

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

VI03 - VIADOTTO AL KM 342+542

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 VI0300 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 |
| | | | | | | | | |
| | | | | | | | | |
| | | | | | | | | |
| | | | | | | | | |
| | | | | | | | | |
| | | | | | | | | |
| | | | | | | | | |
| | | | | | | | | |

INDICE

| | | |
|-------|---|----|
| 1 | INTRODUZIONE..... | 4 |
| 2 | DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI..... | 6 |
| 2.1 | INTERVENTI SUGLI ARCHI..... | 6 |
| 2.2 | INTERVENTI SULLE SPALLE | 6 |
| 2.3 | ALTRI INTERVENTI DI FINITURA E COMPLETAMENTO | 7 |
| 3 | NORMATIVA E BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO | 7 |
| 4 | MODELLAZIONE DELL'OPERA E METODI DI ANALISI..... | 8 |
| 4.1 | MODELLAZIONE..... | 8 |
| 4.1.1 | <i>Il modello di calcolo</i> | 8 |
| 4.1.2 | <i>Caratteristiche dei materiali</i> | 13 |
| 4.2 | TIPO DI ANALISI..... | 15 |
| 5 | ANALISI DEI CARICHI..... | 16 |
| 5.1 | PESI PROPRI STRUTTURALI (G1) | 16 |
| 5.2 | PESI PERMANENTI NON STRUTTURALI (G2) | 16 |
| 5.3 | AZIONI DA TRAFFICO FERROVIARIO (Q _{TRENI})..... | 17 |
| 5.4 | AZIONE DEL VENTO (Q _{VENTO}) | 18 |
| 5.5 | CEDIMENTO FONDAZIONALE (E _{CED}) | 19 |
| 5.6 | AZIONI SISMICHE (E) | 19 |
| 6 | ANALISI MODALE | 22 |
| 7 | ANALISI SISMICA | 24 |
| 7.1 | SISMA X - GRUPPO 1 | 27 |
| 7.2 | SISMA X - GRUPPO 2..... | 30 |
| 7.3 | SISMA Y - GRUPPO 2..... | 34 |
| 7.4 | SINTESI DEI RISULTATI | 39 |
| 8 | VERIFICA DELL'INTERVENTO DI RINFORZO DEGLI ARCHI | 40 |

| | | |
|-------|--|----|
| 8.1 | SOLLECITAZIONI ELEMENTARI | 40 |
| 8.2 | COMBINAZIONI DI CARICO | 41 |
| 8.3 | VERIFICHE STRUTTURALI..... | 42 |
| 8.3.1 | <i>Verifiche pressoflessione</i> | 43 |
| 8.3.2 | <i>Verifiche taglio</i> | 45 |
| 9 | VERIFICA DELL'INCAMICIATURA DELLE SPALLE | 48 |
| 9.1 | SOLLECITAZIONI ELEMENTARI | 48 |
| 9.2 | COMBINAZIONI DI CARICO | 49 |
| 9.2.1 | <i>Verifiche Sezione di spiccato</i> | 50 |
| 10 | VERIFICA DEGLI INTERVENTI IN FONDAZIONE..... | 6 |
| 11 | CONCLUSIONI | 55 |
| 12 | INCIDENZA ARMATURE | 55 |

1 INTRODUZIONE

La presente relazione ha per oggetto l'analisi degli interventi rinforzo strutturale in relazione alla risposta statica e sismica del ponte ad archi individuato alla chilometrica 342+542 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" RS3K02D09CLVI0300001A).

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 24.5 m (spalla-spalla). Il tracciato che attraversa l'opera è planimetricamente in rettilineo; l'andamento altimetrico è pressoché in rettilineo.

La struttura è costituita da unica arcata di circa 20m di luce. Gli archi sono realizzati con elementi in calcestruzzo magro di spessore circa pari a 1.0m. I muri andatori (o timpani) sono realizzati in muratura di pietra con spessore circa 1.2m, internamente è presente un riempimento in materiale sciolto debolmente cementato. Su entrambi i muri andatori delle spalle sono presenti due varchi passanti con copertura cilindrica.

La geometria dell'opera e delle fondazioni è stata ricostruita a partire da un rilievo 2D della planimetria e del profilo longitudinale della stessa.

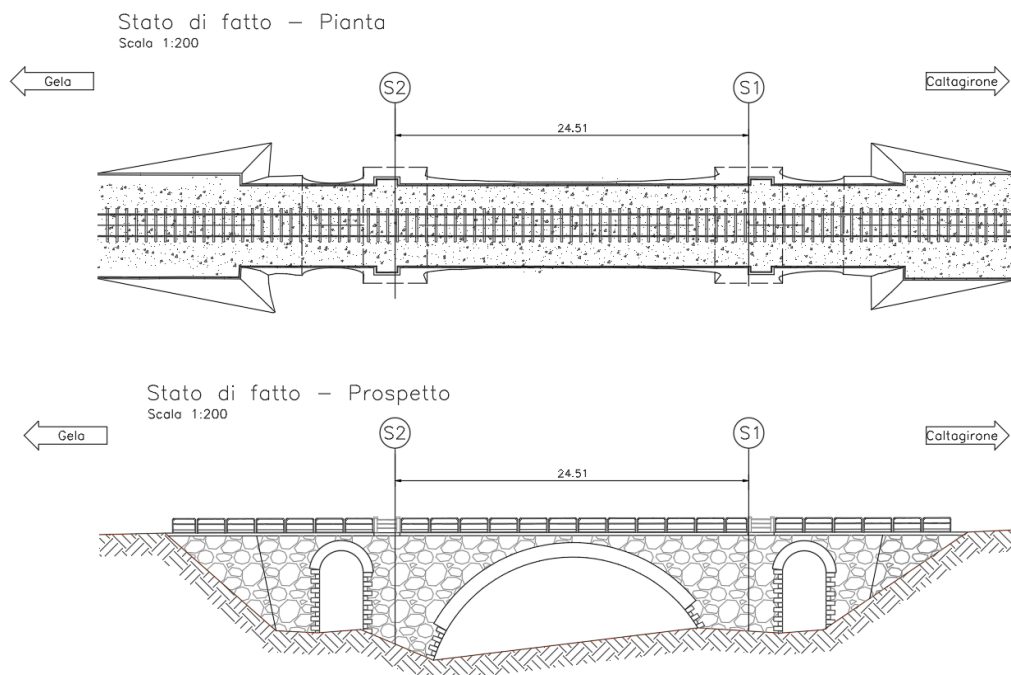


Figura 1: Ricostruzione carpenteria opera;

VI01 - VIADOTTO AL KM 339+401
Relazione sullo stato di fatto dell'opera

| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
|----------|-------|----------|--------------|------|---------|
| RS6K | 00 | R 09 CL | VI 03 00 002 | A | 5 di 55 |

Le fondazioni sono state ipotizzate a plinto massiccio in calcestruzzo per entrambe le spalle, in analogia a quanto riscontrato sui viadotti adiacenti.



Figura 2: Viste dell'opera

| | | | | | | |
|--|--|-------------|---------------------|---------------------------|-----------|-------------------|
|  | RIPRISTINO LINEA CALTAGIRONE-GELA MIGLIORAMENTI STRUTTURALI PER CONSEGUIRE L'ADEGUAMENTO SISMICO DEI VIADOTTI LOTTO 2: NISCEMI - GELA | | | | | |
| VI01 - VIADOTTO AL KM 339+401 Relazione sullo stato di fatto dell'opera | COMMESSA RS6K | LOTTO 00 | CODIFICA R 09 CL | DOCUMENTO VI 03 00 002 | REV. A | FOGLIO 6 di 55 |

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 un collegamento dell'arco del viadotto, impedendo di fatto meccanismi di disarticolazione 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 0.72 m a 4.7 m), e larghezza di circa 3.5 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 si riduce 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 spalle*

Si prevedono due ordini di interventi per le spalle in muratura del viadotto:

- 1) Il nucleo interno, il quale presenta 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 un intervento di incamiciatura mediante camicie in c.a. di spessore pari a 25 cm poste esclusivamente sulle pareti longitudinali delle spalle.

Le fondazioni delle spalle 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 nel lato longitudinale del plinto. I pali spazati, l'uno coll'altro di circa 80cm, avranno lunghezza di 12m.

2.3 *Interventi in fondazione*

Sul viadotto in parola si prevede un intervento analogo a quello eseguito sulle spalle dei viadotti della stessa tratta, che consiste in due paratie di pali di medio diametro D600 posti ad un interasse di 80 cm, realizzati in

| | | | | | | |
|--|--|-------------|---------------------|---------------------------|-----------|-------------------|
|  | RIPRISTINO LINEA CALTAGIRONE-GELA MIGLIORAMENTI STRUTTURALI PER CONSEGUIRE L'ADEGUAMENTO SISMICO DEI VIADOTTI LOTTO 2: NISCEMI - GELA | | | | | |
| VI01 - VIADOTTO AL KM 339+401 Relazione sullo stato di fatto dell'opera | COMMESSA RS6K | LOTTO 00 | CODIFICA R 09 CL | DOCUMENTO VI 03 00 002 | REV. A | FOGLIO 7 di 55 |

adiacenza ai plinti delle spalle. Questi pali avranno una lunghezza pari a 12 m ed un'armatura longitudinale di 18 ϕ 24 e staffe ϕ 14 passo 12 cm.

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.

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 12th European Conference on Earthquake Engineering, London England, 2002.

| | | | | | | |
|--|--|-------------|---------------------|---------------------------|-----------|-------------------|
|  | RIPRISTINO LINEA CALTAGIRONE-GELA MIGLIORAMENTI STRUTTURALI PER CONSEGUIRE L'ADEGUAMENTO SISMICO DEI VIADOTTI LOTTO 2: NISCEMI - GELA | | | | | |
| VI01 - VIADOTTO AL KM 339+401 Relazione sullo stato di fatto dell'opera | COMMESSA RS6K | LOTTO 00 | CODIFICA R 09 CL | DOCUMENTO VI 03 00 002 | REV. A | FOGLIO 8 di 55 |

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 rigidità al punto di integrazione, senza riconfigurare la mesh.

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

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;
- Spalle realizzate in muratura di pietra disomogenea;

| | | | | | | |
|--|--|-------------|---------------------|---------------------------|-----------|-------------------|
|  | RIPRISTINO LINEA CALTAGIRONE-GELA MIGLIORAMENTI STRUTTURALI PER CONSEGUIRE L'ADEGUAMENTO SISMICO DEI VIADOTTI LOTTO 2: NISCEMI - GELA | | | | | |
| VI01 - VIADOTTO AL KM 339+401 Relazione sullo stato di fatto dell'opera | COMMESSA RS6K | LOTTO 00 | CODIFICA R 09 CL | DOCUMENTO VI 03 00 002 | REV. A | FOGLIO 9 di 55 |

- Muri andatori (o timpani) realizzati in muratura di pietra.
- Elementi di rinforzo in c.a. (camicie esterne spalle 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 cinematismi apprezzabili che potessero mobilitare gli elementi strutturali dell'opera.

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

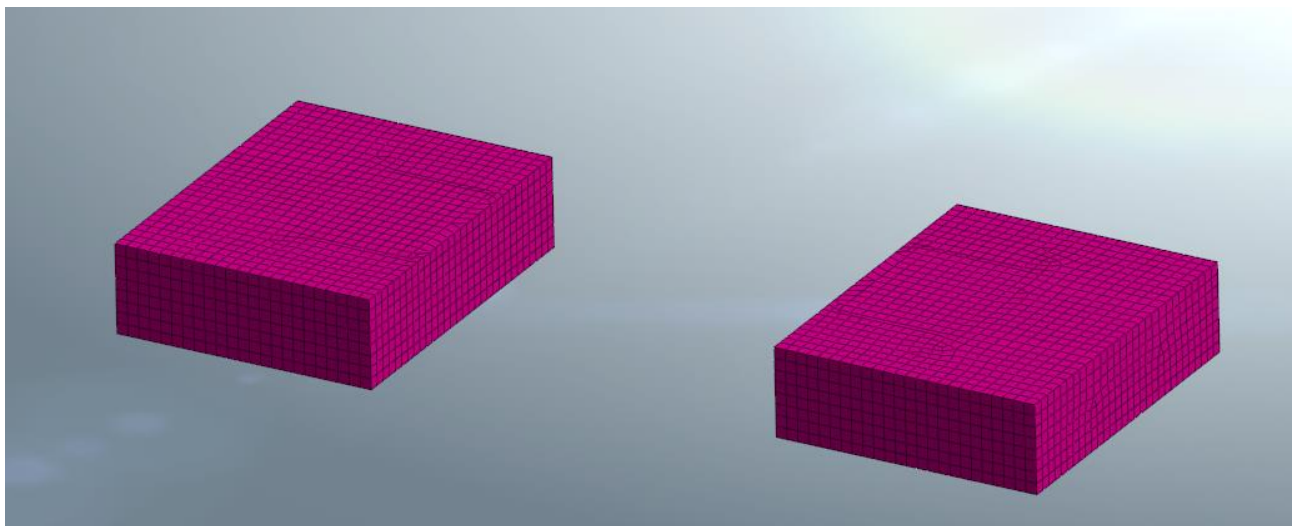


Figura 3: Plinti di fondazione

VI01 - VIADOTTO AL KM 339+401
Relazione sullo stato di fatto dell'opera

| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
|----------|-------|----------|--------------|------|----------|
| RS6K | 00 | R 09 CL | VI 03 00 002 | A | 10 di 55 |

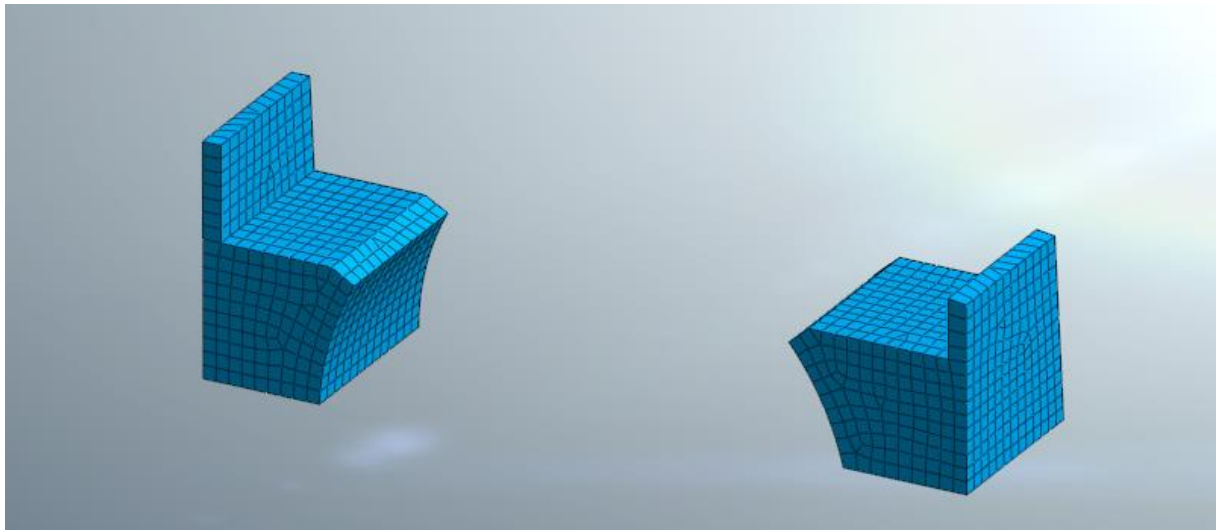


Figura 4: Spalle

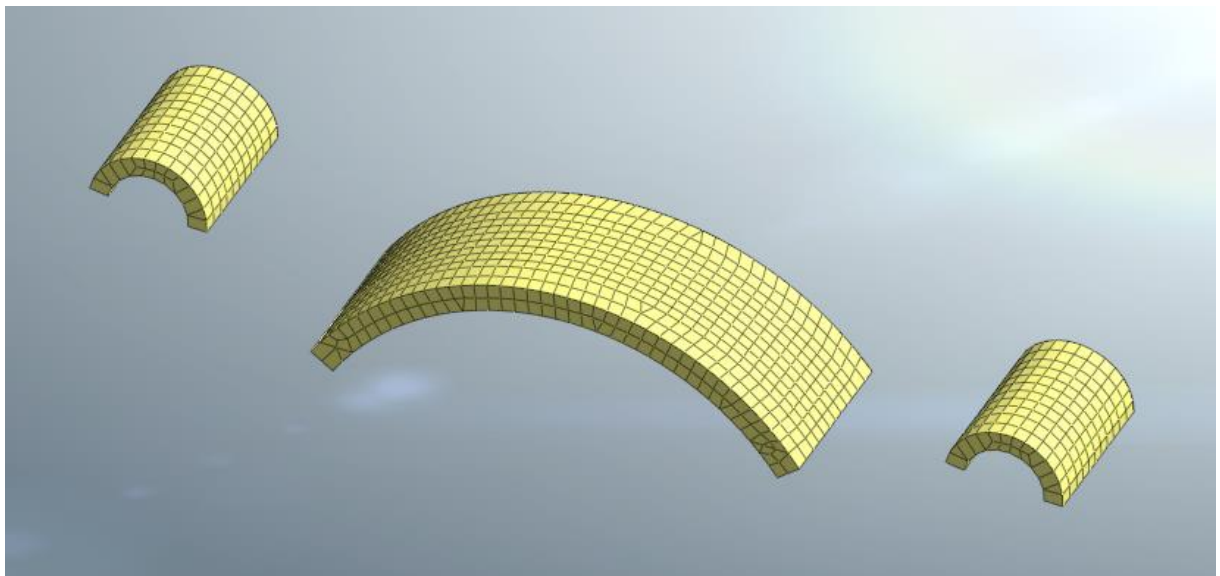


Figura 5: Archi

VI01 - VIADOTTO AL KM 339+401
Relazione sullo stato di fatto dell'opera

| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
|----------|-------|----------|--------------|------|----------|
| RS6K | 00 | R 09 CL | VI 03 00 002 | A | 11 di 55 |

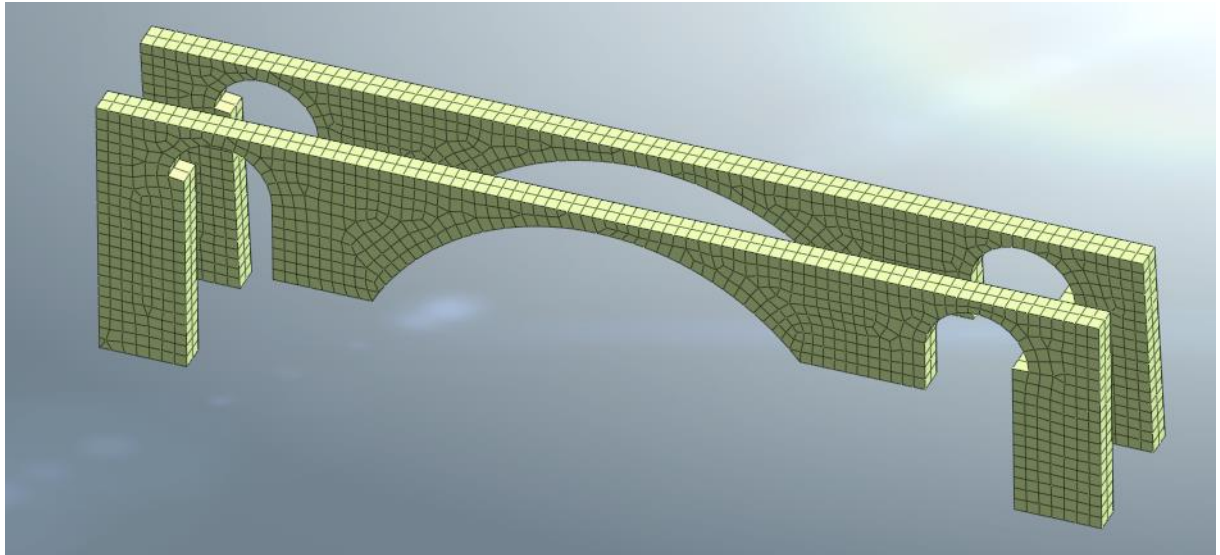


Figura 6: Timpani

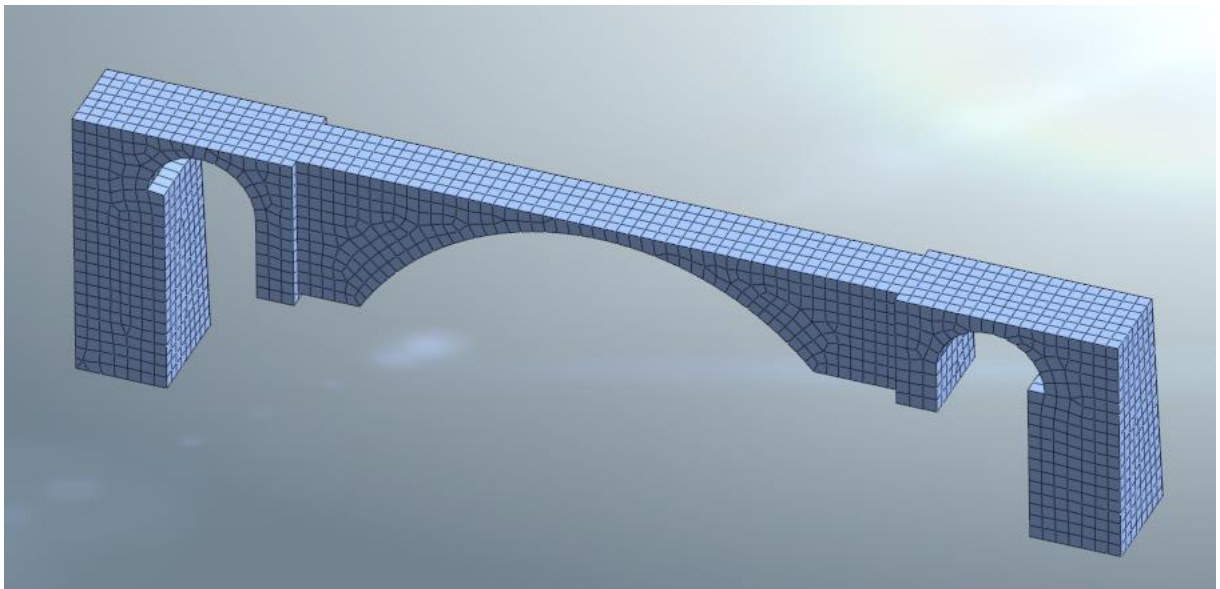


Figura 7: Riempimento

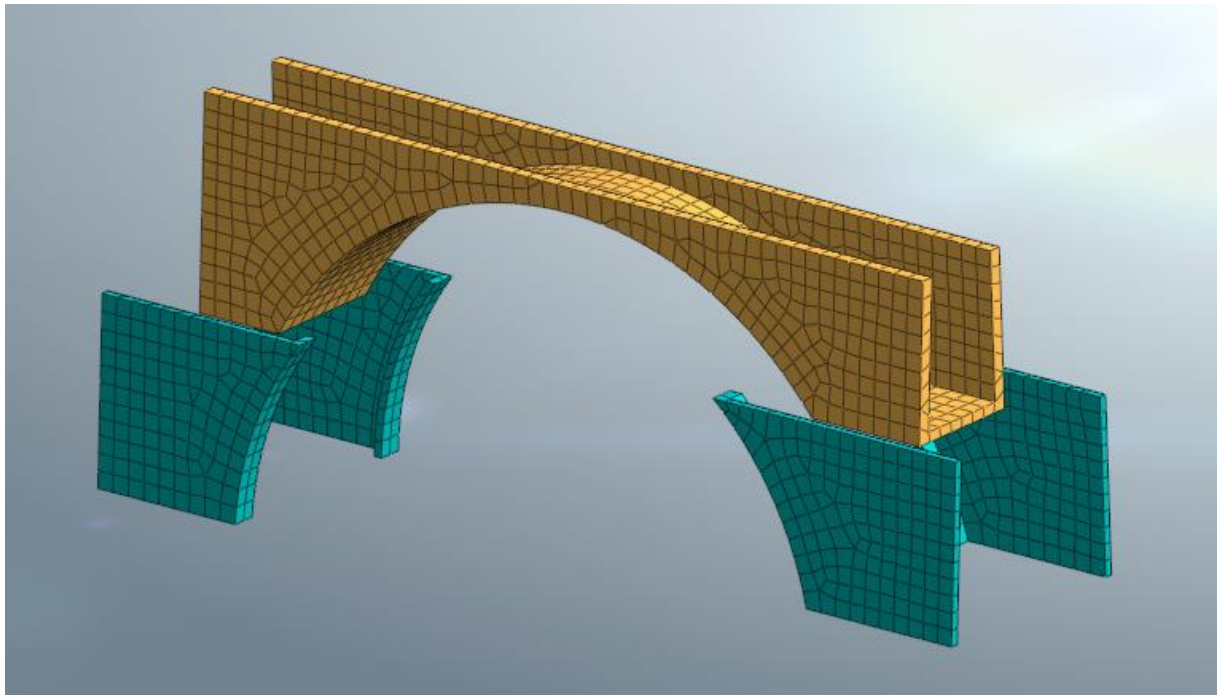


Figura 8: Strutture di rinforzo (camicia esterna spalle e interna arco)

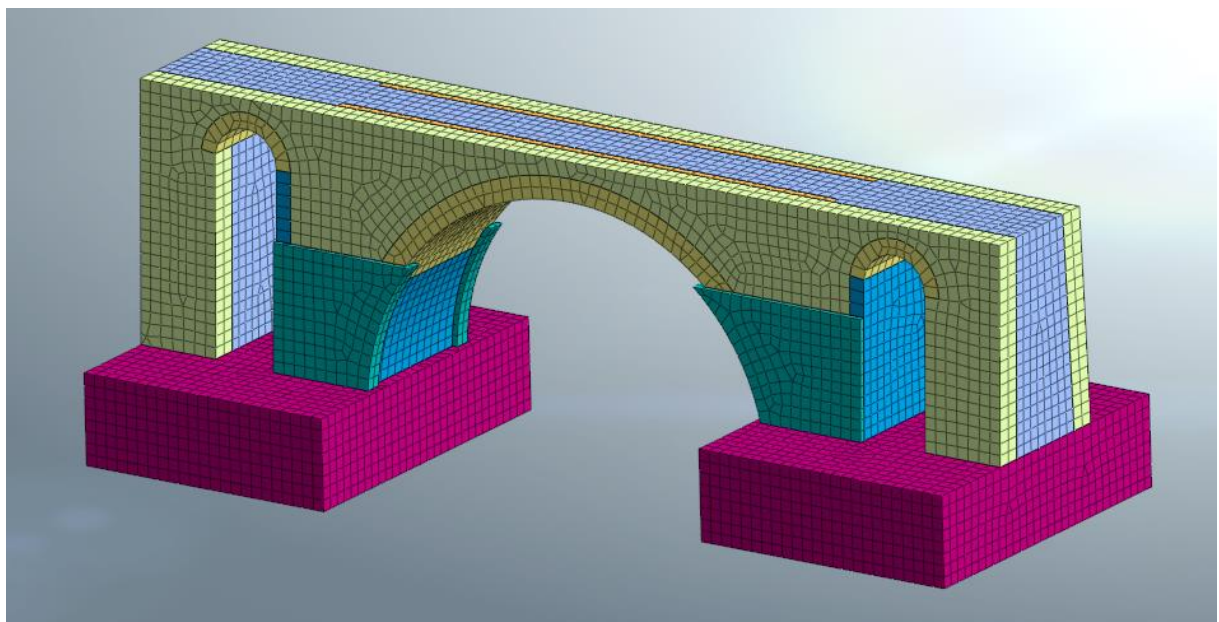


Figura 9: Modello completo

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.

| Elemento Struttura Esistente | Arco | Spalle | 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 Spalle | Riempimento |
|--------------------------------|---------------------------|--------------------|-----------------|-----------------|
| Descr. Materiale | Cls C32/40 ^(a) | 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.



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

VI01 - VIADOTTO AL KM 339+401
Relazione sullo stato di fatto dell'opera

| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
|----------|-------|----------|--------------|------|----------|
| RS6K | 00 | R 09 CL | VI 03 00 002 | A | 14 di 55 |

Per le strutture in muratura si è optato per mantenere i medesimi parametri di resistenza e rigidezza dello stato di fatto. Non sono stati considerati gli effetti dell'intervento di consolidamento mediante iniezioni di malta, 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.

Nel modello non si è tenuto conto del peso del plinto per evitare la sovrapposizione dell'inerzia dello stesso con la risposta della sovrastruttura.

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 rigidezza 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 nelle pareti delle spalle 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, 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.

| | | | | | | |
|--|--|-------------|---------------------|---------------------------|-----------|--------------------|
|  | RIPRISTINO LINEA CALTAGIRONE-GELA MIGLIORAMENTI STRUTTURALI PER CONSEGUIRE L'ADEGUAMENTO SISMICO DEI VIADOTTI LOTTO 2: NISCEMI - GELA | | | | | |
| VI01 - VIADOTTO AL KM 339+401 Relazione sullo stato di fatto dell'opera | COMMESSA RS6K | LOTTO 00 | CODIFICA R 09 CL | DOCUMENTO VI 03 00 002 | REV. A | FOGLIO 15 di 55 |

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 $\epsilon_c^{\text{muratura}}=0.30\%$** . 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 $\epsilon_c^{\text{calcestruzzo}}=0.35\%$** . in conformità al §4.1.2.1.1.4 delle NTC2018.

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, come specificato precedentemente.

Per maggiore chiarezza espositiva, si riporta il peso dei vari elementi strutturali tipologici dell'arco desunti dal rilievo geometrico e impiegati per la verifica sommaria dei risultati del modello agli elementi finiti:

- Peso arco in cls: $123 \text{ m}^3 * 21 \text{ kN/m}^3 \approx 2583 \text{ kN}$
- Peso timpani: $208 \text{ m}^3 * 22 \text{ kN/m}^3 \approx 4576 \text{ kN}$
- Peso medio spalla: $179 \text{ m}^3 * 22 \text{ kN/m}^3 \approx 3938 \text{ kN}$
- Peso struttura rinforzo archi: $78 \text{ m}^3 * 25 \text{ kN/m}^3 \approx 1950 \text{ kN}$
- Peso medio camicia spalla: $16 \text{ m}^3 * 25 \text{ kN/m}^3 \approx 400 \text{ kN}$

5.2 *Pesi permanenti non strutturali (g2)*

Ad eccezione del carico legato al riempimento, che il cui peso è automaticamente calcolato dal programma essendo l'elemento discretizzato nel modello di calcolo, gli altri carichi della sovrastruttura del ponte sono stati applicati quali carichi lineari o di superficie a seconda dei casi, a partire dai carichi sotto specificati:

- 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 utilizzato per la verifica di validazione del modello.

- Peso cls alleggerito: $556 \text{ m}^3 * 18 \text{ kN/m}^3 \approx 10008 \text{ kN}$

5.3 Azioni da traffico ferroviario (q_{TREN1})

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

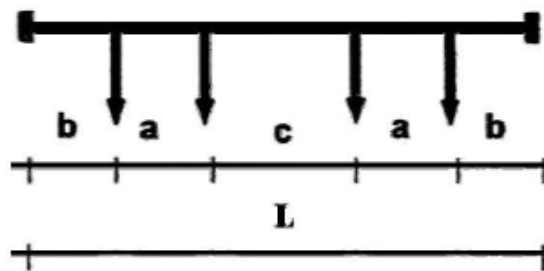


Figura 1: Schema geometrico di un carro

Tabella 3: Carri ferroviari suddivisi per categoria di linea

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

Coefficiente dinamico (carichi reali):

Si considera la linea sottoposta a standard manutentivo NORMALE.

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

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

VI01 - VIADOTTO AL KM 339+401
Relazione sullo stato di fatto dell'opera

| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
|----------|-------|----------|--------------|------|----------|
| RS6K | 00 | R 09 CL | VI 03 00 002 | A | 18 di 55 |

| Manutenzione | Standard |
|-----------------------------|--------------|
| $V_{progetto}$ [Km/h] | 80.0 |
| $V_{progetto}$ [m/s] | 22.2 |
| L_{ϕ} [m] | 40.0 |
| n_0 [Hertz] | 18.200 |
| n_0 [Hertz] | 18.200 |
| K | 0.015 |
| φ' | 0.015 |
| α | 1.010 |
| φ'' | 0.075 |
| φ | 1.090 |

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 (ϵ_{ced})

Il cedimento fondazionale dei plinti delle spalle non si è considerato data la natura dell'intervento di rinforzo eseguito.

5.6 Azioni Sismiche (E)

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

- Coordinate geografiche: 37.103386 Nord; 14.392181 Est
- Vita Nominale: $V_n=50$ anni (opera su infrastruttura progettata prima delle NTC08)
- Classe d'uso: II ($C_u=1$)
- Vita di riferimento: $V_r= V_n \times C_u= 50$ anni
- Categoria di sottosuolo: 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 | | 14.392181 | 37.103386 | 0.142 | 2.373 | 0.402 |

VI01 - VIADOTTO AL KM 339+401
Relazione sullo stato di fatto dell'opera

| | | | | | |
|----------|-------|----------|--------------|------|----------|
| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
| RS6K | 00 | R 09 CL | VI 03 00 002 | A | 20 di 55 |

| | | | | |
|-------------|----------|-----------|-----------|-----------|
| Terr. Tipo | C | | | |
| Cat. Topog. | 1 | | | |
| ξ | 5% | | | |
| η | 1 | | | |
| a_{g0} | 0.142 g | | | |
| F_0 | 2.373 | | | |
| T_C^* | 0.402 s | | | |
| γ_I | 1 | | | |
| a_g | 0.142 g | | | |
| q | 1 | | | |
| β | 0.2 | | | |
| | | | Ss | St |
| | | | 1.497 | 1.000 |
| Cc | S | TB | TC | TD |
| 1.419 | 1.497 | 0.190 | 0.570 | 2.169 |

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

$PGA_{\text{orizzontale}} = 0.213 \text{ g}$

$PGA_{\text{verticale}} = 0.072 \text{ g}$

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



Figura 10: Spettro accelerazioni orizzontali

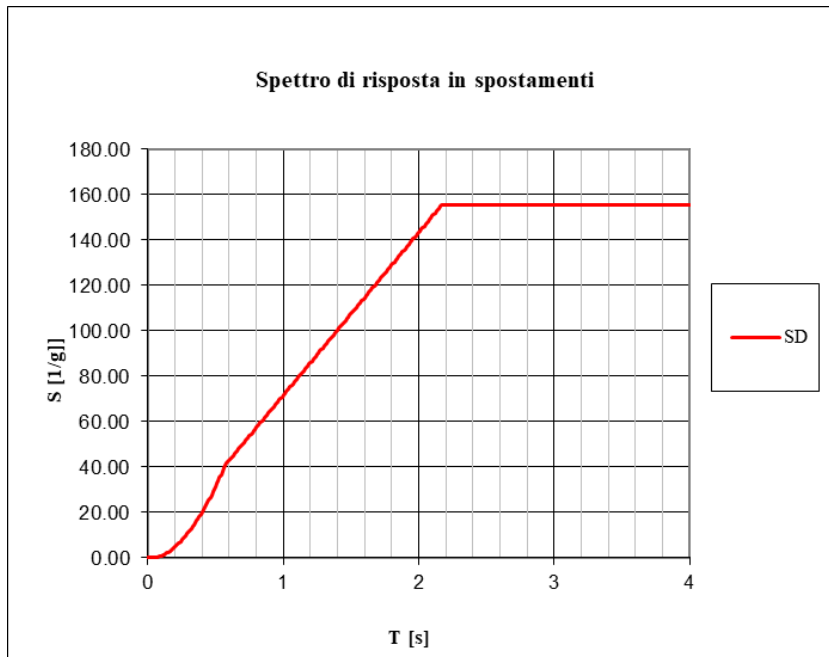


Figura 11: Spettro spostamenti orizzontali

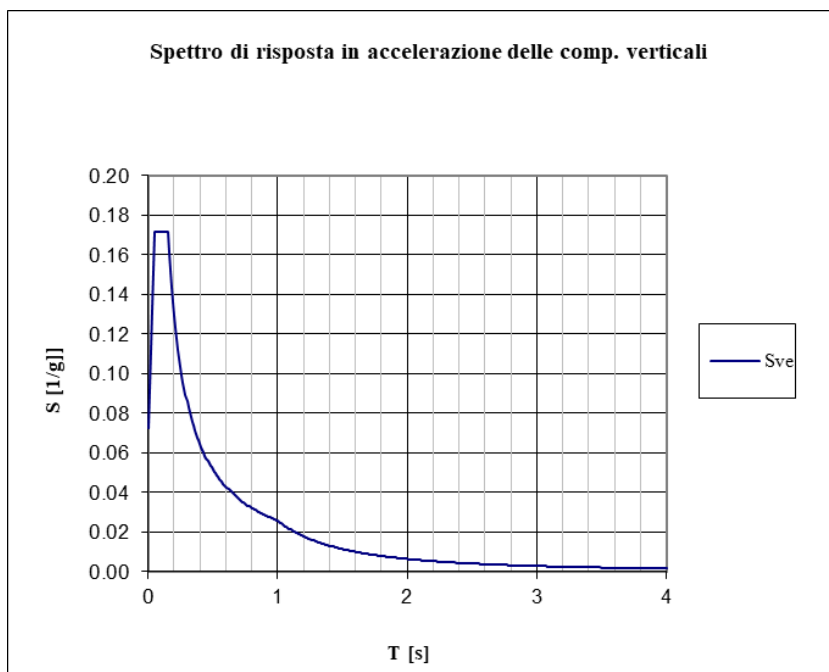


Figura 12: Spettro accelerazioni verticali

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.

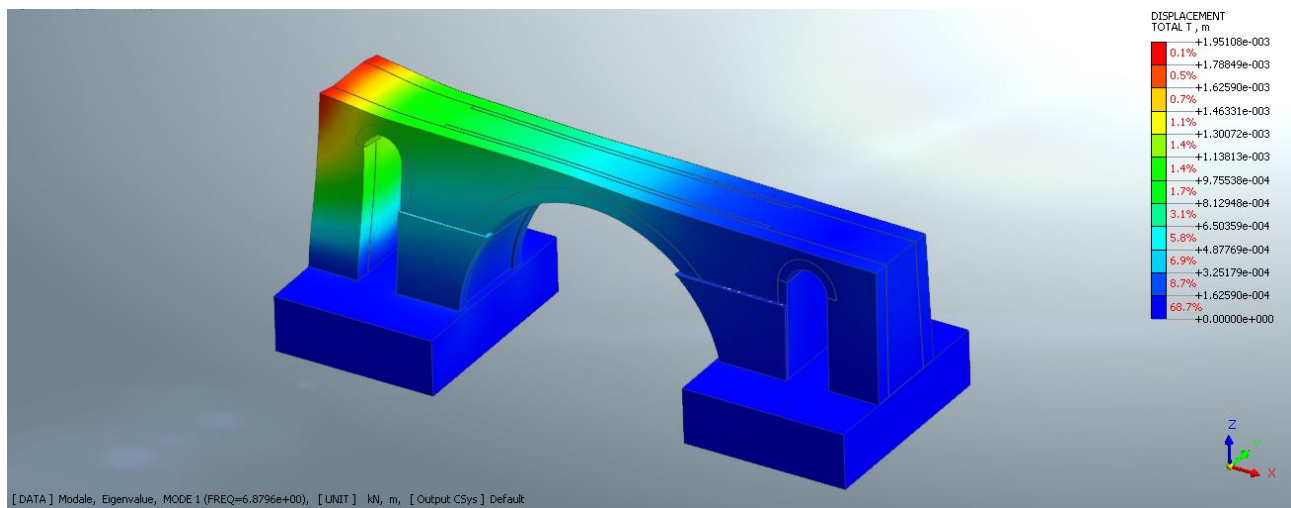


Figura 13: 1° Modo di vibrare

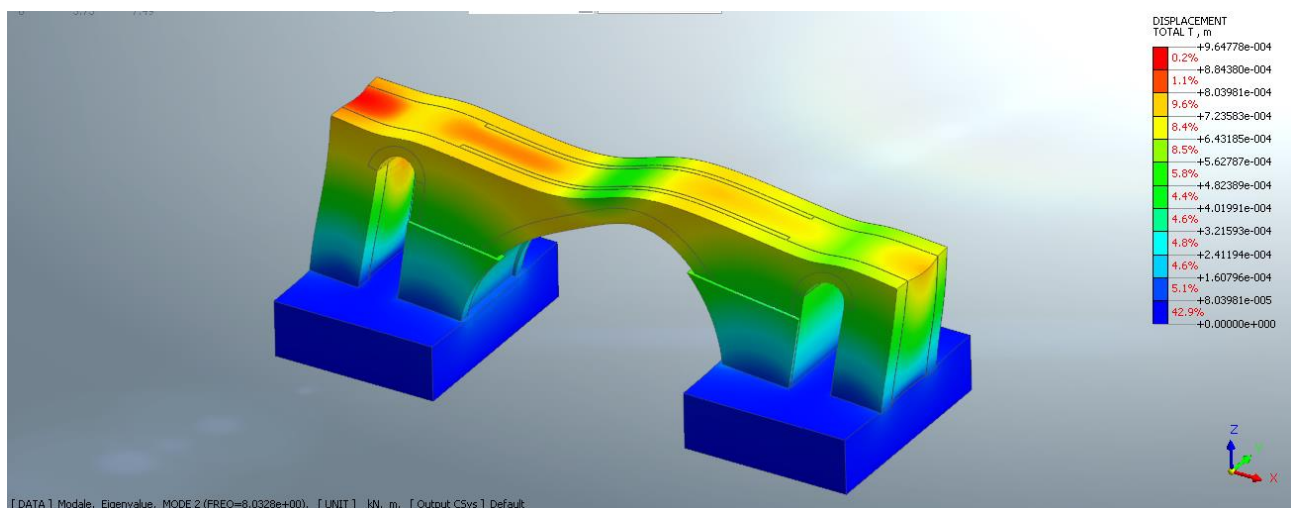


Figura 14: 2° Modo di vibrare

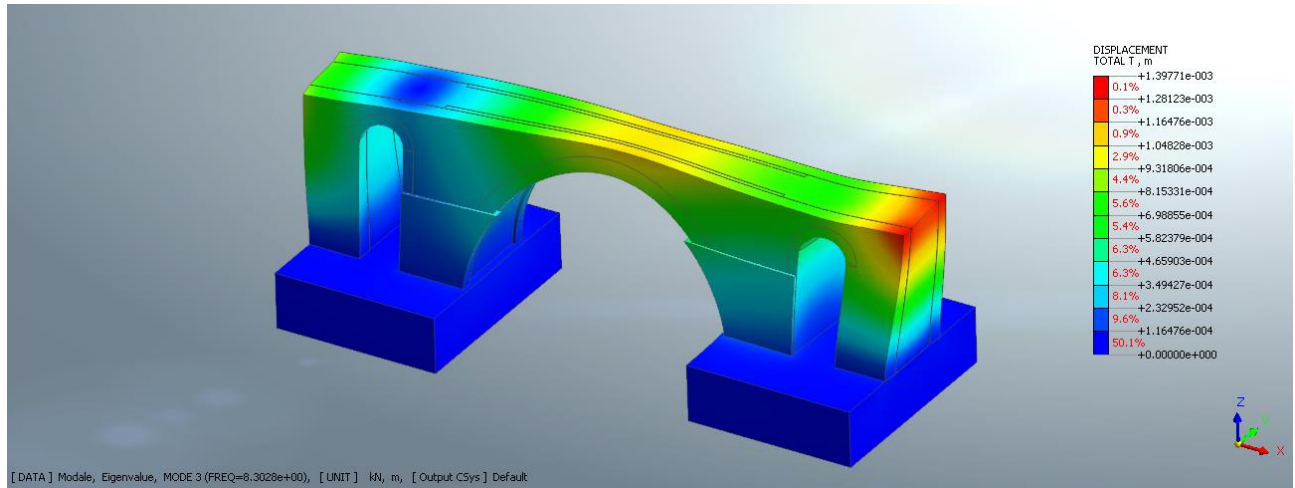


Figura 15: 5° Modo di vibrare

| MODO | PERIODO | MX | MY | MZ |
|------|---------|--------|--------|--------|
| 1 | 0.145 | 0.00% | 40.08% | 0.00% |
| 2 | 0.124 | 74.45% | 0.00% | 0.01% |
| 3 | 0.120 | 0.00% | 32.26% | 0.00% |
| 4 | 0.112 | 0.00% | 1.29% | 0.00% |
| 5 | 0.076 | 0.00% | 0.36% | 0.00% |
| 6 | 0.073 | 0.01% | 0.00% | 0.11% |
| 7 | 0.062 | 1.37% | 0.00% | 0.03% |
| 8 | 0.060 | 0.00% | 0.04% | 0.00% |
| 9 | 0.055 | 0.13% | 0.00% | 17.82% |
| 10 | 0.055 | 0.00% | 3.62% | 0.26% |
| 11 | 0.055 | 0.00% | 0.07% | 7.87% |
| 12 | 0.053 | 0.02% | 0.00% | 5.68% |
| 13 | 0.050 | 0.03% | 0.00% | 8.44% |
| 14 | 0.047 | 0.00% | 0.16% | 0.00% |
| 15 | 0.047 | 0.90% | 0.00% | 4.89% |
| 16 | 0.045 | 0.06% | 0.01% | 2.31% |
| 17 | 0.045 | 0.00% | 2.52% | 0.01% |
| 18 | 0.043 | 0.01% | 0.00% | 3.52% |
| 19 | 0.041 | 0.46% | 0.00% | 1.14% |
| 20 | 0.041 | 5.20% | 0.00% | 0.03% |

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):

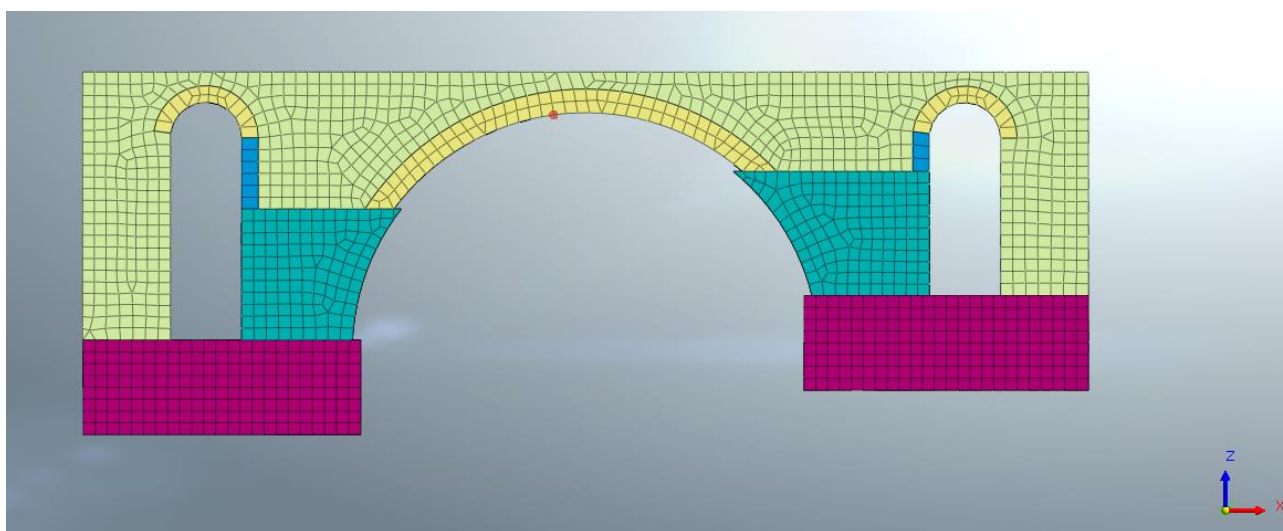
- Gruppo 1: profilo di forze proporzionali al modo fondamentale nella direzione considerata;
- Gruppo 2: profilo di forze proporzionali alle masse.

Tuttavia, per questa opera nonostante la massa partecipante in direzione trasversale pone il modo 1 come modo principale in direzione Y, la sua forma modale vede oscillazioni che interessano la parte laterale della spalla e non l'arco centrale. Trasversalmente, quindi, l'analisi ha riguardato esclusivamente il profilo di forze proporzionale alle masse.

Per tali ragioni, sono state prese in considerazione 3 profili di forze orizzontale:

- 1) SISMA X – GRUPPO 1 (FX-GR1)
- 2) SISMA X – GRUPPO 2 (FX-GR2)
- 3) 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.



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

In sintesi il metodo prevede la trasformazione della risposta strutturale del sistema globale in quella di un sistema equivalente ad un grado di libertà, attraverso degli opportuni coefficienti quali il fattore di partecipazione e la massa partecipante mutuati dalla analisi modale della struttura.

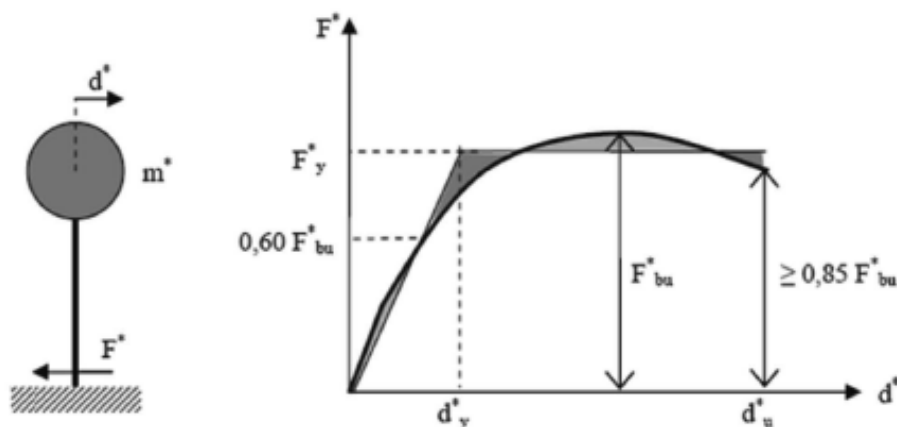


Figura C7.3.1 – Sistema e diagramma bilineare equivalente

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

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

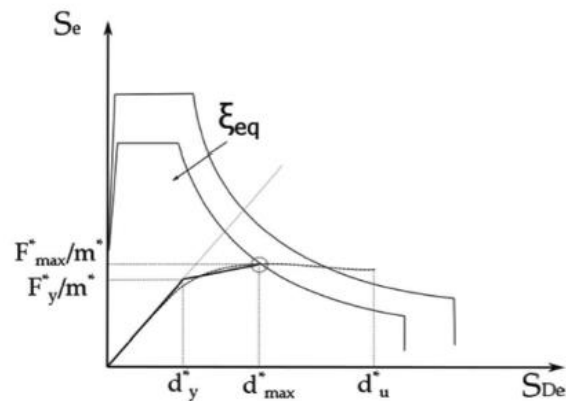


Figura C7.3.A- Individuazione del Punto di prestazione

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

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

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

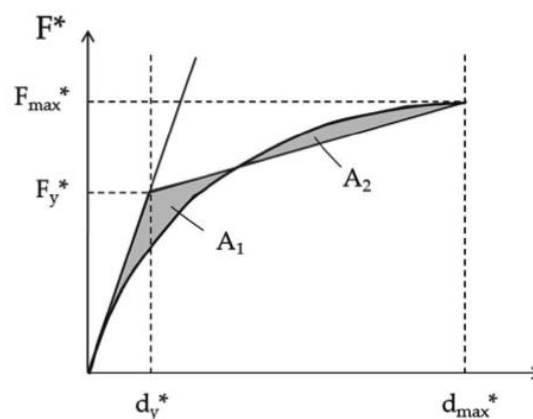


Figura C7.3.3- Bilinearizzazione equivalente

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

VI01 - VIADOTTO AL KM 339+401
Relazione sullo stato di fatto dell'opera

| | | | | | |
|----------|-------|----------|--------------|------|----------|
| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
| RS6K | 00 | R 09 CL | VI 03 00 002 | A | 27 di 55 |

7.1 Sisma X - Gruppo 1

Individuazione dello step di collasso della struttura:

| | | |
|-----------|-------------------|-------------------|
| STOP STEP | 0.018 | 18735 |
| LF: 1.84 | spost. (m) | Forza (kN) |

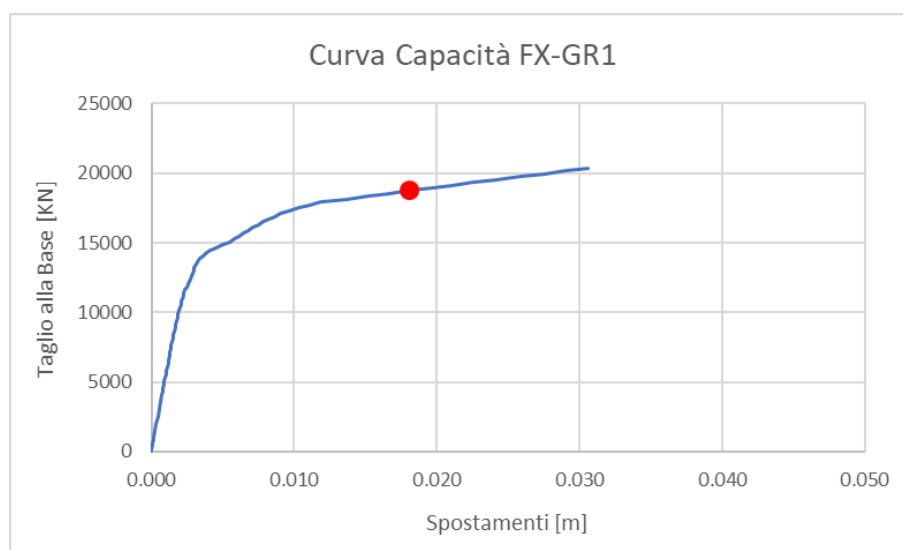


Figura 16: Curva di capacità

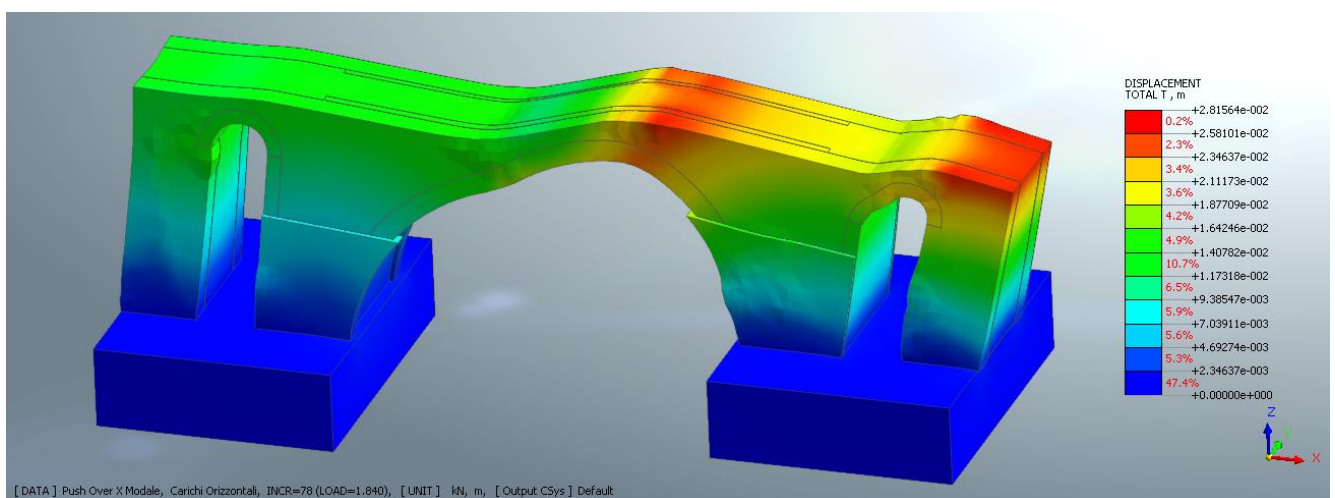


Figura 17: Mappa cromatica spostamento DX step di collasso

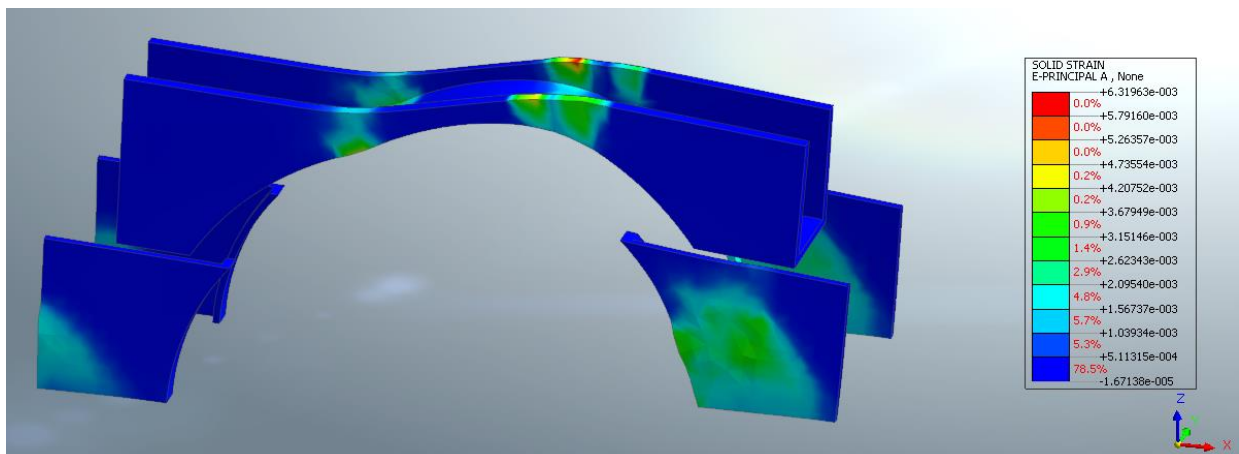
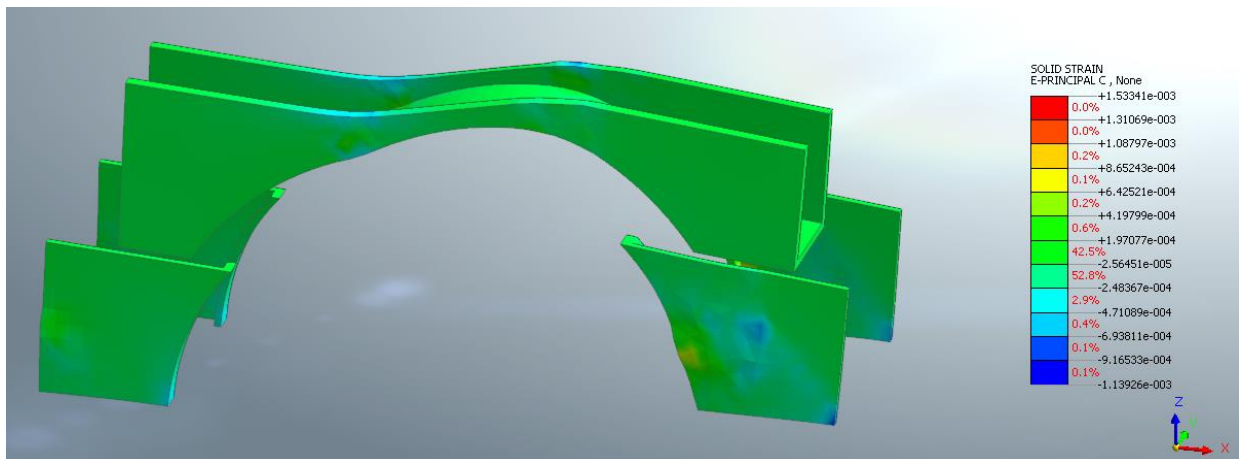


Figura 18: Deformazione principali (compressione sopra, trazione sotto) negli elementi in c.a. di rinforzo allo step collasso

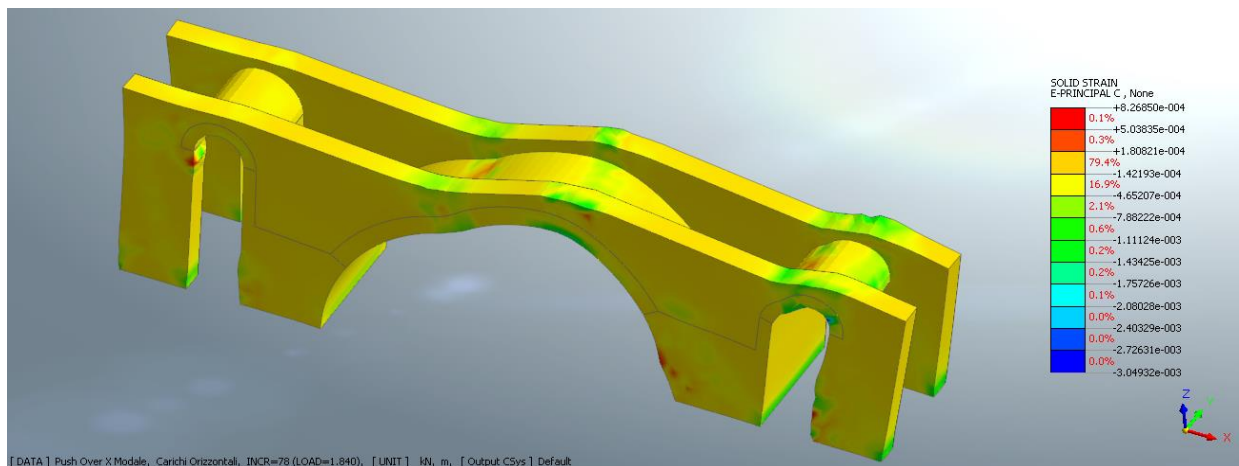


Figura 19: Deformazione principale di compressione nelle murature allo step di collasso

VI01 - VIADOTTO AL KM 339+401
Relazione sullo stato di fatto dell'opera

| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
|----------|-------|----------|--------------|------|----------|
| RS6K | 00 | R 09 CL | VI 03 00 002 | A | 29 di 55 |

Il punto ultimo viene definito per raggiungimento della deformazione massima di compressione all'intradosso dell'arco presente nel foro del timpano, come evidenziato nella figura seguente.

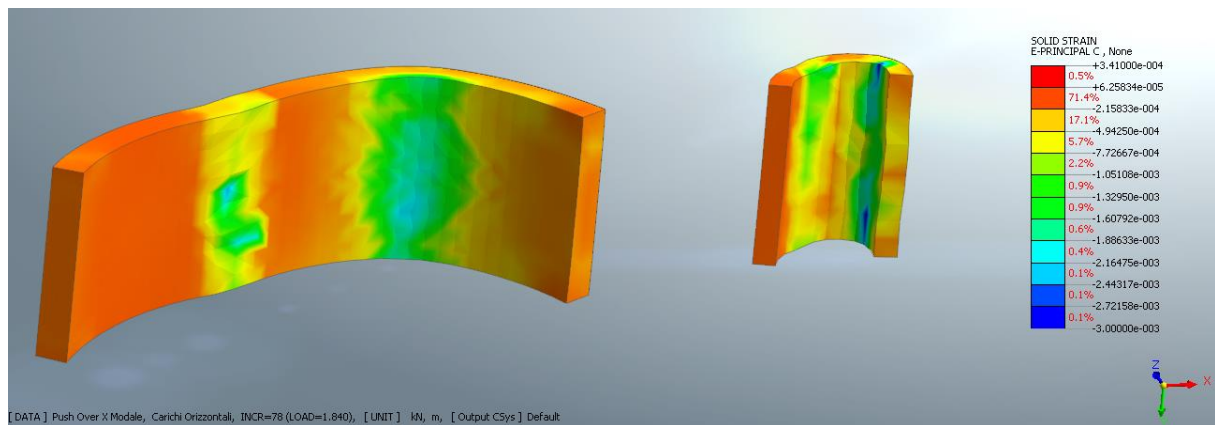


Figura 20: Deformazioni principali di compressione - particolare zona di raggiungimento deformazione massima di compressione

Massa partecipante $m^* = 2565$ ton

Fattore di Partecipazione $\Gamma^* = 1.17$

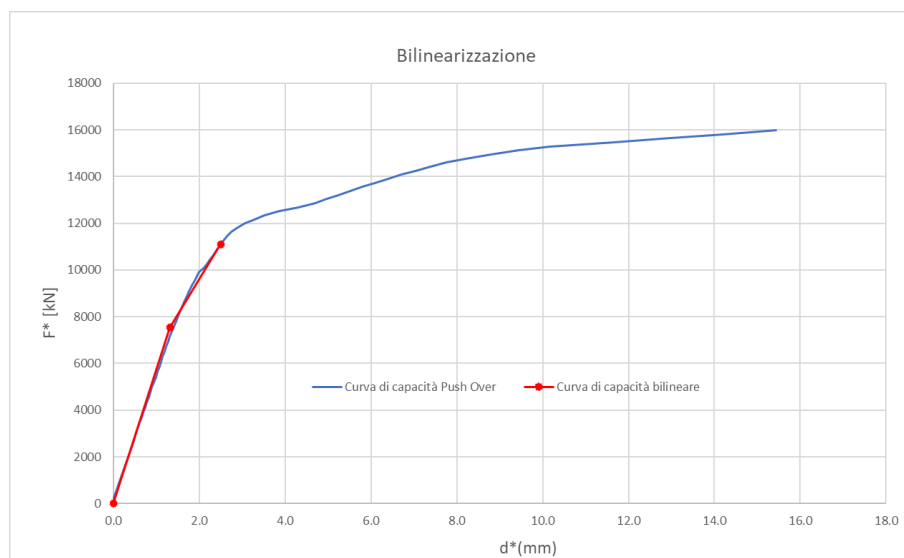


Figura 21: Bilinearizzazione curva di capacità 1GL

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

$\xi_{eq} = 8.1\% < 10\%$

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

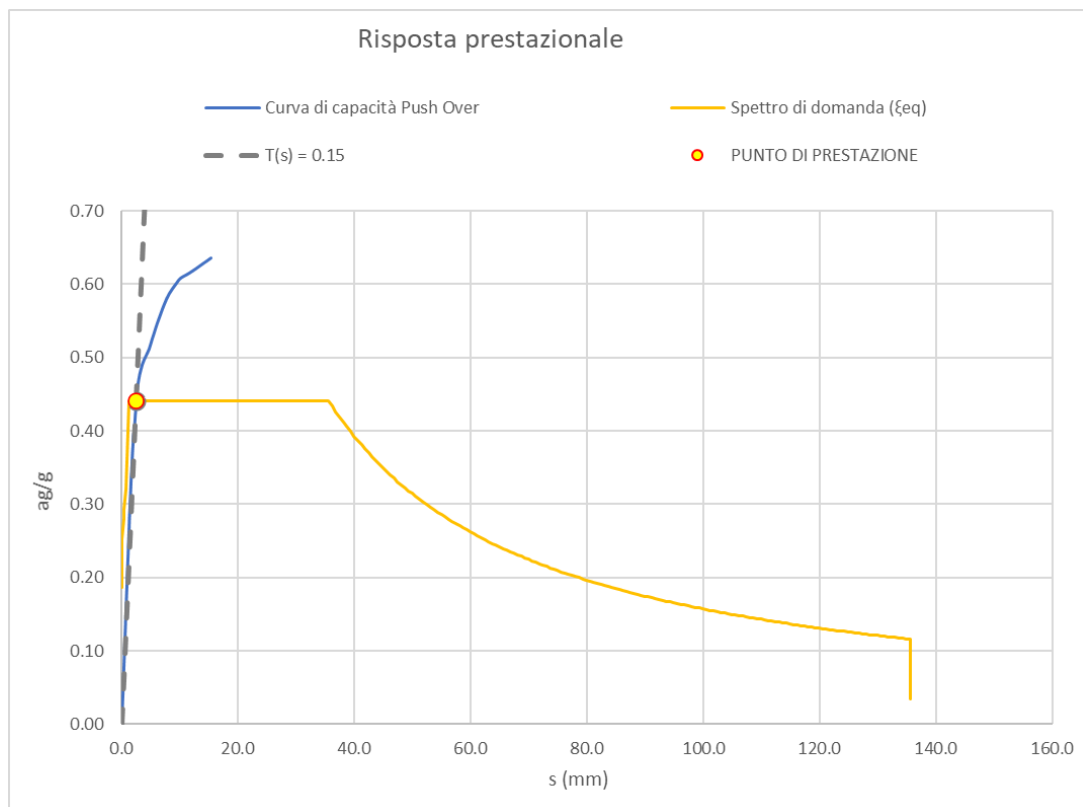


Figura 22: Verifica Domanda vs Capacità sul piano spettrale pseudo accelerazioni – pseudo spostamenti.

| | | |
|----------------------------------|-------------|-----------|
| d* domanda | 2.5 | mm |
| d* capacità | 15.4 | mm |
| fattore sicurezza (>1) | 6.16 | - |

7.2 Sisma X - Gruppo 2

Individuazione dello step di collasso della struttura:

| | | |
|------------------|-------------------|-------------------|
| STOP STEP | 0.011 | 25018 |
| LF: 0.75 | spost. (m) | Forza (KN) |

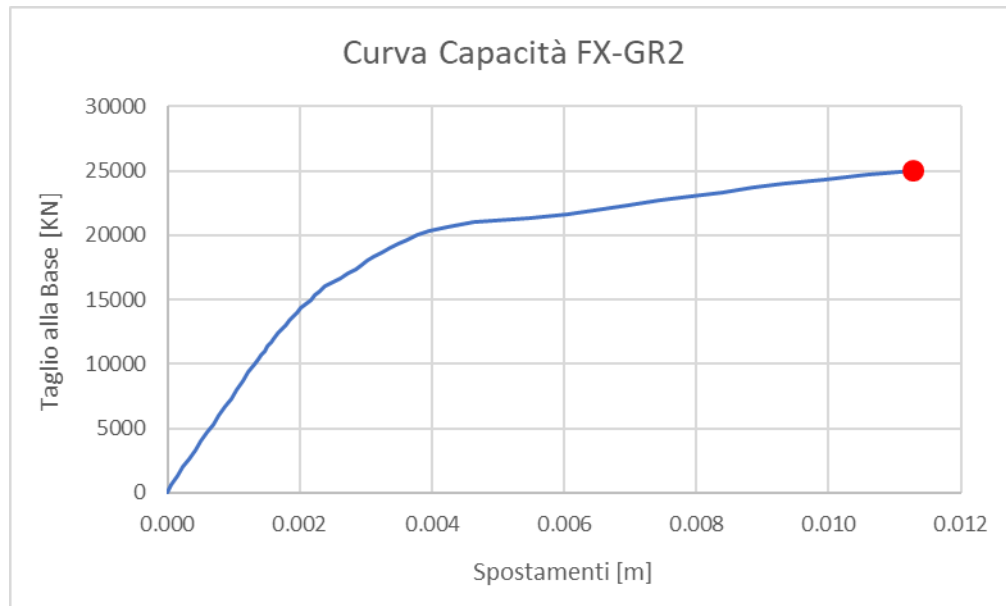


Figura 23: Curva di capacità

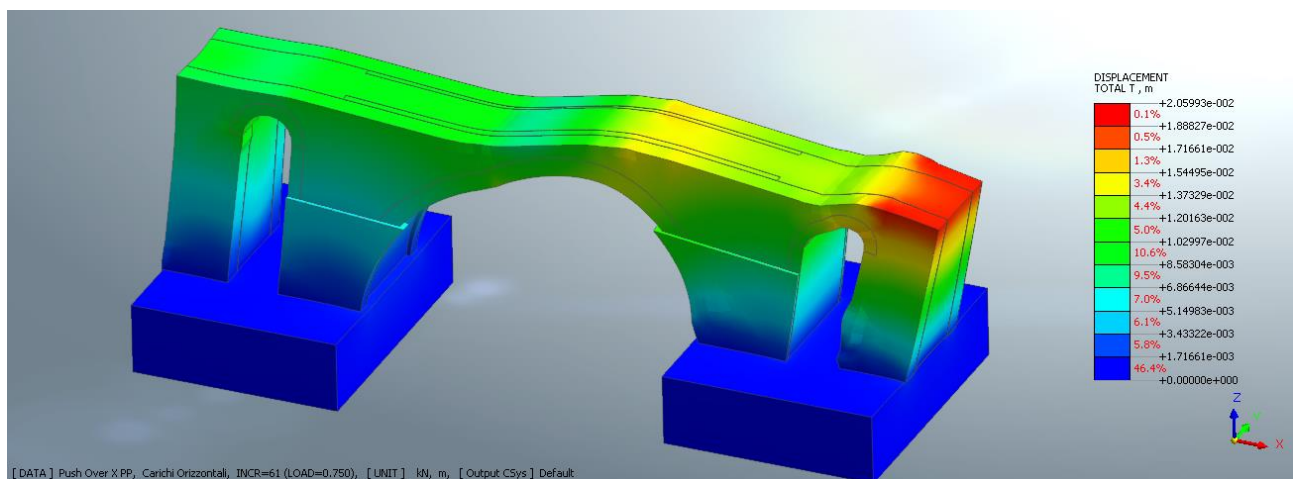


Figura 24: Mappa cromatica spostamento DX step di collasso

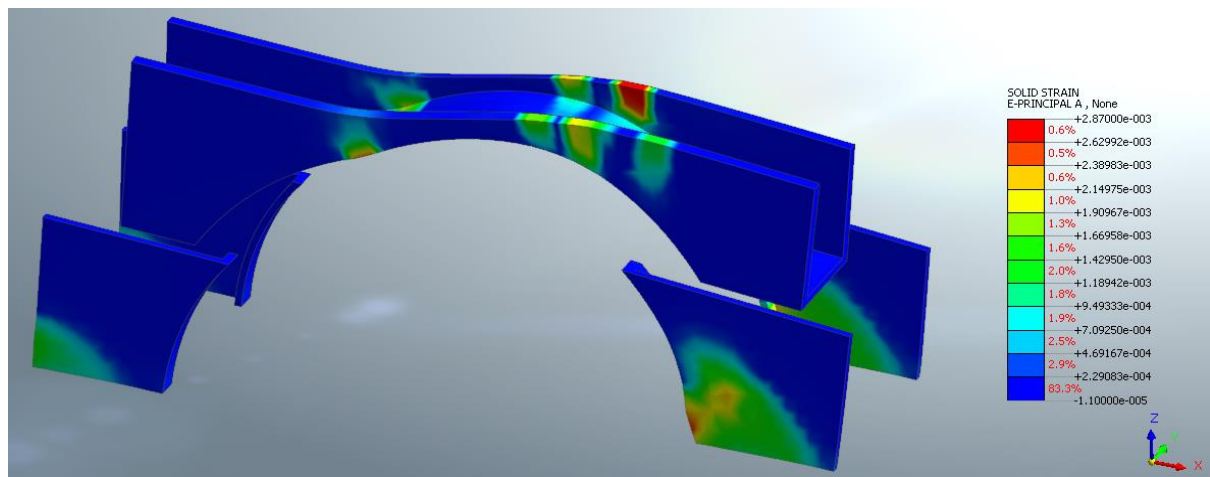
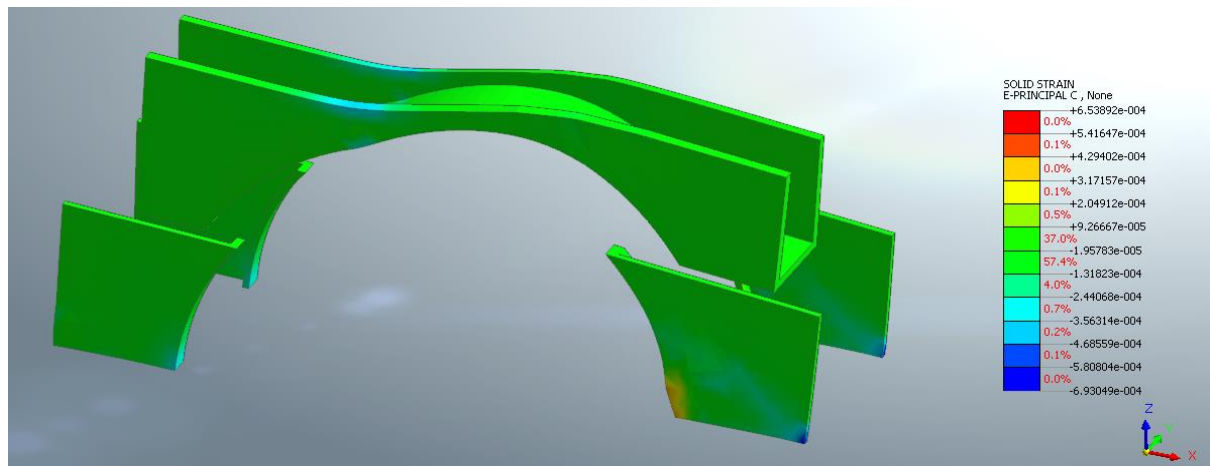


Figura 25: Deformazione principali (compressione sopra, trazione sotto) negli elementi in c.a. di rinforzo allo step di collasso

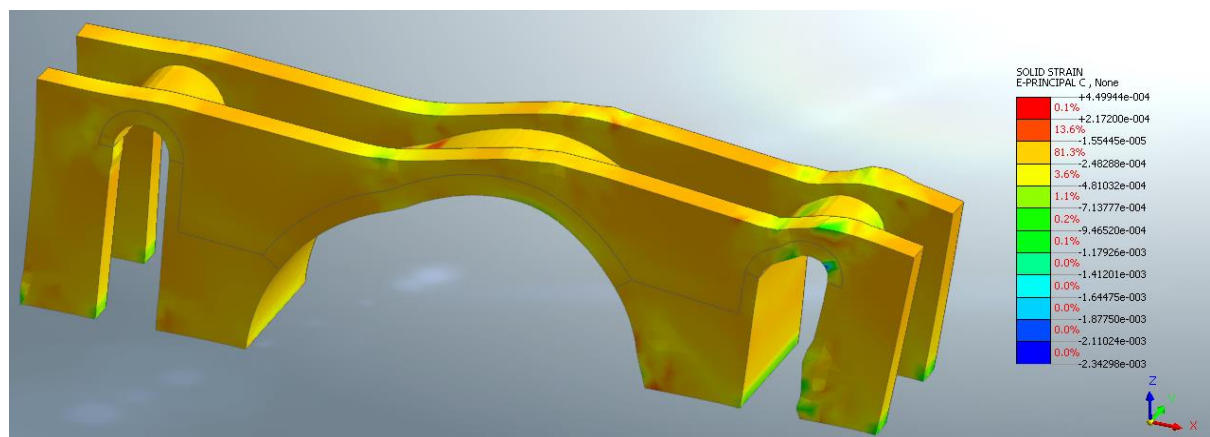


Figura 26: Deformazione principale di compressione nella muratura allo step di collasso

VI01 - VIADOTTO AL KM 339+401
Relazione sullo stato di fatto dell'opera

| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
|----------|-------|----------|--------------|------|----------|
| RS6K | 00 | R 09 CL | VI 03 00 002 | A | 33 di 55 |

Massa partecipante: $m^*=3445$ ton

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

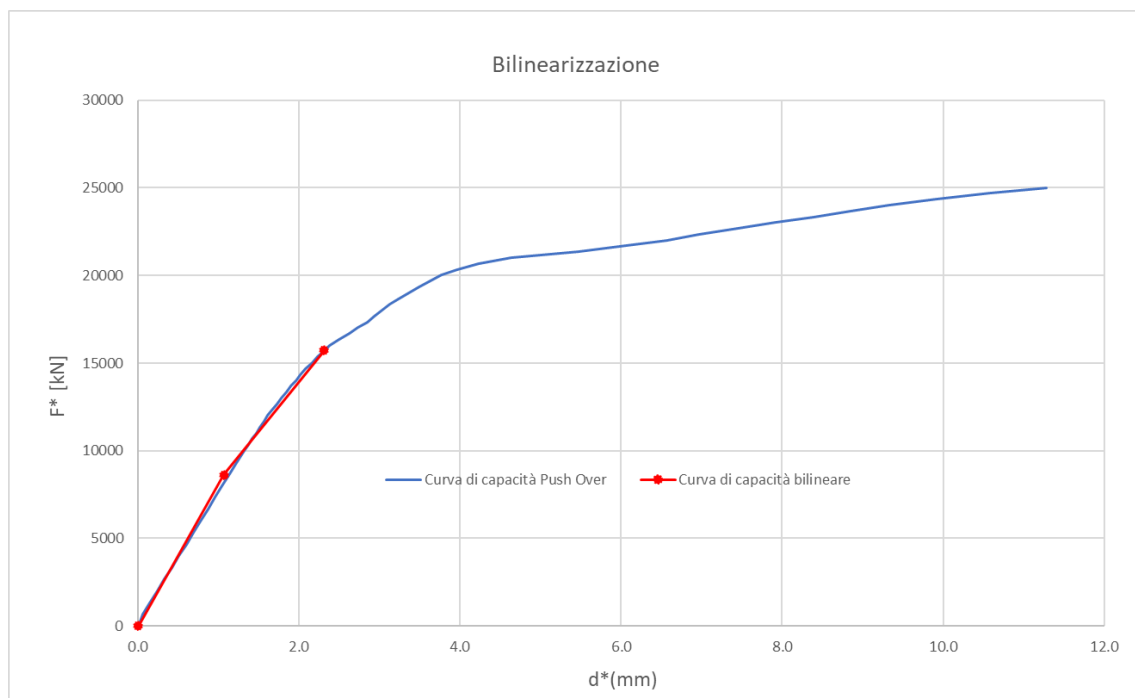


Figura 27: Bilinearizzazione curva di capacità 1GL

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

$\xi_{eq}=6.8\% < 10\%$

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

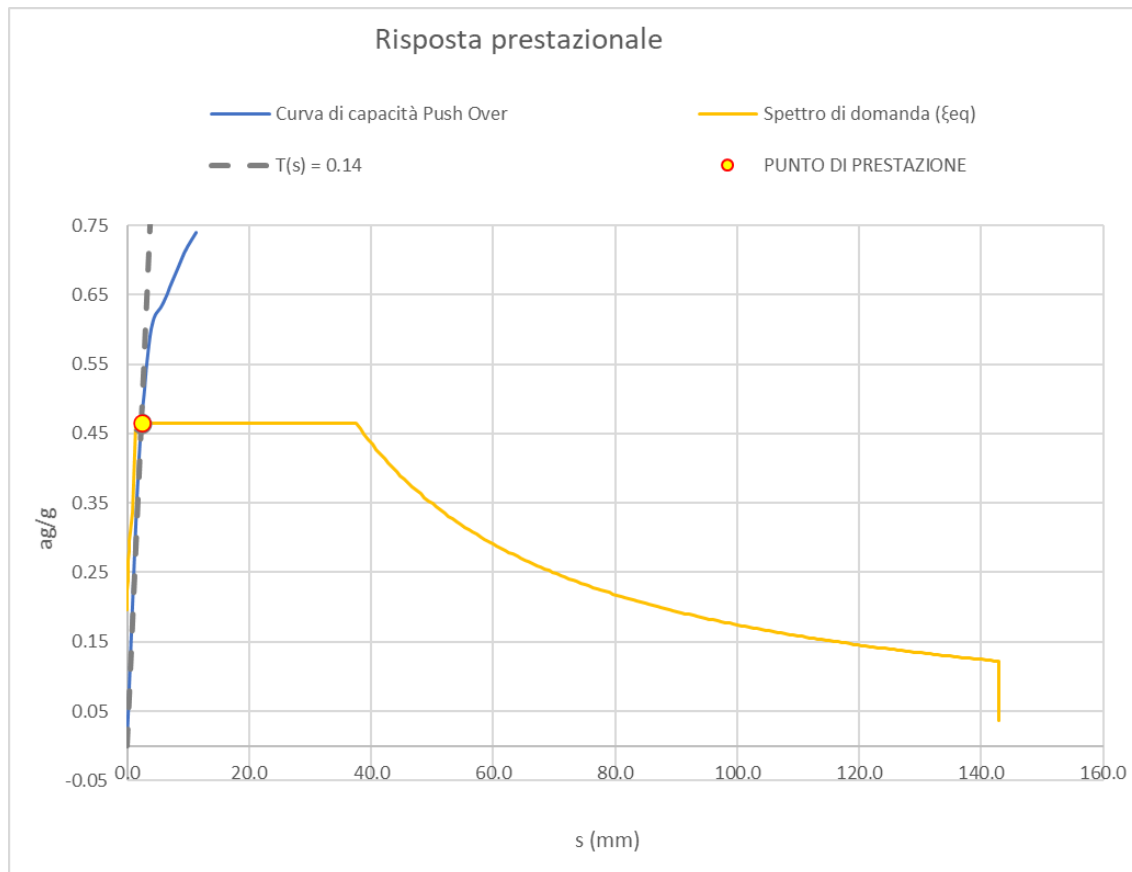


Figura 28: Verifica Domanda vs Capacità sul piano spettrale pseudo accelerazioni – pseudo spostamenti.

| | | |
|----------------------------------|-------------|-----------|
| d* domanda | 2.3 | mm |
| d* capacità | 11.3 | mm |
| fattore sicurezza (>1) | 4.9 | - |

7.3 Sisma Y - Gruppo 2

Individuazione dello step di collasso della struttura:

| | | |
|-----------|-------------------|-------------------|
| STOP STEP | 0.015 | 20348 |
| (LF 0.61) | spost. (m) | Forza (kN) |

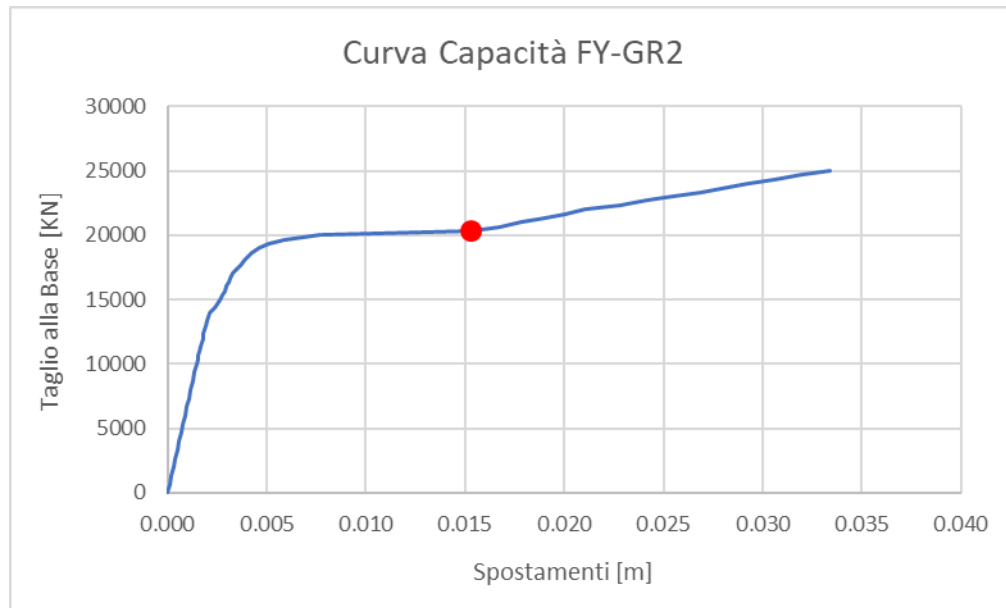


Figura 29: Curva di capacità

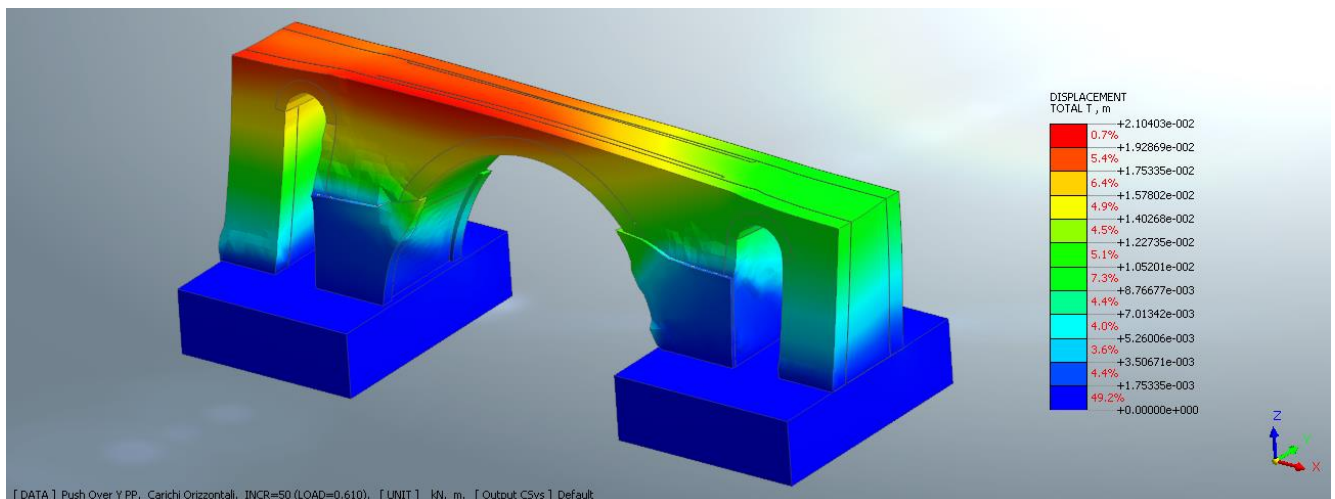


Figura 30: Mappa cromatica spostamento DY step di collasso

VI01 - VIADOTTO AL KM 339+401
Relazione sullo stato di fatto dell'opera

| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
|----------|-------|----------|--------------|------|----------|
| RS6K | 00 | R 09 CL | VI 03 00 002 | A | 36 di 55 |

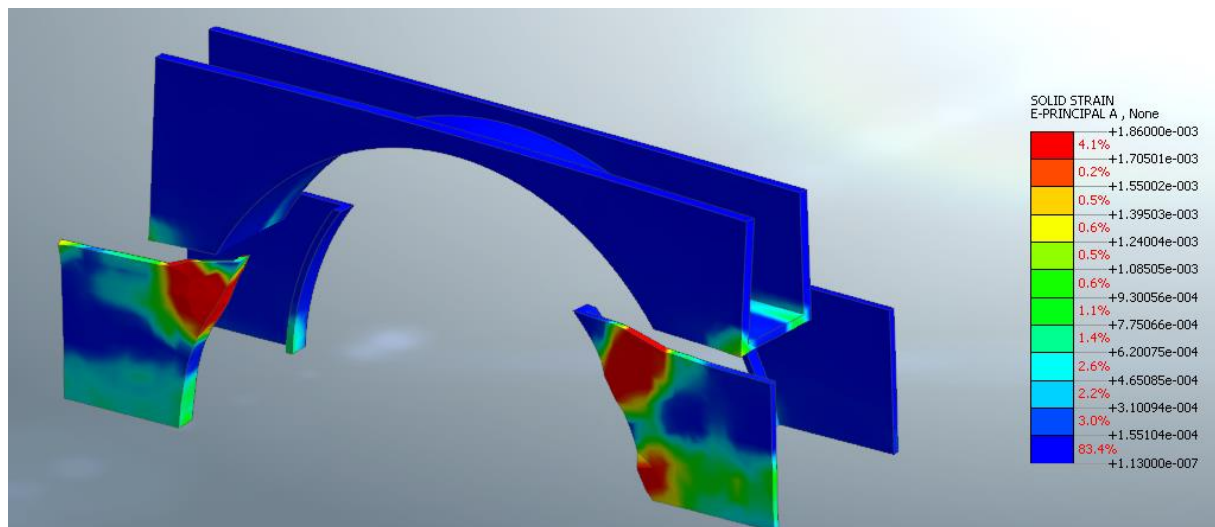
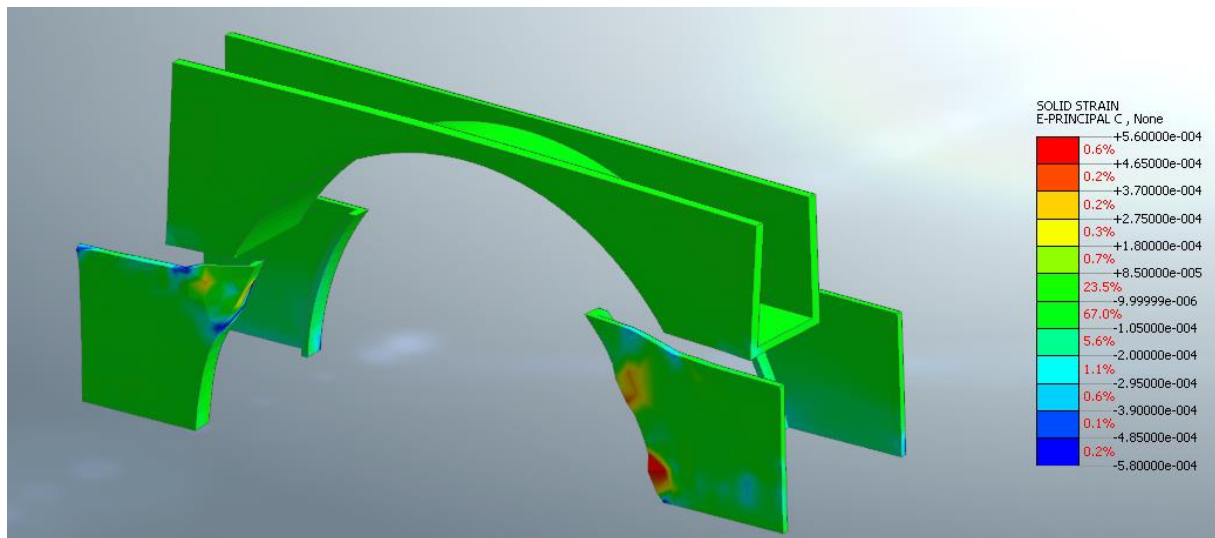


Figura 31: Deformazione principali (compressione sopra, trazione sotto) negli elementi in c.a. di rinforzo allo step collasso

VI01 - VIADOTTO AL KM 339+401
Relazione sullo stato di fatto dell'opera

| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
|----------|-------|----------|--------------|------|----------|
| RS6K | 00 | R 09 CL | VI 03 00 002 | A | 37 di 55 |

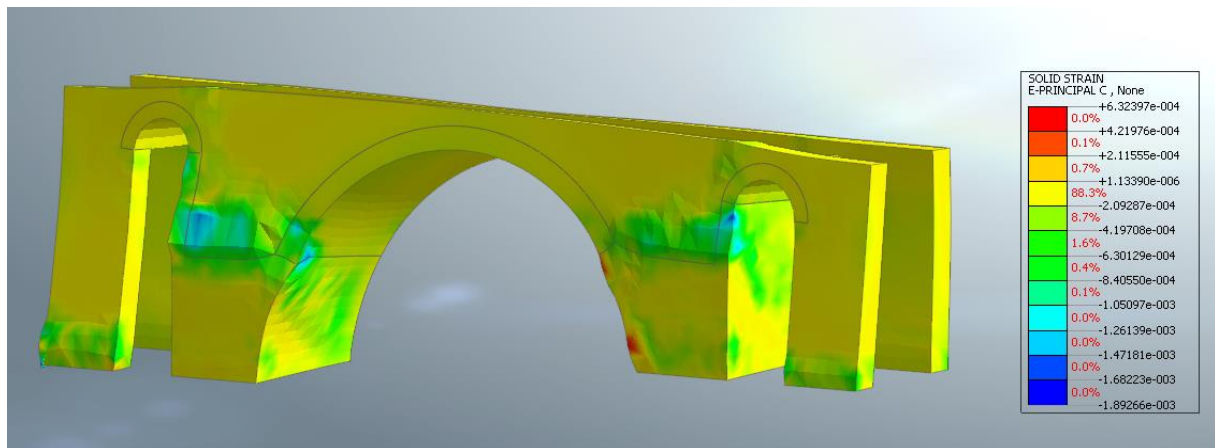


Figura 32: Deformazione principale di compressione nella muratura allo step di collasso

Massa partecipante: $m^* = 3445$ ton

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

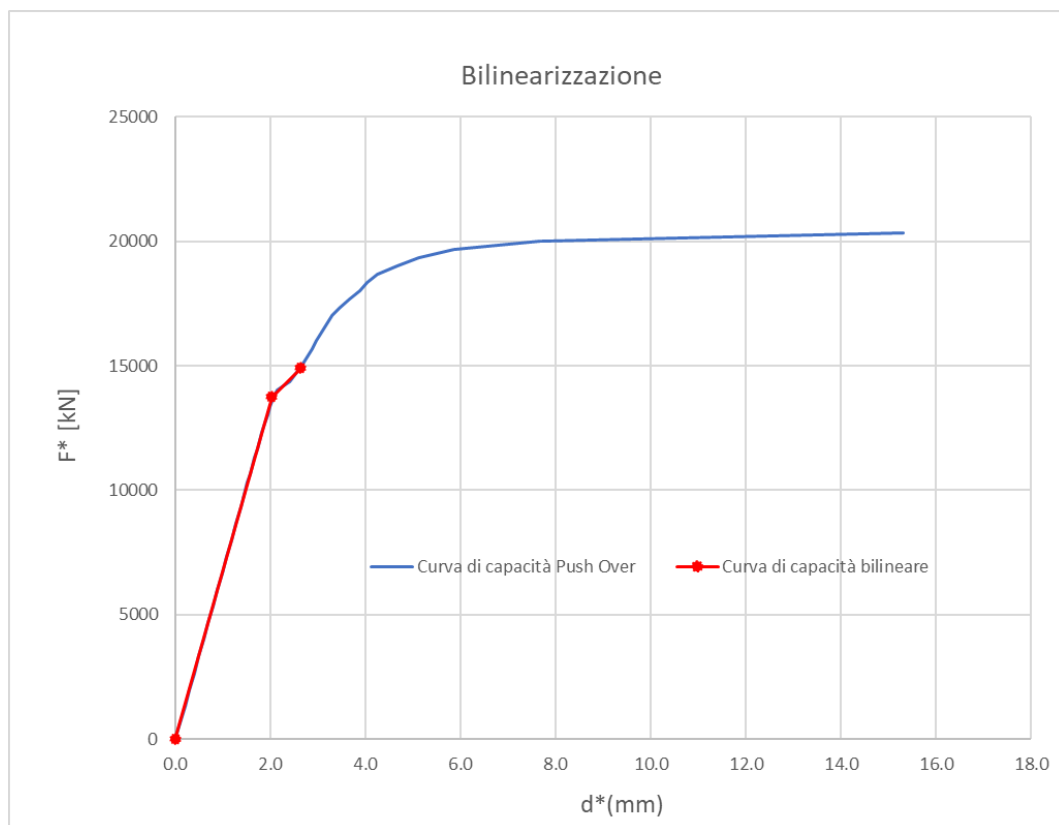


Figura 33: Bilinearizzazione curva di capacità 1GL

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

$$\xi_{eq}=8.2\% < 10\%$$

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

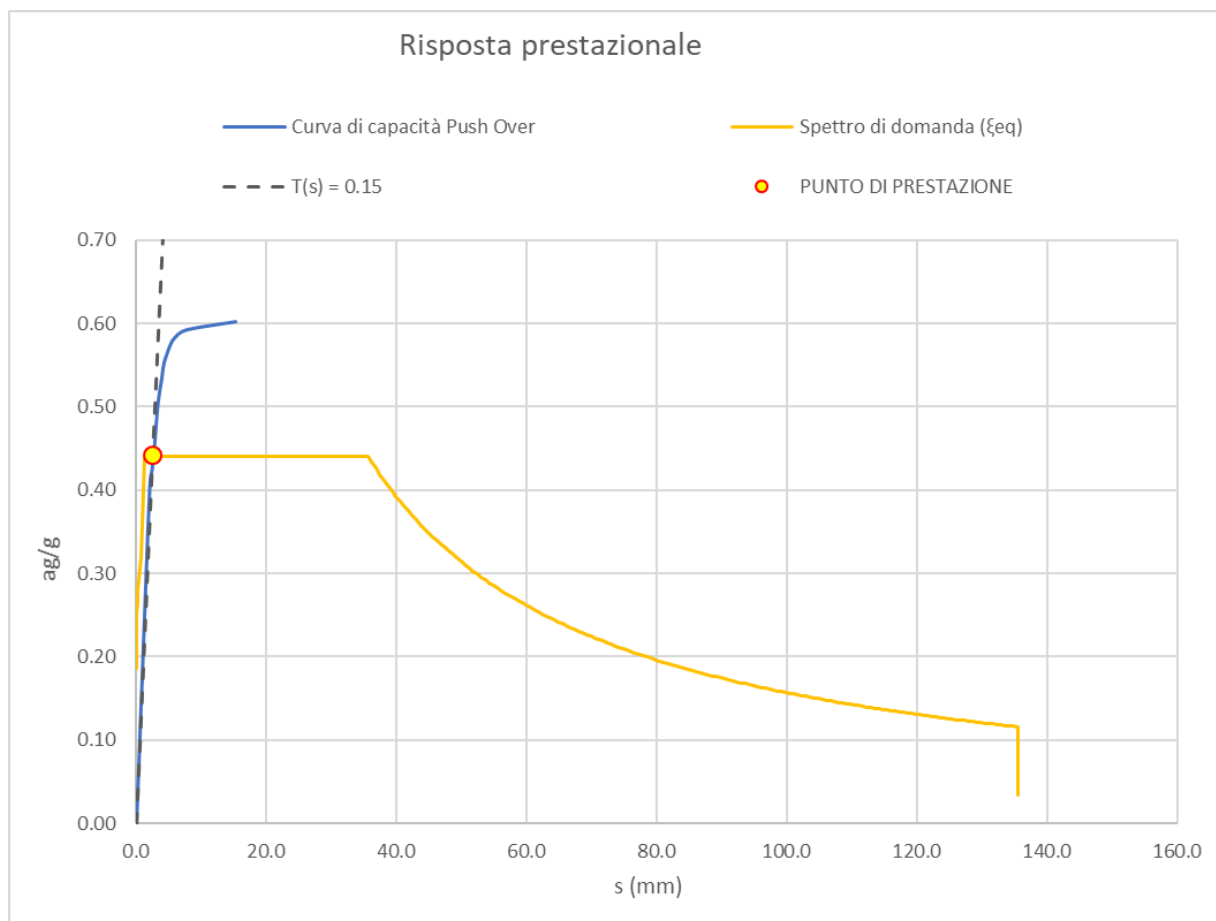


Figura 34: Verifica Domanda vs Capacità sul piano spettrale pseudo accelerazioni – pseudo spostamenti.

| | | |
|--------------------------|-------------|-----------|
| d* domanda | 2.6 | mm |
| d* capacità | 15.3 | mm |
| fattore sicurezza | 5.8 | - |

VI01 - VIADOTTO AL KM 339+401
Relazione sullo stato di fatto dell'opera

| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
|----------|-------|----------|--------------|------|----------|
| RS6K | 00 | R 09 CL | VI 03 00 002 | A | 39 di 55 |

7.4 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 (Tr= 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 | 2.5 | 15.4 | 6.16 |
| FX-GR2 | 2.3 | 11.3 | 4.9 |
| FY-GR2 | 2.6 | 15.3 | 5.8 |
| | | MIN FS | 4.9 |

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 (72 cm).

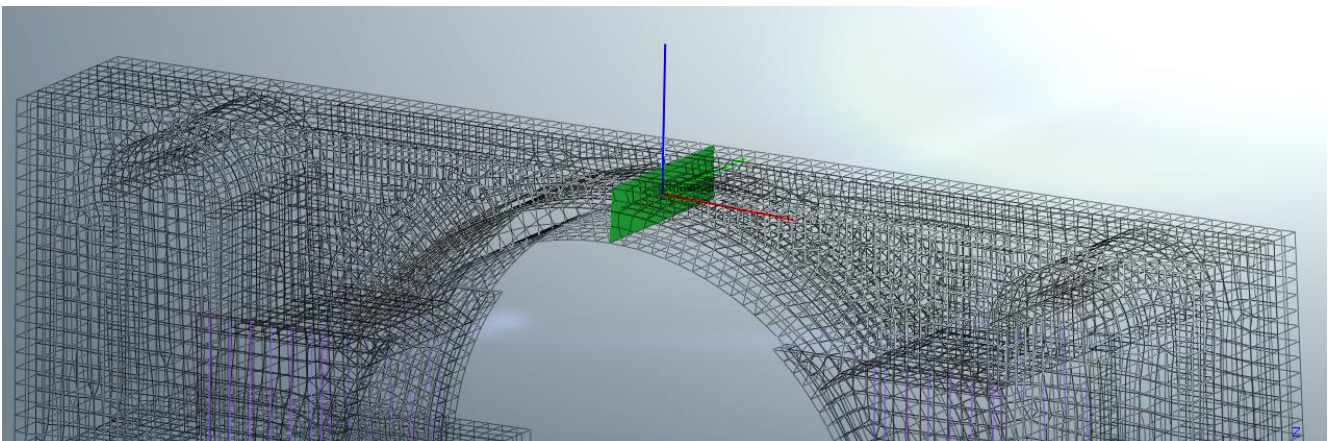


Figura 35: Sezione di integrazione delle forze nodali (Assi di riferimento: rosso=X, verde=Y, blu=Z)

Il piano di taglio è stato quindi effettuato su tutta la sezione, comprendendo anche la struttura esistente (in questo caso la sezione dell'arco, i timpani e il riempimento). 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 della differenza prestazionale tra i calcestruzzi dei due elementi.

Per le azioni sismiche sono stati riportati i valori per i due gruppi di azioni già citati nell'analisi push over per la direzione longitudinale (X) mentre il solo gruppo 2 per la direzione trasversale (Y), e la componente verticale SLV Z, andando a considerare l'effettiva accelerazione di sito per sisma verticale.

| azioni elementari | N | Vz | Vy | My | Mz | T |
|-------------------|-------|------|------|-------|------|---|
| G1 | -2681 | -72 | 3 | -1259 | -25 | 0 |
| G2 | -74 | -1 | 0 | -46 | 0 | 0 |
| T1 | -594 | -10 | 1 | -376 | -2 | 0 |
| Vento | -7 | 0 | -15 | -4 | -26 | 0 |
| Frenatura | -30 | 39 | 0 | 3 | 1 | 0 |
| Serpeggio | -1 | 0 | -51 | -1 | -141 | 0 |
| FX GR1 | -4273 | 1317 | 5 | -1336 | 83 | 0 |
| FX GR2 | -3991 | 940 | 1 | -1166 | 76 | 0 |
| | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| FY GR2 | -2704 | -79 | -208 | -973 | -546 | 0 |
| SLV Z | -194 | -5 | 0 | -91 | -2 | 0 |

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. 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 | Frenatura | Serpeggio | Vento |
|---------|------|-----|----------|-----------|-----------|-------|
| SLU1 | 1.35 | 1.5 | 1.45 | 1.45 | 1.45 | 0.9 |
| SLU2 | 1.35 | 1.5 | 1.16 | 1.16 | 1.16 | 1.5 |
| SLU3 | 1 | 1 | 1.45 | 1.45 | 1.45 | 0.9 |
| SLU4 | 1 | 1 | 1.16 | 1.16 | 1.16 | 1.5 |
| SLE-K1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 0.6 |
| SLE-K2 | 1 | 1 | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 1 |
| SLE-QP1 | 1 | 1 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0 |

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 | Frenatura | Serpeggio | FX gr1 | FX gr2 | FY gr2 | SLV Z |
|------|----------|-----------|-----------|--------|--------|--------|-------|
| SLV1 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 1 | 0 | 0 | 0.3 |
| SLV2 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 1 | 0 | 0 | -0.3 |
| SLV3 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0 | 1 | 0 | 0.3 |
| SLV4 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0 | 1 | 0 | -0.3 |
| SLV5 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0 | 0 | 1 | 0.3 |
| SLV6 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 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 tenere 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 _{yd} = 391 MPa |
| ε _{cu} = 0.35% | ε _{su} 5% |

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 | 3.37 m |
| H max | 1.72 m |
| B trave | 0.40 m |
| Sp. soletta | 0.20 m |
| ρ_s (Della soletta) | 2.2% |

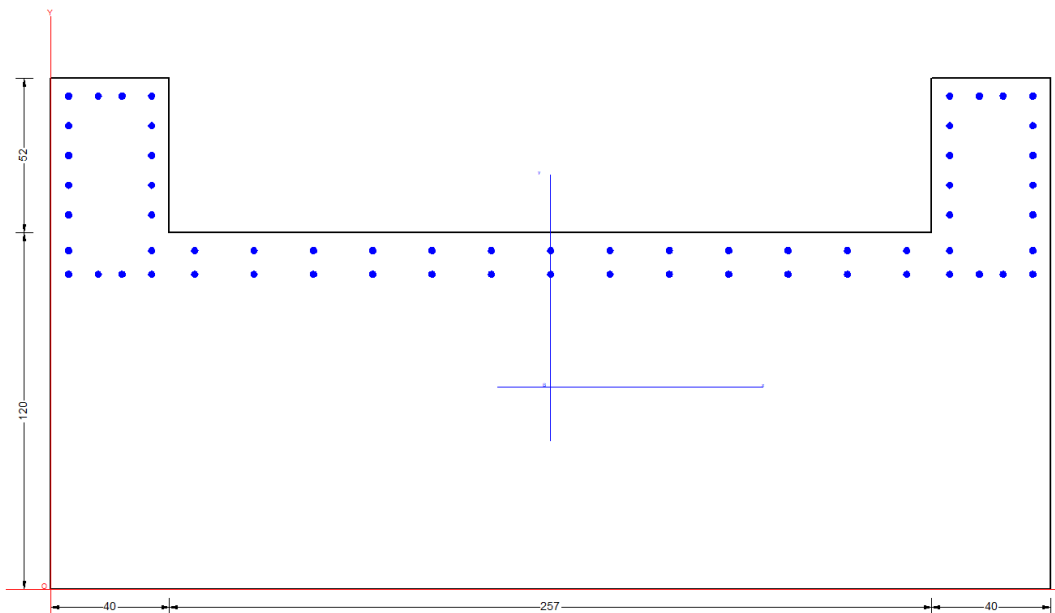


Figura 36: Sezione di verifica

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

- Condizioni statiche**

| Combinazioni Statiche SLU | | | | | | |
|----------------------------------|----------|-----------|-----------|-----------|-----------|--------------|
| Chiave Arco | N | Vz | Vy | My | Mz | Rd/Ed |
| <i>comb</i> | (kN) | (kN) | (kN) | (kNm) | (kNm) | - |
| SLU1 | -4644 | -57 | -81 | -2315 | -262 | 2.28 |
| SLU2 | -4467 | -65 | -76 | -2209 | -237 | 2.35 |
| SLU3 | -3669 | -31 | -82 | -1851 | -254 | 2.58 |
| SLU4 | -3492 | -40 | -77 | -1745 | -229 | 2.7 |

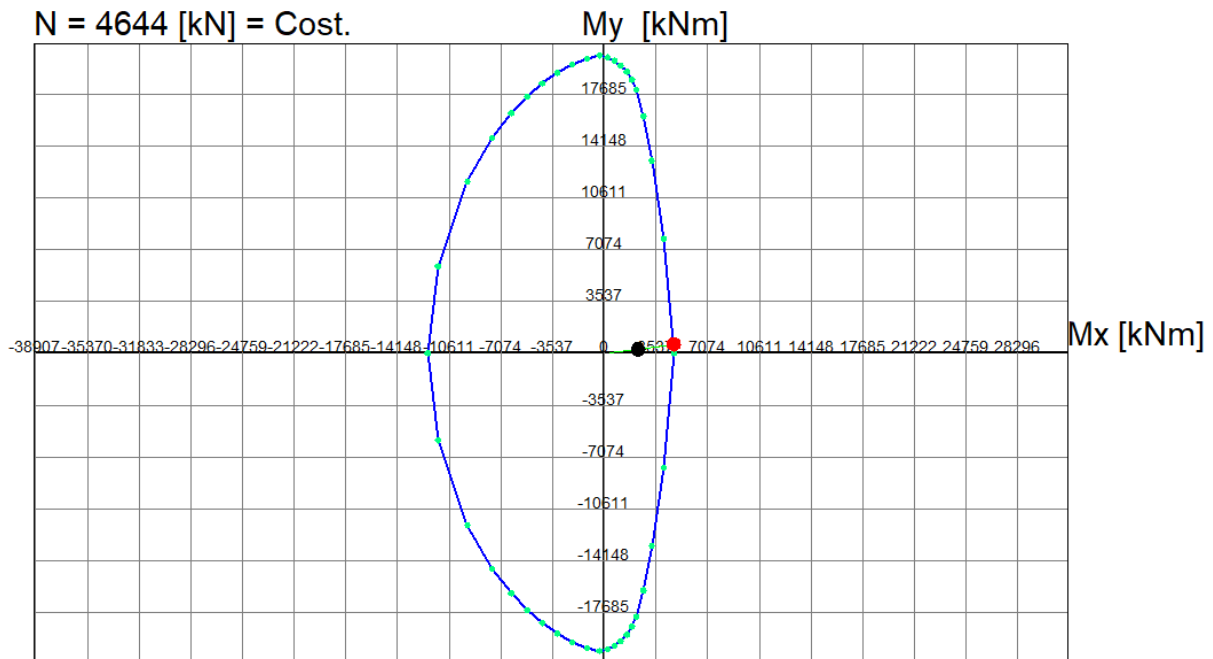
VI01 - VIADOTTO AL KM 339+401
Relazione sullo stato di fatto dell'opera

| | | | | | |
|----------|-------|----------|--------------|------|----------|
| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
| RS6K | 00 | R 09 CL | VI 03 00 002 | A | 44 di 55 |

- Condizioni sismiche

| Combinazioni Sismiche SLV | | | | | | |
|---------------------------|-------|------|------|-------|-------|-------|
| Chiave Arco | N | Vz | Vy | My | Mz | Rd/Ed |
| comb | (kN) | (kN) | (kN) | (kNm) | (kNm) | - |
| SLV1 | -4457 | 1321 | -5 | -1439 | 54 | 4.09 |
| SLV2 | -4340 | 1324 | -5 | -1384 | 55 | 4.23 |
| SLV3 | -4174 | 945 | -9 | -1268 | 47 | 4.63 |
| SLV4 | -4057 | 948 | -9 | -1213 | 48 | 4.82 |
| SLV5 | -2888 | -75 | -218 | -1075 | -574 | 4.29 |
| SLV6 | -2771 | -72 | -218 | -1021 | -573 | 4.46 |

Si riporta la verifica per la condizione più gravosa identificata nella combinazione SLU 1.



Passo Momenti Mx, My griglia = 3537 kNm

| | | | | |
|--------------------|-------------------------------|--|-----------------|--|
| Legenda | N [kN] | | | Visualizza |
| • Punti calc. dom. | Mx [kNm] | | N°Punti Dominio | <input checked="" type="checkbox"/> Punti calcolati dom. |
| — Wireframe dom. | My [kNm] | | 40 | <input checked="" type="checkbox"/> Griglia |
| — Assi rifer. dom. | Scala grafico e passo griglia | | | <input checked="" type="checkbox"/> Sforzi dati e di frontiera |
| ● Sforzi assegnati | Passo M(kNm) | | | <input type="checkbox"/> Numerazione punti |
| ● Sforzi ultimi | 3537.0 | | | |

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 soletta inferiore, si prevede una armatura resistente a taglio costituita da 2 $\phi 12$ passo 150 mm.

Verifica a taglio in accordo a EC2-2

Caratteristiche dei materiali

Cls

Rck= 37 MPa

fck= 30 MPa

γ_c = 1.50

fcm= 38 MPa

α_{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_{0.05}= 2.03 MPa

fctk_{0.95}= 3.77 MPa

α_{ct} = 1.00

fctd= 1.35 MPa

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

Acciaio c.a.

fyk= 450 MPa

γ_s = 1.15

fyd= 391 MPa

Azioni di taglio

Aed 218 $\times 1.00 = 218$ kN

$V_{Ed} = 218$ kN

Nsd= 2771 KN sforzo normale

bw = 0.200 m larghezza (6.16)

h= 3.370 m altezza totale

c= 0.060 m copriferro

d = 3.310 m altezza utile

Ac= 1.090 mq area totale

VI01 - VIADOTTO AL KM 339+401
Relazione sullo stato di fatto dell'opera

| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
|----------|-------|----------|--------------|------|----------|
| RS6K | 00 | R 09 CL | VI 03 00 002 | A | 46 di 55 |

Resistenza delle staffe:

| | | | |
|-----------------|------|-----|--|
| $\phi_w =$ | 12 | mm | diametro staffa |
| $n =$ | 2.00 | | numero braccia |
| $A_{sw} =$ | 2.26 | cmq | |
| $z =$ | 2.98 | m | $= 0.9 \cdot d$ |
| $\sin \alpha =$ | 1 | | α angolo tra le staffe e l'asse della trave ($\alpha = 90^\circ$ per staffe verticali) |
| $\rho_w =$ | 0.75 | % | $= A_{sw} / (s \cdot b_w \cdot \sin \alpha) \cdot 100 \geq$ |
| $s =$ | 0.15 | m | $=$ passo staffe \leq 2.48 m $= 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha)$ |
| $\theta =$ | 45.0 | ° | |
| $V_{Rd,s} =$ | 1758 | kN | $= A_{sw} / s \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta$ |

Resistenza del puntone compresso:

| | | | |
|------------------|-------|----|--|
| $v =$ | 0.528 | | $= 0.6 \cdot (1 - f_{ck} / 250)$ (from EN 6.6N) |
| $\sigma_{cp} =$ | 2.54 | | $= N_{sd} / A_c$ |
| $\alpha_{cw} =$ | 1.15 | | |
| $V_{Rd,max} =$ | 3074 | kN | $= \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta)$ |
| $\gamma_{Bd1} =$ | 1.25 | | coefficiente di sicurezza (EN1998-2-5.6.2.b) |
| $V_{Rd} =$ | 1406 | kN | $= \min(V_{Rd,s}; V_{Rd,max}) / \gamma_{Bd1}$ |

$V_{Ed} = 218$ minore o uguale di $V_{Rd} = 1406$ 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} | 1324 | $\times 0.50 =$ | 662 kN |
| | | | $V_{Ed} = 662$ kN |

$N_{sd} = 2771$ KN sforzo normale

| | | | |
|---------|-------|----------------|------------------|
| $b_w =$ | 0.400 | m | larghezza (6.16) |
| $h =$ | 0.720 | m | altezza totale |
| $c =$ | 0.060 | m | coprifermo |
| $d =$ | 0.660 | m | altezza utile |
| $A_c =$ | 1.090 | m ² | area |

VI01 - VIADOTTO AL KM 339+401
Relazione sullo stato di fatto dell'opera

| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
|----------|-------|----------|--------------|------|----------|
| RS6K | 00 | R 09 CL | VI 03 00 002 | A | 47 di 55 |

Resistenza delle staffe:

$\phi_w = 20$ mm diametro staffa
 $n = 2.00$ numero braccia
 $As_w = 6.28$ cmq
 $z = 0.59$ m $= 0.9 \cdot d$
 $\sin \alpha = 1$ α angolo tra le staffe e l'asse della trave ($\alpha = 90^\circ$ per staffe verticali)
 $\rho_w = 1.05$ % $= As_w / (s \cdot b_w \cdot \sin \alpha) \cdot 100 \geq$
 $s = 0.15$ m $=$ passo staffe \leq 0.50 m $= 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha)$
 $\theta = 45.0$ °
 $V_{Rd,s} = 974$ kN $= As_w / s \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta$

Resistenza del puntone compresso:

$v = 0.528$ $= 0.6 \cdot (1 - f_{ck} / 250)$ (from EN 6.6N) ▲
 $\sigma_{cp} = 2.54$ $= N_{sd} / A_c$
 $\alpha_{cw} = 1.15$
 $V_{Rd,max} = 1226$ kN $= \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta)$
 $\gamma_{Bd1} = 1.25$ ▲ coefficiente di sicurezza (EN1998-2-5.6.2.b)
 $V_{Rd} = 779$ kN $= \min(V_{Rd,s}, V_{Rd,max}) / \gamma_{Bd1}$

$V_{Ed} = 662$ minore o uguale di $V_{Rd} = 779$ verifica soddisfatta

9 VERIFICA DELL'INCAMICIATURA DELLE SPALLE

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 dello spicco della spalla A.

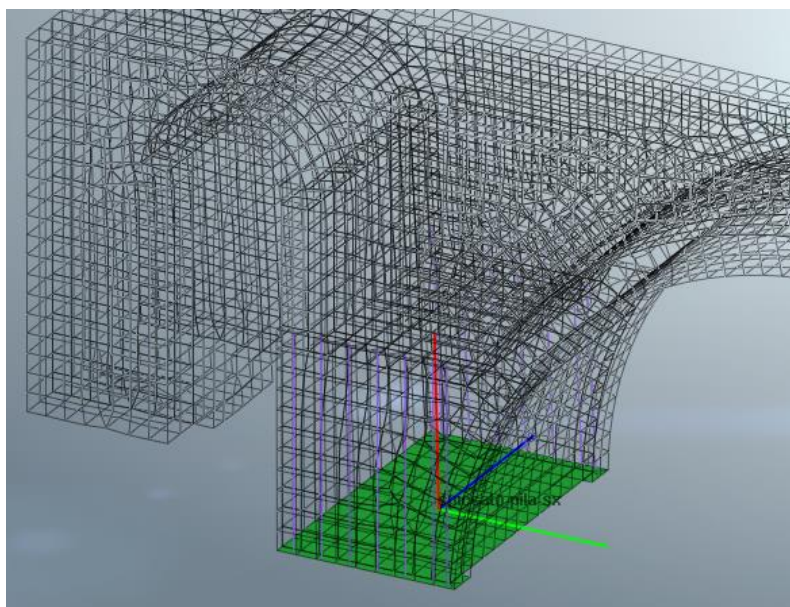


Figura 37: Sezione di integrazione delle forze nodali a base spalla (Assi di riferimento: rosso=Z, verde=X, blu=Y)

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

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

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 spicco.

| azioni elementari | N | Vx | Vy | My | Mx | T |
|----------------------|--------|-------|------|-------|--------|------|
| G1 | -12130 | -2365 | -1 | 839 | 6 | -1 |
| G2 | -162 | -63 | 0 | -7 | 0 | 0 |
| T1 | -1277 | -489 | 0 | -70 | 1 | 0 |
| Vento | -10 | -3 | 262 | -3 | -2167 | 354 |
| Frenatura | 6 | 102 | 0 | 484 | 0 | 0 |
| Serpeggio | 0 | 0 | 46 | 0 | -503 | 348 |
| FX GR1 | -11311 | 1284 | -1 | 19892 | -76 | -165 |
| FX GR2 | -10524 | 2038 | -1 | 17651 | -22 | -20 |
| | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| FY GR2 | -11167 | -2410 | 4608 | 1322 | -30387 | 6992 |
| SLV Z | -879 | -171 | 0 | 61 | 0 | 0 |
| G1_anteoperam | -7498 | -1552 | 0 | 301 | -11 | 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 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.

VI01 - VIADOTTO AL KM 339+401
Relazione sullo stato di fatto dell'opera

| | | | | | |
|----------|-------|----------|--------------|------|----------|
| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
| RS6K | 00 | R 09 CL | VI 03 00 002 | A | 50 di 55 |

- **Condizioni statiche**

| | G1 | G2 | Treno 1C | Frenatura | Serpeggio | Vento |
|---------|------|-----|----------|-----------|-----------|-------|
| SLU1 | 1.35 | 1.5 | 1.45 | 1.45 | 1.45 | 0.9 |
| SLU2 | 1.35 | 1.5 | 1.16 | 1.16 | 1.16 | 1.5 |
| SLU3 | 1 | 1 | 1.45 | 1.45 | 1.45 | 0.9 |
| SLU4 | 1 | 1 | 1.16 | 1.16 | 1.16 | 1.5 |
| SLE-K1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 0.6 |
| SLE-K2 | 1 | 1 | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 1 |
| SLE-QP1 | 1 | 1 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0 |

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 | Frenatura | Serpeggio | FX gr1 | FX gr2 | FY gr2 | SLV Z |
|------|----------|-----------|-----------|--------|--------|--------|-------|
| SLV1 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 1 | 0 | 0 | 0.3 |
| SLV2 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 1 | 0 | 0 | -0.3 |
| SLV3 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0 | 1 | 0 | 0.3 |
| SLV4 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0 | 1 | 0 | -0.3 |
| SLV5 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0 | 0 | 1 | 0.3 |
| SLV6 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 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 longitudinale con un risvolto di larghezza pari a 50 cm nella parete trasversale.

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 $\phi 20$ passo 200mm).

VI01 - VIADOTTO AL KM 339+401
Relazione sullo stato di fatto dell'opera

| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
|----------|-------|----------|--------------|------|----------|
| RS6K | 00 | R 09 CL | VI 03 00 002 | A | 51 di 55 |

| <i>dati sez</i> | <i>BASE SPALLA</i> |
|-----------------|--------------------|
| H int | 4.43 m |
| Sp. Trasn. | 0.25 m |
| Sp. Long. | 0.25 m |
| ρ_s (%) | 1.12% |

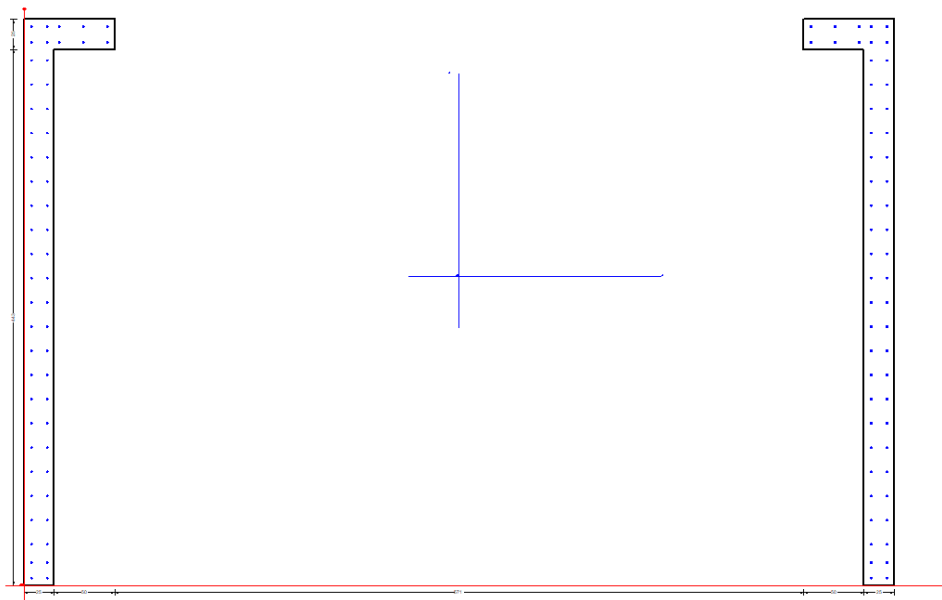


Figura 38: Sezione di verifica

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

- Condizioni statiche**

| Combinazioni Statiche SLU | | | | | | |
|----------------------------------|----------|-----------|-----------|-----------|-----------|--------------|
| Spiccato | N | Vx | Vy | My | Mx | Rd/Ed |
| <i>comb</i> | (kN) | (kN) | (kN) | (kNm) | (kNm) | - |
| SLU1 | -8347 | -1755 | 300 | 1313 | -2655 | 15.73 |
| SLU2 | -7985 | -1645 | 444 | 1191 | -3809 | 13.29 |
| SLU3 | -6645 | -1439 | 301 | 1129 | -2661 | 16.39 |
| SLU4 | -6283 | -1329 | 444 | 1007 | -3815 | 11.89 |

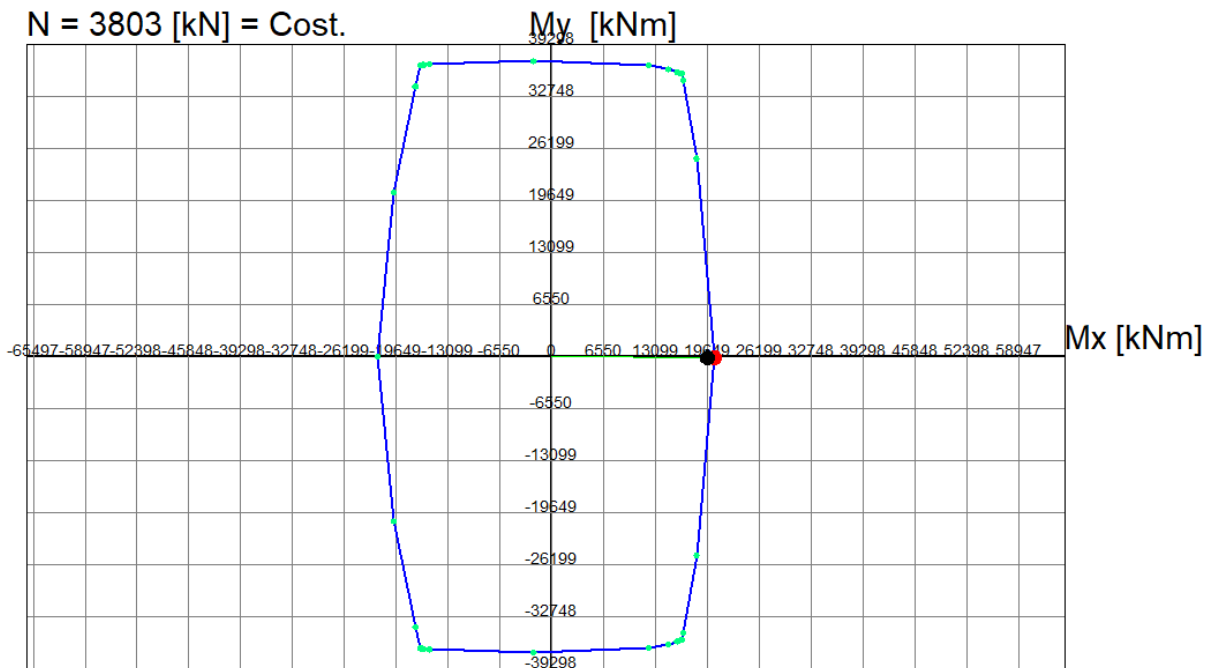
VI01 - VIADOTTO AL KM 339+401
Relazione sullo stato di fatto dell'opera

COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO
RS6K 00 R 09 CL VI 03 00 002 A 52 di 55

• Condizioni sismiche

| Combinazioni Sismiche SLV | | | | | | |
|---------------------------|-------|------|------|-------|--------|-------|
| Spiccato | N | Vx | Vy | My | Mx | Rd/Ed |
| comb | (kN) | (kN) | (kN) | (kNm) | (kNm) | - |
| SLV1 | -4331 | 2707 | 8 | 19692 | -165 | 1.09 |
| SLV2 | -3803 | 2810 | 8 | 19656 | -166 | 1.04 |
| SLV3 | -3544 | 3461 | 8 | 17451 | -111 | 1.15 |
| SLV4 | -3016 | 3564 | 8 | 17415 | -111 | 1.1 |
| SLV5 | -4187 | -987 | 4617 | 1122 | -30476 | 1.27 |
| SLV6 | -3659 | -884 | 4617 | 1086 | -30476 | 1.2 |

Si riporta la verifica per la condizione più gravosa identificata nella combinazione SLV 2.



Passo Momenti Mx, My griglia = 6550 kNm

Legenda

- Punti calc. dom.
- Wireframe dom.
- Assi rifer. dom.
- Sforzi assegnati
- Sforzi ultimi

N [kN]

Mx [kNm]

My [kNm]

N°Punti Dominio

Scala grafico e passo griglia

Passo M(kNm)

Visualizza

- Punti calcolati dom.
- Griglia
- Sforzi dati e di frontiera
- Numerazione punti

VI01 - VIADOTTO AL KM 339+401
Relazione sullo stato di fatto dell'opera

| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
|----------|-------|----------|--------------|------|----------|
| RS6K | 00 | R 09 CL | VI 03 00 002 | A | 53 di 55 |

Verifiche taglio SLU

La sezione resistente è costituita dalle due pareti costituenti la sezione. L'armatura resistente a taglio è costituita da barre orizzontali $2\phi 14/200\text{mm}$ nella direzione longitudinale.

- DIREZIONE LONGITUDINALE (X)

In tale direzione è stata individuata SLV 4 come la combinazione più gravosa.

Azioni di taglio

$$A_{ed} = 3564 \times 0.50 = 1782 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 1782 \text{ kN}$$

$$V^*_{Ed} = 1782 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 3016 \text{ KN} \quad \text{sforzo normale}$$

| | | | |
|---------|-------|----------------|------------------|
| $b_w =$ | 0.250 | m | larghezza (6.16) |
| $h =$ | 4.680 | m | altezza totale |
| $c =$ | 0.060 | m | copriferro |
| $d =$ | 4.620 | m | altezza utile |
| $A_c =$ | 2.590 | m ² | area totale |
| $L =$ | 5.700 | m | |

Resistenza delle staffe:

| | | | |
|-----------------|------|-----------------|--|
| $\phi_w =$ | 14 | mm | diametro staffa |
| $n =$ | 2.00 | | numero braccia |
| $A_{sw} =$ | 3.08 | cm ² | |
| $z =$ | 4.16 | m | $= 0.9 \cdot d$ |
| $\sin \alpha =$ | 1 | | α angolo tra le staffe e l'asse della trave ($\alpha = 90^\circ$ per staffe verticali) |
| $\rho_w =$ | 0.62 | % | $= A_{sw} / (s \cdot b_w \cdot \sin \alpha) \cdot 100 \geq$ |
| $s =$ | 0.2 | m | $= \text{passo staffe} \leq$ 3.47 m $= 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha)$ |
| $\theta =$ | 45.0 | ° | |
| $V_{Rd,s} =$ | 2505 | kN | $= A_{sw} / s \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta$ |

VI01 - VIADOTTO AL KM 339+401
Relazione sullo stato di fatto dell'opera

| COMMESSA | LOTTO | CODIFICA | DOCUMENTO | REV. | FOGLIO |
|----------|-------|----------|--------------|------|----------|
| RS6K | 00 | R 09 CL | VI 03 00 002 | A | 54 di 55 |

Resistenza del puntone compresso:

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

$$\sigma_{cp} = 1.16 = N_{sd} / A_c$$

$$\alpha_{cw} = 1.07$$

$$V_{Rd,max} = 4985 \text{ kN} = \alpha_{cw} * b_w * z * v * f_{cd} / (\cot\theta + \tan\theta)$$

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

$$V_{Rd} = 2004 \text{ kN} = \min(V_{Rd,s}; V_{Rd,max}) / \gamma_{Bd1}$$

$V_{Ed} = 1782$ minore o uguale di $V_{Rd} = 2004$ verifica soddisfatta

Verifiche SLE

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

- CONTROLLO COMPRESSIONE CALCESTRUZZO

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

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

- CONTROLLO APERTURA FESSURE

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

| Spiccato | N | My | Mx | σ_C | $\sigma_C \text{ lim}$ | verifica | σ_T | $\sigma_T \text{ lim}$ | verifica |
|-----------------|-------|-------|-------|------------|------------------------|-----------|------------|------------------------|-----------|
| comb | (kN) | (kNm) | (kNm) | (MPa) | (MPa) | (-) | (MPa) | (MPa) | (-) |
| SLE-QP 1 | -5048 | 614 | -83 | 2.25 | 12.00 | OK | -1.70 | 2.42 | OK |
| SLE-K 1 | -6070 | 943 | -1785 | 3.00 | 16.50 | OK | -1.76 | 2.42 | OK |
| SLE-K 2 | -4793 | 1013 | -1785 | 2.54 | 16.50 | OK | -1.24 | 2.42 | OK |

10 INCIDENZA ARMATURE

Sulla base delle risultanze delle verifiche svolte in precedenza, si riassumono di seguito le incidenze di armatura ordinaria da disporre nei getti di rinforzo dell'opera:

- Cordolo allargamento fondazione: 110 kg/m³
- Pali D600: 260 kg/m³
- Camicia rinforzo pile (incidenza media sull'altezza): 110 kg/m³
- Struttura interna rinforzo archi: 260 kg/m³

11 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 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.