

## Regione Toscana - Giunta Regionale

Direzione Mobilità, infrastrutture e trasporto pubblico locale

Settore Viabilità regionale ambiti Arezzo, Siena e Grosseto. Programmazione risanamento acustico

Direttore: Ing. Enrico Becattini

Dirigente: Ing. Sandra Grani

### Provincia di Grosseto Comune di Civitella Paganico

#### SR 64 del Cipressino

Intervento 1 - Stralcio 4 - Intervento di adeguamento in sede del ponte sul  
Lanzo e sistemazione idraulica del torrente in adiacenza al ponte

#### RESPONSABILE UNICO DEL PROGETTO

Ing. Sandra Grani

##### SUPPORTO AMMINISTRATIVO AL RUP:

Dott.ssa Daniela Germani

Dott. Luca Arrigucci

##### PROGETTAZIONE STRUTTURALE:

Dott. Ing. Domenico Mazzilli

Dott. Ing. Luca Stocchi

##### ASPETTI GEOLOGICI e GEOTECNICI:

Geol. Riccardo Martelli

##### PROGETTAZIONE IDRAULICA:

Ing. Giacomo Gazzini (Hydrogeo Ingegneria s.r.l.)

##### ASPETTI PAESAGGISTICI:

Ing. Giacomo Gazzini (Hydrogeo Ingegneria s.r.l.)

##### C.S.P.:

Ing. Giacomo Gazzini (Hydrogeo Ingegneria s.r.l.)

##### PROGETTISTA:

Dott. Ing. Domenico Mazzilli

##### CONSULENTI:

Dott. Ing. Luca Stocchi

e



Via Aretina 167/B - 50136 Firenze  
Tel 055 6587050 - P.IVA 05142000487  
e-mail: info@studiohydrogeo.it - pec: info@pec.hydrogeoingegneria.com

### PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICO-ECONOMICA

PFTE\_C\_ELABORATI SPECIALISTICI-STRUTTURE

V001

#### C- ELABORATI SPECIALISTICI - GEOLOGIA - STRUTTURE

#### RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO

TAVOLA

C.03.01

SCALA

---

FORMATO

---

DATA Giugno 2025

# Valutazione della sicurezza statica e sismica del Ponte sul torrente Lanzo

Ponte sul torrente Lanzo  
Strada Regionale del Cipressino SR 64 - Ponte al Km 3+049

CUP: D77H24000760001 - CIG: B14C3AE4E2

## Relazione Tecnica di Calcolo



Verificatore: Dott. Ing. Luca Stocchi – Dott. Ing. Domenico Mazzilli

Arezzo 4 aprile 2025

Dott. Ing. Luca Stocchi

### Revision History

Rev. n°	Date	Description / Main Changes	Prepared by	Reviewed by	Approved by
01	4/4/2025	Fascicolo dei calcoli Ponte sul torrente Lanzo			

The hereby document is property of Dott. Ing. Luca Stocchi and any diffusion and reproduction without authorization is strictly forbidden.

## INDICE

1	PREMESSA.....	4
2	ANALISI STORICO CRITICA .....	5
3	NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	8
4	DESCRIZIONE DELLO STATO ATTUALE .....	9
4.1	Generalità e localizzazione.....	9
4.2	Indagini conoscitive del ponte.....	9
4.3	Organismo strutturale .....	12
4.4	Classificazione sismica.....	14
5	CARATTERISTICHE DELL'OPERA.....	16
5.1	Vita nominale, Classe d'uso e Periodo di riferimento dell'azione sismica [§ 2.4 NTC 2018] ..	16
6	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI ESISTENTI.....	18
6.1	Muratura .....	18
6.1.1	<i>Muratura in mattoni pieni</i> .....	18
6.2	Coefficiente di degrado .....	19
6.3	Fattore di difformità .....	19
6.4	Livello di Conoscenza conseguito e Fattori di Confidenza .....	20
7	ANALISI DEI CARICHI .....	21
7.1	Azioni permanenti .....	21
7.1.1	<i>Peso proprio degli elementi strutturali e carichi permanenti portati</i> .....	21
7.1.2	<i>Spinta delle terre</i> .....	21
7.2	Azioni variabili da traffico .....	23
7.2.1	<i>Carichi verticali [§5.1.3.3 NTC 2018]</i> .....	23
7.2.2	<i>Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione [§5.1.3.5 NTC 2018]</i> .....	28
7.3	Azioni sismiche (§3.2.3 NTC 2018).....	29
7.3.1	<i>Definizione dello spettro di risposta elastico</i> .....	31
7.4	Condizioni di carico elementari.....	32
7.5	Combinazioni delle condizioni di carico elementari .....	33
8	METODI DI ANALISI.....	39
8.1	Considerazioni preliminari .....	39
8.2	Analisi statica (EQU) .....	40
8.2.1	<i>Codice di calcolo</i> .....	40
8.2.2	<i>Verifiche eseguite</i> .....	44
8.2.3	<i>Moltiplicatori di collasso in direzione verticale</i> .....	45
8.3	Analisi in presenza di azioni sismiche.....	45
8.3.1	<i>Azioni considerate</i> .....	45
8.3.2	<i>Moltiplicatori di collasso in direzione orizzontale</i> .....	46
8.3.3	<i>Indicatori di rischio sismico</i> .....	46
9	MODELLAZIONE NUMERICA.....	49
9.1	Criteri di modellazione .....	49
9.2	Elenco dei modelli di calcolo .....	51
10	VERIFICHE DI SICUREZZA STRUTTURALI .....	54
10.1	Resistenze di calcolo .....	54
10.1.1	<i>Resistenza di calcolo della muratura</i> .....	54
10.2	Criteri di verifica .....	55
10.2.1	<i>Verifica ad attrito (taglio nei giunti)</i> .....	55
10.2.2	<i>Verifica a compressione della muratura</i> .....	55
10.3	Risultati delle verifiche statiche (EQU).....	56
10.3.1	<i>Verifica di stabilità</i> .....	56

10.3.2	Verifica di compressione della muratura .....	58
10.3.3	Verifica ad attrito (taglio nei giunti) .....	59
10.3.4	Sintesi delle verifiche statiche .....	60
10.4	Risultati delle verifiche sismiche (SLV).....	61
10.4.1	Verifica di stabilità.....	61
10.4.2	Verifica di compressione della muratura .....	62
10.4.3	Verifica ad attrito (taglio nei giunti) .....	64
10.4.4	Sintesi delle verifiche sismiche .....	65
11	SINTESI DEI RISULTATI .....	67
11.1	Domanda di PGA .....	67
11.2	Capacità in termini di PGA e $T_R$ .....	67
11.3	Indicatori di rischio.....	67
12	VERIFICA DELLA SOLETTA A SBALZO .....	69
12.1	Geometria .....	69
12.2	Caratteristiche dei materiali della soletta.....	69
12.3	Condizione di carico.....	70
12.4	Parametri di calcolo utilizzati .....	71
12.5	Risultato dell'analisi .....	71
13	VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA STATICA DEL PONTE .....	73
14	DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI DI PROGETTO .....	73
14.1	Pila.....	73
14.2	Spalle.....	73
14.3	Impalcato .....	73
15	ALLEGATI.....	75

## 1    **PREMESSA**

La presente relazione si riferisce alla **Valutazione della sicurezza statica e sismica** del **Ponte sul torrente Lanzo** sito lungo SR64 Strada del Cipressino al km 3+049, località Paganico nel comune di Cinigiano (GR).

L'obiettivo dello studio riportato nella presente relazione è quello di illustrare le ipotesi generali poste alla base del calcolo, i metodi di analisi seguiti, le modellazioni strutturali effettuate e la sintesi dei risultati ottenuti nell'analisi.

## **2 ANALISI STORICO CRITICA**

Dalla ricerca condotta presso l'Archivio Storico di Grosseto sono emersi documenti contabili risalenti al periodo di costruzione del ponte, accompagnati da elaborati grafici che ne illustrano la struttura.

L'analisi della documentazione ha permesso di stabilire che il ponte fu realizzato tra il 1899 e il 1900. Il progetto originario prevedeva la costruzione di due arcate, ciascuna con una luce di 13 metri, realizzate mediante archi in muratura a sezione variabile. Gli archi erano definiti da due segmenti di cerchio, con raggi rispettivamente di 11,56 m e 15,92 m, e presentavano una freccia centrale di 2,00 m. Lo spessore alla chiave dell'arco era di 80 cm, mentre la larghezza dell'impalcato era prevista pari a 6,00 m.

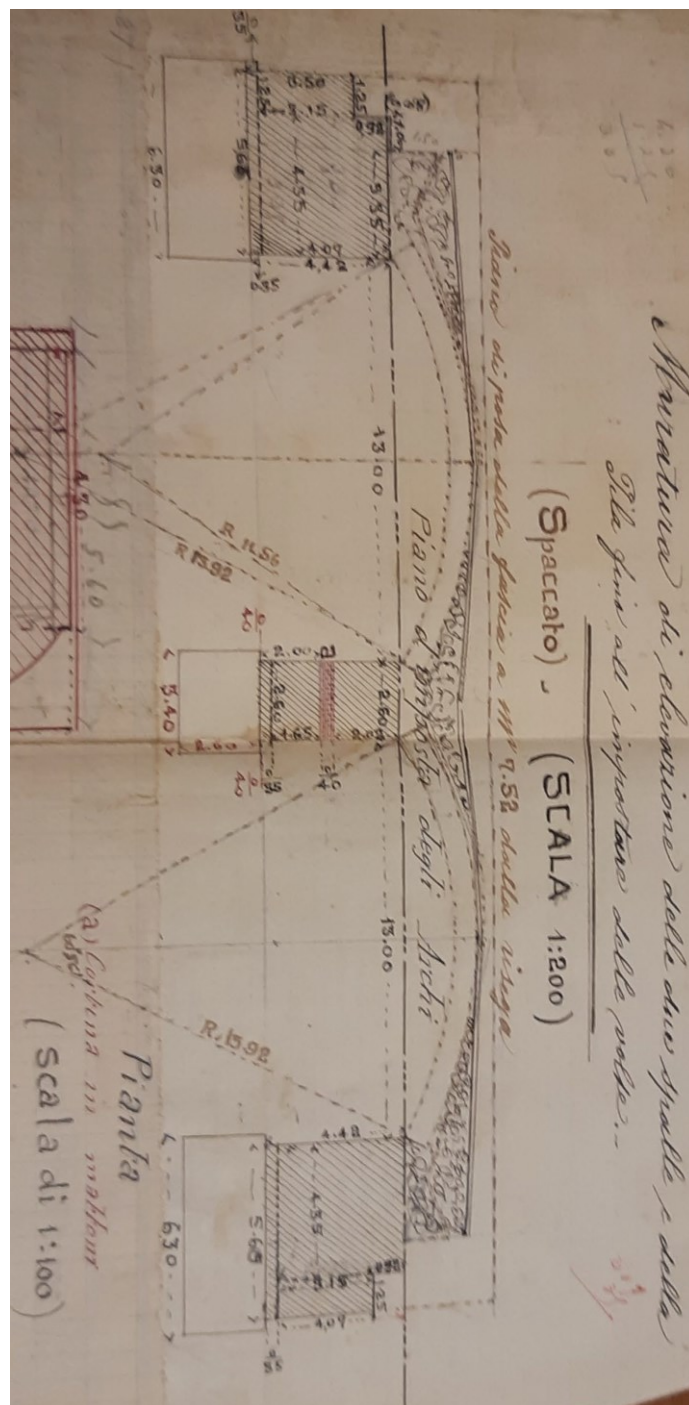


Figura 1 - Estratto dei documenti d'archivio, sezione del ponte

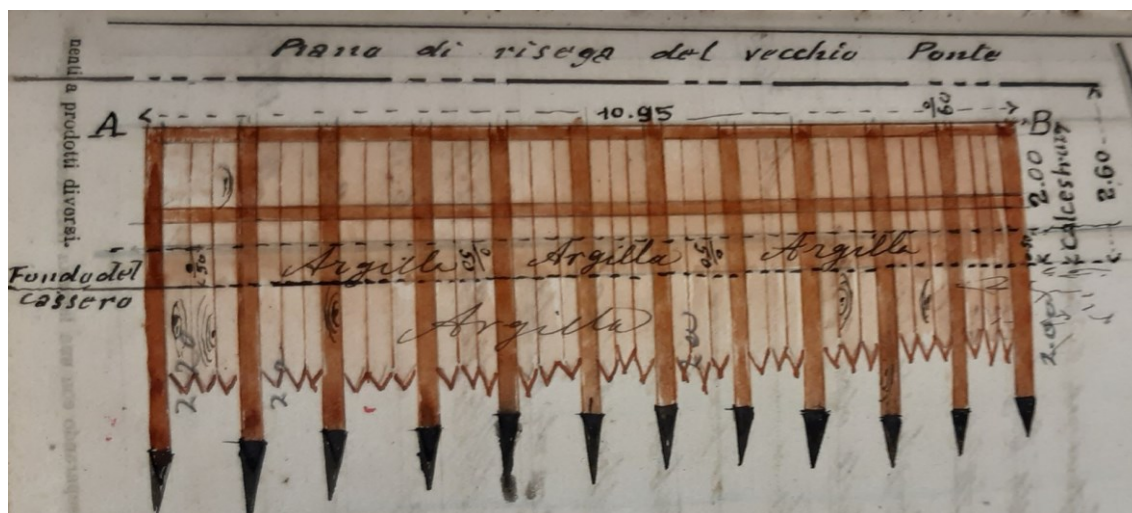
Al centro del ponte era prevista una pila di larghezza 2,60 m e lunghezza alla base di circa 11,00 m, sagomata alle estremità per ridurre la resistenza all'azione dell'acqua. Alle estremità del ponte erano invece previste due spalle massicce, con lunghezza alla base di circa 6,50 m e larghezza di circa 10,50 m. L'imposta degli archi era collocata a una quota di 4,42 m rispetto all'estradosso della fondazione in calcestruzzo.

Le fondazioni erano impostate a una profondità di 2,60 m rispetto al piano di campagna, con uno scavo che si spingeva 50 cm all'interno del livello argilloso. La stratigrafia prevedeva un getto in calcestruzzo alto 2 m, seguito da uno strato di muratura



in mattoni pieni, spesso 60 cm, utilizzato per il livellamento. Su questo veniva poi impostata la muratura in pietra delle spalle e della pila.

Durante i sopralluoghi sono stati individuati pali in legno nei pressi della fondazione della pila. In un primo momento tali elementi erano stati interpretati come parte di fondazioni profonde, ma grazie alla documentazione d'archivio si è potuto accertare che si trattava in realtà di casseri a perdere utilizzati per la realizzazione dello scavo di fondazione.



**Figura 2** - Estratto dei documenti d'archivio, paratia di pali per realizzazione fondazione

I documenti riportano inoltre riferimenti a un ponte preesistente, situato nello stesso luogo, che probabilmente fu demolito per far posto alla nuova struttura.

Negli anni '80 del secolo precedente sono stati eseguiti dei lavori di allargamento dell'impalcato che hanno portato la larghezza del ponte da 6.00m a circa 8.50 m mediante la realizzazione di una soletta in calcestruzzo armato di spessore 20cm a sbalzo estesa su tutto l'impalcato.

I risultati delle ricerche all'archivio di stato sono raccolti nell'”Allegato C”.



### 3 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Si elencano di seguito i principali riferimenti normativi adottati per lo svolgimento dell'incarico e, in particolare, per la redazione del presente documento.

- **D.M. LL.PP. 17 gennaio 2018**, *Norme tecniche per le costruzioni*.
- **Circolare Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti n. 7 del 21 gennaio 2019**, *Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018*.
- **Deliberazione di Giunta Regionale Toscana n. 431 del 19 giugno 2006** - Riclassificazione sismica del territorio regionale: Attuazione del D.M. 14.09.2005 e O.P.C.M. 3519 del 28.04.2006 pubblicata sulla G.U. dell'11.05.2006
- **Istruzioni Tecniche D.2.9** della Regione Toscana – Luglio 2011
- **Deliberazione GRT n. 421 del 26/05/2014**, *Aggiornamento della classificazione sismica regione*
- **Legge Regionale 10 novembre 2014, n. 65**, *Norme per il governo del territorio*
- **Decreto del Presidente della Giunta regionale 19 gennaio 2022, n. 1/R**, *Regolamento di attuazione dell'articolo 181 della legge regionale 10 novembre 2014, n.65 (Norme per il governo del territorio). Disciplina sulle modalità di svolgimento dell'attività di vigilanza e verifica delle opere e delle costruzioni in zone soggette a rischio sismico*
- **D.M. Ministero del Infrastrutture e dei Trasporti n. 204 del 1 luglio 2022**, *Linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti (2022)*
- **CNR-DT 213/2015**, *Istruzioni per la Valutazione della Sicurezza Strutturale di Ponti Stradali in Muratura*

## 4 DESCRIZIONE DELLO STATO ATTUALE

### 4.1 Generalità e localizzazione

L'opera oggetto di analisi è sita lungo la SR64 Strada del Cipressino al km 3+049, località Paganico nel comune di Cinigiano (GR).

Le coordinate geografiche (ED50) risultano essere:

E 11.296651

N 42.943529



**Figura 3** – Vista aerea dell'area con individuazione dell'opera

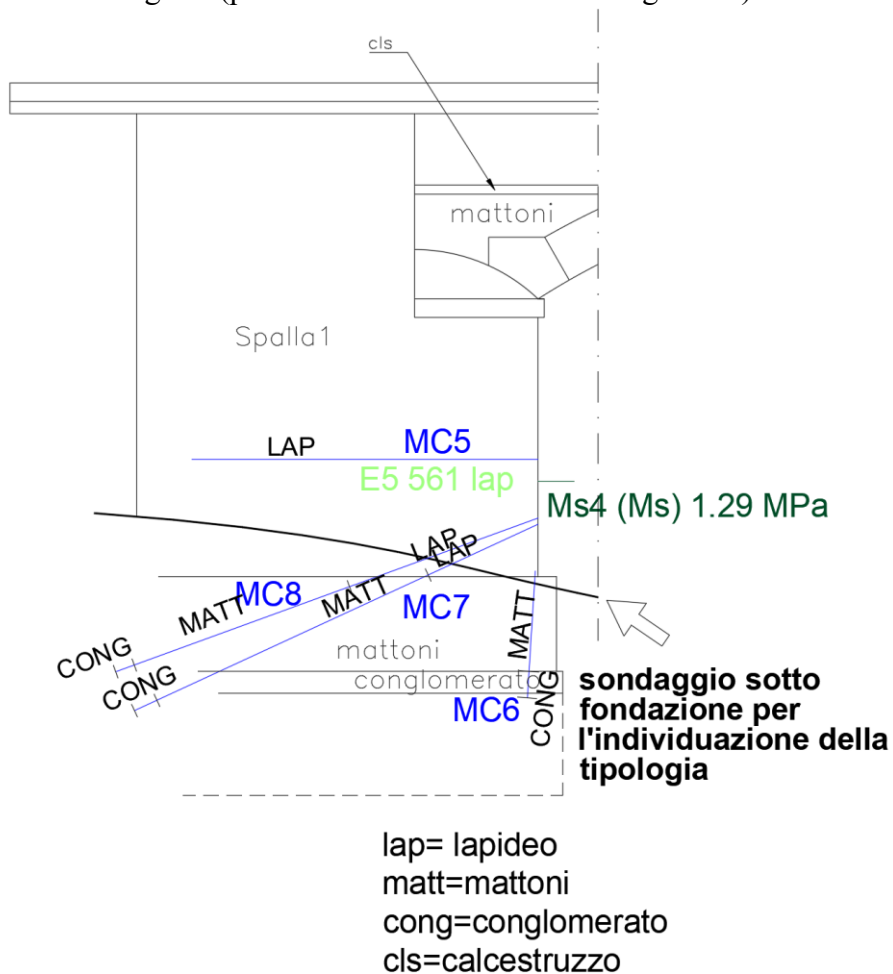
### 4.2 Indagini conoscitive del ponte

Sono state effettuate una serie di indagini mediante i seguenti sondaggi e prelievi:

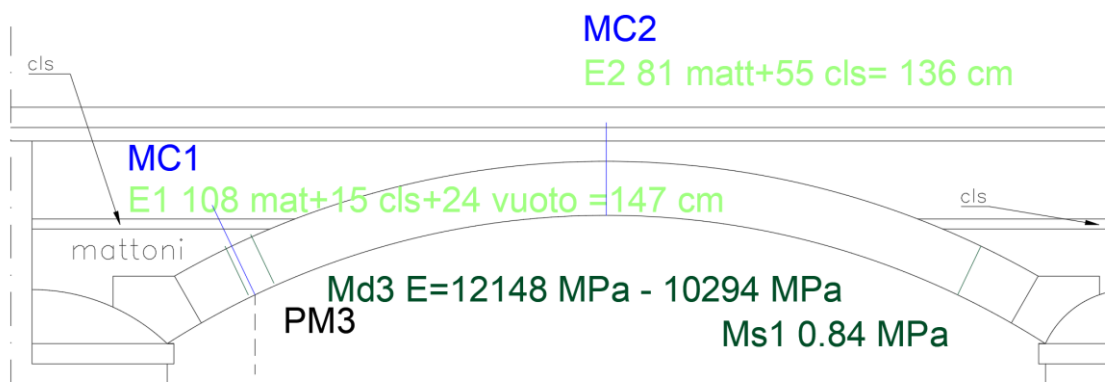
- 1 prelievo di calcestruzzo su soletta dell'impalcato
- 1 prelievo di calcestruzzo su rivestimento parziale della pila
- 1 prelievo di armatura dalla soletta dell'impalcato
- 8 video endoscopie
- 3 martinetti singoli su muratura
- 1 martinetto doppio su muratura
- 1 pacometria in soletta
- 1 durometria
- 2 saggi alla base delle fondazioni
- 13 microcarotaggi
- Indagine georadar all'intradosso delle arcate, sulla pila, sulle spalle e sull'impalcato
- 4 prelievi per la caratterizzazione chimica della malta

- 1 prova di caratterizzazione meccanica della malta della muratura dell'arco

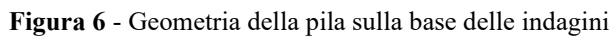
Il ponte è stato considerato strutturalmente simmetrico, e i risultati ottenuti su di un lato sono stati estesi all'altro lato. I risultati delle indagini conoscitive sono riportati in maniera sommaria di seguito (per i risultati estesi vedere "Allegato B"):

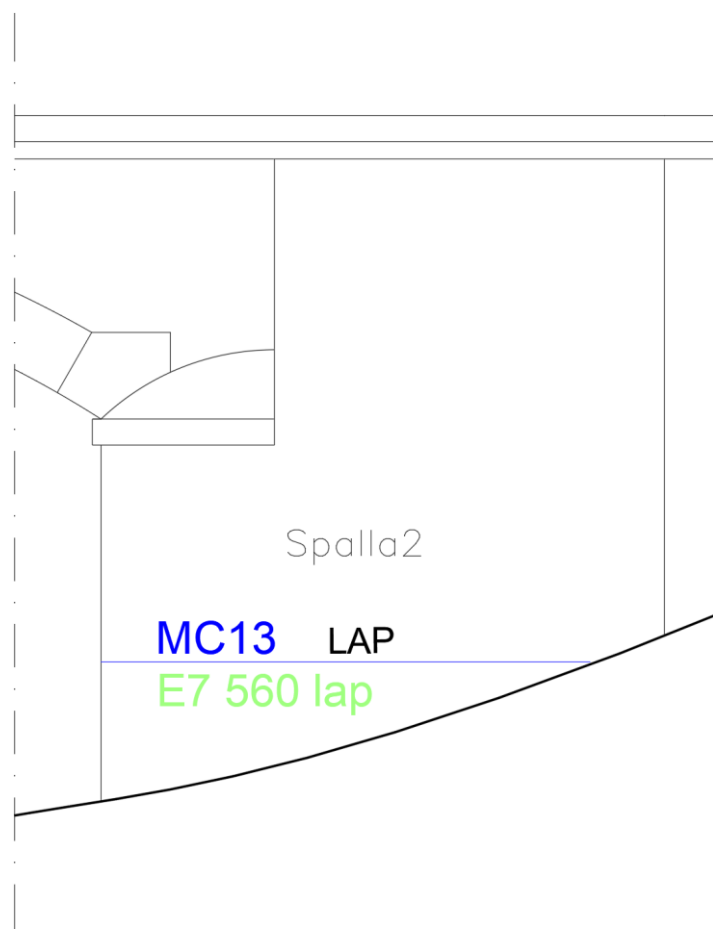


**Figura 4** - Geometria della spalla sulla base delle indagini



**Figura 5** - Geometria dell'arcata sulla base delle indagini





**Figura 7** - Geometria della spalla sulla base delle indagini

### 4.3 Organismo strutturale

Il ponte oggetto di analisi è un sottovia ad arco in muratura a più campate. L'opera è costituita da due arcate a sesto ribassato realizzate in muratura di mattoni pieni, con le seguenti principali caratteristiche geometriche:

- **Luce netta:** 13,00 m
- **Profondità dell'impalcato:** 6,00 m
- **Spessore in chiave:** 80 cm

La lunghezza complessiva del ponte è di circa 41,50 m.

Le arcate poggiano su spalle rettangolari di dimensioni 6,00 × 6,50 m (lunghezza × profondità) e su una pila centrale sagomata alle estremità, con dimensioni massime pari a 2,50 × 10,40 m (lunghezza × profondità).

Dai rilievi effettuati sono emerse alcune lievi difformità tra quanto previsto in progetto e quanto effettivamente realizzato. In particolare, le arcate in muratura, almeno nella parte esterna visibile, risultano a spessore costante (80 cm) anziché a sezione variabile come da progetto. La freccia misurata in mezzeria è leggermente inferiore a 2,00 m; a favore di sicurezza, nel modello di calcolo è stata adottata una freccia pari a 1,90 m. Ulteriori leggere discrepanze sono state rilevate nelle dimensioni delle spalle. Anche in

questo caso, a favore di sicurezza, lo spessore della pila è stato considerato pari a 2,50 m invece dei 2,60 m originariamente previsti.

In corrispondenza degli appoggi, la muratura delle arcate presenta un inspessimento. Non è stato possibile determinare se tale variazione sia dovuta a un rinfiamento oppure a un effettivo aumento di spessore dell'arco, come suggerito da un disegno contabile rinvenuto presso l'Archivio di Stato (vedi "Allegato C").

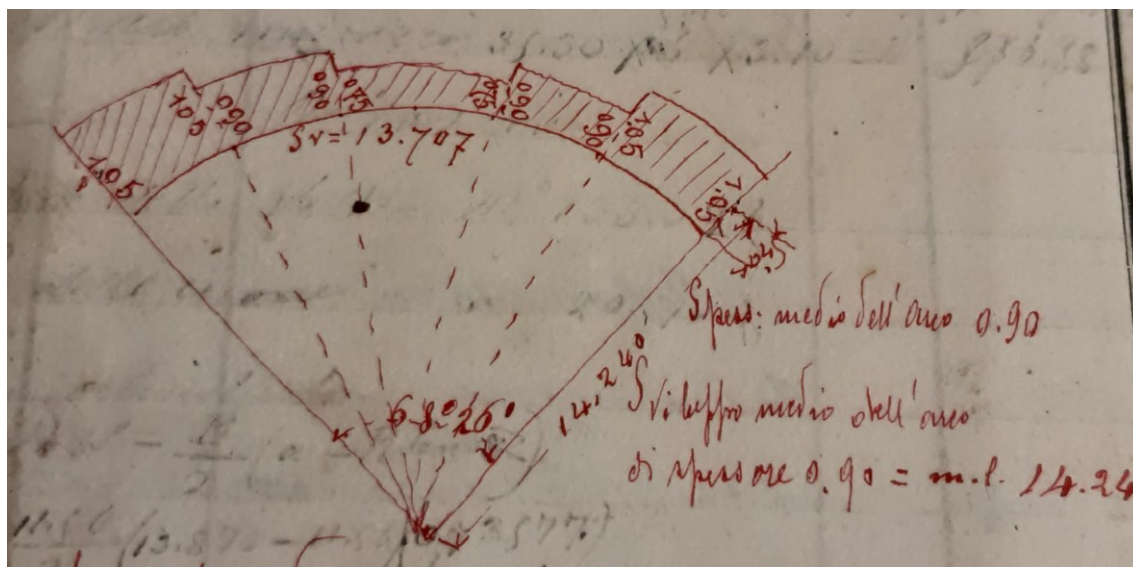


Figura 8 - Sezione interna delle arcate da documenti di archivio

Lo spessore della muratura in chiave è stato misurato di 80 cm.

Ai fini del calcolo, l'andamento delle arcate è stato idealizzato (a favore di sicurezza) come elemento a spessore variabile: 80 cm in chiave e 1,00 m all'imposta, per tenere conto dei rinfiamenti in muratura rilevati mediante sondaggi.

Al di sopra dei rinfiamenti è stato individuato un getto in calcestruzzo di livellamento, seguito da un riempimento in materiale lapideo sciolto, fino a raggiungere la soletta in cemento armato realizzata negli anni '80, dello spessore di 20 cm, che si estende a sbalzo oltre il filo dell'impalcato.

Le spalle sono state realizzate a partire da un basamento in calcestruzzo spesso 2,00 m, su cui poggia una muratura in mattoni pieni dello spessore di circa 1,50 m. Al di sopra di questo strato si trova un paramento esterno in muratura di pietra a vista ben lavorata, al cui interno è presumibilmente presente un conglomerato costituito da materiale lapideo impastato con cemento.

La pila centrale è stata costruita in modo analogo alle spalle. Essa presenta la stessa stratigrafia costruttiva: una base in calcestruzzo, un piano di livellamento in muratura, una muratura esterna in pietra a vista, e una muratura interna in pietra listata con muratura di mattoni. Alla base, sopra il livello in muratura, è stato inoltre realizzato un anello in calcestruzzo alto circa 1,00 m, con funzione protettiva per la pila.

I risultati dei rilievi e dei sondaggi sono stati sintetizzati in un modello geometrico dell'opera, che ha costituito la base per la successiva modellazione strutturale e il calcolo (vedi "Allegato D").





Figura 9 – Vista del ponte

#### 4.4 Classificazione sismica

La costruzione è sita in un territorio a lungo “non classificato” sismico.

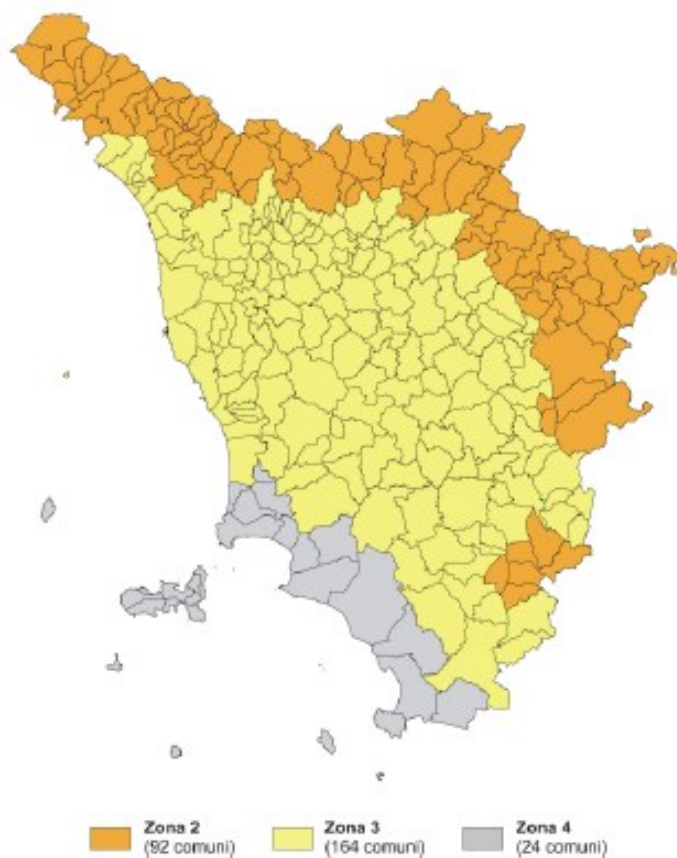
Solo con il Decreto Ministeriale del 19 marzo 1982 la città venne per la prima volta inserita tra i comuni a rischio sismico e più precisamente nella Zona 2 (rischio medio-alto).

La Delibera G.R.T. n°878 8 ottobre 2012 confermata poi dalla successiva Delibera G.R.T. n°421 26 maggio 2014 hanno sancito il definitivo “declassamento” del comune in **Zona 3 (rischio medio)**, alla quale corrisponde un’accelerazione di picco orizzontale del suolo  $a_g$ , con probabilità di superamento del 10% in 50 anni, di 0.15  $a_g/g$ .

La tabella seguente mostra la “storia” della classificazione sismica dei comuni della provincia di Grosseto.

Provincia	Cod. ISTAT	Comune	CLASSIFICAZIONI PRECEDENTI								ATTUALE
			Regio Decreto 13 marzo 1927 n°431	Regio Decreto 25 marzo 1935 n°540	Regio Decreto 22 novembre 1937 n°2105	Legge 25 novembre 1962 n°1654	Decreto Ministeriale 19 marzo 1982	Ord. P.C.M. n°3274 20 Marzo 2003 Del. G.R.T. n°804 16 giugno 2003	Ord. P.C.M. n°3519 18 aprile 2006 Del. G.R.T. n°431 19 giugno 2006	Del. G.R.T. n°878 8 ottobre 2012	Del. G.R.T. n°421 26 maggio 2014
GROSSETO	09053001	ARCIDOSSO	n.c.	n.c.	n.c.	n.c.	n.c.	3	3	3	3
	09053002	CAMPAGNATICO	n.c.	n.c.	n.c.	n.c.	n.c.	3	3	3	3
	09053003	CAPALBIO	n.c.	n.c.	n.c.	n.c.	n.c.	4	4	4	4
	09053004	CASTEL DEL PIANO	n.c.	n.c.	n.c.	n.c.	n.c.	3	3	3	3
	09053005	CASTELL'AZZARA	n.c.	n.c.	n.c.	n.c.	2	2	2	2	2
	09053006	CASTIGLIONE DELLA PESCAIA	n.c.	n.c.	n.c.	n.c.	n.c.	4	4	4	4
	09053007	CINIGIANO	n.c.	n.c.	n.c.	n.c.	n.c.	3	3	3	3
	09053008	CIVITELLA PAGANICO	n.c.	n.c.	n.c.	n.c.	2	2	3 S	3	3
	09053009	FOLLONICA	n.c.	n.c.	n.c.	n.c.	n.c.	4	4	4	4
	09053010	SAVORRANO	n.c.	n.c.	n.c.	n.c.	n.c.	4	4	4	4
	09053011	GROSSETO	n.c.	n.c.	n.c.	n.c.	n.c.	4	4	4	4
	09053012	ISOLA DEL GIGLIO	n.c.	n.c.	n.c.	n.c.	n.c.	4	4	4	4
	09053013	MAGLIANO IN TOSCANA	n.c.	n.c.	n.c.	n.c.	n.c.	4	4	4	4
	09053014	MANCIANO	n.c.	n.c.	n.c.	n.c.	n.c.	3	3	3	3
	09053015	MASSA MARITTIMA	n.c.	n.c.	n.c.	n.c.	n.c.	3	3	3	3
	09053016	MONTE ARGENTARIO	n.c.	n.c.	n.c.	n.c.	n.c.	4	4	4	4
	09053027	MONTEROTONDO MARITTIMO	n.c.	n.c.	n.c.	n.c.	n.c.	3	3	3	3
	09053017	MONTIERI	n.c.	n.c.	n.c.	n.c.	n.c.	3	3	3	3
	09053018	ORBITELLO	n.c.	n.c.	n.c.	n.c.	n.c.	4	4	4	4
	09053019	PITILIANO	n.c.	n.c.	n.c.	n.c.	n.c.	3	3	3	3
	09053020	ROCCALBEGNA	n.c.	n.c.	n.c.	n.c.	n.c.	3	3	3	3
	09053021	ROCCASTRADA	n.c.	n.c.	n.c.	n.c.	2	2	3 S	3	3
	09053022	SANTA FIORA	2 solo fraz. Bagno	2 solo fraz. Bagno	2 solo fraz. Bagno	2	2	2	2	2	2
	09053023	SCANSANO	n.c.	n.c.	n.c.	n.c.	n.c.	3	3	3	3
	09053024	SCARLINO	n.c.	n.c.	n.c.	n.c.	n.c.	4	4	4	4
	09053025	SEGGIANO	n.c.	n.c.	n.c.	n.c.	n.c.	3	3	3	3
	09053028	SEMPRONIANO	n.c.	n.c.	n.c.	n.c.	2	2	3 S	3	3
	09053026	SORANO	2 solo fraz. S. Giovanni della Contea	2 solo fraz. S. Giovanni della Contea	2 solo fraz. S. Giovanni della Contea	2 solo fraz. S. Giovanni della Contea	2	2	3 S	3	3





**Figura 10** - Mappa di aggiornamento della classificazione sismica della Regione Toscana – 2014

## 5 CARATTERISTICHE DELL'OPERA

### 5.1 Vita nominale, Classe d'uso e Periodo di riferimento dell'azione sismica [§ 2.4 NTC 2018]

La vita nominale di un'opera strutturale  $V_N$  è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella tabella seguente:

**Tab. 1 - Vita nominale  $V_N$  per diversi tipi di opere**

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale $V_N$ (in anni)
<b>1</b>	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva <sup>1</sup>	$\leq 10$
<b>2</b>	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	$\geq 50$
<b>3</b>	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	$\geq 100$

Con riferimento alla tabella soprastante si evidenzia che, come indicato nella circolare delle NTC, “ai sensi e per gli effetti del Decreto del Capo Dipartimento della Protezione Civile n. 3685 del 21 ottobre 2003 il carattere strategico di un'opera o la sua rilevanza per le conseguenze di un eventuale collasso, sono definiti dalla classe d'uso”, pertanto nel caso in esame la costruzione risulta ordinaria per la scelta della vita nominale.

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

**Tab. 2 - Classificazione delle costruzioni**

CLASSI D'USO	
<b>Classe I</b>	Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli
<b>Classe II</b>	Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso <i>III</i> o in Classe d'uso <i>IV</i> , reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti
<b>Classe III</b>	Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso <i>IV</i> . Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso
<b>Classe IV</b>	Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, “Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade”, e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento  $V_R$  che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale  $V_N$  per il coefficiente d'uso  $C_U$ :

$$V_R = V_N \times C_U$$

Il valore del coefficiente d'uso  $C_U$  è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in Tab. 8.

**Tab. 3 - Valori del coefficiente d'uso  $C_U$**

<b>CLASSI D'USO</b>	<b>I</b>	<b>II</b>	<b>III</b>	<b>IV</b>
<b>COEFFICIENTE <math>C_U</math></b>	0.7	1.0	1.5	2.0

Nel caso specifico si sono assunte le seguenti ipotesi:

<b>Parametro</b>	<b>Valore</b>
Classe d'uso	<b>III</b>
Vita nominale $V_N$	<b>50 anni</b>
Coefficiente d'uso $C_u$	<b>1.5</b>
Periodo di riferimento per l'azione sismica, $V_R = V_N \times C_U$	<b>75 anni</b>

## 6 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI ESISTENTI

Si riportano nel seguito le tipologie di materiali come desunti dall'analisi storico-critica e dalle campagne di indagini strutturali effettuate nella presente fase.

### 6.1 Muratura

La muratura in esame è stata ricondotta alle tipologie murarie presenti nella Tabella C8.5.I della Circolare n. 7 del 2019.

Secondo quanto riportato al §C8.5.4.1 della Circolare delle NTC 2018, per un livello di conoscenza LC2 si assumono per le **resistenze** e per i **moduli elastici** rispettivamente i **valori medi** degli intervalli riportati in Tab. C8.5.I.

#### 6.1.1 Muratura in mattoni pieni

I valori di riferimento dei parametri meccanici della muratura considerati per le verifiche di resistenza sono quelli mostrati nella seguente tabella.

**Tab. 4 – Caratteristiche meccaniche della muratura**

Tipologia	$f_m$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_o$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_{vo}$ (N/mm <sup>2</sup> )	E (N/mm <sup>2</sup> )	G (N/mm <sup>2</sup> )	w (kN/m <sup>3</sup> )
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	3.45	0.090	0.200	1500	500	18
Muratura in mattoni pieni e malta di calce (con malta di buone caratteristiche)	$3.45 \times 1.275 = 4.40^1$	$0.090 \times 1.275 = 0.114^1$	$0.200 \times 1.275 = 0.255^1$	$1500 \times 1.275 = 1912.5^1$	$500 \times 1.275 = 637.5^1$	18

<sup>1</sup> I valori di  $f_m$ ,  $\tau_o$ ,  $f_{vo}$ , E, G sono stati assunti pari alla media dei valori riportati in Tab. C8.5.I della Circolare delle NTC 2018, moltiplicati per un coefficiente migliorativo pari a  $2.01^{0.35} = 1.275$  riportato nella Tab. C8.5.II della Circolare delle NTC 2018, per tenere di conto della presenza di malta di buone caratteristiche.

Dove:

$f_m$  = resistenza media a compressione

$\tau_o$  = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali

$f_{vo}$  = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali per rotture a taglio per scorrimento

E = valore medio del modulo di elasticità normale

G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale

w = peso specifico medio

Per quanto riguarda il coefficiente d'attrito a livello dei giunti  $f$ , esso è definito come la tangente dell'angolo d'attrito interno fra due blocchi (conci) consecutivi, ed è utilizzato per le verifiche a scorrimento:

$$f = \tan \varphi = 0.50$$

Dove  $\varphi$  è l'angolo di attrito interno.

Per i ponti, un valore di riferimento per il coefficiente d'attrito in assenza di sperimentazione specifica è fornito nella CNR-DT 213 in §8.3.2 al punto b)ii) e in §8.6.2, ed è pari a 0.50.

## 6.2 Coefficiente di degrado

Si assumono i seguenti coefficienti di degrado corrispondenti ai seguenti livelli di degrado, distinti in funzione degli elementi:

**Tab. 5 – Coefficiente di degrado**

Unità Strutturale	Elemento	Livello di degrado (classe)	Coefficiente di degrado $\gamma_D$
Ponte	Arcate	Nulla/Lieve (D1/D2)	1,00
	Piedritti	Nulla/Lieve (D1/D2)	1,00

## 6.3 Fattore di difformità

I fattori di difformità sono determinati in funzione del grado di conformità alla regola dell'arte dei caratteri qualitativi dell'opera nel seguente modo:

Aedes.SAV. Ponti esistenti in muratura: Verifica di conformità alla regola d'arte

Dimensioni (m):

**ARCATA**

Spessore in chiave  $s =$  0.800

Luce libera  $L =$  Corda  $c =$  13.000

Freccia  $f =$  1.900

Raggio di curvatura  $R =$  12.068

**PIEDRITTI**

**- a sinistra: PILA**

Spessore  $S =$  2.500

Altezza fra fondazioni e giunto di rottura  $h_p =$  7.150

Altezza fra fondazioni e piano stradale  $H (*) =$  7.200

Altezza fra fondazioni e imposta arcata  $h_1 =$  3.900

**- a destra: SPALLA**

Spessore  $S_s =$  6.500

Altezza fra fondazioni e giunto di rottura  $h_p =$  7.750

Altezza fra fondazioni e piano stradale  $H (*) =$  7.800

Altezza fra fondazioni e imposta arcata  $h_1 =$  4.500

Reimposta

(\*) se  $h < 0.60$  m:  $H = h_1 + f + s + 0.60$   
altrimenti:  $H = h_1 + f + s + h$

gamma.C = fattore di difformità, da applicare al Fattore di Conferenza FC ☒ Riduzione di (gamma).C (§4.4 CNR-DT 213/2015) ( $\times 0.9$ )

Spessore dell'arcata (m):

Lesguillier: 0.821 Croizette-Desnoyers:  $a=0.15, b=0.15$ : 0.690 Genio Civile Italiano: 0.751 Kaven: 0.871

Perronet: 1.170 Dejarin: 1.145 L'Eveillé: 0.767 Séjourné ( $k =$  0.15): 0.691 Ingegneri russi e tedeschi: 1.080

==> Valore medio (m).x = 0.887 Indice di difformità  $z =$  0.656 Fattore di difformità spessore arcata = 0.945 ==> FC = 1.134

(valori correnti: gamma.C = 0.945, FC = 1.200)

Spessore del piedritto a sinistra: pila (m):

Séjourné: 2.600 L'Eveillé: 4.493 Perronet: 1.800 Altre formule: (1): 1.892 (2): 2.800

Lesguillier: Ingegneri russi e tedeschi: Genio Civile Italiano: Croizette-Desnoyers:

==> Valore medio (m).x = 2.717 Indice di difformità  $z =$  0.533 Fattore di difformità spessore pila  $s_x =$  0.945 ==> FC = 1.134

(valori correnti: gamma.C = 0.945, FC = 1.200)

Spessore del piedritto a destra: spalla (m):

Séjourné: L'Eveillé: 5.143 Perronet: Altre formule: (1): (2):

Lesguillier: 4.558 Ingegneri russi e tedeschi: 5.151 Genio Civile Italiano: 3.954 Croizette-Desnoyers: 4.923

==> Valore medio (m).x = 4.746 Indice di difformità  $z =$  0.000 Fattore di difformità spessore spalla  $dx =$  0.765 ==> FC = 1.000

(valori correnti: gamma.C = 0.765, FC = 1.200)

Applica Chiudi

**Figura 11 – Valutazione dei fattori di difformità**

In sintesi, si assumono i seguenti fattori:

Tab. 6 – Fattore di difformità

Unità Strutturale	Elemento	Fattore di difformità $\gamma_c$
Ponte	Arcate	0,945
	Pila	0,945
	Spalle	0,765

#### 6.4 Livello di Conoscenza conseguito e Fattori di Confidenza

I Fattori di Confidenza finali dei singoli elementi sono valutati mediante la seguente espressione:

$$FC = \max(1; FC' * \gamma_c * \gamma_D)$$

Dove:

- $FC' = 1.35$  per LC1;
- **$FC' = 1.20$  per LC2;**
- $FC' = 1.00$  per LC3.

Si assumono i seguenti livelli di conoscenza corrispondenti ad i seguenti fattori di confidenza (FC), distinti in funzione degli elementi:

Tab. 7 – Livello di conoscenza e fattore di confidenza

Elemento	Materiale	Livello di Conoscenza	Fattore di Confidenza FC
Arcate	Muratura	LC2	1,134
Pila	Muratura	LC2	1,134
Spalle	Muratura	LC2	1,000

## 7 ANALISI DEI CARICHI

### 7.1 Azioni permanenti

#### 7.1.1 Peso proprio degli elementi strutturali e carichi permanenti portati

I carichi permanenti vengono valutati direttamente dal programma di calcolo sulla base dei dati forniti in termini di spessori e pesi specifici.

Questi ultimi sono assunti pari a:

- 18.00 kN/m<sup>3</sup> per la muratura di mattoni pieni dell'arco
- 22.19 kN/m<sup>3</sup> per la muratura di mattoni pieni dei piedritti\*
- 25.00 kN/m<sup>3</sup> per la pavimentazione della via portata in c.a.
- 20.00 kN/m<sup>3</sup> per il sottofondo della via portata in materiale sciolto
- 18.00 kN/m<sup>3</sup> per la muratura di mattoni pieni dei rinfianchi dell'arco

\*Per la muratura dei piedritti, per tenere conto del peso del rivestimento in materiale lapideo senza variare lo spessore delle murature nel modello, è stato calcolato un valore medio equivalente pesato sullo spessore del muro.

Inoltre, è stato considerato un carico permanente verticale aggiuntivo dato dalla pavimentazione presente nelle zone a sbalzo della via portata:

qrk	2,5 kN/m <sup>2</sup>	
w1'	3,2 m	larghezza area rimanente
qrk tot	8 kN/m	
qrk arco	4 kN/m	carico aggiuntivo sul singolo arco

#### 7.1.2 Spinta delle terre

Le spinte del terreno in condizioni statiche sono state determinate secondo la teoria di Coulomb. In particolare, i coefficienti di spinta attiva e di resistenza passiva sono stati definiti attraverso le seguenti espressioni:

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \vartheta)}{\cos^2 \vartheta \cos(\vartheta + \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\vartheta + \delta) \cos(\vartheta - \beta)}} \right]^2}$$

$$K_p = \frac{\cos^2(\varphi + \vartheta)}{\cos^2 \vartheta \cos(\vartheta - \delta) \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \sin(\varphi + \beta)}{\cos(\vartheta - \delta) \cos(\vartheta - \beta)}} \right]^2}$$

Dove:

- $\beta$  è l'angolo formato dall'estradosso del terrapieno con l'orizzontale;
- $\phi$  è l'angolo di attrito del terreno;
- $\delta$  è l'angolo di attrito terra-muro;
- $\theta$  è l'angolo formato dal paramento virtuale con la verticale.



Le spinte del terreno in condizioni simiche sono state determinate secondo la formulazione proposta da Mononobe-Okabe. In particolare, i coefficienti di spinta attiva e di resistenza passiva sono stati definiti attraverso le seguenti espressioni:

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\varphi - \vartheta - \psi)}{\cos\psi \cos^2\vartheta \cos(\vartheta + \delta + \psi) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \sin(\varphi - \beta - \psi)}{\cos(\vartheta + \delta + \psi) \cos(\vartheta - \beta)}} \right]^2}$$

$$K_{pe} = \frac{\cos^2(\varphi + \vartheta - \psi)}{\cos\psi \cos^2\vartheta \cos(\vartheta - \delta + \psi) \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \sin(\varphi + \beta - \psi)}{\cos(\vartheta - \delta + \psi) \cos(\vartheta - \beta)}} \right]^2}$$

Dove:

- $\psi$  è l'angolo sismico pari a:

$$\psi = \operatorname{tg}^{-1} \left( \frac{k_h}{1 \mp k_v} \right)$$

- $k_h$  è il coefficiente di accelerazione sismica orizzontale pari a:

$$k_h = \beta_m \frac{a_{max}}{g}$$

- $k_v$  è il coefficiente di accelerazione sismica verticale pari a:

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

- $\beta_m$  è il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito assunto pari ai valori riportati nella seguente tabella delle NTC 2018:

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	$\beta_s$	$\beta_s$
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,20

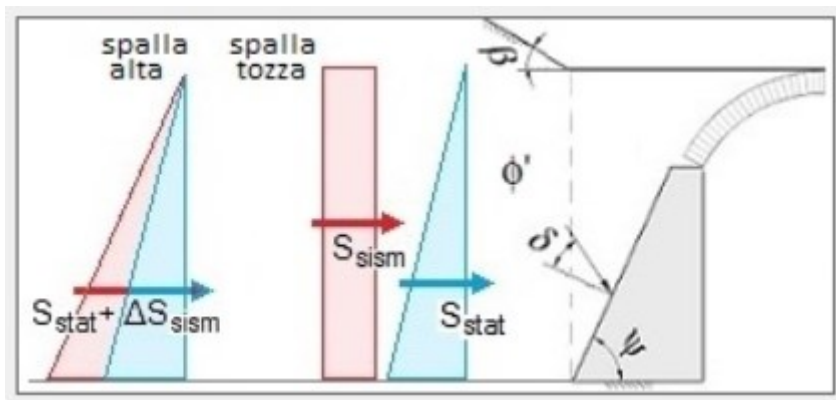
In definitiva, sono stati assunti i seguenti valori:

<b>PONTI: terreno a tergo della spalla</b> Angolo di attrito interno: $\phi_i$ (°) = <input type="text" value="35.00"/> Coeff. parziale gamma, $\phi_i$ = <input type="text" value="1.00"/> - valore di progetto: $\phi_i, d = 35.00^\circ$ Angolo d'attrito terra-paramento $\delta$ (°) = <input type="text" value="23.33"/> (2/3 $\phi_i = 23.33^\circ$ ) - valore di progetto: $\delta, d = 23.33^\circ$ Angolo di inclinazione rispetto al piano orizzontale: $\beta$ (°) = <input type="text" value="0.00"/> Angolo di inclinazione del paramento della spalla rivolto a monte $\psi$ : a $s_x = 90.00^\circ$ , a $d_x = 90.00^\circ$		Coefficienti di spinta: a sinistra:    a destra: Spinta statica: $K_o = 0.426$ $K_a = 0.244$ $K_a = 0.244$ $K_p = 9.960$ $K_p = 9.960$ Spinta sismica (Mononobe - Okabe) (b) per PGA, DLV: $K_a = 0.390$ $K_a = 0.390$ $K_p = 3.271$ $K_p = 3.271$	p. spec. terreno (kN/m³) = <input type="text" value="19.00"/> Spinta statica: a riposo (K <sub>o</sub> ) (se non selezionato, si considera la spinta attiva: K <sub>a</sub> ) <input checked="" type="checkbox"/> Percentuale di spinta passiva del terreno da considerare in analisi sismica = <input type="text" value="0"/> <input checked="" type="checkbox"/> Inizio spinta: sottofondo
---	--	--	---

Tab. 8 – Parametri per la definizione della spinta delle terre

Come riportato al §7.11.6.2.1 NTC 2018, l'incremento dovuto all'azione sismica agente sulla spalla  $\Delta S_{sism}$  è stato poi calcolato come differenza fra la spinta complessiva sismica e quella statica  $S_{stat}$ .

Tale azione viene applicata come illustrato di seguito:



Per il caso in esame non è stata considerata alcuna aliquota della resistenza passiva del terreno, a favore di sicurezza.

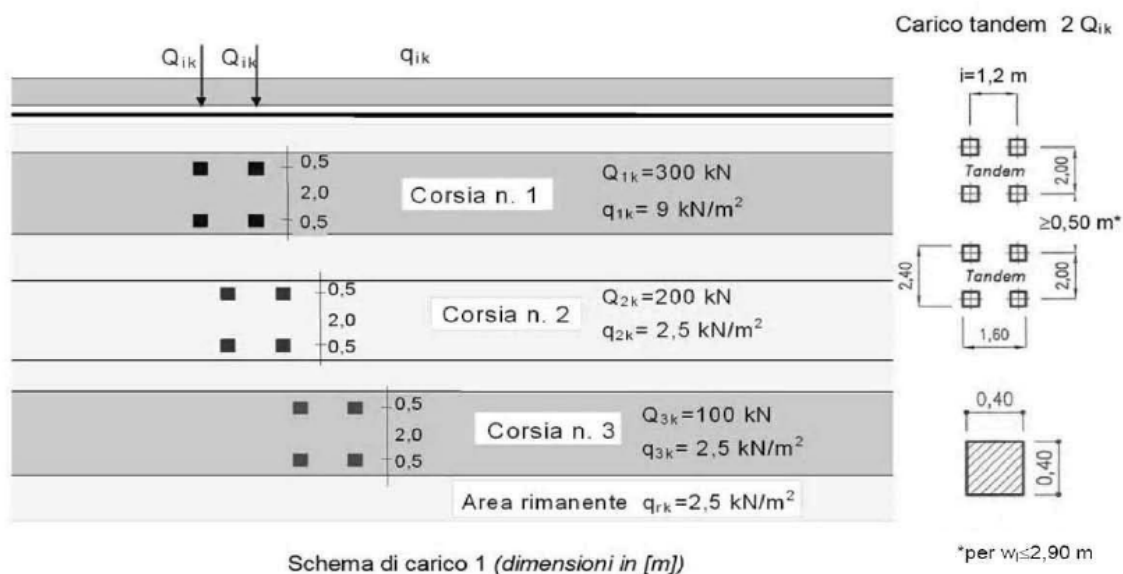
## 7.2 Azioni variabili da traffico

### 7.2.1 Carichi verticali [§5.1.3.3 NTC 2018]

Si riportano di seguito i dati riguardanti la definizione delle corsie convenzionali così come indicato al §5.1.3.3.2 NTC 2018:

w	8,60 m	larghezza superficie carrabile
nl	2,00	numero corsie convenzionali
w1	3,00 m	larghezza corsia convenzionale
w1'	2,60 m	larghezza totale zona rimanente
w1''	0,87 m	larghezza singola zona rimanente

Lo schema di carico assunto, coerentemente con quanto riportato al §3.8.1 delle CNR-DT 213/2015, è lo "Schema di carico 1" riportato al §5.1.3.3.3 delle NTC 2018 disposto come nell'immagine di seguito riportata:



I carichi distribuiti si diffondono, per mezzo della pavimentazione e del riempimento, con angolo di diffusione assunto convenzionalmente pari a  $45^\circ$ . Inoltre, è stato considerato anche il carico variabile aggiuntivo agente nelle zone a sbalzo della via portata:

rho pav	25 kN/m <sup>3</sup>	
sp pav	30 cm	
w1'	3,2 m	larghezza area rimanente
g2 pav tot	24 kN/m	
g2 pav tot	12 kN/m	carico aggiuntivo sul singolo arco

Per studiare efficacemente la ripartizione delle azioni da carico tandem sulle arcate sottostanti, invece, si effettua un'analisi della soletta in c.a. della pavimentazione come trave su suolo elastico.

Si studia quindi una trave in c.a su suolo elastico, avente sezione trasversale data dalle dimensioni della soletta 300x30 cm ed una lunghezza pari alla luce dell'arcata misurata in asse.

Il coefficiente di Winkler per il terreno (inteso il sottofondo che sovrasta l'arco, posto sotto la soletta in c.a.) viene assunto pari a:

$$K_w = 0.03 \text{ N/mm}^3 (=3 \text{ kgf/cm}^3)$$

La trave viene studiata definendo un'unica condizione di carico contenente i carichi variabili di progetto ed il peso proprio della soletta, dopodiché le reazioni del terreno vengono tradotte in carichi distribuiti uniformi a tratti da applicare alle arcate.

I calcoli sono stati effettuati mediante l'ausilio del software agli elementi finiti Aedes PCM.2025.

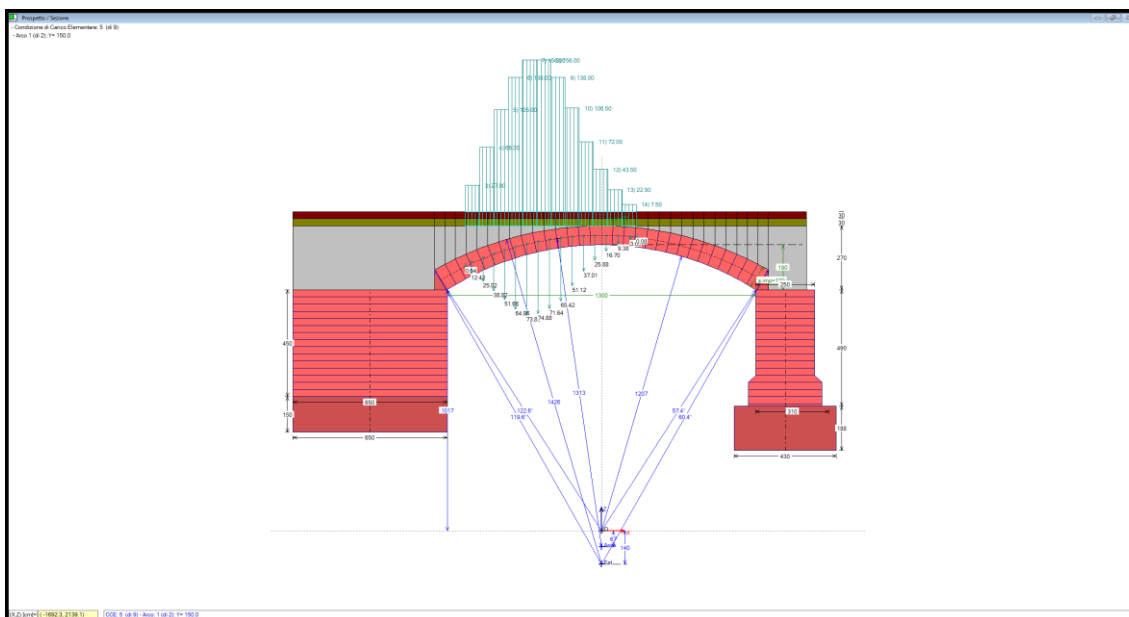
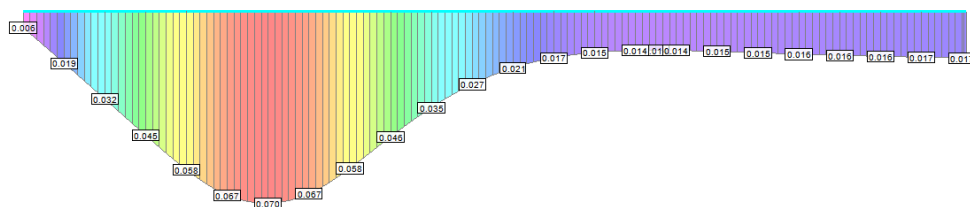
Lo schema dei carichi dovuti ai concentrati da applicare alle arcate si ottiene epurando da ogni ordinata il contributo del peso proprio della soletta ed il contributo del carico uniforme di progetto  $q_{1k}$ . A tal proposito, si decide di annullare il carico che agirebbe "verso l'alto", causato dalla deformazione teorica della trave su suolo elastico

per effetto della posizione molto laterale dei carichi concentrati, in quanto tale effetto non è fisicamente significativo poiché il terreno può solo abbassarsi.

**Tensione sul terreno (A)**

N/mm<sup>2</sup> (Valore assoluto)

0.006 - 0.012  
0.012 - 0.019  
0.019 - 0.025  
0.025 - 0.032  
0.032 - 0.038  
0.038 - 0.045  
0.045 - 0.051  
0.051 - 0.057  
0.057 - 0.064  
0.064 - 0.070

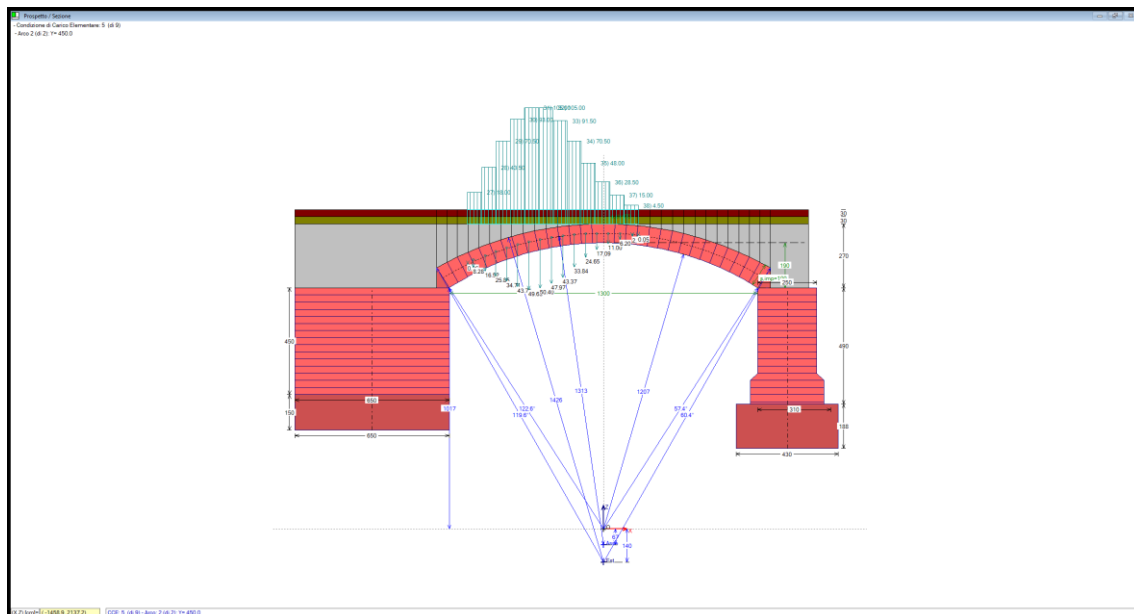
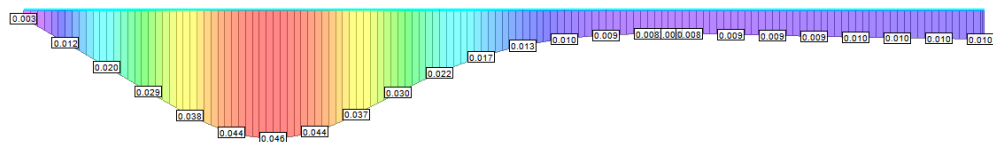


**Figura 12** – Pressioni provenienti dalla soletta per carico tandem agente in posizione decentrata ed applicazione del carico sull'arco (Corsia 1 -Arco 1)

**Tensione sul terreno (A)**

N/mm<sup>2</sup> (Valore assoluto)

- 0.003 - 0.007
- 0.007 - 0.011
- 0.011 - 0.016
- 0.016 - 0.020
- 0.020 - 0.024
- 0.024 - 0.029
- 0.029 - 0.033
- 0.033 - 0.037
- 0.037 - 0.042
- 0.042 - 0.046

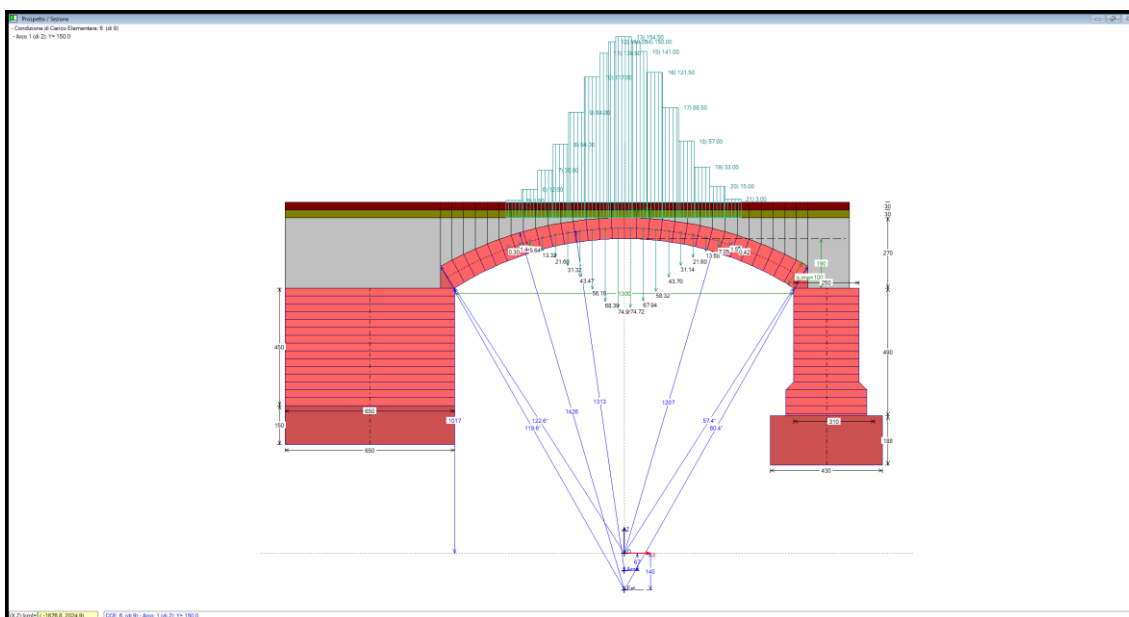
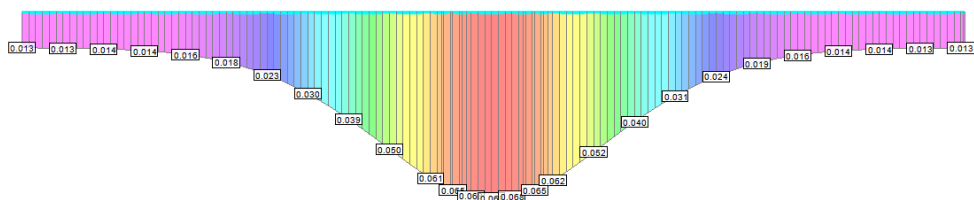


**Figura 13** – Pressioni provenienti dalla soletta per carico tandem agente in posizione decentrata ed applicazione del carico sull'arco (Corsia 2 -Arco 2)

**Tensione sul terreno (A)**

N/mm<sup>2</sup> (Valore assoluto)

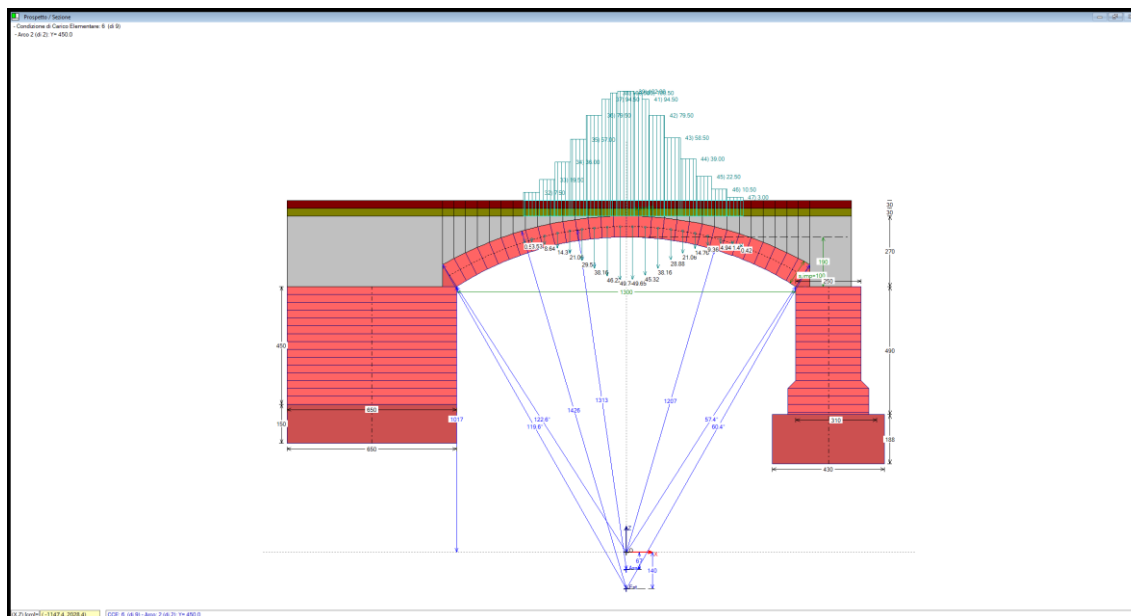
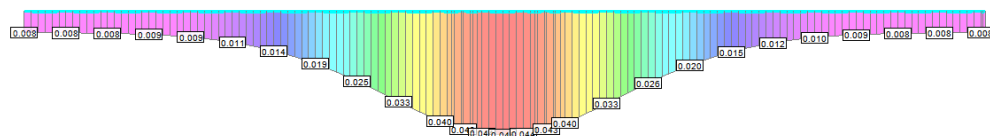
- 0.013 - 0.019
- 0.019 - 0.024
- 0.024 - 0.030
- 0.030 - 0.035
- 0.035 - 0.041
- 0.041 - 0.046
- 0.046 - 0.052
- 0.052 - 0.057
- 0.057 - 0.063
- 0.063 - 0.068



**Figura 14** – Pressioni provenienti dalla soletta per carico tandem agente in posizione centrata ed applicazione del carico sull'arco (Corsia 1 -Arco 1)

**Tensione sul terreno (A)**  
N/mm<sup>2</sup> (Valore assoluto)

0.008 - 0.011  
0.011 - 0.015  
0.015 - 0.019  
0.019 - 0.023  
0.023 - 0.026  
0.026 - 0.030  
0.030 - 0.034  
0.034 - 0.037  
0.037 - 0.041  
0.041 - 0.045



**Figura 15** – Pressioni provenienti dalla soletta per carico tandem agente in posizione centrata ed applicazione del carico sull'arco (Corsia 2 -Arco 2)

### 7.2.2 Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione [§5.1.3.5 NTC 2018]

La forza di frenamento è pari a:

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0,6 (2Q_{1k}) + 0,10q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN}$$

Risulta:

Q <sub>1k</sub>	300,00 kN
q <sub>1k</sub>	9,00 kN/m <sup>2</sup>
L	13,86 m
sp pav	30,00 cm
sp sott	30,00 cm



sp tot	60,00 cm	
Q3	397,42 kN	
q3	28,67 kN/m	
q3'	18,58 kN/m	valore corretto per considerare corretta ripartizione

### 7.3 Azioni sismiche (§3.2.3 NTC 2018)

L'azione sismica sulla struttura in esame è caratterizzata da due componenti traslazionali X e Y nel piano orizzontale, tra loro ortogonali, considerate tra loro indipendenti.

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \cdot \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Con:

$T$  periodo di vibrazione della struttura

$S_e$  accelerazione spettrale orizzontale

$$S = S_S \cdot S_T$$

$S_S$  coefficiente di amplificazione stratigrafica

$S_T = 1$  coefficiente di amplificazione topografica

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)}$$

$\xi$  smorzamento viscoso

$F_0$  fattore che quantifica l'amplificazione massima, su sito di riferimento rigido orizzontale

$T_C = C_C \cdot T_c^*$  periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a velocità costante

$C_C$  coefficiente funzione della categoria di sottosuolo

$T_B = T_C / 3$  periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante

$T_D = 4 \cdot \frac{a_g}{g} + 1.6$  periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (suolo di categoria A quale definita al § 3.2.2 delle NTC), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza  $P_{VR}$ , come definite in tabella.

**Tab. 9 – Probabilità di superamento  $P_{VR}$  al variare dello stato limite considerato**

Stati limite		$P_{VR}$ : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V_R$
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$ , a partire dai valori dei parametri su sito di riferimento rigido orizzontale.

Le coordinate geografiche utilizzate dal software di calcolo Aedes SAV.2025 per la localizzazione del complesso nel sistema **ED50** sono:

Latitudine del sito (ED50):	<b>42.943529</b>
Longitudine del sito (ED50):	<b>11.296651</b>
Classe d'uso:	<b>III</b>
Vita nominale, $V_N$ :	<b>50 anni</b>
Coefficiente d'uso (edificio rilevante), $C_U$ :	<b>1.5</b>
Periodo di riferimento $V_R = V_N \times C_U$ :	<b>75 anni</b>

**Caratteristiche del sito:**

Categoria topografica:	<b>T1</b>
Categoria di sottosuolo:	<b>C</b>

Si ottiene pertanto:

**Parametri di Calcolo**

Generali | Sismica (1) | Sismica (2) | Analisi (1) | Analisi (2) | Impostazioni

**Impostazione dello Spettro di Risposta elastico (componente orizzontale)**

☒ D.M. IT 1.  $F_o, S, T_B, T_C, T_D$  dipendenti da  $a_g$  [§3.2.3.2.1] =>  $S_e(T)$  non lineare con  $a_g$ . Se  $F_o, S, T_B, T_C, T_D$  per i vari TR coincidono con i valori definiti automaticamente dai criteri del D.M. 14.1.2008, si può valutare una capacità in termini di PGA e di TR strettamente conforme al D.M. 14.1.2008

☒ EC 8 2.  $F_o, S, T_B, T_C, T_D$  indipendenti da  $a_g$  (definiti - nel riquadro sottostante - in corrispondenza di SLV) =>  $S_e(T)$  lineare con  $a_g$ . E' possibile valutare la capacità in termini di PGA. Questa opzione si applica automaticamente, assumendo - per  $F_o, S, T_B, T_C, T_D$  - i valori definiti in corrispondenza di SLV, anche qualora non tutti tali parametri per i vari TR coincidano con i valori definiti automaticamente dai criteri del D.M. 14.1.2008

**Determinazione dell'Azione Sismica**

1. Pericolosità sismica:  
Coordinate geografiche del sito (nel sistema ED50, utilizzato da INGV per il reticolo), in gradi decimali:  
Longitudine = 11.296651 Latitudine 42.943529

Tipo di interpolazione:  
☐ Media ponderata: [3], §All.A  
☒ Superficie rigata [SCA]

WGS84 <-> ED50...  
Tab. 2, All.B:  
Sito non in Tab. 2

Reticolo intorno al sito...  
Incolla da Spettri, Cons. Sup. LL, PP.

2. P.V.R. %: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $V_R$  per ciascun Stato Limite (Tab. 3.2.I):

Stati limite	P.V.R. (%)
SLE: SLO	81
SLE: SLD	63
SLU: SLV	10
SLU: SLC	5

$V_R$  (anni) = 75  
 $T_R = V_R/n(1-P.V.R)$

3. Valori dei parametri  $a_g, F_o, T_C^*$  per i periodi di ritorno TR associati a ciascuno Stato Limite, e: S.S., C.C., S.,  $T_B, T_C, T_D, F_v$  [§3.2.3]:

Stati	Limite	TR (anni)	$a_g$ (g)	$F_o$	$T_C^*$ (sec)	S.S.	C.C.	S	$T_B$ (sec)	$T_C$ (sec)	$T_D$ (sec)	$F_v$	PGA,H (g)	PGA,V (g)
SLE	SLO	45	0.053	2.493	0.245	1.500	1.670	1.500	0.136	0.409	1.812	0.775	0.080	0.053
SLE	SLD	75	0.067	2.476	0.251	1.500	1.657	1.500	0.139	0.416	1.868	0.865	0.100	0.067
SLU	SLV	712	0.158	2.492	0.276	1.464	1.606	1.464	0.148	0.443	2.232	1.337	0.231	0.158
SLU	SLC	1462	0.195	2.531	0.284	1.404	1.591	1.404	0.151	0.452	2.380	1.509	0.274	0.195

Categoria di sottosuolo: C  $h/H$  ( $h$ = quota sito,  $H$ =altezza rilievo topografico) ( $0 < h/H < 1$ ) = 0.000 (\$3.2.3.2.1: ST=1.00)  
Categoria topografica: T1 Coefficiente di amplificazione topografica S.T. = 1.000

S.S. da micro-zonazione sismica

Definizione di PGA  
 $PGA = a_g \cdot S$  ( $S=S.S \cdot S.T$ , con:  $S.S=1.0$  per PGA,V)

Reimpostazione parametri dipendenti Tab.3. ☐ Reimpostazione automatica Tab.3

Legenda Parametri (modifiche: in confronto ai valori normativi):  
indipendenti modificati modificabili, ma non modificati non modificabili

Controllare che Latitudine e Longitudine siano corrispondenti al sito di ubicazione dell'edificio del Progetto corrente (consultare la maglia del reticolo premendo il pulsante: "Reticolo intorno al sito...")

OK Annulla

Tab. 10 – Parametri di pericolosità sismica del sito

Dove:

- $T_r$  è il periodo di ritorno in anni avente una probabilità di superamento  $P_{VR}$  nel periodo  $V_r$ ;
- $a_g$  è l'accelerazione orizzontale massima al sito;
- $F_o$  è il valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,
- $S$  è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;
- $T_B$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante dello spettro;
- $T_C$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro;
- $T_D$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro.

### 7.3.1 Definizione dello spettro di risposta elastico

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore della accelerazione orizzontale massima  $a_g$  su sito di riferimento rigido orizzontale.

Sia la forma spettrale che il valore di  $a_g$  variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$ .

Gli spettri così definiti possono essere utilizzati per strutture con periodo fondamentale minore o uguale a 4,0 s.

Per strutture con periodi fondamentali superiori lo spettro deve essere definito da apposite analisi ovvero l'azione sismica deve essere descritta mediante accelerogrammi.

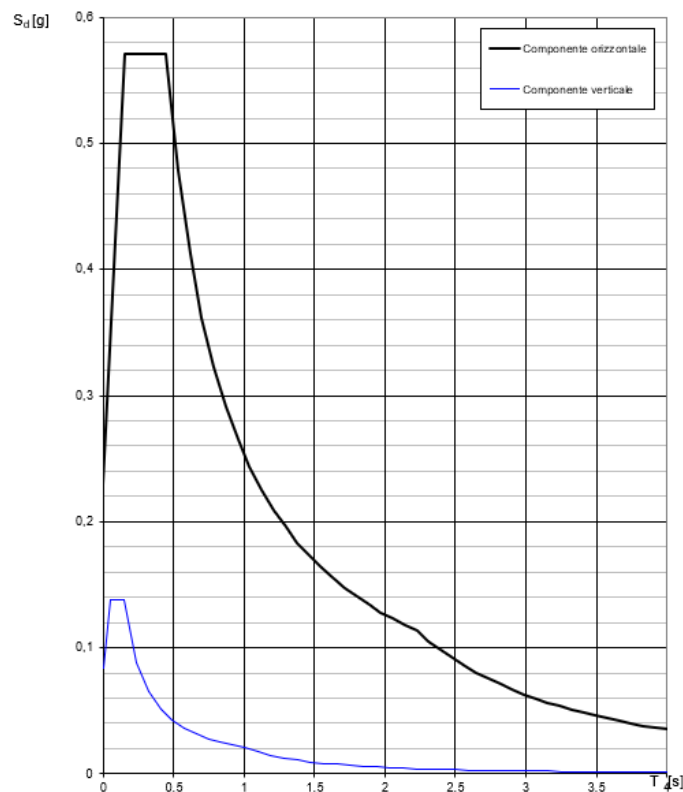


Figura 16 - Spettro di risposta elastico

#### 7.4 Condizioni di carico elementari

Nell'ambito della presente analisi sono state considerate le condizioni elementari di carico descritte nelle tabelle che seguono:

**Tab. 11 – Condizioni elementari di carico (CCE) – Modelli “Ponte-Lanzo-R0\_SX-Fase1” e “Ponte-**

## Lanzo-R0\_DX-Fase1”

Dati Condizioni di Carico Elementari (CCE) (9)																
N°	Commento	Pe.0	Pe.2	P.p. volta	P.p. rinf.sx	P.p. rinf.dx	P.p. sottot.	P.p. pavim.	Carichi di superficie	Carichi lineari	Carichi concentrati	Forze aggiuntive sui piedritti	Carichi mobili	Masse		
1	Permanenti strutturali e non strutturali	1.00	1.00	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>								
2	Carico stradale distribuito qk sull'intera arcata	1.00	0.00	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>								
3	Carico stradale distribuito qk su metà luce sinistra	1.00	0.00	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>								
4	Carico stradale distribuito qk su metà luce destra	1.00	0.00	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>								
5	Carichi stradali concentrati (tandem) Qk - pos.1 Sx	1.00	0.00	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>								
6	Carichi stradali concentrati (tandem) Qk - pos.2 Centro	1.00	0.00	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>								
7	Carichi stradali concentrati (tandem) Qk - pos.3 Dx	1.00	0.00	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>								
8	Carico longitudinale di frenamento verso Dx q3 - dir. X+	1.00	0.00	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>								
9	Carico longitudinale di frenamento verso Sx q3 - dir. X-	1.00	0.00	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>								

Tab. 12 – Condizioni elementari di carico (CCE) – Modelli “Ponte-Lanzo-R0\_SX-Fase2” e “Ponte-Lanzo-R0\_DX-Fase2”

Dati Condizioni di Carico Elementari (CCE) (18)																
N°	Commento	Pe.0	Pe.2	P.p. volta	P.p. rinf.sx	P.p. rinf.dx	P.p. sottot.	P.p. pavim.	Carichi di superficie	Carichi lineari	Carichi concentrati	Forze aggiuntive sui piedritti	Carichi mobili	Masse		
1	Permanenti strutturali e non strutturali	1.00	1.00	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>								
2	Carico stradale distribuito qk sull'intera arcata	1.00	0.00	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>								
3	Carico stradale distribuito qk su metà luce sinistra	1.00	0.00	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>								
4	Carico stradale distribuito qk su metà luce destra	1.00	0.00	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>								
5	Carichi stradali concentrati (tandem) Qk - pos.1 Sx	1.00	0.00	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>								
6	Carichi stradali concentrati (tandem) Qk - pos.2 Centro	1.00	0.00	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>								
7	Carichi stradali concentrati (tandem) Qk - pos.3 Dx	1.00	0.00	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>								
8	Carico longitudinale di frenamento verso Dx q3 - dir. X+	1.00	0.00	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>								
9	Carico longitudinale di frenamento verso Sx q3 - dir. X-	1.00	0.00	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>								
10	CCC 1: forze aggiuntive sui piedritti	1.00	1.00	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>								
11	CCC 2: forze aggiuntive sui piedritti	1.00	1.00	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>								
12	CCC 3: forze aggiuntive sui piedritti	1.00	1.00	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>								
13	CCC 4: forze aggiuntive sui piedritti	1.00	1.00	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>								
14	CCC 5: forze aggiuntive sui piedritti	1.00	1.00	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>								
15	CCC 6: forze aggiuntive sui piedritti	1.00	1.00	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>								
16	CCC 7: forze aggiuntive sui piedritti	1.00	1.00	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>								
17	CCS +: forze aggiuntive sui piedritti	1.00	1.00	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>								
18	CCS -: forze aggiuntive sui piedritti	1.00	1.00	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>								

## 7.5 Combinazioni delle condizioni di carico elementari

Per gli stati limite si adotteranno le combinazioni previste nel D.M. del 17/01/2018. essendo:

- $G_1$  il valore caratteristico dei carichi permanenti strutturali;  
 $G_2$  il valore caratteristico dei carichi permanenti non strutturali;  
 $P$  il valore caratteristico della forza di precompressione;

E	il valore caratteristico dell'azione sismica;
$Q_{k1k}$	il valore caratteristico delle azioni variabili tra loro indipendenti;
$\gamma_{Gi}, \gamma_P, \gamma_{Qj}$	valori dei coefficienti parziali di sicurezza
$\psi_{0i}$	coefficiente atto a definire i valori rari delle azioni variabili.
$\psi_{1i}$	coefficiente atto a definire i valori frequenti delle azioni variabili, assimilabili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;
$\psi_{2i}$	coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni variabili, assimilabili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei;

SLU stati limite ultimi (in assenza di sisma)

Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU)

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi all'azione eccezionale A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

SLE stati limite di esercizio (in assenza di sisma)

Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

SL in presenza di azioni sismiche

Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Nella tabella seguente si riportano i valori dei coefficienti parziali:

**Tab. 13 – Valori dei coefficienti di combinazione [Tabella 5.1.VI- NTC 2018]**

Categoria/Azione variabile	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
<b>Azioni da traffico - Schema 1 (carichi tandem)</b>	0.75	0.75	0.0*
<b>Azioni da traffico - Schema 1 (carichi distribuiti)</b>	0.40	0.40	0.0*

\*Per i carichi dovuti al transito dei mezzi si assume  $\psi_{2j}=0.0$ , in quanto trattasi di ponte non posto in zona urbana di intenso traffico.

Le verifiche agli stati limite devono essere eseguite per tutte le più gravose condizioni di carico che possono agire sulla struttura, valutando gli effetti delle combinazioni precedentemente definite.

Nelle verifiche agli stati limite ultimi si distinguono:

- lo stato limite di equilibrio come corpo rigido: EQU

STR

- lo stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione: GEO

Tab. 14– Coefficienti parziali per le azioni o per effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente $\gamma_F$	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0.9	1.0	1.0
	sfavorevoli		1.1	1.3	1.0
Carichi permanenti non strutturali	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0.0	0.0	0.0
	sfavorevoli		1.5	1.5	1.3
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0.0	0.0	0.0
	sfavorevoli		1.5	1.5	1.3

La tabella sopra riportata fornisce i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi.

Per le verifiche nei confronti dello stato limite ultimo di equilibrio come corpo rigido (EQU) si utilizzano i coefficienti parziali  $\gamma_F$  relativi alle azioni riportati nella colonna EQU.

L'analisi limite condotta con SAV viene correttamente inquadrata nello stato limite di equilibrio come corpo rigido (EQU). Per i ponti in muratura, per le combinazioni di carico agli SLU  $\gamma_G$  e  $\gamma_Q$ , in §3.9.2 della CNR-DT 213 si evidenzia che per le verifiche nei confronti dello stato limite ultimo di equilibrio come sistema articolato (EQU) si utilizzano i coefficienti parziali relativi alle azioni riportati nella colonna EQU delle tab. 5.1.V (ponti stradali) e 5.2.V (ponti ferroviari) delle NTC2018. Pertanto, valori significativi dei coefficienti sono i seguenti:

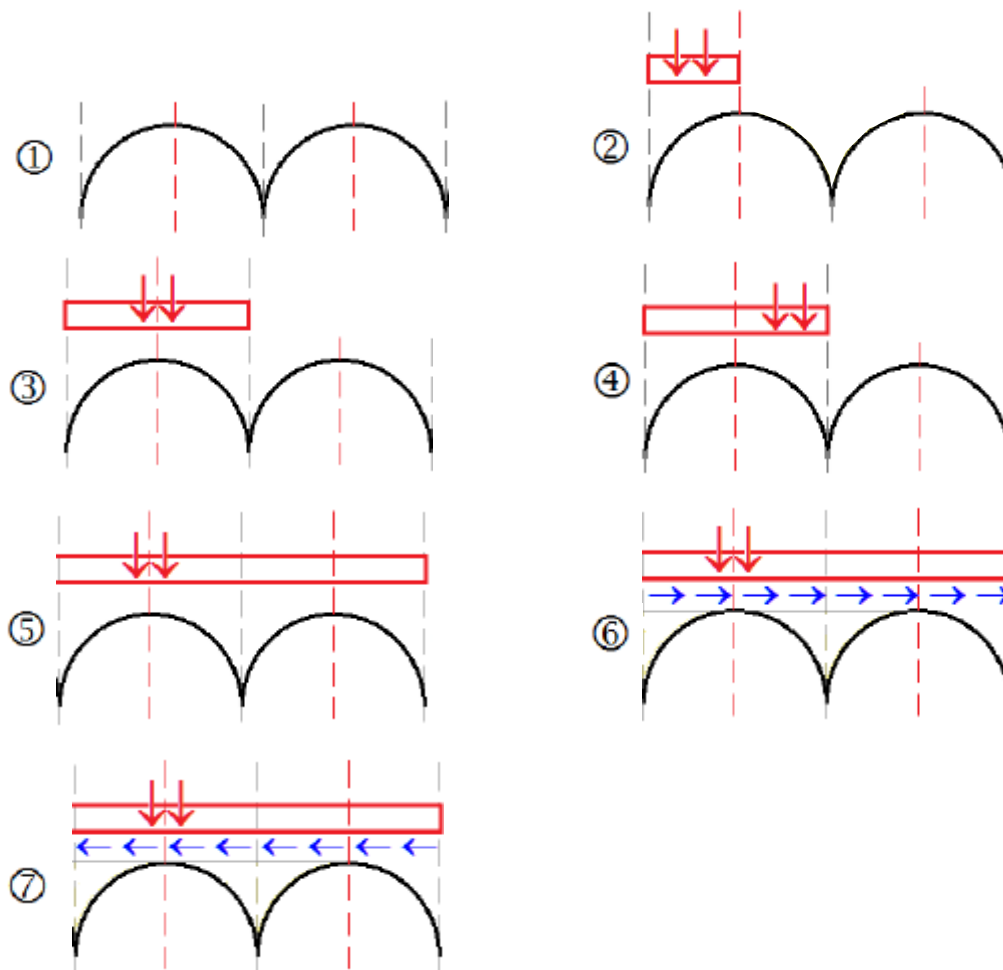
- per i **carichi permanenti**: **0.9** se favorevoli (ad es. pesi propri, che sono distribuiti su tutto l'arco e tendono a stabilizzarlo) e **1.1** se sfavorevoli (ai fini della verifica di resistenza, un maggior carico verticale può impegnare maggiormente la resistenza della sezione trasversale);
- per le **azioni variabili da traffico stradale**: **1.35** se sfavorevoli (ad es.: carichi concentrati eccentrici, o carichi distribuiti nel caso di verifiche di resistenza) e **0.00** se favorevoli (ad es.: carichi distribuiti ai fini delle verifiche di stabilità);
- per le **azioni variabili nei ponti ferroviari**: **1.45** se sfavorevoli e **0.00** se favorevoli;



- per le **azioni sismiche dei ponti stradali** (§5.1.3.12): normalmente si assume  $\psi_2=0$ , eccetto il caso delle zone urbane di intenso traffico per le quali  $\psi_2=0.2$ . Per il carico variabile dei ponti ferroviari si assume  $\psi_2=0.2$  (§5.2.2.8).

Poiché per le CNR-DT 213, come osservato in precedenza, la verifica allo stato limite EQU incorpora anche la verifica allo stato limite STR, per i coefficienti parziali  $\gamma_G$  e  $\gamma_Q$  è possibile fare riferimento al solo EQU sia per le verifiche di stabilità sia per le verifiche di resistenza (compressione e attrito).

Le seguenti figure illustrano le CCC adottate per l'analisi del ponte multi-campata:



Tenendo di conto della simmetria del ponte, la condizione di carico asimmetrica è stata studiata solo per una delle due campate.

Si riportano di seguito le tabelle riassuntive delle combinazioni dei carichi adottate per la presente analisi:

**Tab. 15 – Combinazioni delle Condizioni di Carico elementari – Modello “Ponte-Lanzo-R0\_SX-**

**Fase1"**

N°	Commento	Molt. CCE 1	G / Qk1 CCE 1	Molt. CCE 2	G / Qk1 CCE 2	Molt. CCE 3	G / Qk1 CCE 3	Molt. CCE 4	G / Qk1 CCE 4	Molt. CCE 5	G / Qk1 CCE 5	Molt. CCE 6	G / Qk1 CCE 6	Molt. CCE 7	G / Qk1 CCE 7	Molt. CCE 8	G / Qk1 CCE 8	Molt. CCE 9	G / Qk1 CCE 9
1	Solo permanenti in assenza di traffico - Carichi distribuiti favorevoli per la stabilità (EQU Tab. 5.2.V)	0.90	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓
2	Perm. + Qk Sx C.SX + qk metà Sx C.SX	0.90	✓	0.00	✓	1.35	✓	0.00	✓	1.35	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓
3	Perm. + Qk Centro C.SX + qk completo C.SX	0.90	✓	1.35	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	1.35	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓
4	Perm. + Qk Dx C.SX + qk completo C.SX	0.90	✓	1.35	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	1.35	✓	0.00	✓	0.00	✓
5	Perm. + Qk Centro C.SX + qk completo ovunque	1.10	✓	1.35	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	1.35	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓
6	Perm. + Qk Centro C.SX + qk completo ovunque + frenamento ovunque verso dx	1.10	✓	0.54	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	1.01	✓	0.00	✓	1.35	✓	0.00	✓
7	Perm. + Qk Centro C.SX + qk completo ovunque + frenamento ovunque verso sx	1.10	✓	0.54	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	1.01	✓	0.00	✓	0.00	✓	1.35	✓

**Tab. 16 – Combinazioni delle Condizioni di Carico elementari – Modello “Ponte-Lanzo-R0\_DX-Fase1”**

N°	Commento	Molt. CCE 1	G / Qk1 CCE 1	Molt. CCE 2	G / Qk1 CCE 2	Molt. CCE 3	G / Qk1 CCE 3	Molt. CCE 4	G / Qk1 CCE 4	Molt. CCE 5	G / Qk1 CCE 5	Molt. CCE 6	G / Qk1 CCE 6	Molt. CCE 7	G / Qk1 CCE 7	Molt. CCE 8	G / Qk1 CCE 8	Molt. CCE 9	G / Qk1 CCE 9
1	Solo permanenti in assenza di traffico - Carichi distribuiti favorevoli per la stabilità (EQU Tab. 5.2.V)	0.90	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓
2	Perm. + Qk Sx C.SX + qk metà Sx C.SX	0.90	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓
3	Perm. + Qk Centro C.SX + qk completo C.SX	0.90	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓
4	Perm. + Qk Dx C.SX + qk completo C.SX	0.90	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓
5	Perm. + Qk Centro C.SX + qk completo ovunque	1.10	✓	1.35	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓
6	Perm. + Qk Centro C.SX + qk completo ovunque + frenamento ovunque verso dx	1.10	✓	0.54	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	1.35	✓	0.00	✓
7	Perm. + Qk Centro C.SX + qk completo ovunque + frenamento ovunque verso sx	1.10	✓	0.54	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	1.35	✓

**Tab. 17 – Combinazioni delle Condizioni di Carico elementari – Modello “Ponte-Lanzo-R0\_SX-Fase2”**

N°	Commento	Molt. CCE 1	G / Qk1 CCE 1	Molt. CCE 2	G / Qk1 CCE 2	Molt. CCE 3	G / Qk1 CCE 3	Molt. CCE 4	G / Qk1 CCE 4	Molt. CCE 5	G / Qk1 CCE 5	Molt. CCE 6	G / Qk1 CCE 6	Molt. CCE 7	G / Qk1 CCE 7	Molt. CCE 8	G / Qk1 CCE 8	Molt. CCE 9	G / Qk1 CCE 9
1	Solo permanenti in assenza di traffico - Carichi distribuiti favorevoli per la stabilità (EQU Tab. 5.2.V)	0.90	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓
2	Perm. + Qk Sx C.SX + qk metà Sx C.SX	0.90	✓	0.00	✓	1.35	✓	0.00	✓	1.35	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓
3	Perm. + Qk Centro C.SX + qk completo C.SX	0.90	✓	1.35	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	1.35	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓
4	Perm. + Qk Dx C.SX + qk completo C.SX	0.90	✓	1.35	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	1.35	✓	0.00	✓	0.00	✓
5	Perm. + Qk Centro C.SX + qk completo ovunque	1.10	✓	1.35	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	1.35	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓
6	Perm. + Qk Centro C.SX + qk completo ovunque + frenamento ovunque verso dx	1.10	✓	0.54	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	1.01	✓	0.00	✓	1.35	✓	0.00	✓
7	Perm. + Qk Centro C.SX + qk completo ovunque + frenamento ovunque verso sx	1.10	✓	0.54	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	1.01	✓	0.00	✓	0.00	✓	1.35	✓

N°	Molt. CCE 10	G / Qk1 CCE 10	Molt. CCE 11	G / Qk1 CCE 11	Molt. CCE 12	G / Qk1 CCE 12	Molt. CCE 13	G / Qk1 CCE 13	Molt. CCE 14	G / Qk1 CCE 14	Molt. CCE 15	G / Qk1 CCE 15	Molt. CCE 16	G / Qk1 CCE 16	Molt. CCE 17	G / Qk1 CCE 17	Molt. CCE 18	G / Qk1 CCE 18
1	1.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓
2	0.00	✓	1.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓
3	0.00	✓	0.00	✓	1.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓
4	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	1.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓
5	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	1.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓
6	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	1.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓
7	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	1.00	✓	0.00	✓	0.00	✓

**Tab. 18 – Combinazioni delle Condizioni di Carico elementari – Modello “Ponte-Lanzo-R0\_DX-**

**Fase2"**

N°	Commento	Molt. CCE 1	G / Qk1 CCE 1	Molt. CCE 2	G / Qk1 CCE 2	Molt. CCE 3	G / Qk1 CCE 3	Molt. CCE 4	G / Qk1 CCE 4	Molt. CCE 5	G / Qk1 CCE 5	Molt. CCE 6	G / Qk1 CCE 6	Molt. CCE 7	G / Qk1 CCE 7	Molt. CCE 8	G / Qk1 CCE 8	Molt. CCE 9	G / Qk1 CCE 9
1	Solo permanenti in assenza di traffico - Carichi distribuiti favorevoli per la stabilità (EQU Tab. 5.2.V)	0.90	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓
2	Perm. + Qk Sx C.SX + qk metà Sx C.SX	0.90	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓
3	Perm. + Qk Centro C.SX + qk completo C.SX	0.90	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓
4	Perm. + Qk Dx C.SX + qk completo C.SX	0.90	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓
5	Perm. + Qk Centro C.SX + qk completo ovunque	1.10	✓	1.35	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓
6	Perm. + Qk Centro C.SX + qk completo ovunque + frenamento ovunque verso dx	1.10	✓	0.54	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	1.35	✓	0.00	✓
7	Perm. + Qk Centro C.SX + qk completo ovunque + frenamento ovunque verso sx	1.10	✓	0.54	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	0.00	✓	1.35	✓

N°	Molt. CCE 10	G / Qk1 CCE 10	Molt. CCE 11	G / Qk1 CCE 11	Molt. CCE 12	G / Qk1 CCE 12	Molt. CCE 13	G / Qk1 CCE 13	Molt. CCE 14	G / Qk1 CCE 14	Molt. CCE 15	G / Qk1 CCE 15	Molt. CCE 16	G / Qk1 CCE 16	Molt. CCE 17	G / Qk1 CCE 17	Molt. CCE 18	G / Qk1 CCE 18
1	1.00	□	0.00	□	0.00	□	0.00	□	0.00	□	0.00	□	0.00	□	0.00	□	0.00	□
2	0.00	□	1.00	□	0.00	□	0.00	□	0.00	□	0.00	□	0.00	□	0.00	□	0.00	□
3	0.00	□	0.00	□	1.00	□	0.00	□	0.00	□	0.00	□	0.00	□	0.00	□	0.00	□
4	0.00	□	0.00	□	0.00	□	1.00	□	0.00	□	0.00	□	0.00	□	0.00	□	0.00	□
5	0.00	□	0.00	□	0.00	□	0.00	□	1.00	□	0.00	□	0.00	□	0.00	□	0.00	□
6	0.00	□	0.00	□	0.00	□	0.00	□	0.00	□	1.00	□	0.00	□	0.00	□	0.00	□
7	0.00	□	0.00	□	0.00	□	0.00	□	0.00	□	0.00	□	1.00	□	0.00	□	0.00	□

## 8 METODI DI ANALISI

### 8.1 Considerazioni preliminari

L'analisi dei ponti multi-campata viene condotta con Aedes.SAV con un modello unitario organizzato per sottostrutture connesse fra loro da azioni di interscambio. Le sottostrutture sono le singole campate e le azioni di interscambio corrispondono agli sforzi verticali e orizzontali (spinte) trasmessi dalle arcate sulle imposte, ovvero sulla sommità dei piedritti (spalle e pile). All'Analisi Strutturale per Componenti dei ponti esistenti in muratura sono dedicati contenuti normativi specifici, riportati nelle CNR-DT 213/2015 (Istruzioni per la Valutazione della Sicurezza Strutturale di Ponti Stradali in Muratura). Nel capitolo 8 delle CNR-DT 213 (Analisi Strutturale Globale) si pone in evidenza §8.10. Analisi Strutturale attraverso organizzazione gerarchica dei componenti: “nel caso di un ponte ad arcate in piano e in rettilineo, è consentito verificare le arcate indipendentemente dalle pile e dalle spalle e queste ultime indipendentemente dalle arcate assoggettandole agli scarichi da queste provenienti, a condizione che vengano adottati metodi di analisi non lineare che tengano conto degli aspetti peculiari del comportamento delle murature.

È importante rilevare che SAV può operare correttamente nell'ambito dell'analisi strutturale per componenti in quanto l'analisi limite, per le verifiche SLU, come implementata in SAV, è un'analisi non lineare. In sintesi, nell'analisi limite sono assenti le deformazioni in quanto l'analisi limite ricerca una soluzione equilibrata considerando non la congruenza, ma l'esistenza di una curva delle pressioni interna alla geometria e comunque tale da non generare un meccanismo di collasso. È quindi un'analisi per sole forze con il vincolo di condizioni al contorno. Inoltre, diversamente dalle analisi lineari, non vi è proporzionalità fra forze esterne e stato di sollecitazione conseguente: in particolare, nei sistemi voltati studiati con l'analisi limite si può rilevare come le variazioni delle spinte alle imposte non siano proporzionali alle variazioni sul carico applicato.

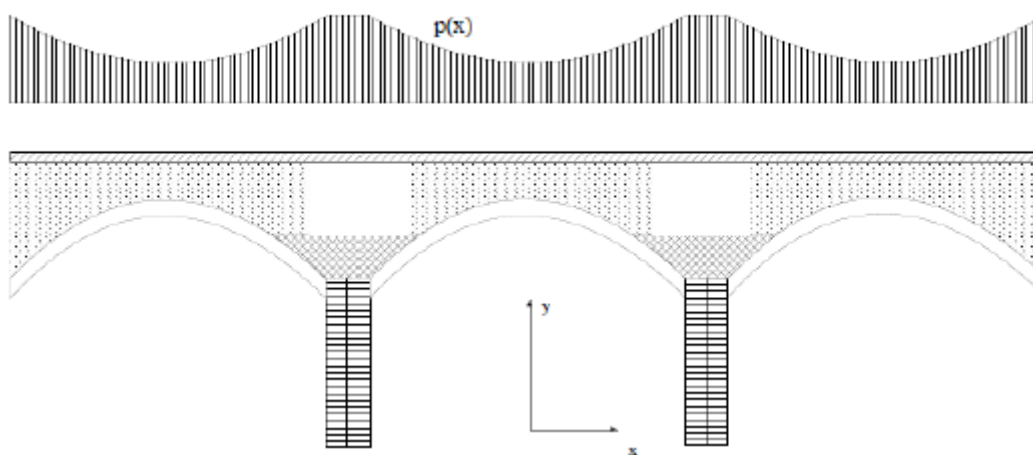


Figura 9.3  
Schema longitudinale del ponte

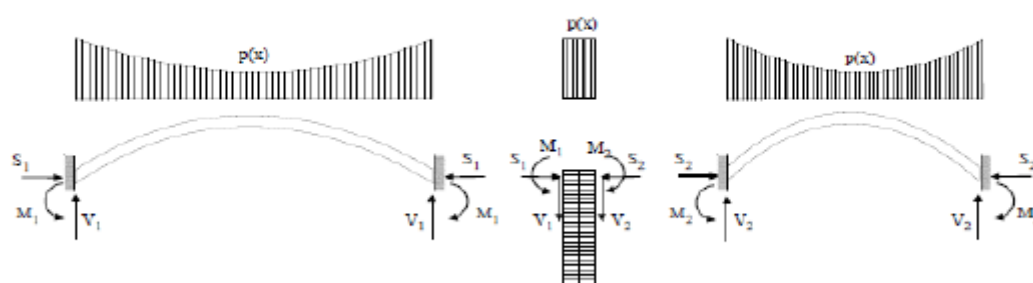


Figura 9.4  
Schema di arcate indipendenti

**Figura 17** – Analisi strutturale del ponte in muratura per componenti

La figura sopra riportata corrispondente alla 9.4 delle CNR-DT 213 è riportata nel contesto dell'analisi per carichi permanenti; la sua estensione alla verifica sotto il carico permanente cui si aggiungono i carichi variabili è immediata.

## 8.2 Analisi statica (EQU)

### 8.2.1 Codice di calcolo

La metodologia di calcolo è stata sviluppata dal Dipartimento di Costruzioni dell'Università degli Studi di Firenze, Facoltà di Architettura, autori: Prof. Arch. Michele Paradiso e Prof. Arch. Giacomo Tempesta, e si fonda sugli studi di Heyman, in accordo con i più avanzati studi del settore e supportata da indagini sperimentali condotte in ambito universitario. Una descrizione dettagliata è riportata nella documentazione associata al software SAV e nel volume “Sistemi Voltati in Muratura” (DEI Tipografia del Genio Civile, Roma, 2007); qui di seguito enunciamo i concetti fondamentali, riferiti all'arco in sola muratura (non rinforzato).

Si considera un arco incastrato, costituito da “n” conci e da “m” = “n+1” interfacce, su ciascuna delle quali agiscono le azioni interne N (sforzo normale), M (momento flettente) e T (taglio), per effetto del sistema di carichi applicati (peso proprio, altre azioni esterne). L'arco viene discretizzato, numerando i conci e le interfacce progressivamente da sinistra a destra.

I conci costituiscono gli “elementi finiti” del modello; l’interfaccia consente la trasmissione degli sforzi da un concio a quello adiacente. Si può fare riferimento ai conci reali, separati da interfacce costituite dai giunti di malta, ma più in generale facciamo riferimento ad una suddivisione matematica dell’arco non necessariamente coincidente con i conci reali (i metodi numerici garantiranno comunque la validità del calcolo): questo permette di usare un numero di elementi finiti non eccessivo anche per archi di grandi dimensioni.

Il problema statico è retto dalla seguente formulazione:

$$(1) \mathbf{AN} + \mathbf{BM} + \mathbf{CT} = \mathbf{F}$$

(dove A, B, C sono le matrici di configurazione geometrica relative rispettivamente ai vettori incogniti N, M e T, e F è il vettore dei carichi assegnati) sotto le condizioni:

$$(2) N_i \leq 0$$

$$(3) N_i h_i - M_i \geq 0$$

$$N_i h_i + M_i \geq 0$$

Dove  $h_i$  è l’altezza del concio i-esimo.

Le incognite sono le  $3m = 3(n+1) = 3n+3$  caratteristiche di sollecitazione agenti nelle interfacce, mentre le equazioni (1) sono pari al numero dei conci:  $3n$ .

Il sistema lineare (1) presenta quindi un numero di equazioni insufficienti: ciò è ovvio, dato il grado di indeterminazione del problema, pari a 3 incognite iperstatiche.

Le disequazioni (2) traducono la circostanza che l’interfaccia può trasmettere solo forza normale di compressione, mentre le (3) traducono il fatto che il poligono funicolare deve essere contenuto entro la sagoma dell’arco.

Le infinite soluzioni del sistema (1) possono quindi essere ridotte dalle condizioni (2) e (3).

Può anche accadere che non esista una soluzione che soddisfa contemporaneamente le equazioni e le disequazioni: in tal caso, la struttura non può essere in equilibrio sotto l’assegnata condizione di carico, ossia non esiste un poligono funicolare interno alla sagoma dell’arco in equilibrio con i carichi esterni: l’arco è instabile.

Per la soluzione del problema, viene utilizzata la tecnica della “matrice inversa generalizzata”.

Prima di illustrare il procedimento numerico, si reimposta il problema in maniera più vantaggiosa, ridefinendo il vincolo di connessione fra le facce di due conci generici attraverso tre bielle delle quali una tangente e le altre due con direzione ortogonale all’interfaccia rispettivamente nei punti di intradosso e di estradosso.

In tal modo, l’arco risulta costituito da blocchi rigidi connessi da tre bielle ideali unilaterali, cioè in grado di trasmettere solo sforzi di compressione, a comportamento rigido-fessurante.

Indicando con:

$X_{1i}$  = sforzo nell’interfaccia “i” nella biella di estradosso;

$X_{2i}$  = sforzo nella biella di intradosso;

$X_{3i}$  = sforzo nella biella tangente.

ed isolando il concio i-esimo, le tre equazioni di equilibrio del concio i-esimo (interessato dalle interfacce i e i+1) divengono (cfr. figura seguente):

$$(4) \quad \begin{aligned} X_{1,i} \cos \alpha + X_{2,i} \cos \alpha + X_{3,i} \sin \alpha - X_{1,i+1} \cos \beta - X_{2,i+1} \cos \beta - X_{3,i+1} \sin \beta + F_{1,i} &= 0 \\ X_{1,i} \sin \alpha + X_{2,i} \sin \alpha - X_{3,i} \cos \alpha - X_{1,i+1} \sin \beta - X_{2,i+1} \sin \beta + X_{3,i+1} \cos \beta + F_{2,i} &= 0 \\ -X_{1,i} d_{1,i} + X_{2,i} d_{2,i} + X_{3,i} d_{3,i} + X_{1,i+1} d_{1,i+1} - X_{2,i+1} d_{2,i+1} + X_{3,i+1} d_{3,i+1} + F_{3,i} &= 0 \end{aligned}$$

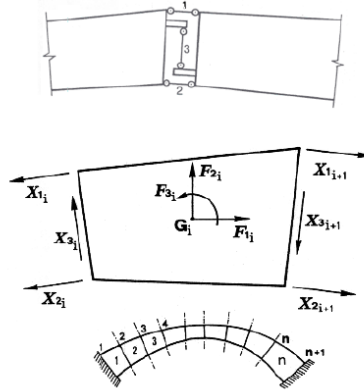
Dove:

$X_i$  = azioni interne incognite (sforzi nelle bielle), pari a 3m (3 bielle per ognuna delle “m” interfacce);

per quanto riguarda la convenzione sui segni: per le bielle normali  $X > 0$  se di compressione; per la biella tangente  $X > 0$  se corrisponde ad un abbassamento del semiarco di sinistra rispetto a quello di destra (convenzione opposta a quanto usualmente adottato per lo sforzo di taglio);

$F_{1i}, F_{2i}, F_{3i}$  = carichi esterni agenti sul concio (termini noti);

$d_{j,i}$  = distanza della direzione j (asse della biella) dal baricentro  $G_i$  del concio.



Il sistema lineare (4) può essere riscritto nella forma:

$$(5) \quad A X + F = 0$$

Dove:

$$(5) \quad A X + F = 0$$

dove:

$$(6) \quad A = \begin{vmatrix} \cos \alpha & \cos \alpha & \sin \alpha & -\cos \beta & -\cos \beta & -\sin \beta \\ \sin \alpha & \sin \alpha & -\cos \alpha & -\sin \beta & -\sin \beta & \cos \beta \\ -d_{1,i} & d_{2,i} & d_{3,i} & d_{1,i+1} & -d_{2,i+1} & d_{3,i+1} \end{vmatrix} \in \mathbb{R}^{3 \times 6}$$

$$X = \begin{vmatrix} X_{1,i} \\ X_{2,i} \\ X_{3,i} \\ X_{1,i+1} \\ X_{2,i+1} \\ X_{3,i+1} \end{vmatrix} \in \mathbb{R}^{6 \times 1} (\mathbb{R}^6)$$

$$F = \begin{vmatrix} F_{1,i} \\ F_{2,i} \\ F_{3,i} \end{vmatrix} \in \mathbb{R}^{3 \times 1} (\mathbb{R}^3)$$



Essendo:

$A$  = matrice di assetto (o di configurazione geometrica, detta anche: matrice di equilibrio);

$X$  = vettore incognito degli sforzi nelle bielle;

$F$  = vettore dei termini noti (carichi assegnati);

$R^{n \times m}$  è l'insieme delle matrici reali aventi  $n$  righe e  $m$  colonne.

Le espressioni matriciali (6) si riferiscono al concio  $i$ -esimo. Il sistema completo della struttura globale (l'arco costituito da tutti i conci) viene costruito per assemblaggio dei singoli conci, cioè dei gruppi di 3 equazioni.

Eseguito l'assemblaggio, risulta:  $A \in R^{3n \times 3m}$ ,  $X \in R^{3m \times 1}$  ( $R^{3m}$ ),  $F \in R^{3n \times 1}$  ( $R^{3n}$ ).

La (5) può anche essere scritta nella forma:

$$(7) AX = F$$

Adottando per i termini noti la convenzione sui segni opposta (in modo, dunque, che il carico verticale  $F_{2,i}$  sia positivo se rivolto verso il basso, come ad esempio il peso proprio).

Poniamo, per semplicità:

$$3n \rightarrow n$$

$$3m \rightarrow m$$

e quindi:

$$A \in R^{n \times m}, X \in R^m, F \in R^n.$$

Il sistema lineare è perciò "rettangolare", cioè, costituito da " $n$ " equazioni in " $m$ " incognite con  $n \neq m$ , e più precisamente:  $n < m$  (per l'esattezza:  $n = m-3$ ).

Il rango di  $A$  vale " $n$ ", cioè le righe del sistema sono linearmente indipendenti tra loro ( $\det A \neq 0$ ).

Se i vincoli fossero tutti bilateri, cioè le bielle 1 e 2 fossero in grado di trasmettere sforzi di trazione e di compressione, il sistema presenterebbe  $\infty^{m-n}$  ( $=\infty^3$ ) soluzioni tutte equilibrate (azioni interne in equilibrio con i carichi esterni).

Ma l'unilateralità dei vincoli (le bielle 1 e 2 possono reagire solo a compressione) impone la ricerca dell'insieme di soluzioni che soddisfano le equazioni di equilibrio (7) nel rispetto delle condizioni di segno:

$$(8) X_{1,i} \geq 0, X_{2,i} \geq 0$$

Nel procedimento numerico, si ricerca anzitutto (utilizzando il metodo dell'inversa generalizzata) l'espressione generale delle  $\infty^{m-n}$  soluzioni del sistema rettangolare avente un numero di equazioni inferiore al numero delle incognite; in seguito, vengono introdotte le condizioni di segno per identificare le soluzioni realmente accettabili (cioè aventi significato fisico) per il problema in esame.

L'espressione generale detta ha la forma:

$$(9) X = X_0 + C M, \forall M \in R^m$$

Dove la matrice  $C$  è definita da:

$$(10) C = I - A^T (A A^T)^{-1} A, C \in R^{m \times m}$$

Essendo I la matrice identità di ordine m

Nella (9) è presente l'arbitrarietà del vettore M. Dato che il sistema rettangolare (7) corrispondente al problema fisico esaminato presenta condizioni di segno, l'arbitrarietà di M può essere utilizzata per soddisfare le disequazioni (8). Il vettore M viene definito attraverso un procedimento iterativo, il cui scopo, ad ogni passo, è quello di annullare una componente di trazione, inaccettabile nella muratura.

L'annullamento dello sforzo in una biella corrisponde alla formazione di una cerniera, all'intradosso o all'estradosso (a seconda, rispettivamente, che si tratti di  $X_{2,i}$  o  $X_{1,i}$ ). È consentito un numero di passi avente un limite superiore costituito dalla formazione del meccanismo di collasso, che si attiva quando il sistema presenta 4 cerniere alterne rispetto alle posizioni di estradosso e intradosso.

Generalizzando il metodo alla soluzione di strutture generiche a vincoli unilaterali, ciò significa che il numero delle iterazioni non può superare il grado di iperstaticità della struttura.

Se il procedimento è convergente, ossia ha termine all'iterazione k, la curva delle pressioni (ottenuta attraverso il vettore soluzione degli sforzi nelle bielle) sarà tangente, in k interfacce, all'intradosso o all'estradosso, denunciando la formazione di k cerniere e le componenti  $X_1$  e  $X_2$  del vettore soluzione X saranno tutte  $\geq 0$ .

Se invece il procedimento non converge, ossia, eseguita l'ultima iterazione, continua a manifestarsi almeno un valore negativo tra gli sforzi nelle bielle, l'arco è instabile: non esiste quindi alcun poligono funicolare compatibile con i carichi applicati e con la sagoma dell'arco. In particolari configurazioni (ad esempio, in archi sottoposti a forze orizzontali crescenti) l'instabilità può essere raggiunta non solo con formazione del cinematismo, ma anche per sforzo normale complessivo (dato dal valore in intradosso più quello di estradosso) di trazione su una o più interfacce.

Per quanto riguarda l'arco rinforzato, occorre distinguere i casi di rinforzi di superficie (cappa in cls armato o nastri in FRP) da quelli di rinforzi localizzati (catene, o rinforzi a trazione in specifiche interfacce).

Nel caso di catene, la metodologia illustrata è invariata: oltre alle bielle che schematizzano le interfacce dei conci, vengono considerate tante bielle aggiuntive quante sono le catene, ognuna delle quali è unilatera a trazione, cioè non reagisce a compressione.

Nel caso dei rinforzi di superficie, SAV introduce una variante nella metodologia illustrata, consistente nella bilateralità della biella posta dalla parte del rinforzo (intradosso o estradosso), per la quale quindi diviene accettabile lo sforzo di trazione; il procedimento numerico può in tal caso eseguire tanti passi quanti sono necessari per assicurare la compressione nella muratura, dal momento che l'esistenza del rinforzo a trazione impedisce teoricamente la formazione delle cerniere di apertura.

In ogni caso, l'applicazione della metodologia di calcolo illustrata fornisce sia una risposta immediata sulla stabilità dell'arco, evidenziandone la posizione della curva delle pressioni, sia il campo di azioni interne: esse possono essere utilizzate per ulteriori verifiche strutturali.

### 8.2.2 Verifiche eseguite

SAV consente l'analisi di quattro verifiche fondamentali:

- 1) Equilibrio della struttura (Verifica di Stabilità);

- 2) Verifica ad attrito (Taglio nei giunti);
- 3) Verifica a Compressione della muratura;
- 4) Verifica a Trazione dei rinforzi.

La verifica 1) (Stabilità) è direttamente eseguita applicando la metodologia di calcolo illustrata al paragrafo precedente.

La 2) (Attrito) viene eseguita utilizzando le azioni interne derivanti da tale analisi, corrispondenti cioè alla curva delle pressioni determinata.

Per la verifica 3) (Compressione) la tensione viene calcolata sviluppando il dominio di resistenza N-M con ipotesi di comportamento elastico lineare-perfettamente plastico del materiale murario non reagente a trazione. In corrispondenza delle sezioni dove è presente trazione, sia nel caso di rinforzo che no, la massima tensione nella muratura viene calcolata adottando lo schema uniforme (rettangolare), distribuendovi lo sforzo normale agente nella biella compressa. Ciò equivale quindi a supporre che lo schiacciamento della muratura nella realtà non sia 'puntuale' ma interessi uno spessore dell'arco, supposto pari a  $s/3$ , secondo indicazioni provenienti dalla Ricerca sperimentale.

La verifica 4) (Trazione dei rinforzi) viene eseguita solo in caso di presenza di rinforzi, dove esiste una struttura associata alla muratura in grado di reagire a trazione, sia essa una catena piuttosto che una cappa in calcestruzzo armato o nastri in composito fibrorinforzato. Per i rinforzi di superficie (cappa in cls o compositi), la verifica a trazione richiede l'esecuzione anche della verifica a compressione. Per quanto riguarda i piedritti, lo studio del comportamento è possibile solo quando esiste una soluzione ammissibile per l'arco: in tal caso, le sollecitazioni vengono calcolate sotto l'azione delle forze trasmesse dall'arco alle imposte, delle eventuali forze aggiuntive e, nel caso dei ponti, delle spinte del terreno.

### 8.2.3 Moltiplicatori di collasso in direzione verticale

Il moltiplicatore di collasso in direzione verticale, calcolato o meno a seconda dell'attivazione della corrispondente opzione nei "Parametri di Calcolo", viene determinato con riferimento alle verifiche eseguite (stabilità, attrito, compressione nella muratura, trazione nei rinforzi), per ogni Combinazione delle Condizioni di Carico elementari e per ogni Arco Ideale: il valore minimo fra tutti gli Archi Ideali costituisce, per una data Combinazione delle Condizioni di Carico, il moltiplicatore di collasso della Volta.

## 8.3 Analisi in presenza di azioni sismiche

### 8.3.1 Azioni considerate

L'Analisi Sismica viene eseguita per la sola Combinazione Sismica, considerando le seguenti azioni:

(a) carichi verticali corrispondenti a tutte le CCE affetti dai valori  $\psi_2$  corrispondenti, e che siano stati definiti attivi in analisi sismica (+X e/o -X);

(b) carichi orizzontali attivi in analisi sismica (questi carichi rimangono invariati rispetto al moltiplicatore orizzontale). In pratica, con i carichi di cui al punto (a) si calcolano tutte le azioni verticali nei concii; ognuna di queste azioni viene poi moltiplicata per il moltiplicatore orizzontale in input, per ottenere la corrispondente azione sismica (agente in direzione orizzontale X). Alle forze orizzontali di origine inerziale si sommano

i contributi delle forze (b).

L'analisi sismica consiste nella determinazione del moltiplicatore di collasso: il moltiplicatore viene fatto crescere progressivamente sino a raggiungere la configurazione di collasso.

Il moltiplicatore di collasso della struttura voltata, sia per carichi verticali, sia per carichi orizzontali, viene sempre determinato con riferimento alla Volta, come minimo valore fra tutti i moltiplicatori determinati per gli archi ideali costituenti la Volta, distintamente fra le analisi possibili (Statica e Sismica +X e -X). È inoltre possibile eseguire un'analisi con sole forze orizzontali corrispondenti ad un valore prefissato del moltiplicatore orizzontale, se la corrispondente opzione è stata selezionata nei Parametri di Calcolo.

Oltre all'azione sismica orizzontale lungo X, è possibile considerare l'azione sismica in direzione trasversale (lungo Y) finalizzata alla verifica dei piedritti. La componente trasversale +/-Y viene considerata nell'ambito della combinazione direzionale (§7.3.5), assegnando alle due componenti orizzontali coefficienti di combinazione pari a 0%, 30%, 100%.

### 8.3.2 Moltiplicatori di collasso in direzione orizzontale

Il moltiplicatore di collasso in direzione orizzontale X viene determinato con riferimento alle verifiche eseguite (stabilità, attrito, compressione nella muratura, trazione nei rinforzi), per ognuno dei due versi di riferimento (+X e -X) e per ogni Arco Ideale: il valore minimo fra tutti gli Archi Ideali costituisce il moltiplicatore di collasso della Volta. In caso di combinazione direzionale, è possibile considerare una percentuale in direzione +/-Y trasversale al piano XZ dell'arco. Qualora nelle analisi e nelle verifiche vengano considerati anche i piedritti, il moltiplicatore di collasso generale si riferisce al sistema arco+piedritti (+timpano, nel caso dei ponti).

### 8.3.3 Indicatori di rischio sismico

L'Indicatore di Rischio Sismico  $\zeta_E$ , consistente nel rapporto tra Capacità e Domanda, costituisce il risultato in sintesi dell'analisi sismica della struttura. Per lo stato limite di riferimento (stato limite ultimo SLV, Stato Limite di salvaguardia della Vita), esso viene espresso in termini di PGA al suolo, e, poiché l'analisi è stata condotta secondo la Normativa Italiana vigente ed in conformità al reticolo sismico di tale Normativa, l'indicatore viene espresso anche in termini di periodo di ritorno  $T_R$ .

La capacità della struttura in termini di PGA ( $PGA_{CLV}$ ) o di  $T_R$  ( $T_{R,CLV}$ ) indica l'accelerazione (o il corrispondente periodo di ritorno) sostenibili allo stato limite ultimo; la domanda in termini di PGA ( $PGA_{DLV}$ ) o di  $T_R$  ( $T_{R,DLV}$ ) è l'input sismico.

$\zeta_E$  può essere definito pari al rapporto ( $PGA_{CLV}/PGA_{DLV}$ ) o ( $T_{R,CLV}/T_{R,DLV}$ ): i valori di  $\zeta_E$  in termini di PGA e di  $T_R$  non sono uguali data la non linearità del legame fra PGA e  $T_R$ , ma in ogni caso sono contemporaneamente maggiori o minori di 1.

Ai fini del confronto con il valore obiettivo (target) previsto dal D.M. 17.1.2018 in relazione al tipo di intervento (§8.4), la Circ. 7 specifica in §C8.3 che il parametro di confronto per la definizione di  $\zeta_E$  è  $a_g \cdot S$ , ossia PGA al suolo (SAV conduce la verifica di sicurezza effettuando tale confronto in termini di PGA). Per il valore di PGA in input, l'inclusione dell'effetto di suolo (fattore S) è la preimpostazione presentata da SAV all'atto di generazione di un nuovo modello.

Per un Edificio Esistente sottoposto ad Adeguamento,  $\zeta_E$  deve essere non inferiore a 0.80 o 1.00, secondo le caratteristiche dell'edificio e del tipo di intervento (D.M.

17.1.2018, §8.4.3); nel caso di miglioramento, il valore target di  $\zeta_E$  si ottiene seguendo le indicazioni normative riportate in §8.4.2 e può identificarsi nel valore di 0.6 oppure in un aumento di 0.1 rispetto allo Stato precedente l'intervento.

In ogni caso,  $\zeta_E$  caratterizza la capacità antisismica dell'edificio, e per uno Stato di Progetto a partire dallo Stato Attuale è possibile studiare interventi idonei per l'incremento di  $\zeta_E$ . Per i ponti esistenti in muratura, si considera che l'adeguamento sia soddisfatto per un valore target di  $\zeta_E$  pari a 0.8 (§C8.8.7).

Il calcolo della capacità della struttura (in termini di PGA ed eventualmente di  $T_R$ ) allo Stato Limite Ultimo (Stato Limite di salvaguardia della Vita SLV) viene condotto con riferimento all'Analisi Cinematica, o Analisi per Meccanismi di Collasso, secondo quanto riportato nella Normativa Italiana vigente, con contenuti illustrati in §C8.7.1.2.1. Calcolato il moltiplicatore di collasso  $\alpha_0$  attraverso l'elaborazione adottata dal software SAV, viene determinata l'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo:

$$a_0^* = \alpha_0 g / (e \cdot FC)$$

da confrontarsi con l'accelerazione al suolo:

$$a_1^* = a_g S / q$$

e, in aggiunta, in caso di struttura posta ad una certa quota per la quale si è scelta l'ipotesi di struttura sottostante non rigida, con l'accelerazione assoluta alla quota di ubicazione della struttura esaminata (amplificata rispetto all'accelerazione al suolo):

$$a_2^* = Se(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma / q$$

In altri termini,  $a_1^*$  è la domanda in termini di accelerazione spettrale per una costruzione rigida o per una struttura voltata appoggiata a terra, mentre  $a_2^*$  è l'analoga per una costruzione deformabile dove la struttura voltata è posta ad una certa quota (nel caso di  $a_2^*$  si deve considerare un'accelerazione spettrale corrispondente all'amplificazione dell'accelerazione al suolo).

Il significato dei parametri utilizzati nelle formule indicate è il seguente:

$Se(T_1)$  è lo spettro elastico definito dalla Norma di riferimento, in funzione del primo periodo  $T_1$  di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata;

$\psi(Z)$  è il primo modo di vibrazione nella direzione considerata, con  $Z$  altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi interessati dal meccanismo ed il resto della struttura;

$\gamma$  è il coefficiente di partecipazione modale;

$q$  è il fattore di struttura, che viene assunto pari a 2.0 per l'arco e per i piedritti; il valore di  $q$  è invece in input per il timpano (presente nel caso di un ponte).

Deve aversi:

$$a_0^* \geq a^*, \text{ con: } a^* = \max(a_1^*; a_2^*)$$

Il rapporto fra  $a_0^*$  e  $a^*$  costituisce già un coefficiente di sicurezza; per determinare tuttavia la sicurezza in termini di  $\zeta_E$  viene utilizzato un procedimento iterativo volto a definire il livello di input sismico in corrispondenza del quale vale l'uguaglianza  $a_0^* = a^*$ : si individua così  $PGA_{CLV}$  e conseguentemente  $\zeta_E$ .

Il procedimento di calcolo viene ripetuto per ogni arco costituente la Volta e per ognuna delle due Combinazioni di Carico Sismiche (+X e -X); nel caso di Volta composta da più archi, il minimo indicatore di rischio fra tutti gli archi ideali determina il risultato finale.

Viene infine definita la capacità della struttura in termini di Vita Nominale ( $V_{NC}$ ), identificata con la Vita Nominale che è possibile assegnare alla struttura, in conseguenza del periodo di ritorno sostenibile  $T_{R,CLV}$ , mantenendo nel corrispondente periodo di riferimento  $V_{RC}$  ( $=V_{NC} \cdot C_U$ ) la probabilità di superamento  $P_{VR}$  definita in input per lo Stato Limite ultimo SLV. Per una valutazione del valore ottenuto per  $V_{NC}$  relativa a beni monumentali, si tenga presente che valori della vita nominale maggiori di 20 anni possono considerarsi ammissibili per un manufatto tutelato (§2.4 Direttiva P.C.M 9.2.2011, attuativa della Circ.26 del 2.12.2010 del Ministero per i Beni e le Attività Culturali). Se risulta:  $T_{R,CLV} \geq 2475$  anni, si potrà considerare un valore della vita nominale  $\geq$  del limite  $V_{NC}$  riportato nei risultati (corrispondente a  $T_R=2475$  anni:  $V_{NC} \geq 2475 \cdot -\ln(1-P_{VR}) / C_U$ ).

## 9 MODELLAZIONE NUMERICA

### 9.1 Criteri di modellazione

Sono stati definiti n.2 archi per ogni campata, corrispondenti alle corsie convenzionali definite al §7.2.1 della presente relazione.

Gli elementi strutturali del ponte sono stati discretizzati in un numero finito di conci di larghezza unitaria, pari rispettivamente a 50cm (n.30 conci) per le arcate e 30cm per i piedritti.

Al fine di simulare il contributo favorevole alla resistenza dell'arco offerto dai rinfianchi in mattoni pieni, si è adottato uno spessore variabile dell'arco da 100cm (imposte) a 80cm (chiave); a favore di sicurezza, si è trascurato il contributo in termini di spinta passiva dei rinfianchi stessi.

Per quanto riguarda la sezione della pila, è stata assunta una sezione rettangolare equivalente in termini superficiali rispetto alla reale sezione, di dimensioni 2.50x9.11m.

L'analisi dei ponti multi-campata viene condotta con Aedes.SAV secondo i seguenti passi.

1. Sullo schema completo del ponte, con tutte le arcate (supponiamo N campate), si definiscono i carichi variabili che interessano il ponte. Tali carichi possono essere presenti in varie distribuzioni, che interessano alcune campate in modo completo e altre parzialmente. Restano così definite M combinazioni di condizioni di carico (CCC).

2. Si considera il ponte suddiviso in tutte le N campate (o N arcate) che lo compongono, creando N modelli, cioè un modello per ogni singola campata; in tale modello le CCC da definire sono le stesse valide per ogni modello: M combinazioni. Procedendo da sinistra verso destra: il modello della campata più a sinistra è composto dall'arcata iniziale, impostata su piedritti consistenti in una spalla (a sx) e una pila (a dx); i modelli delle campate intermedie sono costituiti da un'arcata impostata su due piedritti consistenti in due pile; la campata più a destra è costituita dall'arcata che si imposta su due piedritti consistenti in una pila (a sx) e una spalla (a dx).

3. Ogni modello viene sottoposto alle CCE che lo caratterizzano: carichi permanenti, carichi variabili da traffico, azioni di frenamento, eventuali spinte passive dai rinfianchi, e spinte del terreno per le campate di estremità. Nelle CCC, le CCE saranno affette da coefficienti moltiplicatori che rispettano lo schema distributivo fissato al punto 1. Così operando, tutti i modelli sono tra loro coerenti in quanto rappresentano lo stato delle sottostrutture (le singole campate) nel ponte complessivo (l'insieme delle campate).

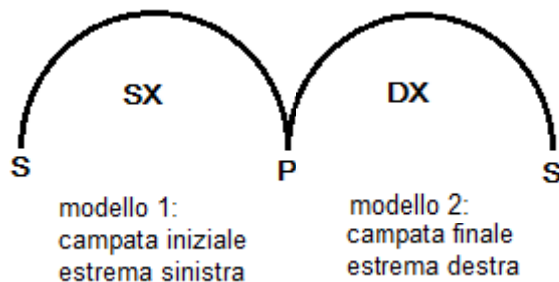
4. Si analizzano una prima volta (fase 1) tutte le campate, a partire dalla sinistra verso la destra. In ogni modello si rilevano le spinte statiche alle imposte competenti alle singole CCC e le spinte sismiche corrispondenti al moltiplicatore di collasso orizzontale dell'arco nei due versi (+X e -X). Queste spinte costituiscono le forze di interscambio alle imposte delle arcate, ossia alla sommità dei piedritti delle campate adiacenti.

5. Si rianalizzano tutte le campate (fase 2), applicando sulla sommità dei piedritti le forze aggiuntive provenienti dalle campate adiacenti (forze di interscambio). Tali forze vengono definite in CCE aggiuntive, tante quante sono le CCC più le due sismiche, che saranno affette da un sistema di coefficienti  $\gamma_F$  nelle CCC ( $\gamma_F \equiv$  Molt. CCE) tali da assicurare coerenza: ovviamente, le forze aggiuntive provenienti dalla CCC 4 delle campate adiacenti e inserite in una specifica CCE aggiuntiva avranno  $\gamma_F=1.00$  per la CCC 4 e  $\gamma_F=0.00$  per tutte le altre CCC.



6. Dai risultati ottenuti per le singole campate si ricava il risultato valido per il ponte nel suo complesso, coincidente col risultato più sfavorevole fra tutti i modelli; è inoltre possibile stilare una gerarchia di comportamento, dalla campata con minore capacità a quella con capacità massima. In totale quindi si hanno N modelli, con M CCC, che devono essere analizzati in due fasi, cioè due volte: si eseguiranno quindi 2N analisi.

Come riportato sopra, il ponte multi-campata viene analizzato tramite sottostrutture corrispondenti a due campate, che si trasmettono tra loro azioni di interscambio (SX = campata iniziale, estrema sinistra; DX = campata finale, estrema destra). I due modelli saranno analizzati due volte (fase 1 senza azioni di interscambio, e fase 2 con tali azioni).



#### **fase 1**

1.1)  $SX \rightarrow dx^{sx}$

1.2)  $DX \rightarrow sx^{dx}$

#### **fase 2**

2.1)  $SX$  con  $sx^{dx}$

2.2)  $DX$  con  $dx^{sx}$

La freccia  $\rightarrow$  indica le azioni di interscambio generate dal modello sulla campata adiacente.

I simboli  $dx^{sx}$ ,  $sx^{dx}$  sono relativi alle azioni di interscambio definite in sommità ai piedritti (pile):

$dx^{sx}$  = forze prodotte dalla campata estrema sinistra SX sulla pila sinistra della campata estrema destra DX

$sx^{dx}$  = forze prodotte dalla campata estrema destra DX sulla pila destra della campata estrema sinistra SX

## 9.2 Elenco dei modelli di calcolo

Nella tabella seguente si riportano per chiarezza i modelli svolti per condurre le varie analisi e verifiche.

**Tab. 19 – Modelli numerici**

Nome del file di input	Corpo	Fase di analisi
Ponte-Lanzo-R0_SX-Fase1	Campata estrema sinistra	Fase 1
Ponte-Lanzo-R0_DX-Fase1	Campata estrema destra	Fase 1
Ponte-Lanzo-R0_SX-Fase2	Campata estrema sinistra	Fase 2
Ponte-Lanzo-R0_DX-Fase2	Campata estrema destra	Fase 2

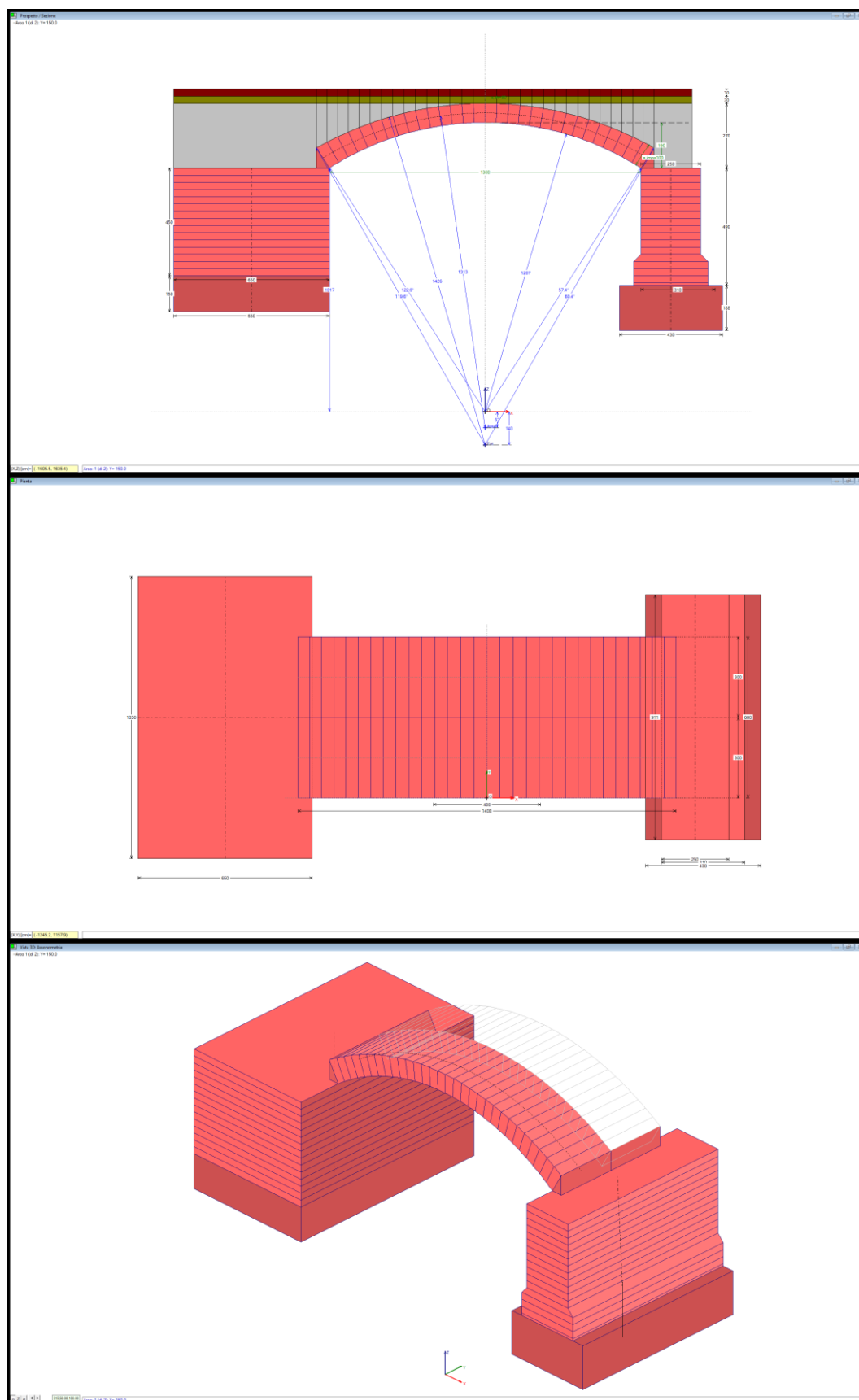


Figura 18-19-20 – Modelli Ponte-Lanzo-R0\_SX-Fase1 e Ponte-Lanzo-R0\_SX-Fase2 – Prospetto, pianta e assonometria (dall'alto in basso)

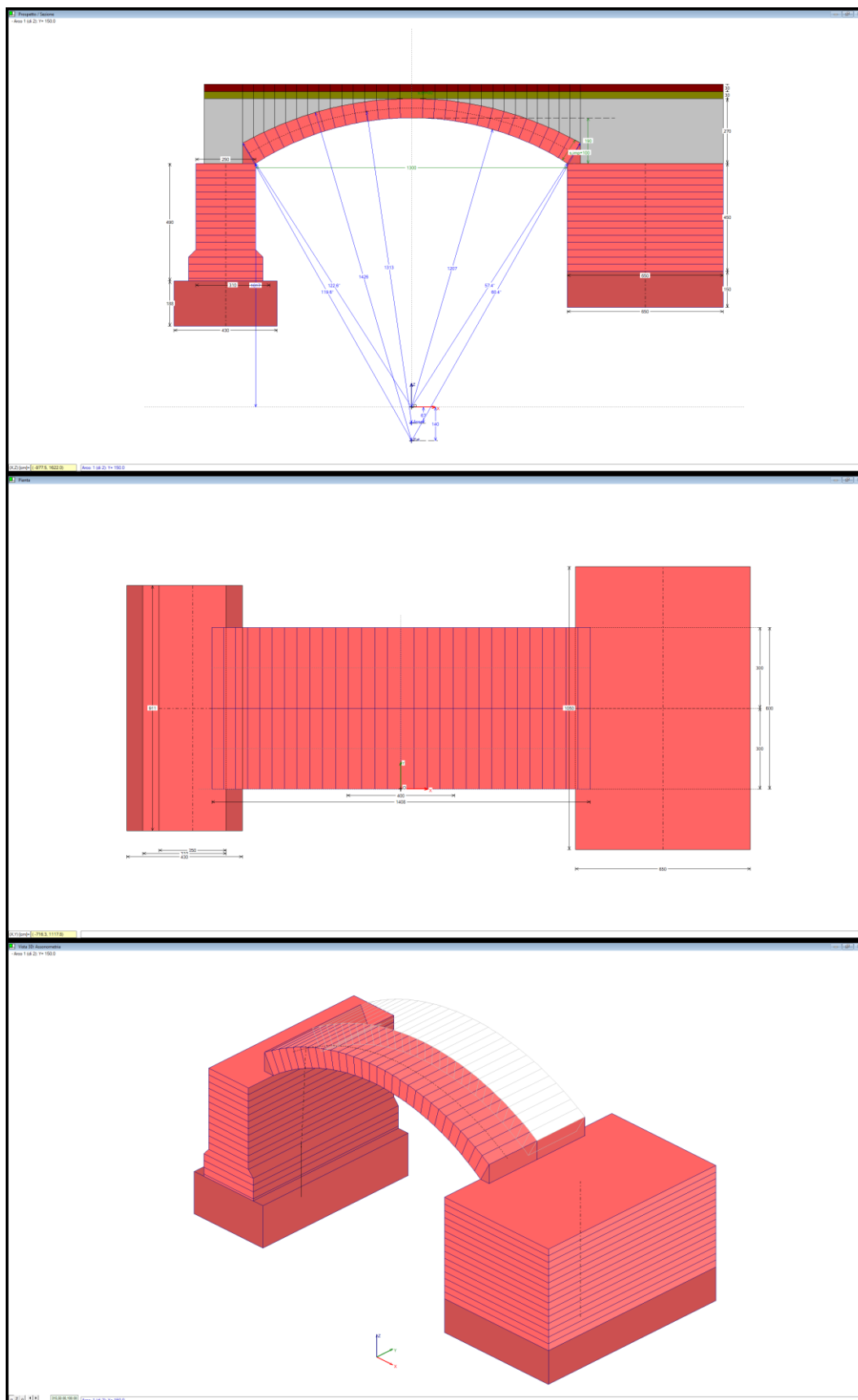


Figura 21-22-23 – Modelli Ponte-Lanzo-R0\_DX-Fase1 e Ponte-Lanzo-R0\_DX-Fase2 – Prospetto, pianta e assonometria (dall'alto in basso)

## 10 VERIFICHE DI SICUREZZA STRUTTURALI

### 10.1 Resistenze di calcolo

#### 10.1.1 Resistenza di calcolo della muratura

I valori di calcolo della resistenza della muratura esistente in **mattoni pieni** (con malta di buone caratteristiche) sono riportati nelle figure seguenti:

Materiali: Volta (arcata)  
☒ Muratura ☐ Calcestruzzo  
 28) (NTC 18) 7-LC 2) con malta di buone caratteristiche  
 (NTC 18) 7-LC 2) con malta di buone caratteristiche

Resistenza media a Compressione:  $f_m$  (N/mm<sup>2</sup>) = 4.400  
 Fattore di Confidenza FC = 1.200  
 Moduli elastici (N/mm<sup>2</sup>): E = 1913 G = 638  
 Secondo §C8.7.1.2.1.3: FC deve corrispondere a LC1 se si considera la resistenza a compressione infinita

Ponti: fattore di difformità gamma, C: arcata: 0.945 => valore di progetto per FC: 1.134  
 p. spec. (kN/m<sup>2</sup>) = 18.00 Giunti: coefficiente d'attrito: f = 0.50 Coefficiente di degrado gamma, D = 1.00  
 Resistenze di progetto:  $f_{md} = f_m / \gamma_M / FC / \gamma_{D,D} - f_{d,D} / \gamma_{D,D}$   
 Statica (gamma, M = 2.00):  $f_{md} = 1.940$ ;  $f_{d,D} = 0.50$  (26.6') SLE: min( $f_{md}$ ;  $0.6 \cdot f_m$ ) = 1.940  
 Sismica (gamma, M = 2.00):  $f_{md} = 1.940$ ;  $f_{d,D} = 0.50$  (26.6')

Schede difettologiche (rif.: LG 2022)

Figura 24 – Caratteristiche meccaniche muratura arcata

Materiali: Piedritti  
☒ Muratura ☐ Calcestruzzo  
 28) (NTC 18) 7-LC 2) con malta di buone caratteristiche  
 (NTC 18) 7-LC 2) con malta di buone caratteristiche

Resistenza media a Compressione:  $f_m$  (N/mm<sup>2</sup>) = 4.400  
 Fattore di Confidenza FC = 1.200  
 Moduli elastici (N/mm<sup>2</sup>): E = 1913 G = 638  
 Secondo §C8.7.1.2.1.3: FC deve corrispondere a LC1 se si considera la resistenza a compressione infinita

Ponti: fattore di difformità gamma, C: pied. Sx: 0.765 => FC = 1.000 pied. Dx: 0.945 => FC = 1.134  
 p. spec. (kN/m<sup>2</sup>) = 22.19 Giunti: coefficiente d'attrito: f = 0.50 Coefficiente di degrado gamma, D = 1.00  
 Resistenze di progetto:  $f_{md} = f_m / \gamma_M / FC / \gamma_{D,D} - f_{d,D} / \gamma_{D,D}$   
 Statica (gamma, M = 2.00): Sx:  $f_{md} = 2.200$ ;  $f_{d,D} = 0.50$  (26.6'); Dx:  $f_{md} = 1.940$ ;  $f_{d,D} = 0.50$  (0.0')  
 Sismica (gamma, M = 2.00): Sx:  $f_{md} = 2.200$ ;  $f_{d,D} = 0.50$  (26.6'); Dx:  $f_{md} = 1.940$ ;  $f_{d,D} = 0.50$  (26.6')

Schede difettologiche (rif.: LG 2022)

Figura 25 – Caratteristiche meccaniche muratura piedritti (campata SX)

Materiali: Piedritti  
☒ Muratura ☐ Calcestruzzo  
 28) (NTC 18) 7-LC 2) con malta di buone caratteristiche  
 (NTC 18) 7-LC 2) con malta di buone caratteristiche

Resistenza media a Compressione:  $f_m$  (N/mm<sup>2</sup>) = 4.400  
 Fattore di Confidenza FC = 1.200  
 Moduli elastici (N/mm<sup>2</sup>): E = 1913 G = 638  
 Secondo §C8.7.1.2.1.3: FC deve corrispondere a LC1 se si considera la resistenza a compressione infinita

Ponti: fattore di difformità gamma, C: pied. Sx: 0.945 => FC = 1.134 pied. Dx: 0.765 => FC = 1.000  
 p. spec. (kN/m<sup>2</sup>) = 22.19 Giunti: coefficiente d'attrito: f = 0.50 Coefficiente di degrado gamma, D = 1.00  
 Resistenze di progetto:  $f_{md} = f_m / \gamma_M / FC / \gamma_{D,D} - f_{d,D} / \gamma_{D,D}$   
 Statica (gamma, M = 2.00): Sx:  $f_{md} = 1.940$ ;  $f_{d,D} = 0.50$  (26.6'); Dx:  $f_{md} = 2.200$ ;  $f_{d,D} = 0.50$  (0.0')  
 Sismica (gamma, M = 2.00): Sx:  $f_{md} = 1.940$ ;  $f_{d,D} = 0.50$  (26.6'); Dx:  $f_{md} = 2.200$ ;  $f_{d,D} = 0.50$  (26.6')

Schede difettologiche (rif.: LG 2022)

Figura 26 – Caratteristiche meccaniche muratura piedritti (campata DX)

Dove  $\gamma_M = 2.00$  è il coefficiente parziale di sicurezza relativo alla muratura per l'analisi statica e sismica, assunto coerentemente con quanto riportato nella Circolare 2019 delle NTC 2018.

In particolare, il §C8.7.1 specifica che per le murature esistenti “le verifiche nei riguardi di tutte le azioni, ad esclusione di quelle sismiche sono eseguite utilizzando i coefficienti  $\gamma_M$  definiti in Tab. 4.5.II in §4.5.6.1 delle NTC; le verifiche nei riguardi delle azioni sismiche sono eseguite utilizzando  $\gamma_M = 2$ ”. Inoltre, si deve tenere presente quanto riportato al §C8.5, paragrafo riferito a tutti i tipi di azione e quindi anche alle azioni statiche non sismiche, per il quale “per gli edifici in muratura [...] le verifiche nei riguardi di tutte le azioni possono essere eseguite utilizzando, quando previsto, un coefficiente  $\gamma_M$  non inferiore a 2”.

In merito alla resistenza a compressione della muratura, si osserva come i valori di calcolo (1.94 MPa per arcate e pila, 2.20 MPa per le spalle) risultino comunque inferiori rispetto al valore desumibile dai risultati della prova coi martinetti piatti doppi (cui si rimanda per ulteriori approfondimenti) pari a 2.98 MPa: pertanto, tale assunzione risulta

essere cautelativa.

## 10.2 Criteri di verifica

### 10.2.1 Verifica ad attrito (taglio nei giunti)

Utilizzando i valori dei tagli e degli sforzi normali competenti alla configurazione stabile dell'arco, è possibile eseguire la verifica per scorrimento (o verifica ad attrito) dei giunti. Perché tale tipo di verifica sia soddisfatto, occorre che il taglio  $T$  sia inferiore alla forza di attrito ( $f \times N$ ), dove per  $f$  si assume il coefficiente di attrito della malta interposta fra i mattoni o i conci di pietra, o del concio sul concio nel caso di assenza di interposizione di malta (conci in mutuo contrasto tra loro).

Si ha:

$$f = \operatorname{tg} \alpha$$

Dove  $\alpha$  è l'angolo di attrito interno.

Per le malte si assume in genere  $\alpha = 35^\circ$ , da cui:  $f = 0.7$ .

In altri termini, i lati del poligono funicolare dovranno formare un angolo minore di  $35^\circ$  con le normali alle sezioni dell'arco (cioè alle interfacce) se non si vuole avere uno scorrimento fra i conci.

Con un coefficiente di sicurezza  $\gamma$  dovrà quindi essere:

$$T \leq f \times N / \gamma$$

La verifica di scorrimento può essere priva di significato se per i conci vi è l'impossibilità di uno scorrimento reciproco, ad esempio a causa di una muratura sovrastante.

### 10.2.2 Verifica a compressione della muratura

In una data configurazione di equilibrio stabile, per ogni sezione dell'arco è noto lo sforzo normale, composto - secondo la modellazione adottata in SAV - dai due contributi della biella di estradosso e di quella di intradosso.

Lo sforzo normale può essere utilizzato per la stima della tensione di compressione della muratura, da confrontarsi con la resistenza di progetto  $f_{md}$ .

La reale distribuzione tensionale nella muratura è incognita, tuttavia è possibile avanzare alcune ipotesi ragionevoli.

In SAV la massima tensione di compressione viene calcolata sull'arco reale attribuendo allo sforzo normale  $N$  un diagramma di tensioni lineare (prescindendo dalla resistenza a trazione, la sezione è parzializzata quando l'eccentricità di  $N$  è maggiore di  $s/6$ ,  $s$ =spessore dell'arco nella sezione di calcolo; il diagramma delle tensioni è trapezoidale se lo sforzo normale è interno al nocciolo d'inerzia, triangolare - quindi con zona reagente minore della sezione - se lo sforzo normale è esterno al nocciolo d'inerzia).

Lo studio della stabilità dell'equilibrio dell'arco non rinforzato può prevedere la formazione di cerniere: in corrispondenza di tali sezioni, la curva delle pressioni è tangente alla superficie dell'arco (esterna o interna) e la tensione di compressione nell'interfaccia tende teoricamente ad infinito. Non vi sarebbe quindi alcuna possibilità di soddisfare la verifica a compressione.

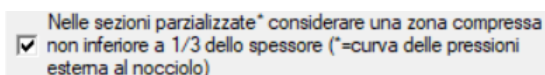
In realtà, è possibile precisare il percorso di verifica con le seguenti considerazioni.

Sperimentalmente, si è visto che in una sezione fessurata - sia essa rinforzata e quindi con apertura contrastata, o non-rinforzata e quindi con apertura libera (cerniera) - le tensioni si spalmano su una quota-parte dello spessore  $s$  pari a  $s/3$  (laddove una cerniera ideale prevederebbe tensioni infinite, concentrate in una linea).

In SAV, in corrispondenza delle sezioni dove è presente trazione, sia nel caso di rinforzo che no, la massima tensione nella muratura viene calcolata adottando lo schema uniforme (rettangolare), distribuendovi lo sforzo normale agente nella biella compressa. Ciò equivale quindi a supporre che lo schiacciamento della muratura nella realtà non sia 'puntuale' ma interessi uno spessore dell'arco, supposto appunto pari a  $s/3$ .

Nei sistemi voltati rinforzati tale valutazione è applicata, quindi, su tutte le interfacce interessate dal rinforzo e con concio adiacente soggetto a trazione.

Per le interfacce limitrofe, dove la curva delle pressioni, pur allontanandosi dal bordo, resta ad esso molto vicina con tensioni di calcolo assai elevate, è possibile adottare lo stesso schema di schiacciamento. In SAV, una apposita opzione di calcolo consente il controllo che la tensione non superi il valore limite ottenuto ripartendola in un diagramma rettangolare di ampiezza  $s/3$ ; tale controllo viene convenzionalmente svolto quando la sezione si parzializza (centro di pressione esterno al nocciolo d'inerzia).



**Figura 27** – Opzione di calcolo in SAV

In definitiva, il calcolo della tensione di compressione e la conseguente verifica di sicurezza nei confronti della resistenza di progetto  $f_{md}$  è possibile anche nei casi di archi non rinforzati.

L'esecuzione della verifica a compressione rende lecita l'adozione di un fattore di confidenza FC competente all'effettivo livello di conoscenza conseguito (come da Normativa vigente: cfr. §C8.7.1.2.1.3).

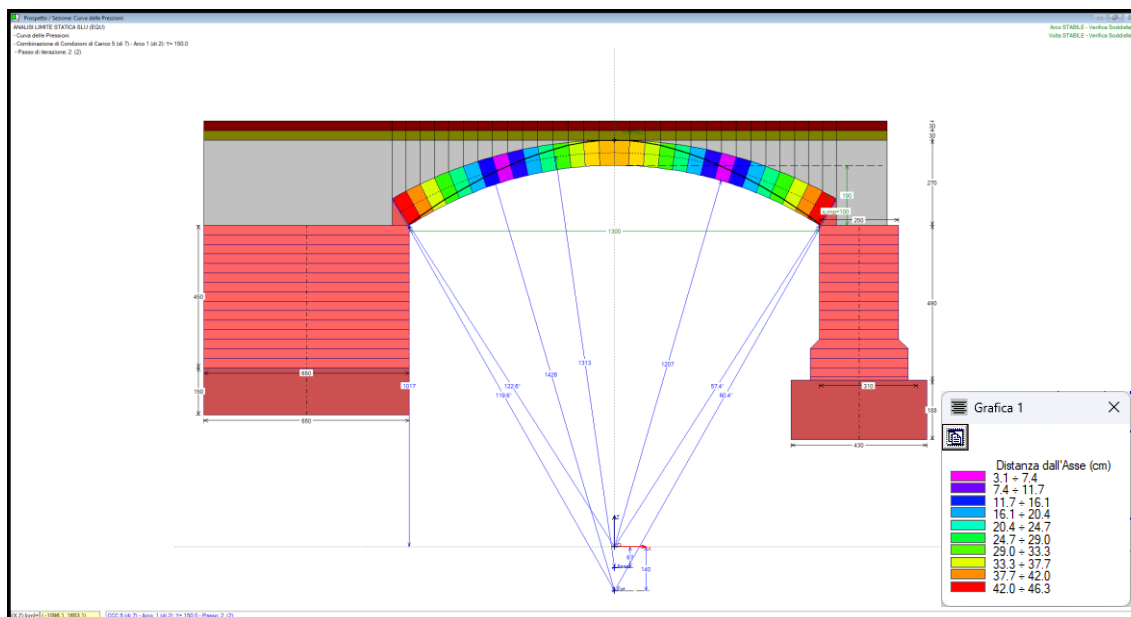
Non eseguire la verifica a compressione equivale ad assumere per l'arco una resistenza a compressione infinita e conseguentemente diviene obbligatoria, secondo le Norme citate, l'applicazione del fattore di confidenza più sfavorevole (competente a LC1: 1.35) indipendentemente dal reale livello di conoscenza.

Tale FC entrerà in gioco nella valutazione della capacità sismica della struttura, secondo le formulazioni dell'analisi cinematica (§§C8.7.1.2.1.3).

### 10.3 Risultati delle verifiche statiche (EQU)

#### 10.3.1 Verifica di stabilità

Per quanto riguarda gli archi, la seguente figura illustra graficamente i risultati in termini di curva delle pressioni al collasso, con riferimento all'arco, alla campata ed alla CCC significativi:

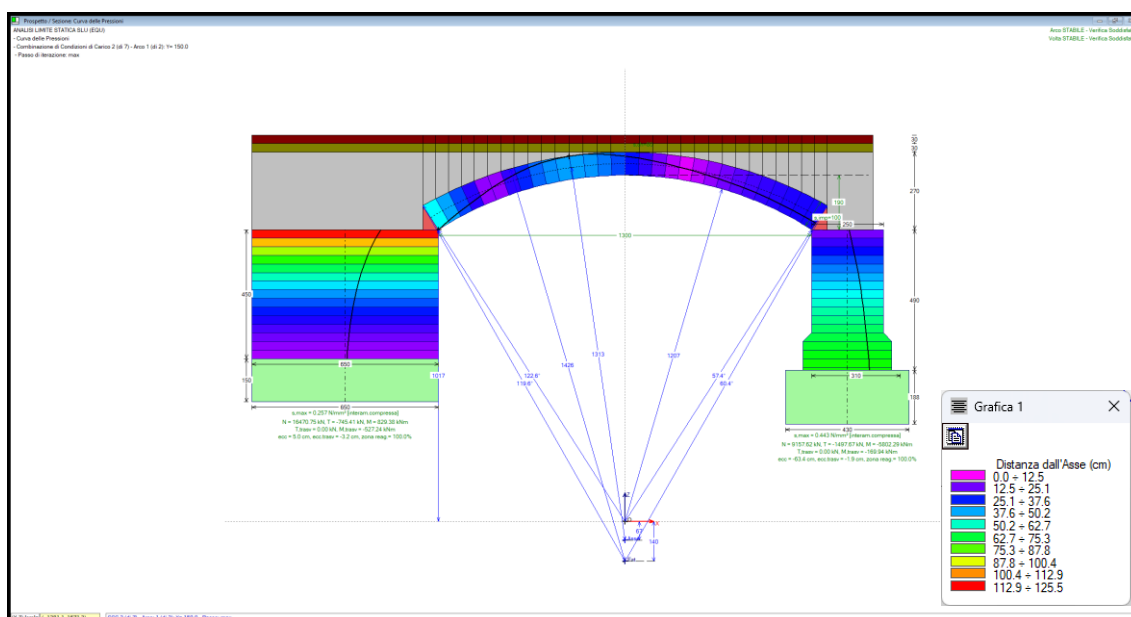


**Figura 28** – Curva delle pressioni (Arco n.1, Campata SX – CCC n.5)

Il minimo moltiplicatore verticale di collasso per l'arco risulta essere pari a  $\gg 1$ .

Ciò equivale a dire che gli archi della struttura in oggetto non presentano la formazione di cinematismi. Questo effetto è conseguenza della geometria stessa dell'arco che, essendo ribassato, non permette la formazione di un numero di cerniere plastiche sufficiente a formare un cinematismo.

Per quanto riguarda i piedritti, la seguente figura illustra graficamente i risultati in termini di curva delle pressioni al collasso, con riferimento all'arco, alla campata ed alla CCC significativi:



**Figura 29** – Curva delle pressioni (Arco n.1, Campata SX - CCC n.2)



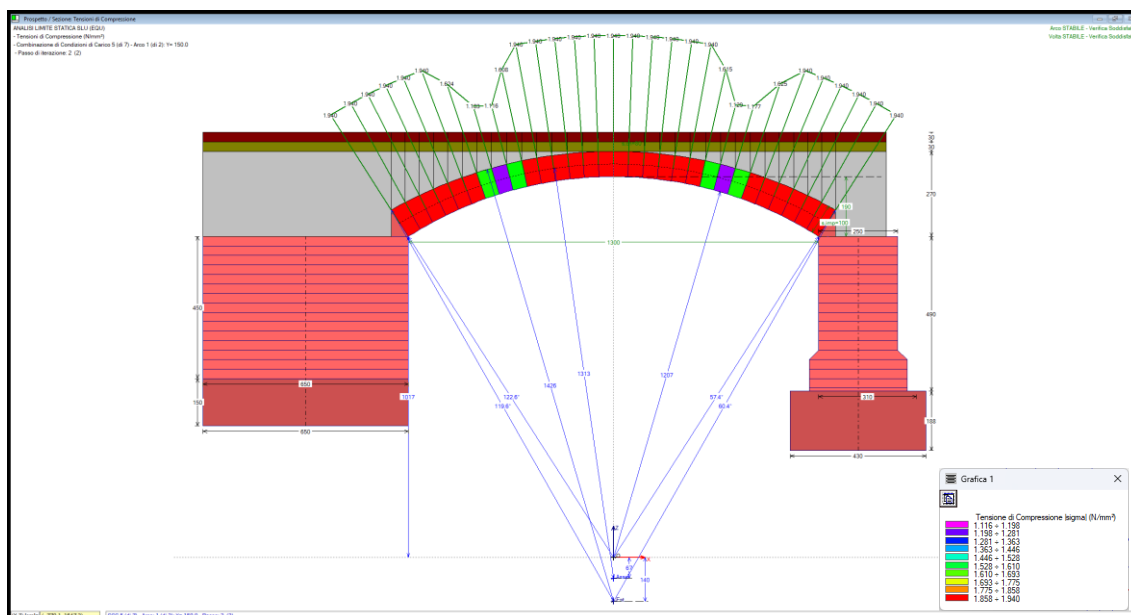
Il minimo moltiplicatore verticale di collasso per i piedritti (in particolare, per la pila) risulta essere pari a **2.323** >1. Ciò equivale a dire che i piedritti della struttura in oggetto non presentano la formazione di cinematismi.

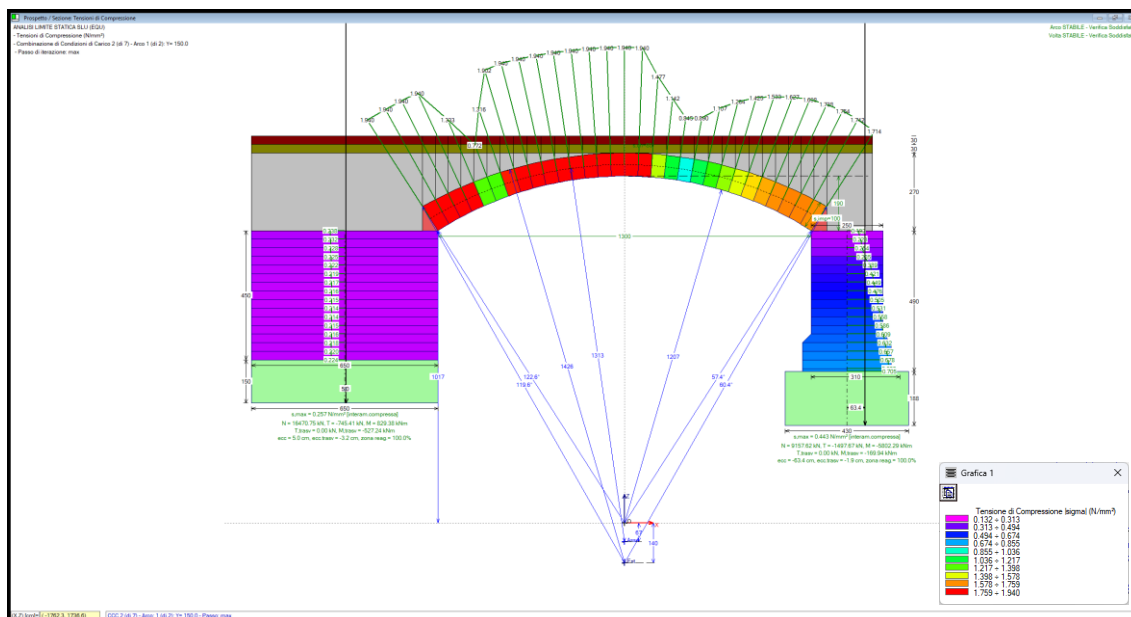
Il dettaglio delle verifiche, come editate dal software di calcolo, è riportato in forma estesa nel fascicolo dei calcoli.

Nel fascicolo dei calcoli si riportano anche, con riferimento ai files elaborati per la Campata SX nella “Fase 1”, i risultati delle verifiche di stabilità dei piedritti (in particolare, della pila) nello scenario nel quale sia considerata assente (in quanto già crollata o in corso di riparazione) la Campata DX che contribuisce alla stabilità dell'altra, in accordo con quanto riportato al §9.5 delle CNR-DNT 213/2015.

### 10.3.2 Verifica di compressione della muratura

Per quanto riguarda gli archi, la seguente figura illustra graficamente i risultati in termini di tensioni di compressione, con riferimento all'arco, alla campata ed alla CCC significativi:





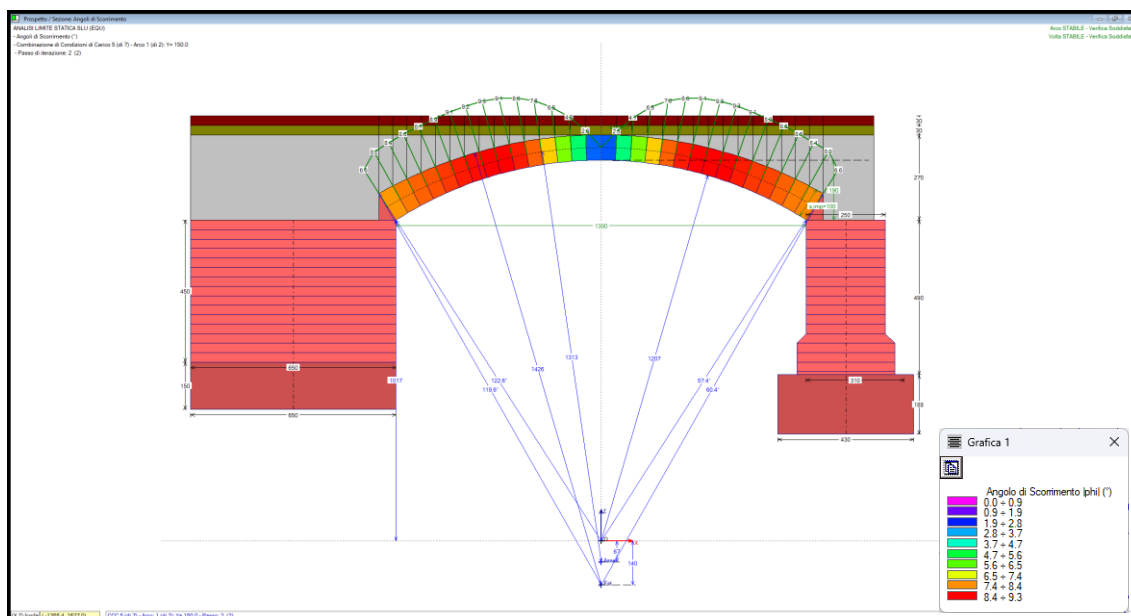
**Figura 31 – Tensioni di compressione (Arco n.1, Campata SX - CCC n.2)**

Il minimo moltiplicatore verticale di collasso per i piedritti (in particolare, per la pila) risulta essere pari a **1.803** > 1. Ciò equivale a dire che la verifica è soddisfatta.

Il dettaglio delle verifiche, come editate dal software di calcolo, è riportato in forma estesa nel fascicolo dei calcoli.

### 10.3.3 Verifica ad attrito (taglio nei giunti)

Per quanto riguarda gli archi, la seguente figura illustra graficamente i risultati in termini di angoli di scorrimento tra i giunti, con riferimento all'arco, alla campata ed alla CCC significativi:



**Figura 32 – Angoli di scorrimento (Arco n.1, Campata SX – CCC n.5)**

Il minimo moltiplicatore verticale di collasso per l'arco risulta essere pari a  $\gg 1$ . Ciò equivale a dire che la verifica è soddisfatta.

Per quanto riguarda i piedritti, la seguente figura illustra graficamente i risultati in termini di angoli di scorrimento tra i giunti, con riferimento all'arco, alla campata ed alla CCC significativi:

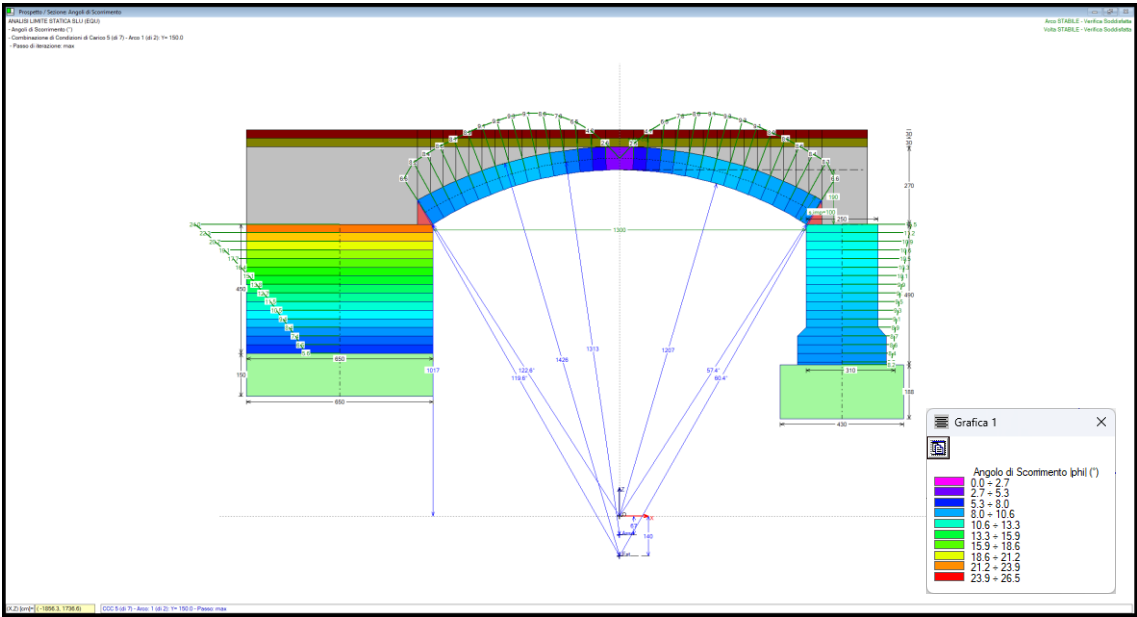


Figura 33 – Angoli di scorrimento (Arco n.1, Campata SX - CCC n.5)

Il minimo moltiplicatore verticale di collasso per i piedritti (in particolare, per la pila) risulta essere pari a  $1.479 > 1$ . Ciò equivale a dire che la verifica è soddisfatta.

Il dettaglio delle verifiche, come editate dal software di calcolo, è riportato in forma estesa nel fascicolo dei calcoli.

#### 10.3.4 Sintesi delle verifiche statiche

Si riportano di seguito delle tabelle riassuntive dei risultati delle verifiche:

Analisi limite (EQU, SLV): Rapporto di Elaborazione

Arco 1 (di 2)

ANALISI STATICA

Verifica soddisfatta

CCC 5 (di 7): Verifica soddisfatta

Info

Moltiplicatore verticale di collasso

minimo fra tutti gli Archi ideali e tutte le CCC :

1.109

Struttura:

Arco

Arco n°:

1

CCC n°:

5

Tabella 20 – Sintesi verifiche statiche (Campata SX)

Analisi limite (EQU, SLV): Rapporto di Elaborazione						
Arco 1 (di 2)						
<div> <div> <b>ANALISI STATICA</b>  <b>Verifica soddisfatta</b> </div> <div> <b>CCC 5 (di 7): Verifica soddisfatta</b> </div> </div>						
<div> <div>Info</div> <div>Moltiplicatore verticale di collasso</div> </div>						
minimo fra tutti gli Archi ideali e tutte le CCC :				3.465		
Struttura:	Arco	Arco n°:	1	CCC n°:	5	

Tabella 21 – Sintesi verifiche statiche (Campata DX)

Il valore “minimo” del moltiplicatore verticale di collasso risulta dunque pari a **1.109**.

## 10.4 Risultati delle verifiche sismiche (SLV)

### 10.4.1 Verifica di stabilità

Per quanto riguarda gli archi, la seguente figura illustra graficamente i risultati in termini di curva delle pressioni al collasso, con riferimento all’arco, alla campata ed al verso dell’azione sismica significativi:

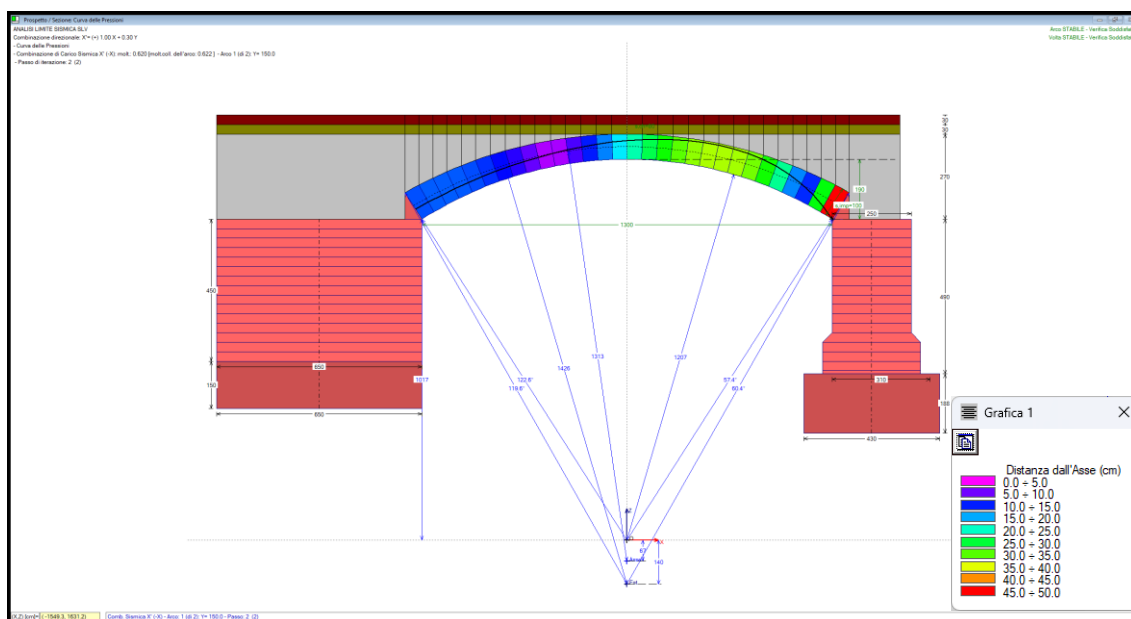
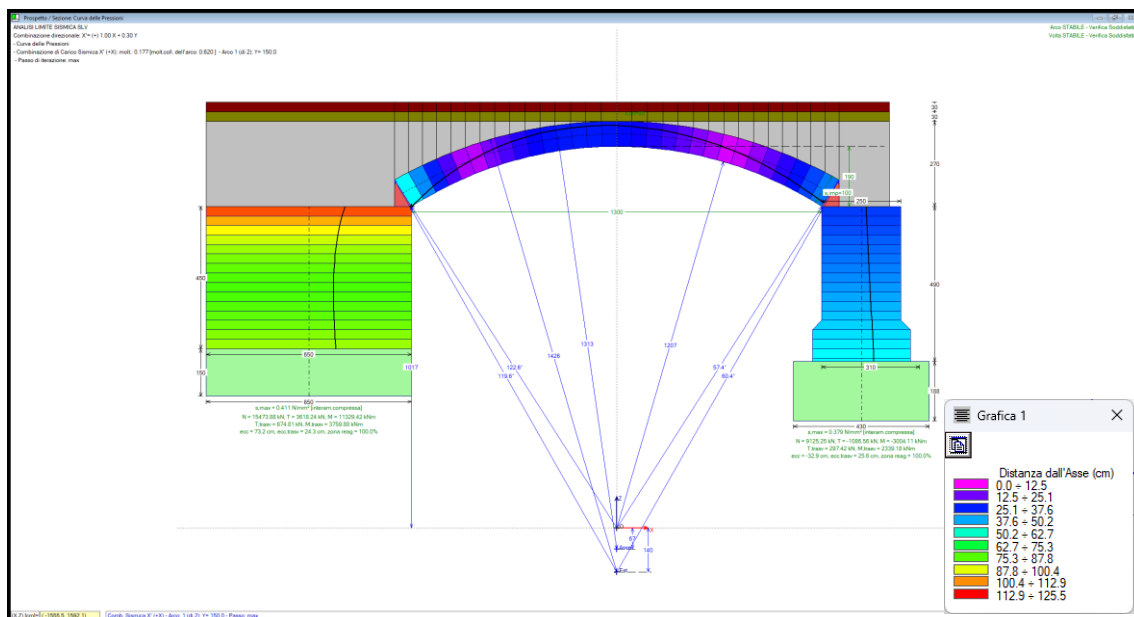


Figura 34 – Curva delle pressioni (Arco n.1, Campata SX – Sisma X-)

Il minimo moltiplicatore orizzontale di collasso per l’arco risulta essere pari a **1.650**.

Per quanto riguarda i piedritti, la seguente figura illustra graficamente i risultati in termini di curva delle pressioni al collasso, con riferimento all’arco, alla campata ed al verso dell’azione sismica significativi:



**Figura 35** – Curva delle pressioni (Arco n.1, Campata SX - Sisma X+)

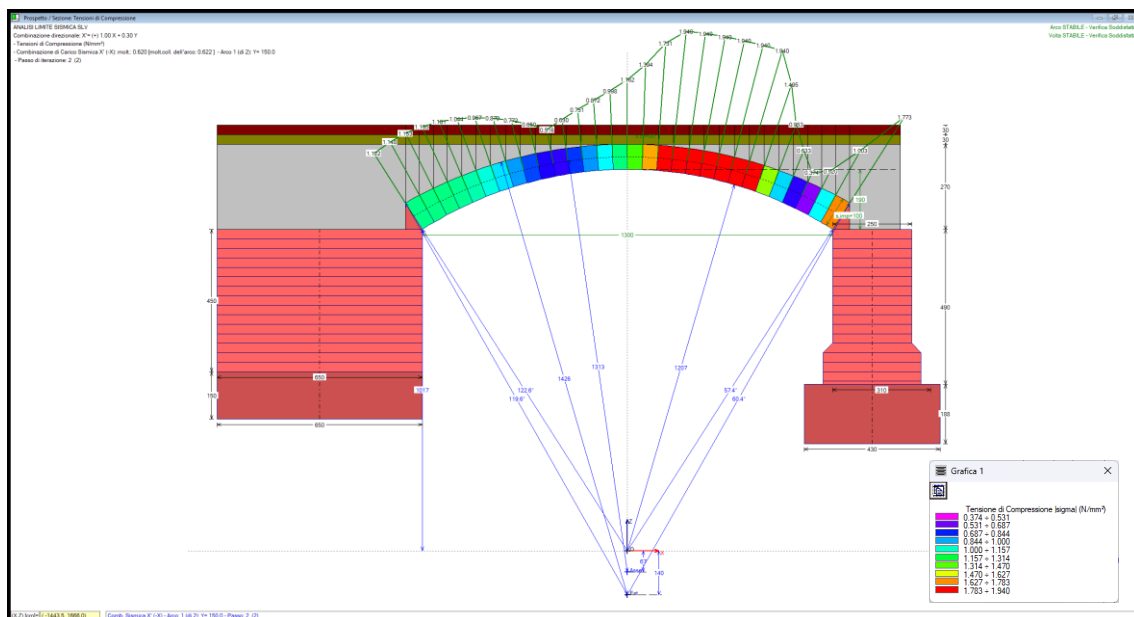
Il minimo moltiplicatore orizzontale di collasso per i piedritti (in particolare, per la pila) risulta essere pari a **0.497**.

Il dettaglio delle verifiche, come editate dal software di calcolo, è riportato in forma estesa nel fascicolo dei calcoli.

Nel fascicolo dei calcoli si riportano anche, con riferimento ai files elaborati per la Campata SX nella “Fase 1”, i risultati delle verifiche di stabilità dei piedritti (in particolare, della pila) nello scenario nel quale sia considerata assente (in quanto già crollata o in corso di riparazione) la Campata DX che contribuisce alla stabilità dell’altra, in accordo con quanto riportato al §9.5 delle CNR-DNT 213/2015.

#### 10.4.2 Verifica di compressione della muratura

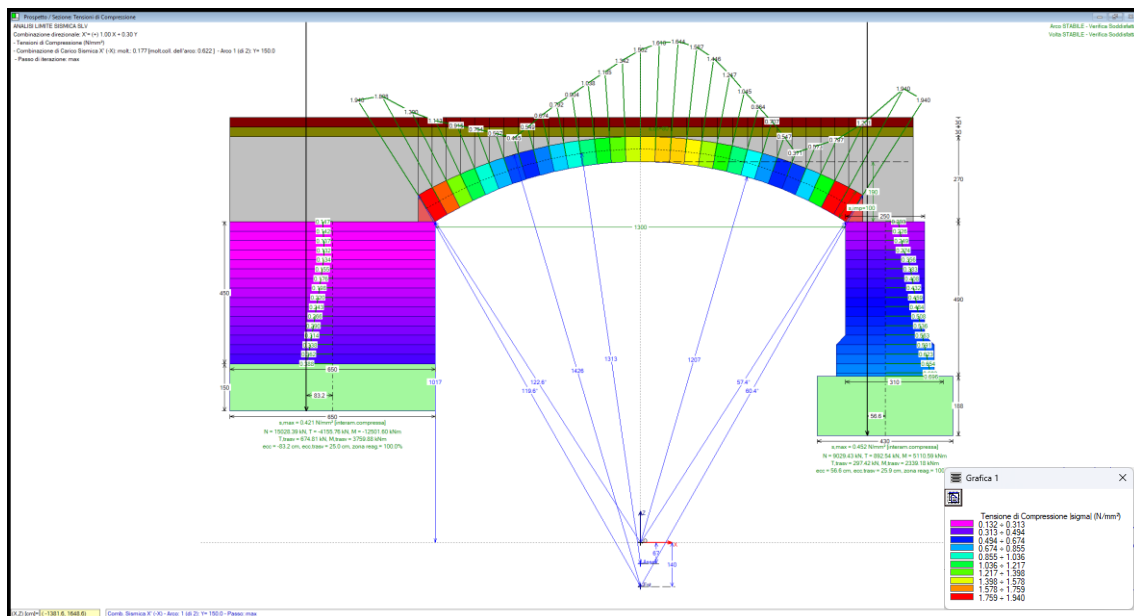
Per quanto riguarda gli archi, la seguente figura illustra graficamente i risultati in termini di tensioni di compressione, con riferimento all’arco, alla campata ed al verso dell’azione sismica significativi:



**Figura 36 – Tensioni di compressione (Arco n.1, Campata SX – Sisma X-)**

Il minimo moltiplicatore orizzontale di collasso per l'arco risulta essere pari a **1.450**.

Per quanto riguarda i piedritti, la seguente figura illustra graficamente i risultati in termini di tensioni di compressione, con riferimento all'arco, alla campata ed al verso dell'azione sismica significativi:



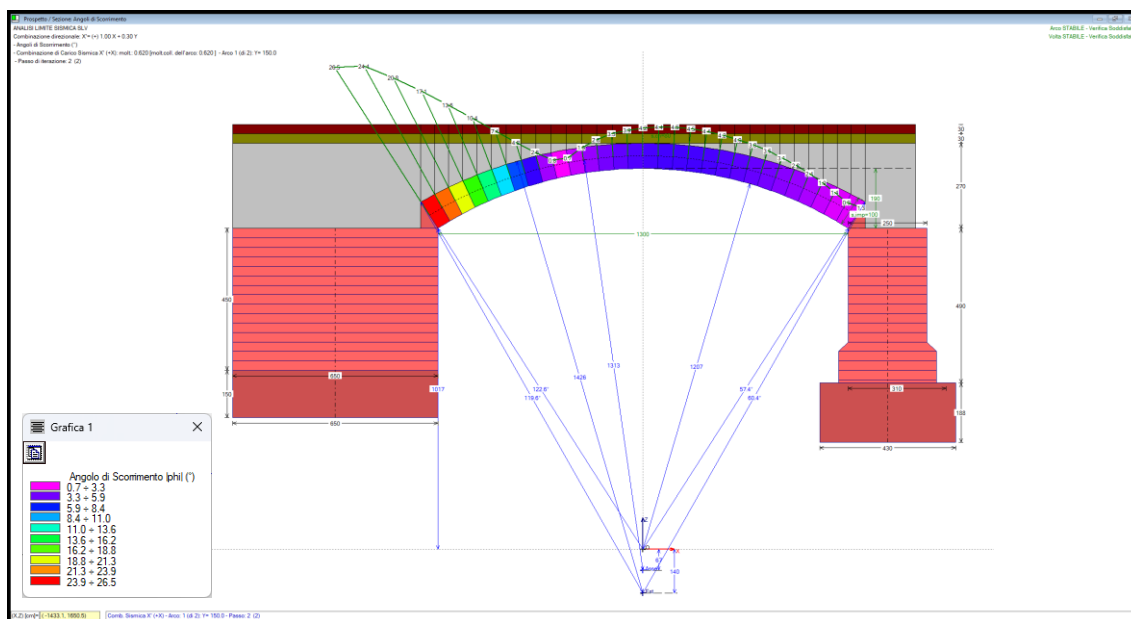
**Figura 37 – Tensioni di compressione (Arco n.1, Campata SX – Sisma X-)**

Il minimo moltiplicatore orizzontale di collasso per i piedritti (in particolare, per la pila) risulta essere pari a **0.374**.

Il dettaglio delle verifiche, come editate dal software di calcolo, è riportato in forma estesa nel fascicolo dei calcoli.

#### 10.4.3 Verifica ad attrito (taglio nei giunti)

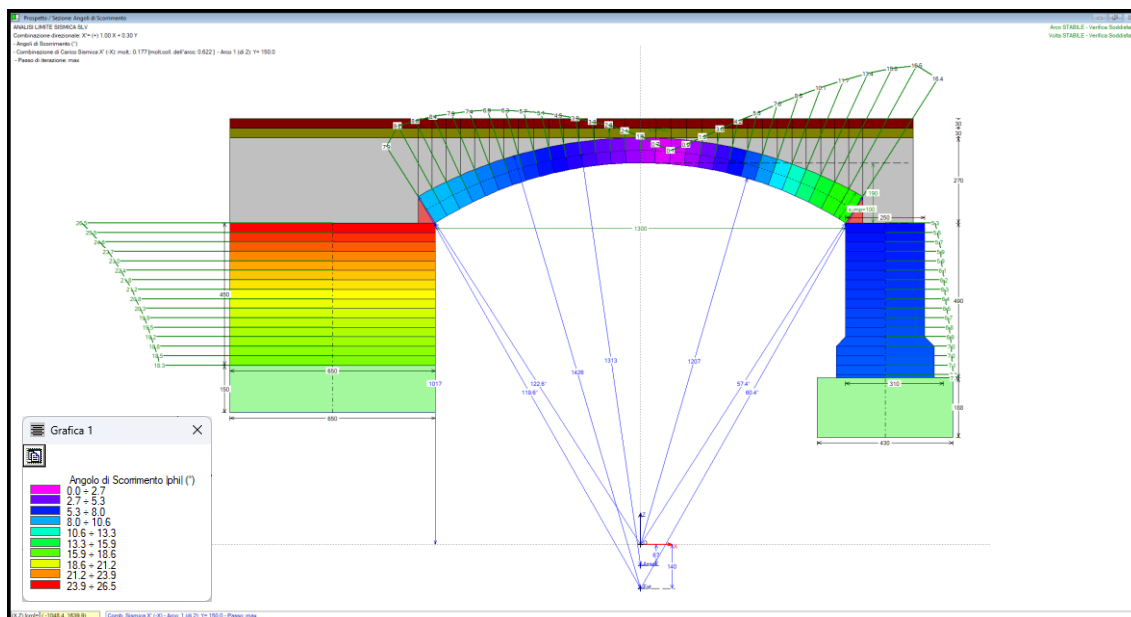
Per quanto riguarda gli archi, la seguente figura illustra graficamente i risultati in termini di angoli di scorrimento tra i giunti, con riferimento all'arco, alla campata ed al verso dell'azione sismica significativi:



**Figura 38** – Angoli di scorrimento (Arco n.1, Campata SX – Sisma X+)

Il minimo moltiplicatore orizzontale di collasso per l'arco risulta essere pari a **0.620**.

Per quanto riguarda i piedritti, la seguente figura illustra graficamente i risultati in termini di angoli di scorrimento tra i giunti, con riferimento all'arco, alla campata ed al verso dell'azione sismica significativi:



**Figura 39** – Angoli di scorrimento (Arco n.1, Campata SX – Sisma X-)

Il minimo moltiplicatore orizzontale di collasso per i piedritti (in particolare, per le spalle) risulta essere pari a **0.177**.

Il dettaglio delle verifiche, come editate dal software di calcolo, è riportato in forma estesa nel fascicolo dei calcoli.


#### 10.4.4 Sintesi delle verifiche sismiche

Si riportano di seguito delle tabelle riassuntive dei risultati delle verifiche:

ANALISI SISMICA						
Combinazione direzionale: $X' = (+) 1.00 X + 0.30 Y$						
Info: Moltiplicatore orizzontale di collasso						
minimo fra tutti gli Archi ideali e i due versi : <b>0.177</b>						
Struttura: Piedritto Sx    Arco n°: 1    Verso: X' (-X)						
Moltiplicatori di collasso	Arco		Pied. Sx		Pied. Dx	
Tipo di Verifica	X' (+X)	X' (-X)	X' (+X)	X' (-X)	X' (+X)	X' (-X)
Stabilità (Equilibrio della struttura)	1.654	1.650	0.598	0.728	0.497	0.506
Taglio / Attrito (nei giunti)	0.620	0.622	0.299	<b>0.177</b>	0.497	0.505
Compressione	1.452	1.453	0.515	0.607	0.396	0.374
Trazione dei rinforzi						

**Tabella 22** – Sintesi verifiche sismiche (Campata SX)



 <b>ANALISI SISMICA</b>						
Combinazione direzionale: X' = (+) 1.00 X + 0.30 Y						
Info		Moltiplicatore orizzontale di collasso				
		minimo fra tutti gli Archi ideali e i due versi :				<b>0.177</b>
		Struttura:	Piedritto Dx	Arco n°:	1	Verso: X' (+X)
Moltiplicatori di collasso		Arco		Pied. Sx		Pied. Dx
Tipo di Verifica		X' (+X)	X' (-X)	X' (+X)	X' (-X)	X' (+X)
Stabilità (Equilibrio della struttura)		1.654	1.650	0.506	0.497	0.728
Taglio / Attrito (nei giunti)		0.620	0.622	0.505	0.497	<b>0.177</b>
Compressione		1.452	1.453	0.374	0.396	0.607
Trazione dei rinforzi						0.515

**Tabella 23** – Sintesi verifiche sismiche (Campata DX)

Il valore “minimo” del moltiplicatore orizzontale di collasso risulta dunque pari a **0.177**.

## 11 SINTESI DEI RISULTATI

### 11.1 Domanda di PGA

La Domanda in termini di PGA, valori delle accelerazioni di picco al suolo, ed i relativi valori dei periodi di ritorno associati all'azione sismica per gli stati limite considerati nelle verifiche risultano:

Tab. 24 – Valori della domanda di PGA

Stati limite	$T_r$ [anni]	$PGA_D$ $a_g[g] \cdot S$
Salvaguardia Vita (SLV)	712	0.231

### 11.2 Capacità in termini di PGA e $T_R$

La valutazione della sicurezza consiste nel determinare l'entità massima delle azioni, considerate nelle combinazioni di progetto previste, che la struttura è capace di sostenere con i margini di sicurezza richiesti dalle NTC, definiti dai coefficienti parziali di sicurezza sulle azioni e sui materiali.

L'entità dell'azione sismica sostenibile è denominata Capacità, l'entità dell'azione sismica attesa è denominata Domanda. Entrambe sono state determinate per i vari stati limite considerati (SLV).

Nelle tabelle seguenti vengono riportati i valori di  $PGA_C$  e  $T_{RC}$  corrispondenti all'attivazione dei diversi SL per diversi elementi o meccanismi.

La PGA che viene riportata comprende gli effetti eventuali di amplificazione locale ( $S_s$ ,  $S_T$  e  $C_c$ ).

Tab. 25 – Valutazione della capacità in termini di  $PGA_C$  e  $T_{RC}$

Verifica per SLV	Verifica Soddisfatta	
domanda: $PGA_{DLV} = 0.231 \text{ g}$ $T_{R,DLV} = 712 \text{ anni}$	$PGA_{CLV}$ (g)	$T_{R,CLV}$ (anni)
Arco	0.305	$\geq 2475$
Piedritti	0.305	$\geq 2475$
Timpano		
Minimo	0.305	$\geq 2475$

### 11.3 Indicatori di rischio

L'indicatore di rischio sismico è dato dal rapporto fra capacità e domanda in termini di PGA.

Valori prossimi o superiori all'unità caratterizzano casi in cui il livello di rischio è prossimo a quello richiesto dalle norme; valori bassi, prossimi a zero, caratterizzano casi ad elevato rischio.

Tab. 26 – Indicatori di rischio nella configurazione attuale

<b>Verifica per SLV</b>		$\zeta_E$	Indicatori di Rischio Sismico
domanda:			
PGA,DLV = 0,229 g		PGA,CLV / PGA,DLV	TR,CLV / TR,DLV
TR,DLV = 712 anni		target = 0.800	
Arco	1.319	3.476	
Piedritti	1.319	3.476	
Timpano			
Minimo	1.319	3.476	

Come si evince dalle tabelle precedenti, il grado di sicurezza globale delle strutture nella configurazione attuale risulta pari a **1.319** > 0.800: pertanto, l'indice di rischio mostra il soddisfacimento della condizione di **pieno adeguamento** delle suddette strutture.

## 12 VERIFICA DELLA SOLETTA A SBALZO

### 12.1 Geometria

La soletta a sbalzo è stata rilevata essere di 20 cm di spessore continua su tutto l'impalcato, dal rilievo effettuato mediante una tasca di ispezione sull'estradosso e mediante l'indagine con pacometro sono state individuate delle armature superiori di diametro 14mm ogni 25-30 cm in senso trasversale al ponte e dei ferri paralleli al ponte di diametro 12mm ogni 14 cm. Lo balzo misurato è di 1.25 m.

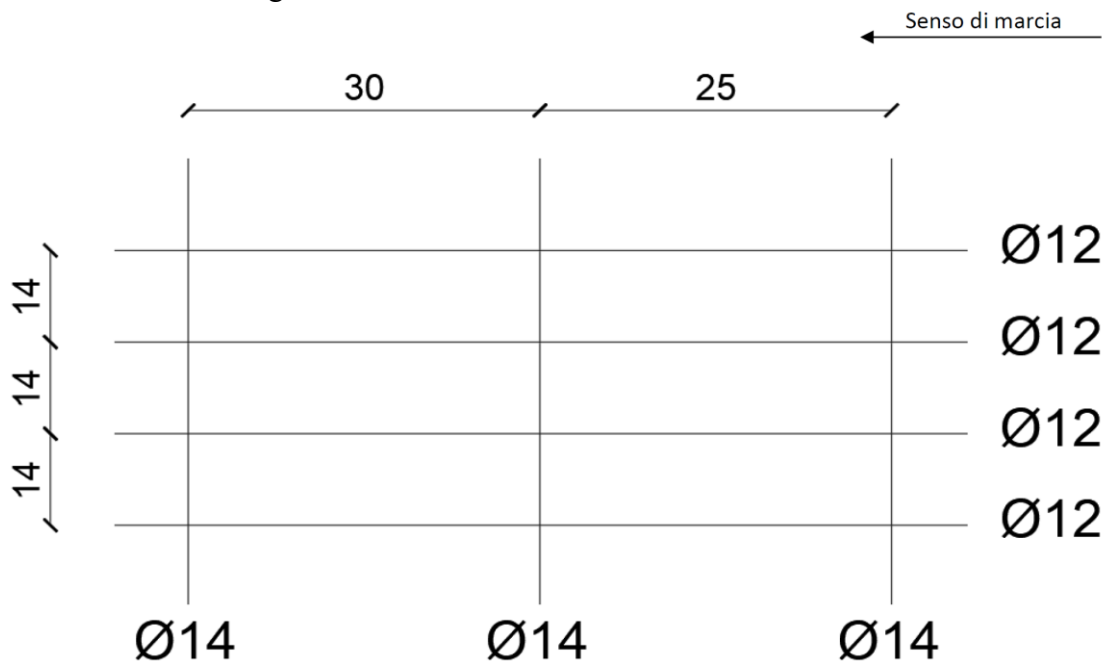


Figura 40 - Orditura delle armature superiori della soletta in corrispondenza della sezione di incastro

### 12.2 Caratteristiche dei materiali della soletta

È stata prelevata una carota dalla soletta in calcestruzzo, è stata analizzata per verificare il livello di carbonatazione ed è stata provata per rilevarne le caratteristiche meccaniche:

#### RISULTATI DELLA PROVA

Sigla	Dim. Provino		Rapporto	Sezione	Massa	Massa Vol.	Carico Max	Resistenza	Tipo di	Superf <sup>1</sup>	Rettifica <sup>2</sup>
	d <sub>m</sub> mm	H [mm]	L/d <sub>m</sub>	A <sub>c</sub> [mm <sup>2</sup> ]	P [kg]	D [kg/m <sup>3</sup> ]	F [kN]	f <sub>c</sub> [MPa]	rottura <sup>3</sup>		
1	94	96	1,02	6940	1,534	2303	182,2	<b>26,25</b>	A	A	a
*2	94	95	1,01	6940	1,451	2201	31,1	<b>4,48</b>	-	A	a

La verifica delle tolleranze della planarità e della perpendicolarità dei provini è stata effettuata in conformità con la UNI EN 12390-1

<sup>1</sup> CONDIZIONI SUPERFICIE A) asciutta - B) bagnata

<sup>2</sup> RETTIFICA a) molatura - b) cappatura

Figura 41 - Risultati della prova di schiacciamento del provino di calcestruzzo

È risultato un calcestruzzo di caratteristiche di poco superiori a quelle dell'Rck250 (C20/25)

Le prove sulla barra di acciaio di diametro 14 mm prelevata dall'estradosso della soletta ha fornito i seguenti risultati:

### PROVA DI TRAZIONE

Sigla	Diametro		Diam. minimo rilevato [mm]	Sezione (mm <sup>2</sup> )	Peso met. lin. (Kg)	Tensione di rottura $f_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	Allungam. a carico max $A_{gt}$ (%)	Tensione di snervamento $f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_t/f_y$
	nomin. (mm)	equipes. (mm)							
3	14	14,36	14,36	161,96	1,273	618,8	13,61	408,4	1,52

Figura 42 - Risultati della prova di trazione sulla barra in acciaio

I risultati sono compatibili con le caratteristiche dell'acciaio FeB44k utilizzato all'epoca della realizzazione della soletta, la tensione di snervamento è risultata di poco inferiore a quella minima richiesta per quel tipo di acciaio (430 N/mm<sup>2</sup>), ma la resistenza alla rottura è risultata superiore alla minima richiesta all'epoca (540 N/mm<sup>2</sup>).

In accordo con le analisi precedenti si è applicato un FC=1.2.

### 12.3 Condizione di carico

La soletta è stata caricata secondo quanto prescritto dallo "Schema di carico 2" del punto 5.1.3.3.3 delle NTC2018:

**Schema di Carico 2:** è costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare, di larghezza 0,60 m ed altezza 0,35 m, come mostrato in Fig. 5.1.2. Questo schema va considerato autonomamente con asse longitudinale nella posizione più gravosa ed è da assumere a riferimento solo per verifiche locali. Qualora sia più gravoso si considererà il peso di una singola ruota di 200 kN.

Il carico dovrà essere applicato con un'impronta di 0.35 mx 0.60m:

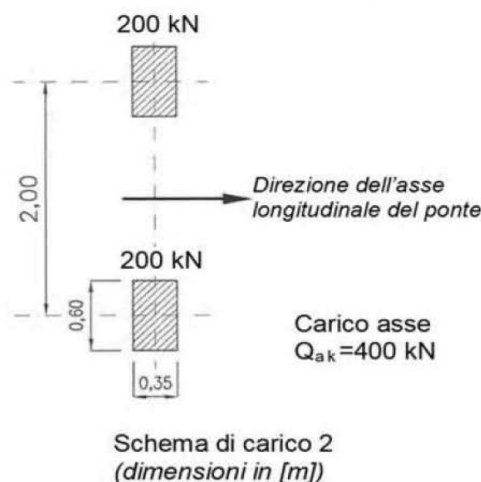


Figura 43 - Schema di carico 2 da Fig. 5.1.2 NTC2018

La posizione dell'impronta dello pneumatico è stata applicata ad una porzione di soletta a sbalzo nella posizione più gravosa per la struttura

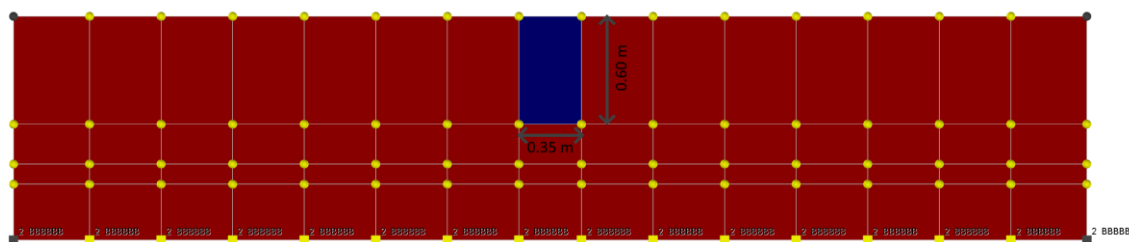


Figura 44 - Schema di carico sulla soletta

Il carico di 200 kN distribuito sulla superficie di 0.35x0.60mq corrisponde a 95240 daN/mq

#### 12.4 Parametri di calcolo utilizzati

Le tipologie di carico elementari sono state combinate secondo il seguente schema e con i relativi coefficienti moltiplicativi:

Combinazioni									
CC	Commento	TCC		An.	Bk	1	2	3	
1	Amb. 1 (SLU)	SLU	▼	L	▼	<input type="checkbox"/>	1.30	1.50	1.35
2	Amb. 1 (SLE R)	SLE R	▼	L	▼	<input type="checkbox"/>	1.00	1.00	1.00

Figura 45 - Combinazioni delle condizioni di carico elementari CCE

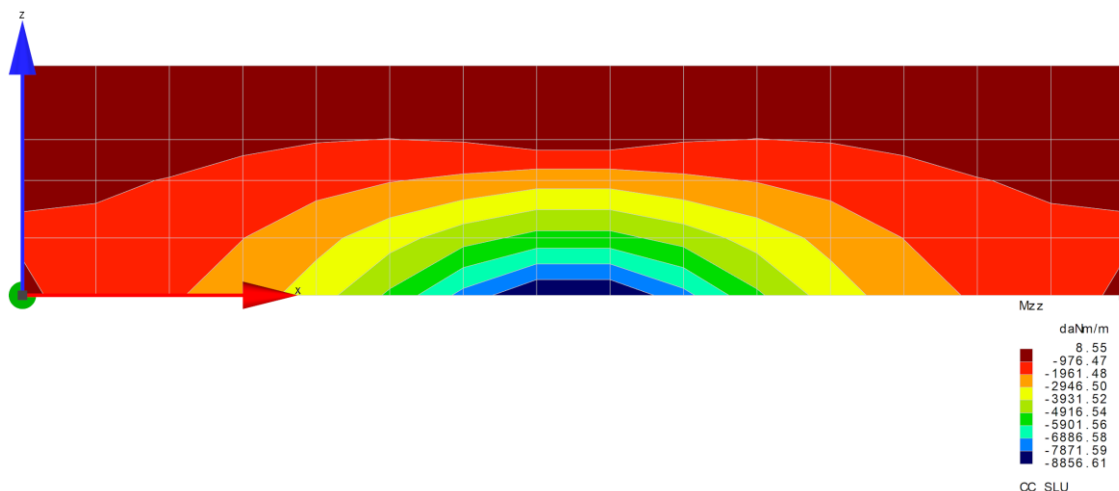
Dove le condizioni di carico elementari sono:

CCE	Commento	Tipo CCE	Sic.
1	qps	1 D.M. 18 Permanenti strutturali	a sfavore
2	qpn	2 D.M. 18 Permanenti non strutturali	a sfavore
3	carico stradale	5 D.M. 18 Variabili	a sfavore

Figura 46 - Condizioni di carico elementari CCE

#### 12.5 Risultato dell'analisi

Le analisi svolte hanno portato una distribuzione del momento  $M_{zz}$  sulle facce ortogonali all'asse z nel seguente modo:



**Figura 47** - Andamento del momento  $M_{zz}$  sulla soletta

La verifica a flessione della soletta allo SLU non risulta verificata:

**- Verifica a presso-tenso flessione non soddisfatta (3)**

Caso 4 nodo -14 dir. X SLU CC 1 fles. N cost: sicurezza (0.465) < 1.00

Caso 6 nodo -13 dir. Y SLU CC 1 fles. N cost: sicurezza (0.281) < 1.00

Caso 7 nodo -13 dir. Y SLU CC 1 tag. N cost: sicurezza (0.281) < 1.00

**Figura 48** - Risultato della verifica della soletta allo SLU

## 13 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA STATICA DEL PONTE

Rifacendosi al paragrafo 6.1.5 – Livelli di valutazione della sicurezza delle “Linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti”, si ritiene di non poter definire “Adeguate” il livello di sicurezza del ponte per la mancata verifica della soletta a sbalzo e per la necessità di ingrossare la base della pila con il rifacimento della fascia di calcestruzzo per il soddisfacimento delle verifiche strutturali.

Considerando che il ponte è utilizzato in maniera continuativa dall’epoca della sua costruzione (1900), senza traccia di interventi di consolidamento, considerando che dopo le ispezioni effettuate la struttura non presenta difetti o lesioni significative, non presenta segni di cedimenti in nessuno dei suoi elementi, neppure in quelli non verificati (come la soletta), ed alla luce dei risultati positivi delle analisi di stabilità, statiche e sismiche, considerando i risultati delle prove e delle analisi dei materiali, si ritiene di attribuire un livello **“OPERATIVO”** con la prescrizione di procedere al più presto a mettere in opera tutti gli interventi individuati nella presente analisi per rendere il ponte ADEGUATO.

## 14 DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI DI PROGETTO

### 14.1 Pila

La verifica della struttura principale del ponte è stata condotta ipotizzando la collaborazione della fascia di calcestruzzo alla base della pila, si ritiene opportuno che questo fascia venga sostituita con un’altra che garantisca la collaborazione con la pila ottenendo dunque un effettivo ringrosso della sezione alla base.

Si dovrà procedere a ripristinare la parte di calcestruzzo di fondazione che attualmente presenta segni di erosione e poiché adesso è esposta all’azione del torrente si dovrà procedere alla sua protezione con elementi che impediscano la futura erosione.

Si consiglia la ripresa delle lesioni presenti sulla muratura che seppur non siano accentuate si ritiene opportuno che vengano colmate per evitare infiltrazioni di acqua e umidità all’interno degli strati profondi della muratura.

### 14.2 Spalle

Anche per le spalle consiglia la ripresa delle lesioni presenti sulla muratura.

### 14.3 Impalcato

La soletta dovrà essere adeguata ai carichi di normativa al più presto, l’intervento dovrà includere l’installazione di un sicurvia a norma adeguatamente collegato alla soletta. Se la soletta non sarà sostituita si dovrà procedere al suo risanamento soprattutto nella sua parte intradossale.

Il sistema di allontanamento delle acque dovrà essere riverificato.

In generale per tutti gli elementi si dovrà provvedere a redigere un programma di manutenzione che consenta di mantenere pulite dalla vegetazione tutte le strutture, in



quanto la vegetazione rampicante è un elemento che contribuisce al degrado della muratura.

## **15 ALLEGATI**

- Allegato A: fascicolo dei calcoli strutturali
- Allegato B: risultati della campagna di indagine
- Allegato C: materiale d'archivio
- Allegato D: modello geometrico del ponte