00%
5	0.125	64.78%	0.00%	0.01%
6	0.124	0.00%	2.51%	0.00%
7	0.109	0.00%	0.07%	0.00%
8	0.085	0.00%	0.00%	0.01%
9	0.082	0.00%	0.12%	0.00%
10	0.071	0.00%	0.00%	0.00%
11	0.069	7.36%	0.00%	0.00%
12	0.065	2.05%	0.00%	0.03%
13	0.061	0.80%	0.00%	0.07%
14	0.061	0.00%	0.03%	0.00%
15	0.055	0.00%	0.00%	0.98%
16	0.054	0.01%	0.35%	8.60%
17	0.054	0.02%	0.10%	29.44%
18	0.053	0.00%	2.02%	0.00%
19	0.052	0.03%	0.00%	0.63%
20	0.048	0.91%	0.00%	2.17%



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

VI02 - VIADOTTO AL KM 340+682  
Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di  
calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	D 09 CL	VI 02 00 002	A	26 di 105

## 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.

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.

<i>Fase</i>	<i>Modello</i>	<i>Carichi</i>
1	Strutture esistente (ad eccezione del riempimento)	Pesi propri
2	Struttura esistente + Interventi + Riempimento (Struttura completa)	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.

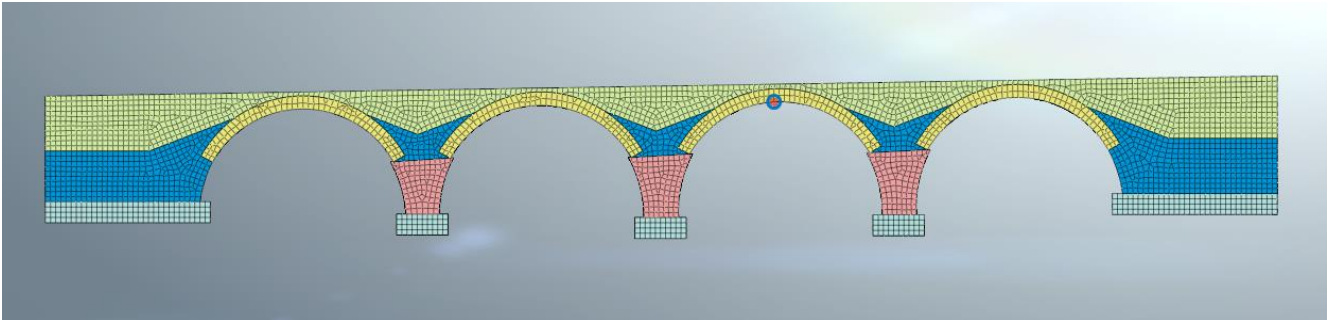
Pertanto, sono state condotte quattro analisi distinte, così denominate:

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

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

**VI02 - VIADOTTO AL KM 340+682**  
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di  
calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	D 09 CL	VI 02 00 002	A	27 di 105



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.

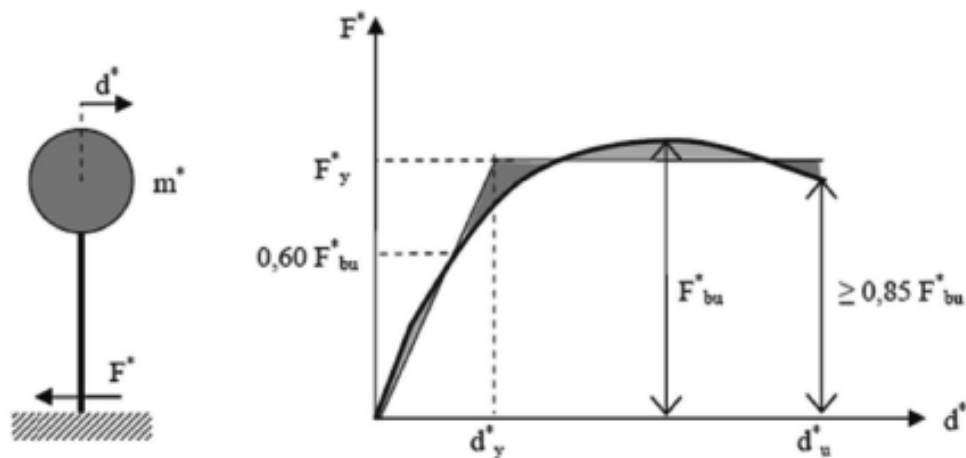


Figura C7.3.1 – Sistema e diagramma bilineare equivalente

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.

**VI02 - VIADOTTO AL KM 340+682**  
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di  
calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	D 09 CL	VI 02 00 002	A	28 di 105

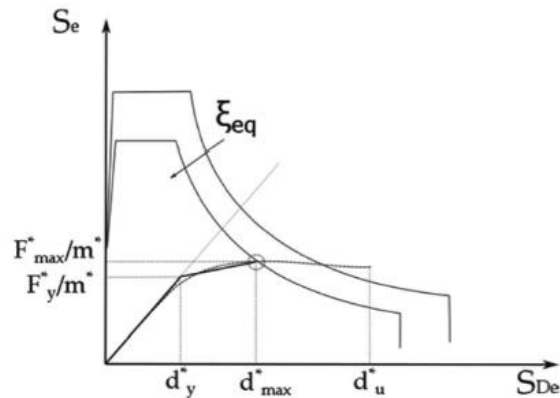


Figura C7.3.A– Individuazione del Punto di prestazione

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  $\xi_{eq} \leq 10\%$ .

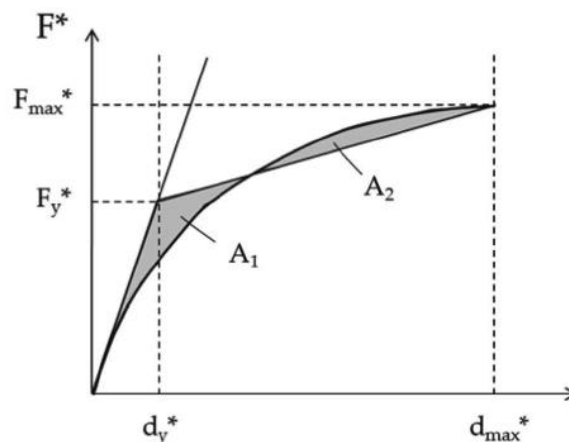


Figura C7.3.3– Bilinearizzazione equivalente

**VI02 - VIADOTTO AL KM 340+682**  
Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	D 09 CL	VI 02 00 002	A	29 di 105

## 7.1 SISMA X - GRUPPO 1

Individuazione dello step di collasso della struttura:

Carichi Orizzontali		spost. (m)	Forza (KN)
STOP STEP	24	0.014	54493

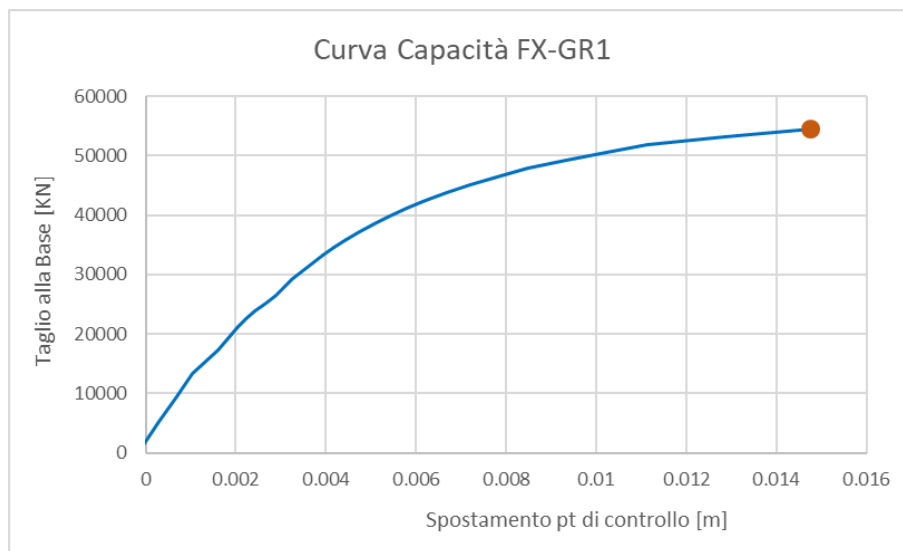


Figura 16: Curva di capacità

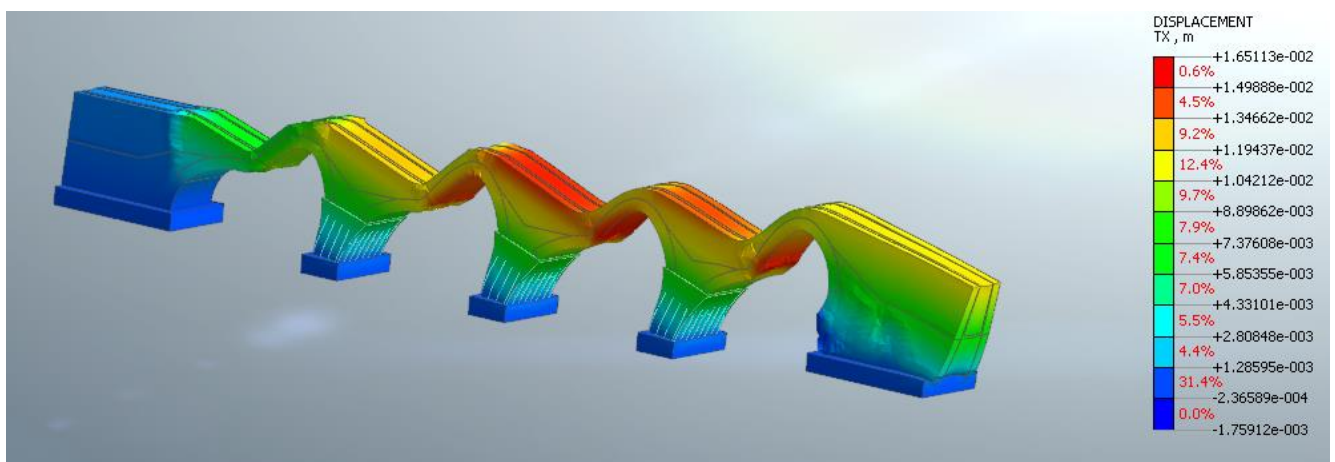
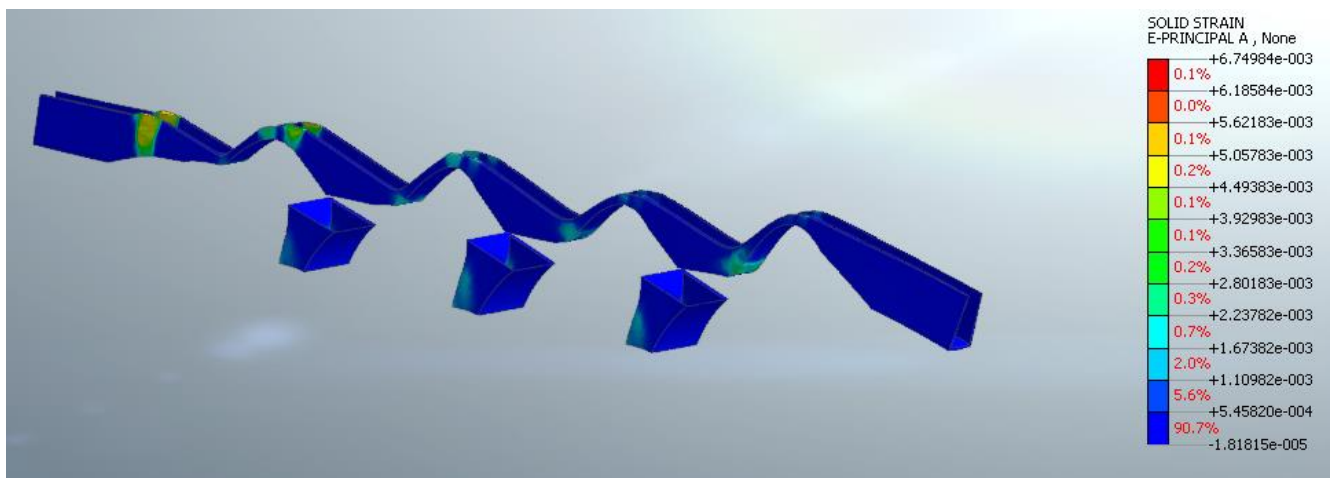
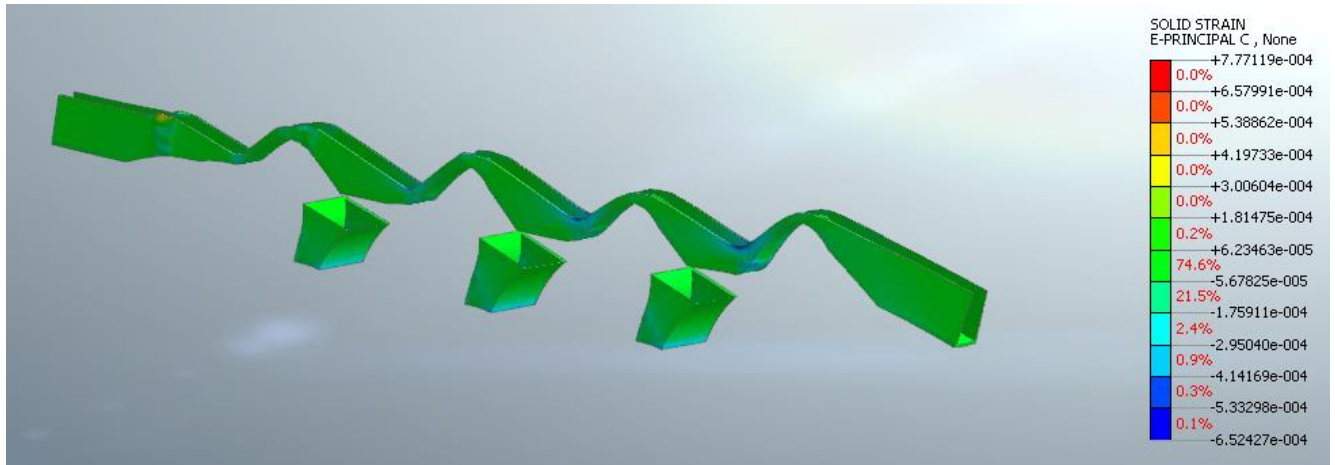


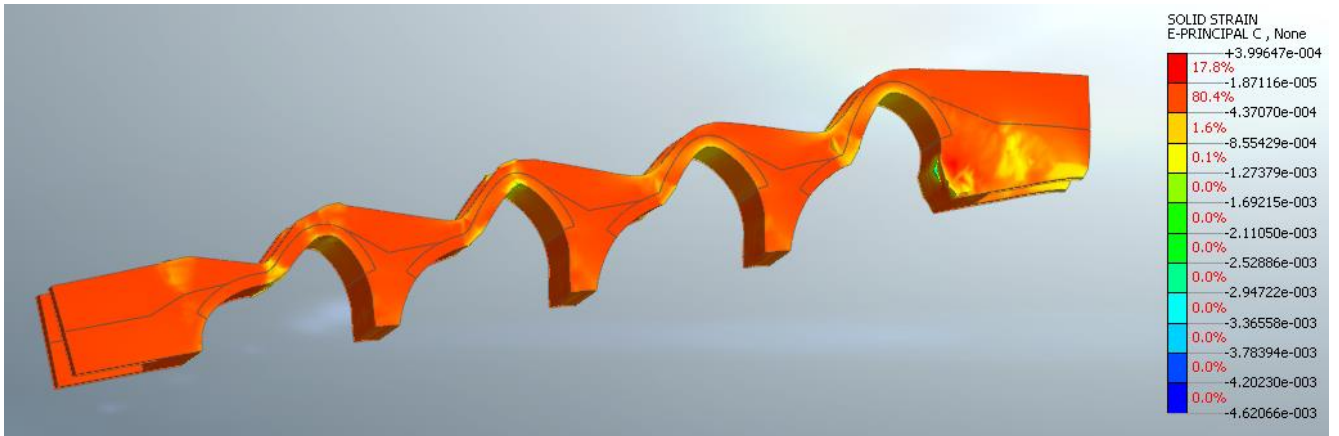
Figura 17: Mapa cromatica spostamento DX step di collasso

**VI02 - VIADOTTO AL KM 340+682**  
Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	D 09 CL	VI 02 00 002	A	30 di 105



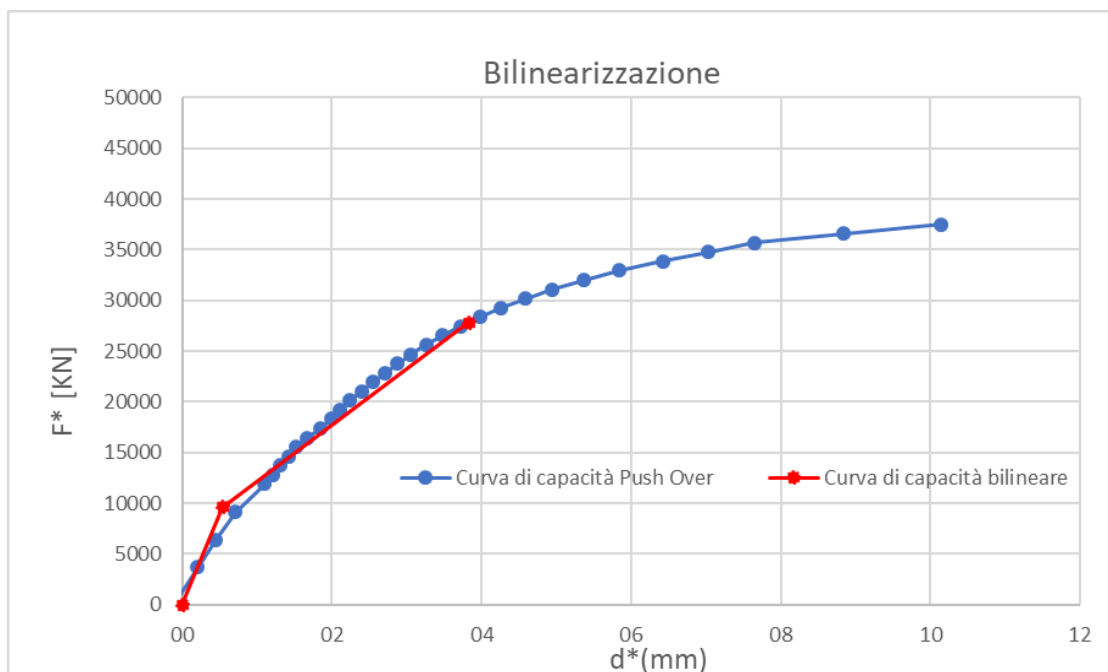
**Figura 18: Deformazione principali (E3 compressione sopra, E1 trazione sotto) negli elementi in c.a. di rinforzo allo step collasso**



**Figura 19: Deformazione E3 (principale di compressione) nelle murature allo step di collasso**

Massa partecipante  $m^*=6431$  ton

Fattore di Partecipazione  $\Gamma^*=1.45$



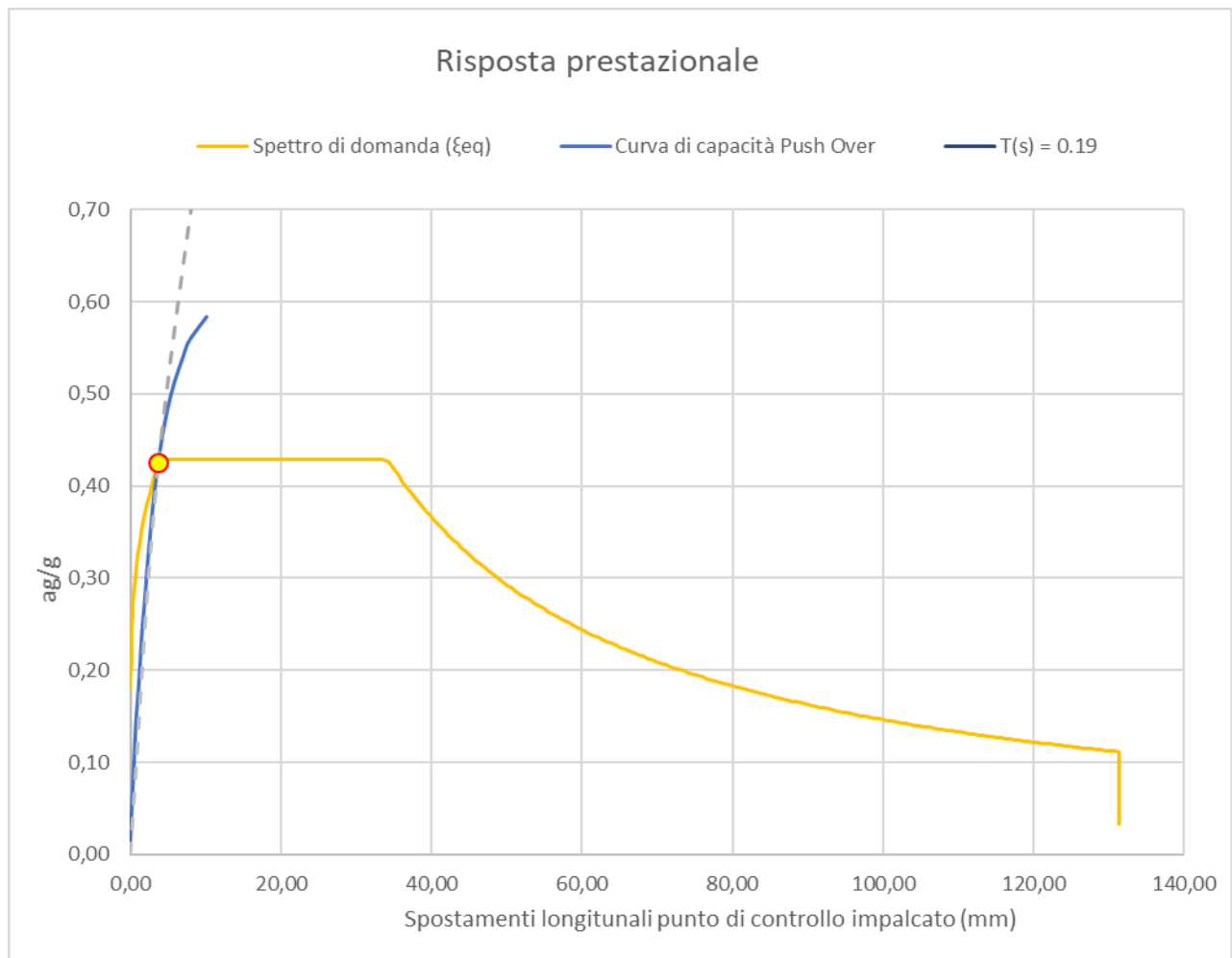
**Figura 20: Bilinearizzazione curva di capacità 1GL.**

Smorzamento equivalente secondo C7.3.10, Circ.7 del 21/1/2019:  $\xi_{eq}=10\%$

**VI02 - VIADOTTO AL KM 340+682**  
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di  
 calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	D 09 CL	VI 02 00 002	A	32 di 105

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 (Tr= 475 anni).



**Figura 21: Verifica Domanda vs Capacità sul piano spettrale pseudo accelerazioni – pseudo spostamenti.**

<b>d* domanda</b>	<b>0.003</b>	<b>m</b>
<b>d* capacità</b>	<b>0.010</b>	<b>m</b>
<b>fattore sicurezza (&gt;1)</b>	<b>3.00</b>	<b>-</b>

## 7.2 SISMA X - GRUPPO 2



**VI02 - VIADOTTO AL KM 340+682**  
Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	D 09 CL	VI 02 00 002	A	33 di 105

Individuazione dello step di collasso della struttura:

STOP STEP	33	0.014	83369
LF: 0.85		spost. (m)	Forza (KN)

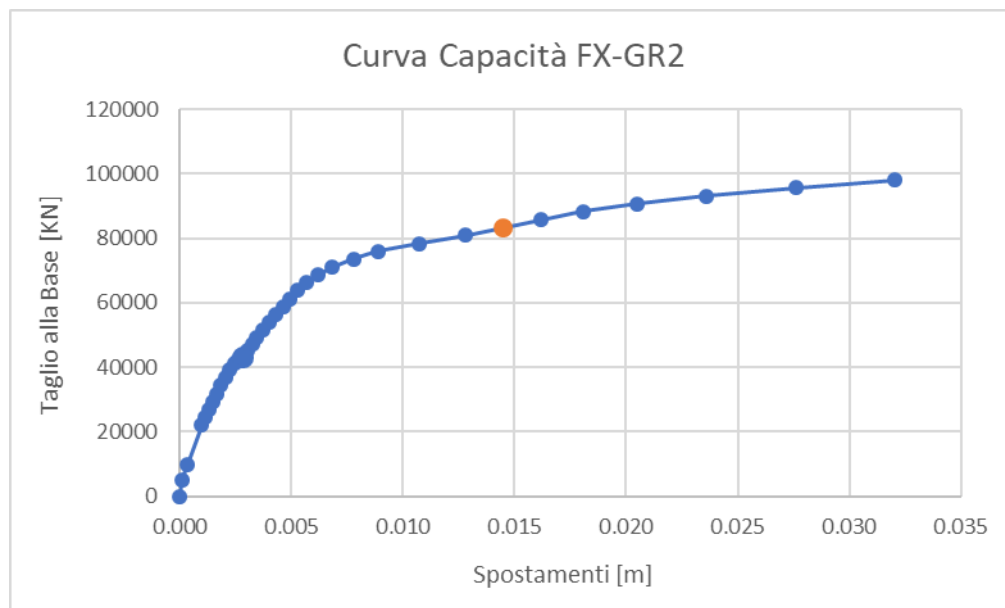


Figura 22: Curva di capacità

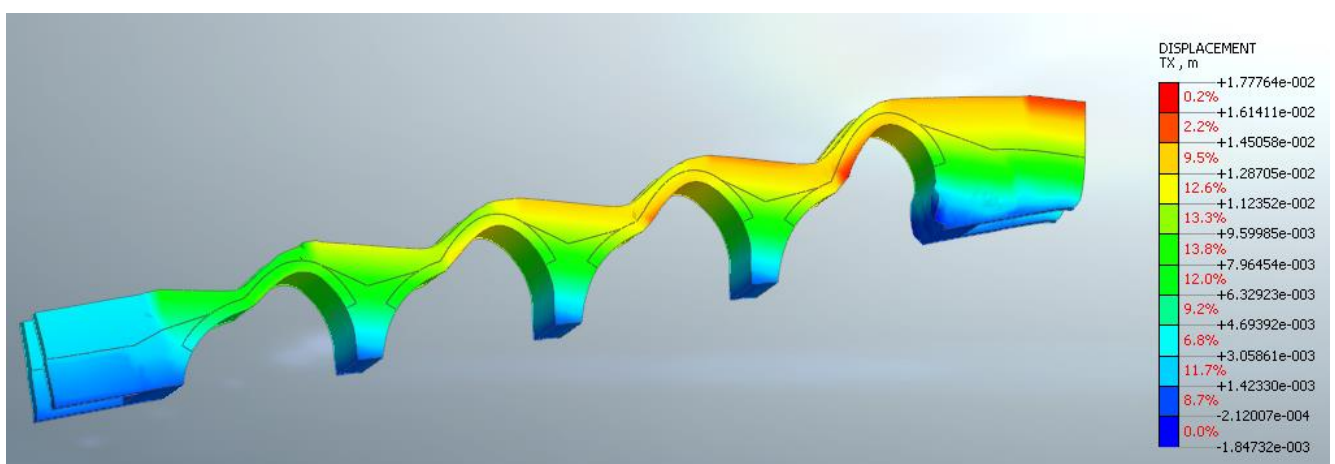
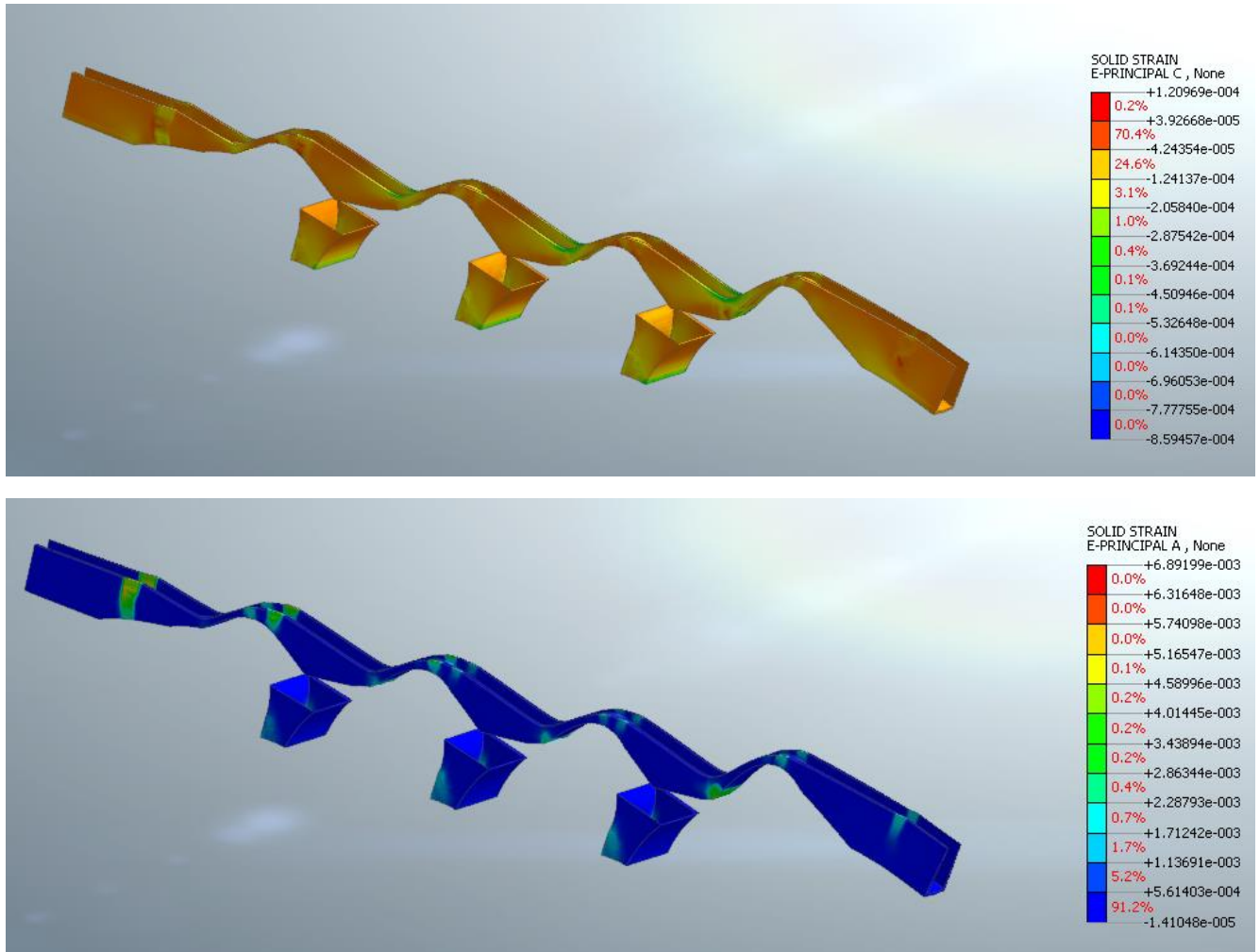


Figura 23: Mappa cromatica spostamento DX step di collasso

**VI02 - VIADOTTO AL KM 340+682**  
Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione

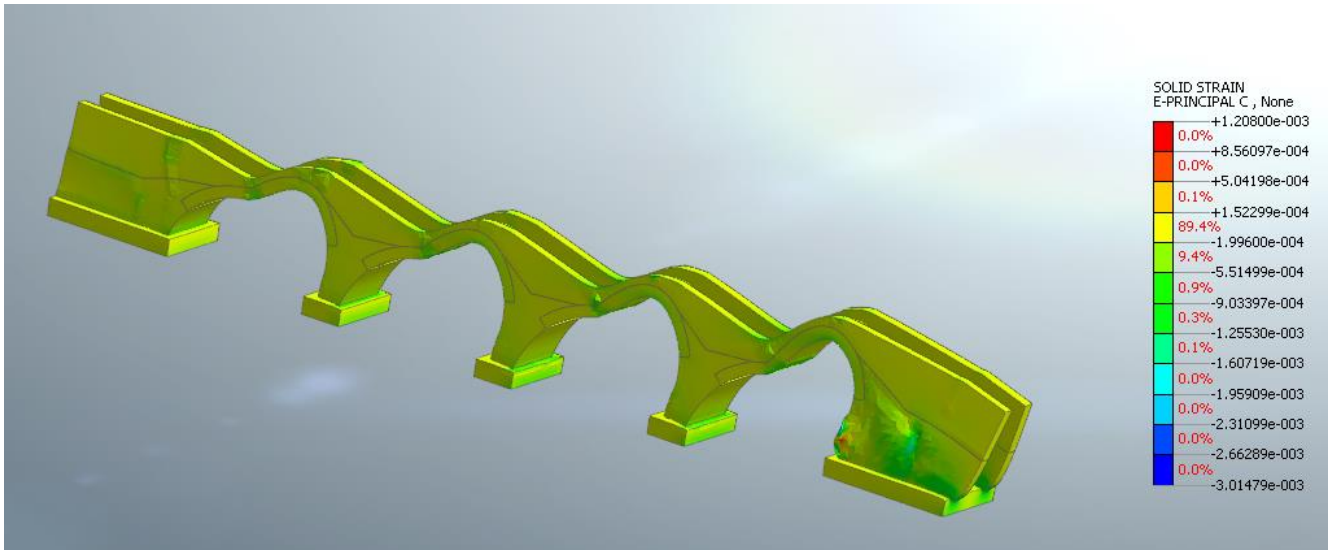
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	D 09 CL	VI 02 00 002	A	34 di 105



**Figura 24: Deformazione principali (E3 compressione sopra, E1 trazione sotto) negli elementi in c.a. di rinforzo allo step collasso**

**VI02 - VIADOTTO AL KM 340+682**  
Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione

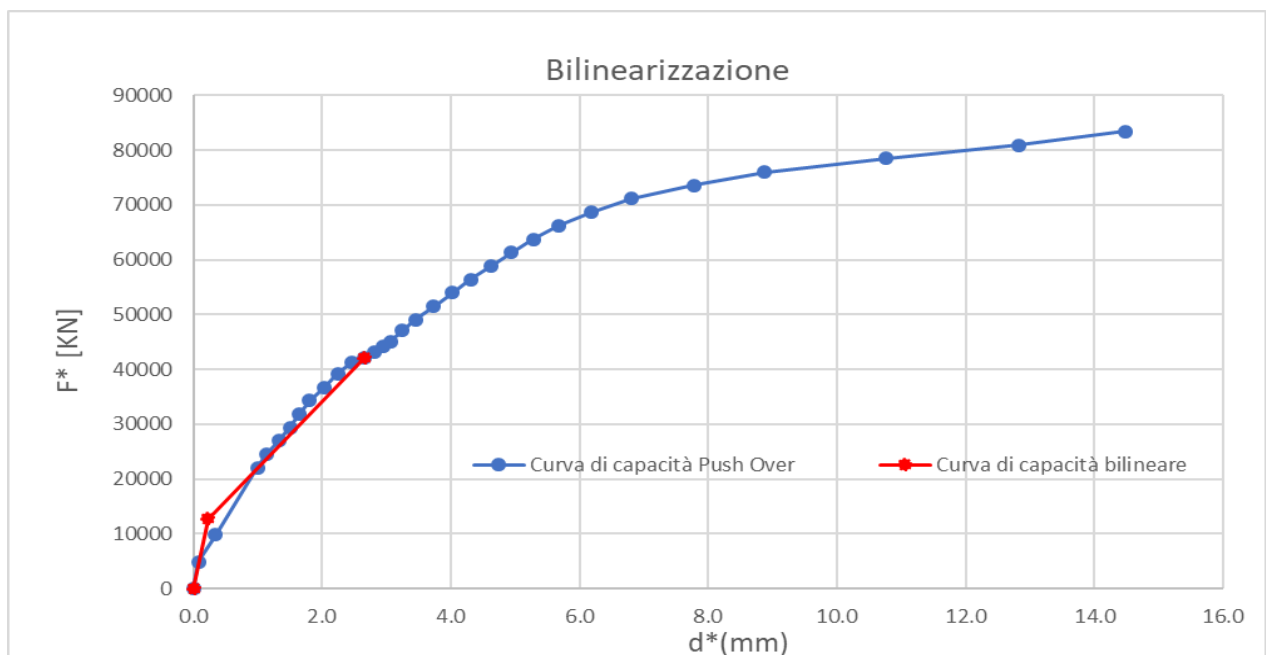
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	D 09 CL	VI 02 00 002	A	35 di 105



**Figura 25: Deformazione E3 (principale di compressione) nella muratura allo step di collasso**

Massa partecipante:  $m^* = 9927$  Ton

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



**Figura 26: Bilinearizzazione curva di capacità 1GL.**

**VI02 - VIADOTTO AL KM 340+682**  
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di  
 calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	D 09 CL	VI 02 00 002	A	36 di 105

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 (Tr= 475 anni).



**Figura 27: Verifica Domanda vs Capacità sul piano spettrale pseudo accelerazioni – pseudo spostamenti.**

<b>d* domanda</b>	<b>0.003</b>	<b>m</b>
<b>d* capacità</b>	<b>0.014</b>	<b>m</b>
<b>fattore sicurezza (&gt;1)</b>	<b>4.66</b>	<b>-</b>

### 7.3 SISMA Y - GRUPPO 1

**VI02 - VIADOTTO AL KM 340+682**  
Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	D 09 CL	VI 02 00 002	A	37 di 105

Individuazione dello step di collasso della struttura:

STOP STEP	43	0.078	27901
(LF 1.45,); DY(V)		spost. (m)	Forza (KN)

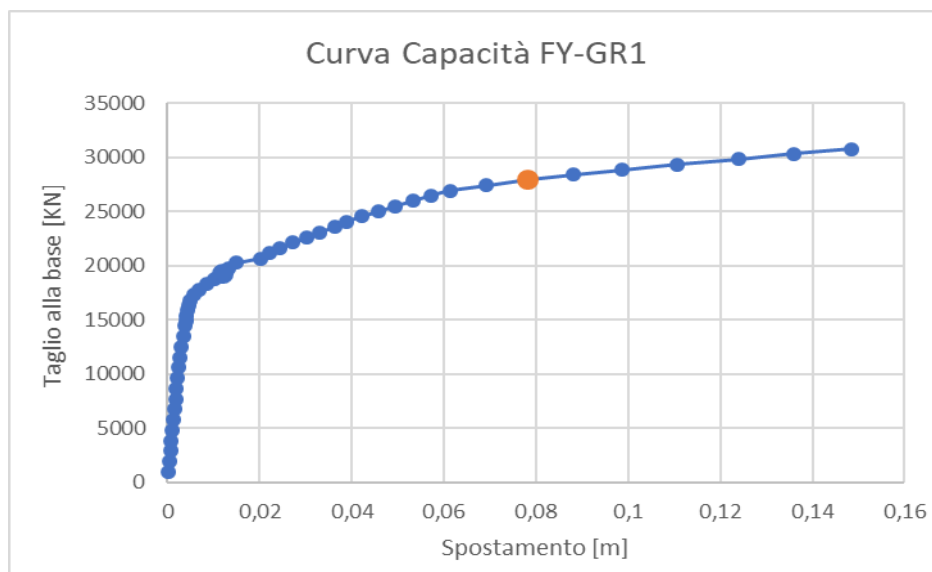


Figura 28: Curva di capacità

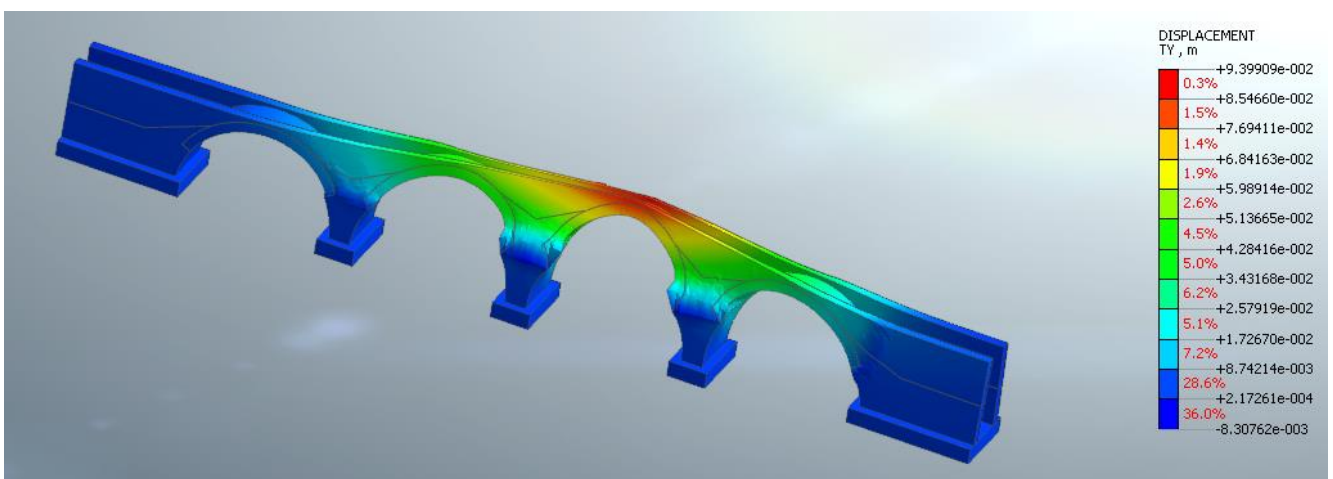
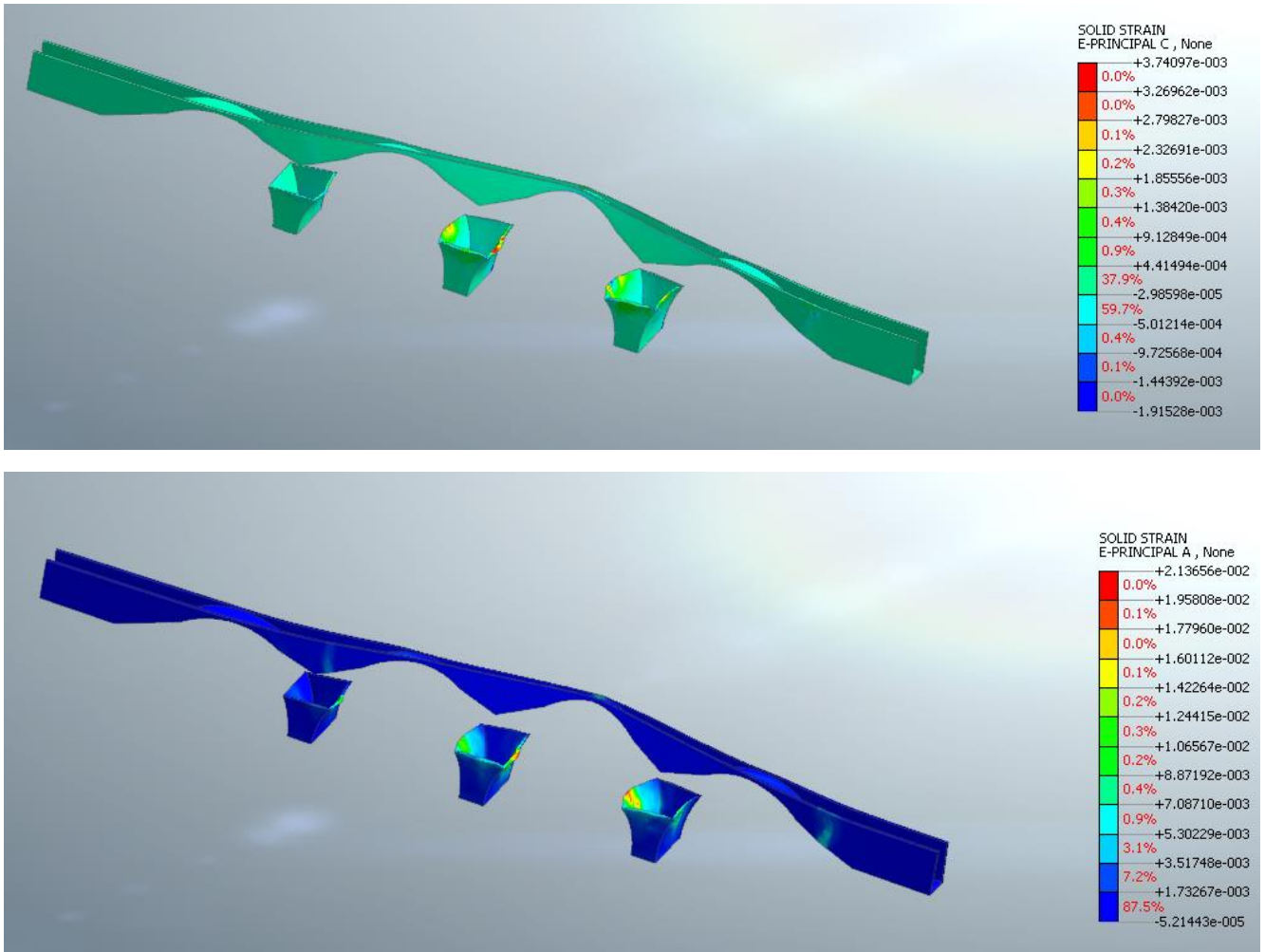


Figura 29: Mapa cromatica spostamento DY step di collasso

**VI02 - VIADOTTO AL KM 340+682**  
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di  
calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	D 09 CL	VI 02 00 002	A	38 di 105

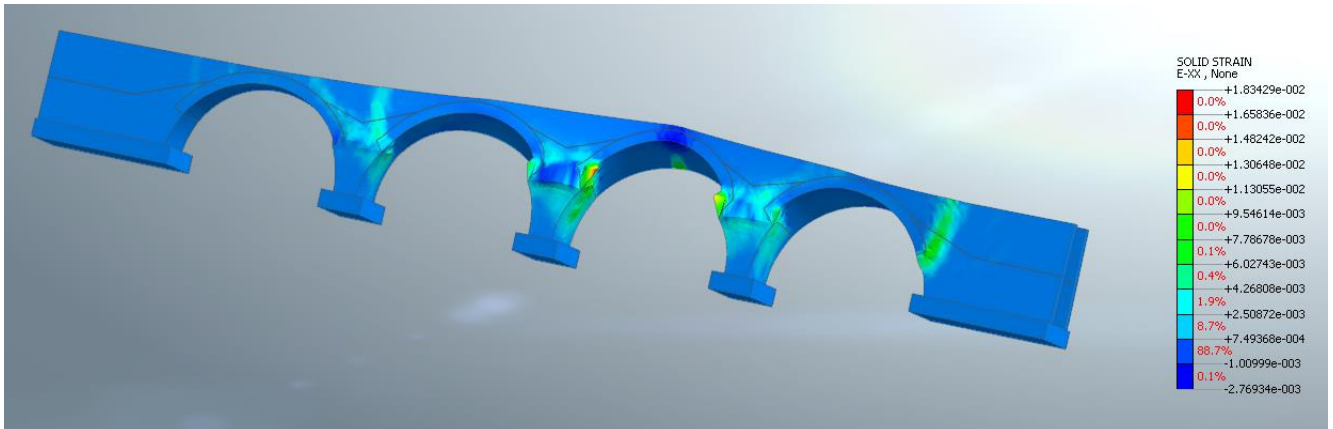


**Figura 30: Deformazione principali (E3 compressione sopra, E1 trazione sotto) negli elementi in c.a. di rinforzo allo step collasso**

Nella figura seguente si mette in evidenza lo step di carico a cui ci si è fermati nell'analisi Push Over. Nonostante la capacità della struttura permettesse un'ulteriore riserva di deformazioni, si è deciso di fermarsi al raggiungimento del limite a compressione nell'arco, indagando le deformazioni lungo X.

**VI02 - VIADOTTO AL KM 340+682**  
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di  
calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

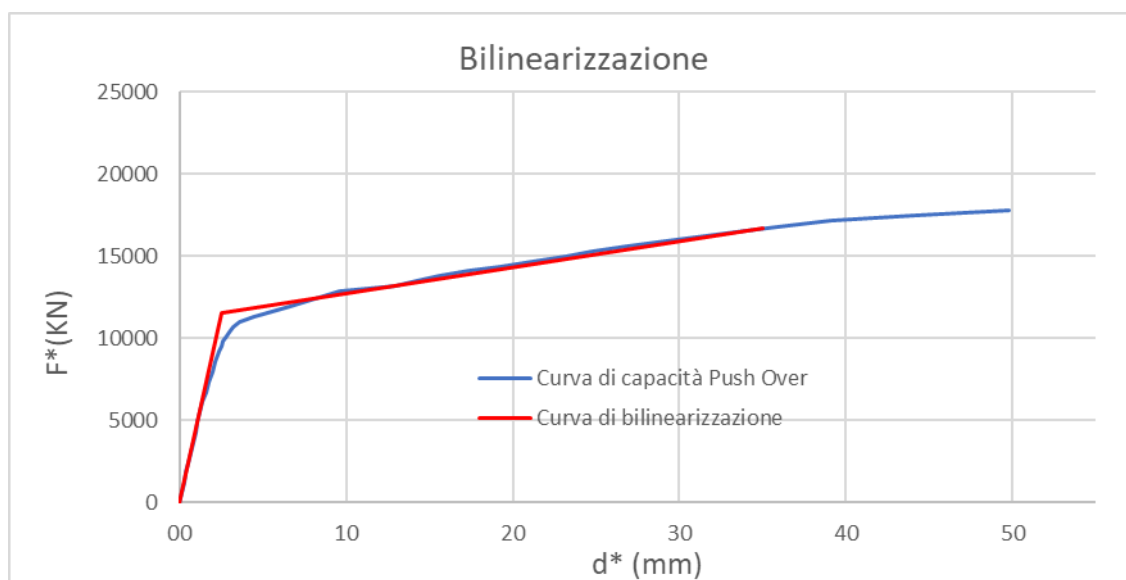
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	D 09 CL	VI 02 00 002	A	39 di 105



**Figura 31: Deformazione EX nella muratura allo step di collasso**

Massa partecipante:  $m^*=4179$  ton

Fattore di Partecipazione:  $\Gamma^*= 1.57$



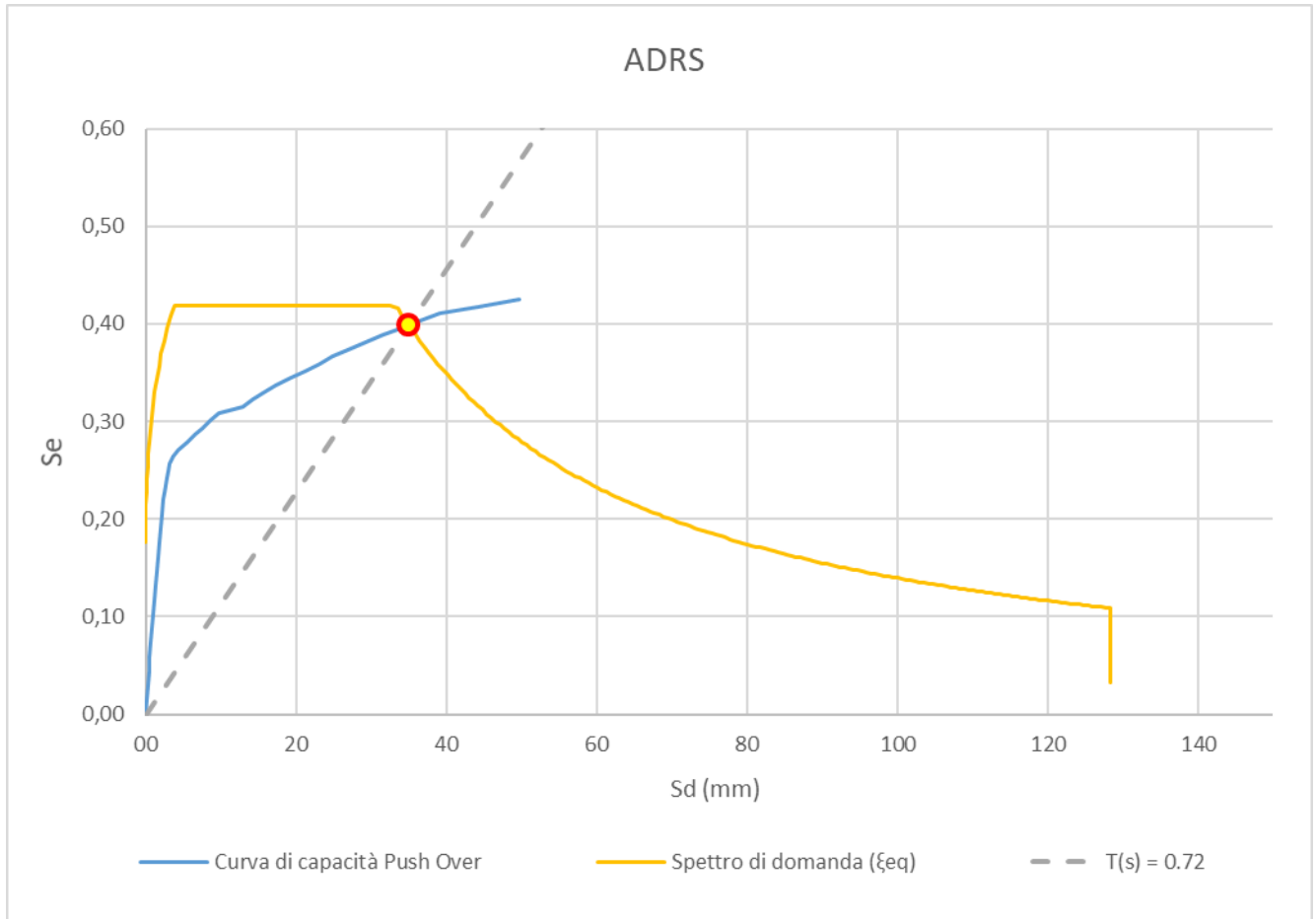
**Figura 32: Bilinearizzazione curva di capacità 1GL**

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).

**VI02 - VIADOTTO AL KM 340+682**  
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di  
calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	D 09 CL	VI 02 00 002	A	40 di 105



**Figura 33: Verifica Domanda vs Capacità sul piano spettrale pseudo accelerazioni – pseudo spostamenti.**

<b>d* domanda</b>	<b>0.035</b>	<b>m</b>
<b>d* capacità</b>	<b>0.049</b>	<b>m</b>
<b>fattore sicurezza (&gt;1)</b>	<b>1.4</b>	<b>-</b>



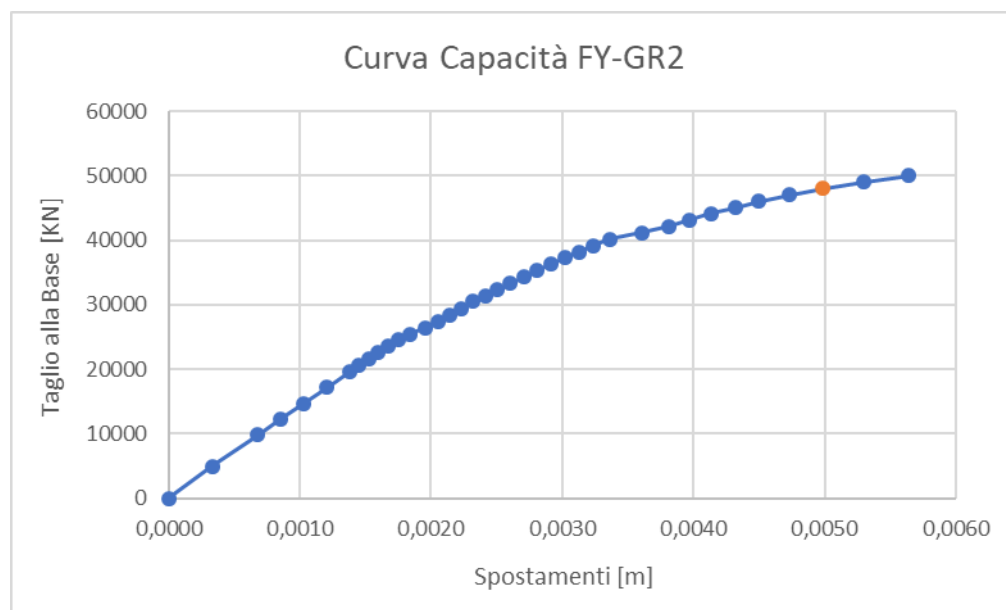
**VI02 - VIADOTTO AL KM 340+682**  
Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	D 09 CL	VI 02 00 002	A	41 di 105

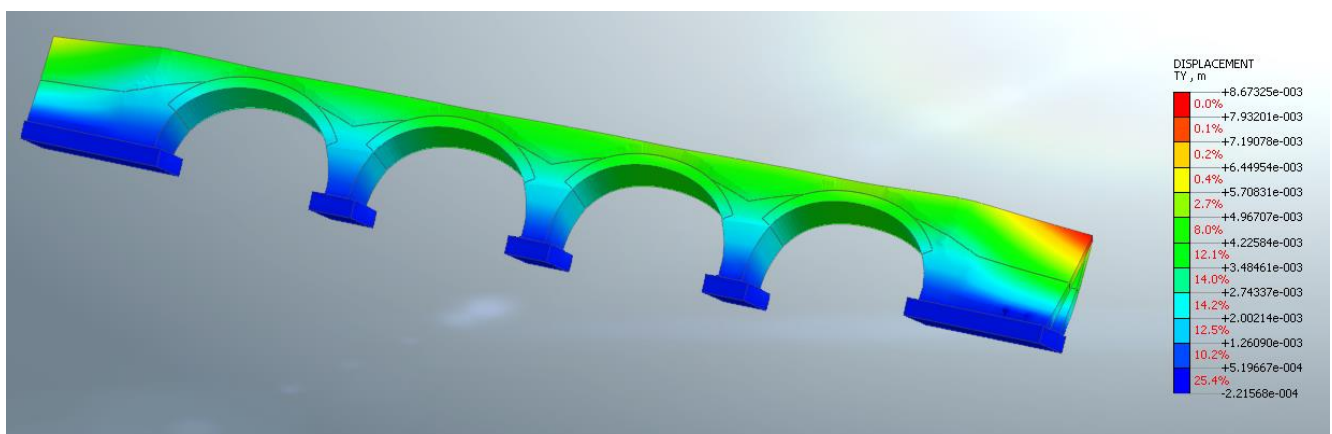
## 7.4 SISMA Y - GRUPPO 2

Individuazione dello step di collasso della struttura:

STOP STEP	<b>36</b>	<b>0.005</b>	<b>46088</b>
(LF 0.47): DY(V)		<b>spost. (m)</b>	<b>Forza (KN)</b>



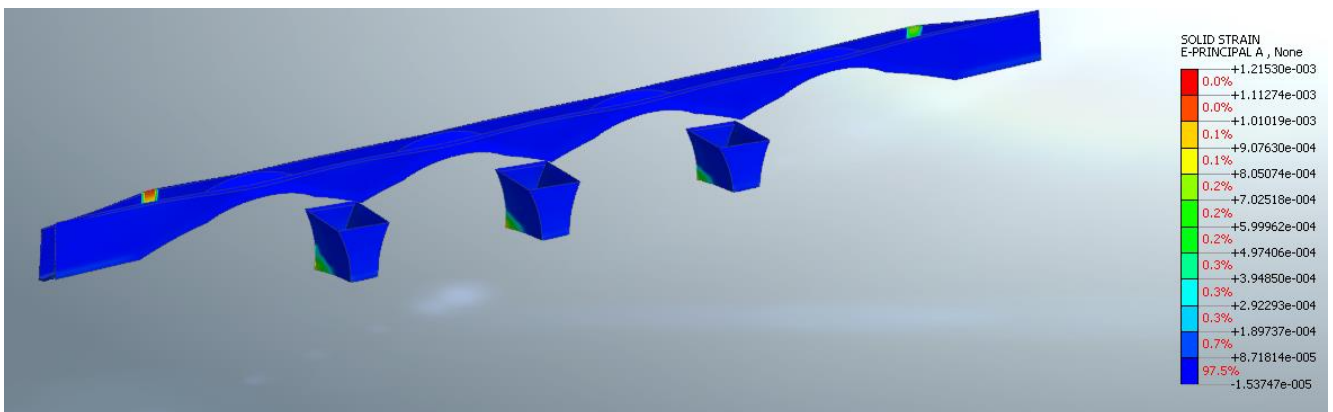
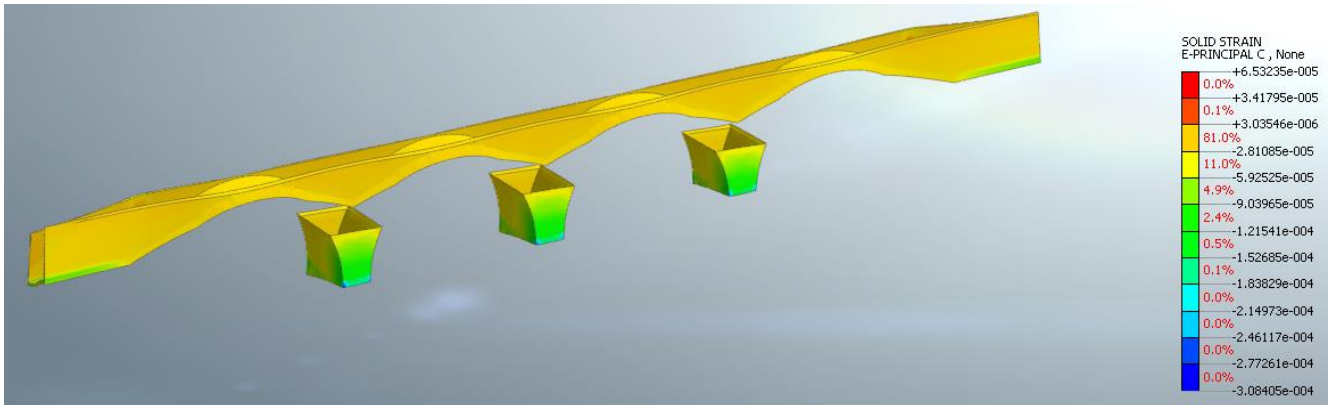
**Figura 34: Curva di capacità**



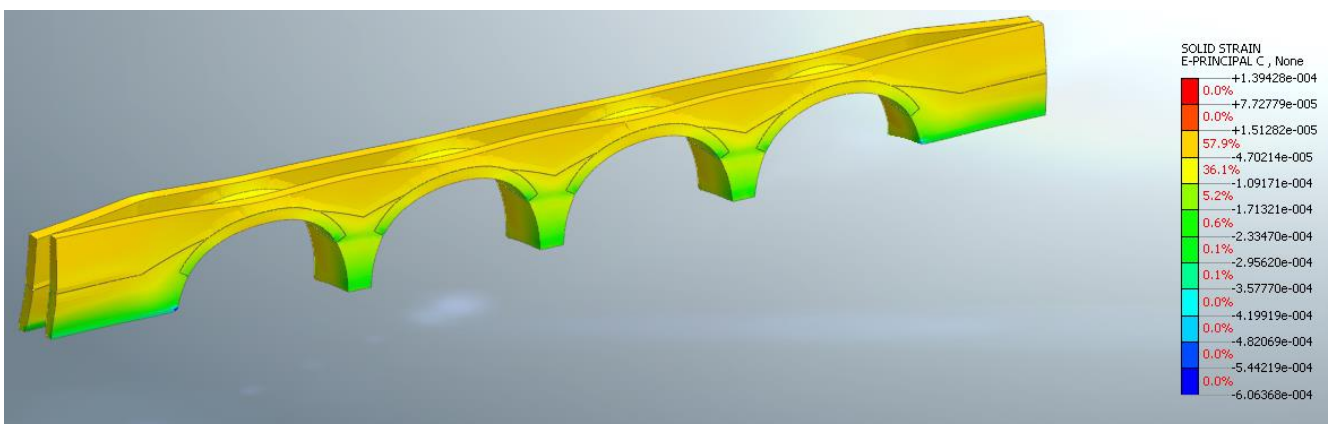
**Figura 35: Mappa cromatica spostamento DY step di collasso**

**VI02 - VIADOTTO AL KM 340+682**  
Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	D 09 CL	VI 02 00 002	A	42 di 105



**Figura 36: Deformazione principali (E3 compressione sopra, E1 trazione sotto) negli elementi in c.a. di rinforzo allo step di collasso**



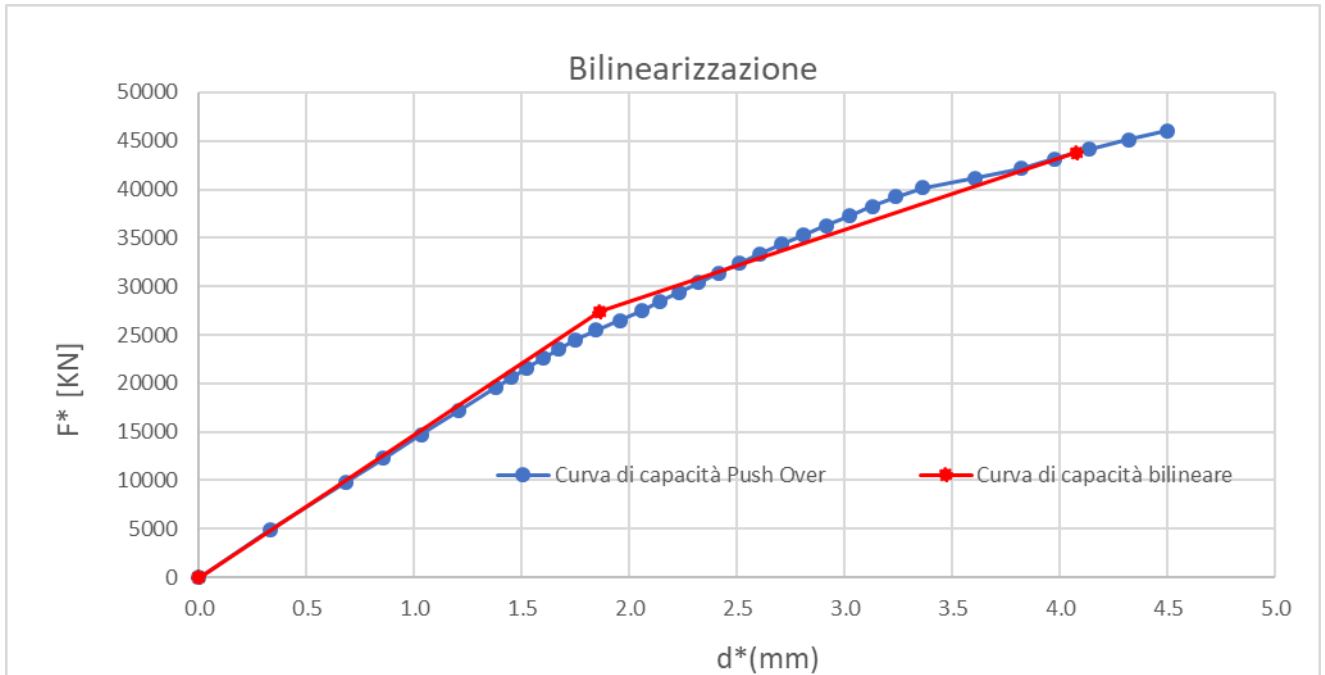
**Figura 37: Deformazione E3 (principale di compressione) nella muratura allo step di collasso**

Massa partecipante:  $m^* = 9928$  ton

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

**VI02 - VIADOTTO AL KM 340+682**  
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di  
calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	D 09 CL	VI 02 00 002	A	43 di 105



**Figura 38: Bilinearizzazione curva di capacità 1GL**

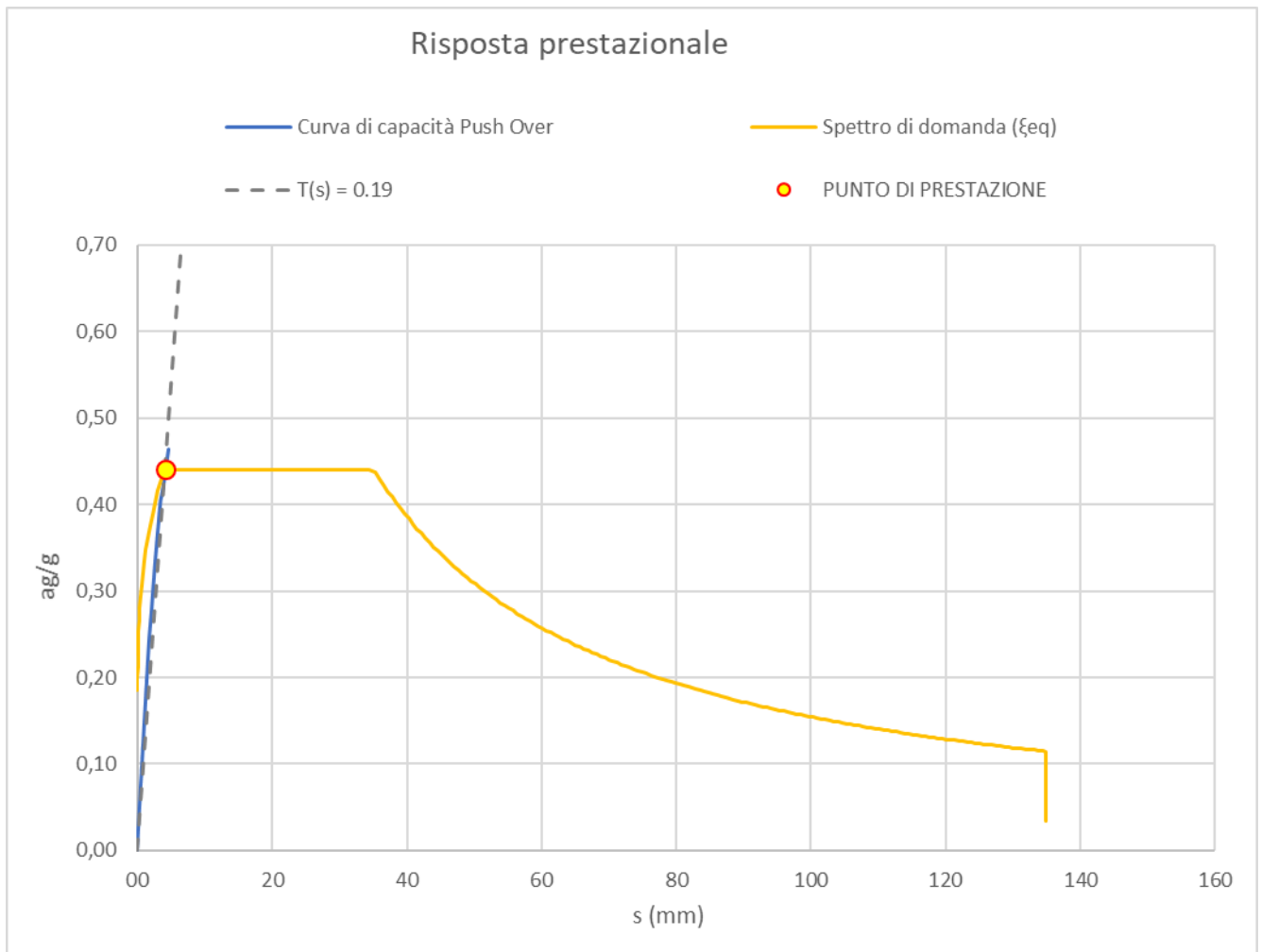
Smorzamento equivalente secondo C7.3.10, Circ.7 del 21/1/2019:

$\xi_{eq}=9\%$

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).

**VI02 - VIADOTTO AL KM 340+682**  
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di  
calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	D 09 CL	VI 02 00 002	A	44 di 105



**Figura 39: Verifica Domanda vs Capacità sul piano spettrale pseudo accelerazioni – pseudo spostamenti.**

<b>d* domanda</b>	<b>0.004</b>	<b>m</b>
<b>d* capacità</b>	<b>0.005</b>	<b>m</b>
<b>fattore sicurezza</b>	<b>1.25</b>	<b>-</b>



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

**VI02 - VIADOTTO AL KM 340+682**  
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di  
calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	D 09 CL	VI 02 00 002	A	45 di 105

## 7.5 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	0.003	0.01	3.00
FX-GR2	0.003	0.014	4.66
FY-GR1	0.035	0.049	1.40
FY-GR2	0.004	0.005	1.25
		<b>MIN FS</b>	<b>1.25</b>

## 8 VERIFICA DELL'INTERVENTO DI RINFORZO DEGLI ARCHI

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.

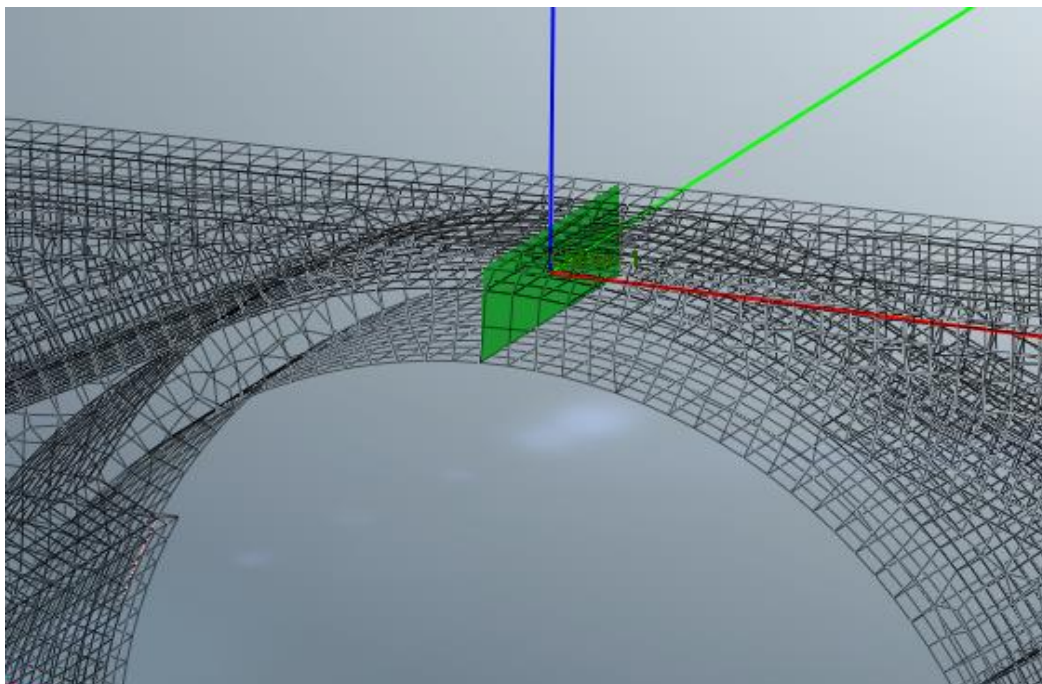
Ai fini dell'applicazione del carico da traffico ferroviario, il quale è stato considerato agente nel modello in maniera uniformemente distribuita, sono state caricate le campate in modo da massimizzare gli effetti nella sezione di verifica.

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.

### 8.1 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 chiave dell'arcata in quanto la sezione dell'intervento di rinforzo ha altezza minima (70 cm).



**Figura 40: Sezione di integrazione delle forze nodali (Assi di riferimento: rosso=X, verde=Y, blu=Z)**

**VI02 - VIADOTTO AL KM 340+682**  
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di  
 calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	D 09 CL	VI 02 00 002	A	47 di 105

Il piano di taglio è stato quindi effettuato su tutta la sezione, comprendendo anche la struttura esistente (in questo caso la sezione dell'arco e i timpani). La sezione a cui si farà riferimento per le verifiche strutturali sarà quella composta dalla soletta e dall'arco sottostante. Si precisa che a tale sezione composta è stata assegnata una classe di calcestruzzo più scadente, per tenere in conto delle differenze prestazionali tra i calcestruzzi dei due elementi.

Si specifica che per i cedimenti sono state considerati due casi di cedimento delle pile adiacenti alla sezione di verifica, in modo da massimizzare/minimizzare le sollecitazioni generate.

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.

Azioni elementari	N	Vz	Vy	My	Mz
<b>G1</b>	-2274	-188	0	-117	-9
<b>G2</b>	-80	-4	0	-9	0
<b>T1</b>	-603	-25	0	-157	-7
<b>T2</b>	-638	-34	0	-142	-7
<b>Vento</b>	-5	0	0	1	-41
<b>Frenatura</b>	13	14	0	-4	0
<b>Cedimento inf.</b>	-460	-830	0	26	-3
<b>Cedimento sup.</b>	-513	737	0	359	12
<b>Serpeggio</b>	0	0	14	0	-16
<b>FX GR1</b>	-4285	1211	-2	1514	50
<b>FX GR2</b>	-3050	576	-1	880	-37
<b>FY GR1</b>	-7284	-1126	1285	2054	-2089
<b>FY GR2</b>	-2253	-206	70	864	-923
<b>SLV Z</b>	-169	-14	0	-9	-1

## 8.2 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.

**VI02 - VIADOTTO AL KM 340+682**  
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di  
 calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	D 09 CL	VI 02 00 002	A	48 di 105

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	Vento	Ced. inf.	Ced. sup.
SLU1	1.35	1.5	1.45	0	1.45	1.45	0.9	0	1.2
SLU2	1.35	1.5	0	1.45	1.45	1.45	0.9	0	1.2
SLU3	1.35	1.5	1.16	0	1.16	1.16	1.5	0	1.2
SLU4	1.35	1.5	0	1.16	1.16	1.16	1.5	0	1.2
SLU5	1.35	1.5	1.45	0	1.45	1.45	0.9	1.2	0
SLU6	1.35	1.5	0	1.45	1.45	1.45	0.9	1.2	0
SLU7	1.35	1.5	1.16	0	1.16	1.16	1.5	1.2	0
SLU8	1.35	1.5	0	1.16	1.16	1.16	1.5	1.2	0
SLU9	1.35	1.5	0	0	0	0	0	1.2	0
SLU10	1.35	1.5	0	0	0	0	0	0	1.2
SLU11	1	1	1.45	0	1.45	1.45	0.9	0	1.2
SLU12	1	1	0	1.45	1.45	1.45	0.9	0	1.2
SLU13	1	1	1.16	0	1.16	1.16	1.5	0	1.2
SLU14	1	1	0	1.16	1.16	1.16	1.5	0	1.2
SLU15	1	1	1.45	0	1.45	1.45	0.9	1.2	0
SLU16	1	1	0	1.45	1.45	1.45	0.9	1.2	0
SLU17	1	1	1.16	0	1.16	1.16	1.5	1.2	0
SLU18	1	1	0	1.16	1.16	1.16	1.5	1.2	0
SLU19	1	1	0	0	0	0	0	1.2	0
SLU20	1	1	0	0	0	0	0	0	1.2
SLE-K1	1	1	1	0	1	1	0.6	0	1
SLE-K2	1	1	0	1	1	1	0.6	0	1
SLE-K3	1	1	0.8	0	0.8	0.8	1	0	1
SLE-K4	1	1	0	0.8	0.8	0.8	1	0	1
SLE-K5	1	1	1	0	1	1	0.6	1	0
SLE-K6	1	1	0	1	1	1	0.6	1	0
SLE-K7	1	1	0.8	0	0.8	0.8	1	1	0
SLE-K8	1	1	0	0.8	0.8	0.8	1	1	0
SLE-K9	1	1	0	0	0	0	0	1	0
SLE-K10	1	1	0	0	0	0	0	0	1
SLE-QP1	1	1	0.2	0	0.2	0.2	0	0	1
SLE-QP2	1	1	0	0.2	0.2	0.2	0	0	1
SLE-QP3	1	1	0.2	0	0.2	0.2	0	1	0
SLE-QP4	1	1	0	0.2	0.2	0.2	0	1	0
SLE-QP5	1	1	0	0	0	0	0	1	0
SLE-QP6	1	1	0	0	0	0	0	0	1



**VI02 - VIADOTTO AL KM 340+682**  
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di  
 calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	D 09 CL	VI 02 00 002	A	49 di 105

SLU: Combinazione stati limite ultimi

SLE K: Combinazione caratteristica stati lime di esercizio

SLE QP: Combinazione quasi permanente stati lime di esercizio

- **Condizioni sismiche**

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

### 8.3 VERIFICHE STRUTTURALI

Come precedentemente detto, in via prudentiale, le sollecitazioni agenti in chiave dell'arco non sono state associate a tutta la struttura, vale a dire che sono state ignorate ai fini della resistenza alcune porzioni (parte dell'arco in calcestruzzo e murature dei timpani).

La nuova struttura è realizzata con un calcestruzzo C32/40 armato con ferri classe B450C, tuttavia ai fini delle verifiche è stato utilizzato un calcestruzzo C20/25 per tener in conto delle caratteristiche di resistenza dell'arco. Di seguito sono esplicitati i valori di calcolo impiegati per le verifiche:

CLS C20/25	Acciaio B450C
fcd = 11.3 Mpa	f <sub>yd</sub> = 391 MPa
ε <sub>cu</sub> = 0.35%	ε <sub>su</sub> 5%

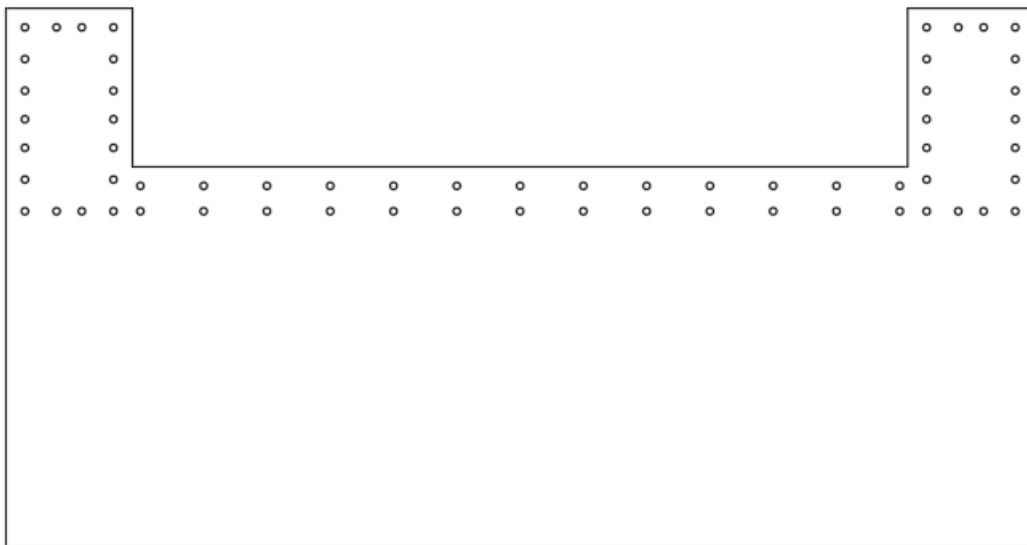
**VI02 - VIADOTTO AL KM 340+682**  
 Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di  
 calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	D 09 CL	VI 02 00 002	A	50 di 105

### 8.3.1 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	3.25 m
H max	1.70 m
B trave	0.40 m
Sp. soletta	0.20 m
$\rho_s$ (Della soletta)	2.2%



**Figura 41: Sezione di verifica**

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

- **Condizioni statiche**

<b>Combinazioni Statiche SLU</b>						
<b>Chiave Arco</b>	<b>N</b>	<b>Vz</b>	<b>Vy</b>	<b>My</b>	<b>Mz</b>	<b>Rd/Ed</b>
<i>comb</i>	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	-
<b>SLU1</b>	-4664	608	21	-2559	-69	2.18
<b>SLU2</b>	-4716	595	21	-2565	-69	2.19
<b>SLU3</b>	-4496	611	17	-2418	-86	2.27
<b>SLU4</b>	-4537	601	17	-2423	-86	2.28

**VI02 - VIADOTTO AL KM 340+682**  
Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di  
calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione

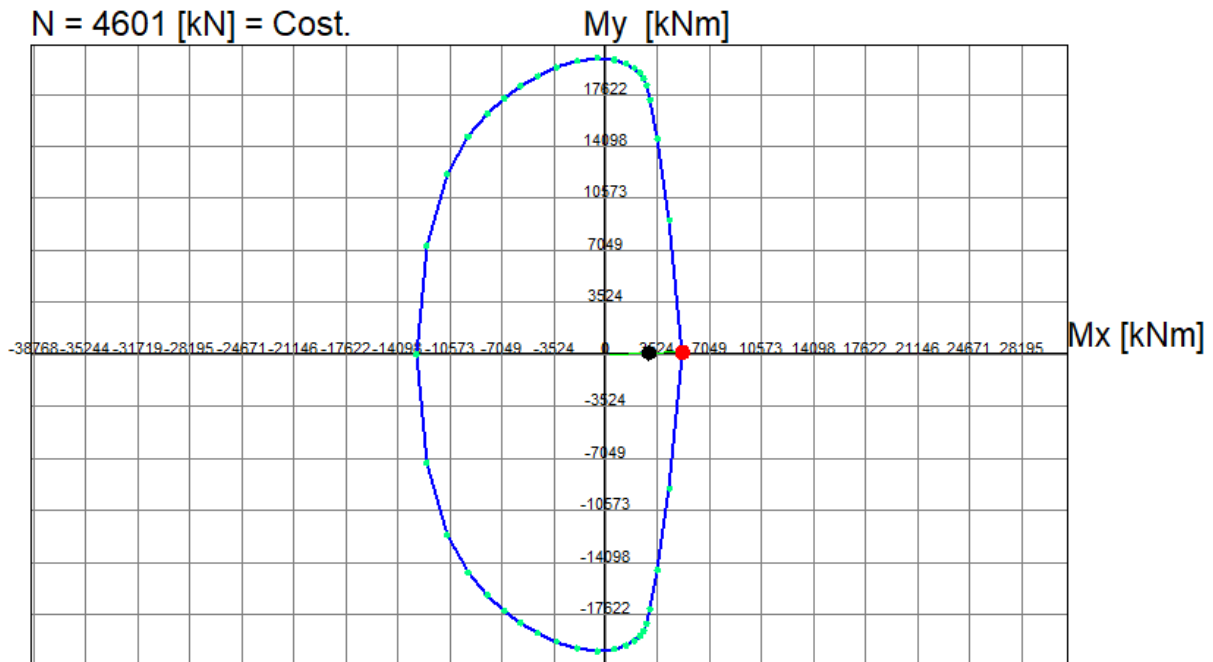
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	D 09 CL	VI 02 00 002	A	51 di 105

SLU5	-4601	-1272	20	-2923	-87	1.86
SLU6	-4652	-1284	20	-2930	-87	1.87
SLU7	-4433	-1268	16	-2783	-105	1.93
SLU8	-4474	-1278	16	-2788	-104	1.93
SLU9	-3741	-1254	0	-2213	-16	2.3
SLU10	-3804	625	1	-1849	2	2.83
SLU11	-3829	675	21	-2051	-66	2.52
SLU12	-3880	663	21	-2057	-65	2.53
SLU13	-3660	678	17	-1910	-83	2.67
SLU14	-3702	668	17	-1915	-83	2.68
SLU15	-3765	-1204	20	-2415	-84	2.08
SLU16	-3817	-1217	20	-2421	-84	2.09
SLU17	-3597.0	-1201	16	-2274	-101	2.18
SLU18	-3638.3	-1211	16	-2279	-101	2.19
SLU19	-2905.4	-1187	0	-1704	-13	2.74
SLU20	-2968.7	693	1	-1340	5	3.64

- Condizioni sismiche

Combinazioni Sismiche SLV						
Chiave Arco	N	Vz	Vy	My	Mz	Rd/Ed
<i>comb</i>	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	-
SLV1	-4454	1205	1	-988	45	6.84
SLV2	-4353	1213	1	-927	45	7.36
SLV3	-3218	570	2	-938	-42	5.86
SLV4	-3117	578	2	-876	-41	6.27
SLV5	-7453	-1132	1288	-2110	-2094	3.41
SLV6	-7352	-1124	1288	-2048	-2093	3.49
SLV7	-2421	-213	73	-512	-928	8.74
SLV8	-2320	-204	73	-451	-927	9.65
SLV9	-4461	1203	1	-989	45	6.84
SLV10	-4360	1212	1	-928	45	7.35
SLV11	-3226	568	2	-939	-42	5.86
SLV12	-3124	576	2	-877	-41	6.27
SLV13	-7460	-1134	1288	-2111	-2094	3.41
SLV14	-7359	-1126	1288	-2049	-2093	3.51
SLV15	-2428	-215	73	-513	-928	8.72
SLV16	-2327	-206	73	-452	-927	9.63

Si riporta la verifica per la condizione più gravosa identificata nella combinazione SLU5.



Passo Momenti Mx, My griglia = 3524 kNm

Legenda		N [kN]		Mx [kNm]		My [kNm]		N°Punti Dominio		Visualizza	
<span style="color: green;">•</span>	Punti calc. dom.									<input checked="" type="checkbox"/>	Punti calcolati dom.
<span style="color: blue;">—</span>	Wireframe dom.									<input checked="" type="checkbox"/>	Griglia
<span style="color: black;">—</span>	Assi rifer. dom.									<input checked="" type="checkbox"/>	Sforzi dati e di frontiera
<span style="color: black;">•</span>	Sforzi assegnati									<input type="checkbox"/>	Numerazione punti
<span style="color: red;">•</span>	Sforzi ultimi										
Scala grafico e passo griglia											
Passo M(kNm) <input type="text" value="3524.4"/>											

### 8.3.2 Verifiche taglio

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

- DIREZIONE TRASVERSALE (Y)

La sezione resistente è costituita dalla controsoletta, si prevede una armatura resistente a taglio costituita da 2  $\phi 14$  passo 150 mm.

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

Cls

Rck= 37 MPa  
fck= 30 MPa  
 $\gamma_c$ = 1.50  
fcm= 38 MPa  
 $\alpha_{cc}$ = 0.85  
**fcd= 17.0 MPa**

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

fctm= 2.90 MPa  
fctk<sub>0.05</sub>= 2.03 MPa  
fctk<sub>0.95</sub>= 3.77 MPa  
 $\alpha_{ct}$ = 1.00  
**fctd= 1.35 MPa**

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

Acciaio c.a.

f<sub>yk</sub>= 450 MPa  
 $\gamma_s$ = 1.15  
f<sub>yd</sub>= 391 MPa

Azioni di taglio

A<sub>ed</sub> 1288 x 1.00 = 1288 kN  
V<sub>Ed</sub> = 1288 kN

N<sub>sd</sub>= 2320 KN sforzo normale

bw = 0.200 m larghezza (6.16)  
h = 3.250 m altezza totale  
c = 0.060 m copriferro  
d = 3.190 m altezza utile  
Ac = 1.050 mq area totale

**Resistenza delle staffe:**

$\phi_w$ = 14 mm diametro staffa  
n= 2.00 numero braccia  
A<sub>sw</sub>= 3.08 cmq  
z= 2.87 m =0.9\*d  
sen $\alpha$ = 1  $\alpha$  angolo tra le staffe e l'asse della trave ( $\alpha=90^\circ$  per staffe verticali)  
p<sub>w</sub>= 1.03 % =A<sub>sw</sub>/(s\*b<sub>w</sub>\*sin $\alpha$ )\*100 >=  
s= 0.15 m =passo staffe <= 2.39 m =0.75\*d\*(1+cot $\alpha$ )  
 $\theta$ = 45.0 °  
V<sub>Rd,s</sub>= 2306 kN =A<sub>sw</sub>/s\*z\* f<sub>ywd</sub> \*cot $\theta$

**VI02 - VIADOTTO AL KM 340+682**  
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di  
 calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	D 09 CL	VI 02 00 002	A	54 di 105

**Resistenza del puntone compresso:**

$$v = 0.528 \quad = 0.6 \cdot (1 - f_{ck}/250) \text{ (from EN 6.6N)}$$

$$\sigma_{cp} = 2.21 \quad = N_{sd}/A_c$$

$$\alpha_{cw} = 1.13$$

$$V_{Rd,max} = 2912 \text{ kN} \quad = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v \cdot f_{cd} / (\cot\theta + \tan\theta)$$

$$\gamma_{Bd1} = 1.25 \quad \text{coefficiente di sicurezza ( EN1998-2-5.6.2.b)}$$

$$V_{Rd} = 1845 \text{ kN} \quad = \min(V_{Rd,s}; V_{Rd,max}) / \gamma_{Bd1}$$

$$V_{Ed} = 1288 \quad \text{minore o uguale di} \quad V_{Rd} = 1845 \quad \text{verifica soddisfatta}$$

- DIREZIONE VERTICALE (Z)**

La sezione resistente è costituita dalle due travi rettangolari laterali, si prevede una armatura resistente a taglio costituita da 2  $\phi 20$  passo 150 mm.

**Azioni di taglio**

$$A_{ed} = 1284 \quad \gamma = 0.50 \Rightarrow 642 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 642 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 2320 \text{ kN} \quad \text{sforzo normale}$$

$$b_w = 0.400 \text{ m} \quad \text{larghezza (6.16)}$$

$$h = 0.700 \text{ m} \quad \text{altezza totale}$$

$$c = 0.060 \text{ m} \quad \text{copriferro}$$

$$d = 0.640 \text{ m} \quad \text{altezza utile}$$

$$A_c = 1.050 \text{ mq} \quad \text{area}$$

**Resistenza delle staffe:**

$$\phi_w = 20 \text{ mm} \quad \text{diametro staffa}$$

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

$$A_{sw} = 6.28 \text{ cm}^2$$

$$z = 0.58 \text{ m} \quad = 0.9 \cdot d$$

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

$$\rho_w = 1.05 \% \quad = A_{sw} / (s \cdot b_w \cdot \sin\alpha) \cdot 100 \geq$$

$$s = 0.15 \text{ m} \quad = \text{passo staffe} \leq 0.48 \text{ m} \quad = 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot\alpha)$$

$$\theta = 45.0^\circ$$

$$V_{Rd,s} = 944 \text{ kN} \quad = A_{sw} / s \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta$$

**VI02 - VIADOTTO AL KM 340+682**  
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di  
 calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	D 09 CL	VI 02 00 002	A	55 di 105

**Resistenza del puntone compresso:**

$$v = 0.528 \quad = 0.6 * (1 - f_{ck} / 250) \text{ (from EN 6.6N)}$$

$$\sigma_{cp} = 2.21 \quad = N_{sd} / A_c$$

$$\alpha_{cw} = 1.13$$

$$V_{Rd,max} = 1168 \text{ kN} \quad = \alpha_{cw} * b_w * z * v * f_{cd} / (\cot\theta + \tan\theta)$$

$$\gamma_{Bd1} = 1.25 \quad \text{coefficiente di sicurezza ( EN1998-2-5.6.2.b)}$$

$$V_{Rd} = 755 \text{ kN} \quad = \min(V_{Rd,s}; V_{Rd,max}) / \gamma_{Bd1}$$

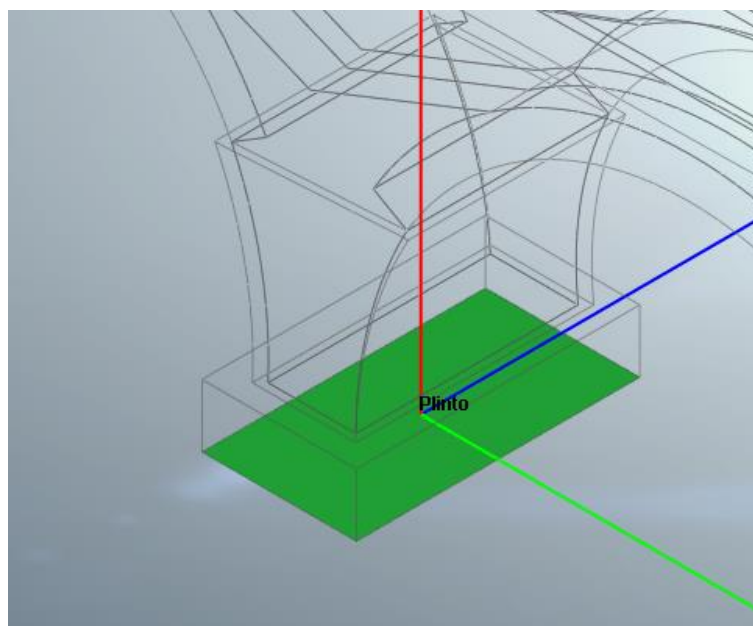
$$V_{Ed} = 642 \quad \text{minore o uguale di} \quad V_{Rd} = 755 \quad \text{verifica soddisfatta}$$

## 9 VERIFICA DELL'INCAMICIATURA DELLE PILE

### 9.1 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 del plinto appartenente alla pila di maggiore altezza. Si è scelto di tagliare il plinto e non lo spiccato pila, a seguito di considerazioni sulla diffusione del carico operata dal programma. Una volta estratte, le sollecitazioni sono state poi riportate sul piano di interfaccia plinto - pila.



**Figura 42: Sezione di integrazione delle forze nodali a base plinto (Assi di riferimento: rosso=z, verde=x, blu=y)**

**VI02 - VIADOTTO AL KM 340+682**  
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di  
 calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	D 09 CL	VI 02 00 002	A	56 di 105

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.

Si specifica che per i cedimenti sono state considerati due casi di cedimento delle pile adiacenti alla sezione di verifica, in modo da massimizzare/minimizzare le sollecitazioni generate.

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.

Si precisa che la voce G1\_anteoperam comprende i pesi propri della struttura esistente svuotata dal riempimento originario. Le sollecitazioni derivanti dalla differenza tra G1 e G1\_anteoperam saranno quindi utilizzate per le verifiche, in modo da tenere in conto la aliquota di carico da peso proprio che la camicia di intervento deve portare.

Di seguito le azioni elementari riportate allo spiccato pila.

azioni elementari	N	Vx	Vy	My	Mx	T
<b>G1</b>	-16087	107	0	430	143	1
<b>G2</b>	-231	4	0	14	2	0
<b>T1</b>	-936	454	0	337	9	4
<b>T2</b>	-1840	42	0	128	16	0
<b>Vento</b>	-11	0	210	0	-1864	5
<b>Frenatura</b>	0	33	0	148	0	0
<b>Cedimento inf.</b>	-460	0	-830	-3	-1822	-1
<b>Cedimento sup.</b>	-936	454	0	337	9	4
<b>Serpeggio</b>	0	0	74	0	-914	-18
<b>FX GR1</b>	-15542	7276	-2	28808	237	-41
<b>FX GR2</b>	-15974	5365	2	17026	157	49
<b>FY GR1</b>	-15871	-471	9014	-1638	-83312	3731
<b>FY GR2</b>	-16099	19	7056	-10	-56324	522
<b>SLV Z</b>	-1194	8	0	32	11	0
<b>G1_anteoperam</b>	-11603	55	0	80	105	1

## 9.2 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



**VI02 - VIADOTTO AL KM 340+682**  
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di  
 calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	D 09 CL	VI 02 00 002	A	57 di 105

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	Vento	Ced. inf.	Ced. sup.
SLU1	1.35	1.5	1.45	0	1.45	1.45	0.9	0	1.2
SLU2	1.35	1.5	0	1.45	1.45	1.45	0.9	0	1.2
SLU3	1.35	1.5	1.16	0	1.16	1.16	1.5	0	1.2
SLU4	1.35	1.5	0	1.16	1.16	1.16	1.5	0	1.2
SLU5	1.35	1.5	1.45	0	1.45	1.45	0.9	1.2	0
SLU6	1.35	1.5	0	1.45	1.45	1.45	0.9	1.2	0
SLU7	1.35	1.5	1.16	0	1.16	1.16	1.5	1.2	0
SLU8	1.35	1.5	0	1.16	1.16	1.16	1.5	1.2	0
SLU9	1.35	1.5	0	0	0	0	0	1.2	0
SLU10	1.35	1.5	0	0	0	0	0	0	1.2
SLU11	1	1	1.45	0	1.45	1.45	0.9	0	1.2
SLU12	1	1	0	1.45	1.45	1.45	0.9	0	1.2
SLU13	1	1	1.16	0	1.16	1.16	1.5	0	1.2
SLU14	1	1	0	1.16	1.16	1.16	1.5	0	1.2
SLU15	1	1	1.45	0	1.45	1.45	0.9	1.2	0
SLU16	1	1	0	1.45	1.45	1.45	0.9	1.2	0
SLU17	1	1	1.16	0	1.16	1.16	1.5	1.2	0
SLU18	1	1	0	1.16	1.16	1.16	1.5	1.2	0
SLU19	1	1	0	0	0	0	0	1.2	0
SLU20	1	1	0	0	0	0	0	0	1.2
SLE-K1	1	1	1	0	1	1	0.6	0	1
SLE-K2	1	1	0	1	1	1	0.6	0	1
SLE-K3	1	1	0.8	0	0.8	0.8	1	0	1
SLE-K4	1	1	0	0.8	0.8	0.8	1	0	1
SLE-K5	1	1	1	0	1	1	0.6	1	0
SLE-K6	1	1	0	1	1	1	0.6	1	0
SLE-K7	1	1	0.8	0	0.8	0.8	1	1	0
SLE-K8	1	1	0	0.8	0.8	0.8	1	1	0
SLE-K9	1	1	0	0	0	0	0	1	0
SLE-K10	1	1	0	0	0	0	0	0	1

**VI02 - VIADOTTO AL KM 340+682**  
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di  
 calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	D 09 CL	VI 02 00 002	A	58 di 105

SLE-QP1	1	1	0.2	0	0.2	0.2	0	0	1
SLE-QP2	1	1	0	0.2	0.2	0.2	0	0	1
SLE-QP3	1	1	0.2	0	0.2	0.2	0	1	0
SLE-QP4	1	1	0	0.2	0.2	0.2	0	1	0
SLE-QP5	1	1	0	0	0	0	0	1	0
SLE-QP6	1	1	0	0	0	0	0	0	1

SLU: Combinazione stati limite ultimi

SLE K: Combinazione caratteristica stati lime di esercizio

SLE QP: Combinazione quasi permanente stati lime di esercizio

- **Condizioni sismiche**

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

### 9.2.1 Verifiche Sezione di spiccato

Come già detto in precedenza, nelle pile di questo viadotto è stato necessario adottare una camicia di rinforzo con spessore 25 cm nella parete trasversale, e una di spessore variabile in quella longitudinale. Tale spessore varia da 25 cm ad imposta arco, fino ad arrivare a 45 cm nella base del plinto, con spessore medio quindi di 35 cm.

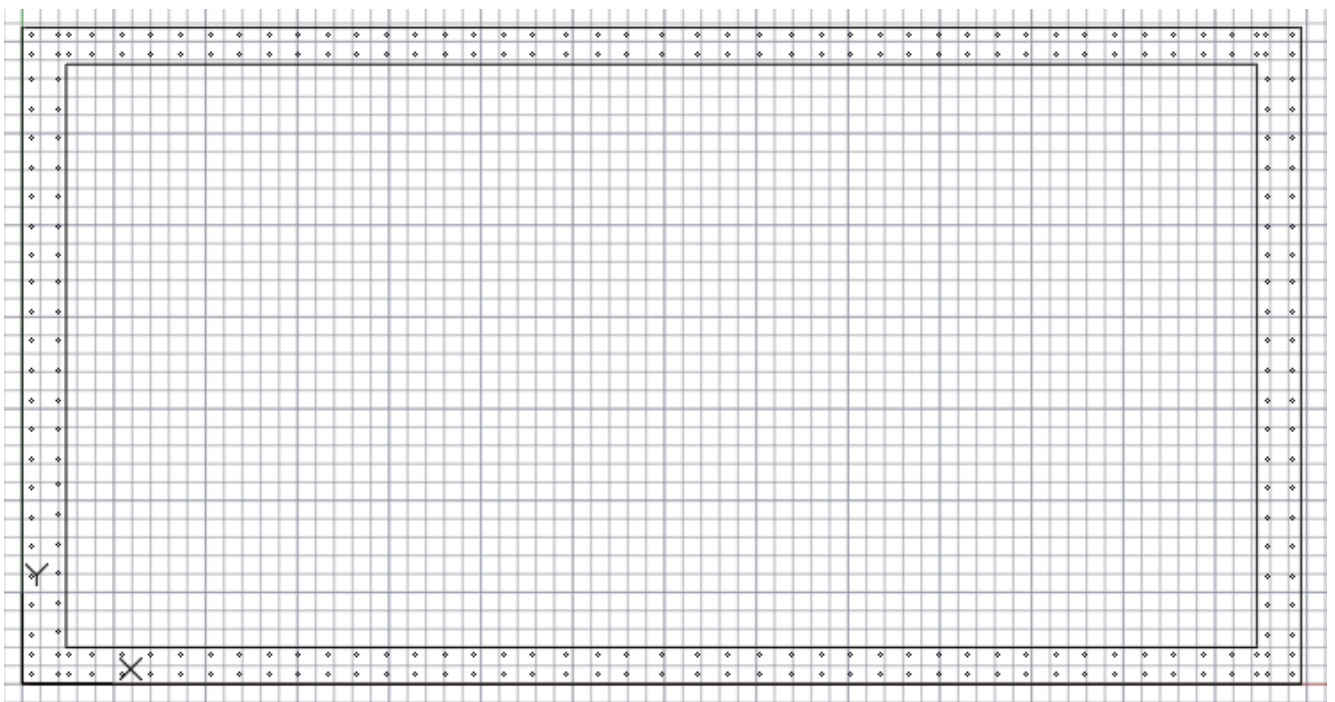
**VI02 - VIADOTTO AL KM 340+682**  
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di  
calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	D 09 CL	VI 02 00 002	A	59 di 105

### 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  $\phi 18$  passo 200mm).

<i>dati sez</i>	<i>BASE PILA</i>
B int	2.81 m
H int	7.1 m
Sp. Trasv.	0.25 m
Sp. Long.	0.35 m
$\rho_s$ (%)	0.8%



**Figura 43: Sezione di verifica**

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

**VI02 - VIADOTTO AL KM 340+682**  
Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	D 09 CL	VI 02 00 002	A	60 di 105

- **Condizioni statiche**

<b>Combinazioni Statiche SLU</b>						
<b>Spiccato</b>	<b>N</b>	<b>Vx</b>	<b>Vy</b>	<b>My</b>	<b>Mx</b>	<b>Rd/Ed</b>
<i>comb</i>	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	-
<b>SLU1</b>	-10776	62	421	622	-8289	23.88
<b>SLU2</b>	-12141	441	421	3346	-8299	19.84
<b>SLU3</b>	-10519	139	627	1158	-12004	16.32
<b>SLU4</b>	-11611	442	627	3338	-12012	14.94
<b>SLU5</b>	-8160	-410	423	-2749	-8305	19.87
<b>SLU6</b>	-9526	-32	423	-24	-8315	23.65
<b>SLU7</b>	-7904	-334	629	-2212	-12021	15
<b>SLU8</b>	-8996	-31	629	-33	-12029	16.21
<b>SLU9</b>	-6818	-23	6	-87	-105	963.3
<b>SLU10</b>	-9434	449	4	3283	-88	31.31
<b>SLU11</b>	-8543	74	420	628	-8263	23.11
<b>SLU12</b>	-9908	452	420	3353	-8272	19.36
<b>SLU13</b>	-8286	151	626	1165	-11978	15.74
<b>SLU14</b>	-9378	453	626	3344	-11986	14.53
<b>SLU15</b>	-5927	-399	422	-2742	-8279	19.3
<b>SLU16</b>	-7292	-21	422	-18	-8289	22.83
<b>SLU17</b>	-5670.4	-322	628	-2206	-11995	14.47
<b>SLU18</b>	-6762.4	-19	628	-26	-12003	15.61
<b>SLU19</b>	-4584.8	-12	5	-81	-79	999
<b>SLU20</b>	-7200.4	461	3	3289	-62	29.85

- **Condizioni sismiche**

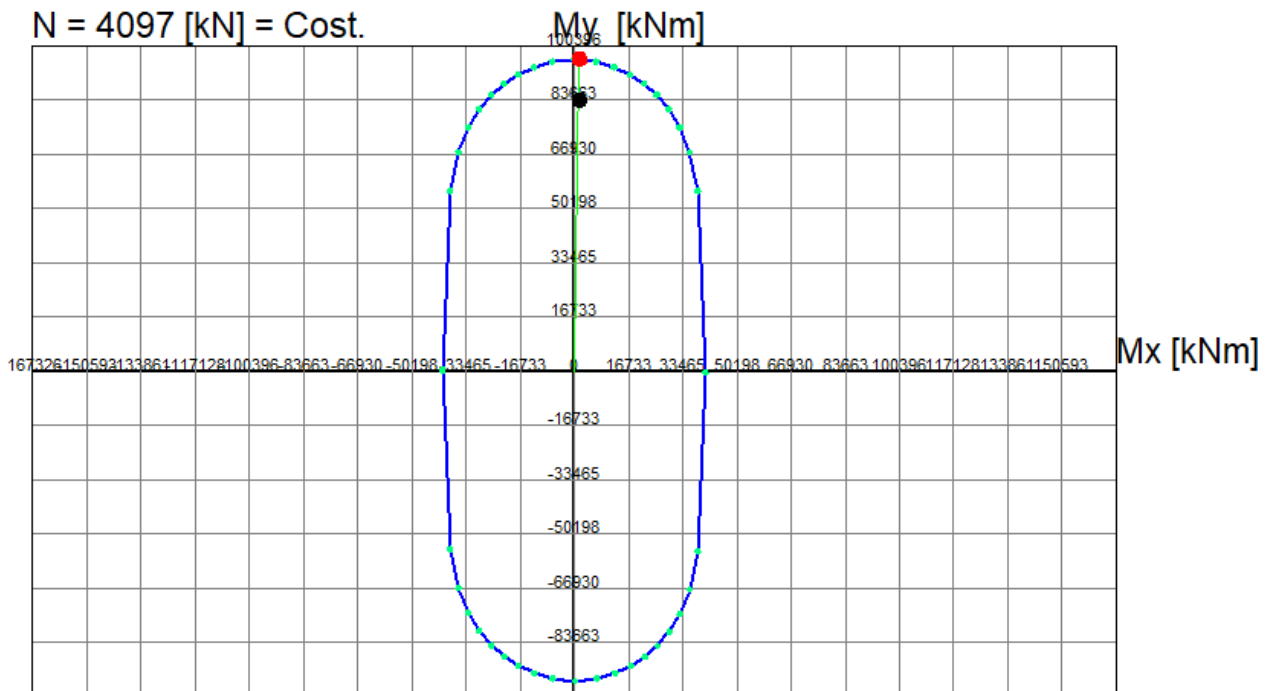
<b>Combinazioni Sismiche SLV</b>						
<b>Spiccato</b>	<b>N</b>	<b>Vx</b>	<b>Vy</b>	<b>My</b>	<b>Mx</b>	<b>Rd/Ed</b>
<i>comb</i>	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	-
<b>SLV1</b>	-4484	7320	13	28835	-45	1.43
<b>SLV2</b>	-3768	7316	13	28815	-52	1.4
<b>SLV3</b>	-4916	5409	16	17053	-126	2.46
<b>SLV4</b>	-4200	5405	16	17034	-133	2.4
<b>SLV5</b>	-4813	-427	9029	-1611	-83595	1.18
<b>SLV6</b>	-4097	-432	9029	-1630	-83601	1.15
<b>SLV7</b>	-5041	63	7071	17	-56606	1.76
<b>SLV8</b>	-4325	59	7071	-2	-56613	1.72
<b>SLV9</b>	-4665	7238	13	28793	-44	1.45
<b>SLV10</b>	-3949	7233	13	28774	-50	1.41

**VI02 - VIADOTTO AL KM 340+682**  
Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	D 09 CL	VI 02 00 002	A	61 di 105

SLV11	-5097	5327	16	17011	-125	2.49
SLV12	-4381	5322	16	16992	-131	2.42
SLV13	-4994	-510	9029	-1653	-83594	1.19
SLV14	-4278	-514	9029	-1672	-83600	1.16
SLV15	-5222	-19	7071	-25	-56605	1.77
SLV16	-4506	-24	7071	-44	-56611	1.73

Si riporta la verifica per la condizione più gravosa identificata nella combinazione SLV6.



Passo Momenti Mx, My griglia = 16733 kNm

<b>Legenda</b>	N [kN]	<input type="text"/>	N°Punti Dominio	40	<b>Visualizza</b>
	Mx [kNm]	<input type="text"/>			
<input checked="" type="checkbox"/> Punti calc. dom.	My [kNm]	<input type="text"/>	<input checked="" type="checkbox"/> Griglia	<input checked="" type="checkbox"/> Sforzi dati e di frontiera	<input type="checkbox"/> Numerazione punti
<input checked="" type="checkbox"/> Wireframe dom.	Scala grafico e passo griglia				
<input checked="" type="checkbox"/> Assi rifer. dom.	Passo M(kNm)		16732.6		
<input checked="" type="checkbox"/> Sforzi assegnati					
<input checked="" type="checkbox"/> Sforzi ultimi					

**VI02 - VIADOTTO AL KM 340+682**  
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di  
 calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	D 09 CL	VI 02 00 002	A	62 di 105

### Verifiche taglio SLU

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 $\phi$ 20/150mm nella direzione longitudinale, e 2 $\phi$ 14/150 mm in quella trasversale.

- DIREZIONE LONGITUDINALE (X)

In tale direzione è stata individuata SLV2 come la combinazione più gravosa.

#### Azioni di taglio

$$A_{ed} \uparrow 7316 \times 0.50 = 3658 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 3658 \text{ kN}$$

$$V_{Ed}^* = 3660 \text{ kN}$$

#### Azioni di torsione

$$A_{ed} \uparrow 45 \times 1.00 = 45 \text{ kNm}$$

$$T_{Ed} = 45 \text{ kNm}$$

$$3 \text{ kN}$$

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

$$N_{sd} \uparrow 3768 \text{ KN} \quad \text{sforzo normale}$$

$$b_w = 0.350 \text{ m} \quad \text{larghezza (6.16)}$$

$$h = 3.310 \text{ m} \quad \text{altezza totale}$$

$$c = 0.060 \text{ m} \quad \text{copri ferro}$$

$$d = 3.250 \text{ m} \quad \text{altezza utile}$$

$$A_c = 5.867 \text{ mq} \quad \text{area totale}$$

$$L = 6.000 \text{ m}$$

#### **Resistenza delle staffe:**

$$\phi_w = 20 \text{ mm} \quad \text{diametro staffa}$$

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

$$A_{sw} = 6.28 \text{ cm}^2$$

$$z = 2.98 \text{ m} \quad = 0.9 * d$$

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

$$\rho_w = 1.20 \% \quad = A_{sw} / (s * b_w * \sin \alpha) * 100 \geq$$

$$s = 0.15 \text{ m} \quad = \text{passo staffe} \leq 2.44 \text{ m} \quad = 0.75 * d * (1 + \cot \alpha)$$

$$\theta = 45.0^\circ$$

$$V_{Rd,s} = 4883 \text{ kN} \quad = A_{sw} / s * z * f_{ywd} * \cot \theta$$

**VI02 - VIADOTTO AL KM 340+682**  
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di  
 calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	D 09 CL	VI 02 00 002	A	63 di 105

**Resistenza del puntone compresso:**

$$v = 0.528 = 0.6 \cdot (1 - f_{ck}/250) \text{ (from EN 6.6N)}$$

$$\sigma_{cp} = 0.64 = N_{sd}/A_c$$

$$\alpha_{cw} = 1.04$$

$$V_{Rd,max} = 4856 \text{ kN} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v \cdot f_{cd} / (\cot\theta + \tan\theta)$$

$$\gamma_{Bd1} = 1.25 \text{ (coefficiente di sicurezza (EN1998-2-5.6.2.b))}$$

$$V_{Rd} = 3885 \text{ kN} = \min(V_{Rd,s}; V_{Rd,max}) / \gamma_{Bd1}$$

$$V_{Ed} = 3660 \text{ minore o uguale di } V_{Rd} = 3885 \text{ verifica soddisfatta}$$

- DIREZIONE TRASVERSALE (Y)**

In tale direzione, per la particolare geometria del viadotto in esame, la pila ha un'altezza inferiore alla sua larghezza. Questo porta ad un angolo di inclinazione tra le due dimensioni maggiore di 45°. Si è quindi condotta una verifica a parete sotto azione sismica, come scritto nel paragrafo §7.4.4.5.1 delle NTC18.

In tale direzione è stata individuata SLV6 come la combinazione più gravosa.

**Azioni di taglio**

$$A_{ed} = 9029 \cdot \gamma = 9029 \cdot 0.50 = 4514 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 4514 \text{ kN}$$

$$V^*_{Ed} = 5035 \text{ kN}$$

**Azioni di torsione**

$$A_{ed} = 3727 \cdot 1.00 = 3727 \text{ kNm}$$

$$T_{Ed} = 3727 \text{ kNm}$$

$$520 \text{ kN}$$

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

$$N_{sd} = 4097 \text{ kN} \text{ sforzo normale}$$

$$b_w = 0.250 \text{ m larghezza (6.16)}$$

$$h = 7.800 \text{ m altezza totale}$$

$$c = 0.060 \text{ m copriferro}$$

$$d = 7.740 \text{ m altezza utile}$$

$$A_c = 5.867 \text{ mq area totale}$$

$$L = 6.000 \text{ m}$$

INDICE	6
Med	-83601
$\alpha_s$	1.1871

**VI02 - VIADOTTO AL KM 340+682**  
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di  
 calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	D 09 CL	VI 02 00 002	A	64 di 105

### Azioni di torsione

$$A_{ed} = 3727 \times 1.00 = 3727 \text{ kNm}$$

$$T_{Ed} = 3727 \text{ kNm}$$

$$520 \text{ kN}$$

Resistenza a taglio per elementi non armati  **$V_{Rd,c} = 904.6 \text{ kN}$**

### Resistenza delle staffe:

$\phi_w = 14$ mm	diametro staffa
$n = 2.00$	numero braccia
$A_{sw} = 3.08$ cmq	
$z = 6.19$ m	$= 0.8 \cdot d$
$\sin \alpha = 1$	$\alpha$ angolo tra le staffe e l'asse della trave ( $\alpha = 90^\circ$ per staffe verticali)
$\rho_w = 0.82$ %	$= A_{sw} / (s \cdot b_w \cdot \sin \alpha) \cdot 100 \geq$
$s = 0.15$ m	$=$ passo staffe $\leq$ 5.81 m $= 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha)$
$\theta = 45.0$ °	
$\tan \theta = 1.00$	
$\cot \theta = 1.00$	
$\rho_{w,max} = 3.21$	$= A_{sw,max} \cdot f_{yd} / (b_w \cdot s) \leq 1/2 \cdot \alpha_{cw} \cdot v \cdot f_{cd} = 4.67$ <b>verifica soddisfatta</b>
$V_{Rd,s} = 4973$ kN	$= A_{sw} / s \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta$
$V_{Ed} = 5034.6$	<b>maggiore di</b> $V_{Rd} = 5185.8$ <b>verifica soddisfatta</b>

### Verifiche SLE

Nei confronti dello stato limite di esercizio si provvede a verificare la massima compressione nel calcestruzzo ed il controllo della fessurazione. In particolare, per lo spiccato pila, vista la presenza di barre pretensionate si verifica che nel calcestruzzo teso non si oltrepassi lo stato limite di formazione delle fessure.

- CONTROLLO COMPRESSIONE CALCESTRUZZO

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

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

- CONTROLLO APERTURA FESSURE

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



**VI02 - VIADOTTO AL KM 340+682**  
 Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di  
 calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	D 09 CL	VI 02 00 002	A	65 di 105

Spiccato	N	My	Mx	$\sigma C$	$\sigma C$ lim	verifica	$\sigma T$	$\sigma T$ lim	verifica
<i>comb</i>	(kN)	(kNm)	(kNm)	(MPa)	(MPa)	(-)	(MPa)	(MPa)	(-)
SLE-QP 1	-17441	878	-26	3.12	12.0	OK	-2.83	2.42	OK
SLE-QP 2	-17622	836	-25	3.14	12.0	OK	-2.87	2.42	OK
SLE-QP 3	-16965	538	-1858	3.13	12.0	OK	-2.66	2.42	OK
SLE-QP 4	-17146	496	-1856	3.16	12.0	OK	-2.69	2.42	OK
SLE-QP 5	-16778	441	-1677	3.07	12.0	OK	-2.65	2.42	OK
SLE-QP 6	-17254	781	155	3.08	12.0	OK	-2.81	2.42	OK
SLE-K 1	-6594	1185	-1974	1.48	16.50	OK	-0.77	2.42	OK
SLE-K 2	-7498	976	-1967	1.60	16.50	OK	-0.96	2.42	OK
SLE-K 3	-6411	1088	-2538	1.48	16.50	OK	-0.71	2.42	OK
SLE-K 4	-7135	921	-2533	1.57	16.50	OK	-0.86	2.42	OK
SLE-K 5	-6118	846	-3805	1.49	16.50	OK	-0.59	2.42	OK
SLE-K 6	-7023	637	-3798	1.62	16.50	OK	-0.78	2.42	OK
SLE-K 7	-5936	749	-4370	1.49	16.50	OK	-0.53	2.42	OK
SLE-K 8	-6659	582	-4364	1.59	16.50	OK	-0.68	2.42	OK
SLE-K 9	-5175	361	-1782	1.09	16.50	OK	-0.68	2.42	OK
SLE-K 10	-5651	701	50	1.08	16.50	OK	-0.85	2.42	OK

## 10 VERIFICA DELLE IMPOSTE

Si è ritenuto opportuno verificare anche le sezioni di imposta degli archi che si intestano nella pila verificata, e le imposte dei due archi presenti sulle due spalle del viadotto.

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

## 10.1 SOLLECITAZIONI ELEMENTARI

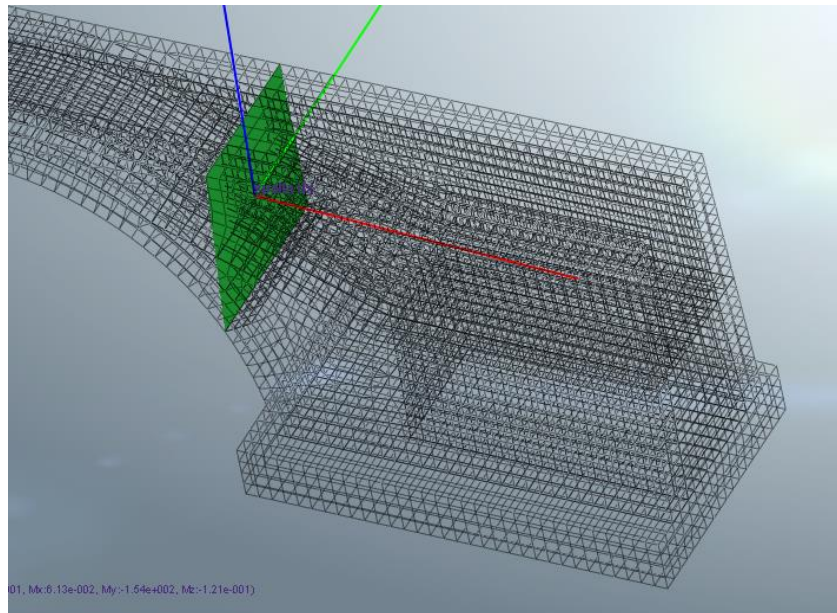


Figura 44: Cutting plane utilizzato per estrapolare le azioni elementari

azioni elementari	N	Vz	Vy	My	Mz
<b>G1</b>	-216	1041	0	2744	1
<b>G2</b>	-71	88	0	293	0
<b>T1</b>	-526	684	0	2285	3
<b>T2</b>	-545	685	0	2282	3
<b>Vento</b>	-4	3	-69	8	332
<b>Frenatura</b>	-69	7	0	5	0
<b>Cedimento inf.</b>	368	-44	0	-153	0
<b>Cedimento sup.</b>	-348	778	0	7087	13
<b>Serpeggio</b>	0	0	2	0	1
<b>FX GR1</b>	-13442	3514	1	11315	-17
<b>FX GR2</b>	-8349	4092	-2	12249	-8
<b>FY GR1</b>	-6943	3147	-2408	3855	20750
<b>FY GR2</b>	-2243	3529	-1640	8737	4726
<b>SLV Z</b>	-151	261	0	719	-1

**VI02 - VIADOTTO AL KM 340+682**  
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di  
calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

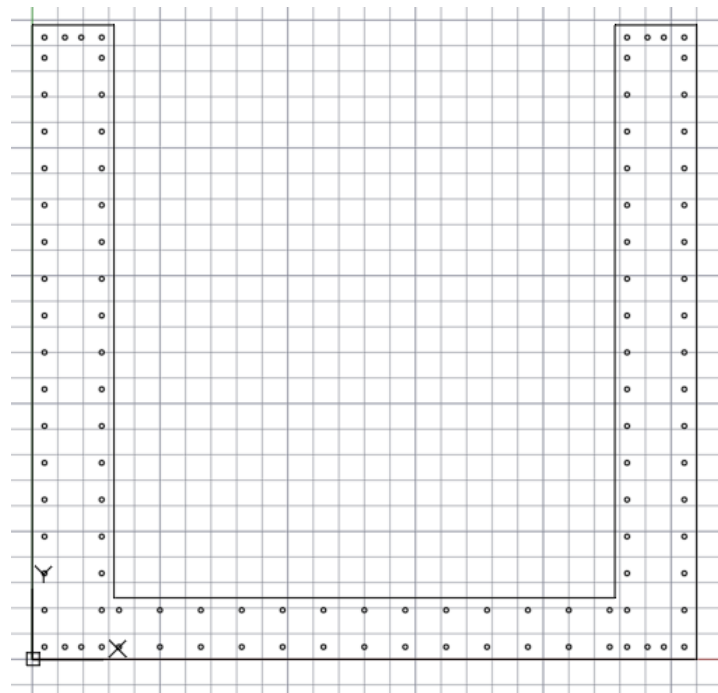
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	D 09 CL	VI 02 00 002	A	67 di 105

## 10.2 VERIFICHE STRUTTURALI

### Verifiche pressoflessione SLU

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

<i>dati sez.</i>	<i>Soletta spalla destra</i>
B tot	3.25 m
H tot	3.1 m
sp	0.3 m
$\rho_s$ (%)	1.3%



**Figura 45: Sezione di verifica**

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

**VI02 - VIADOTTO AL KM 340+682**  
 Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di  
 calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	D 09 CL	VI 02 00 002	A	68 di 105

- **Condizioni statiche**

<b>Combinazioni Statiche SLU</b>						
Spalla dx	N	Vz	Vy	My	Mz	Rd/Ed
<i>comb</i>	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	-
SLU1	-1682	3476	-59	15975	323	83.59
SLU2	-1711	3477	-59	15972	323	47.78
SLU3	-1512	3277	-101	15316	520	31.33
SLU4	-1535	3278	-101	15314	520	25.43
SLU5	-822	2489	-59	7288	307	6.28
SLU6	-851	2490	-59	7284	307	6.63
SLU7	-652	2290	-100	6629	505	7.11
SLU8	-675	2291	-100	6626	505	7.48
SLU9	44	1484	0	3961	2	15.21
SLU10	-816	2471	0	12649	18	8.8
SLU11	-1571	3068	-59	14869	322	31.3
SLU12	-1600	3069	-59	14865	322	23.97
SLU13	-1401	2869	-101	14210	520	18.84
SLU14	-1424	2870	-101	14207	520	16.38
SLU15	-711	2081	-59	6181	306	7.2
SLU16	-740	2082	-59	6177	306	7.66
SLU17	-540.9	1882	-100	5522	504	8.29
SLU18	-563.8	1883	-100	5519	504	8.76
SLU19	155.2	1076	0	2854	2	21.15
SLU20	-704.8	2063	0	11542	17	7.15

- **Condizioni sismiche**

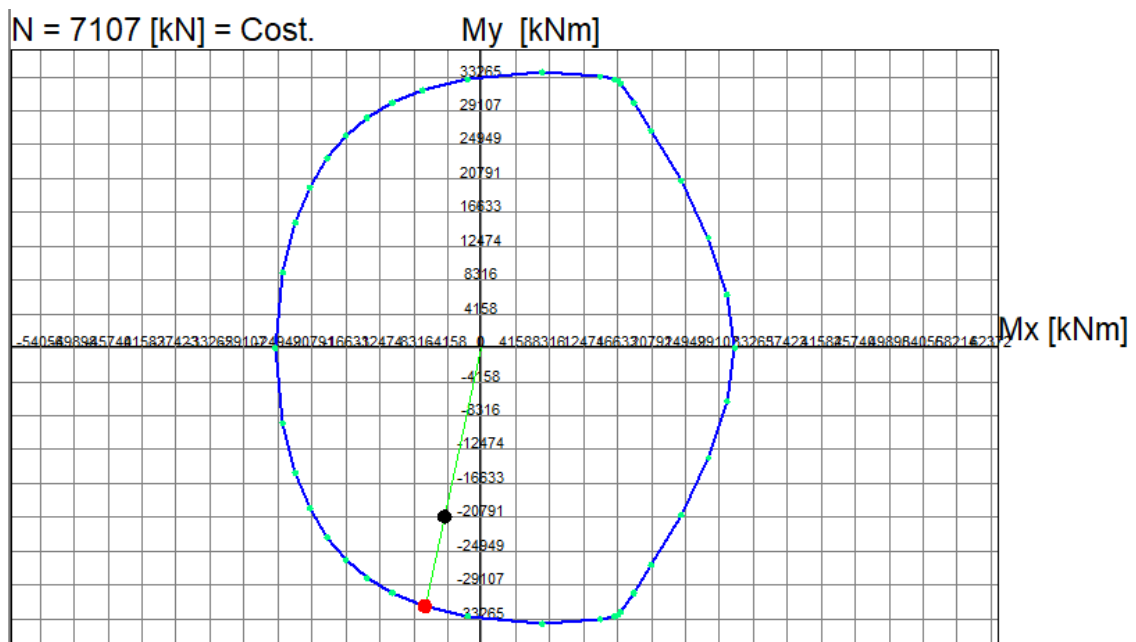
<b>Combinazioni Sismiche SLV</b>						
Spalla dx	N	Vz	Vy	My	Mz	Rd/Ed
<i>comb</i>	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	-
SLV1	-13606	3731	1	11988	-16	2.61
SLV2	-13516	3574	2	11557	-16	2.71
SLV3	-8514	4309	-1	12922	-7	2.06
SLV4	-8423	4152	-1	12491	-7	2.13
SLV5	-7107	3364	-2408	4529	20751	1.53
SLV6	-7016	3207	-2408	4097	20751	1.53
SLV7	-2407	3745	-1639	9410	4727	2.1
SLV8	-2317	3588	-1639	8979	4727	2.18
SLV9	-13610	3731	1	11988	-16	2.62
SLV10	-13520	3574	2	11556	-16	2.71

**VI02 - VIADOTTO AL KM 340+682**  
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di  
calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	D 09 CL	VI 02 00 002	A	69 di 105

SLV11	-8518	4309	-1	12922	-7	2.06
SLV12	-8427	4152	-1	12490	-7	2.13
SLV13	-7111	3364	-2408	4528	20751	1.53
SLV14	-7020	3207	-2408	4097	20751	1.53
SLV15	-2411	3745	-1639	9410	4727	2.1
SLV16	-2320	3589	-1639	8978	4727	2.18

Si riporta la verifica per la condizione più gravosa identificata nella combinazione SLV5.



Passo Momenti Mx, My griglia = 4158 kNm

Legenda		N [kN]		Mx [kNm]		My [kNm]		Visualizza	
<span style="color: green;">•</span>	Punti calc. dom.	<input type="text"/>	N*Punti Dominio	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Punti calcolati dom.
<span style="color: blue;">—</span>	Wireframe dom.	<input type="text"/>	40	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Griglia
<span style="color: black;">—</span>	Assi rifer. dom.	Scala grafico e passo griglia							
<span style="color: black;">•</span>	Sforzi assegnati	Passo M(kNm) <input type="text" value="4158.2"/>							
<span style="color: red;">•</span>	Sforzi ultimi	<input type="checkbox"/> Sforzi dati e di frontiera <input type="checkbox"/> Numerazione punti							

**VI02 - VIADOTTO AL KM 340+682**  
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di  
 calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	D 09 CL	VI 02 00 002	A	70 di 105

### 10.2.1 Verifiche a taglio

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

- DIREZIONE TRASVERSALE (Y)

La sezione resistente è costituita dalla controsoletta, si prevede una armatura resistente a taglio costituita da 2  $\phi 18$  passo 150 mm.

#### Azioni di taglio

$$A_{ed} = 6032 \times 0.50 = 3016 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 3016 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = -1834 \text{ KN} \quad \text{sforzo normale}$$

$$b_w = 0.400 \text{ m} \quad \text{larghezza (6.16)}$$

$$h = 3.150 \text{ m} \quad \text{altezza totale}$$

$$c = 0.060 \text{ m} \quad \text{copriferro}$$

$$d = 3.090 \text{ m} \quad \text{altezza utile}$$

$$A_c = 3.279 \text{ mq} \quad \text{area}$$

#### Resistenza delle staffe:

$$\phi_w = 18 \text{ mm} \quad \text{diametro staffa}$$

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

$$A_{sw} = 5.09 \text{ cmq}$$

$$z = 2.87 \text{ m} \quad = 0.9 \cdot d$$

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

$$\rho_w = 1.13 \% \quad = A_{sw} / (s \cdot b_w \cdot \sin \alpha) \cdot 100 \geq$$

$$s = 0.15 \text{ m} \quad = \text{passo staffe} \leq$$

$$\theta = 45.0^\circ$$

$$V_{Rd,s} = 3812 \text{ kN} \quad = A_{sw} / s \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta$$

#### Resistenza del puntone compresso:

$$v = 0.528 \quad = 0.6 \cdot (1 - f_{ck} / 250) \text{ (from EN 6.6N)}$$

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

$$\alpha_{cw} = 1.00$$

$$V_{Rd,max} = 3866 \text{ kN} \quad = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta)$$

$$\gamma_{Bd1} = 1.25 \quad \text{coefficiente di sicurezza (EN1998-2-5.6.2.b)}$$

$$V_{Rd} = 3049 \text{ kN} \quad = \min(V_{Rd,s}; V_{Rd,max})$$

$$V_{Ed} = 2408 \quad \text{minore o uguale di} \quad V_{Rd} = 3049 \quad \text{verifica soddisfatta}$$

**VI02 - VIADOTTO AL KM 340+682**  
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di  
 calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	D 09 CL	VI 02 00 002	A	71 di 105

- DIREZIONE VERTICALE (Z)

La sezione resistente è costituita dalle due travi rettangolari laterali, si prevede una armatura resistente a taglio costituita da 2  $\phi 18$  passo 150 mm.

**Azioni di taglio**

$$A_{ed} = 4575 \times 0.50 = 2287 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 2287 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = -798 \text{ kN} \quad \text{sforzo normale}$$

$$b_w = 0.400 \text{ m} \quad \text{larghezza (6.16)}$$

$$h = 3.100 \text{ m} \quad \text{altezza totale}$$

$$c = 0.060 \text{ m} \quad \text{copriferro}$$

$$d = 3.040 \text{ m} \quad \text{altezza utile}$$

$$A_c = 3.215 \text{ m}^2 \quad \text{area}$$

**Resistenza delle staffe:**

$$\phi_w = 18 \text{ mm} \quad \text{diametro staffa}$$

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

$$A_{sw} = 5.09 \text{ cm}^2$$

$$z = 2.74 \text{ m} \quad = 0.9 \cdot d$$

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

$$\rho_w = 0.85 \% \quad = A_{sw} / (s \cdot b_w \cdot \sin \alpha) \cdot 100 \geq$$

$$s = 0.15 \text{ m} \quad = \text{passo staffe} \leq 2.28 \text{ m} = 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha)$$

$$\theta = 45.0^\circ$$

$$\tan \theta = 1.00$$

$$\cot \theta = 1.00$$

$$\rho_{w,max} = 3.32 = A_{sw,max} \cdot f_{yd} / (b_w \cdot s) \leq 1/2 \cdot \alpha_{cw} \cdot v \cdot f_{cd} = 4.49 \quad \text{verifica soddisfatta}$$

$$V_{Rd,s} = 3632 \text{ kN} = A_{sw} / s \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta$$

**Resistenza del puntone compresso:**

$$v = 0.528 = 0.6 \cdot (1 - f_{ck} / 250) \text{ (from EN 6.6N)}$$

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

$$\alpha_{cw} = 1.00$$

$$V_{Rd,max} = 4912 \text{ kN} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta)$$

$$\gamma_{Bd1} = 1.25 \quad \text{coefficiente di sicurezza (EN1998-2-5.6.2.b)}$$

$$V_{Rd} = 2906 \text{ kN} = \min(V_{Rd,s}; V_{Rd,max})$$

$$V_{Ed} = 2287$$

minore o uguale di

$$V_{Rd} = 2906 \quad \text{verifica soddisfatta}$$

## 11 VERIFICA DEGLI ANGOLARI METALLICI DI RINFORZO DELLE PILE

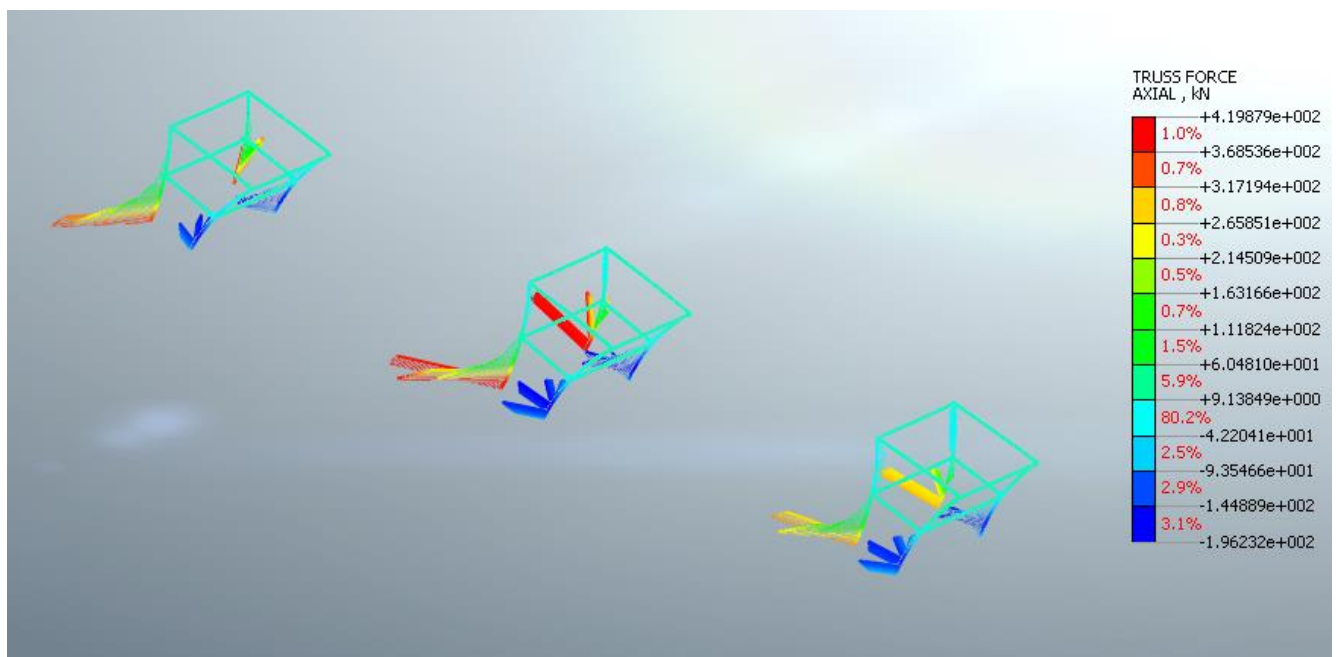
Ai quattro vertici della sezione delle pile sono posti degli angolari metallici con profilo ad ELLE a lati uguali di dimensioni 250x250x20 mm. Tali elementi si attivano principalmente in presenza di azioni orizzontali, funzionando come delle bielle tese o compresse e contribuendo alla resistenza flessionale della pila.

Si riportano le caratteristiche principali dell'elemento strutturale oggetto di verifica:

Acciaio	S355
f <sub>yd</sub> (Mpa)	338
Area (mm <sup>2</sup> )	100 E2
N <sub>Rd</sub> (KN)	3380

L'elemento nel modello di calcolo è stato schematizzato come una biella elasto-plastica, il cui limite di elasticità è il valore di snervamento suindicato (N<sub>Rd</sub>). È esclusa la possibilità di instabilità in quanto ricoperto dalla camicia in cls, pertanto è garantito il suo funzionamento bidirezionale (trazione/compressione).

Quale verifica dell'elemento si riportano le immagini estrapolate dal modello di calcolo relative alle sollecitazioni massime a cui tali elementi sono sottoposti nelle quattro condizioni sismiche analizzate, come si potrà verificare tali elementi rimangono in campo elastico, pertanto risulta superflua qualsiasi verifica in termini di deformazione (allungamento massimo), nonché qualsiasi verifica per casi di carico non sismici.

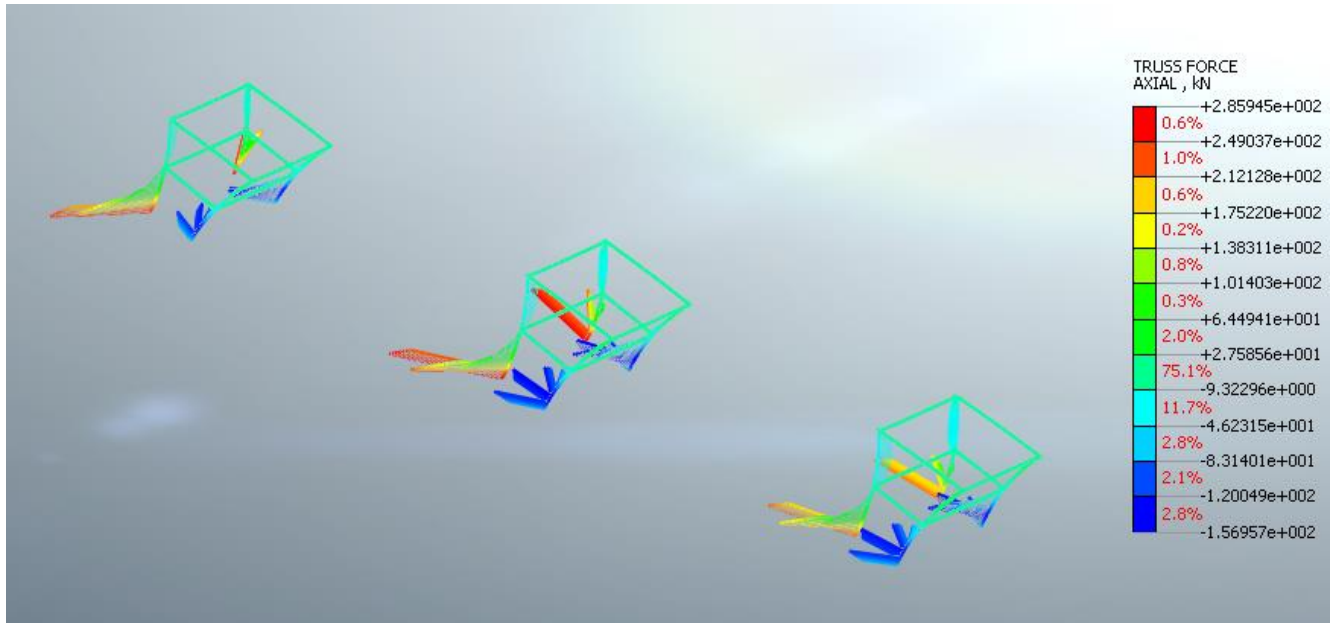


**Figura 46: Analisi sismica FX-GR1 (NEd\_max=420 kN)**

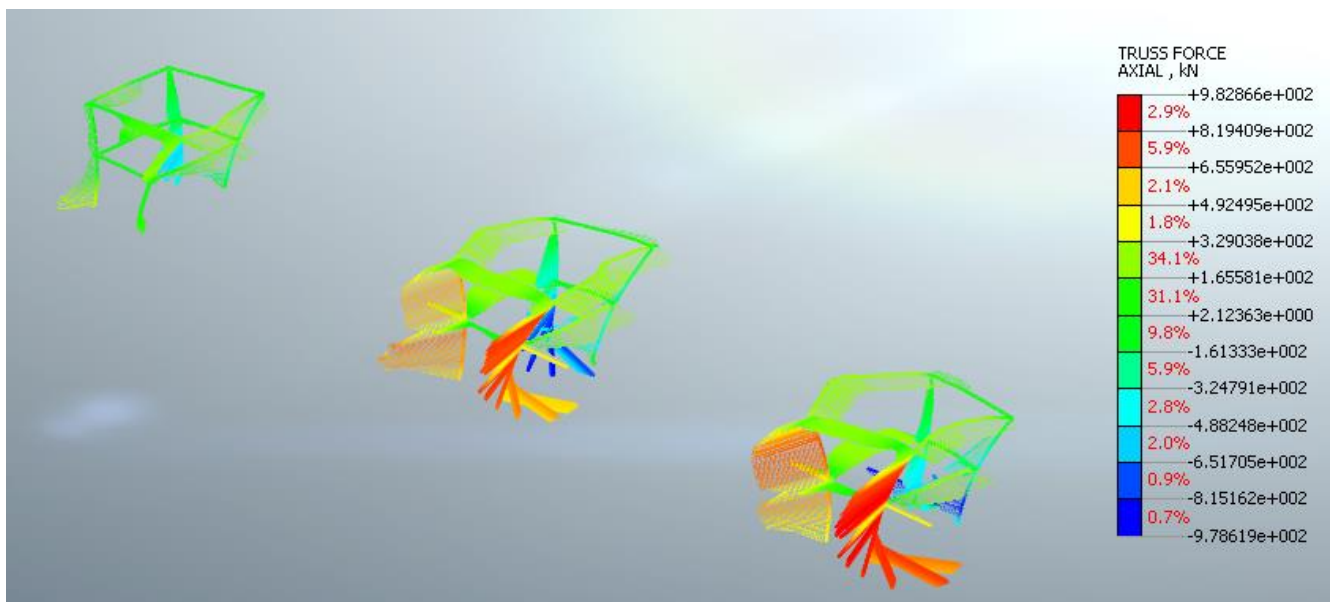


**VI02 - VIADOTTO AL KM 340+682**  
Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	D 09 CL	VI 02 00 002	A	73 di 105



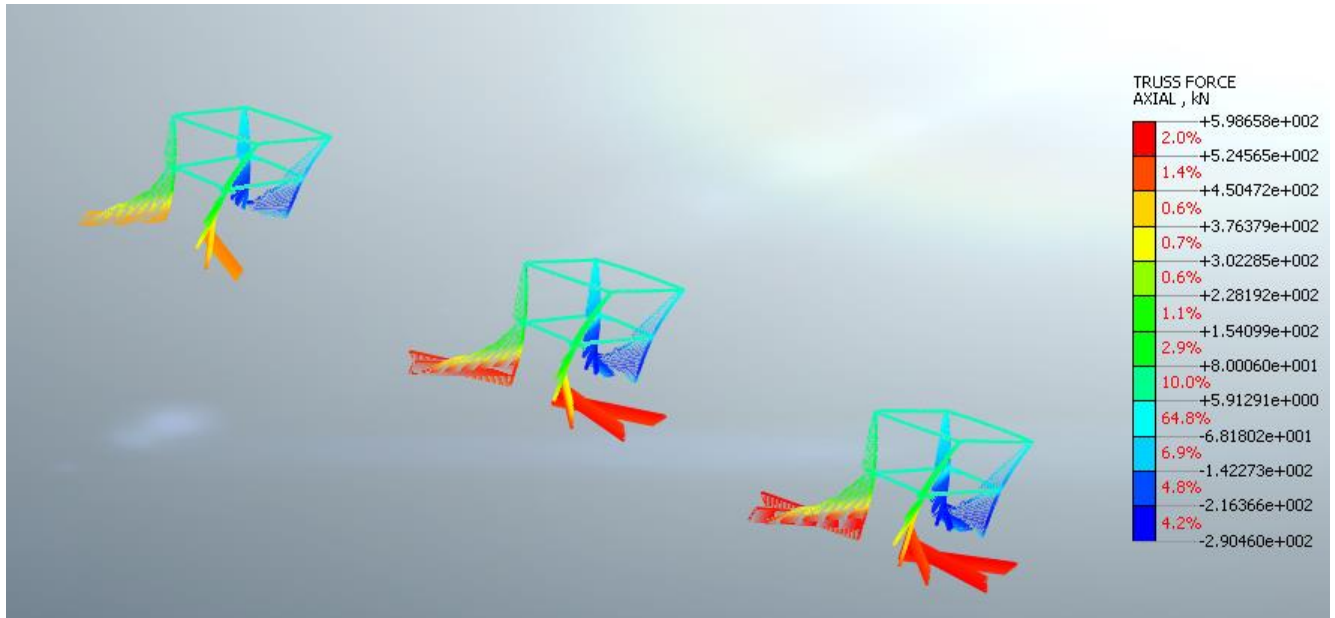
**Figura 47: Analisi sismica FX-GR2 (NEd\_max=286 kN)**



**Figura 48: Analisi sismica FY-GR1 (NEd\_max=986 kN)**

**VI02 - VIADOTTO AL KM 340+682**  
Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	D 09 CL	VI 02 00 002	A	74 di 105



**Figura 49: Analisi sismica FY-GR2 (NEd\_max=598 kN)**

**VI02 - VIADOTTO AL KM 340+682**  
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di  
 calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	D 09 CL	VI 02 00 002	A	75 di 105

## 12 VERIFICA DEGLI INTERVENTI IN FONDAZIONE

### 12.1 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

#### 12.1.1 Unità geotecniche

- **Unità 1:** Depositi eluvio-colluviali di natura sabbioso-limosa e Sabbie limose argillose – limi sabbiosi argillosi, di colore giallastro, localmente quarzose, con intercalazioni di areniti-biocalcareni. Lo spessore di tale unità risulta di circa 16 m da p.c.;
- **Unità 2:** Argille limose sabbiose e/o limi sabbiosi argillosi grigio-azzurre, intercettate a partire dalla profondità di circa 16 m da p.c..

#### 12.1.2 Falda

Il livello di falda assunto in questa sede è stato definito principalmente sulla base delle misure in fase di monitoraggio dei piezometri installati nei fori di sondaggio. E' stato attrezzato il sondaggio S5.

	S5
LIVELLO FALDA	-15.0 m (+205.1 m s.l.m.)

#### 12.1.3 Parametri geotecnici di calcolo

Nelle tabelle che seguono si sintetizzano gli schemi stratigrafici ed i parametri geotecnici caratteristici delle unità individuate.

Parametri	Unità 1	Unità 2
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	19.5	19
$\varphi'$ (°)	25-29	30-34
$c'$ (kPa)	5-20	5-20
$C_u$ (kPa)	190	170
$E_{op}$ (MPa)	40	60
$E_u$ (MPa)	80	80
$k$ (m/s)	4.40E-08	4.00E-07

**VI02 - VIADOTTO AL KM 340+682**  
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di  
 calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	D 09 CL	VI 02 00 002	A	76 di 105

## 12.2 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, combinate considerando l'approccio A1.

	G1	G2	Treno 1C	Treno 2C	Frenatura	Serpeggio	Vento	Ced. inf.	Ced. sup.
SLU1	1.35	1.5	1.45	0	1.45	1.45	0.9	0	1.2
SLU2	1.35	1.5	0	1.45	1.45	1.45	0.9	0	1.2
SLU3	1.35	1.5	1.16	0	1.16	1.16	1.5	0	1.2
SLU4	1.35	1.5	0	1.16	1.16	1.16	1.5	0	1.2
SLU5	1.35	1.5	1.45	0	1.45	1.45	0.9	1.2	0
SLU6	1.35	1.5	0	1.45	1.45	1.45	0.9	1.2	0
SLU7	1.35	1.5	1.16	0	1.16	1.16	1.5	1.2	0
SLU8	1.35	1.5	0	1.16	1.16	1.16	1.5	1.2	0
SLU9	1.35	1.5	0	0	0	0	0	1.2	0
SLU10	1.35	1.5	0	0	0	0	0	0	1.2
SLU11	1	1	1.45	0	1.45	1.45	0.9	0	1.2
SLU12	1	1	0	1.45	1.45	1.45	0.9	0	1.2
SLU13	1	1	1.16	0	1.16	1.16	1.5	0	1.2
SLU14	1	1	0	1.16	1.16	1.16	1.5	0	1.2
SLU15	1	1	1.45	0	1.45	1.45	0.9	1.2	0
SLU16	1	1	0	1.45	1.45	1.45	0.9	1.2	0
SLU17	1	1	1.16	0	1.16	1.16	1.5	1.2	0
SLU18	1	1	0	1.16	1.16	1.16	1.5	1.2	0
SLU19	1	1	0	0	0	0	0	1.2	0
SLU20	1	1	0	0	0	0	0	0	1.2

**VI02 - VIADOTTO AL KM 340+682**  
 Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di  
 calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	D 09 CL	VI 02 00 002	A	77 di 105

	Treno 1C	Treno 2C	Frenatura	Serpeggio	FX gr1	FX gr2	FY gr1	FY gr2	SLV Z
SLV1	0.2	0	0.2	0.2	1	0	0	0	0.3
SLV2	0.2	0	0.2	0.2	1	0	0	0	-0.3
SLV3	0.2	0	0.2	0.2	0	1	0	0	0.3
SLV4	0.2	0	0.2	0.2	0	1	0	0	-0.3
SLV5	0.2	0	0.2	0.2	0	0	1	0	0.3
SLV6	0.2	0	0.2	0.2	0	0	1	0	-0.3
SLV7	0.2	0	0.2	0.2	0	0	0	1	0.3
SLV8	0.2	0	0.2	0.2	0	0	0	1	-0.3
SLV9	0	0.2	0.2	0.2	1	0	0	0	0.3
SLV10	0	0.2	0.2	0.2	1	0	0	0	-0.3
SLV11	0	0.2	0.2	0.2	0	1	0	0	0.3
SLV12	0	0.2	0.2	0.2	0	1	0	0	-0.3
SLV13	0	0.2	0.2	0.2	0	0	1	0	0.3
SLV14	0	0.2	0.2	0.2	0	0	1	0	-0.3
SLV15	0	0.2	0.2	0.2	0	0	0	1	0.3
SLV16	0	0.2	0.2	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 <sup>(1)</sup>	A1	A2
Azioni permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Ballast <sup>(3)</sup>	favorevoli	$\gamma_B$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico <sup>(4)</sup>	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25
Azioni variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Precompressione	favorevole	$\gamma_P$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 <sup>(5)</sup>	1,00 <sup>(6)</sup>	1,00
Ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente	favorevole	$\gamma_{Ce}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole	d	1,20	1,20	1,00

### 12.3 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 della fondazione, in corrispondenza della pila più alta del viadotto.

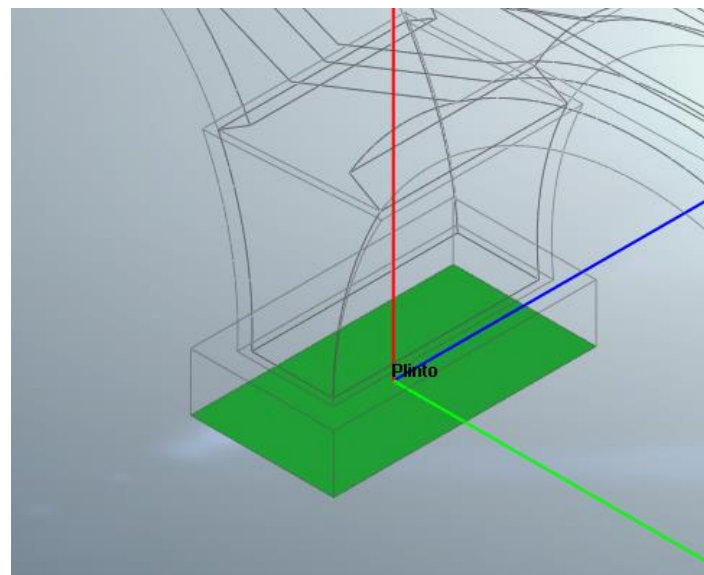


Figura 50: Sezione di integrazione delle forze nodali a base plinto (Assi di riferimento: rosso=z, verde=x, blu=y)

Nella tabella seguente si riportano le azioni elementari da modello:

azioni elementari	N	Vx	Vy	My	Mx	T
G1 postoperam	-4484	52	0	350	39	0
G2	-231	4	0	14	2	0
Cedimento inf.	-460	0	-830	-3	-1822	-1
Cedimento sup.	-936	454	0	337	9	4
T1	-936	454	0	337	9	4
Frenatura	0	33	0	148	0	0
Centrifuga	0	0	0	0	0	0
T2	-1840	42	0	128	16	0
Serpeggio	0	0	74	0	-914	-18
Vento	-11	0	210	0	-1864	5
FX GR1	-15542	7276	-2	28808	237	-41
FX GR2	-15974	5365	2	17026	157	49
FY GR1	-15871	-471	9014	-1638	-83312	3731
FY GR2	-16099	19	7056	-10	-56324	522
SLV Z	-1194	8	0	32	11	0
G1 anteoperam	-11603	55	0	80	105	1

**VI02 - VIADOTTO AL KM 340+682**  
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di  
 calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	D 09 CL	VI 02 00 002	A	79 di 105

Si riportano quindi le azioni (da modello) combinate:

Comb	N	Vx	Vy	My	Mx	T
	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
_SLV1	-16087.5	7375.867	12.72779	28914.45	59.53868	-44.0537
_SLV2	-15371	7371.101	12.71703	28895.29	53.15023	-44.1163
_SLV3	-16519.5	5464.767	16.55989	17132.65	-21.2371	46.70528
_SLV4	-15803	5460.001	16.54913	17113.49	-27.6256	46.64265
_SLV5	-16416.5	-371.613	9028.743	-1531.29	-83490	3727.913
_SLV6	-15700	-376.379	9028.732	-1550.45	-83496.4	3727.851
_SLV7	-16644.5	118.9053	7070.943	96.8906	-56501.6	519.4333
_SLV8	-15928	114.1386	7070.932	77.72703	-56508	519.3707
_SLV9	-16268.4	7293.366	12.73581	28872.74	60.93479	-44.8588
_SLV10	-15551.9	7288.599	12.72504	28853.57	54.54634	-44.9214
_SLV11	-16700.4	5382.266	16.56791	17090.94	-19.841	45.9002
_SLV12	-15983.9	5377.499	16.55714	17071.77	-26.2295	45.83757
_SLV13	-16597.4	-454.114	9028.751	-1573	-83488.6	3727.108
_SLV14	-15880.9	-458.881	9028.74	-1592.17	-83495	3727.046
_SLV15	-16825.4	36.40391	7070.951	55.1714	-56500.2	518.6282
_SLV16	-16108.9	31.63718	7070.94	36.00783	-56506.6	518.5656

Comb	N	Vx	Vy	My	Mx	T
	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
_SLU1	-24555.1	1402.977	297.1855	1707.663	-2782.05	-7.73271
_SLU2	-25866.3	804.8423	297.2436	1405.199	-2771.92	-13.5695
_SLU3	-24290.4	1261.69	401.8453	1567.028	-3638.18	-0.47964
_SLU4	-25339.4	783.1823	401.8918	1325.057	-3630.08	-4.63399
_SLU5	-23984.2	857.7196	-698.455	1300.395	-4979.91	-13.258
_SLU6	-25295.4	259.5845	-698.397	997.9312	-4969.79	-19.0948
_SLU7	-23719.5	716.4326	-593.796	1159.761	-5836.05	-5.7268
_SLU8	-24768.5	237.9245	-593.749	917.7891	-5827.95	-10.9148
_SLU9	-22616.1	150.864	-995.288	598.3215	-1990.12	2.181966
_SLU10	-23187	696.1218	0.353283	1005.589	207.7521	7.707282
_SLU11	-18809.1	1363.276	297.1003	1550.103	-2833.31	-7.96457
_SLU12	-20120.3	765.1407	297.1584	1247.639	-2823.19	-14.3165
_SLU13	-18544.4	1221.989	401.76	1409.469	-3689.44	-1.2266
_SLU14	-19593.4	743.4807	401.8065	1167.497	-3681.34	-5.6179
_SLU15	-18238.2	818.018	-698.541	1142.836	-5031.18	-14.7656
_SLU16	-19549.4	219.8829	-698.483	840.3719	-5021.06	-20.6024
_SLU17	-17973.5	676.731	-593.881	1002.201	-5887.31	-7.51255
_SLU18	-19022.5	198.2229	-593.834	760.2298	-5879.21	-12.182
_SLU19	-16870.2	111.1624	-995.373	440.7622	-2041.38	0.571351
_SLU20	-17441.1	656.4202	0.268022	848.0296	156.4887	6.096667



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

**VI02 - VIADOTTO AL KM 340+682**  
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di  
calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	D 09 CL	VI 02 00 002	A	80 di 105

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

- Peso proprio del plinto esistente (stimato pari a 15980 kN), del nuovo cordolo di allargamento (stimato pari a 12090 kN) e del rinterro (stimato pari a 10155 kN);
- Inerzia del plinto esistente, del nuovo cordolo di allargamento e del rinterro (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 3.4 m;
- Momento generato dalle forze di inerzia.

Il valore dell'accelerazione impiegato per il calcolo delle forze di inerzia è  $a_{\max} = a_g S = 0.216g$ .

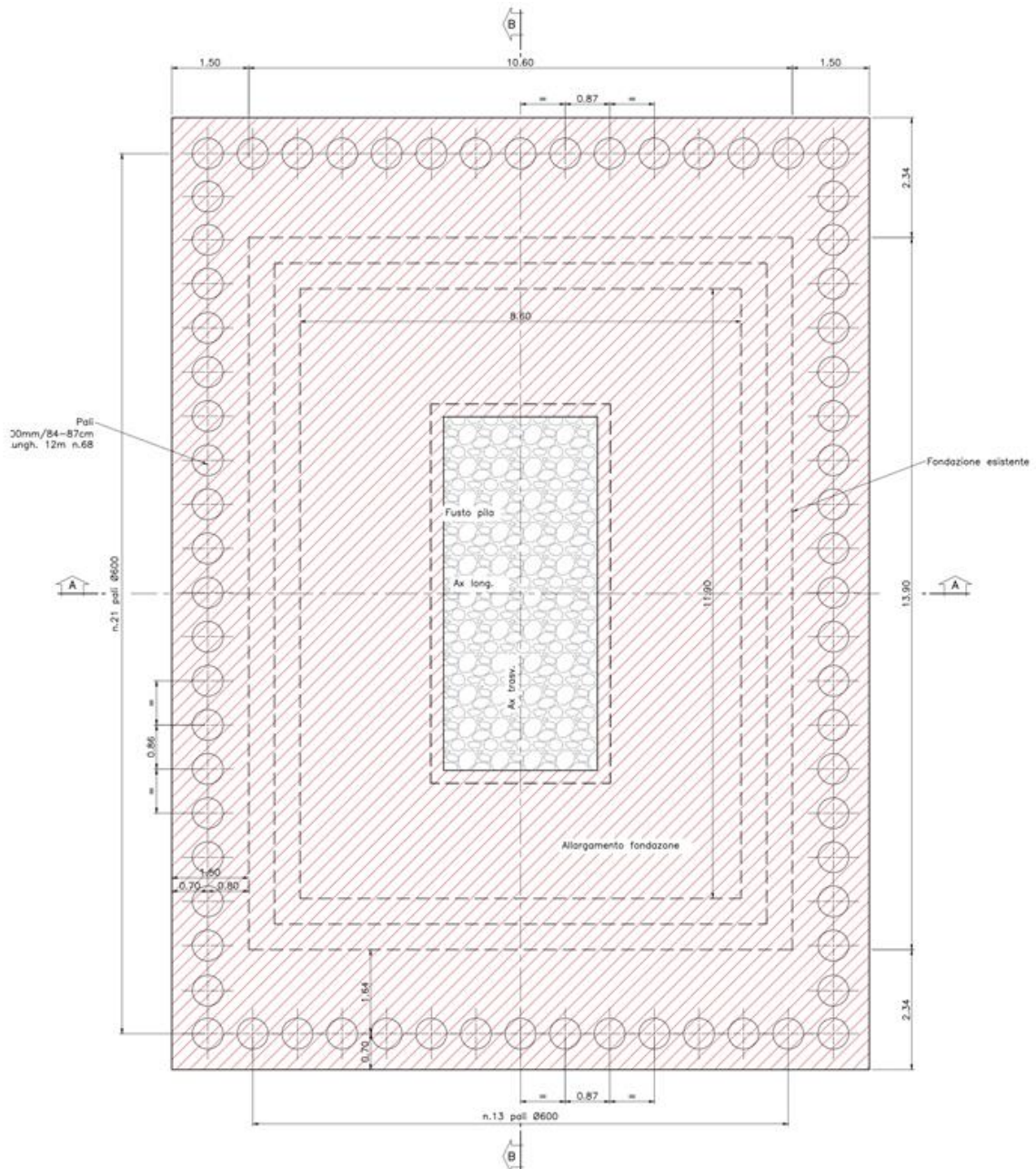
## 12.4 VERIFICHE

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 circa 86cm e lunghezza 12m.

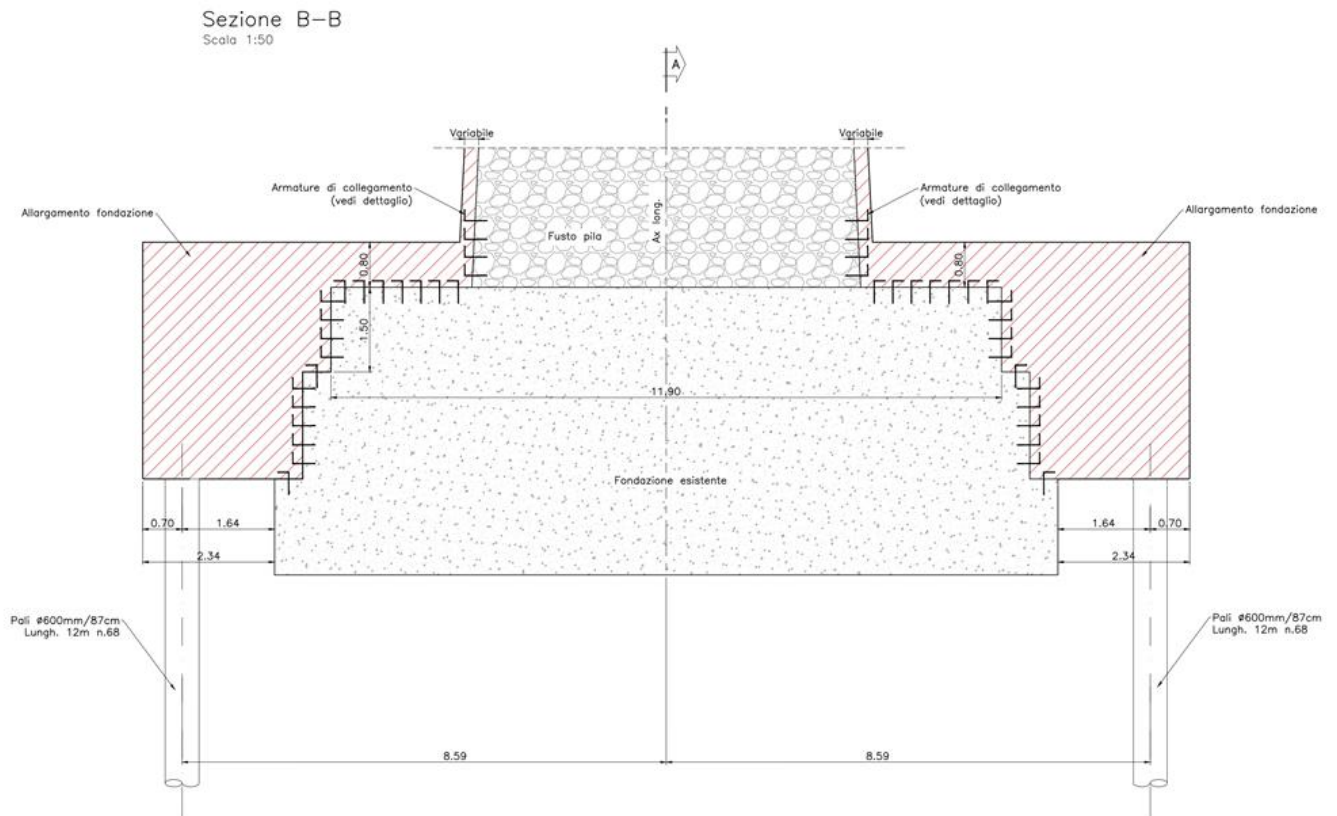


**VI02 - VIADOTTO AL KM 340+682**  
Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	D 09 CL	VI 02 00 002	A	81 di 105



**Figura 51: pianta intervento**



**Figura 52: 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>
fcd = 14.2 Mpa	f <sub>yd</sub> = 391 MPa
ε <sub>cu</sub> = 0.35%	ε <sub>su</sub> 5%

**VI02 - VIADOTTO AL KM 340+682**  
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di  
 calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	D 09 CL	VI 02 00 002	A	83 di 105

#### 12.4.1 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 da quella per carichi verticali.

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

Al pozzo sono stati assegnati, oltre ai carichi orizzontali dovuti al sisma (comprensivi delle inerzie di fondazione esistente, nuovo cordolo di allargamento e rinterro), anche i carichi presenti pre-intervento dopo aver "svuotato" il viadotto; 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, spiccato pila) sono le seguenti:

Pozzo	N	Vx	Vy	My	Mx	T
	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
_SLV1	-11603.00	7431.34	12.88	79.90	104.93	1.06
_SLV2	-11603.00	7426.57	12.86	79.90	104.93	1.06
_SLV3	-11603.00	5520.24	16.71	79.90	104.93	1.06
_SLV4	-11603.00	5515.47	16.70	79.90	104.93	1.06
_SLV5	-11603.00	-316.14	9028.89	79.90	104.93	1.06
_SLV6	-11603.00	-320.91	9028.88	79.90	104.93	1.06
_SLV7	-11603.00	174.38	7071.09	79.90	104.93	1.06
_SLV8	-11603.00	169.61	7071.08	79.90	104.93	1.06
_SLV9	-11603.00	7348.84	12.88	79.90	104.93	1.06
_SLV10	-11603.00	7344.07	12.87	79.90	104.93	1.06
_SLV11	-11603.00	5437.74	16.72	79.90	104.93	1.06
_SLV12	-11603.00	5432.97	16.71	79.90	104.93	1.06
_SLV13	-11603.00	-398.64	9028.90	79.90	104.93	1.06
_SLV14	-11603.00	-403.41	9028.89	79.90	104.93	1.06
_SLV15	-11603.00	91.88	7071.10	79.90	104.93	1.06
_SLV16	-11603.00	87.11	7071.09	79.90	104.93	1.06

**VI02 - VIADOTTO AL KM 340+682**  
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di  
 calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	D 09 CL	VI 02 00 002	A	84 di 105

Pozzo	N	Vx	Vy	My	Mx	T
	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
_SLU1	-15664.05	1402.98	297.19	107.87	141.65	1.43
_SLU2	-15664.05	804.84	297.24	107.87	141.65	1.43
_SLU3	-15664.05	1261.69	401.85	107.87	141.65	1.43
_SLU4	-15664.05	783.18	401.89	107.87	141.65	1.43
_SLU5	-15664.05	857.72	-698.46	107.87	141.65	1.43
_SLU6	-15664.05	259.58	-698.40	107.87	141.65	1.43
_SLU7	-15664.05	716.43	-593.80	107.87	141.65	1.43
_SLU8	-15664.05	237.92	-593.75	107.87	141.65	1.43
_SLU9	-15664.05	150.86	-995.29	107.87	141.65	1.43
_SLU10	-15664.05	696.12	0.35	107.87	141.65	1.43
_SLU11	-15664.05	1382.69	297.15	107.87	141.65	1.43
_SLU12	-15664.05	784.56	297.21	107.87	141.65	1.43
_SLU13	-15664.05	1241.40	401.81	107.87	141.65	1.43
_SLU14	-15664.05	762.90	401.86	107.87	141.65	1.43
_SLU15	-15664.05	837.43	-698.49	107.87	141.65	1.43
_SLU16	-15664.05	239.30	-698.43	107.87	141.65	1.43
_SLU17	-15664.05	696.15	-593.83	107.87	141.65	1.43
_SLU18	-15664.05	217.64	-593.78	107.87	141.65	1.43
_SLU19	-15664.05	130.58	-995.32	107.87	141.65	1.43
_SLU20	-15664.05	675.84	0.32	107.87	141.65	1.43

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	-4484.50	7320.39	12.58	28834.55	-45.39	-45.12
_SLV2	-3768.04	7315.63	12.57	28815.39	-51.78	-45.18
_SLV3	-4916.50	5409.29	16.41	17052.75	-126.16	45.64
_SLV4	-4200.04	5404.53	16.40	17033.59	-132.55	45.58
_SLV5	-4813.50	-427.09	9028.59	-1611.19	-83594.90	3726.85
_SLV6	-4097.04	-431.85	9028.58	-1630.35	-83601.29	3726.79
_SLV7	-5041.50	63.43	7070.79	16.99	-56606.50	518.37
_SLV8	-4325.04	58.66	7070.78	-2.17	-56612.89	518.31
_SLV9	-4665.36	7237.89	12.59	28792.83	-43.99	-45.92
_SLV10	-3948.90	7233.13	12.58	28773.67	-50.38	-45.98
_SLV11	-5097.36	5326.79	16.42	17011.03	-124.77	44.84
_SLV12	-4380.90	5322.03	16.41	16991.87	-131.16	44.77
_SLV13	-4994.36	-509.59	9028.60	-1652.91	-83593.50	3726.05
_SLV14	-4277.90	-514.35	9028.59	-1672.07	-83599.89	3725.98
_SLV15	-5222.36	-19.07	7070.80	-24.73	-56605.10	517.57
_SLV16	-4505.90	-23.84	7070.79	-43.89	-56611.49	517.50

Palificata	N	Vx	Vy	My	Mx	T
	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
_SLU1	-8891.01	1328.09	296.99	1599.80	-2923.70	-9.17
_SLU2	-10202.25	729.95	297.04	1297.33	-2913.57	-15.00
_SLU3	-8626.35	1186.80	401.65	1459.16	-3779.83	-1.91
_SLU4	-9675.34	708.29	401.69	1217.19	-3771.73	-6.07
_SLU5	-8320.11	782.83	-698.66	1192.53	-5121.56	-14.69
_SLU6	-9631.35	184.69	-698.60	890.06	-5111.44	-20.53
_SLU7	-8055.45	641.54	-594.00	1051.89	-5977.70	-7.16
_SLU8	-9104.44	163.03	-593.95	809.92	-5969.60	-12.35
_SLU9	-6952.10	75.97	-995.49	490.45	-2131.77	0.75
_SLU10	-7523.00	621.23	0.15	897.72	66.10	6.27
_SLU11	-7206.11	1307.80	296.95	1470.20	-2938.24	-9.03
_SLU12	-8517.34	709.67	297.01	1167.74	-2928.11	-15.38
_SLU13	-6941.44	1166.51	401.61	1329.57	-3794.37	-2.29
_SLU14	-7990.43	688.01	401.66	1087.60	-3786.27	-6.68
_SLU15	-6635.21	762.54	-698.69	1062.93	-5136.10	-15.83
_SLU16	-7946.44	164.41	-698.63	760.47	-5125.98	-21.67
_SLU17	-6370.54	621.26	-594.03	922.30	-5992.24	-8.58
_SLU18	-7419.53	142.75	-593.98	680.33	-5984.14	-13.24
_SLU19	-5267.19	55.69	-995.52	360.86	-2146.31	-0.49
_SLU20	-5838.09	600.95	0.12	768.13	51.56	5.03

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  $\gamma_r$ .

Il coefficiente  $\gamma_r$  da applicare alle resistenze caratteristiche vale:

**Tab. 6.4.I** – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

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

**VI02 - VIADOTTO AL KM 340+682**  
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di  
 calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	D 09 CL	VI 02 00 002	A	86 di 105

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  $\gamma_R$  da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi (R3)	Pali trivellati (R3)	Pali ad elica continua (R3)
	$\gamma_R$	(R3)	(R3)	(R3)
Base	$\gamma_b$	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	$\gamma$	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	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  $\xi$  riportati nella seguente tabella, in funzione del numero  $n$  di verticali di indagine.

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

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	$\geq 10$
$\xi_3$	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
$\xi_4$	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.

**VI02 - VIADOTTO AL KM 340+682**  
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di  
calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

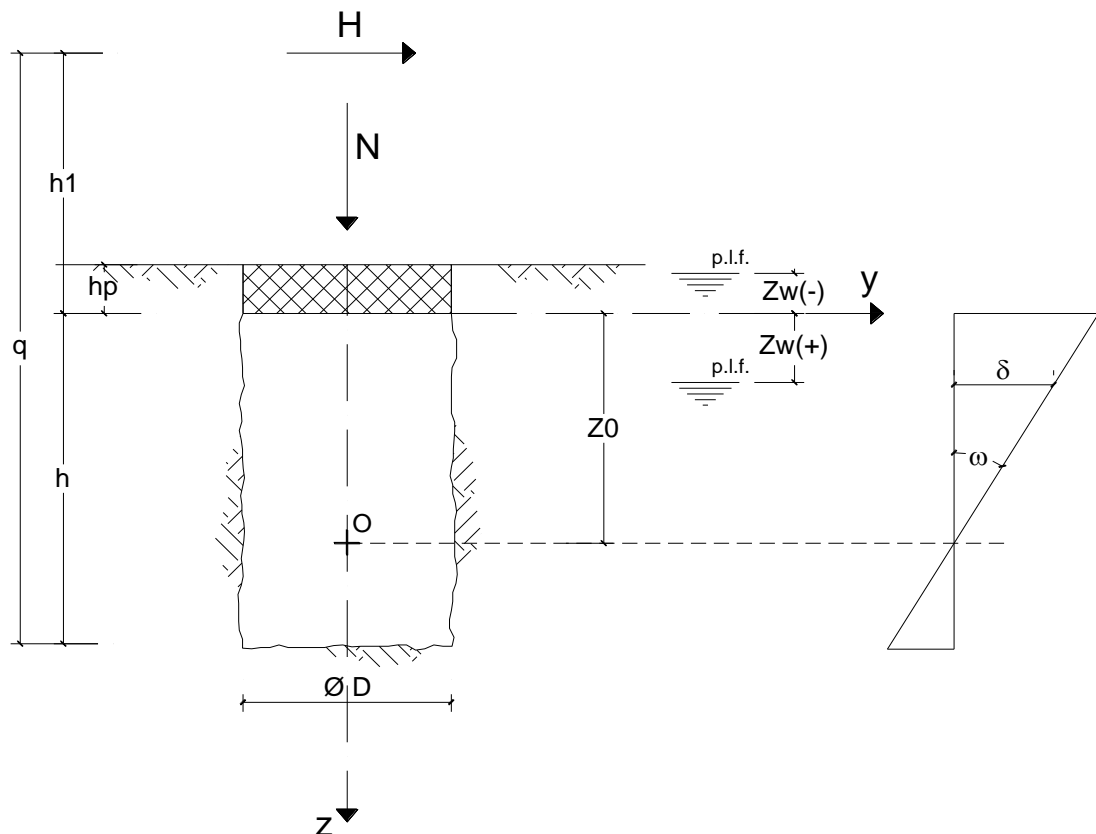
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	D 09 CL	VI 02 00 002	A	87 di 105

### Verifica del pozzo

Sulla base delle ipotesi esposte e delle combinazioni riportate, risulta evidente come la combinazione più sfavorevole per la verifica geotecnica del pozzo sia quella sismica con taglio risultante maggiore. Il taglio risultante è definito come la somma vettoriale di  $V_x$  e  $V_y$ .

### CALCOLO DEI POZZI DI FONDAZIONE (Metodo di Jamiolkowski)

**OPERA: VI-340+688**



**VI02 - VIADOTTO AL KM 340+682**  
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di  
calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	D 09 CL	VI 02 00 002	A	88 di 105

### TRATTAZIONE TEORICA

#### Formule utilizzate nei calcoli:

$$z_0 = (\beta Dh^2 (4q-h) + 6WD) / (2 \beta Dh(3q-h)) \quad \beta = k_h / k_v$$

$$\text{tg } \omega = 6H / Rm_h h$$

$$R = (\beta Dh^3 + 18DW) / (2 \beta (3q - h))$$

$$\sigma_h(z) = (6H / Rh)z(z_0 - z) \quad (\sigma_h(z))_{\text{max}} \text{ per } z = z_0/2$$

$$\sigma_{z_{\text{max}}(\text{min})} = Nt / A \pm (3DH) / (\beta R)$$

$$M(z) = (h_t + z(1 - ((Dz^2)/(2Rh))(2z_0 - z)))$$

$$\delta_h = (z_0 - z) \text{tg } \omega$$

#### Verifica della condizione di fondazione infinitamente rigida:

$$2,5 / h > ((m_h * D) / (Ep * Jp))^{1/5} \quad (\text{Silin e Zavrijev})$$

### DATI DI INPUT:

#### Caratteristiche geometriche del pozzo

D = diametro del pozzo di fondazione = 15.17 (m) *equivalenza su inerzia*

hp = spessore del plinto di fondazione = 3.40 (m) ← IN QUESTO FOGLIO IL PESO DEL PLINTO E' STATO POSTO A ZERO  
IN QUANTO AGGIUNTO IN N, QUESTA CELLA SERVE QUINDI SOLAME  
A DEFINIRE LA QUOTA DELLO SPICCATO, IN CORRISPONDENZA  
DELLA QUALE SONO PRESE LE SOLLECITAZIONI

h = profondità del pozzo di fondazione = 12.00 (m)

Ab = Area di base ( $\pi D^2/4$ ) = 180.74 (m<sup>2</sup>)

Jp = Momento di inerzia ( $\pi D^4/64$ ) = 2599.63 (m<sup>4</sup>)

Wp = Modulo di resistenza ( $\pi D^3/32$ ) = 342.73 (m<sup>3</sup>)

Ep = Modulo di elasticità del pozzo = 15000.00 (MPa)



**VI02 - VIADOTTO AL KM 340+682**  
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di  
 calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	D 09 CL	VI 02 00 002	A	89 di 105

**coefficienti parziali**

Metodo di calcolo		azioni		proprietà del terreno		
		permanenti	temporanee variabili	tan $\phi'$	c'	c <sub>u</sub>
Stato limite ultimo	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.25	1.25	1.40
Tensioni ammissibili	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dall'utente	<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

**Parametri geotecnici**
**Terreno al contorno del fusto**

condizioni  drenate  non drenate

		Valori caratteristici	Valori di progetto
peso specifico del terreno	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	19.50	19.50
resistenza al taglio non drenata	c <sub>u</sub> (kPa)	190.00	190.00

**Terreno di base**

condizioni  drenate  non drenate

		Valori caratteristici	Valori di progetto
peso specifico del terreno	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	19.00	19.00
resistenza al taglio non drenata	c <sub>u</sub> (kPa)	170.00	170.00

**profondità della falda**

z<sub>w</sub> = profondità della falda = 9.15 (m)

**coefficienti di reazione**

m<sub>h</sub> = modulo di reazione orizzontale = 230.7 (kN/m<sup>4</sup>) *pari ad nh/D (Matlock e Reese). Con nh=3500 kN/m<sup>3</sup>*  
 k<sub>h</sub> = coefficiente di reazione orizzontale alla base = 2768.62 (kN/m<sup>3</sup>)  
 k<sub>v</sub> = coefficiente di reazione verticale = 2307.19 (kN/m<sup>3</sup>)  
 $\beta$  = rapporto tra le cost. di reazione = 1.20 (-)

**Verifica della condizione di fondazione infinitamente rigida**

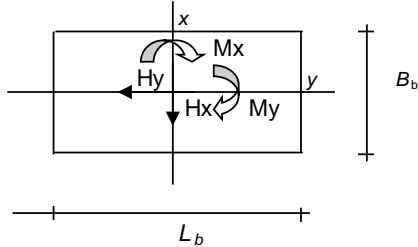
$2.5 / h > ((m_h * D) / (E_{pozzo} * J))^{1/5}$  (Silin e Zavrjiev)  
 2.5 / h = 0.21 (-)  
 $((m_h * D) / (E_p * J_p))^{1/5} = 0.04 (-)$

condizione di fondazione infinitamente rigida verificata

**VI02 - VIADOTTO AL KM 340+682**  
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di  
calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	D 09 CL	VI 02 00 002	A	90 di 105

**Sollecitazioni massime agenti alla base della pila:**



**AZIONI**

	valori di input		Valori di calcolo	
	permanenti	temporanee		
N [kN]	22704.00	0.00	22704.00	aggiunto peso plinto esistente
Mx [kNm]	104.90	0.00	104.90	
My [kNm]	79.90	0.00	79.90	
Hx [kN]	443.74	0.00	443.74	
Hy [kN]	18188.79	0.00	18188.79	aggiunte inerzie

Le azioni sismiche provenienti dal modello sono state amplificate per 1.1

**Dimensioni in pianta del plinto di fondazione**

$h_p = 3.40$  (m)  
 $A_p = 180.74$  (m)  
 $P_{plinto} = 0.00$  (kN) **Vedi quanto riportato sopra**

**Sollecitazioni massime agenti alla testa del pozzo:**

$N_t = N + P_{plinto} = 22704.00$  (kN)  
 $H_t = (H_x^2 + H_y^2)^{0.5} = 18194.20$  (kN)  
 $M_t = (M_{xx}^2 + M_{yy}^2)^{0.5} = 61942.81$  (kNm)

dove:

$$M_{xx} = M_x + H_y \cdot h_p$$

$$M_{yy} = M_y + H_x \cdot h_p$$

$$e = M_t / N_t \text{ (eccentricità) } = 2.73 \text{ (m) (riferita alla testa del pozzo)}$$

$$h_1 \text{ (quota di applicazione } H_t) = 3.40 \text{ (m)}$$

$$(h_1 = M_t / H_t)$$

$$q \text{ (somma di } h \text{ e di } h_1) = 15.40 \text{ (m)}$$

**VI02 - VIADOTTO AL KM 340+682**  
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di  
 calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	D 09 CL	VI 02 00 002	A	91 di 105

**Profondità del centro di rotazione del pozzo**

$$z_0 = (\beta Dh^2(4q-h) + 6WD) / (2\beta Dh(3q-h)) \quad \beta = k_h / k_v$$

$$z_0 = 10.79 \quad (\text{m})$$

**Rotazione del pozzo**

$$R = (\beta Dh^3 + 18DW) / (2\beta(3q-h))$$

$$R = 1522.83 \quad (-)$$

$$\text{tg } \omega = 6H / Rk_{hh}$$

$$\omega = \text{arctg}(6H / Rm_{hh})$$

$$\omega = 0.02589 \quad (\text{rad})$$

$$\omega = 1.4832 \quad (^\circ)$$

**Profondità alla quale si verifica la massima pressione orizzontale**
 $\sigma_h(z)_{\max}$ 

$$z = z_0/2$$

$$z = 5.39 \quad (\text{m})$$

$$\sigma_h(z)_{\max} = 173.82 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Raggio di Nocciolo della sezione del pozzo**

$$r = D/8$$

$$r = 1.90 \quad (\text{m})$$

**Sollecitazioni lungo il fusto del pozzo**
**Pressioni laterali**

$$\sigma_h(z)_{\text{lim}} = k_p \sigma_v'(z) + 2^*c'(k_p)^{0.5} \quad (\text{tensioni efficaci})$$

$$\sigma_h(z)_{\text{lim}} = \sigma_v(z) + 2^*c_u \quad (\text{tensioni totali})$$

$$k_p = (1 + \sin\phi) / (1 - \sin\phi) = 1.00$$

**Caratteristiche di sollecitazione**

$$N = Nt + A_b^* \gamma_{cls}$$

$$M = H ((h_1 + z(1 - (Dz^2/(2Rh)))*(2z_0 - z)))$$

$$T = H (1 - (Dz^2/(Rh)))*(3z_0 - 2z)$$

$$\sigma_h(z) = ((6H)/(Rh))z(z_0 - z)$$

$$\delta_h = (z_0 - z)^* \text{tg } \omega$$

**VI02 - VIADOTTO AL KM 340+682**  
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di  
calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	D 09 CL	VI 02 00 002	A	92 di 105

z	N	M	T	e	$\sigma_h(z)$	$\sigma_v(z)$	$\sigma_h(z)_{lim}$	$\delta_h$
(m)	(kN)	(kNm)	(kN)	(m)	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(cm)
0	22704.00	61942.81	18194.20	F.N.	0.00	66.30	446.30	27.93
0.40	24149.94	69210.25	18117.92	F.N.	24.82	74.10	454.10	26.90
0.80	25595.89	76417.83	17896.81	F.N.	47.74	81.90	461.90	25.86
1.20	27041.83	83509.94	17542.47	F.N.	68.74	89.70	469.70	24.83
1.60	28487.77	90435.59	17066.50	F.N.	87.82	97.50	477.50	23.79
2.00	29933.71	97148.47	16480.50	F.N.	105.00	105.30	485.30	22.76
2.40	31379.66	103606.87	15796.07	F.N.	120.27	113.10	493.10	21.72
2.80	32825.60	109773.75	15024.81	F.N.	133.62	120.90	500.90	20.68
3.20	34271.54	115616.69	14178.32	F.N.	145.06	128.70	508.70	19.65
3.60	35717.48	121107.92	13268.20	F.N.	154.59	136.50	516.50	18.61
4.00	37163.43	126224.31	12306.05	F.N.	162.21	144.30	524.30	17.58
4.40	38609.37	130947.37	11303.46	F.N.	167.92	152.10	532.10	16.54
4.80	40055.31	135263.23	10272.04	F.N.	171.71	159.90	539.90	15.51
5.20	41501.25	139162.70	9223.39	F.N.	173.60	167.70	547.70	14.47
5.60	42947.20	142641.20	8169.11	F.N.	173.57	175.50	555.50	13.43
6.00	44393.14	145698.79	7120.80	F.N.	171.63	183.30	563.30	12.40
6.40	45839.08	148340.18	6090.05	F.N.	167.78	191.10	571.10	11.36
6.80	47285.02	150574.72	5088.47	F.N.	162.02	198.90	578.90	10.33
7.20	48730.97	152416.40	4127.66	F.N.	154.34	206.70	586.70	9.29
7.60	50176.91	153883.83	3219.21	F.N.	144.76	214.50	594.50	8.26
8.00	51622.85	155000.30	2374.73	F.N.	133.26	222.30	602.30	7.22
8.40	53068.79	155793.69	1605.82	F.N.	119.85	230.10	610.10	6.18
8.80	54514.74	156296.57	924.07	F.N.	104.53	237.90	617.90	5.15
9.20	55960.68	156546.12	341.08	F.N.	87.30	245.70	625.70	4.11
9.60	57406.62	156584.15	-131.54	F.N.	68.16	253.50	633.50	3.08
10.00	58852.56	156457.15	-482.19	F.N.	47.10	261.30	641.30	2.04
10.00	58852.56	156457.15	-482.19	F.N.	47.10	261.30	641.30	2.04
10.40	60298.51	156216.21	-699.28	F.N.	24.13	269.10	649.10	1.01
10.80	61744.45	155917.08	-771.21	F.N.	-0.75	276.90	656.90	-0.03
11.20	63190.39	155620.15	-686.37	F.N.	-27.54	284.70	664.70	-1.07
11.60	64636.33	155390.44	-433.17	F.N.	-56.24	292.50	672.50	-2.10
12.00	66082.28	155297.61	0.00	F.N.	-86.85	300.30	680.30	-3.14

$$N_b = 66082.28 \quad (\text{kN})$$

$$M_b = 155297.61 \quad (\text{kNm})$$

**Sottospinta idrostatica alla base del pozzo**

$$N_w = 5151.17 \quad (\text{kN})$$

**Pressioni verticali alla base del pozzo**

$$\sigma_{zmax} = (N_b - N_w) / A_b + (3DH) / (\beta R)$$

$$\sigma_{zmin} = (N_b - N_w) / A_b - (3DH) / (\beta R)$$

$$\sigma_{zmax} = 790.23 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\sigma_{zmin} = -116.00 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**VI02 - VIADOTTO AL KM 340+682**  
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di  
calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	D 09 CL	VI 02 00 002	A	93 di 105

**Valori Massimi delle caratteristiche di sollecitazione**

Nmax =	66082.28	(kN)	zNmax =	9.60	(m)
Mmax =	156584.15	(kNm)	zMmax =	9.60	(m)
Tmax =	18194.20	(kN)	zTmax =	0.00	(m)

**VERIFICHE GEOTECNICHE**

**Capacità portante limite**

$$q_{lim} = c \cdot N_{csc} + q N_{qsq} + 0,5 \gamma B N_{\gamma s \gamma}$$

$$q_{lim} = c_u N_c s_c + q$$

$$q = 300.30 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$N_q = 1.00 \quad (-)$$

$$N_c = 5.14 \quad (-)$$

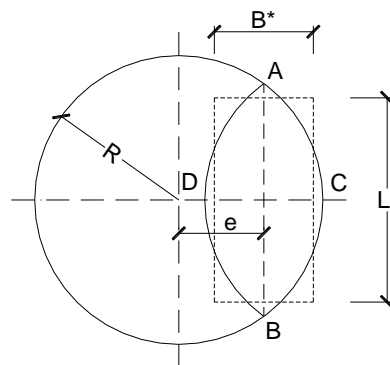
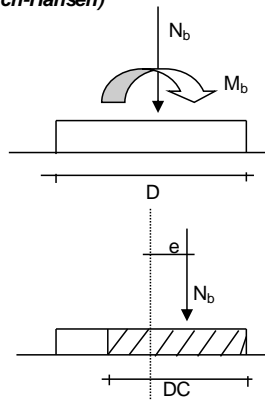
$$N_{\gamma} = 0.00 \quad (-)$$

$$s_c = 1 + 0,2 \cdot (B/L)$$

$$s_q = 1$$

$$s_{\gamma} = 0$$

(Brinch-Hansen)



$$DC = 2(R - e)$$

$$AB = \sqrt{R^2 - e^2}$$

$$\frac{AB}{CD} = \frac{L^*}{B^*}$$

$$h' = R - e$$

$$B^* \cdot L^* = A^* = 2 \left( R^2 \cos^{-1} \left( \frac{R - h'}{R} \right) - (R - h') \sqrt{2Rh' - h'^2} \right)$$

$$e = 2.35 \quad (\text{m})$$

$$h' = 5.23 \quad (\text{m})$$

$$A^* = 110.60 \quad (\text{m}^2)$$

$$L^* = 12.34 \quad (\text{m})$$

$$B^* = 8.96 \quad (\text{m})$$

$$B^*/L^* = 0.73 \quad (\text{m})$$

$$s_c = 1.145 \quad (-)$$

$$s_q = 1.000 \quad (-)$$

$$s_{\gamma} = 0.000 \quad (-)$$

$$q_{lim} = 1300.96 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**VI02 - VIADOTTO AL KM 340+682**  
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di  
calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	D 09 CL	VI 02 00 002	A	94 di 105

**Sforzo Verticale limite nel terreno**

$$N_{lim} = q_{lim} \cdot A^*$$

$$N_{lim} = 143885.30 \quad (\text{kN})$$

**Sforzo Verticale massimo nel terreno**

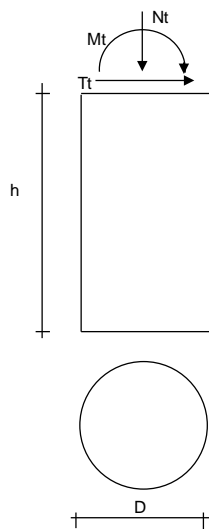
$$N_b - N_w = 60931.11 \quad (\text{kN})$$

**Coefficiente di Sicurezza**

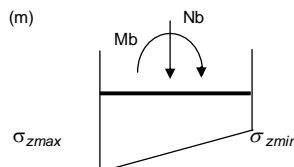
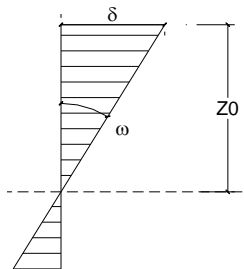
$$F_s = N_{lim} / (N_b - N_w)$$

$$F_s = 2.36$$

**Tabella Riepilogativa**



Nt =	22704.00	(kN)
Tt =	18194.20	(kN)
Mt =	61942.81	(kNm)
kv =	2307.19	(kN/m <sup>3</sup> )
mh =	230.72	(kN/m <sup>4</sup> )
kh =	2768.62	(kN/m <sup>3</sup> )
D =	15.17	(m)
h =	12.00	(m)



**Riepilogo Caratteristiche di sollecitazione in corrispondenza dei valori Max di ciascuna**

		N (kN)	M (kNm)	T (kN)
zMmax =	9.60 (m)	66082.28	156584.15	-131.54
zNmax =	9.60 (m)	66082.28	155297.61	0.00
zTmax =	0.00 (m)	22704.00	61942.81	18194.20

**Caratteristiche di sollecitazione alla base**

$$N_b = 66082.28 \quad (\text{kN})$$

$$M_b = 155297.61 \quad (\text{kNm})$$

**Tensioni alla base**

$$\sigma_{zmax} = 790.23 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\sigma_{zmin} = -116.00 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Spostamento in testa e rotazione**

$$\delta = 27.93 \quad (\text{cm})$$

$$\omega = 0.02589 \quad (\text{rad})$$

$$\omega = 1.483 \quad (^\circ)$$

**Profondità del centro di rotazione**

$$z_0 = 10.79 \quad (\text{m})$$

**Coefficiente di Sicurezza**

$$F_s = N_{lim} / N_b$$

$$F_s = 2.36 \geq 2.3 = \gamma_R$$

**Fs**

**1.03**



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

**VI02 - VIADOTTO AL KM 340+682**  
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di  
calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	D 09 CL	VI 02 00 002	A	95 di 105

### 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:

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

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 845 kN.

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

**VI02 - VIADOTTO AL KM 340+682**  
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di  
calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

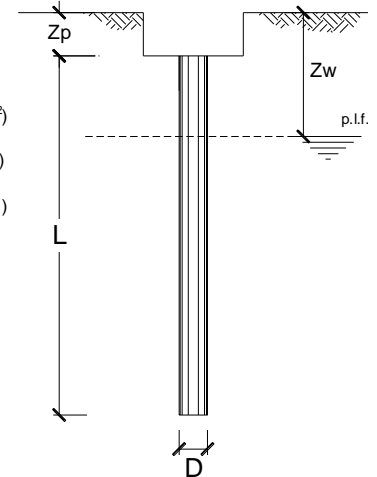
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	D 09 CL	VI 02 00 002	A	96 di 105

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

OPERA: VI-340+682

**DATI DI INPUT:**

Diametro del Palo (D): 0.60 (m) Area del Palo (Ap): 0.283 (m<sup>2</sup>)  
 Quota testa Palo dal p.c. (z<sub>p</sub>): 6.20 (m) Quota falda dal p.c. (z<sub>w</sub>): 15.35 (m)  
 Carico Assiale Permanente (G): 845 (kN) Carico Assiale variabile (Q): 0 (kN)  
 Numero di strati 2 Lpalo = 12.00 (m)



coefficienti parziali	azioni		resistenza laterale e di base	
	permanenti	variabili	γ <sub>b</sub>	γ <sub>s</sub>
Metodo di calcolo	γ <sub>G</sub>	γ <sub>Q</sub>		
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 <sub>3</sub>	1.40	1.35	1.33	1.31	1.29	1.27	1.25	1.00	1.70
ξ <sub>4</sub>	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 <sup>3</sup> )	c' med (kPa)	c' min (kPa)	φ' med (°)	φ' min (°)	c <sub>u</sub> med (kPa)	c <sub>u</sub> min (kPa)
1	10.40	Unità 1	19.50					190.0	190.0
2	1.60	Unità 2	19.00					170.0	170.0

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
0.00	0.00		0.4
0.00	0.00		0.4

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

Strato	Spess (-) (m)	Tipo di terreno
1	10.40	Unità 1
2	1.60	Unità 2

media				
Q <sub>si</sub> (kN)	N <sub>q</sub> (-)	N <sub>c</sub> (-)	q <sub>b</sub> (kPa)	Q <sub>bm</sub> (kN)
1489.9				
205.1	0.00	9.00	1884.1	532.7

minima				
Q <sub>si</sub> (kN)	N <sub>q</sub> (-)	N <sub>c</sub> (-)	q <sub>b</sub> (kPa)	Q <sub>bm</sub> (kN)
1489.9				
205.1	0.00	9.00	1884.1	532.7

**CARICO ASSIALE AGENTE**

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

$$N_d = 845.0 \text{ (kN)}$$

**CAPACITA' PORTANTE MEDIA**

alla base  $R_{b,cal \text{ med}} = 532.7 \text{ (kN)}$

laterale  $R_{s,cal \text{ med}} = 1695.0 \text{ (kN)}$

totale  $R_{c,cal \text{ med}} = 2227.7 \text{ (kN)}$

**CAPACITA' PORTANTE MINIMA**

alla base  $R_{b,cal \text{ min}} = 532.7 \text{ (kN)}$

laterale  $R_{s,cal \text{ min}} = 1695.0 \text{ (kN)}$

totale  $R_{c,cal \text{ min}} = 2227.7 \text{ (kN)}$

**CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA**

$$R_{b,k} = \text{Min}(R_{b,cal \text{ med}}/\xi_3 ; R_{b,cal \text{ min}}/\xi_4) = 313.4 \text{ (kN)}$$

$$R_{s,k} = \text{Min}(R_{s,cal \text{ med}}/\xi_3 ; R_{s,cal \text{ min}}/\xi_4) = 997.0 \text{ (kN)}$$

$$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 1310.4 \text{ (kN)}$$

**CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO**

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

$$R_{c,d} = 1099.1 \text{ (kN)}$$

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

$$F_s = 1.30$$



**VI02 - VIADOTTO AL KM 340+682**  
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di  
calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	D 09 CL	VI 02 00 002	A	97 di 105

### Verifica a carico limite del palo in trazione

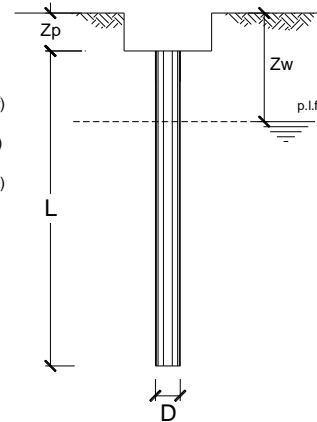
Dalla ripartizione rigida emerge un valore massimo di trazione sul singolo palo pari a 11 kN. Tale valore è certamente poco significativo, ma viene comunque riportata la verifica.

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

OPERA: VI-340+682

#### DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D): 0.60 (m) Area del Palo (A<sub>p</sub>): 0.283 (m<sup>2</sup>)  
 Quota testa Palo dal p.c. (z<sub>p</sub>): 6.20 (m) Quota falda dal p.c. (z<sub>a</sub>): 15.35 (m)  
 Carico Assiale Permanente (G): -11 (kN) Carico Assiale variabile (Q): 0 (kN)  
 Numero di strati: 2 L<sub>palo</sub> = 12.00 (m)



coefficienti parziali	Metodo di calcolo	azioni		resistenza laterale e di base	
		permanenti	variabili	γ <sub>b</sub>	γ <sub>s</sub>
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 <sub>3</sub>	1.40	1.35	1.33	1.31	1.29	1.27	1.25	1.00	1.70
ξ <sub>4</sub>	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 <sup>3</sup> )	c' med (kPa)	c' min (kPa)	φ' med (°)	φ' min (°)	c <sub>u</sub> med (kPa)	c <sub>u</sub> min (kPa)
1	10.40	Unità 1	19.50					190.0	190.0
2	1.60	Unità 2	19.00					170.0	170.0

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
0.00	0.00		0.4
0.00	0.00		0.4

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

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno
1	10.40	Unità 1
2	1.60	Unità 2

media				
Q <sub>si</sub> (kN)	N <sub>q</sub> (-)	N <sub>c</sub> (-)	q <sub>b</sub> (kPa)	Q <sub>bm</sub> (kN)
1489.9				
205.1	0.00	9.00	1884.1	532.7

minima				
Q <sub>si</sub> (kN)	N <sub>q</sub> (-)	N <sub>c</sub> (-)	q <sub>b</sub> (kPa)	Q <sub>bm</sub> (kN)
1489.9				
205.1	0.00	9.00	1884.1	532.7

#### CARICO ASSIALE AGENTE

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

$$N_d = -11.0 \text{ (kN)}$$

#### CAPACITA' PORTANTE MEDIA

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

$$\text{laterale } R_{s,cal \text{ med}} = 1695.0 \text{ (kN)}$$

$$\text{totale } R_{c,cal \text{ med}} = 1695.0 \text{ (kN)}$$

#### CAPACITA' PORTANTE MINIMA

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

$$\text{laterale } R_{s,cal \text{ min}} = 1695.0 \text{ (kN)}$$

$$\text{totale } R_{c,cal \text{ min}} = 1695.0 \text{ (kN)}$$

#### CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

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

$$R_{s,k} = \text{Min}(R_{s,cal \text{ med}}/\xi_3 ; R_{s,cal \text{ min}}/\xi_4) = 997.0 \text{ (kN)}$$

$$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 997.0 \text{ (kN)}$$

#### CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

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

$$R_{c,d} = 867.0 \text{ (kN)}$$

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

$$F_s = 78.82$$

**VI02 - VIADOTTO AL KM 340+682**  
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di  
calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	D 09 CL	VI 02 00 002	A	98 di 105

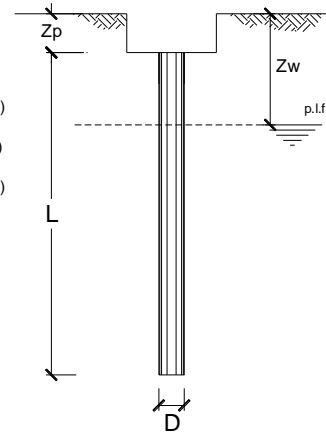
### Verifica a carico limite del blocco

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 43600 kN.

**OPERA:** VI-340+682

**DATI DI INPUT:**

Diametro del Palo (D):	17.00	(m)	Area del Palo (Ap):	226.980	(m <sup>2</sup> )
Quota testa Palo dal p.c. (z <sub>p</sub> ):	6.20	(m)	Quota falda dal p.c. (z <sub>w</sub> ):	15.35	(m)
Carico Assiale Permanente (G):	43600	(kN)	Carico Assiale variabile (Q):	0	(kN)
Numero di strati	2		Lpalo =	12.00	(m)



coefficienti parziali	azioni		resistenza laterale e di base	
	permanenti	variabili	γ <sub>b</sub>	γ <sub>s</sub>
Metodo di calcolo	γ <sub>G</sub>	γ <sub>Q</sub>		
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 <sub>3</sub>	1.40	1.35	1.33	1.31	1.29	1.27	1.25	1.00	1.70
ξ <sub>4</sub>	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 <sup>3</sup> )	c* med (kPa)	c* min (kPa)	φ* med (°)	φ* min (°)	c <sub>u</sub> med (kPa)	c <sub>u</sub> min (kPa)
1	10.40	Unità 1	19.50					190.0	190.0
2	1.60	Unità 2	19.00					170.0	170.0

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
0.00	0.00		0.4
0.00	0.00		0.4

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

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno
1	10.40	Unità 1
2	1.60	Unità 2

media				
Q <sub>s</sub> i (kN)	N <sub>q</sub> (-)	N <sub>c</sub> (-)	q <sub>b</sub> (kPa)	Q <sub>bm</sub> (kN)
#####	0.00	9.00	1884.1	427653.1

minima				
Q <sub>s</sub> i (kN)	N <sub>q</sub> (-)	N <sub>c</sub> (-)	q <sub>b</sub> (kPa)	Q <sub>bm</sub> (kN)
#####	0.00	9.00	1884.1	427653.1

**CARICO ASSIALE AGENTE**

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

$$N_d = 43600.0 \text{ (kN)}$$

**CAPACITA' PORTANTE MEDIA**

alla base  $R_{b,cal \text{ med}} = 427653.1 \text{ (kN)}$

laterale  $R_{s,cal \text{ med}} = 48023.6 \text{ (kN)}$

totale  $R_{c,cal \text{ med}} = 475676.8 \text{ (kN)}$

**CAPACITA' PORTANTE MINIMA**

alla base  $R_{b,cal \text{ min}} = 427653.1 \text{ (kN)}$

laterale  $R_{s,cal \text{ min}} = 48023.6 \text{ (kN)}$

totale  $R_{c,cal \text{ min}} = 475676.8 \text{ (kN)}$

**CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA**

$$R_{b,k} = \text{Min}(R_{b,cal \text{ med}}/\xi_3; R_{b,cal \text{ min}}/\xi_4) = 251560.7 \text{ (kN)}$$

$$R_{s,k} = \text{Min}(R_{s,cal \text{ med}}/\xi_3; R_{s,cal \text{ min}}/\xi_4) = 28249.2 \text{ (kN)}$$

$$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 279809.9 \text{ (kN)}$$

**CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO**

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

$$R_{c,d} = 210905.8 \text{ (kN)}$$

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

$$F_s = 4.84$$

**VI02 - VIADOTTO AL KM 340+682**  
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di  
calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	D 09 CL	VI 02 00 002	A	99 di 105

### 12.4.2 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,  $\lambda$ , 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	68	
E cls	25000000	kPa
D	0.6	m
J	0.006	m <sup>4</sup>
E op	30000	kPa
kh	50000	kN/m <sup>3</sup>
kh ridotto	12500	kN/m <sup>3</sup>
$\lambda$	3.03	m
<b>Wt</b>	<b>0.0022</b>	<b>1/m</b>

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:

**VI02 - VIADOTTO AL KM 340+682**  
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di  
calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	D 09 CL	VI 02 00 002	A	100 di 105

Comb.	Sollecitazioni progetto palo	
	V	M
_SLV1	311.65	472.90
_SLV2	311.55	472.75
_SLV3	271.74	412.34
_SLV4	271.64	412.19
_SLV5	359.34	545.27
_SLV6	359.35	545.27
_SLV7	308.15	467.58
_SLV8	308.15	467.58
_SLV9	309.92	470.26
_SLV10	309.82	470.11
_SLV11	270.01	409.71
_SLV12	269.91	409.56
_SLV13	359.39	545.34
_SLV14	359.39	545.34
_SLV15	308.14	467.57
_SLV16	308.14	467.57
_SLU1	19.99	30.34
_SLU2	11.56	17.54
_SLU3	18.42	27.95
_SLU4	11.96	18.15
_SLU5	15.40	23.37
_SLU6	10.58	16.06
_SLU7	12.84	19.49
_SLU8	9.03	13.70
_SLU9	14.68	22.28
_SLU10	9.15	13.88
_SLU11	19.70	29.90
_SLU12	11.28	17.12
_SLU13	18.14	27.52
_SLU14	11.70	17.76
_SLU15	15.18	23.03
_SLU16	10.51	15.94
_SLU17	12.62	19.15
_SLU18	8.96	13.59
_SLU19	14.66	22.25
_SLU20	8.85	13.43

VI02 - VIADOTTO AL KM 340+682  
Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di  
calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	D 09 CL	VI 02 00 002	A	101 di 105

- Armature longitudinali

Per il calcolo del momento resistente del palo si considera una sezione armata con 20Φ24.

Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo :

Sezione circolare cava

Raggio esterno 30 [cm]  
Raggio interno 0 [cm]  
N° barre uguali 20  
Diametro barre 2.4 [cm]  
Copriferro (baric.) 9.2 [cm]

N° barre 0 Zoom

Tipo Sezione  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

Sollecitazioni  
S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 0 kN  
M<sub>xEd</sub> 0 0 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 0

P.to applicazione N  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura  
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

Tipo flessione  
 Retta  Deviata

Vertici: 52 N° rett. 100  
Calcola MRd Dominio M-N  
L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello  
 Precompresso

Materiali

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

M<sub>xRd</sub> 580.4 kN m

σ<sub>c</sub> -14.17 N/mm<sup>2</sup>  
σ<sub>s</sub> 391.3 N/mm<sup>2</sup>  
ε<sub>c</sub> 3.5 ‰  
ε<sub>s</sub> 4.627 ‰  
d 50.8 cm  
x 21.88 w/d 0.4307  
δ 0.9783

**VI02 - VIADOTTO AL KM 340+682**  
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di  
calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	D 09 CL	VI 02 00 002	A	102 di 105

- Armature trasversali

Il palo, di diametro 600 mm, risulta essere armato a taglio con staffe  $\Phi 14$  passo 120mm.

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

#### Cls

Rck= 30 MPa  
fck= 25 MPa  
 $\gamma_c$ = 1.50  
fcm= 33 MPa  
 $\alpha_{cc}$ = 0.85  
**fcd= 14.11 MPa**

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

fctm= 2.56 MPa  
fctk<sub>0.05</sub>= 1.79 MPa  
fctk<sub>0.95</sub>= 3.33 MPa  
 $\alpha_{ct}$ = 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  
 $\gamma_s$ = 1.15  
fyd= 391 MPa

#### Azioni di taglio

		$\gamma$	
Gk	0	x1.00=	<b>0 kN</b>
Pk	0	x1.00=	<b>0 kN</b>
Qk	0	x1.00=	<b>0 kN</b>
Aed	0	x1.30=	<b>0 kN</b>
<b>V<sub>Ed</sub> = 0 kN</b>			

Nsd= **0** KN sforzo normale

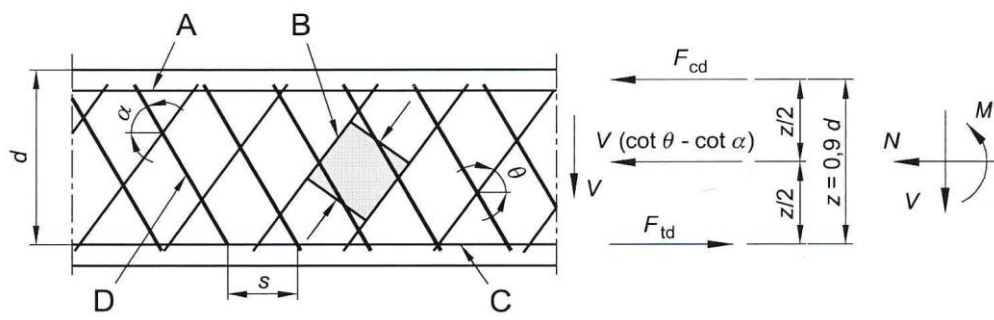
bw = 0.471 m larghezza (6.16)  
h= 0.600 m altezza totale  
c= 0.090 m copriferro  
d = 0.510 m altezza utile  
Ac= 0.283 mq area

**VI02 - VIADOTTO AL KM 340+682**  
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di  
calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	D 09 CL	VI 02 00 002	A	103 di 105

### elementi CA e CAP armati a taglio

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



### Resistenza delle staffe:

$\phi_w =$	14	mm	diametro staffa
$n =$	2.00		numero braccia
$A_{sw} =$	3.08	cm <sup>2</sup>	
$z =$	0.38	m	$= 0.75 \cdot d$
$\sin \alpha =$	1		$\alpha$ angolo tra le staffe e l'asse della trave ( $\alpha = 90^\circ$ per staffe verticali)
$\rho_w =$	0.54	%	$= A_{sw} / (s \cdot b_w \cdot \sin \alpha) \cdot 100 \geq$
$s =$	0.12	m	$=$ passo staffe $\leq$ 0.38 m $= 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha)$
$\theta =$	45.0	°	$= \arcsin(\text{rad}q(A_{sw} \cdot f_{yd}) / (b_w \cdot s \cdot a_{cw} \cdot n \cdot f_{cd}))$ inclinazione puntone compresso, variabile tra $45^\circ$ to $21.8^\circ$
$\tan \theta =$	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
$\rho_{w,max} =$	2.13		$= A_{sw,max} \cdot f_{yd} / (b_w \cdot s) \leq 1/2 \cdot \alpha_{cw} \cdot v \cdot f_{cd} = 3.81$ <b>verifica soddisfatta</b>
$V_{Rd,s} =$	384	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)
$V_{Rd} =$	384	kN	$= \min(V_{Rd,s}; V_{Rd,max}) / \gamma_{Bd1}$

**VI02 - VIADOTTO AL KM 340+682**  
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di  
 calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	D 09 CL	VI 02 00 002	A	104 di 105

- Verifiche

Si riportano a seguire i valori dei coefficienti 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	311.65	472.90	384.0	580	1.23	1.23
_SLV2	311.55	472.75	384.0	580	1.23	1.23
_SLV3	271.74	412.34	384.0	580	1.41	1.41
_SLV4	271.64	412.19	384.0	580	1.41	1.41
_SLV5	359.34	545.27	384.0	580	1.07	1.06
_SLV6	359.35	545.27	384.0	580	1.07	1.06
_SLV7	308.15	467.58	384.0	580	1.25	1.24
_SLV8	308.15	467.58	384.0	580	1.25	1.24
_SLV9	309.92	470.26	384.0	580	1.24	1.23
_SLV10	309.82	470.11	384.0	580	1.24	1.23
_SLV11	270.01	409.71	384.0	580	1.42	1.42
_SLV12	269.91	409.56	384.0	580	1.42	1.42
_SLV13	359.39	545.34	384.0	580	1.07	1.06
_SLV14	359.39	545.34	384.0	580	1.07	1.06
_SLV15	308.14	467.57	384.0	580	1.25	1.24
_SLV16	308.14	467.57	384.0	580	1.25	1.24
_SLU1	19.99	30.34	384.0	580	19.21	19.12
_SLU2	11.56	17.54	384.0	580	33.23	33.07
_SLU3	18.42	27.95	384.0	580	20.85	20.75
_SLU4	11.96	18.15	384.0	580	32.10	31.96
_SLU5	15.40	23.37	384.0	580	24.94	24.82
_SLU6	10.58	16.06	384.0	580	36.29	36.12
_SLU7	12.84	19.49	384.0	580	29.90	29.76
_SLU8	9.03	13.70	384.0	580	42.52	42.32
_SLU9	14.68	22.28	384.0	580	26.15	26.03
_SLU10	9.15	13.88	384.0	580	41.97	41.78
_SLU11	19.70	29.90	384.0	580	19.49	19.40
_SLU12	11.28	17.12	384.0	580	34.04	33.89
_SLU13	18.14	27.52	384.0	580	21.17	21.07
_SLU14	11.70	17.76	384.0	580	32.82	32.67
_SLU15	15.18	23.03	384.0	580	25.30	25.19
_SLU16	10.51	15.94	384.0	580	36.54	36.38
_SLU17	12.62	19.15	384.0	580	30.42	30.28
_SLU18	8.96	13.59	384.0	580	42.88	42.68
_SLU19	14.66	22.25	384.0	580	26.19	26.07
_SLU20	8.85	13.43	384.0	580	43.40	43.20





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

**VI02 - VIADOTTO AL KM 340+682**  
**Relazione di vulnerabilità sismica dell'opera e di  
calcolo degli interventi in fondazione ed elevazione**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS6K	00	D 09 CL	VI 02 00 002	A	105 di 105

### 13 INCIDENZA ARMATURE

- Camicia rinforzo pile (incidenza media sull'altezza):: 130 kg/m3
- Struttura interna rinforzo archi: 250 kg/m3
- Cordolo allargamento fondazione: 110 kg/m3
- Pali D600: 270 kg/m3

### 14 CONCLUSIONI

La presente relazione ha illustrato le analisi eseguite, in fase statica e sismica, attraverso cui sono stati progettati gli interventi di rinforzo strutturale dell'opera.

Gli interventi previsti, che interessano le fondazioni, i fusti pile e le arcate, consentono di raggiungere l'adeguamento sismico del viadotto, nonché migliorare la sicurezza strutturale nei confronti dei carichi di esercizio.

Lo studio numerico dell'opera nei confronti dell'evento sismico è stato condotto impiegando la metodologia dell'analisi statica non lineare (Push Over), questa prevede l'analisi e la verifica globale della struttura in termini di spostamenti. Sono state condotte verifiche di dettaglio dei vari elementi strutturali limitatamente alle parti più sollecitate dell'opera.