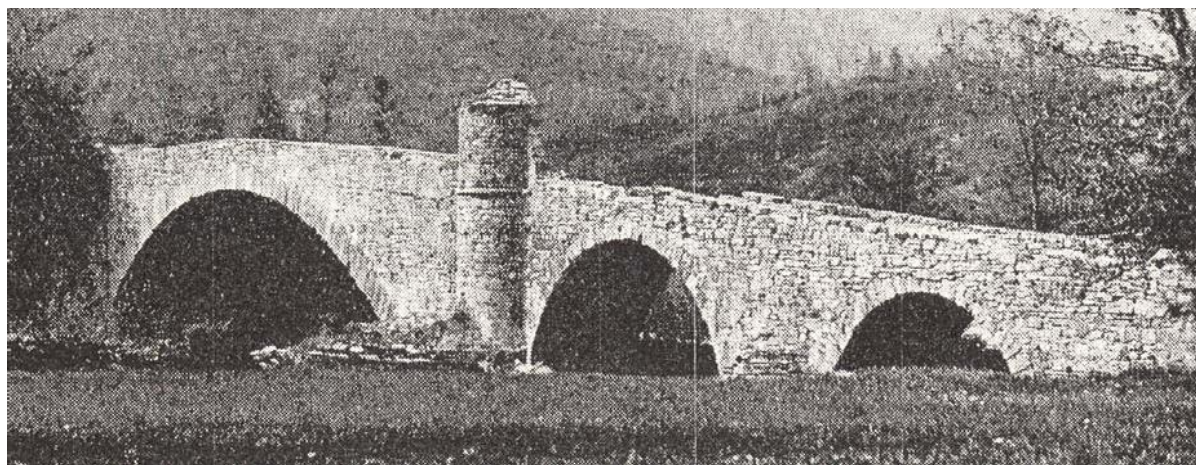


COMUNE DI REZZOAGLIO

PROGETTAZIONE ESECUTIVA DEGLI INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO E MIGLIORAMENTO SISMICO DEL PONTE DI ALPEPIANA



Committente: Città Metropolitana di Genova

RELAZIONE SPECIALISTICA STRUTTURALE

Progettista:

Ing. Stefano Podestà
P.I. 01499370995
CF PDSSFN71H24D969D
stefano.podesta@yellowroom.it

Firma:



Collaboratori:

Ing. Chiara Luchini
Ing. Francesca Porta
Arch. Giacomo Batacchi
Ing. Giulio Malatesta

Data:

Febbraio 2021

ID elaborato:

R_S01

Yellow Room Engineering
Via Luccoli 21/2 - Palazzo Pastorino
16123- Genova



INDICE

1	Premessa	3
2	Identificazione della Struttura in Muratura	3
3	Analisi Strutturale	7
3.1	Normativa di riferimento.....	7
3.2	Caratteristiche dei materiali	7
3.3	Condizioni di carico.....	7
3.4	Modelli strutturali e schemi statici del Ponte in muratura	8
3.4.1	Modello monodimensionale dell'arco [Modello 1D]	10
3.4.2	Modello bidimensionale dell'arco [Modello 2D]	15
3.4.3	Modello tridimensionale ad elementi finiti dell'arco [Modello 3D]	17
3.4.4	Discussione dei risultati.....	22
3.5	Verifica del Parapetto	22
4	Definizione degli Interventi	24
4.1	Consolidamento delle Arcate.....	25
4.1.1	Sostruzione muraria delle parti mancanti o degradate	25
4.1.2	Miglioramento dell'ammorsamento delle armille	25
4.1.3	Ristilatura dei giunti dilavati.....	25
4.1.4	Iniezioni localizzate di miscela di malta a base di calce idraulica	26
4.2	Miglioramento del collegamento trasversale dei timpani	27
4.3	Consolidamento e miglioramento del riempimento interno al ponte	28
4.3.1	Iniezioni diffuse di miscela di malta a base di calce idraulica	28
4.3.2	Smontaggio controllato e ricostruzione del frenello in muratura.....	30
4.4	Rifacimento del manto stradale e dei nuovi parapetti	30
4.4.1	Realizzazione della soletta di ripartizione dei carichi	31
4.4.2	Posizionamento dei piatti di collegamento metallici	31
4.4.3	Posa in opera del nuovo parapetto	31
4.4.4	Realizzazione del manto d'usura	32

1 PREMESSA

Il sottoscritto Ing. Stefano Podestà, con studio in Genova, via Luccoli 21/2, iscritto all'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Genova n° 7403A, su incarico della Città Metropolitana di Genova nell'ambito della progettazione degli interventi di consolidamento del ponte in muratura in località Alpepiana in Rezzoaglio (GE), ha redatto la seguente Relazione Specialistica Strutturale relativa alla progettazione esecutiva dell'intervento di consolidamento e miglioramento sismico del ponte. Tale fase progettuale è stata sviluppata tenendo conto delle richieste precisate nell'Autorizzazione (Prot. N° MBAC-SABAP-LIG 34.43.01/202.1) dalla Soprintendenza Archeologia, Belle Arti e Paesaggio per la Città Metropolitana di Genova e la Provincia di La Spezia.

2 IDENTIFICAZIONE DELLA STRUTTURA IN MURATURA

Attraverso le indagini effettuate durante i sopralluoghi effettuati ed in seguito all'analisi dello studio condotto nell'ambito della convenzione di ricerca tra la allora Provincia di Genova – Area 12 e il DICAT – Dipartimento di Ingegneria delle Costruzioni, dell'Ambiente e del Territorio dell'Università di Genova è stato possibile determinare con precisione sia la geometria sia la struttura portante in muratura del ponte. Infatti, durante la campagna diagnostica condotta dal DICAT sono stati eseguiti rilievi con tecniche topografiche oltre ad indagini volte a caratterizzare la struttura interna del ponte tramite l'esecuzione di 4 scavi, a partire dal piano viario fino ad individuare la sottostante struttura. Nel seguito si descrivono le caratteristiche del ponte al fine fornire un quadro generale sulla struttura in muratura.

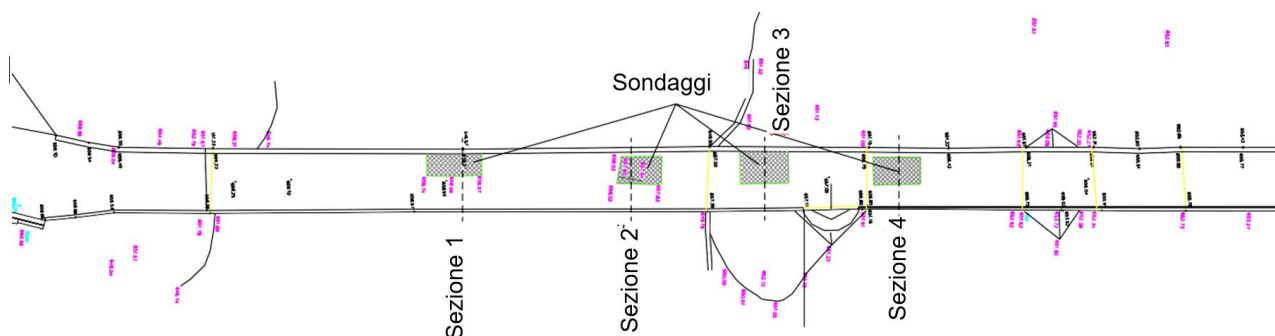


Figura 1. Localizzazione degli scavi eseguiti da DICAT

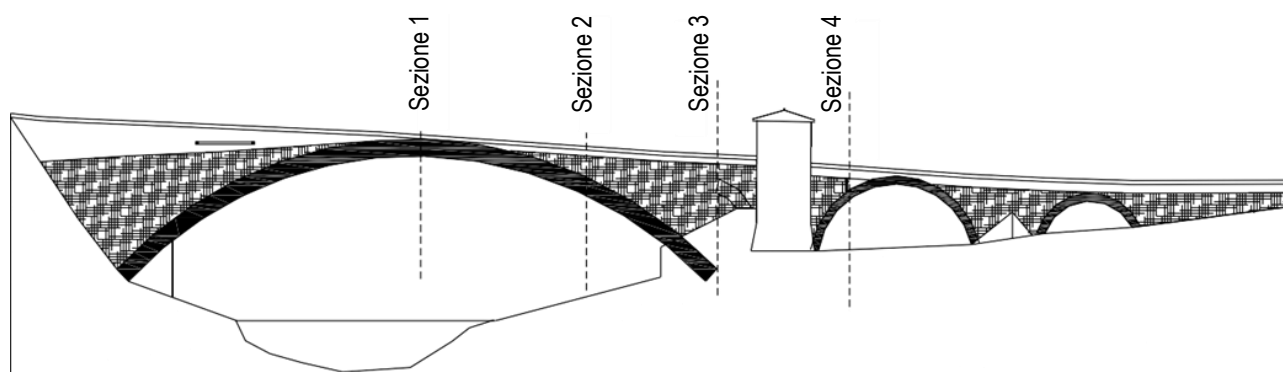


Figura 2. Localizzazione delle sezioni indagate

Il ponte di Alpepiana è caratterizzato da timpani esterni di notevole spessore, in media pari a circa 60 cm, ed un frenello interno, in posizione centrale, dello spessore pari a circa 65 cm. Quest'ultimo presenta un'altezza inferiore ai timpani esterni e rimane sottomesso al piano viario.

La struttura originaria del piano carrabile del ponte si ipotizza essere stata costituita da una serie di lastroni di ardesia appoggiati sui timpani esterni e sul frenello interno. Attualmente le lastre di ardesia si presentano rotte e lo spazio sottostante risulta carico di macerie di muratura e terra. Tale modifica del ponte potrebbe essere coeva con la demolizione dei parapetti per allargarne il piano viario in quanto il materiale ritrovato sembrerebbe derivare proprio dai parapetti demoliti, ipotesi che risulta confermata anche mediante testimonianze di anziani operai della zona. Inoltre, la necessità di rendere il ponte transitabile anche a carichi di elevata intensità ha inevitabilmente indotto ad eliminare le lastre di ardesia come piano carrabile.



Figura 3. Dettaglio della stratigrafia del manto stradale e del frenello centrale



Figura 4. Dettaglio del timpano esterno in cui sono visibili i resti delle lastre di ardesia

Mediante il sondaggio effettuato in chiave all'arcata 3, quella di luce maggiore, è stato possibile definire la conformazione dell'estradosso dell'arcata. La muratura della parte centrale, compresa tra le armille, è costituita da una muratura di pietrame a spacco con grossi giunti di malta in ottimo stato di conservazione, inoltre, come è possibile notare in nelle figure sottostanti, in chiave non è presente il frenello centrale.

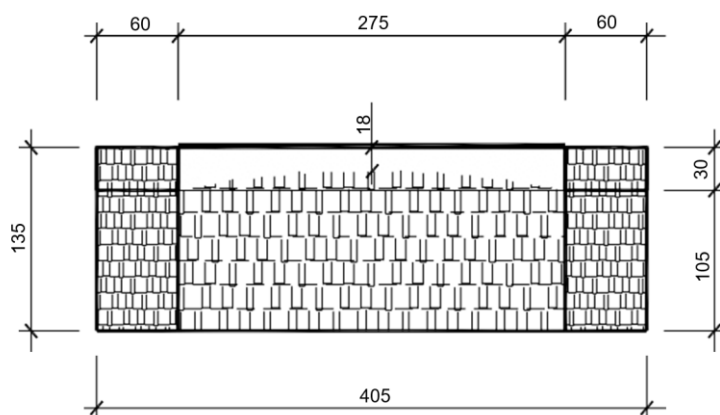


Figura 5. Sezione 1



Figura 6. Dettaglio dell'estradosso in chiave dell'arcata a luce maggiore

Lo scavo del sondaggio 2 ha portato a conoscenza di una particolare struttura del sottofondo stradale, infatti al di sotto della pavimentazione e del suo sottofondo è presente uno strato di argilla (linea rossastra) continua su tutta la larghezza del ponte. La funzione di tale strato di argilla potrebbe essere stata quella di impermeabilizzazione del ponte eseguita in corrispondenza dei lavori di demolizione dei parapetti e di ampliamento del piano viario.

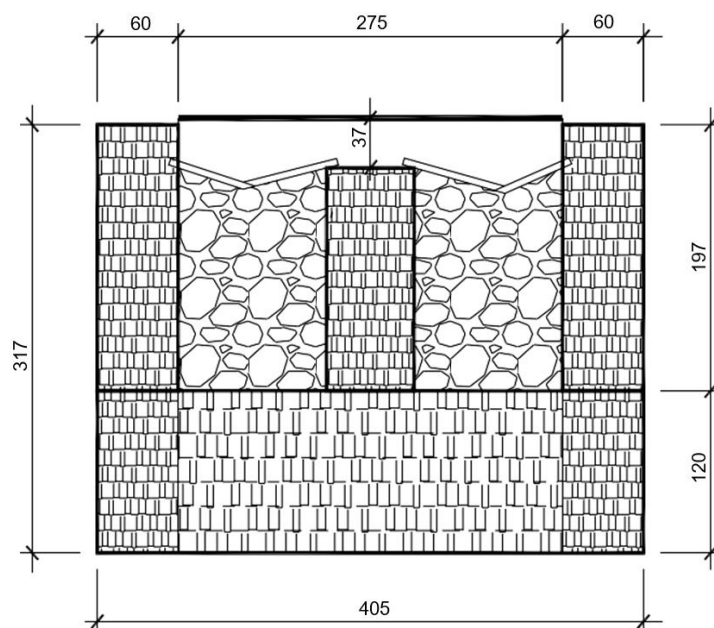


Figura 7. Sezione 2



Figura 8. Dettaglio stratigrafia del manto stradale

È ragionevole ritenere che questo strato di argilla sia stato posto in opera con una leggera pendenza verso l'esterno (a schiena d'asino) per agevolare lo smaltimento dell'acque. Attualmente si vede (Figura 8) che lo strato di argilla risulta deformato, ad indicare un progressivo cedimento del sottofondo del piano viario compensato di volta in volta mediante il rifacimento di successivi strati di pavimentazione. Questo cedimento progressivo del sottofondo è coerente con l'ipotesi di riempimento delle cavità del ponte con il materiale grossolano che derivava dalla demolizione dei parapetti, gli spazi vuoti lasciati nel riempimento sono stati progressivamente intasati dalla frantumazione del materiale del sottofondo determinando la deformazione della sovrastante pavimentazione. Le lesioni longitudinali presenti attualmente nella pavimentazione indicano proprio il cedimento verticale del sottofondo.

Lo scavo realizzato in corrispondenza della sezione 3 ha confermato quanto riscontrato nel precedente sondaggio.

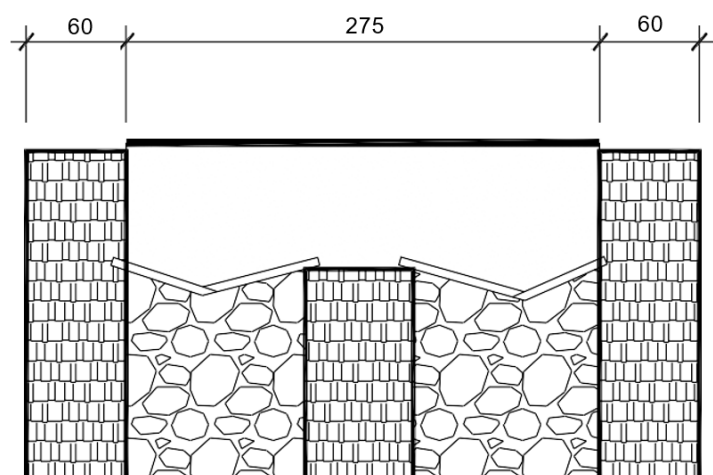


Figura 9. Sezione 3



Figura 10. Dettaglio scavo di indagine

Il quarto scavo, effettuato in corrispondenza della seconda arcata, ha dimostrato che questa non è stata interessata da alcun lavoro durante la ricostruzione del ponte nel 1832 infatti, come evidenziato della Figura 11, a breve distanza dall'attuale pavimentazione, un ciottolato riconducibile alla pavimentazione originaria del 1787.



Figura 11. Sondaggio 4 – Dettaglio pavimentazione originaria

Per quanto riguarda le opere fondazionali del ponte di Alpepiana si è constatato che la spalla in riva sinistra parrebbe esser fondata direttamente su roccia, mentre la spalla in riva destra, rinforzata mediante un ispessimento della configurazione originale non presenta alcun segno che possa denunciare un qualche cedimento dell'imposta e per tanto ciò consente di ritenere anche la spalla in riva destra adeguatamente fondata.

3 ANALISI STRUTTURALE

Le considerazioni effettuate a valle dei sopralluoghi effettuati, in cui è stato possibile constatare come lo stato di conservazione attuale del ponte presenti criticità del tutto analoghe a quelle evidenziate nella Relazione di Fase 2 redatta nel 2007 nell'ambito dell'accordo quadro tra la Provincia di Genova e l'Università di Genova per l'effettuazione del servizio di prove sui materiali da costruzione, su elementi costruttivi e verifiche strutturali sul ponte sito sulla S.P. 72 di Alpepiana al km 0+200 ca., hanno permesso di ritenere il modello strutturale realizzato nell'analisi di tale studio ancora del tutto caratterizzante lo stato di fatto del ponte. Per tanto la progettazione degli interventi di consolidamento e miglioramento sismico della struttura in muratura è stata condotta proprio sulla base dei risultati derivanti dalla verifiche eseguite su tale modello.

A tal proposito si descrivono nel seguito parte delle valutazioni effettuate proprio nell'ambito dell'analisi e della modellazione strutturale svolte dal Dipartimento di Ingegneria delle Costruzioni, dell'Ambiente e del Territorio.

3.1 Normativa di riferimento

Le verifiche sono state condotte in accordo con quanto previsto nelle seguenti normative:

- D.M. del 17 gennaio del 2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni";
- Circolare del 21 gennaio 2019, n.7 "Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 2 febbraio 2018";
- EN1991, Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture;
- EN 1996, Eurocodice 6 – Progettazione delle strutture di muratura.

3.2 Caratteristiche dei materiali

Come descritto nella Relazione di Fase 2 le caratteristiche assunte per i materiali sono valori coerenti con l'Eurocodice 6 dedotti in parte da informazioni dirette sulla specifica muratura del ponte di Alpepiana ed in parte da informazioni di letteratura su murature analoghe. La tipologia muraria principale costituente il ponte è identificabile in muratura di pietra con giunti assunti, in via cautelativa, di medio spessore.

Pietra della muratura (calcare): $f_b = 30 \text{ MPa}$, $\rho = 22 \text{ kN/m}^3$;

Muratura di pietra (giunti di medio spessore): $f_{Mk} = 0.75 f^{0.85} \text{ MPa} = 13.5 \text{ MPa}$, $\rho = 20 \text{ kN/m}^3$, $E_M = 1000 \text{ MPa}$,
 $f_{ck} = 13500 \text{ MPa}$;

Materiale di riempimento: $\rho = 1.75 \text{ kN/m}^3$, $E_R = E_M / 100 = 135 \text{ MPa}$.

3.3 Condizioni di carico

In accordo alle normative di riferimento ed in funzione ai reali carichi da traffico agenti sul ponte in esame, la cui condizione più gravosa è rappresentata da autocisterne dei VV. FF. ($\leq 600 \text{ kN} = 60 \text{ t}$) che distribuiscono il carico su un'impronta non inferiore a $8.00 \times 2.00 \text{ m}$, si è preso in considerazione lo schema di carico 1. Data la limitata superficie carrabile del ponte pari a 4.00 m ed inferiore alla larghezza limite pari a 5.40 m indicata in normativa è stato possibile applicare una sola corsia di carico.

		Q_{ik}	Q_{ik}	q_{ik}		
<hr/>						
		■	■	0,5	Corsia n. 1	$Q_{1k}=300 \text{ kN}$ $q_{1k}= 9 \text{ kN/m}^2$
		■	■	2,0		
		■	■	0,5		
<hr/>						
		■	■	0,5	Corsia n. 2	$Q_{2k}=200 \text{ kN}$ $q_{2k}= 2,5 \text{ kN/m}^2$
		■	■	2,0		
		■	■	0,5		
<hr/>						
		■	■	0,5	Corsia n. 3	$Q_{3k}=100 \text{ kN}$ $q_{3k}= 2,5 \text{ kN/m}^2$
		■	■	2,0		
		■	■	0,5		
<hr/>						
					Area rimanente $q_{rk}=2,5 \text{ kN/m}^2$	

Figura 12. Schema di carico 1 (dimensioni in [m])

La condizione di carico, relativa alla Corsia n.1, presa in considerazione prevede una coppia di assi da $300 \text{ kN} = 30 \text{ t/cad}$ con impronta di carico sul piano stradale di $1.20 \times 2.00 \text{ m}$ che, riportata alla linea media dell'arcata, diviene di $1.60 \times 2.00 \text{ m}$ (1.60 m in direzione longitudinale e 2.00 m in direzione trasversale).

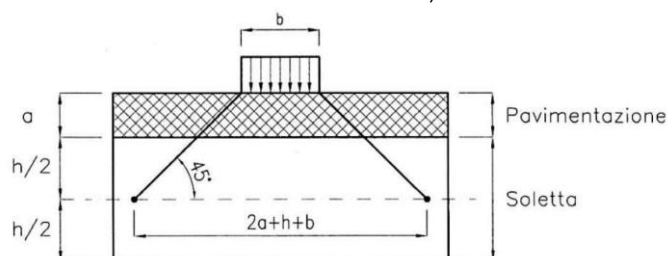


Figura 13. Schema di diffusione dei carichi concentrati

Per la limitata larghezza del ponte (4 m), l'elevato spessore dell'arcata e del riempimento (dove presente) e le dimensioni dell'impronta di carico, tenendo conto della diffusione del carico a partire dalla superficie carrabile, si può ritenere che il carico da normativa si ripartisca su tutta l'arcata, ovvero che tutta la larghezza del ponte contribuisca a portare i carichi viaggianti.

3.4 Modelli strutturali e schemi statici del Ponte in muratura

Per quanto riguarda il caso specifico del ponte di Alpepiana sono state formulate 3 diverse ipotesi di schema statico:

- le imposte si trovano a tergo dei muri d'ala ad una distanza di 3 m (luce totale 38 m);
- l'imposta sulla riva sinistra, lato Alpepiana, si trova nella posizione indicata dalla tessitura muraria del timpano, figura 13, mentre l'altra imposta si trova arretrata rispetto al muro d'ala di 3 m (luce complessiva 35 m , arco asimmetrico);
- le imposte si trovano in corrispondenza dei muri d'ala (luce netta 32 m coincidente con quella apparente).

L'ipotesi che si può ritenere più ragionevole è la seconda in quanto sulla riva sinistra (lato Alpepiana) la roccia affiora fino al muro d'ala del ponte. Tuttavia, verranno presi in considerazione i tre modelli per poter effettuare un'analisi parametrica sull'effetto della luce e dell'asimmetria dei vincoli esterni sulla capacità portante del ponte.

La posizione del carico considerata è individuata dalla distanza x dell'asse anteriore dalla spalla in riva sinistra (lato Alpepiana).

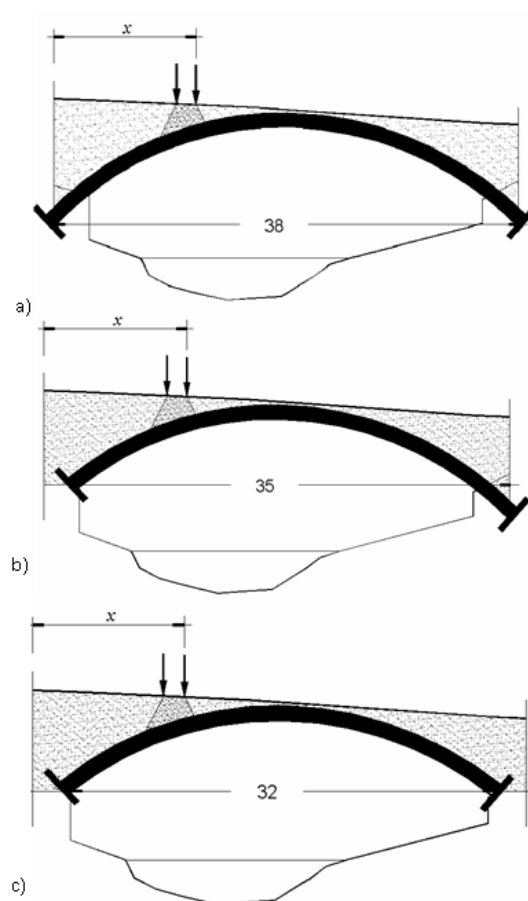


Figura 14. Schemi statici e condizioni di carico assunti per l'arcata in esame

Per la peculiare struttura del ponte di cui si è riferito nei paragrafi precedenti e nella Relazione Generale, ed in particolare per la presenza di un'arcata non solo con luce superiore alle altre ma con struttura ed epoca di costruzione differente, i modelli strutturali impiegati si riferiscono alla sola arcata 3, quella di luce maggiore. Essendo stata ricostruita nel 1832 a 35 anni dalla costruzione del ponte, quest'arcata è dotata di proprie strutture fondali e di proprie spalle che la rendono, strutturalmente, separata dalle due arcate minori.

Inoltre, le dimensioni geometriche dell'arcata maggiore la individuano come un'opera significativa nel raffronto con le dimensioni geometriche medie dei ponti ad arco italiani: il rapporto "*monta / luce*" evidenzia un arco fortemente ribassato, mentre lo spessore in chiave, che è approssimativamente la metà del valore medio nazionale, indica un arco molto snello. Nel confronto con i valori medi nazionali, è necessario precisare che questi sono determinati dal grande numero di ponti ferroviari, prevalentemente posteriori al 1832, che con carichi maggiori e materiali diversi (muratura di mattoni) richiedono dimensioni meno snelle rispetto a ponti come quello stradale di Alpepiana. Ciononostante, l'arcata maggiore del ponte di Alpepiana rappresenta l'esempio di una antica costruzione all'avanguardia per la sua epoca.

Nel seguito si riporta l'estratto riguardo la modellazione strutturale realizzata nell'ambito della convenzione di ricerca tra la allora Provincia di Genova – Area 12 e l'Università degli Studi di Genova.

L'analisi strutturale oggetto di questo paragrafo impiega tre modelli strutturali con diverso livello di dettaglio:

1. *Modello monodimensionale dell'arco* [Modello 1D]: l'arcata viene schematizzata mediante un sistema di travi equivalenti alla sezione del ponte. La muratura dell'arcata è definita come materiale non resistente a trazione ed elastico in compressione; il carico limite del ponte viene individuato dal raggiungimento della resistenza a compressione della muratura in una sezione dell'arcata; tale condizione non rappresenta il crollo del ponte ma la formazione di deformazioni permanenti con alterazione della sagoma dell'arco e della livelletta del piano viario. Il riempimento viene considerato come peso sull'arco e come elemento di trasmissione e ripartizione all'arcata dei carichi applicati sul piano viario. Tale modellazione trascura il contributo alla capacità portante del ponte dell'interazione arcata-riempimento che, tutt'altro che trascurabile (Royles e Hendry, 1991, Cavicchi e

Gambarotta, 2005), può essere responsabile di un raddoppio e più della capacità portante del solo arco. Inoltre, i timpani vengono trascurati e considerati equivalenti al riempimento. Inoltre, assumere come condizione limite quella in cui in una sezione viene raggiunta la resistenza a compressione del materiale senza tenere conto delle deformazioni anelastiche della muratura rappresenta un'ulteriore scelta a favore di sicurezza (Brencich e Gambarotta, 2005 e 2006). Pertanto, la stima del carico limite fornita da questo modello rappresenta una forte sottostima del valore atteso per la struttura reale.

Nell'analisi strutturale del ponte di Alpepiana, questo modello strutturale viene impiegato per definire una stima della capacità portante del ponte e del meccanismo di collasso; non viene usato, per la semplificazione dello schema strutturale, per dedurre informazioni sullo stato tensionale nel ponte in condizioni di esercizio.

2. *Modello bidimensionale dell'arco* [Modello 2D]: l'arcata è schematizzata allo stesso modo del modello 1D ma il riempimento viene modellato come un dominio bi-dimensionale in stato piano di deformazione in grado di interagire con l'arcata. Per la muratura viene mantenuto lo stesso modello costitutivo del precedente modello strutturale, mentre per il riempimento viene considerata una condizione limite sulle tensioni tangenziali alla Mohr-Coulomb, definita in funzione di coesione ed angolo di attrito interno. Questo modello, che ancora trascura il contributo dei timpani, tiene però conto dell'interazione arcata-riempimento e si basa su consolidati risultati della ricerca scientifica internazionale (Cavicchi e Gambarotta, 2005 e 2006).
3. *Modello tridimensionale ad elementi finiti dell'arco* [Modello 3D]: la struttura dell'arcata viene rappresentata nella sua reale geometria tridimensionale, modellando anche i timpani esterni ed interni. La possibilità di assumere una rigidezza del materiale (modulo elastico E e coefficiente di Poisson ν) differenziata nelle diverse parti del ponte, consente di rappresentare la collaborazione arcata/timpano. L'elevato dettaglio nella modellazione della geometria del ponte ottenibile con i modelli tridimensionali, rende difficile eseguire analisi strutturali non lineari. Poiché un ponte ad arco è una struttura prevalentemente compressa con sezioni, in genere, scarsamente parzializzate si ritiene ammissibile l'impiego di modelli costitutivi elastici lineari per i materiali (Hughes e Blackler, 1995). L'analisi elastica lineare perde significatività qualora le zone di muratura in trazione indichino tensioni di trazione superiori a 0.5-0.6 MPa (5-6 kg/cm²). Poiché le analisi non lineari non riescono a ricostruire la risposta del ponte fino a collasso, ed in genere terminano ben prima per instabilità numerica degli algoritmi risolutivi, i modelli 3D forniscono una stima dello stato tensionale nel ponte sotto l'azione dei pesi propri e dei sovraccarichi stradali di esercizio, e dei delimitatori inferiori del carico di collasso per i quali non è possibile valutare l'effettivo margine di sicurezza rispetto al carico di collasso.

3.4.1 Modello monodimensionale dell'arco [Modello 1D]

Questo modello, come già discusso nei paragrafi che precedono, considera il solo arco come struttura portante del ponte, con il riempimento destinato a zavorrare l'arco e a distribuire il carico su ampie zone dell'arcata. Inoltre, i timpani vengono assimilati al riempimento, trascurando il loro contributo alla capacità portante della struttura.

3.4.1.1 *Arco simmetrico di 38 m di luce – piano viario inclinato*

La figura seguente evidenzia la capacità portante del ponte al variare della posizione x dei carichi assumendo per l'arco una resistenza di 10 MPa ed un peso specifico di $20 \text{ kN/m}^3 = 2 \text{ t/m}^3$, mentre per il riempimento sono stati presi in considerazione tre diversi valori del peso specifico, 15, 17.5 e 20 kN/m^3 (1.5, 1.75 e 2 t/m^3).

I diagrammi di Figura 15 evidenziano una forte asimmetria nella risposta: quando la coppia di carichi si trova nella metà sinistra dell'arcata (lato Alpepiana), a circa 1/4 della luce, la capacità portante è minima e sensibilmente (oltre sei volte) inferiore rispetto alla capacità portante dell'arco per carichi disposti a circa 3/4 della luce, ovvero nella metà destra dell'arcata: da 268 kN (26.8 t) per carichi posizionati ad 1/4 della luce a 1680 kN (168 t) per carichi a 3/4 della luce. Tale asimmetria è dovuta all'asimmetria del riempimento determinato dalla livelletta della strada.

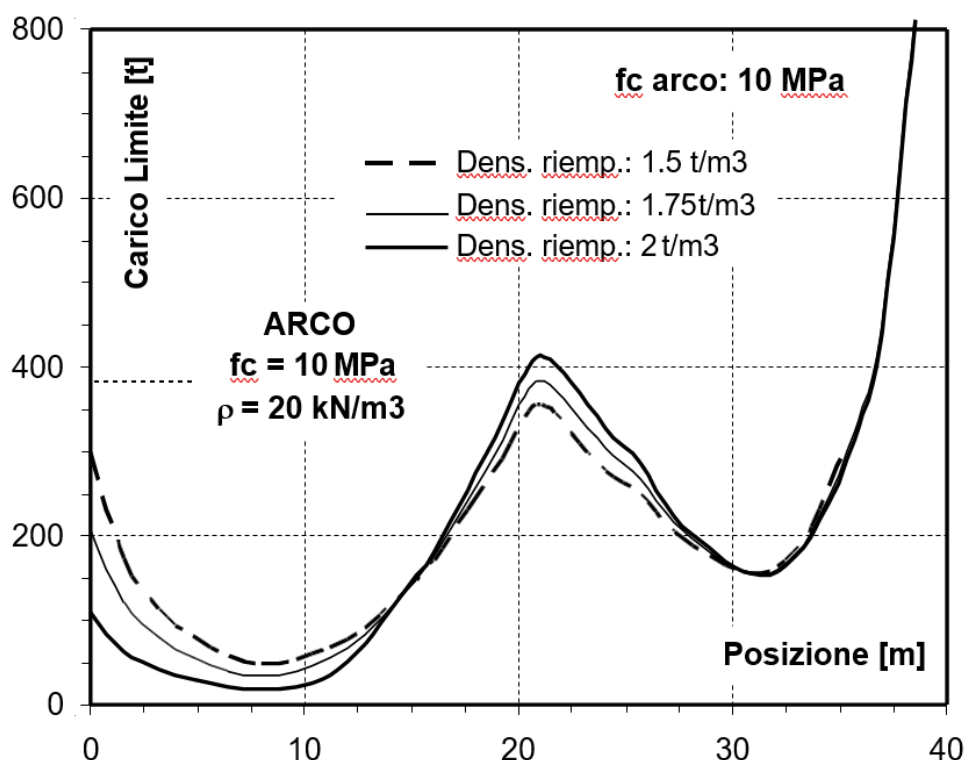


Figura 15. Carico limite per una coppia di forze viaggianti sull'arcata 3 - strada in pendenza. Resistenza a compressione dell'arco: a) 10 MPa, b) 12 MPa. Posizione misurata a partire dalla spalla in riva sinistra (lato Alpepiana) – Modello 1D.

Osservando il meccanismo di collasso dell'arco di Figura 16 si comprende come l'asimmetria del riempimento agevoli il collasso quando i carichi si trovano nella metà sinistra della struttura.

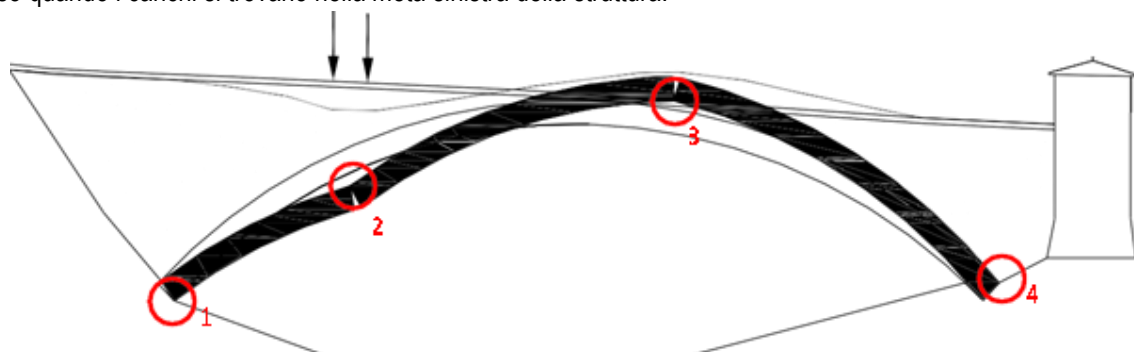


Figura 16. Meccanismo di collasso dell'arcata 3. I cerchi rossi indicano la localizzazione dei centri d'istantanea rotazione (cerniere plastiche): 1-intradosso, 2-estradosso, 3-intradosso, 4-estradosso

3.4.1.2 Arco simmetrico di 38 m di luce – piano viario orizzontale

Per valutare l'effetto dell'asimmetria del peso del riempimento, quantificato in 1750 kN (175 t), è utile ripetere le analisi assumendo un piano viario orizzontale. Il valore del carico limite per diverse posizioni del carico è riportato in Figura 17: oltre che una risposta simmetrica, si osserva un aumento del carico limite che passa da 268 kN (26.8 t) a 1060 kN (106t). Pertanto, tra gli elementi cruciali nella risposta meccanica del ponte di Alpepiana, l'asimmetria del peso del riempimento risulta rivestire in ruolo cruciale.

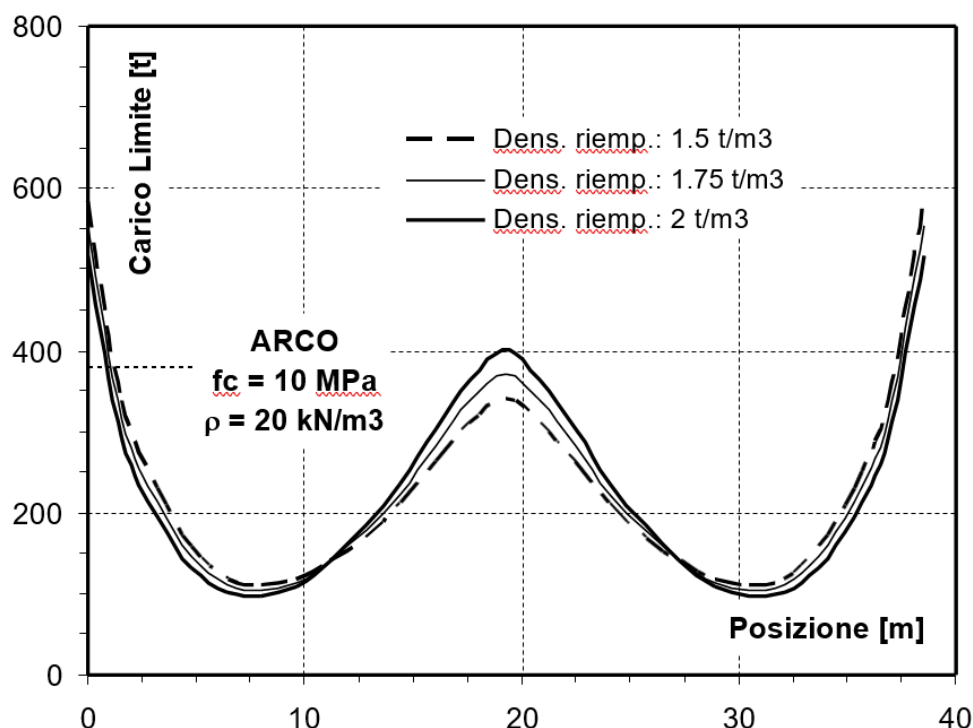


Figura 17. Carico limite per una coppia di forze viaggianti sull'arcata, maggiore (arcata 3) - strada in piano. Resistenza a compressione dell'arco: 10 MPa. Posizione misurata a partire dalla spalla in riva sinistra (lato Alpepiana) – Modello 1D.³

Queste valutazioni si riferiscono ad un arco con densità di 20 kN/m³ (2 t/m³) e resistenza di 10 MPa (100 kg/cm²). Tali dati appaiono ragionevoli per l'arcata maggiore del ponte di Alpepiana ma rappresentano pur sempre delle stime. La Tabella 1 riassume la minima capacità portante stimata assumendo per l'arcata una densità di 17.5 e 22.5 kN/m³ (1.75 e 2.25 t/m³) ed una resistenza di 8 e 10 MPa (80 e 100 kg/cm²) per l'arco con piano viario inclinato, mentre la Tabella 2 è riferita ad un arco con piano viario orizzontale. Il confronto tra i diversi dati evidenzia come l'arcata maggiore del ponte di Alpepiana, fortemente ribassata, sia sensibile al valore della resistenza assunto per la muratura dell'arco ma anche al valore della densità dei diversi materiali. Tale osservazione è in accordo con quanto già osservato che l'arco è molto sensibile alla distribuzione dei carichi.

Tabella 1. Carico limite dell'arcata maggiore. Ponte con piano viario inclinato e luce di 38m. Modello 1D.
In grassetto i carichi superiori a quello di normativa. Valori in t.

Densità arco: 17.5 kN/m ³ = 1.75t/m ³									
$f_{cd, arco}$ [MPa]	8			10			12		
ρ_{riemp} [kN/m ³]	15	17.5	20	15	17.5	20	15	17.5	20
Carico Limite [kN]	287	121	/	370	216	46	421	280	124
Densità arco: 20 kN/m ³ = 2t/m ³									
$f_{cd, arco}$ [MPa]	8			10			12		
ρ_{riemp} [kN/m ³]	15	17.5	20	15	17.5	20	15	17.5	20
Carico Limite [kN]	408	245	62	496	347	183	554	420	268
Densità arco: 22.5 kN/m ³ = 2.25t/m ³									
$f_{cd, arco}$ [MPa]	8			10			12		
ρ_{riemp} [kN/m ³]	15	17.5	20	15	17.5	20	15	17.5	20
Carico Limite [kN]	517	357	178	608	468	309	675	549	402

Tabella 2. Carico limite dell'arcata maggiore. Ponte con piano viario orizzontale e luce di 38m. Modello 1D.
In grassetto i carichi superiori a quello di normativa. Valori in t.

Densità arco: $17.5 \text{ kN/m}^3 = 1.75 \text{ t/m}^3$									
$f_{cd, \text{ arco}} [\text{MPa}]$	8			10			12		
$\rho_{\text{riemp}} [\text{kN/m}^3]$	15	17.5	20	15	17.5	20	15	17.5	20
Carico Limite [kN]	885	806	708	975	909	829	1035	983	918
Densità arco: $20 \text{ kN/m}^3 = 2 \text{ t/m}^3$									
$f_{cd, \text{ arco}} [\text{MPa}]$	8			10			12		
$\rho_{\text{riemp}} [\text{kN/m}^3]$	15	17.5	20	15	17.5	20	15	17.5	20
Carico Limite [kN]	1009	931	834	1106	1044	971	1177	1126	1063
Densità arco: $22.5 \text{ kN/m}^3 = 2.25 \text{ t/m}^3$									
$f_{cd, \text{ arco}} [\text{MPa}]$	8			10			12		
$\rho_{\text{riemp}} [\text{kN/m}^3]$	15	17.5	20	15	17.5	20	15	17.5	20
Carico Limite [kN]	1123	1045	956	1230	1171	1103	1307	1260	1200

3.4.1.3 Arco asimmetrico di 35m di luce (spalla in riva SN più alta) – piano viario inclinato

Sulla base delle considerazioni svolte sulla luce effettiva dell'arcata maggiore, si è valutata la capacità portante dell'arcata maggiore nell'ipotesi di luce ridotta a 35 m, ottenuta assumendo che l'imposta sulla riva sinistra (lato Alpepiana) sia collocata in corrispondenza del muro d'ala, Figura 14.b, come suggerito dalla tessitura muraria del timpano. In Figura 18 si evidenzia la capacità portante (del solo arco, con riempimento considerato come peso stabilizzante e ripartitore dei carichi stradali ma non come elemento strutturale interagente con l'arcata) dell'arco.

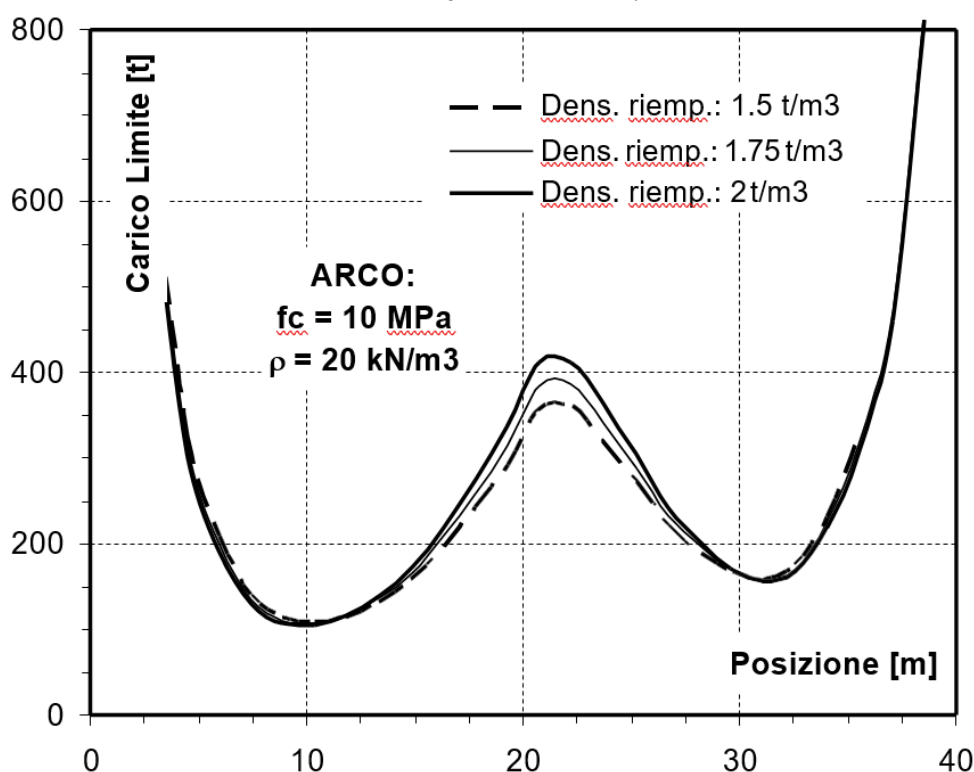


Figura 18. Carico limite per una coppia di forze viaggianti sull'arcata, maggiore (arcata 3) – strada inclinata. Arco di 35m di luce, asimmetrico, con spalla in sponda sinistra più alta.

Si osserva, nel confronto con i diagrammi di Figura 17, che la geometria asimmetrica dell'arcata conduce a capacità portanti più elevate e sostanzialmente simmetriche rispetto all'asse del ponte. Queste circostanze sono dovute in parte alla riduzione della luce dell'arco e, prevalentemente, alla compensazione tra l'asimmetria dell'arco e del riempimento.

L'innalzamento dell'imposta sul lato di Alpepiana riduce l'estensione dell'arco là dove maggiore è lo spessore del riempimento. I valori numerici minimi della capacità portante dei diversi modelli strutturali sono riportati in Tabella 3.

Tabella 3. Carico limite dell'arcata maggiore. Ponte con piano viario inclinato e luce di 35m. Modello 1D.
In grassetto i carichi superiori a quello di normativa. Valori in t.

Densità arco: 17.5 kN/m³ = 1.75t/m³									
$f_{cd, arco}$ [MPa]	8			10			12		
ρ_{riemp} [kN/m³]	15	17.5	20	15	17.5	20	15	17.5	20
Carico Limite [kN]	1082	1067	1038	1002	974	927	1139	1140	1123
Densità arco: 20 kN/m³ = 2t/m³									
$f_{cd, arco}$ [MPa]	8			10			12		
ρ_{riemp} [kN/m³]	15	17.5	20	15	17.5	20	15	17.5	20
Carico Limite [kN]	1175	1165	1144	1087	1056	1020	1245	1244	1228
Densità arco: 22.5 kN/m³ = 2.25t/m³									
$f_{cd, arco}$ [MPa]	8			10			12		
ρ_{riemp} [kN/m³]	15	17.5	20	15	17.5	20	15	17.5	20
Carico Limite [kN]	985	963	927	905	874	829	103	102	100

3.4.1.4 Arco simmetrico di 32m di luce – piano viario inclinato

L'innalzamento anche dell'imposta sulla riva destra rende l'arco nuovamente simmetrico e con luce ridotta a 32m. Se da un lato la luce si riduce, e questo determina un aumento della capacità portante, dall'altro reintroduce l'asimmetria dei carichi dovuti alla differenza di spessore del riempimento. La capacità portante complessiva dell'arcata, quindi, rimane sostanzialmente immutata rispetto quella del ponte con 35m di luce. In Figura 19 si riportano i diagrammi della capacità portante dell'arcata di 32m di luce mentre i valori numerici minimi della capacità portante dei diversi modelli strutturali sono riportati in Tabella 4.

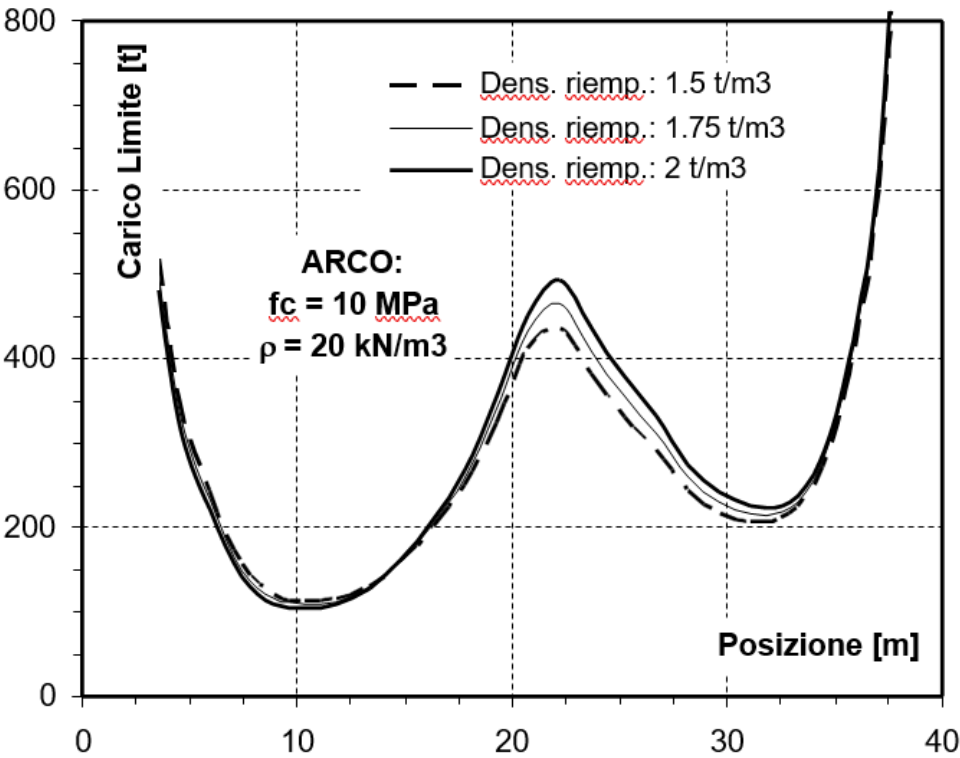


Figura 19. Carico limite per una coppia di forze viaggianti sull'arcata, maggiore (arcata 3) – strada inclinata. Arco di 32m di luce, simmetrico, con spalla in sponda sinistra più alta.

Tabella 4. Carico limite dell'arcata maggiore. Ponte con piano viario orizzontale e luce di 32m. Modello 1D.
In grassetto i carichi superiori a quello di normativa. Valori in t.

Densità arco: $17.5 \text{ kN/m}^3 = 1.75\text{t/m}^3$									
$f_{cd, \text{ arco}}$ [MPa]	8			10			12		
ρ_{riemp} [kN/m ³]	15	17.5	20	15	17.5	20	15	17.5	20
Carico Limite [kN]	1034	1087	1038	1041	984	922	1201	1168	1128
Densità arco: $20 \text{ kN/m}^3 = 2\text{t/m}^3$									
$f_{cd, \text{ arco}}$ [MPa]	8			10			12		
ρ_{riemp} [kN/m ³]	15	17.5	20	15	17.5	20	15	17.5	20
Carico Limite [kN]	1255	1201	1158	1151	1090	1025	1337	1297	1250
Densità arco: $22.5 \text{ kN/m}^3 = 2.25\text{t/m}^3$									
$f_{cd, \text{ arco}}$ [MPa]	8			10			12		
ρ_{riemp} [kN/m ³]	15	17.5	20	15	17.5	20	15	17.5	20
Carico Limite [kN]	1011	964	916	922	871	813	1063	1029	995

Dall'analisi strutturale eseguita con il modello monodimensionale emergono alcune considerazioni rilevanti sulla risposta dell'arcata maggiore del ponte di Alpepiana:

- la capacità portante della sola arcata, che sottostima di molto il valore reale, è fortemente influenzata dall'asimmetria nella distribuzione dei pesi dovuta alla pendenza del piano viario e dalla luce dell'arcata;
- la regolarizzazione dei pesi (al limite una distribuzione simmetrica) aumenterebbe la capacità portante del ponte di almeno 3 volte;
- il valore del carico limite dipende dalla densità del riempimento e dell'arcata oltre che dalla resistenza della muratura dell'arcata;
- per i modelli più vicini alla realtà, così come conosciuta ed ipotizzabile oggi, l'entità dei carichi limite calcolati appare superiore a quelli definiti dalla normativa vigente.

Tuttavia, poiché l'attendibilità di un'analisi strutturale è determinata da quanto il modello teorico sia aderente alla struttura reale, particolare attenzione dovrà essere posta nella disamina dei risultati degli altri modelli strutturali e delle prove di caratterizzazione dinamica del ponte di cui si parla nelle pagine finali di questa relazione. È necessario sottolineare che i risultati numerici discussi si riferiscono ad un'arcata nuova, ovvero senza degrado dovuto al tempo. L'arcata del ponte di Alpepiana presenta rilevanti fenomeni di degrado che saranno oggetto di discussione in uno specifico paragrafo successivo.

Il modello monodimensionale, a basso livello di dettaglio, non fornisce indicazioni attendibili sullo stato tensionale in condizioni di esercizio ma solo sulla capacità portante ultima, nell'ambito di determinate ipotesi. Per poter definire gli interventi di consolidamento del ponte è necessario valutare:

- l'effetto sulla capacità portante del ponte dell'interazione arcata/riempimento e arcata/timpani;
- lo stato tensionale attuale, sotto i pesi propri e nella più gravosa condizione di esercizio;
- lo stato tensionale al transito dei massimi carichi previsti dalla normativa.

Il primo punto viene discusso nel paragrafo che segue con riferimento al modello strutturale bidimensionale, mentre gli altri due argomenti vengono affrontati con ricorso a modelli tridimensionali ad elementi finiti.

3.4.2 Modello bidimensionale dell'arco [Modello 2D]

Il modello bidimensionale, indicato nel seguito come modello 2D, considera un modello strutturale del ponte bi-dimensionale e, quindi, privo dei timpani. La struttura è costituita dalla sola arcata e dal riempimento. L'arcata è modellata con un materiale Non Resistente a Trazione (NRT) ed elasto-perfettamente-plastico in compressione con resistenza definita, mentre il riempimento è rappresentato come un materiale coesivo alla Mohr-Coulomb con condizione limite a taglio definita da coesione ed angolo di attrito interno:

$$\tau_{lim} = c + \tan(\varphi) \sigma_n$$

Tale modello non può rappresentare i timpani, che possono essere modellati esplicitamente solo dai modelli tridimensionali e di cui si può tenere conto solamente considerando parametri meccanici del riempimento particolarmente elevati in modo da rappresentare il contributo dei timpani mediante un riempimento molto resistente. A questo fine, sono stati prese in considerazione tre coppie di valori della coesione c (0.03, 0.10 e 0.30 MPa = 0.3, 1.0 e 3.0 kg/cm²) e dell'angolo di attrito interno φ (20°, 25° e 30°) riportati nella Tabella 5, a rappresentare un riempimento costituito da un mediocre terreno coesivo ($c=0.03$ MPa, $\varphi=20^\circ$), comunque non ritrovato sul ponte, un terreno con caratteristiche molto buone ($c=0.10$ MPa, $\varphi=25^\circ$), ed un materiale di riempimento che rappresenti l'effetto dei timpani mediante valori di coesione ed angolo di attrito interno particolarmente elevati ($c=0.30$ MPa, $\varphi=30^\circ$).

I rimanenti parametri del modello sono:

- resistenza a compressione dell'arcata: f_{cd} , arco=10 MPa = 100 kg/cm²;
- peso specifico arcata: 20 kN/m³=2 t/m³;
- peso specifico riempimento: 17.5 kN/m³= 1.75 t/m³.

Il modello bi-dimensionale di questo paragrafo non viene impiegato per eseguire analisi non lineari incrementali ma per eseguire analisi a collasso del ponte, cioè per determinare il carico limite sopportabile dalla struttura in "condizioni limite di collasso incipiente". Per questo tipo di analisi sono possibili due approcci:

- i. approccio cinematico – Analisi Limite Cinematica – in cui si ipotizza un sistema di spostamenti congruente (a cui, però, corrisponde un sistema di forze interne non necessariamente equilibrato) per il quale si determina il carico limite che, uguagliando il lavoro delle forze esterne e quello delle forze interne, si individua la condizione limite d'incipiente collasso;
- ii. approccio statico – Analisi Limite Statica – in cui si ipotizza un sistema di forze interne alla struttura equilibrato (a cui, però, corrisponde un sistema di spostamenti non necessariamente congruente) per il quale si determina il massimo carico a cui può ancora verificarsi una condizione di equilibrio.

Si dimostra in generale che nel primo caso si determina un'approssimazione per eccesso del carico di collasso effettivo (Upper Bound), nel secondo un'approssimazione per difetto (Lower Bound). Qualora le due procedure forniscano valori coincidenti, si dimostra in generale che quel valore corrisponde il valore limite reale del carico di collasso per la struttura schematizzata.

La Tabella 5 riporta i due limiti superiore ed inferiore al carico limite. Nell'ipotesi più vicina alla situazione attuale ($c=0.30$ MPa, $\varphi=30^\circ$), la capacità portante del ponte "al nuovo" è di non meno di 3400 kN (340 t) ovvero oltre cinque volte il massimo carico di normativa. Perché tale riserva di sicurezza possa essere garantita anche sulla struttura reale, è necessario garantire che il sistema di riempimento reale, timpani + materiale di riempimento, possa fornire prestazioni analoghe a quelle del materiale rappresentato in questa modellazione, mediante gli interventi che sono descritti nei paragrafi successivi.

Tabella 5. Parametri meccanici e capacità portante del ponte per diversi modellazioni 2D.

Tipo di riempimento	Coesione c [MPa] (kg/cm ²)	Attrito interno φ	Capacità portante kN (t)	
			Lower bound	Upper bound
Terreno di bassa qualità	0.03 (0.3)	20°	1020 (102)	1030 (103)
Terreno di buone caratteristiche	0.1 (1)	25°	2320 (232)	2320 (232)
Conglomerato	0.3 (3)	30°	3410 (341)	4200 (420)
Timpani + materiale sciolto				

La Figura 20 mostra la distribuzione delle deformazioni angolari al collasso per l'arcata maggiore insieme alla posizione delle cerniere plastiche. Due circostanze emergono da questo tipo di analisi:

1. Un riempimento molto resistente, come è quello costituito dai grossi timpani esterni ed interni del ponte di Alpejana, in prossimità del collasso si comporta come un insieme di blocchi rigidi (deformazioni angolari concentrate in poche fasce che definiscono le zone di separazione del riempimento in blocchi distinti).
2. La cerniera n. 4, si ritrova in posizione di molto sollevata rispetto al classico meccanismo di collasso della sola arcata. Questa circostanza è dovuta all'effetto di contenimento dello spostamento verticale verso l'alto della parte

destra dell'arcata effettuato da un riempimento di elevata resistenza. Lo spostamento della posizione di una cerniera viene a ridurre la luce effettiva dell'arco strutturale e, conseguentemente, ad aumentare la capacità portante del ponte.

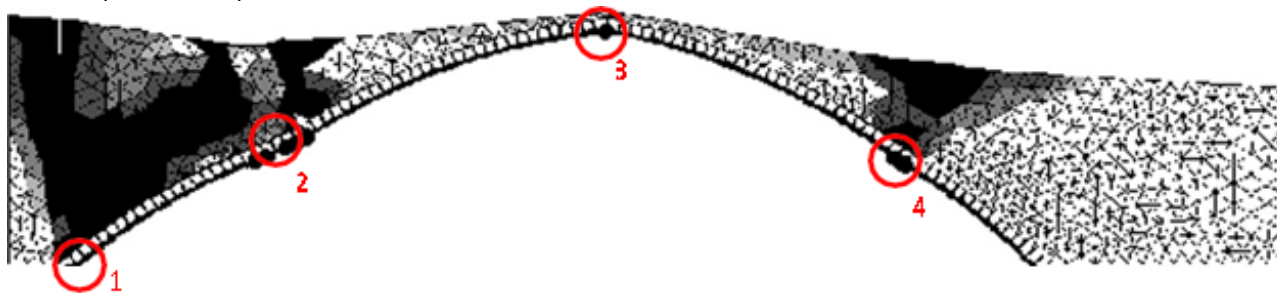


Figura 20. Distribuzione delle deformazioni angolari nel riempimento e posizione delle cerniere plastiche nell'arcata maggiore.

3.4.3 Modello tridimensionale ad elementi finiti dell'arco [Modello 3D]

Il modello tridimensionale ad elementi finiti è certamente il modello strutturale che descrive il ponte con maggiore dettaglio in quanto la geometria, così come conosciuta e ricostruita, viene rappresentata senza semplificazioni. Inoltre, la possibilità di assumere una rigidità del materiale (modulo elastico E e coefficiente di Poisson ν) differenziata nelle diverse parti del ponte, consente di rappresentare la collaborazione arcata/timpano. La muratura è un materiale fortemente anisotropo con risposta non lineare per il quale non si dispone di modelli costitutivi teorici sufficientemente collaudati e per il quale, comunque, non è possibile descriverne le caratteristiche anisotrope. Inoltre, l'impiego di modelli costitutivi ad elevati livelli di dettaglio, sia della muratura che delle interfacce, richiede la definizione di un elevato numero di parametri meccanici. Se non si dispone di un numero sufficiente di prove meccaniche per la caratterizzazione dei materiali, ovvero per la definizione di questi parametri, il dettaglio dei modelli costitutivi viene controbilanciato dall'approssimazione con cui si definiscono quei parametri meccanici. Su un ponte esistente, poi, le prove sperimentali di caratterizzazione dei materiali sono affette da elevato errore sperimentale e, comunque, possono essere eseguite solo su una parte della muratura, quella accessibile. Quand'anche si volesse procedere con il massimo rigore possibile, l'impiego di modelli costitutivi ad elevato livello di dettaglio appare non perseguibile. Pertanto, i modelli tri-dimensionali ad elementi finiti ricorrono ad una rappresentazione della muratura come un materiale omogeneo ed isotropo, in qualche modo equivalente al materiale reale, descritto da due soli parametri, il modulo elastico e la resistenza a compressione.

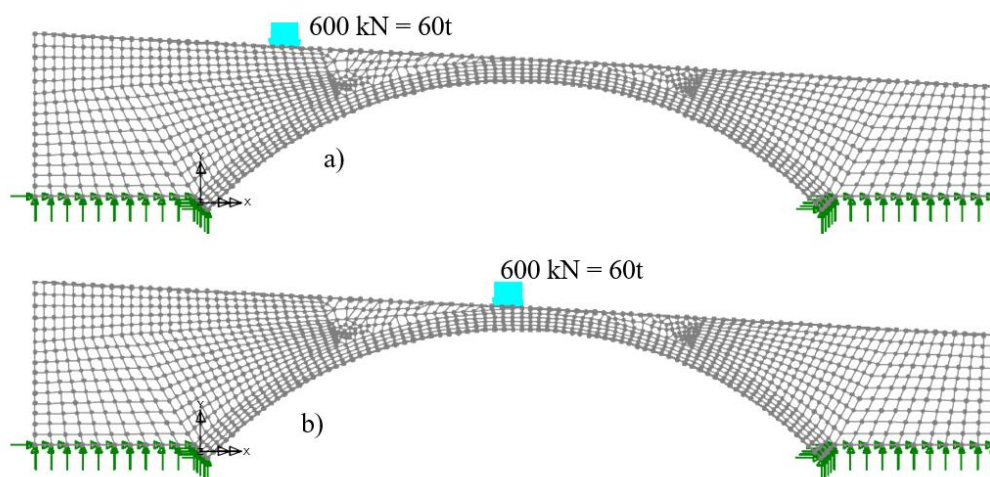


Figura 21. Modelli 3D ad elementi finiti del ponte: a) carico ad 1/4 della luce; b) carico in mezzaluce.

La non linearità della risposta viene limitata alle volte alla sola assenza di resistenza a trazione e, più raramente, gestita mediante specifici parametri di danno quando viene raggiunta la resistenza a compressione del materiale. In questi casi, la complessità numerica dell'aspetto computazionale del problema rende difficile la convergenza degli algoritmi numerici di soluzione dei sistemi risolutivi non lineari. Quando i fenomeni non lineari divengono rilevanti nella risposta del sistema, per diversi motivi, gli algoritmi risolutivi perdono convergenza senza che questo definisca un reale collasso fisico della struttura.

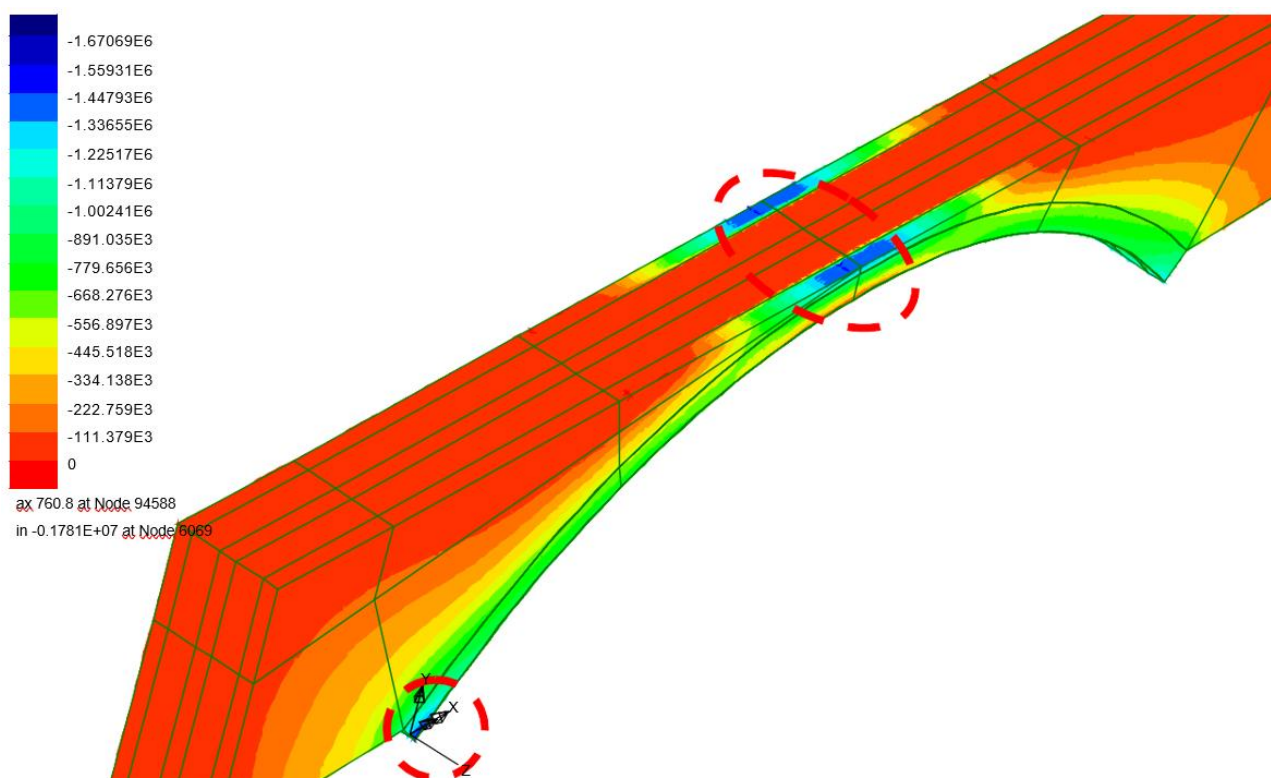


Figura 22. Solo peso proprio: distribuzione delle tensioni di compressione – vista assonometrica

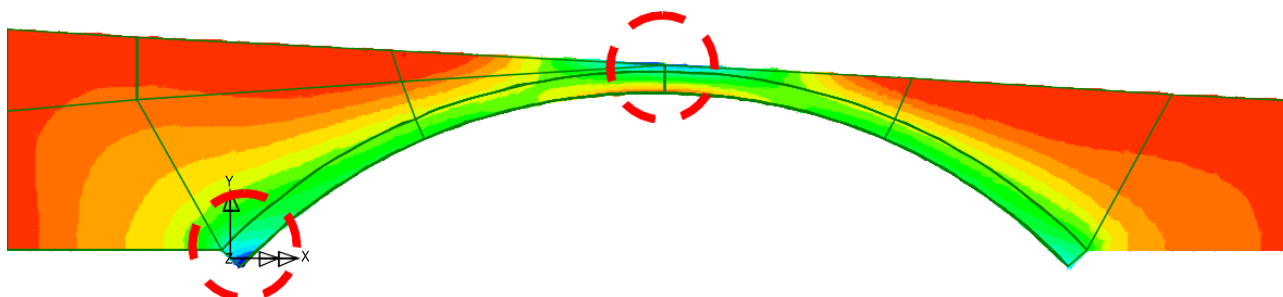


Figura 23. Solo peso proprio: distribuzione delle tensioni di compressione – vista laterale

Nel seguito vengono descritte le due condizioni di carico ritenute più significative per il ponte in muratura:

- carico applicato ad 1/4 della luce, dove si è visto il realizzarsi della minima capacità portante del ponte, e dove ci si attende lo stato tensionale più severo;
- carico applicato in mezzera dove, per l'assenza di riempimento in chiave, lo stato di sollecitazione in chiave all'arco può essere significativo.

Nel seguito vengono discusse separatamente queste due condizioni di carico. Poiché i modelli 3D ad elementi finiti vengono impiegati per valutare lo stato tensionale in condizioni di esercizio, viene esaminata anche la condizione di carico in mezzera, dove si trova applicato quasi direttamente all'estradosso dell'arcata in cui, sebbene la capacità portante non sia minima, si possono ritrovare stati tensionali di rilievo.

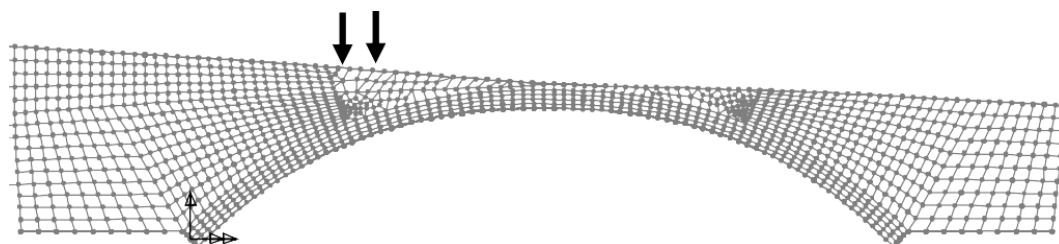


Figura 24. Carico ad 1/4 della luce: configurazione deformata.

Peso proprio

Le Figure 22 e 23 rappresentano lo stato tensionale (compressione) nel ponte, dovuto al solo peso proprio. Si osserva che le parti più sollecitate del ponte sono costituite dall'estradosso dell'arcata in mezzeria ($1.5 \text{ MPa} = 15 \text{ kg/cm}^2$) e dall'intradosso dell'arcata all'imposta ($1.75 \text{ MPa} = 17.5 \text{ kg/cm}^2$). La localizzazione di questi picchi di compressione è coerente con la distribuzione delle cerniere plastiche nel meccanismo di collasso evidenziato in Figura 16; in particolare, corrispondono alla parte compressa delle cerniere plastiche 1 e 3.

I valori delle tensioni sono relativamente elevati, ma comunque corrispondono a circa $1/8$ del valore caratteristico di rottura a compressione stimato.

Carico ad $1/4$ della luce

Questa posizione del carico (con impronta sulla pavimentazione pari a $1.20 \text{ m} \times 2.00 \text{ m}$ e pari a $1.60 \text{ m} \times 2.00 \text{ m}$ all'estradosso del riempimento) rappresenta quella che, con il modello 1D, si è dimostrata condurre alla minima capacità portante del ponte. La Figura 24 rappresenta la configurazione deformata del ponte (amplificata) nelle condizioni di carico di esercizio più gravose. Si osserva un'analogia con il meccanismo di collasso individuato in Figura 16.

Nelle Figure riportate nel seguito rappresentano lo stato tensionale (compressione) nel ponte e nella sola arcata (timpani e riempimento sono stati rimossi dalla riproduzione grafica, non dal modello strutturale) rappresentati sia con vista assonometrica e sia con vista laterale.

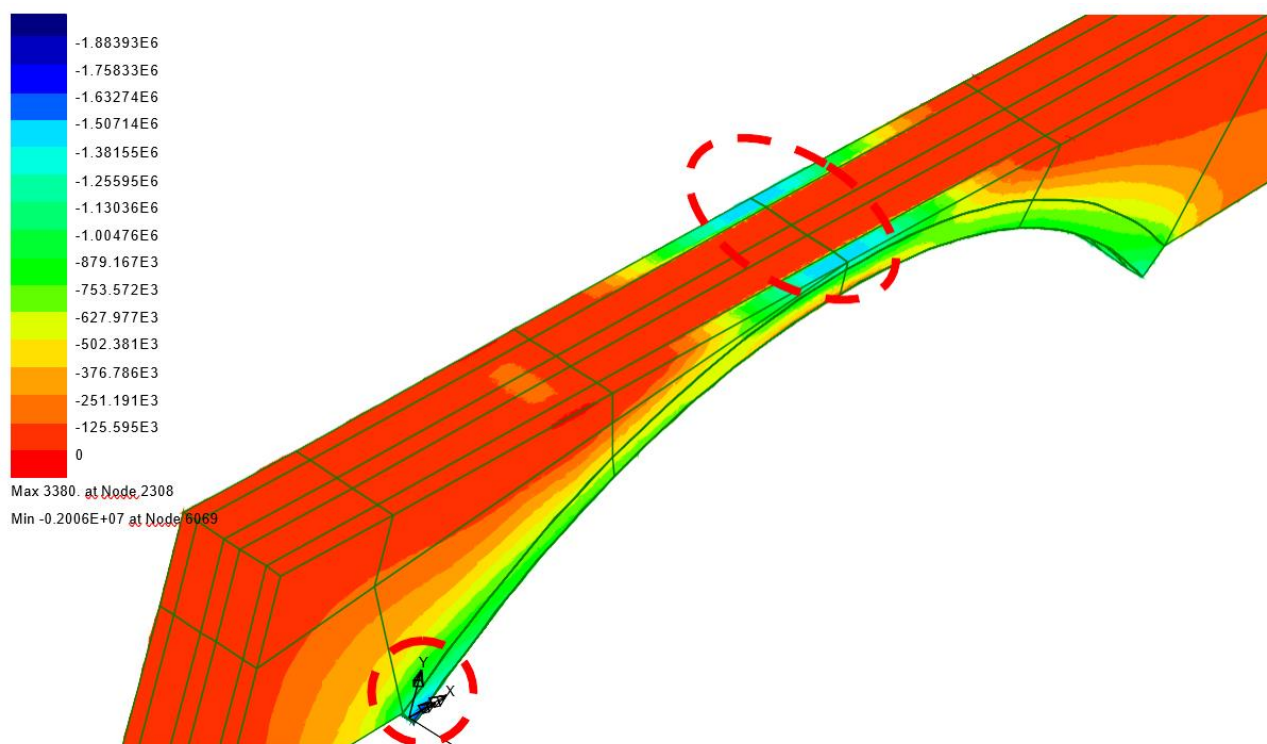


Figura 25. Carico ad $1/4$ della luce: distribuzione delle tensioni di compressione – vista assonometrica

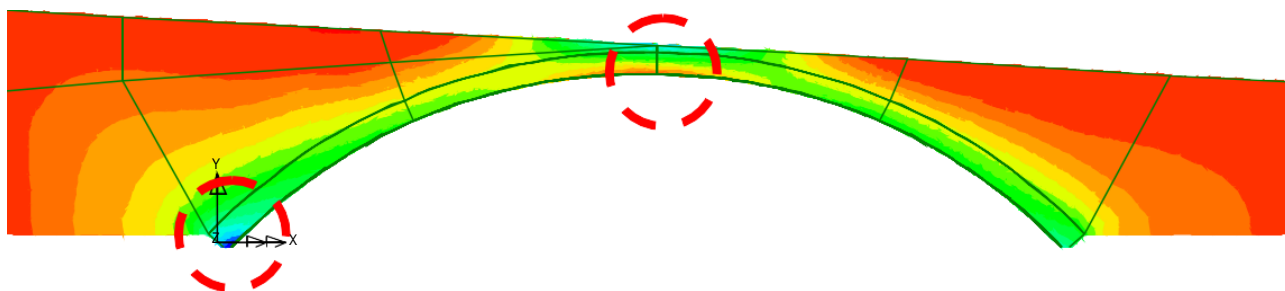


Figura 26. Carico ad $1/4$ della luce: distribuzione delle tensioni di compressione – vista laterale.

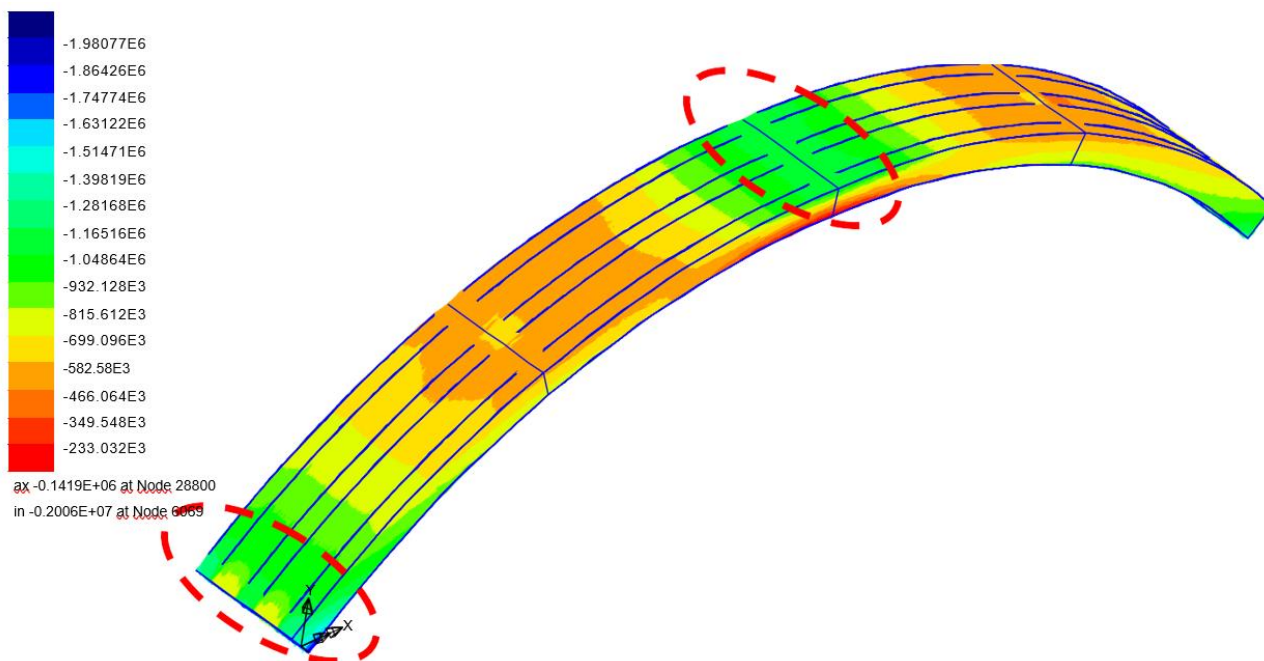


Figura 27. Carico ad 1/4 della luce: distribuzione delle tensioni di compressione nell'arcata – vista assonometrica

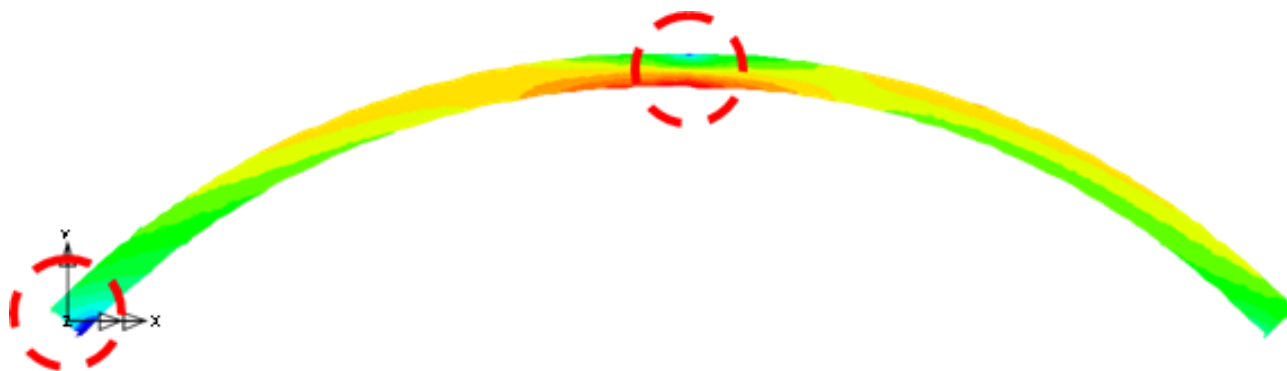


Figura 28. Carico ad 1/4 della luce: distribuzione delle tensioni di compressione nell'arcata – vista laterale.

I valori massimi delle compressioni, dovuti al carico di normativa posto ad 1/4 della luce sul lato Alpepiana, raggiungono i valori di 1.74 MPa (17.4 kg/cm²) all'estradosso dell'arcata in chiave e 3.19 MPa (31.9 kg/cm²) all'intradosso dell'imposta sullo stesso lato di Alpepiana. Anche in questo caso si tratta di valori elevati con un valore di picco che è circa 1/4 del valore caratteristico a rottura per il materiale.

Carico in mezzeria

Sebbene il carico in mezzeria non individui la posizione con minima capacità portante, esso potrebbe delineare per alcune sezioni degli stati tensionali più gravosi di quelli prodotti da un carico ad 1/4 della luce. La Figura 29 evidenzia la configurazione deformata del ponte mentre le Figure sotto riportano la distribuzione delle tensioni di compressione secondo la sequenza di rappresentazione già seguita.

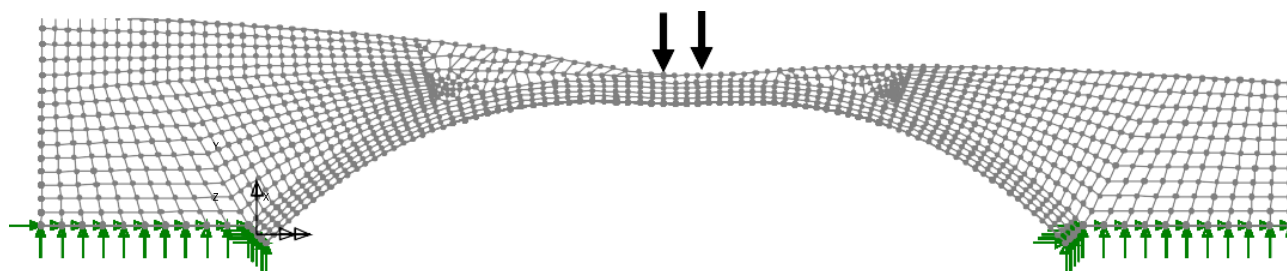


Figura 29. Carico in mezzeria: configurazione deformata dell'arcata (amplificata).

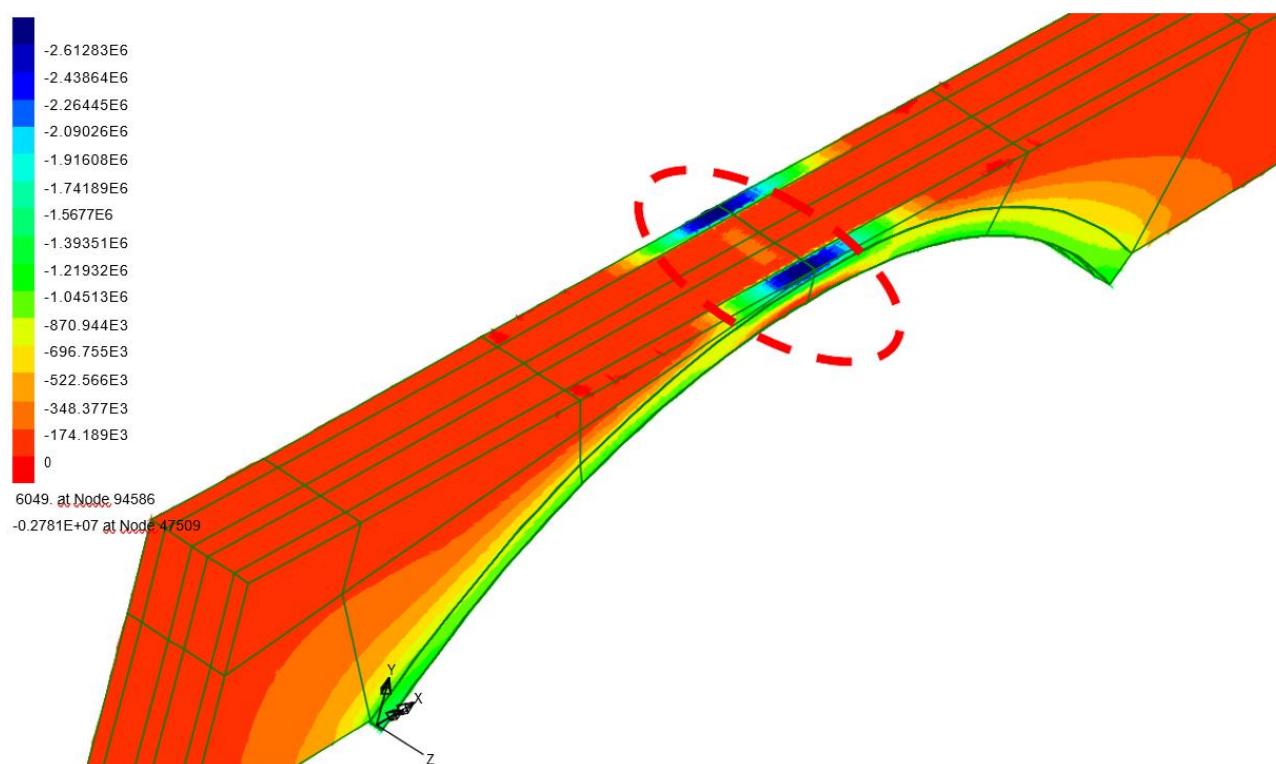


Figura 30. Carico in mezzeria: distribuzione delle tensioni di compressione – vista assometrica.

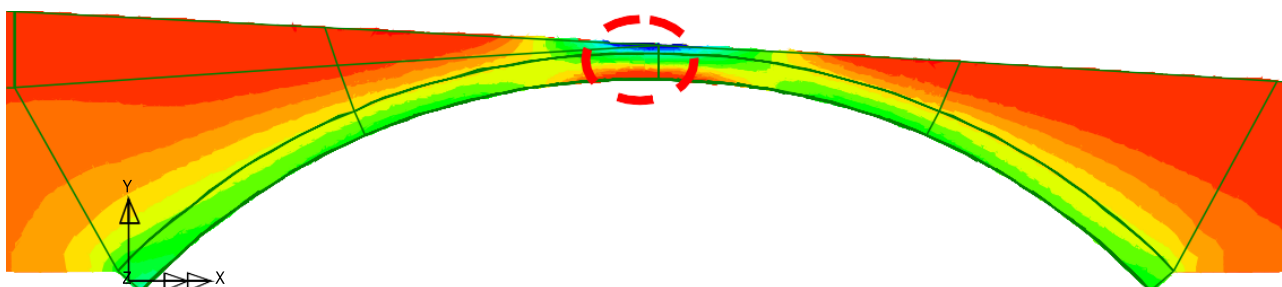


Figura 31. Carico in mezzeria: distribuzione delle tensioni di compressione – vista laterale.

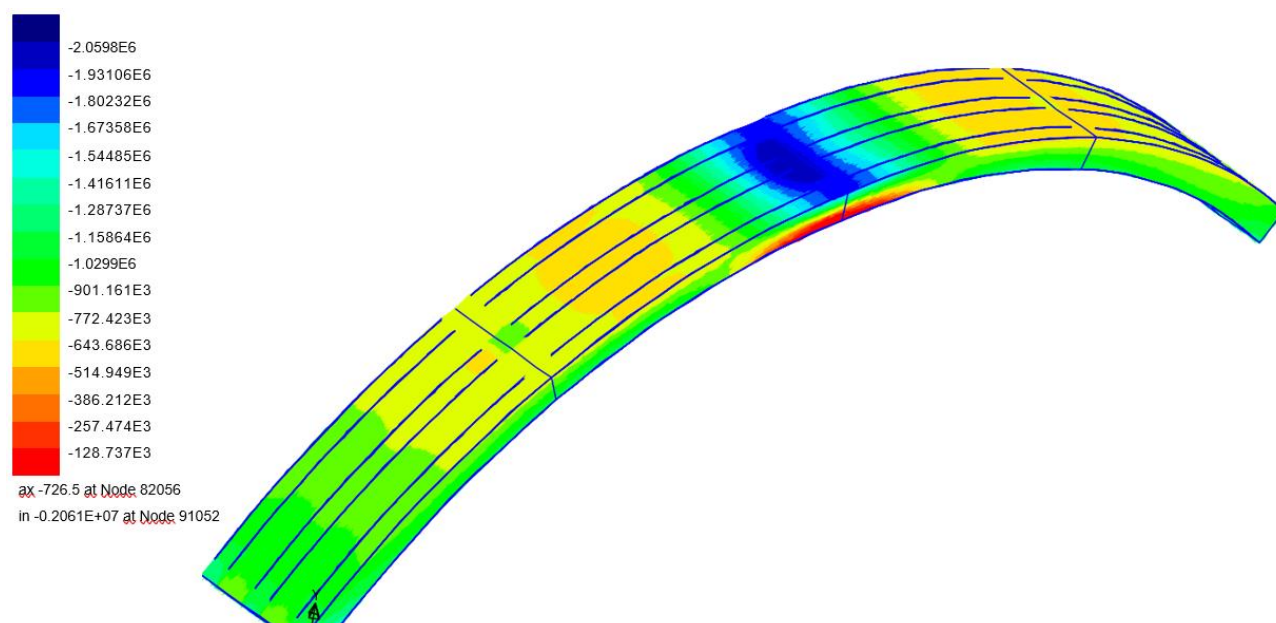


Figura 32. Carico in mezzeria: distribuzione delle tensioni di compressione sulla sola arcata – vista assometrica.

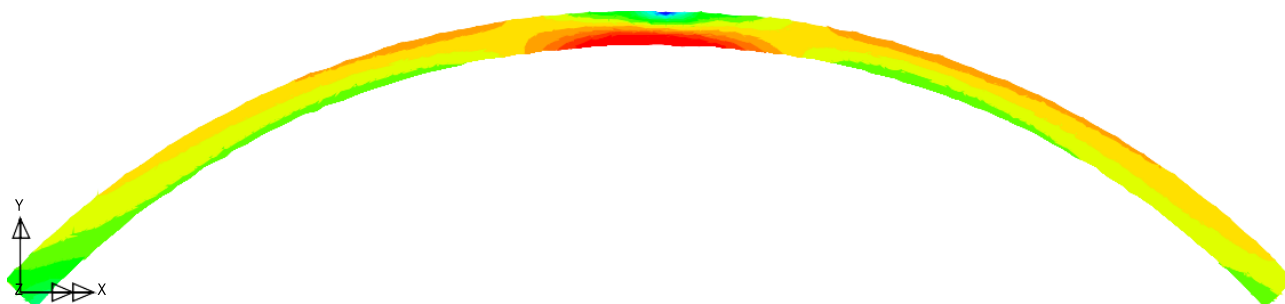


Figura 33. Carico in mezzeria: distribuzione delle tensioni di compressione sulla sola arcata – vista laterale.

Si osserva che, in questa condizione di carico, le tensioni di compressione all'imposta (intradosso), sono limitate a 1.55 MPa (15.5 kg/cm²), mentre il massimo viene raggiunto all'estradosso dell'arcata, in mezzeria, dove raggiunge il valore di 2.90 MPa (29 kg/cm²).

3.4.4 Discussione dei risultati

I risultati delle analisi tridimensionali ad elementi finiti con una modellazione elastica del materiale sono riassunti in Tabella 6, dove sono riportati i valori massimi delle tensioni che si realizzerebbero assumendo un modello costitutivo non resistente a trazione (NRT) per la muratura.

Tabella 6. Tensioni massime nelle sezioni critiche dell'arcata. Unità di misura: MPa (kg/cm²).

Sezione	Modello 3D elastico			Modello NRT 3D		
	P.P.	P.P.+Q ad 1/4 / P.P.+Q ad 1/2 l	P.P.+Q ad 1/2 l	P.P.	P.P.+Q ad 1/4 / P.P.+Q ad 1/2 l	P.P.+Q ad 1/2 l
chiave	1.50 (15)	1.74 (17.4)	2.90 (29)	1.72 (17.2)	2.00 (20.0)	3.34 (33.4)
imposta	1.75 (17.5)	3.19 (31.9)	1.55 (15.5)	2.00 (20.0)	3.83 (38.3)	1.78 (17.8)

I valori di tensione rilevati sono elevati nei punti di picco, raggiungendo un valore che circa 1/4 della resistenza caratteristica a compressione assunta per la muratura (13.5 MPa). L'analisi condotta giustifica un'osservazione storica che non può essere trascurata: nonostante il transito di autoveicoli di peso elevato (autobetoniere per un carico totale di 45 t circa) il ponte non manifesta segni di danneggiamento da sovraccarico o da fatica.

I valori di tensione nella condizione di carico di solo peso proprio, quella in cui il ponte si trova nella maggior parte del tempo sono da ritenere accettabili per il tipo di muratura del ponte.

Nell'ottica degli Stati Limite Ultimi, coerente con la logica delle NTC 2018 e degli Eurocodici, il margine di sicurezza tra i massimi carichi di esercizio e la capacità portante del ponte è sempre inferiore all'unità, confermando che il ponte, se fosse nelle condizioni originarie di costruzione, sarebbe in grado di sostenere il carico massimo previsto dalla normativa per un ponte di I categoria. Pertanto gli interventi progettati e descritti nei paragrafi seguenti sono tali da garantire un livello di sicurezza minimo della struttura pari ad almeno la condizione originaria di costruzione.

3.5 **Verifica del Parapetto**

La verifica del parapetto è stata condotta in accordo alla vigente normativa NTC 2018 la quale indica: "L'altezza dei parapetti non può essere inferiore a 1,10 m. I parapetti devono essere calcolati in base ad un'azione orizzontale di 1,5 kN/m applicata al corrimano."

Nel calcolo strutturale degli elementi a sostegno del parapetto è stata, pertanto, considerata un'azione orizzontale distribuita pari a 1,50 kN/m posta ad un'altezza dal piano di ancoraggio del parapetto stesso pari a 1,25 m.

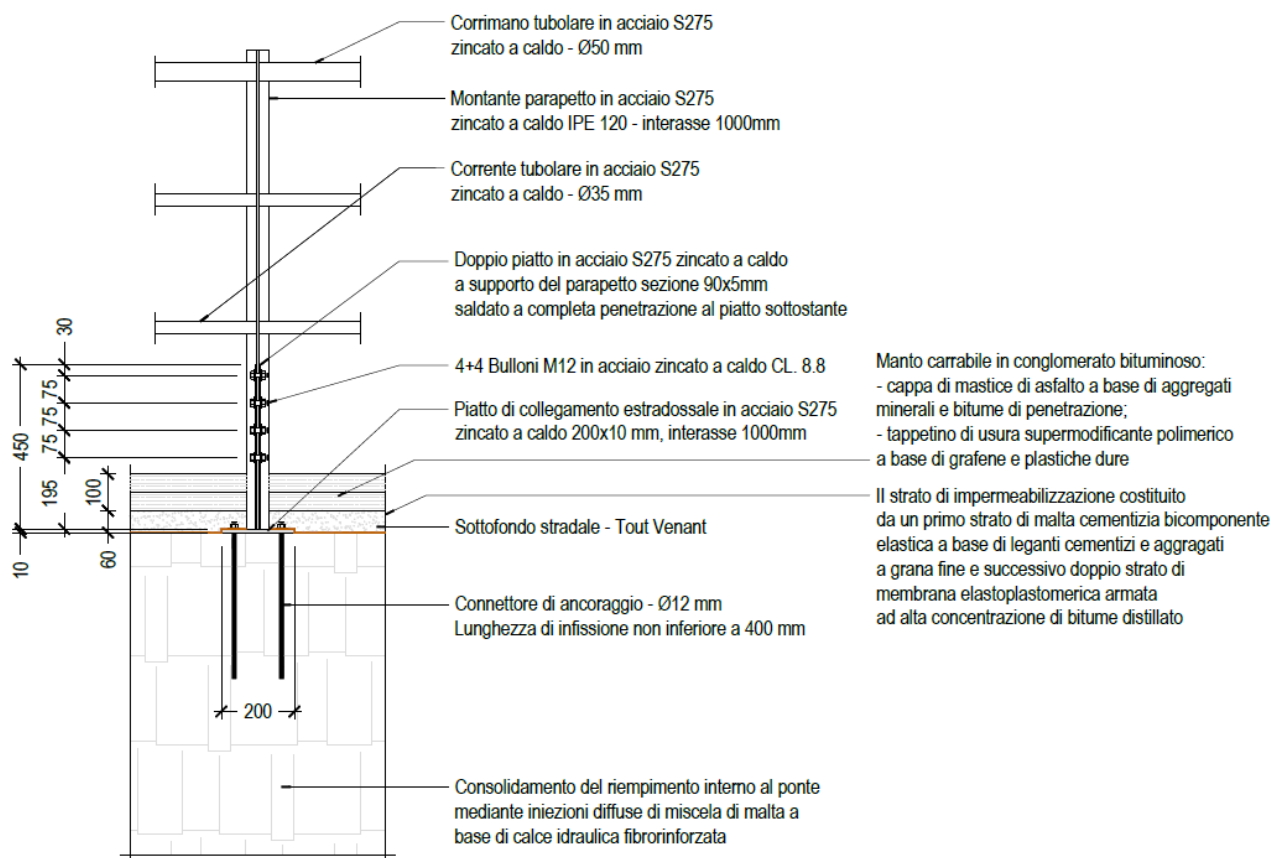
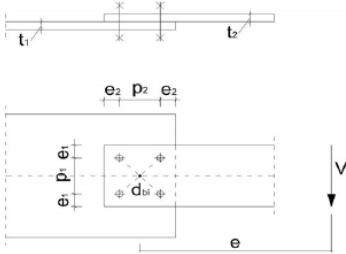


Figura 34. Dettaglio ancoraggio del parapetto

L'ancoraggio del parapetto alla struttura sarà realizzato mediante due piatti verticali in acciaio S275 saldati a completa penetrazione ad un piatto metallico in acciaio S275 orizzontale opportunamente collegato, tramite tirafondi, alla struttura in muratura, su cui sarà possibile effettuare una connessione bullonata costituita da 4+4 bulloni M12 CL.8.8. Si rimanda agli elaborati grafici rappresentanti gli interventi da eseguire per una più dettagliata descrizione della connessione. Nel seguito si riporta la verifica della connessione bullonata tra il montante del parapetto e le piastre di supporto eseguita con un apposito foglio di calcolo in conformità alle Norme Tecniche per le Costruzioni – NTC 2018.

UNIONI SOLLECITATE A TAGLIO - Forza non baricentrica													
	<table><tr><th colspan="2">INPUT</th></tr><tr><td colspan="2">Definizione dell'azione</td></tr><tr><td>V =</td><td>2250 [N]</td></tr><tr><td>e =</td><td>1250 [mm]</td></tr><tr><td colspan="2">Definizione della geometria dell'unione</td></tr><tr><td>dbi =</td><td>115,58 [mm]</td></tr></table>	INPUT		Definizione dell'azione		V =	2250 [N]	e =	1250 [mm]	Definizione della geometria dell'unione		dbi =	115,58 [mm]
INPUT													
Definizione dell'azione													
V =	2250 [N]												
e =	1250 [mm]												
Definizione della geometria dell'unione													
dbi =	115,58 [mm]												
OUTPUT - Forza agenti sui singoli bulloni													
F _{vbi} =	562,50 [N] Forza dovuta all'azione di taglio												
F _{Tbi} =	6083,50 [N] Forza dovuta al momento torcente derivante all'eccentricità di V												

VERIFICA (NTC 2018 punto 4.2.8.1)									
Classe acciaio	EN10210 - S275 H/NH/NLH			Classe bulloni	8.8	Scelta ϕ dei bulloni			12
<div>Spessori collegati</div> <div><div>$t_1 =$</div><div>5</div><div>[mm]</div></div> <div><div>$t_2 =$</div><div>5</div><div>[mm]</div></div>					<div>Distanze [mm]</div> <div><div>$e_1 =$</div><div>20</div></div> <div><div>$e_2 =$</div><div>30</div></div> <div><div>$p_1 =$</div><div>53</div></div> <div><div>$p_2 =$</div><div>225</div></div>				
Unione normale					Unione resistente allo scorrimento allo SLU				
$F_{v,Ed} < F_{v,Rd}$	6632,27	<	32371,20	Verificato	$F_{v,Ed} < F_{s,Rd}$	6632,27	<	15449,89	Verificato
$F_{v,Ed} < F_{b,Rd}$	6632,27	<	26461,54	Verificato	$F_{v,Ed} < F_{b,Rd}$	6632,27	<	26461,54	Verificato
$V_{Ed} < V_{eff,2,Rd}$	2250,00	<	242978,88	Verificato	$V < N_{net,Rd}$	2250,00	<	287100,00	Verificato
Unione resistente allo scorrimento allo SLE					La verifica di un modello di resistenza si considera soddisfatta se tutte le verifiche indicate per tale modello sono soddisfatte				
$F_{v,Ed} < F_{s,Rd}$	6632,27	<	17556,69	Verificato					
$F_{v,Ed} < F_{v,Rd}$	6632,27	<	32371,20	Verificato					
$F_{v,Ed} < F_{b,Rd}$	6632,27	<	26461,54	Verificato					



La verifica della connessione bullonata risulta soddisfatta.

4 DEFINIZIONE DEGLI INTERVENTI

Lo stato di degrado riscontrato durante la fase di conoscenza ed i risultati delle analisi strutturali svolte hanno determinato la necessità di predisporre una serie di interventi di consolidamento strutturale in grado di garantire adeguati standard di sicurezza, in relazione alla destinazione d'uso della struttura. Le criticità evidenziate dalla campagna di diagnosi effettuata da DICAT e riconfermate dal sottoscritto durante i sopralluoghi effettuati hanno portato a ritenere che il sistema di consolidamento e miglioramento sismico più affidabile sia quello di sanare le criticità individuate, migliorando il collegamenti tra i diversi elementi che caratterizzano il ponte al fine di non snaturare il suo comportamento strutturale. A tal proposito si riporta una breve descrizione degli interventi progettati elencati secondo una sequenza che tiene conto delle diverse fasi d'intervento da eseguirsi:

- **Consolidamento delle arcate** mediante operazioni di **sostruzione muraria** in corrispondenza degli stati fessurativi principali, attraverso la realizzazione di **morse lapidee** discontinue, **stilatura** dei giunti dei paramenti esterni ed **iniezioni localizzate** di miscela di malta a base di calce idraulica;
- **Miglioramento del collegamento trasversale dei timpani** attraverso la realizzazione di collegamenti trasversali con catene metalliche al fine di contenere il ribaltamento fuori piano dei timpani.
- **Consolidamento e miglioramento del riempimento interno al ponte** attraverso **iniezioni diffuse** di miscela di malta a base di calce idraulica del riempimento esistente eseguite attraverso la realizzazione di **carotaggi verticali** all'interno del riempimento. Inoltre si provvederà al consolidamento sommitale del frenello centrale;
- **Rifacimento del manto stradale e nuovi parapetti** mediante la realizzazione di piano di posa orizzontale eseguito con un **getto di conglomerato** composto da una miscela di **malta a base di calce idraulica** naturale fibrinforzata ad elevata duttilità (tipo Planitop HDM Restauro di Mapei) e pietrisco selezionato armato tramite una doppia rete in fibra di carbonio (tipo Fibre Net) che garantisca una ripartizione dei carichi uniforme. Avvenuta la presa del getto le fase realizzative dovranno proseguire con la **posa in opera dei piatti metallici** di collegamento estradossali al getto stesso. Tali piatti metallici assolveranno una duplice funzione: collegare nella parte sommitale i timpani e le armille (e quindi a contrastare il ribaltamento dei timpani) ed inoltre rappresentare il punto di ancoraggio dei montati del nuovo parapetto. In fine sarà realizzata la necessaria stratigrafia al fine di garantire un adeguato **manto stradale**.
- **Restauro dell'edicola.** Gli interventi riguarderanno una prima fase di **pulitura e asportazione** delle porzioni di intonaco ammalorate e polverizzate e la successiva integrazione delle porzioni rimosse con la realizzazione di **rappezi di intonaco**. Per quanto riguarda la porzione di copertura degradata si rende necessaria la **revisione del manto di copertura** con la sostituzione delle lastre di ardesia ammalorate o fessurate. Si sono, inoltre, previste le operazioni di **pulitura e protezione dello stemma lapideo** infisso sul paramento interno dell'edicola stessa.

4.1 Consolidamento delle Arcate

Al fine di eliminare le criticità rilevate sulle armille delle arcate sono stati progettati una serie di interventi volti a ripristinare la coesione tra i diversi elementi costituenti la struttura.

4.1.1 Sostruzione muraria delle parti mancanti o degradate

Questo intervento si effettua in presenza di murature lesionate o degradate limitatamente a zone circoscrivibili. Tale tecnica consiste nel ripristino della continuità muraria attraverso la rimozione degli elementi (lapidei) lesionati o degradati e la realizzazione di una nuova tessitura muraria con nuovi elementi sani senza interrompere la funzione statica della muratura nel corso dell'applicazione. Il campo di applicazione della tecnica del "cuci-scuci" è obbligatoriamente confinato a quelle situazioni che presentano stati fessurativi o di degrado che interessano zone di parete di estensione modesta. Esso non può, quindi, essere inteso come un intervento di consolidamento diffuso per quelle situazioni in cui la muratura presenta un degrado complessivo e legato in genere ad una scarsa qualità muraria.

Tale tecnica potrà, ad esempio, essere adottata quando la muratura presenta lesioni a seguito di un dissesto specifico la cui natura in genere non è legata ad una scarsa qualità muraria.

Potrebbe essere necessario realizzare puntellature e opere di sostegno provvisorie per le parti del manufatto interessate dall'intervento per prevenire crolli o deformazioni indesiderate.

La sostituzione degli elementi ammalorati deve avvenire a partire dal basso e procedendo gradualmente verso l'alto per sezioni successive di limitata estensione. Si raccomanda la formazione di giunti di malta sottili per evitare i fenomeni di ritiro. A tal fine è possibile utilizzare malte di nuova composizione con additivi che ne migliorino l'aderenza e ne diminuiscano il ritiro.

La forzatura della nuova porzione muraria, con la soprastante vecchia muratura, può essere eseguita tramite l'inserimento di cunei di legno da controllare nel tempo, da togliere a ritiro avvenuto. Per la costipazione dei possibili vuoti si può prevedere anche l'impiego di piccole scaglie di materiale. Per quanto riguarda i materiali si dovranno utilizzare gli elementi esistenti, una volta rimossi in corrispondenza dei paramenti stessi.

La tecnica richiede in fase preventiva un'attenta e prudente valutazione della stabilità e dell'equilibrio della muratura oggetto di intervento, e un'accurata esecuzione che eviti di determinare rotture e crolli. Per tali motivi è sempre consigliabile procedere per sezioni successive e di limitata estensione eventualmente puntellando la struttura, (vedi Elaborato T_S01 e T_S02).

4.1.2 Miglioramento dell'ammorsamento delle armille

L'intervento progettato permette di ri-creare un collegamento efficace tra le parti mediante l'inserimento di morse lapidee in corrispondenza dell'intradosso delle arcate, che durante i sopralluoghi hanno dimostrato non garantire un adeguato livello di collegamento.

L'intervento, descritto accuratamente negli elaborati grafici di progetto (vedi Elaborato T_S01), consiste nell'inserimento in alloggiamenti creati appositamente, mediante rimozione controllata elementi lapidei dai paramenti oggetto di intervento, di morse lapidee discontinue disposti con passo non superiore ad 1 m lungo tutto lo sviluppo delle arcate. Tali morse dovranno avere lunghezza tale da permettere la realizzazione di una connessione efficace tra il paramento distaccato e l'intradosso delle arcate.

4.1.3 Ristilatura dei giunti dilavati

Questo intervento consiste nella risarcitura e nella successiva stilatura dei giunti di malta di allettamento parzialmente o totalmente mancanti, decoesi, erosi e dilavati. L'intervento si pone tre obiettivi: ripristinare un sicuro contatto tra le pietre della muratura; conferire stabilità e continuità alla superficie muraria; eliminare le vie di penetrazione ed aggressione degli agenti esterni (infiltrazioni di acqua e sostanze inquinanti, attecchimento di vegetazione infestante, ecc.).

È necessario utilizzare malte compatibili con i materiali esistenti ed evitare le malte cementizie che risultano essere rigide, impermeabili e particolarmente igroscopiche nonché ricche di sali e che possono impedire la traspirazione del muro e provocare efflorescenze saline e distacchi dal supporto.

Occorre invece utilizzare malte a base di grassello di calce aerea, eventualmente additivate con idraulizzanti naturali (coccio pesto, cenere, limatura di ferro) o chimici o ancora malte premiscelate prive di sali. L'aggregato consigliato è la sabbia di fiume lavata con granulometria medio-fine, compatibilmente con le condizioni di impiego ossia dimensioni e

profondità dei vuoti da colmare e necessaria fluidità dell'impasto affinché raggiunga e riempia tutte le cavità.

L'intervento prevede le seguenti fasi:

- scarnificazione e asportazione dei giunti di malta degradati;
- pulitura meccanica dei vuoti eseguita con spazzole di ferro ed altri strumenti a punta fine e con il limitato ausilio di acqua;
- riempimento dei vuoti con la nuova malta, con ausilio di strumenti appropriati in relazione alle dimensioni delle lacune (siringhe, piccole spatole, ecc.); in fase di stesura dell'impasto occorre verificare che la malta abbia raggiunto tutti i vuoti da riempire;
- sigillatura e stilatura superficiale dei giunti.

4.1.4 Iniezioni localizzate di miscela di malta a base di calce idraulica

Il consolidamento di strutture in muratura tramite iniezioni di miscele di malta di varia natura, rappresenta una delle tecniche d'intervento più usate, poiché considerata metodologia non invasiva architettonicamente ed anche in relazione alla sua facilità e rapidità di esecuzione.

Il metodo consiste nell'iniettare una miscela di legante, in pressione o per colatura, per gravità, nei vuoti presenti della parete che s'intende consolidare in modo da ripristinare la continuità in caso di stati lesionativi diffusi o di migliorare le caratteristiche meccaniche della muratura. Le miscele sono costituite da acqua e leganti inorganici (calci, cementi) o da miscele organiche (resine) che hanno un diverso grado di compatibilità con il supporto originario, soprattutto in relazione alla qualità delle malte esistenti e conferiscono un diverso comportamento, in termini di rigidità e resistenza, alla muratura consolidata.

In questa scheda si riportano le modalità realizzative di tale metodologia di consolidamento; va, infatti, ricordato come, gran parte dell'efficacia della sua applicazione risieda, quasi tutta, nell'accuratezza dell'esecuzione delle sue diverse fasi. In realtà, le modalità che sono elencate valgono come una preliminare indicazione delle operazioni da effettuare che devono essere in ogni caso valutate in base alle condizioni particolari che caratterizzano la parete su cui si deve operare.

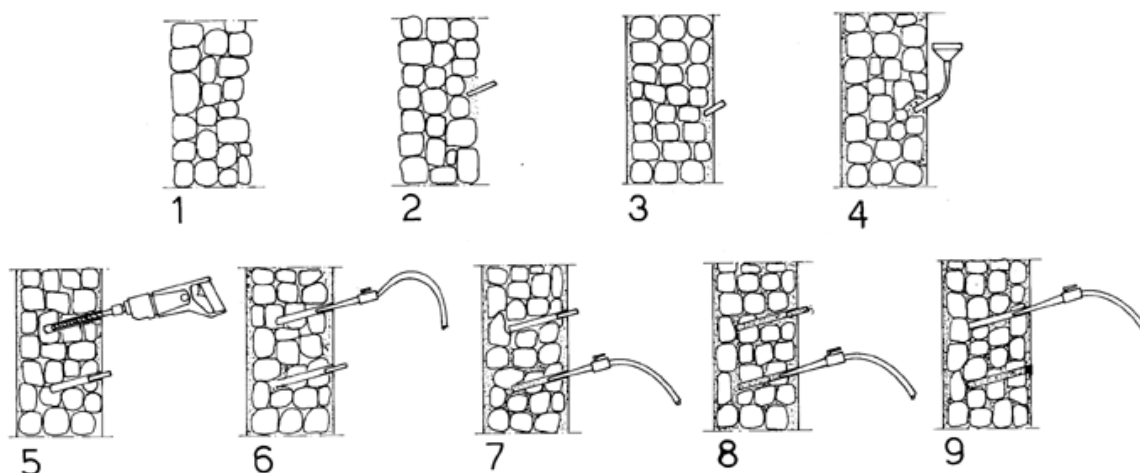


Figura 35. Fasi di intervento con iniezioni di miscela di malta a base di calce idraulica

Contrariamente al consolidamento diffuso, che si applica a quelle situazioni in cui la muratura presenta una scarsa qualità muraria e un degrado significativo, la riparazione delle lesioni viene effettuata quando la muratura, a seguito di un dissesto specifico presenta lesioni, ovvero quando viene meno la continuità nella tessitura dei suoi elementi.

Si sottolinea come la riparazione delle lesioni debba sempre seguire una diagnosi che individui precisamente la natura del dissesto e anticipare temporalmente gli interventi di consolidamento nei riguardi dello stesso. Tale tecnica consiste, quindi, nel ripristino della continuità a cavallo delle lesioni, attraverso iniezione di malta di granulometria opportuna o di resina (l'intervento non è in grado di fornire alcuna resistenza a trazione, in quanto si ritengono altrimenti risolte le cause che hanno portato al dissesto.) Tale intervento si pone in alternativa all'intervento di scuci e cucì, che invece mira a ripristinare l'originale tessitura muraria, avendo però il vantaggio di non asportare ulteriore materiale.

Di seguito sono riportate per punti le fasi operative necessarie per una corretta esecuzione di tale tecnica d'intervento.

1. Nel caso non sia possibile inserire direttamente le cannule nella lesione è necessario eseguire dei fori con trapano a

rotazione (ϕ 14 mm) in corrispondenza della lesione stessa. I fori dovranno avere una profondità variabile con lo spessore murario (almeno 20 cm) e dovranno essere posti con un interasse massimo di 40 cm.

2. Posizionamento delle cannule in ciascun foro per una profondità di circa 5 cm.
3. Stuccatura della lesione e dei giunti adiacenti se fortemente degradati, utilizzando, se possibile, la stessa malta da iniezione o in alternativa una malta a pronta presa.
4. Preparazione con trapano e frusta della miscela ed iniezione nella muratura partendo dai fori inferiori e procedendo verso i fori superiori.

Nel caso di una muratura “a sacco”, con un riempimento realizzato con materiale incoerente, tale tecnica può comportare un’eccessiva quantità di materiale iniettato; ciò può determinare delle zone a maggiore rigidità rispetto alla muratura corrente. I danni osservati nelle strutture consolidate con iniezioni di malta sono, in molti casi, da imputare ad una distribuzione non omogenea della malta, quasi sempre cementizia e quindi, alla possibilità di favorire la formazione di linee di frattura lungo i cunicoli in cui si è infiltrata la malta. Tale intervento deve essere realizzato successivamente alle operazioni di pre-consolidamento diffuso della muratura tramite risarcitura e stilatura dei giunti ed eventuali iniezioni di malta, pertanto è necessario effettuare preventivamente una valutazione sull’eventuale esigenza di un pre-consolidamento diffuso della muratura tramite iniezioni o in alternativa, iniettare materiale non troppo fluido, per evitare un’eccessiva diffusione.

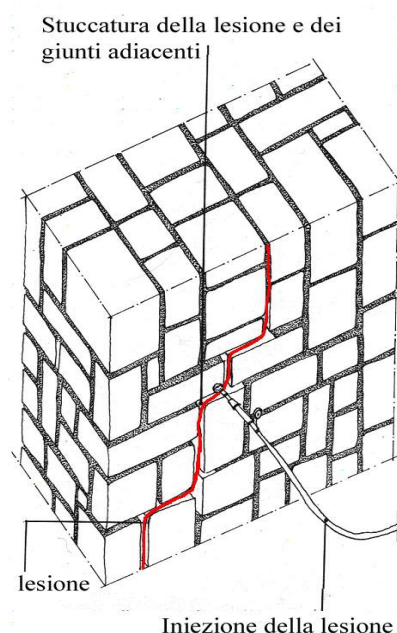


Figura 36. Schema delle modalità operative

4.2 Miglioramento del collegamento trasversale dei timpani

Il collegamento trasversale dei timpani, al fine di eliminare lo “spanciamento” fuori piano degli stessi, sarà garantito mediante l’inserimento di nuove catene metalliche realizzate tramite barre in acciaio S275 con diametro pari a 20 mm e lunghezza pari alla larghezza del ponte stesso, poste in opera all’interno di guaine corrugate tali da consentirne uno scorrimento libero all’interno della muratura. L’ancoraggio sui prospetti sarà realizzato mediante piastre metalliche circolari di diametro pari a 300 mm e spessore pari a 12 mm con apposite nervature al fine di contrastarne la deformazione.

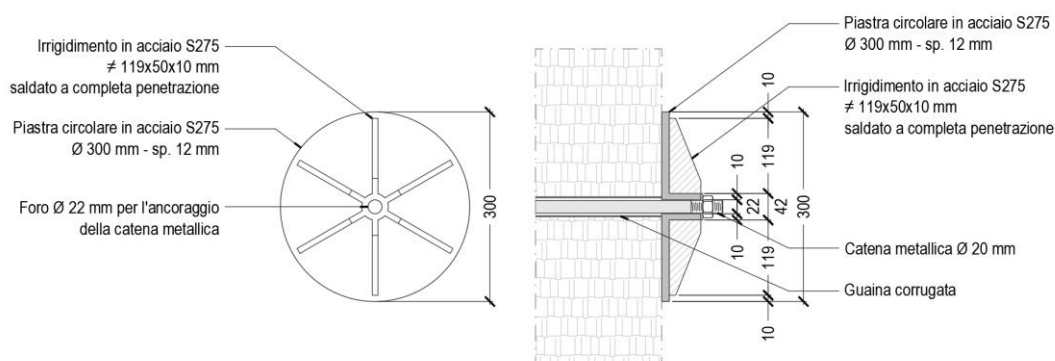


Figura 37. Schema inserimento nuove catene

Le catene avranno un tratto terminale filettato a passo grosso (lunghezza non inferiore ai 20 cm) in modo da poter posizionare un dado e contro dado per il serraggio. La pre-tensione di ogni catena metallica dovrà non essere inferiore ai 15 kN. L'operazione di serraggio dovrà essere eseguita con chiavi dinamometriche e tale operazione dovrà essere eseguita dopo 2 mesi per verificare ed eventualmente compensare perdite di tensione della catena metallica. La localizzazione delle catene è riportata nell'Elaborati T_S01 e T_S02.

Si ribadisce come le catene esistenti dovranno essere verificate, durante le fasi di lavoro, accertando le loro efficienza strutturale e prevedendo in caso di esito negativo la loro sostituzione con modalità analoghe a quanto previsto per i nuovi incatenamenti a progetto.

4.3 Consolidamento e miglioramento del riempimento interno al ponte

Gli interventi di consolidamento che hanno come finalità il miglioramento delle caratteristiche meccaniche del riempimento prevedono la rimozione totale del manto stradale fino alla messa in luce della parte sommitale del frenello interno longitudinale, per tale motivo l'operazione richiede la chiusura del ponte e sarà pertanto necessario creare un by-pass alternativo per garantire la viabilità della zona.

4.3.1 Iniezioni diffuse di miscela di malta a base di calce idraulica

Il consolidamento di strutture in muratura tramite iniezioni di miscele di malta di varia natura, rappresenta una delle tecniche d'intervento più usate, poiché considerata metodologia non invasiva architettonicamente ed anche in relazione alla sua facilità e rapidità di esecuzione.

Il metodo consiste nell'iniettare una miscela di legante, in pressione o per colatura, per gravità, nei vuoti presenti della parete che s'intende consolidare in modo da ripristinare la continuità in caso di stati lesionativi diffusi o di migliorare le caratteristiche meccaniche della muratura. Le miscele sono costituite da acqua e leganti inorganici (calci, cementi) o da miscele organiche (resine) che hanno un diverso grado di compatibilità con il supporto originario, soprattutto in relazione alla qualità delle malte esistenti e conferiscono un diverso comportamento, in termini di rigidità e resistenza, alla muratura consolidata. La parete in muratura deve presentare una tessitura con una sufficiente continuità di vuoti e allo stesso modo, la miscela deve essere progettata in modo da garantire una sufficiente penetrabilità, ossia un'adeguata fluidità; in tal senso le caratteristiche reologiche della miscela iniettata possono essere migliorate con l'aggiunta di particolari additivi dosati anche in funzione del grado d'assorbimento d'acqua del supporto originario. Per quanto riguarda le modalità esecutive appare utile ricordare le regole e le indicazioni fornite dalle normative tecniche, le quali rappresentano una guida a disposizione dei progettisti. Si riporta di seguito l'elenco dei punti delle Normative Tecniche che considerano tale tecnica di consolidamento:

- Legge Regionale Friuli Venezia Giulia, D.M. del 2 novembre 1977 (P.1.2.2.1: Iniezioni di malta cementizia);
- Decreto 2 Luglio 1981 (P. 3.4.2.2: Iniezioni di miscele leganti);
- Circolare 10 Aprile 1997 (All.3 p.3: Iniezioni di miscele e leganti);
- Direttiva PCM del 9 febbraio 2011 "Linee Guida per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale";
- Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 "Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018" (circolare 7/2019 nel seguito).

In questa scheda si riportano le modalità realizzative di tale metodologia di consolidamento; va, infatti, ricordato come, gran parte dell'efficacia della sua applicazione risieda, quasi tutta, nell'accuratezza dell'esecuzione delle sue diverse fasi. In realtà, le modalità che sono elencate valgono come una preliminare indicazione delle operazioni da effettuare che devono essere in ogni caso valutate in base alle condizioni particolari che caratterizzano la parete su cui si deve operare.

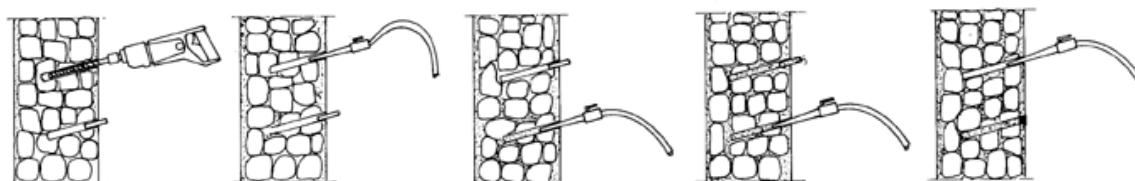


Figura 38. Fasi di intervento con iniezioni di miscela di malta a base di calce idraulica

Una corretta esecuzione di tale metodologia d'intervento risulta un'operazione articolata che richiede attenzione nelle diverse fasi in cui si esplica. In particolare, nonostante alcune fasi possano differire in funzione della miscela adottata, è possibile, in genere, individuare quattro distinte fasi esecutive: preparazione della muratura, perforazione e inserimento delle cannule, lavaggio ed imbibizione della muratura ed iniezione. Di seguito è riportata una descrizione sintetica dei principali accorgimenti relativi alla realizzazione di tale opera di consolidamento.

1. Preparazione della parete

Le operazioni da compiere sono legate alla necessità di preparare la parete per l'intervento vero e proprio.

Nel caso specifico si dovrà procedere alla sigillatura preventiva dei giunti deteriorati presenti in superficie e delle eventuali fessure; per murature particolarmente incoerenti e caotiche è consigliabile effettuare un pre-consolidamento fatto con pre-iniezioni: sfruttando le discontinuità presenti sulle superfici della muratura, attraverso gli ugelli posti in opera con gesso, si cola una miscela di malta a base di calce idraulica (tipo Mape-Antique F21 di Mapei o similare) procedendo dal basso verso l'alto e per zone simmetriche di 2 o 3 metri quadrati.

2. Esecuzione dei fori di iniezione

Stabilito l'ordine con cui procedere alle iniezioni, che devono interessare zone simmetriche a cominciare dalle più basse, si realizzano i fori verticali con sonde a rotazione e mai a percussione adottando diametri, interassi, lunghezze e direzioni correlati al tipo, condizione e spessore della muratura da consolidare. In generale i fori, in numero di 2 o 3 a m², hanno diametri compresi tra i 10 e i 15 mm, interasse tra i 30 ed i 100 cm e sono disposti su file parallele a formare un reticolo regolare come mostrato in figura 2; su muri di spessore superiore ai 50-60 cm è opportuno eseguire le perforazioni sulle due facce. I fori dovranno essere eseguiti in corrispondenza dei giunti di malta. Nelle perforazioni saranno posizionati dei tronchetti di rame utilizzabili come iniettori, sigillati con malta a base di calce idraulica pronta all'uso a rapido indurimento ed effetto tixotropico.

3. Lavaggio del muro

Attraverso gli ugelli viene immessa acqua all'interno della muratura attraverso gli iniettori di rame in leggera pressione procedendo dall'alto verso il basso e controllando l'esistenza eventuale di vie di fuga che vanno sigillate. L'acqua, introdotta a leggera pressione, elimina i detriti più minuti e porta a saturazione la muratura ponendo le premesse per una buona maturazione della miscela iniettata, lasciandola fluida ed attenuandone il ritiro.

4. Iniezione

La miscela di malta a base di calce idraulica viene iniettata a bassa pressione a valori opportuni per scongiurare eccessive dilatazioni trasversali della muratura in genere legati allo stato di fatto preesistente (entità delle lesioni, degrado); si devono adottare pressioni non superiori alla 1.5 atm. Le iniezioni sono effettuate su tratti simmetrici dai lati esterni verso il centro, procedendo dal basso verso l'alto e realizzando sovrapposizioni delle zone trattate. Il ri-fluimento della miscela dal foro superiore più prossimo a quello in cui si opera, indica la saturazione della zona trattata e fornisce il segnale per la sigillatura del primo foro e il passaggio all'iniezione successiva.

L'intervento si conclude con la rimozione degli ugelli d'iniezione, prima che si sia esaurita la fase di presa, e con l'eliminazione di eventuali sbavature. Per la corretta esecuzione dell'intervento si consiglia di seguire scrupolosamente le indicazioni del produttore della malta.



Figura 39. Schema della distribuzione dei fori. L'esecuzione dei fori viene seguita dall'introduzione di ugelli e boccali, lunghi almeno 10 cm e sigillati con malta di cemento.

4.3.2 Smontaggio controllato e ricostruzione del frenello in muratura

In corrispondenza del frenello centrale, nelle zone di maggior dissesto per una profondità non inferiore a 400 mm, si prevede un'operazione di smontaggio controllato delle porzioni di muratura decoese presenti e la loro ricostruzione con muratura in mattoni pieni e malta di calce. Nel seguito è riportata una descrizione sintetica delle principali fasi realizzative di tale opera di consolidamento.

1. Smontaggio controllato della parte di muratura (pietrame e/o laterizi) localmente degradata e/o lesionata, compresa la malta di allettamento originaria e tutto quanto possa compromettere le successive lavorazioni, utilizzando mezzi esclusivamente manuali senza l'utilizzo di utensili meccanici.
2. Ricostruzione dei conci murari precedentemente rimossi e sostituzione (sostruzione) degli stessi utilizzando mattoni pieni allettati con malta di caratteristiche fisicomeccaniche simili alla preesistente, realizzata con un legante esente da cemento a base di eco-pozzolana e inerti selezionati. Il legante dovrà essere esente da sali idrosolubili. I mattoni pieni dovranno essere ammorsati alla vecchia muratura, avendo cura di lasciare tra la muratura nuova e la vecchia, lo spazio per l'inserimento forzato di appositi cunei. Si raccomanda la formazione di giunti di malta sottili per evitare i fenomeni di ritiro. A tal fine è possibile utilizzare malte di nuova composizione con additivi che ne migliorino l'aderenza e ne diminuiscano il ritiro.

Durante le fasi di consolidamento dovranno essere predisposte apposite morse lapidee con interasse, per quanto possibile, pari a circa 1 m in modo tale da creare il corretto ammorsamento tra il frenello ed il riempimento da consolidare.

4.4 Rifacimento del manto stradale e dei nuovi parapetti

Ultimate le operazioni di consolidamento del riempimento interno si potrà procedere alla realizzazione del piano stradale.

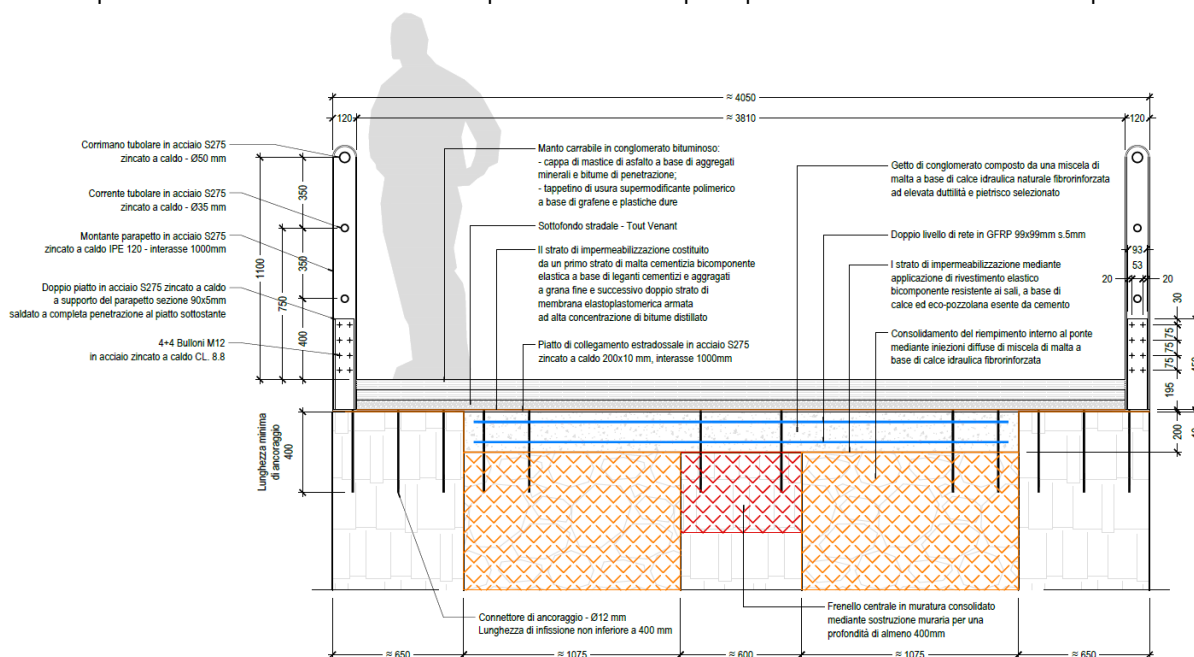


Figura 40. Sezione del nuovo piano stradale

4.4.1 Realizzazione della soletta di ripartizione dei carichi

Consolidato il riempimento interno della muratura si procederà alla stesura del primo livello di impermeabilizzazione da eseguirsi a livello dell'estradosso delle arcate. Successivamente verrà eseguito un getto di conglomerato composto da una miscela di malta a base di calce idraulica naturale fibrorinforzata ad elevata duttilità (tipo Planitop HDM Restauro di Mapei o similare) e pietrisco al fine di ricreare un piano di posa orizzontale che garantisca una ripartizione dei carichi uniforme. Il getto sarà armato tramite una doppia rete in fibra di vetro (tipo Fibre Net o similare) al fine di garantire la massima durabilità.

Di seguito è riportata una descrizione sintetica delle principali fasi realizzative relative a tale opera.

1. Posa del primo strato di impermeabilizzazione.

Durante la posa dello strato di impermeabilizzazione, mediante l'applicazione di rivestimento elastico bicomponente resistente ai sali, a base di calce ed eco-pozzolana esente da cemento (tipo Mape-Antique Ecolastic di Mapei o similare), si dovrà aver cura di sigillare tutte le possibili discontinuità con particolare attenzione alle parti verticali di muratura lungo il perimetro.

2. Posa dell'armatura in GFRP.

Il getto del piano di posa del manto stradale sarà armato tramite un doppio strato di rete preformata in GFRP (Glass Fiber Reinforced Polymer), maglia 99x99 mm, con barre costituite da fibre di vetro impregnate con resina termoindurente di tipo epossidico-vinilestere. Nella formazione della rete le fibre nelle due direzioni sono intrecciate ortogonalmente in modo da creare una maglia monolitica. Attraverso l'impiego di appositi distanziali verranno realizzati sia il copriferro intradosale, non minore a 3 cm, sia la separazione tra i due layer di armatura, pari ad almeno 10 cm. La posa in opera delle reti dovrà essere eseguita garantendo un sormonto di 15 cm nelle parti terminali della stessa al fine di garantire la continuità meccanica.

3. Getto della soletta.

Terminata la posa degli strati di armatura si potrà procedere al getto della soletta. Tale soletta, di spessore pari a 20 cm, sarà realizzata mediante il getto di un conglomerato composto da una miscela di malta a base di calce idraulica naturale fibrorinforzata ad elevata duttilità (tipo Planitop HDM Restauro di Mapei o similare) e pietrisco selezionato. Al fine di garantire in perfetto aderenza della malta alle reti GFRP ed eliminare ogni possibile bolla d'aria sarà opportuno provvedere alla vibrazione del getto mediante appositi vibratorii.

4.4.2 Posizionamento dei piatti di collegamento metallici

Avvenuta la presa del getto le fasi realizzative dovranno proseguire con la posa in opera dei piatti metallici di collegamento estradosali al getto stesso. I piatti, realizzati in acciaio S275 zincato a caldo con lunghezza pari a circa 4,10 m, corrispondente all'intera larghezza del ponte, e sezione pari 200x10 mm, posti con interasse pari a 1 m dovranno essere debitamente collegamenti alla muratura sia in corrispondenza del frenello centrale (parte consolidata) sia sui timpani esterni tramite tasselli M12 ad ancoraggio chimico per una profondità non inferiore a 400 mm. Tali piatti metallici assolveranno una duplice funzione: collegare nella parte sommitale i timpani e le armille (e quindi a contrastare il ribaltamento dei timpani) ed inoltre rappresentare il punto di ancoraggio dei montanti del nuovo parapetto. Infatti, nei tratti terminali delle bande metalliche dovranno essere saldati due ulteriori piastre verticali in acciaio S275 su cui sarà possibile effettuare la connessione bullonata del parapetto metallico previsto. Al fine di garantire la massima durata tutti gli elementi in acciaio dovranno essere zincati a caldo.

4.4.3 Posa in opera del nuovo parapetto

Prima di procedere alla realizzazione della manto stradale sarà necessario effettuare la messa in opera del nuovo parapetto in acciaio S275 zincato a caldo. Tale parapetto in acciaio S275 zincato a caldo, caratterizzato da montanti realizzati con profili IPE 120 disposti con interasse pari ad 1 m, un corrimano realizzato con un profilo tubolare di diametro pari a 50 mm posto ad un'altezza dal piano stradale pari a 1,10 m e due correnti, anch'essi a sezione tubolare con diametro pari a 35 mm, posti rispettivamente a 40 cm e 75 cm dal manto stradale, dovrà essere posto in opera in corrispondenza delle piastre metalliche precedentemente disposte alle quali dovrà essere opportunamente collegato mediante 4+4 bulloni M12 di Classe 8.8.

4.4.4 Realizzazione del manto d'usura

Una volta posizionati i piatti metallici verrà eseguito un ulteriore manto di impermeabilizzazione attraverso l'applicazione di un primo strato di malta cementizia bicomponente elastica, a base di leganti cementizi e aggregati a grana fine (tipo Mapelastic di Mapei) in modo da livellare il supporto con i piatti metallici su cui dovrà essere realizzato un doppio strato di membrana impermeabilizzante elastoplastomerica armata ad alta concentrazione di bitume distillato.

La fase finale riguarderà la realizzazione della necessaria stratigrafia al fine di garantire un adeguato manto stradale che dovrà essere così costituita:

1. *Cappa stradale*. Cappa di mastice di asfalto la quale si presenta come mescolamento a caldo di aggregati minerali con bitume di penetrazione e selenizza;
2. *Strato di usura*. Lo strato d'usura dovrà essere realizzato attraverso l'utilizzo di un supermodificante polimerico di ultima generazione a base di grafene e plastiche "dure", progettato per la costruzione e manutenzione di pavimentazioni stradali durature ed ecosostenibili (tipo Gipave di Iterchimica).

Genova, 24 Febbraio 2021



Ing. Stefano Podestà