

Comune di Bondeno
Provincia di Ferrara (FE)

Società Agricola Biopig Italia s.s. di Cascone Luigi e C.
sede : Via Marzabotto 01 - Località Nogara (VR)

Progetto per l'ampliamento di un insediamento zootecnico
esistente, autorizzato con P.D.C. 168/2017/PC,
e realizzazione di un impianto per l'abbattimento dell'Azoto,
il tutto su terreni di proprietà
siti nel Comune di Bondeno (FE), località Zerbinete,
Via Argine Vela 471 .

Allegato

Gennaio 2023

L

04

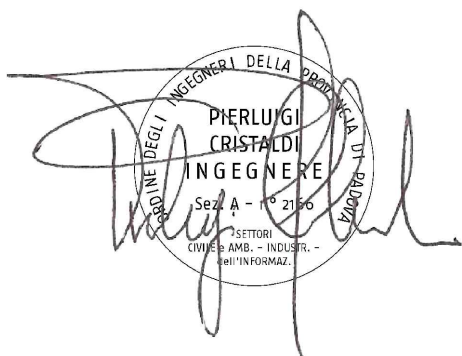
rev. 0.1

oggetto

RELAZIONE SPECIALISTICA
DI CALCOLO

Il Progettista

ing. Pierluigi Cristaldi



Il Richiedente

Società Agricola BIOPIG ITALIA s.s.
di Cascone Luigi & C.



Società Agricola
BIOPIG ITALIA
di Cascone Luigi & C. s.s.

STUDIO TECNICA

Ing. Pierluigi Cristaldi

35138 PADOVA Via Palestro n° 64/2 tel. 049/65.62.17 - fax 049/877.66.90

E-Mail: info@studiotecnica.it



PROGETTAZIONI
E
CONSULENZE

NEGRINI STEFANO
GEOMETRA

STUDIO TECNICO NEGRINI

di
Negrini Geom. Stefano
Via Fellini n° 3 - 37054 - Nogara - (Vr)
Tel : 0442-50530 ----- E-Mail : frkne.negrini@gmail.com
C.F. : NGR SFN 62E15 F918 I ----- P.Iva : 0180219 023 9



STUDIO BENINCA' - Associazione tra Professionisti
Via Serena, 1 - 37036 San Martino Buon Albergo (VR)
Tel. : 0458799229 - Fax : 0458780829
pec: tecnico@pec.studiobeninca.it email: info@studiobeninca.it

SOMMARIO

Introduzione	3
Descrizione delle strutture.....	3
Localizzazione dell'opera	7
Normativa e documenti di riferimento	8
Normative di riferimento	8
Documentazione disponibile	8
Indagini sui materiali.....	9
Indagini sistema fondale.....	14
Indagini geologiche	16
Analisi visiva dello stato di fatto	20
Livello di conoscenza e fattore di confidenza.....	24
Materiali	24
Parametri generali per la progettazione.....	25
Ipotesi di calcolo	26
Metodo di verifica	26
Strumenti di calcolo utilizzati	27
Analisi dei carichi	29
Peso proprio delle strutture G1	29
Carichi accidentali.....	30
Azioni variabili da traffico Q	30
Azione della neve.....	36
Azione longitudinale da frenamento.....	37
Azione centrifuga.....	37
Azione del vento	37
Condizioni elementari di carico	41
Combinazioni di carico.....	42
Combinazioni relative agli stati limite ultimi.....	44

Combinazione delle azioni geotecniche	46
Modello di calcolo descrizione.....	47
Chiavica della Cucca.....	47
Chiusa n.1	48
Chiusa n.2	49
Applicazione dei carichi sul modello.....	50
Chiavica della Cucca.....	50
Chiusa n.1	54
Chiusa 2.....	56
Validazione del modello mediante prova martinetto piatto Chiavica della "Cucca"	58
Verifica dello stato di fatto Chiavica della "Cucca"	61
Pressioni in fondazione	68
Verifica dello stato di fatto Chiusa 1.....	69
Pressioni in fondazione	75
Verifica dello stato di fatto Chiusa 2.....	76
Pressioni in fondazione	82
Interventi di consolidamento e ripristino.....	83
Conclusioni.....	84

Introduzione

La presente relazione è parte integrante del Progetto per l'ampliamento di un insediamento zootecnico esistente, autorizzato con P.D.C. 168/2017/PC, e realizzazione di un impianto per l'abbattimento dell'Azoto, il tutto su terreni di proprietà siti nel Comune di Bondeno (FE), località Zerbinato, Via Argine Vela 471.

Obiettivo di questa relazione è la valutazione della sicurezza ai sensi delle NTC2018 e delle Linee guida CSLLP di tre manufatti idraulici: la Chiavica della "Cucca" e due chiuse minori situate lungo il canale allacciante di Felonica, tra SP69 E VIA Argine Campo a Bondeno (FE).

Lo studio è stato condotto facendo riferimento alle prove effettuate nei mesi di febbraio marzo e aprile dalla società Metralab s.r.l., incaricata di eseguire le prove sperimentali presso i manufatti in esame. Il rilievo geometrico è stato eseguito in data 17.02.2022 dal Geom. Moreno Peroni. Per le caratteristiche geologiche si fa riferimento e ai risultati ottenuti delle prove geologiche eseguite in data 11.02.2022 a firma del Dott. Geol. Stefano Vincenzi.

Il sottoscritto, Ing. Pierluigi Cristaldi, è stato incaricato, dalla Società agricola BioPig Italia del Sig. Cascone Luigi & C s.s., della verifica statica di tre manufatti idraulici e della progettazione degli eventuali ripristini e consolidamenti in modo da raggiungere la portata di impalcati di I^a categoria.

In data 2 Gennaio 2023, la ditta Metralab s.r.l. per conto del sottoscritto Ing. Pierluigi Cristaldi, ha eseguito dei sondaggi per verificare la presenza di fondazioni al di sotto delle opere murarie. I risultati vengono riportati all'interno di questo documento e vengono allegati.

Descrizione delle strutture

Le opere oggetto del presente studio sono 3 manufatti idraulici nominati Chiavica delle "Cucca", Chiusa 1 e Chiusa 2. Le opere risalgono ai primi anni del '900 e sono in muratura in mattoni pieni. L'opera più imponente è la Chiavica della "Cucca" caratterizzata dalla presenza dell'edificio adibito a manutenzione e posizione della paratia.

Si riportano sotto alcune foto eseguite durante il sopralluogo del 21.12.2021 relative alle costruzioni in esame.



Figura 1 Chiavica della “Cucca” prospetto nord.



Figura 2 Chiavica della “Cucca” prospetto sud.



Figura 3 Prima chiusa prospetto est.



Figura 4 Prima chiusa prospetto ovest.



Figura 5 Seconda chiusa prospetto est.



Figura 6 Seconda chiusa prospetto ovest.

Localizzazione dell'opera

I tre manufatti idraulici sono localizzati lungo il canale allacciante di Felonica, tra SP69 E VIA Argine Campo a Bondeno (FE). L'area di intervento è censita al catasto del comune di Bondeno al Foglio 5, alla convergenza dei mappali 23, 52, 18 e 78.



Figura 7 Localizzazione delle opere.

Normativa e documenti di riferimento

Normative di riferimento

Per la redazione della presente relazione sono state considerate le normative tecniche di seguito elencate.

- “Linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti” - Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici n.88/2019;
- DM 17 gennaio 2018: Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni” (NTC18).
- Circolare 21 gennaio 2019 n.7, Istruzioni per l’applicazione delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al DM 17 gennaio 2018, supplemento ordinario n° 5 alla G. U. n° 35 del 11/2/2019 (nel seguito indicata come CNTC18).

Documentazione disponibile

Si fa riferimento alla seguente documentazione disponibile:

- Relazione delle indagini in sito dell’opera Chiavica della “Cucca” eseguite da Metralab S.r.l. nei giorni 2-3-13 al 15 aprile 2014;
- Relazione delle indagini in sito delle due chiuse minori eseguite da Metralab S.r.l. dal 28.02.2022 al 12.03.2022;
- Rilievo con ortofoto eseguito in data 17.02.2022 da Geom. Moreno Peroni;
- Fotografie scattate in occasione dei rilievi e dei sopralluoghi;
- Relazione geologica eseguita dal Dott. Geol. Stefano Vincenzi in data 11.02.2022;
- Relazione delle indagini in sito delle due chiuse minori eseguite da Metralab S.r.l. in data 02.01.2023.

Indagini sui materiali

Grazie alle indagini in sito eseguite da Metralab S.r.l. è stato possibile individuare la resistenza meccanica della muratura, le caratteristiche e lo stato di conservazione della malta. Inoltre sono state condotte indagini con il Georadar che ha permesso l'investigazione dei materiali in maniera assolutamente non distruttiva. Sono state quindi eseguite le prove di compressione sui mattoni prelevati e le analisi petrografiche e chimiche e le prove di compressione sui campioni di malta prelevati.

Per dettagli riguardanti le prove eseguite si rimanda alla relazione specifica.

Si descrivono brevemente i risultati delle indagini conoscitive sui materiali:

Chiavica della "Cucca".

Sono state effettuate le seguenti indagini:

- N° 1 martinetto piatto doppio per la determinazione della resistenza a compressione dei mattoni e del modulo elastico;
- N° 1 prova shove test per la determinazione della tensione di taglio;
- N° 5 prelievo di mattone e prova a rottura;
- N° 6 prelievo della malta e successiva prova a rottura;
- N° 4 indagini georadar;
- N° 1 prova di scarico tensionale su arco dell'impalcato;
- N° 6 fori per la determinazione della stratigrafia impalcato;
- N° 2 fori per la determinazione dello spessore della muratura del ponte;
- N° 2 PNT-G;
- N° 1 ispezione visiva e rilievo della copertura dell'edificio.

Si riportano delle immagini con l'ubicazione delle prove in situ.

 NUMERO E POSIZIONE INDAGINE

 INDAGNE GEORADAR

INDAGNE GEORADAR



Stato di sforzo nella muratura		
Pos.sensori	Tensione muratura	
	Valore MPa	Valore medio MPa
1	0.07	
2	0.12	0.17
3	0.27	

L04 Relazione specialistica.docx

Parametri e caratteristiche dimensionali		Modulo elastico tangente	
Area martinetto piatto	298 cm ²	Incremento di tensione Δf_m MPa	Modulo elastico tangente E_t MPa
Area taglio	420 cm ²	0.0 - 0.5	4425
Coefficiente K_a	0.71	0.5 - 1.0	5155
Coefficiente K_m	0.8	1.0 - 1.5	3597
Base di misura dei sensori	314 mm	1.5 - 2.0	3311
Distanza tra i martinetti	50 cm	2.0 - 2.2	3108
Sensori vewrticali: 1, 2, 3; sensore orizzontale: 4			

Coefficiente di Poisson				
Tensione	Deformazione longitudinale Valore medio	Deformazione trasversale	Coefficiente di Poisson	Coefficiente di Poisson Valore medio
f_m	ϵ_v	ϵ_h	ν	ν
MPa	$\mu m/m$	$\mu m/m$		
0.53	113.2	-25.6	-0.23	-0.25
1.07	210.2	-44.9	-0.21	
1.48	349.0	-105.8	-0.30	
1.51	361.7	-102.6	-0.28	
1.83	443.0	-109.0	-0.25	
2.23	573.7	-115.4	-0.20	

Tensione significativa	
Descrizione	Tensione f_m MPa
Tensione massima raggiunta	3.2

Riassumendo i valori medi caratteristici (senza l'applicazione del fattore di confidenza) sono:

$E_m=3920$ MPa

$F_m=3.20$ Mpa

Il valore del taglio a rottura è dato dalla prova shove test che ha fornito il valore di 1.26 MPa.

Sono state eseguite delle prove a compressione sui singoli mattoni e sulla malta fornendo i seguenti risultati:

Identificazione campione / Posizione in opera	Data prelievo	Data prova	Area [mm ²]	Forza [N]	Rottura [N/mm ²]
Blocco muratura+malta / M1	13/04/2022	16/04/2022	6400	61408	9,6
Blocco muratura+malta / M2	13/04/2022	16/04/2022	5600	72912	13,0
Blocco muratura+malta / M3	13/04/2022	16/04/2022	3500	72171	20,6
Blocco muratura+malta / M4	13/04/2022	16/04/2022	4200	66139	15,7
Blocco muratura+malta / M5	14/04/2022	16/04/2022	10000	85018	8,5

Identificazione campione / Posizione in opera	Data prelievo	Data prova	Area [mm ²]	Forza [N]	Rottura [N/mm ²]
Malta / M1	13/04/2022	16/04/2022	1632	11121	6,8
Malta / M2	13/04/2022	16/04/2022	1316	11385	8,7
Malta / M3	13/04/2022	16/04/2022	1152	7745	6,7
Malta / M4	13/04/2022	16/04/2022	912	9521	10,4
Malta / M5	14/04/2022	16/04/2022	1216	11583	9,5
Malta / M6	14/04/2022	16/04/2022	1054	10829	10,3

Si riportano di seguito i risultati riguardanti la stima della resistenza a compressione della malta analizzata con PNT-G.

Misure	PROVE PNTG	
	Pntg N.1	Pntg N.2
1	2773	600
2	2586	500
3	2217	1503
4	5146	316
5	2007	864
6	1847	701
7	1697	483
8	1799	460
9	2690	777
10	1644	667
11	2326	444
12	2187	226
13	2087	1389
14	2682	925
15	2201	1470
Media	2393	755
Validità	A.	A.
Media**	2367	756
Rc [Mpa]	13,33	5,28

L'indagine georadar ha permesso l'investigazione dei materiali in maniera assolutamente non distruttiva; il principio si basa sulla propagazione di onde elettromagnetiche all'interno del mezzo da indagare. Queste onde subiscono delle riflessioni e delle rifrazioni quando all'interno del materiale vi sono variazioni di costante dielettrica; queste variazioni possono essere dovute alla presenza di vuoti, lesioni, o solo al contatto tra materiali di diverso tipo. Per le specifiche si rimanda alla relazione sulle prove.

Chiusa 1 e Chiusa 2

Sono state effettuate le seguenti indagini:

- N° 8 prelievi di mattone e prova a rottura in laboratorio;
- N° 8 prelievo della malta e successiva analisi petrografica, chimica e rottura in laboratorio;
- N° 2 Indagini georadar.

Si riportano delle immagini con l'ubicazione delle prove in situ.

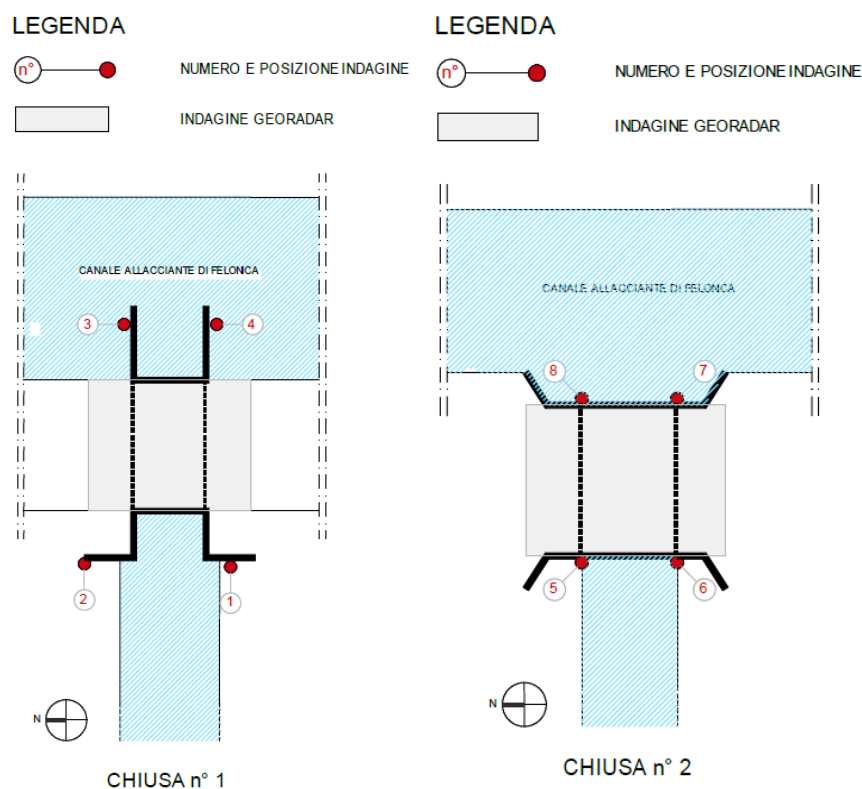


Figura 9 Ubicazione delle prove Chiusa 1 e 2.

Si riportano di seguito le analisi effettuate sui campioni di materiali prelevati in sito.

	<u>Granul. aggregato</u>	<u>Tipo aggregato</u>	<u>Tipo legante</u>	<u>Rapporto quantitativo</u>	<u>Classificazione secondo NTC 2018</u>	<u>Resistenza Compr.</u>
1	<0,5mm	sabbia eterog.	Cemento	3,5/1	M8 cementizia	10,8 Mpa
2	<1,1mm	sabbia eterog.	Cemento	3,5/1	M12 cementizia	14,9 Mpa
3	<0,4mm	sabbia eterog.	Cemento	3/1	M12 cementizia	13,9 Mpa
4	<0,5mm	sabbia eterog.	Cemento	3,5/1	M8 cementizia	12,1 Mpa
5	<0,5mm	sabbia eterog.	Cemento e calce	3/1	M2,5 bastarda	2,7 Mpa
6	<1,0mm	sabbia eterog.	Cemento	2,5/1	M8 cementizia	9,1 Mpa
7	<0,5mm	sabbia eterog.	Calce idraulica	3/1	M2,5 idraulica	2,0 Mpa
8	<1,1mm	sabbia eterog.	Cemento	3/1	M8 cementizia	10,6 Mpa

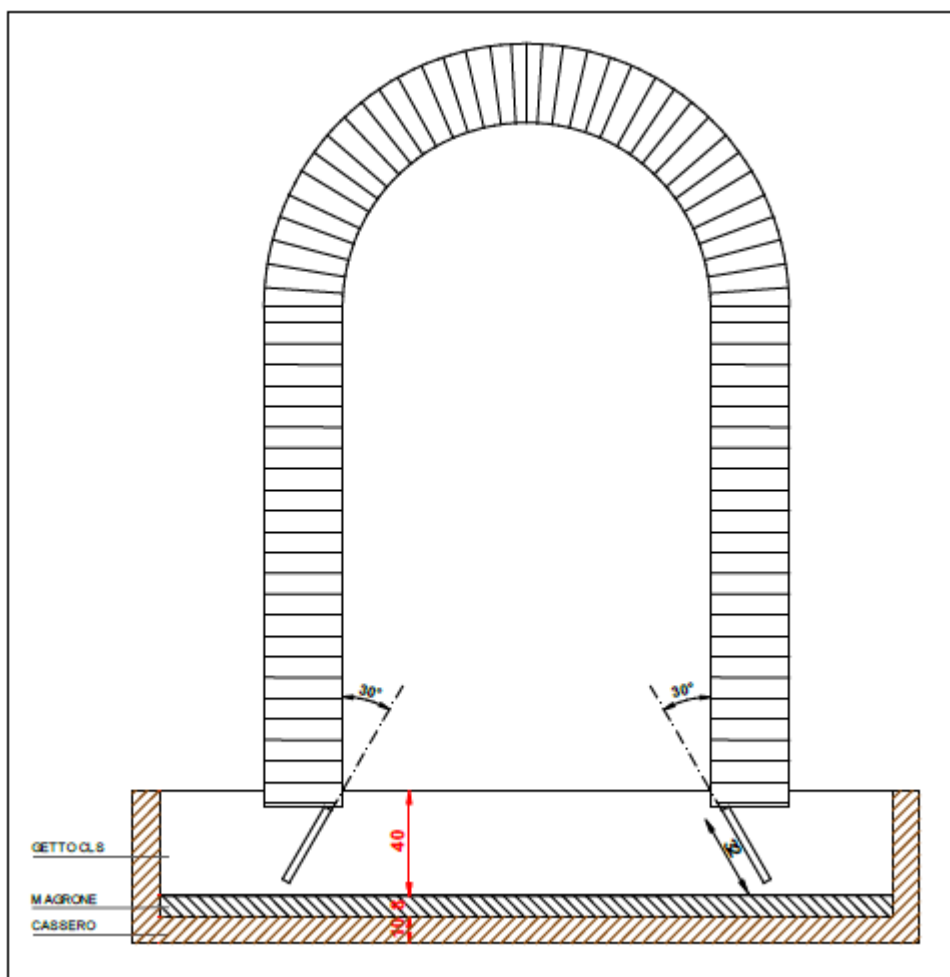
Per la parte di muratura analizzata in laboratorio il livello di contaminazione da Sali, quali solfati e cloruri, è da ritenersi medio.

Campione	Contaminazione da Sali			
	Solfati %	Nitrati (%)	Cloruri (%)	Specie prevalente
1	2,0		-	Solfati
2	2,2		0,1	Solfati
3	3,6		0,1	Solfati
4	1,7		0,1	Solfati
5	1,0		-	Solfati
6	0,9		0,1	Solfati
7	1,1		-	Solfati
8	6,0		0,4	Solfati

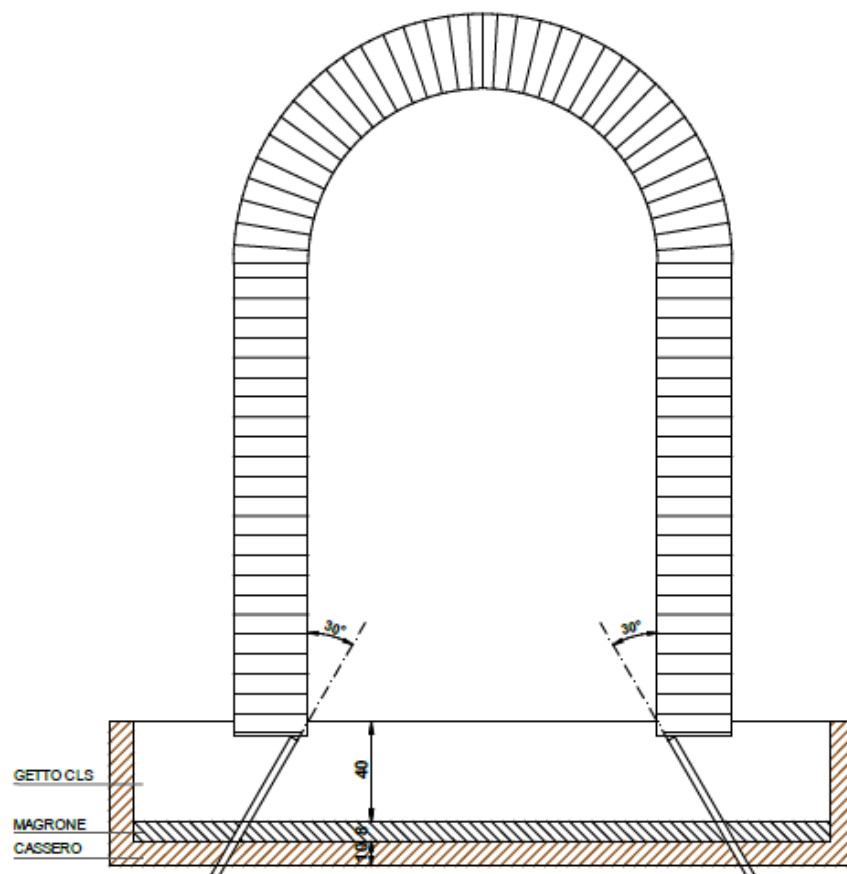
Per maggiori dettagli si rimanda alla relazione delle indagini.

Indagini sistema fondale

Dai sondaggi svolti in data 2 Gennaio 2023 si è potuto verificare la presenza di una fondazione superficiale in c.a. che interessa l'intera opera e si estende anche al di sotto dell'alveo per intercettare entrambe le spalle murarie dell'arco. Di seguito alcune immagini:



Fondazione Chiavica della Cucca



Fondazione Chiusa n.2

Indagini geologiche

Facendo riferimento alla relazione geologico-sismica e geotecnica redatta dal Dott. Geom. Stefano Vincenzi in data 11.02.22 si elenca il piano di indagini svolto:

- n°1 prova penetrometrica statica con punta elettrica e piezocono, nominata CPTU 1, spinta alla profondità di 25,0 m da p.c.;
- n°1 prova sismica in sito attiva di tipo MASW;
- n°1 prova sismica in sito passiva di tipo HVSr.

Si riporta estratto di ortofoto con ubicazione delle prove eseguite.

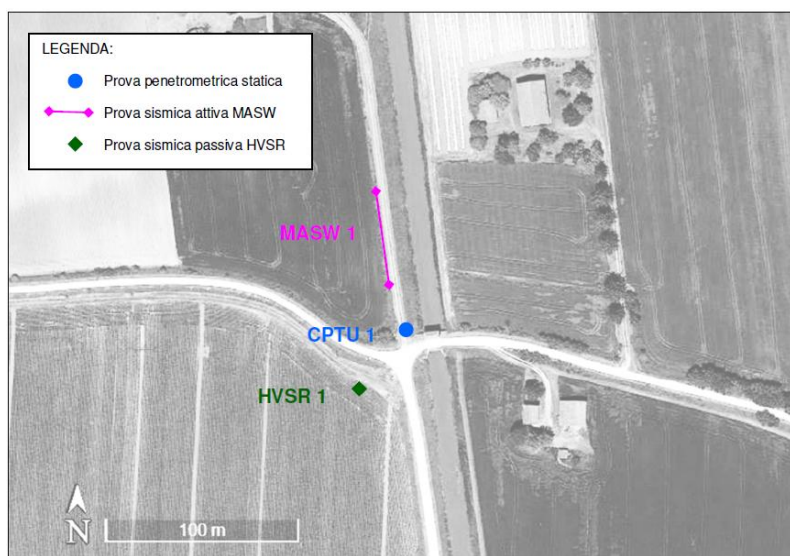


Figura 10 Localizzazione delle prove geologiche.

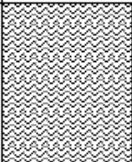
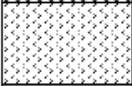

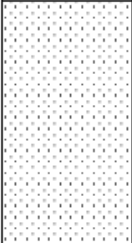
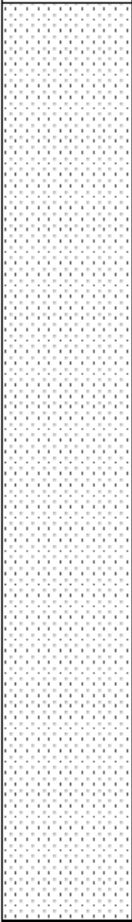
Il modello stratigrafico, ricostruito con l'elaborazione delle indagini geognostiche eseguite, segnala la presenza di depositi a carattere prevalentemente coesivo o misto fino alla profondità di 7,0 m da p.c.; oltre tale profondità e fino alla massima indagata (25,0 m) si assiste al passaggio tessiturale verso depositi incoerenti. Di seguito il dettaglio dei vari orizzonti litologici intercettati.

LIVELLI LITOLOGICI RILEVATI IN CPTU 1		
PROFONDITA' da p.c. (m±m)	LITOLOGIA (secondo Robertson, 1983)	FALDA DA P.C. (m)
0,0 - 0,4	Argille	3,4
0,4 - 2,1	Limi argillosi e limi sabbiosi	
2,1 - 2,6	Argille	
2,6 - 3,4	Limi e limi sabbiosi	
3,4 - 7,0	Argille	
7,0 - 11,1	Sabbie	
11,1 - 13,7	Sabbie	
13,7 - 18,7	Sabbie	
18,7 - 25,0	Sabbie	

Il livello della falda freatica, misurato al termine della prova nel foro di indagine, si attesta alla profondità di 3,4 m da p.c. locale. Si ricorda inoltre che sono ad ogni modo possibili variazioni stagionali del livello della falda e conseguentemente della frangia capillare a esso associata.

Il comportamento prettamente attritivo si ritrova a partire da circa 7,0 m da p.c., in concomitanza con il passaggio tessiturale verso sabbie. La consistenza dei depositi argillosi e dei depositi misti risulta media, con valori di c_u variabili da 40 kPa a oltre 60 kPa. Il grado di addensamento dei depositi misti e granulari risulta medio-basso, e varia dal 31 % al 72 %, espresso in termini di densità relativa.

PARAMETRI GEOTECNICI CPTU 1							
PROF. (da m a m)	qc media		c _u media		Ed medio		φ (°)
	(kPa)	(kg/cm ²)	(kPa)	(kg/cm ²)	(kPa)	(kg/cm ²)	
0,0 - 0,4	1304	13,3	66	0,67	4708	48,0	-
0,4 - 2,1	3020	30,8	151	1,54	6040	61,6	34
2,1 - 2,6	1088	11,1	55	0,56	4470	45,6	-
2,6 - 3,4	2236	22,8	112	1,14	4472	45,6	28
3,4 - 7,0	804	8,2	40	0,41	3828	39,0	-
7,0 - 11,1	6403	65,3	-	-	-	-	30
11,1 - 13,7	10669	108,8	-	-	-	-	31
13,7 - 18,7	15650	159,6	-	-	-	-	31
18,7 - 25,0	20808	212,2	-	-	-	-	31

Committente: Biopig Italia s.s. di Cascone Luigi			Tipologia di indagini utilizzate: CPTU			
Ubicazione: Burana di Bondeno (FE) via Virgiliana - via Argine Campo			Prove di riferimento: CPTU 1			
p.c.	litologie	Descrizione	γ (t/mc)	γ saturo (t/mc)	cu kPa (kg/cmq)	φ (°)
2,6		Argille e limi argilloso-sabbiosi	1,87	1,95	128 (1,31)	25
3,40 3,4		Limi e limi sabbiosi	1,80	2,10	112 (1,14)	28
7,0		Argille	1,81	1,89	40 (0,41)	-
11,0		Sabbie	1,80	2,10	-	30
30,0		Sabbie	1,90	2,20	-	31

L'analisi sismica associa i terreni di fondazione ad un suolo di categoria C, ovvero, come definito nelle NTC 2018 in tabella 3.2.II:

“Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati, o terreni a grana fina mediamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 metri, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s”.

Inoltre, è stato eseguito lo studio sulla risposta sismica locale portando ai seguenti risultati.

Si riporta l'andamento dello spettro medio e di quello relativo normalizzato derivato dalla risposta sismica locale, mentre di seguito si riportano le coordinate dello spettro di risposta elastico SLV normalizzato ottenuto, da utilizzare in fase di progettazione.

Periodo [s]	Acc. Spettro medio [g]	Acc. Spettro norm. [g]	Periodo [s]	Acc. Spettro medio [g]	Acc. Spettro norm. [g]	Periodo [s]	Acc. Spettro medio [g]	Acc. Spettro norm. [g]
0.00	0.1221	0.1115	0.52	0.2556	0.3325	2.25	0.0953	0.0924
0.01	0.1221	0.1221	0.53	0.2507	0.3325	2.30	0.0905	0.0904
0.02	0.1225	0.1327	0.54	0.2446	0.3325	2.35	0.0869	0.0885
0.03	0.1230	0.1433	0.55	0.2369	0.3325	2.40	0.0848	0.0866
0.04	0.1239	0.1539	0.56	0.2317	0.3325	2.50	0.0794	0.0832
0.05	0.1245	0.1645	0.57	0.2260	0.3325	2.60	0.0745	0.0800
0.06	0.1284	0.1751	0.58	0.2235	0.3325	2.70	0.0695	0.0770
0.07	0.1420	0.1857	0.60	0.2178	0.3325	2.80	0.0663	0.0743
0.08	0.1482	0.1963	0.62	0.2095	0.3325	2.90	0.0634	0.0717
0.09	0.1772	0.2069	0.64	0.2026	0.3249	3.00	0.0585	0.0693
0.10	0.1986	0.2175	0.66	0.2035	0.3151	3.10	0.0528	0.0671
0.11	0.2212	0.2281	0.68	0.2049	0.3058	3.20	0.0466	0.0650
0.12	0.2211	0.2387	0.70	0.2138	0.2971	3.30	0.0413	0.0630
0.13	0.2384	0.2493	0.72	0.2167	0.2888	3.40	0.0370	0.0612
0.14	0.2400	0.2599	0.74	0.2086	0.2810	3.50	0.0331	0.0594
0.15	0.2419	0.2705	0.76	0.2019	0.2736	3.60	0.0296	0.0578
0.16	0.2703	0.2811	0.78	0.1963	0.2666	3.70	0.0264	0.0562
0.17	0.3038	0.2917	0.80	0.1899	0.2599	3.80	0.0239	0.0547
0.18	0.2922	0.3023	0.82	0.1803	0.2536	3.90	0.0221	0.0533
0.19	0.2821	0.3129	0.84	0.1698	0.2476	4.00	0.0204	0.0520
0.20	0.2751	0.3235	0.86	0.1596	0.2418	4.10	0.0189	0.0507
0.21	0.2854	0.3325	0.88	0.1539	0.2363	4.20	0.0177	0.0495
0.22	0.3037	0.3325	0.90	0.1481	0.2311	4.30	0.0166	0.0484
0.23	0.3197	0.3325	0.92	0.1413	0.2260	4.40	0.0156	0.0473
0.24	0.3472	0.3325	0.94	0.1358	0.2212	4.50	0.0146	0.0462
0.25	0.3512	0.3325	0.96	0.1317	0.2166	4.60	0.0137	0.0452
0.26	0.3620	0.3325	0.98	0.1275	0.2122	4.70	0.0129	0.0442
0.27	0.3617	0.3325	1.00	0.1220	0.2080	4.80	0.0122	0.0433
0.28	0.3714	0.3325	1.05	0.1157	0.1981	4.90	0.0116	0.0424
0.29	0.3854	0.3325	1.10	0.1070	0.1890	5.00	0.0110	0.0416
0.30	0.4136	0.3325	1.15	0.1002	0.1808	5.10	0.0104	0.0408
0.31	0.4206	0.3325	1.20	0.0936	0.1733	5.20	0.0098	0.0400
0.32	0.4097	0.3325	1.25	0.0882	0.1664	5.40	0.0088	0.0385
0.33	0.3889	0.3325	1.30	0.0854	0.1600	5.60	0.0079	0.0371
0.34	0.3705	0.3325	1.35	0.0834	0.1540	5.80	0.0072	0.0359
0.35	0.3523	0.3325	1.40	0.0840	0.1485	6.00	0.0066	0.0347
0.36	0.3404	0.3325	1.45	0.0855	0.1434	6.20	0.0060	0.0335
0.37	0.3441	0.3325	1.50	0.0855	0.1386	6.40	0.0056	0.0325
0.38	0.3498	0.3325	1.55	0.0875	0.1342	6.60	0.0052	0.0315
0.39	0.3418	0.3325	1.60	0.0910	0.1300	6.80	0.0049	0.0306
0.40	0.3317	0.3325	1.65	0.0935	0.1260	7.00	0.0046	0.0297
0.41	0.3135	0.3325	1.70	0.0950	0.1223	7.20	0.0043	0.0289
0.42	0.2956	0.3325	1.75	0.0981	0.1188	7.40	0.0040	0.0281
0.43	0.2873	0.3325	1.80	0.1007	0.1155	7.60	0.0038	0.0274
0.44	0.2853	0.3325	1.85	0.1007	0.1124	7.80	0.0036	0.0267
0.45	0.2809	0.3325	1.90	0.1017	0.1094	8.00	0.0034	0.0260
0.46	0.2738	0.3325	1.95	0.1049	0.1066	8.50	0.0030	0.0245
0.47	0.2689	0.3325	2.00	0.1072	0.1040	9.00	0.0027	0.0231
0.48	0.2625	0.3325	2.05	0.1076	0.1014	9.50	0.0025	0.0219
0.49	0.2615	0.3325	2.10	0.1072	0.0990	10.00	0.0022	0.0208
0.50	0.2596	0.3325	2.15	0.1042	0.0967			
0.51	0.2583	0.3325	2.20	0.0994	0.0945			

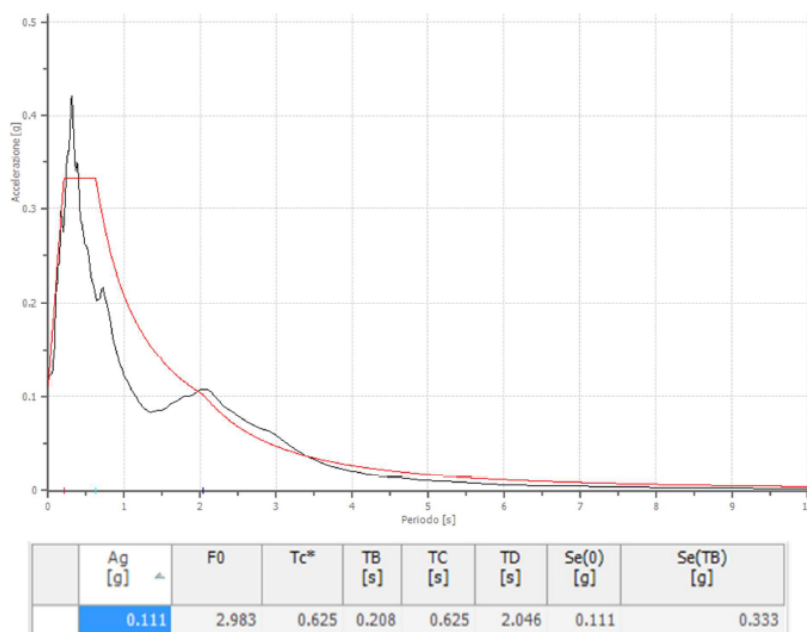


Figura 14.10. Spettro medio SLV in accelerazione e relativo spettro normalizzato

Il valore di accelerazione massima di picco al suolo, risulta pertanto $a_g=0,11g$.

A_{max} di picco al suolo più conservativa è assunta pari a 0,17 g (da NTC18, per $T_r = 475$ anni) risultata più cautelativa rispetto alla risposta sismica locale.

Il sito si è classificato a basso rischio di liquefazione.

Infine, attraverso le procedure di calcolo dei cedimenti post-sismici per terreni coesivi e granulari, per un sisma con Magnitudo $M = 6,14$ e accelerazione $a_g = 0,17g$, si stima un cedimento post-sismico massimo complessivo pari a 3,3 cm.

Analisi visiva dello stato di fatto

Da un'analisi visiva dello stato di fatto, il ponte ad arco nominato la chiavica della "Cucca", in mattoni pieni, soffre certamente delle seguenti patologie:

Danni nella Sovrastruttura, locale adibito per il sollevamento della paratia:

- Deterioramento dei mattoni con scagliature ed efflorescenze;
- Fessurazioni longitudinali e/o trasversali della volta;
- scorrimenti, rigonfiamenti, distacchi causati dai movimenti del timpano;
- Separazione fra i conci;
- Fessurazioni nelle spalle e nei muri di risvolto e andatori;

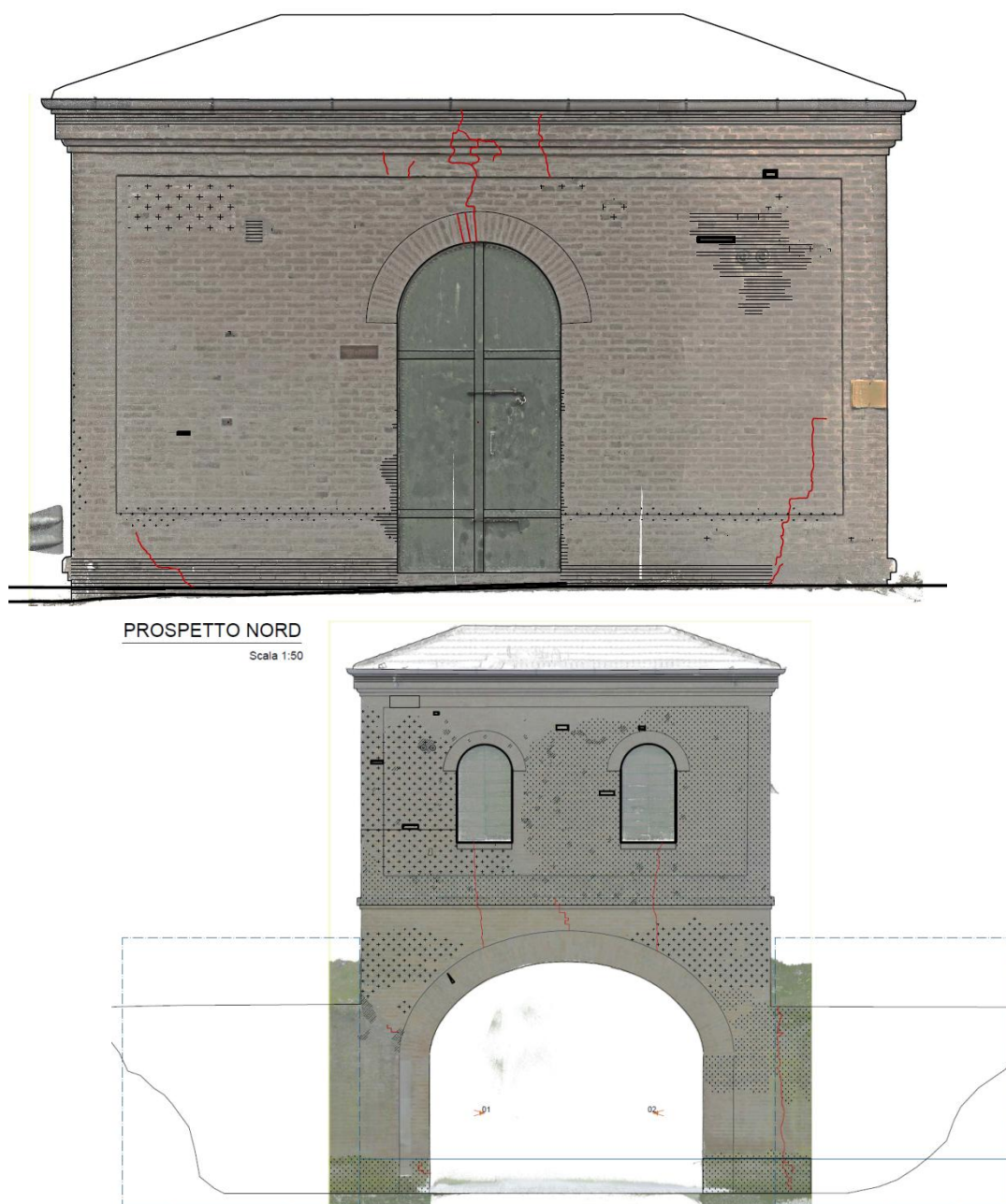


Figura 11 Estratto dalle tavole grafiche dello stato di fatto. Fronte nord della chiavica della "Cucca".

Danni della volta:

- Efflorescenze;
- modifiche dell'aspetto superficiale con patine di origine biologica;
- organizzazione muraria incoerente con assenza di giunti di malta, distacchi e mancanze di malta e di blocchi in laterizio.

PROSPETTO SUD
Scala 1:50



Figura 12 Estratto dalle tavole grafiche dello stato di fatto. Fronte sud della chiavica della "Cucca".

Per quanto riguarda la prima chiusa si sono rilevate le seguenti carenze:

- rottura del timpano sopra la chiave di volta;
- Deterioramento dei mattoni con scagliature ed efflorescenze;
- Fessurazioni longitudinali e/o trasversali della volta;
- apertura dei giunti di malta, specie nell'arco.

CHIUSA 1 - PROSPETTO OVEST
Scala 1:50



Figura 13 Estratto dalle tavole grafiche dello stato di fatto. Chiusa 1.

In riferimento alla seconda chiusa si sono rilevate la seguenti problematiche:

- dissesto delle fondazioni provocando rotture localizzate dei muri andatori e delle ali del ponte;
- Cedimento delle spalle causato dallo scalzamento di alcuni corsi di mattoni al di fuori dal loro sedime;
- Efflorescenze;

- Separazione fra i conci;
- Deterioramento dei mattoni con scagliature ed efflorescenze.

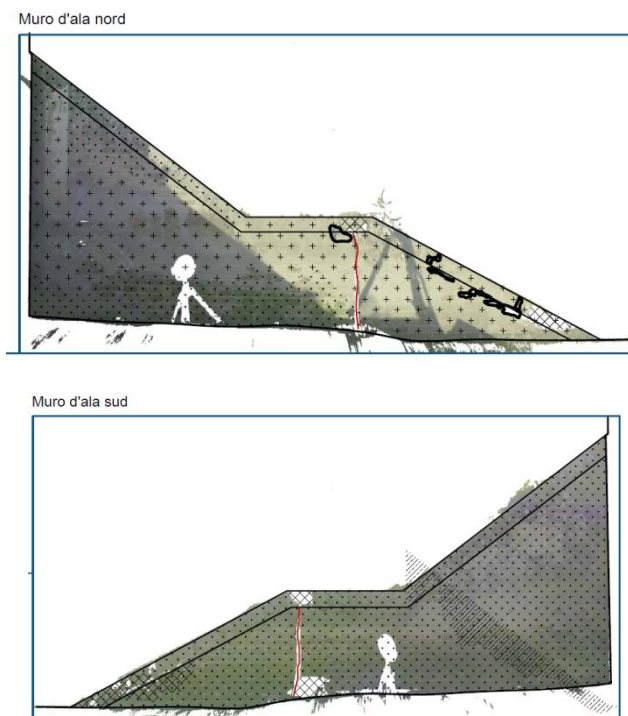


Figura 14 Estratto dalle tavole grafiche dello stato di fatto. Muri d'ala della Chiusa 2.

Alcuni dei difetti rilevati, come si vedrà nel proseguo della presente relazione, non sono giustificati dallo stato tensionale ricavabile dal modello strutturale, ma si ritiene che siano dovuti ad assestamenti fondali o ancor più da effetti dinamici a seguito di terremoti.

Livello di conoscenza e fattore di confidenza

Secondo il paragrafo 8.5.4, sulla base degli approfondimenti effettuati nelle fasi conoscitive sopra riportate, saranno individuati i "livelli di conoscenza" dei diversi parametri coinvolti nel modello e definiti i correlati fattori di confidenza, da utilizzare nelle verifiche di sicurezza.

Ai fini della scelta del tipo di analisi e dei valori dei fattori di confidenza si distinguono i tre livelli di conoscenza seguenti, ordinati per informazione crescente:

- LC1;
- LC2;
- LC3.

Come indicato nella circolare esplicativa al paragrafo C8.5.4.2, i fattori di confidenza, determinati in funzione del livello di conoscenza acquisito, vengono applicati ai valori medi delle resistenze dei materiali ottenuti dai campioni di prove distruttive e non distruttive, per fornire una stima dei valori medi delle resistenze dei materiali della struttura, entro l'intervallo di confidenza considerato.

Con le informazioni ricevute riguardo la struttura oggetto di verifica si assume un livello di conoscenza LC2 con fattore di confidenza pari a 1.20.

Materiali

Considerando un livello di conoscenza LC2, al punto C.8.5.4.1 della circolare esplicativa è suggerito di considerare i valori medi delle resistenze e dei moduli elastici dei materiali degli intervalli riportati in tabella C.8.5.1.. Per cui, per il materiale muratura, i valori di riferimento saranno i seguenti:

Tabella C8.5.1 -Valori di riferimento dei parametri meccanici della muratura, da usarsi nei criteri di resistenza di seguito specificati (comportamento a tempi brevi), e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura. I valori si riferiscono a: f = resistenza media a compressione, τ_0 = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3), f_{v0} = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3), E = valore medio del modulo di elasticità normale, G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale, w = peso specifico medio.

Tipologia di muratura	f (N/mm ²)	τ_0 (N/mm ²)	f_{v0} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	w (kN/m ³)
	min-max	min-max		min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,0-2,0	0,018-0,032	- -	690-1050	230-350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo (*)	2,0	0,035-0,051	- -	1020-1440	340-480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	2,6-3,8	0,056-0,074	- -	1500-1980	500-660	21
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,4-2,2	0,028-0,042	- -	900-1260	300-420	13 ÷ 16(**)
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,) (**)	2,0-3,2	0,04-0,08	0,10-0,19	1200-1620	400-500	
Muratura a blocchi lapidei squadriati	5,8-8,2	0,09-0,12	0,18-0,28	2400-3300	800-1100	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce (***)	2,6-4,3	0,05-0,13	0,13-0,27	1200-1800	400-600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%)	5,0-8,0	0,08-0,17	0,20-0,36	3500-5600	875-1400	15

(*) Nella muratura a conci sbozzati i valori di resistenza tabellati si possono incrementare se si riscontra la sistematica presenza di zeppe profonde in pietra che migliorano i contatti e aumentano l'ammorsamento tra gli elementi lapidei; in assenza di valutazioni più precise, si utilizzi un coefficiente pari a 1,2.

(**) Data la varietà litologica della pietra tenera, il peso specifico è molto variabile ma può essere facilmente stimato con prove dirette. Nel caso di muratura a conci regolari di pietra tenera, in presenza di una caratterizzazione diretta della resistenza a compressione degli elementi costituenti, la resistenza a compressione f_{pu} può essere valutata attraverso le indicazioni del § 11.10 delle NTC.

(***) Nella muratura a mattoni pieni è opportuno ridurre i valori tabellati nel caso di giunti con spessore superiore a 13 mm; in assenza di valutazioni più precise, si utilizzi un coefficiente riduttivo pari a 0,7 per le resistenze e 0,8 per i moduli elastici.

Si riportano le caratteristiche dei materiali adottate per il calcolo della verifica dello stato di fatto dei tre manufatti idraulici:

<i>Valori medi della tabella</i>	<i>LC2 FC=1.20</i>
$f=3.45 \text{ N/mm}^2$ $\tau_0=0.09 \text{ N/mm}^2$ $f_{v0}=0.20 \text{ N/mm}^2$ $E=1500 \text{ N/mm}^2$ $G=500 \text{ N/mm}^2$ $w=18 \text{ kN/m}^3$	$f=2.88 \text{ N/mm}^2$ $\tau_0=0.08 \text{ N/mm}^2$ $f_{v0}=0.17 \text{ N/mm}^2$ $E=1250 \text{ N/mm}^2$ $G=417 \text{ N/mm}^2$ $w=18 \text{ kN/m}^3$

<i>Valori medi indagini sui materiali</i>	<i>LC2 FC=1.20</i>
$f=3.20 \text{ N/mm}^2$ $f_{v0}=1.26 \text{ N/mm}^2$ $E=3920 \text{ N/mm}^2$ $\nu \text{ poisson}=0.25$	$f=2.67 \text{ N/mm}^2$ $f_{v0}=1.05 \text{ N/mm}^2$ $E=3267 \text{ N/mm}^2$ $\nu \text{ poisson}=0.25$

Dai risultati delle prove sperimentali si evince come i valori di resistenza ricadono nei range proposti dalla circolare esplicativa e per questo si utilizzano i valori medi come suggerito dalla circolare. Per il valore di riferimento della tensione tangenziale, vista la risposta molto buona della prova in sito (shove test) **si prende come valore di riferimento la media di quello della tabella e quello registrato durante il test, per cui:**

<i>LC2 FC=1.20</i>
$f=2.88 \text{ N/mm}^2$ $\tau_0=0.08 \text{ N/mm}^2$ $f_{v0}=0.61 \text{ N/mm}^2$ $E=1250 \text{ N/mm}^2$ $G=417 \text{ N/mm}^2$ $w=18 \text{ kN/m}^3$

Parametri generali per la progettazione

COORDINATE GEOGRAFICHE (ED50)

Latitudine sito: 44.944861

Longitudine sito: 11.333882

Altitudine s.l.m.: 8.00 m

CARATTERISTICHE STRUTTURA

Classe di duttilità: non dissipativa

Classe d'uso: II ==> $C_u = 1.0$

Vita nominale: 50 anni

Periodo di riferimento: $V_r = V_n \times C_u = 50$ anni

Ipotesi di calcolo

Nella presente relazione di calcolo si è utilizzato il “Metodo agli Stati Limite Ultimi e di Esercizio” in accordo con quanto prescritto dalla Normativa: “Norme Tecniche per le Costruzioni” Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018, le combinazioni di carico analizzate e i valori di confronto per le necessarie verifiche statiche sono indicati nei paragrafi successivi.

Il calcolo viene svolto tramite modellazione tridimensionale agli elementi finiti della struttura con modello elastico lineare. I carichi vengono combinati secondo i coefficienti e le regole delle NTC 2018.

In accordo con la normativa i carichi variabili da traffico sono definiti dagli Schemi di Carico descritti nel 5.1.3.3.3 NTC18, e tengono conto degli effetti dinamici del passaggio dei mezzi con un incremento delle azioni mediante azioni statiche equivalenti. Si ritiene quindi che gli effetti dinamici del passaggio dei mezzi sono presi in considerazione con azioni statiche equivalenti.

Metodo di verifica

Per la verifica della resistenza e stabilità fuori dal piano della muratura si fa riferimento al metodo semplificato di cui al §4.5.6.2, nel quale viene considerata la sola eccentricità dovuta a tolleranze di esecuzione $e_a = h / 200$, in quanto le eccentricità dei carichi verticali e_s e dei carichi orizzontali e_v sono già incluse nelle tensioni output del modello FEM.

Pertanto, per la determinazione delle tensioni di design, si procede nel modo seguente:

la tensione caratteristica a compressione della muratura viene ricavata dalle prove e dai valori di tabella ed assunta pari a $f_d = 2,88$ MPa

per la determinazione della tensione di design f_d si utilizza il coefficiente $\gamma_M = 3$, il valore più cautelativo di cui nella tabella 4.5.II nelle NTC 2018, sotto riportata:

per la determinazione della tensione di design ridotta $f_{d, rid} = \Phi f_d$, si ricava il coefficiente Φ dalla tabella 4.5.III nelle NTC 2018, sotto riportata, considerando la snellezza λ del setto murario e il coefficiente di eccentricità $m = 6 e_a / t$, in cui “t” è lo spessore della muratura.

Tab. 4.5.III -Valori del coefficiente Φ con l'ipotesi della articolazione (a cerniera)

Snellezza λ	Coefficiente di eccentricità $m = 6 e/t$				
	0	0,5	1,0	1,5	2,0
0	1,00	0,74	0,59	0,44	0,33
5	0,97	0,71	0,55	0,39	0,27
10	0,86	0,61	0,45	0,27	0,16
15	0,69	0,48	0,32	0,17	
20	0,53	0,36	0,23		

Essendo gli elementi molto tozzi, si ritiene plausibile assumere il coefficiente Φ unitario.

La verifica si ritiene soddisfatta quando gli stati tensionali analizzati rimangono sotto il valore limite.

Strumenti di calcolo utilizzati

Il codice a elementi finiti Straus7 dispone di funzioni di pre-processamento generali per l'inserimento manuale diretto di modelli ad elementi finiti. Sono, a questo riguardo disponibili diversi strumenti quali:

- Operazioni di copia, estrusione, scala, sposta e specchia, per l'inserimento agevole di nodi ed elementi.
- Tutte le operazioni possono essere condotte relativamente a sistemi di coordinate generici di tipo cartesiano, cilindrico, sferico, toroidale.
- Suddivisione automatica di elementi con mantenimento delle condizioni al contorno.
- Funzioni per l'infittimento automatico di modelli bi e tri-dimensionali.
- Funzioni specifiche per il trattamento di sistemi di aste importate da formato DXF.
- Funzioni automatiche di allineamento per assi locali in elementi monodimensionali.
- Funzioni per l'assegnazione automatica di offsets nodali, in relazione al tipo di sezione utilizzato.
- Generazioni automatica di piani rigidi o cluster rigidi.

Molte delle operazioni di creazione dei modelli possono essere eseguite con modalità di copia-incolla da altri programmi. Tali modalità si estendono anche all'interno delle finestre di una sessione di Straus7. Risulta allora facile la costruzione separata di sotto-modelli ed il loro assemblaggio finale.

Le entità possono essere associate a gruppi logici per facilitare le operazioni di inserimento del modello o lettura dei risultati.

Straus7 genera in modo automatico mesh bi-dimensionali con elementi principalmente quadrangolari ('quad-dominant') di elevata qualità.

Straus7 rende disponibili strumenti molto validi per il controllo della correttezza dei modelli ad elementi finiti:

- Determinazione in modo grafico di discontinuità nodali interne al modello.
- Restituzione grafica degli istogrammi delle grandezze caratterizzanti la qualità del modello (ad esempio fattori di forma e parametri legati alla distribuzione delle ampiezze degli angoli interni per elementi bi e tri-dimensionali).
- Rappresentazione grafica dei carichi applicati.

Straus7 dispone di una vasta biblioteca di profili commerciali mondiali oltre ad un notevole numero di librerie per i più diffusi materiali da costruzione (acciai, calcestruzzo, legno, alluminio, vetro ed altri).

Le caratteristiche statiche di una sezione generica possono essere importate e lette da Straus7 per essere utilizzate e visualizzate in modalità realistica solida all'interno dell'ambiente di calcolo.

L'utente, inoltre, ha un notevole controllo sulla personalizzazione delle librerie, potendone creare di proprie o modificare le esistenti.

- Il solutore utilizzato per i sistemi lineari di equazioni generate in Straus7 è di tipo sparso con pre-ordinamento ottimale (fill-in reducing) delle equazioni. Tale solutore ha dimostrato un buon comportamento sia dal punto di vista dello spazio occupato dalle matrici su disco, sia come prestazioni in termini di tempo. Diviene quindi eseguibile in tempi accettabili anche la soluzione di modelli complessi (eventualmente generati in automatico da geometrie), con diverse centinaia di migliaia di equazioni.
- L'intera messaggistica del solutore è trasmessa ad un file di log. E' inoltre disponibile un visualizzatore di log files integrato con l'ambiente, in grado di filtrare le diverse informazioni per il controllo delle sole quantità oggetto di interesse.
- Salvataggio automatico di sotto-modelli per operazioni di zooming strutturale in diverse condizioni di carico.
- Possibilità di inserire un numero qualsiasi di combinazioni di carico con coefficienti definiti dall'utente. Non è necessario rilanciare il solutore statico lineare per la definizione o modifica delle combinazioni.
- Possibilità di combinare file di risultato diversi, con estensione a combinazioni SRSS di soluzioni spettrali corrispondenti a direzioni sismiche diverse. Questo viene considerato dal testo della ordinanza 3274 come il modo privilegiato di combinazione per le varie direzioni dell'azione sismica.
- Capacità estese di inviluppi:

- Involuppi in sovrapposizione per la determinazione di condizioni più gravose in relazione a combinazioni note.
 - Involuppo in combinazione. Essi permettono a Straus7 di combinare quelle condizioni che producono gli effetti estremi sulle membrature o entità bi o tri-dimensionali.
 - Involuppi con fattori. Essi costituiscono un tipo di involucro piuttosto complesso tale da poter automatizzare le combinazioni di carico per stati limite ultimi e di esercizio in relazione a normative attuali.
 - Sono inoltre a disposizione modalità per l'ottenimento delle quantità risultanti in equilibrio con un valore estremo ottenuto negli involuppi.
 - Straus7 dispone di un solutore alle frequenze proprie basato sul metodo del sottospazio. Possibilità di operare uno 'shift' nel calcolo in frequenza. Controllo dei risultati ottenuti tramite sequenza di Sturm. Calcolo dei coefficienti di partecipazione modale in qualunque direzione nello spazio, direttamente nel calcolo delle frequenze.
 - Funzioni per l'introduzione di rigidezze tangenti (passo specifico di una soluzione non lineare) nel calcolo delle frequenze proprie. E' inoltre possibile considerare l'influenza dello stato tensionale nell'estrazione delle autocoppie.
 - L'utente ha pieno accesso ai parametri utilizzati dal solutore come tolleranze, numero di iterazioni, formulazione delle masse ed altro.
 - Straus7 genera risultati modali, combinazioni SRSS e CQC (opzionalmente alcuni di questi possono essere esclusi) per ogni vettore di direzione spaziale definito.
 - Sono supportate analisi a spettro di risposta generiche in termini sia di accelerazioni alla base, sia di velocità o spostamenti.
 - Le forze d'inerzia generate nei singoli modi oppure la loro combinazione SRSS e CQC possono essere ottenute in modo esplicito e possono essere importate come distribuzioni di spinta per analisi di pushover.
 - Nell'ambiente di Straus7 l'utente può generare analisi di buckling lineare partendo da stati di tensione lineari con rigidezze iniziali o da stati tangenti di rigidezza provenienti da passi non lineari di soluzione.
 - Rappresentazione realistica di elementi monodimensionali anche definiti dall'utente. Gli elementi monodimensionali possono essere rappresentati in modalità solida anche con riferimento allo stato tensionale.
 - E' possibile la rappresentazione in multivista delle deformate dei singoli modi di vibrare per una rapida comparazione.
 - Straus7 può generare in modo automatico animazioni in relazioni a deformate modali (anche in multivista) o singoli risultati statici o dinamici. Le animazioni possono essere poi salvate in formato auto-eseguibile oppure come una serie di diapositive (JPG o BMP).
- Straus7 dispone dei seguenti strumenti di post-processing:
- Rappresentazioni a mappe di colori di quantità risultanti. Le rappresentazioni si estendono a diagrammi di sollecitazione per elementi trave oltre a quantità vettoriali come reazioni vincolari o tensioni principali.
 - Rappresentazioni di deformate amplificate. E', a questo riguardo, degno di nota la possibilità di salvare il modello con una configurazione deformata sovrapposta alle coordinate originarie. Ciò consente lo studio di eccentricità accidentali in procedure incrementali non-lineari.
 - Interrogazione di quantità risultanti riferite ad entità singole. Per ogni singolo nodo o elemento è possibile l'estrazione di tutte le quantità di post processamento dei risultati. L'utente può inoltre trovare, in modo automatico, le entità che rendono estreme le quantità considerate.
 - Straus7 consente la generazione di grafici bidimensionali in relazione a:
 - Variazione della posizione per un singolo caso risultante.
 - Variazione del caso risultante per una singola quantità osservata.
 - Serie di punti anche non allineati per il tracciamento della quantità di interesse in percorsi qualunque.
 - Straus7 dispone di una funzione per ottenere la lista completa delle quantità risultanti in formato di foglio elettronico. Tutti i dati sono utilizzabili in altre applicazioni, anche terze, mediante semplici operazioni di copia-incolla.

Per gli elementi tridimensionali è possibile ottenere sezioni in posizioni qualunque riferite a sistemi di coordinate cartesiani, cilindrici, sferici e toroidali. Straus7 determina in modo automatico l'integrale delle quantità visualizzate determinando i loro momenti statici anche rispetto al baricentro della sezione.

Analisi dei carichi

Peso proprio delle strutture G1

Si considera un peso specifico della muratura pari a 1800 daN/m^3 , come da tabella dei materiali presente nella circolare esplicativa.

Si considera un peso specifico del materiale arido di riempimento, stabilizzato presente sopra le volte pari a 1900 daN/m^3 .

Si riporta l'analisi dei carichi permanenti suddivisi per i tre manufatti.

Chiavica della "Cucca":

Carico permanente distribuito gravante sulla copertura del locale adibito al sollevamento della paratia:

Carichi permanenti	
-coppi	80daN/mq
-guaine	10daN/mq
-tavelle	50daN/mq
-legno	30daN/mq
<hr/>	
tot.	170daN/mq

Carico permanente lineare gravante sulle murature del locale adibito al sollevamento della paratia:

Carichi permanenti	
-paratie e organi di sollevamento (stima)	120daN/ml
<hr/>	
tot.	120 daN/ml

Carico permanente distribuito gravante sul piano di calpestio del locale adibito al sollevamento della paratia:

Carichi permanenti	
-mattonelle 2cm	40 daN/mq
-soletta cls 10cm	240 daN/mq
-stabilizzato da 34 a 266cm	650/5055 daN/mq
<hr/>	
tot.	930/5335 daN/mq

Carico permanente distribuito gravante sul piano stradale:

Carichi permanenti	
-stabilizzato da 22 a 254cm	420/4825 daN/mq
-1 corso di mattoni 6cm	110 daN/mq
-soletta cls 6cm	145 daN/mq
<hr/>	
tot.	675/5080 daN/mq

Chiusa 1:

Carico permanente distribuito gravante sulle aree non interessate dalla carreggiata stradale:

Carichi permanenti	
-soletta cls 10cm	240 daN/mq
-muretto per chiusa	2250 daN/mq
<hr/>	
tot.	2490 daN/mq

Carico permanente distribuito gravante sulla carreggiata:

Carichi permanenti	
-stabilizzato da 24 a 159cm	455/3040 daN/mq
-1 corso di mattoni 6cm	110 daN/mq
-soletta cls 6cm	145 daN/mq
<hr/>	
tot.	710/3295 daN/mq

Chiusa 2:

Carico permanente distribuito gravante sulla carreggiata:

Carichi permanenti	
-stabilizzato da 128 a 162cm	2432/3078 daN/mq
-1 corso di mattoni 6cm	110 daN/mq
-soletta cls 6cm	145 daN/mq

Carichi accidentali

Si è considerato un carico accidentale pari a 200 daN/m² in corrispondenza del locale di manutenzione dell'opera chiavica della Cucca.

Azioni variabili da traffico Q

I carichi variabili da traffico sono definiti dagli Schemi di Carico descritti nel 5.1.3.3.3 NTC18, disposti su corsie convenzionali. Le larghezze w_l delle corsie convenzionali su una carreggiata ed il massimo numero (intero) possibile di tali corsie su di essa sono indicati nel prospetto e nella Tabella dell' NTC18.

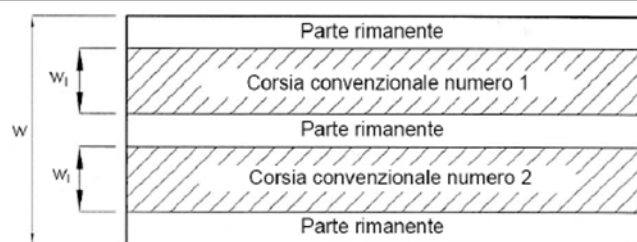


Figura 5.1.1 – Esempio di numerazione delle corsie

Tabella 5.1.I - Numero e Larghezza delle corsie

Larghezza di carreggiata “w”	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
$w < 5,40$ m	$n_l = 1$	3,00	$(w-3,00)$
$5,4 \leq w < 6,0$ m	$n_l = 2$	$w/2$	0
$6,0 \text{ m} \leq w$	$n_l = \text{Int}(w/3)$	3,00	$w - (3,00 \times n_l)$

Figura 15 Estratto da normativa vigente.

La disposizione e la numerazione delle corsie va determinata in modo da indurre le più sfavorevoli condizioni di progetto. Per ogni singola verifica il numero di corsie da considerare caricate, la loro

disposizione sulla carreggiata e la loro numerazione vanno scelte in modo che gli effetti della disposizione dei carichi risultino i più sfavorevoli. La corsia che, caricata, dà l'effetto più sfavorevole è numerata come corsia Numero 1; la corsia che dà il successivo effetto più sfavorevole è numerata come corsia Numero 2, ecc.

I carichi tandem insistono su un'impronta di 0.40x0.40 cm. In un rilevato correttamente consolidato, si può assumere una diffusione del carico con angolo di 30° come indicato al punto C5.1.3.3.5.1 della circolare esplicativa. Invece, come indicato al punto 5.1.3.3.6 della normativa vigente la diffusione attraverso lo spessore della soletta in c.a. sottostante al piano stradale si considera avvenire secondo un angolo di 45°.

SCHEMI DI CARICO

Le azioni variabili del traffico, comprensive degli effetti dinamici, sono definite dai seguenti Schemi di Carico:

1. Schema di Carico 1: è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti. Questo schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali, considerando un solo carico tandem per corsia, disposto in asse alla corsia stessa. Il carico tandem, se presente, va considerato per intero;
2. 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. 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;
3. Schema di Carico 3: è costituito da un carico isolato da 150 kN con impronta quadrata di lato 0,40m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi non protetti da sicurvia;
4. Schema di Carico 4: è costituito da un carico isolato da 10 kN con impronta quadrata di lato 0,10m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi protetti da sicurvia e sulle passerelle pedonali.
5. Schema di Carico 5: costituito dalla folla compatta, agente con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, di 5,0 kN/m². Il valore di combinazione è invece di 2,5 kN/m². Il carico folla deve essere applicato su tutte le zone significative della superficie di influenza, inclusa l'area dello spartitraffico centrale, ove rilevante;
6. Schemi di Carico 6.a, b, c: in assenza di studi specifici ed in alternativa al modello di carico principale, generalmente cautelativo, per opere di luce maggiore di 300 m, ai fini della statica complessiva del ponte, si può far riferimento ai carichi $q_{L,a}$, $q_{L,b}$ e $q_{L,c}$ previsti dal D.M. 14/01/08.

CATEGORIA STRADALE

Sulla base dei carichi mobili ammessi al transito, i ponti stradali si suddividono nelle due seguenti categorie:

- ponti per il transito dei carichi mobili sopra indicati con il loro intero valore;
- ponti per il transito dei soli carichi associati allo Schema5 (ponti pedonali).

L'opera in oggetto è classificata come ponte della prima categoria.

DISPOSIZIONE DELLE CORSI DI CARICO

Il numero delle colonne di carichi mobili da considerare nel calcolo è quello massimo compatibile con la larghezza della carreggiata, tenuto conto che la larghezza di ingombro convenzionale è stabilita per ciascuna colonna in 3,00 m.

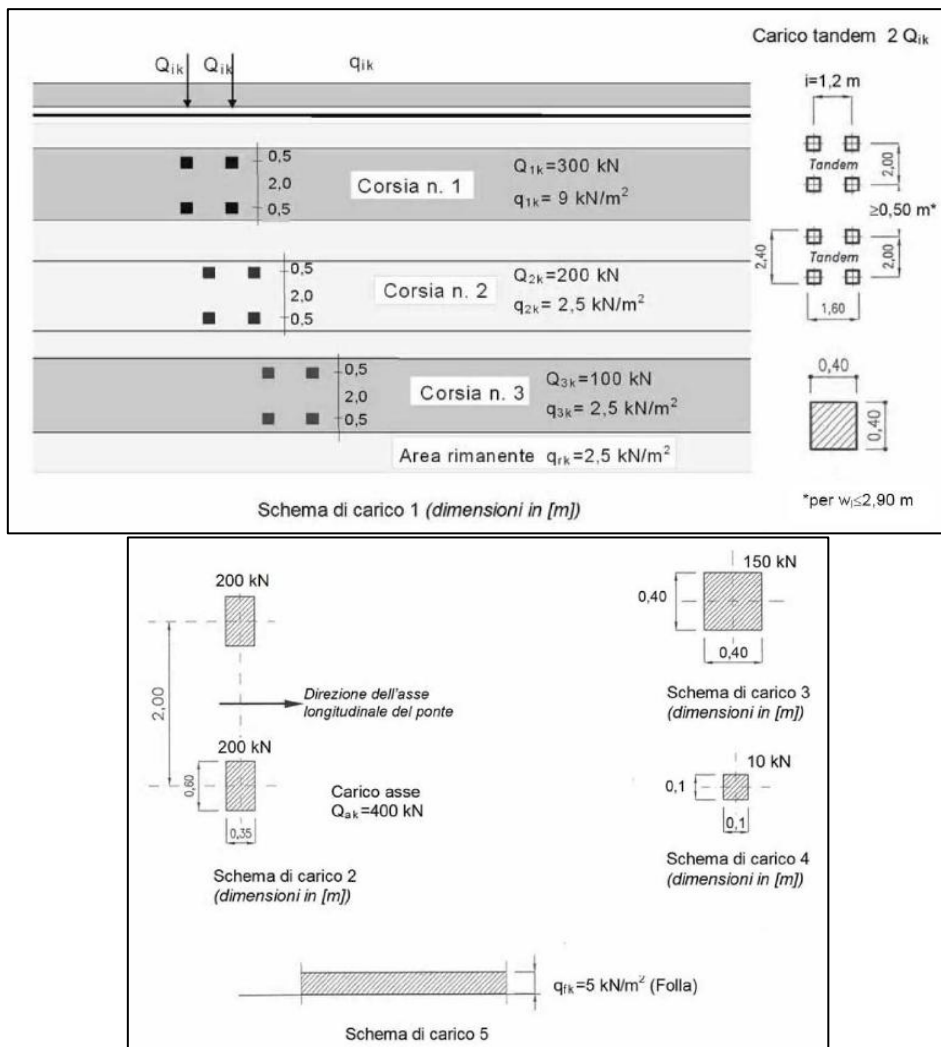


Figura 16 Estratto normativa vigente.

In ogni caso il numero delle colonne non deve essere inferiore a due, a meno che la larghezza della sede stradale sia inferiore a 5,40 m.

La disposizione dei carichi ed il numero delle colonne sulla carreggiata saranno volta per volta quelli che determinano le condizioni più sfavorevoli di sollecitazione per la struttura, membratura o sezione considerata. Si devono considerare, compatibilmente con le larghezze precedentemente definite, le seguenti intensità dei carichi (NTC18):

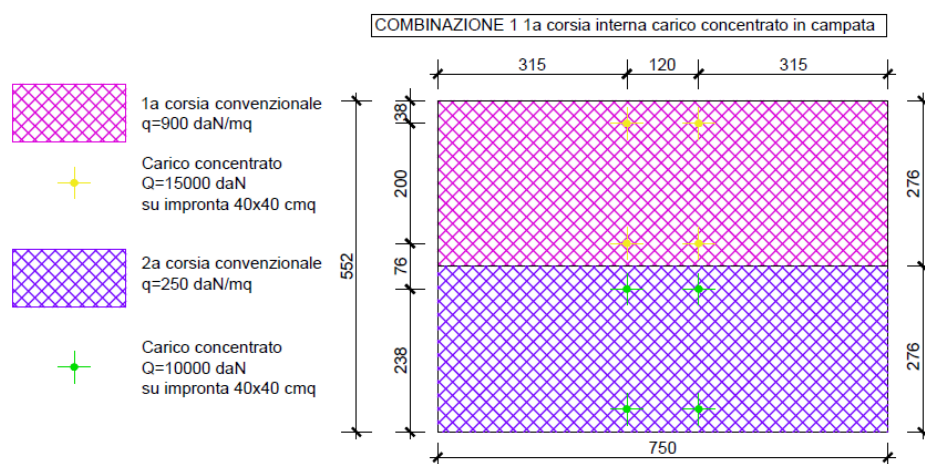
Tabella 5.1.II - Intensità dei carichi Q_{ik} e q_{ik} per le diverse corsie

Posizione	Carico asse Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m ²]
Corsia Numero 1	300	9,00
Corsia Numero 2	200	2,50
Corsia Numero 3	100	2,50
Altre corsie	0,00	2,50

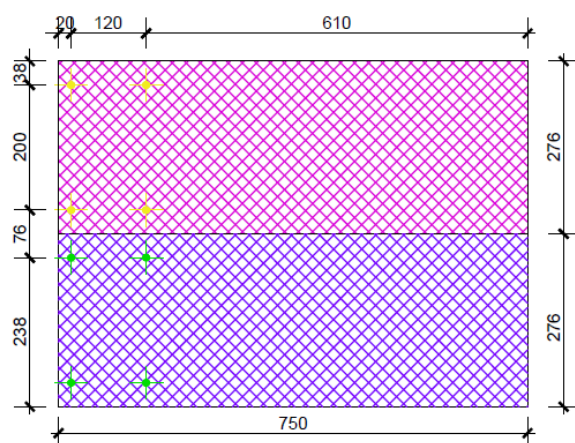
Figura 17 Estratto normativa vigente.

Si riportano sotto la disposizione delle corsie convenzionali calcolate in funzione della larghezza della careggiata.

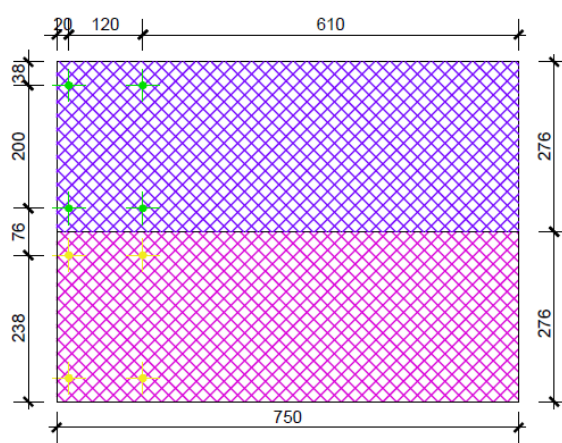
Chiavica della "Cucca":



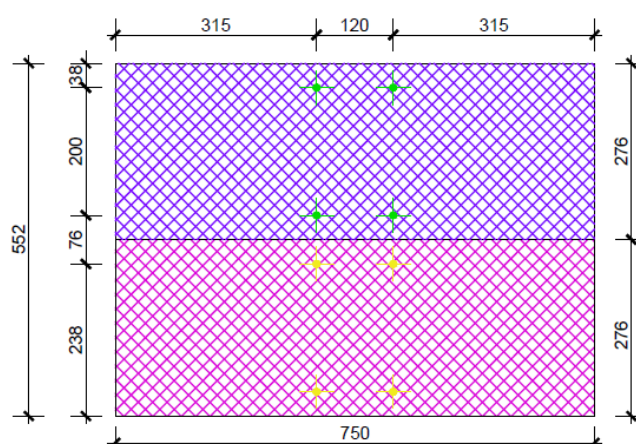
COMBINAZIONE 2 1a corsia interna e carico concentrato in appoggio



COMBINAZIONE 4 1a corsia esterna e carico concentrato in appoggio



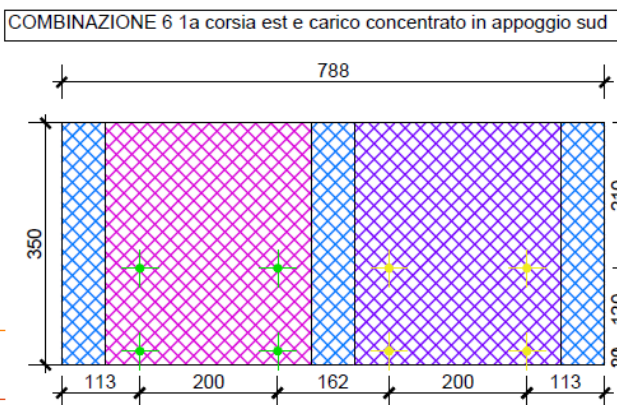
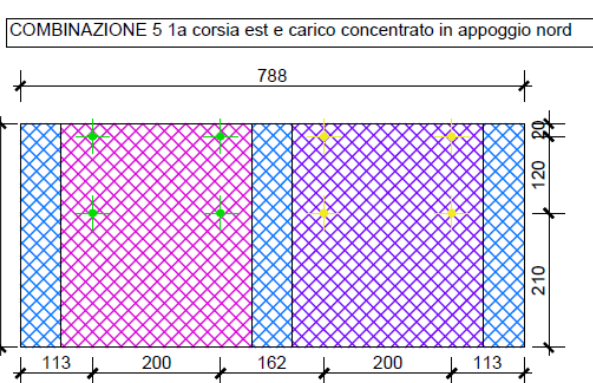
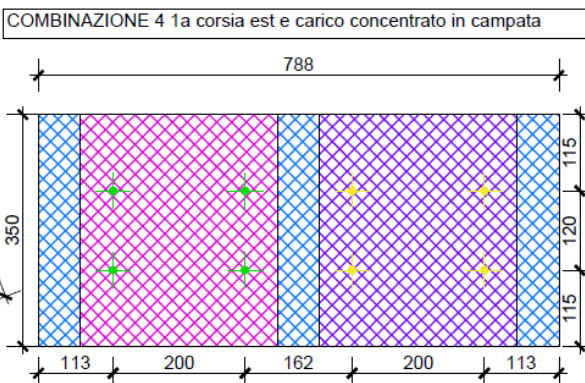
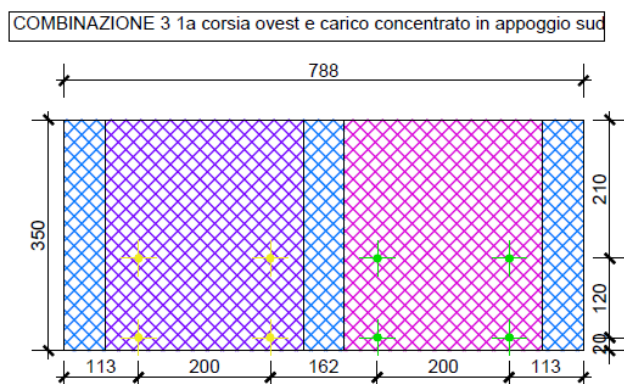
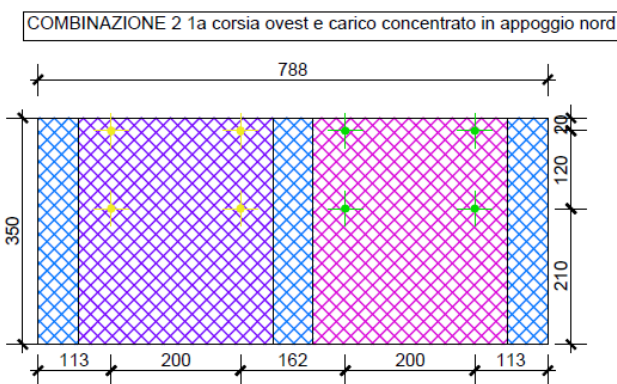
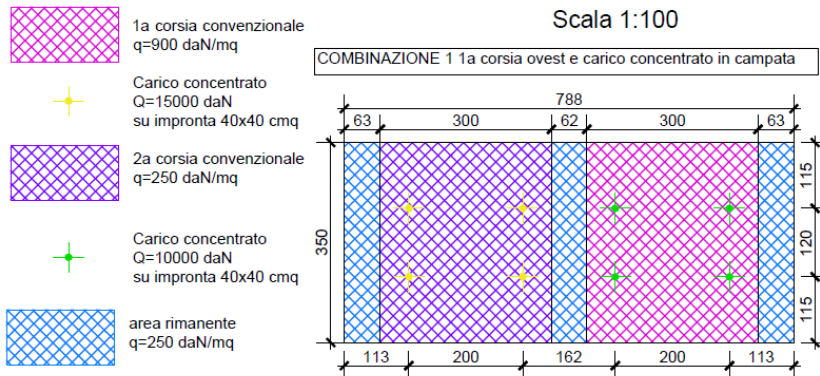
COMBINAZIONE 3 1a corsia esterna e carico concentrato in campata



Chiusa 1:

PIANTA DEI CARICHI

Scala 1:100



Chiusa 2:

PIANTA DEI CARICHI

Scala 1:100

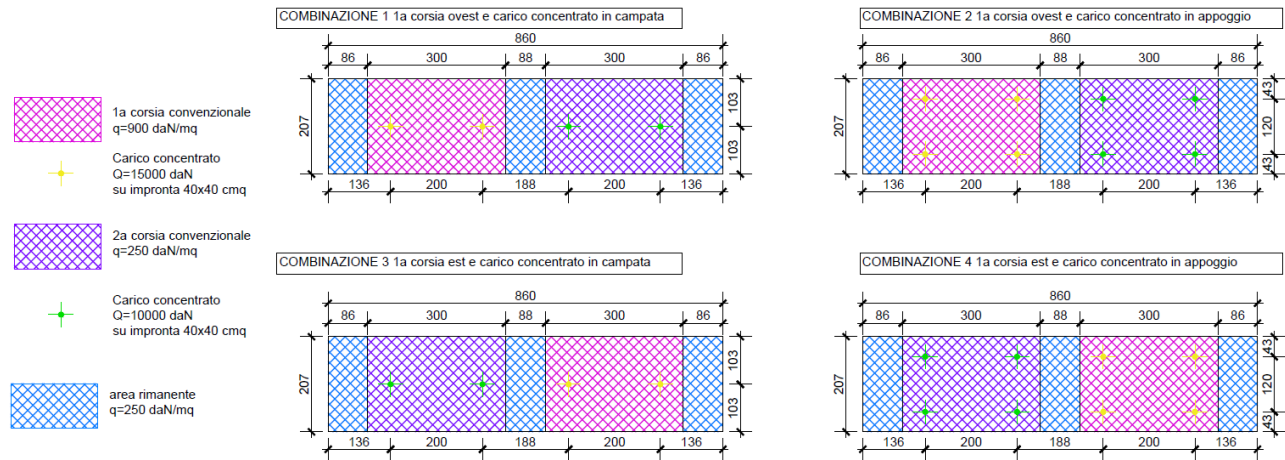


Figura 18 Disposizione delle corsie convenzionali.

Azione della neve

Il carico da neve si considera non concomitante con i carichi da traffico, salvo che per ponti coperti.

L'azione della neve, considerata sulla copertura del locale di manutenzione della chiavica della "Cucca", sarà valutata mediante la seguente espressione:

$$q_s = q_{sk} \mu_i C_E C_t$$

Dove:

q_{sk} è il valore di riferimento del carico della neve al suolo;

μ_i è il coefficiente di forma;

C_E è il coefficiente di esposizione;

C_t è il coefficiente termico.

Il sito in oggetto è situato in zona II per la quale vale:

$$q_{sk} = 1.00 \text{ KN/m}^2 \quad \text{per } a_s < 200 \text{ m}$$

$$q_{sk} = 0.85 (1 + (a_s/481)^2) \text{ KN/m}^2 \quad \text{per } a_s > 200 \text{ m}$$

quindi si avrà $q_{sk} = 1.00 \text{ KN/m}^2$

Il coefficiente di forma dipende dalla forma stessa e dall'inclinazione ed è dettato dalla seguente tabella 3.4.11 delle NTC2018. Per cui $\mu_i = 0.8$.

Il coefficiente di esposizione tiene conto delle caratteristiche specifiche dell'area in cui si trova la struttura: $C_E = 1$.

Il coefficiente termico tiene conto della riduzione del carico della neve, a causa dello scioglimento della stessa ma in questo caso $C_t = 1$.

Dunque si ha:

$$q_s = q_{sk} \mu_i C_E C_t = 1.00 \times 0.8 \times 1 \times 1 = 0.80 \text{ kN/m}^2$$

Azione longitudinale da frenamento

La forza di frenamento o accelerazione q_3 è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n.1 ed è uguale a :

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0.6 (2Q_{1k}) + 0.10 \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN}$$

L'azione di frenamento vale dunque:

$q_3 = 380.00 \text{ kN}$ per la chiavica della "Cucca";

$q_3 = 370.00 \text{ kN}$ per la chiusa 1;

$q_3 = 366.00 \text{ kN}$ per la chiusa 2.

La forza, applicata a livello della pavimentazione ed agente lungo l'asse della corsia, è assunta uniformemente distribuita sulla lunghezza caricata e include gli effetti di interazione.

Azione centrifuga

Nei ponti con asse curvo di raggio R (in metri) l'azione centrifuga corrispondente ad ogni colonna di carico si valuta convenzionalmente come indicato in Tab. 5.1.III, essendo $Q_v = \sum Q_{ik}$ il carico totale dovuto agli assi tandem dello schema di carico 1 agenti sul ponte.

Raggio di curvatura [m]	Q4 [kN]
$R < 200$	$0,2 \cdot Q_v$
$200 \leq R < 1500$	$40 \cdot Q_v / R$
$1500 \leq R$	0

Figura 19 Estratto da normativa vigente.

Il carico concentrato Q4, applicato a livello della pavimentazione, agisce in direzione normale all'asse del ponte.

Nel caso specifico non è prevista una curva $R = \infty > 1500 \text{ m}$, per cui si può assumere $Q_4 = 0$.

Azione del vento

Al § 5.1.3.7 del D.M. 17/01/18 "Azioni di Neve, Vento: q5" per strutture da ponte, si precisa che per le azioni da neve e vento vale quanto specificato al Cap. 3 delle stesse norme.

L'azione del vento può essere convenzionalmente assimilata ad un carico orizzontale statico, diretto ortogonalmente all'asse del ponte e/o diretto nelle direzioni più sfavorevoli per alcuni dei suoi elementi (ad es. le pile). Tale azione si considera agente sulla proiezione nel piano verticale delle superfici direttamente investite.

La superficie dei carichi transitanti sul ponte esposta al vento si assimila ad una parete rettangolare continua dell'altezza di 3 m a partire dal piano stradale.

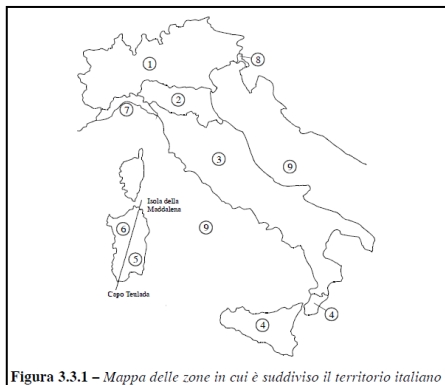
Si è proceduto con il calcolo della velocità di riferimento v_b , che è il valore caratteristico della velocità del vento a 10 m dal suolo su un terreno di esposizione II, mediata su 10 minuti e riferita ad un periodo di ritorno di 50 anni.

Grazie alla tabella indicata dalla normativa si è potuto definire i valori dei seguenti parametri, in funzione dell'area geografica, in questo caso Emilia Romagna (Zona 2):

$$v_{b,0}=25 \text{ m/s}$$

$$a_0=750 \text{ m}$$

$$k_a=0,45 \text{ 1/s}$$



Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32

Figura 3.3.1 – Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano

Figura 20 Estratto normativa vigente.

Essendo a_s , l'altitudine sul livello del mare in metri del sito, 8 metri, il valore di v_b coincide con quello di $v_{b,0}$ quindi:

per $a_s \leq a_0$ si ha che $v_b = v_{b,0} = 25 \text{ m/s}$

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_b c_e c_p c_d$$

Dove:

q_b è la pressione cinetica di riferimento dato da: $q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2 = 390 \text{ N/m}^2$ essendo ρ la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a $1,25 \text{ kg/m}^3$;

c_e è il coefficiente di esposizione dipendente dall'altezza z sul suolo, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione, che in questo caso è categoria II.

La categoria di esposizione è la II perché derivato dallo schema sottostante, essendo in una classe di rugosità D, ossia in un'areapriva di ostacoli (aperta campagna, aree agricole, etc.).

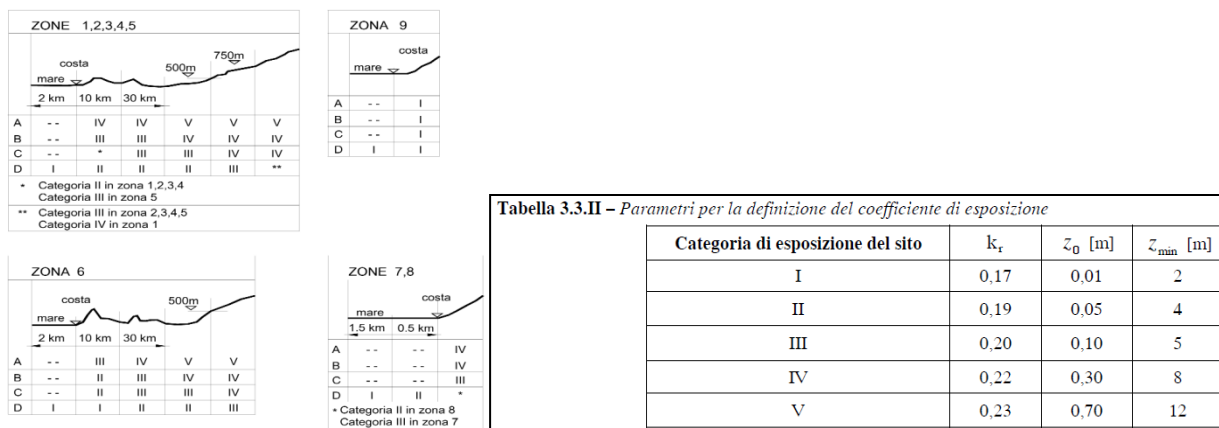


Figura 21 Estratto normativa vigente.

Con riferimento agli elaborati del rilievo dello stato di fatto, si considerano i parametri seguenti:

- altezza sul suolo (massima) pari a circa 4.00 m;
- categoria topografica del terreno pari a 1;
- categoria di esposizione del sito II;
- classe di rugosità del terreno D;
- zona di riferimento 2;

Si ottiene un valore di $ce(z)$

$$c_e(z) = k_r^2 c_t \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \left[7 + c_t \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \right] = 1,80$$

Con c_t il coefficiente di topografia che è posto generalmente pari a 1, per ogni tipologia di zona.

C_d è il coefficiente dinamico e tiene in conto gli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alla risposta dinamica della struttura. Esso può essere assunto pari ad 1.

C_p è il coefficiente di forma, in funzione alla copertura piana, è pari a -0,4, ricavato da prove sperimentali in galleria del vento.

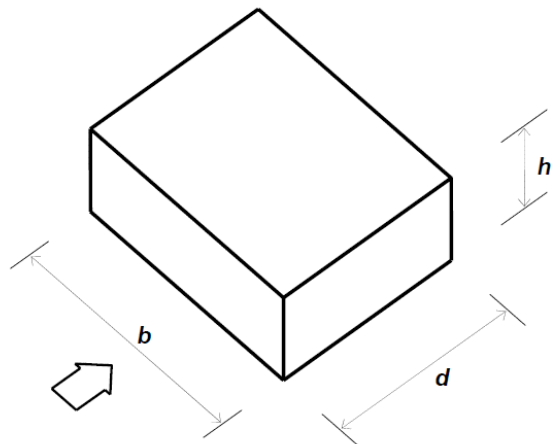
Il coefficiente di forma è determinato sulla base dal diagramma fornito dalla UNI-EN 1991-1-4:2004.

$$p = 702 c_p N/m^2$$

Il carico da vento è applicato come pressione nella superficie esposta del locale manutenzione della chiavica della "Cucca".

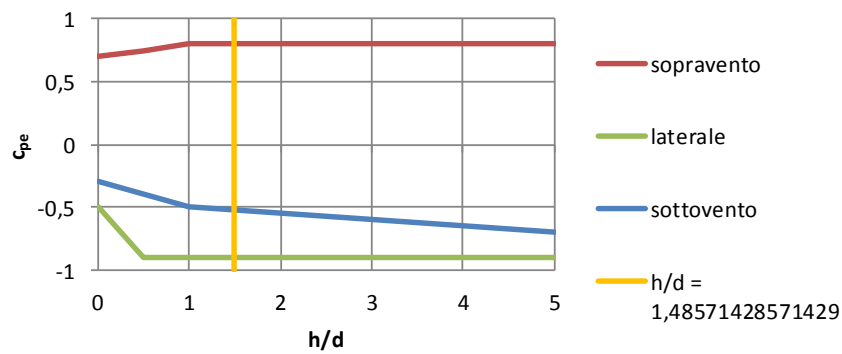
$$A_{nord} = A_{sud} = 38m^2$$

Vento frontale
Pareti verticali



h = 5,2 m
d = 3,5 m

h/d = 1,486



Parete verticale sopravvento:

$C_{pe} = 0,80$

Pareti verticali laterali:

$C_{pe} = -0,90$

Parete verticale sottovento:

$C_{pe} = -0,52$

Per cui:

$$p(\text{sopravento}) = 56.2 \text{ daN/m}^2$$

$$p(\text{laterale}) = -63.2 \text{ daN/m}^2$$

$$p(\text{sottovento}) = -36.5 \text{ daN/m}^2$$

Condizioni elementari di carico

In riferimento alle analisi di carico effettuate sono stati creati i casi di carico elementari impiegati poi nelle combinazioni di verifica ai vari Stati Limite.

I casi di carico elementari utilizzati per questa prima fase di confronto sono definiti di seguito.

Per la chiavica della “Cucca”:

- Pesi strutturali G1;
- Pesi strutturali G2;
- Spinta delle terre;
- Carico variabile;
- Carico vento x+;
- Carico vento y+;
- Carico vento y-;
- Carico da neve;
- Carico di frenamento;
- Schema variabile da traffico tipo 1;
- Schema variabile da traffico tipo 2;
- Schema variabile da traffico tipo 3;
- Schema variabile da traffico tipo 4;

Per la chiusa 1:

- Pesi strutturali;
- Carico di frenamento;
- Spinta delle terre;
- Schema variabile da traffico tipo 1;
- Schema variabile da traffico tipo 2;
- Schema variabile da traffico tipo 3;
- Schema variabile da traffico tipo 4;
- Schema variabile da traffico tipo 5;
- Schema variabile da traffico tipo 6;

Per la chiusa 2:

- Pesi strutturali;
- Carico di frenamento;
- Spinta delle terre;
- Schema variabile da traffico tipo 1;
- Schema variabile da traffico tipo 2;
- Schema variabile da traffico tipo 3;
- Schema variabile da traffico tipo 4.

Le combinazioni di carico elementari sono state poi combinate secondo i coefficienti dei vari stati limite indicati nelle NTC 2018.

Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico sono stabilite, in modo da garantire la sicurezza, secondo quanto prescritto dal D.M. 17 gennaio 2018 (Norme Tecniche per le Costruzioni).

In particolare, devono essere effettuate le verifiche allo stato limite ultimo ed agli stati limite di servizio riguardanti gli stati di fessurazione e di deformazione. Si precisa che nella determinazione delle combinazioni di carico, si indica come carico q_1 la disposizione dei carichi mobili $q_{1,a}$; $q_{1,b}$; $q_{1,d}$; $q_{1,e}$; che, caso per caso, risulta più gravosa ai fini delle verifiche. Per le fasi transitorie di costruzione del manufatto le combinazioni sono riferite ai carichi reali o a carichi convenzionali equivalenti. Per i valori da assegnare ai carichi convenzionali si sono considerati valori commisurati a periodi di ritorno, riferibili alla fase di costruzione del manufatto.

Ai fini delle verifiche degli stati limite le azioni vengono combinate secondo la formula seguente valida come combinazione fondamentale impiegata per gli Stati Limite Ultimi:

$$E_d = \gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1}Q_{k1} + \gamma_{Q2}\psi_{02}Q_{k2} + \dots$$

Combinazione caratteristica rara, impiegata per gli Stati Limite di Esercizio (SLE), irreversibili:

$$E_d = G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02}Q_{k2} + \dots$$

Combinazione frequente, impiegata per gli Stati Limite di Esercizio (SLE), reversibili:

$$E_d = G_1 + G_2 + P + \psi_{11}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \dots$$

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

$$E_d = G_1 + G_2 + P + \psi_{21}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \dots$$

Combinazione sismica, per gli SLU e SLE connessi all'azione sismica:

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

Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d :

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

Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, si dovranno considerare, generalmente, le combinazioni riportate in Tab. 5.1.IV D.M. 17/01/18.

Tabella 5.1.IV – Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico						
Gruppo di azioni	Carichi sulla carreggiata					Carichi su marciapiedi e piste ciclabili
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
	Modello principale (Schemi di carico 1, 2, 3, 4, 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura q_3	Forza centrifuga q_4	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione $2,5 \text{ kN/m}^2$
2 a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2 b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				
(*) Ponti di 3 ^a categoria						
(**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)						
(***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali						

Figura 22 Estratto normativa vigente.

La Tab. 5.1.V D.M. 17/01/18 fornisce i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere nell'analisi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi.

Il significato dei simboli è il seguente:

- γ_{G1} coefficiente parziale del peso proprio della struttura, del terreno e dell'acqua, quando pertinente;
- γ_{G2} coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;
- γ_Q coefficiente parziale delle azioni variabili da traffico;
- γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili.

Il coefficiente parziale della precompressione si assume pari $\alpha\gamma_p = 1$.

I valori dei coefficienti Ψ_{0j} , Ψ_{1j} , Ψ_{2j} per le diverse categorie di azioni sono riportati nelle tabelle seguenti:

Tabella 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_{e1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.
⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

Tabella 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	----	0,75	0,0
Vento q_5	5	0,0	0,0	0,0
	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
Neve q_5	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	T_k	0,6	0,6	0,5

Combinazioni relative agli stati limite ultimi

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 definite.

In particolare, nelle verifiche agli stati limite ultimi si distinguono:

- lo stato limite di equilibrio come corpo rigido: **EQU**
- lo stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione: **STR**
- lo stato limite di resistenza del terreno: **GEO**

La Tabella 2.6.I, e le successive Tabelle 5.1.V e 5.2.V di cui al D.M. 17/01/18, forniscono 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 relativi alle azioni riportati nella colonna EQU delle Tabelle sopra citate.

Nelle verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO) si possono adottare, in alternativa, due diversi approcci progettuali.

Nell'Approccio 1 si impiegano due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e, eventualmente, per la resistenza globale del sistema (R). Nella Combinazione 1 dell'Approccio 1, per le azioni si impiegano i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1 delle Tabelle sopra citate. Nella Combinazione 2 dell'Approccio 1, si impiegano invece i coefficienti γ_F riportati nella colonna A2.

Nell'Approccio 2 si impiega un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le Azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e, eventualmente, per la resistenza globale (R). In tale approccio, per le azioni si impiegano i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1.

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Nella Tab. 2.6.I D.M. 17/01/18 il significato dei simboli è il seguente:

- γ_{G1} coefficiente parziale del peso proprio della struttura, del terreno e dell'acqua, quondopertinente;
- γ_{G2} coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;
- γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili.

Nel caso in cui l'azione sia costituita dalla spinta del terreno, per la scelta dei coefficienti parziali disicurezza valgono le indicazioni riportate nel Cap. 6 D.M. 17/01/18.

Combinazione delle azioni geotecniche

Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine. Gli stati limite ultimi delle opere di sostegno si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno, e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono le opere stesse.

Le verifiche dei muri di sostegno (spalle) sono state effettuate con riferimento ai seguenti stati limite:

- *SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU)*: stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno, scorrimento sul piano di posa, collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno, ribaltamento;

- *SLU di tipo strutturale (STR)*: raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

La verifica a stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno è stata eseguita secondo l'Approccio 1.2 delle NTC2018, per le quali vale la scrittura:

$$(A2 + M2 + R2)$$

le rimanenti verifiche sono state condotte utilizzando l'Approccio 2, per le quali vale la scrittura:

$$(A1 + M1 + R3)$$

Si riportano i valori di coefficienti parziali per le diverse combinazioni di azioni:

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coestione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

Tabella 6.5.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$

Modello di calcolo descrizione

Gli elementi in muratura sono stati modellati mediante elementi tridimensionali brick, mentre per le travi di copertura in legno del locale manutenzione sono stati utilizzati degli elementi beam. Il terreno di fondazione è stato modellato utilizzando delle molle alla Winkler con costante di sottofondo verticale pari a 3 daN/cm^3 , valori tipici di terre umide o terreno sabbioso.

Si precisa che tale modello non tiene conto dei fenomeni fessurativi e dei comportamenti non lineari intrinseci della muratura. Si è scelto di operare con un modello elastico lineare ed intervenire mediante interventi migliorativi qualora le tensioni superino le tensioni ammissibili.

Si riportano delle viste tridimensionali del modello f.e.m..

Chiavica della Cucca

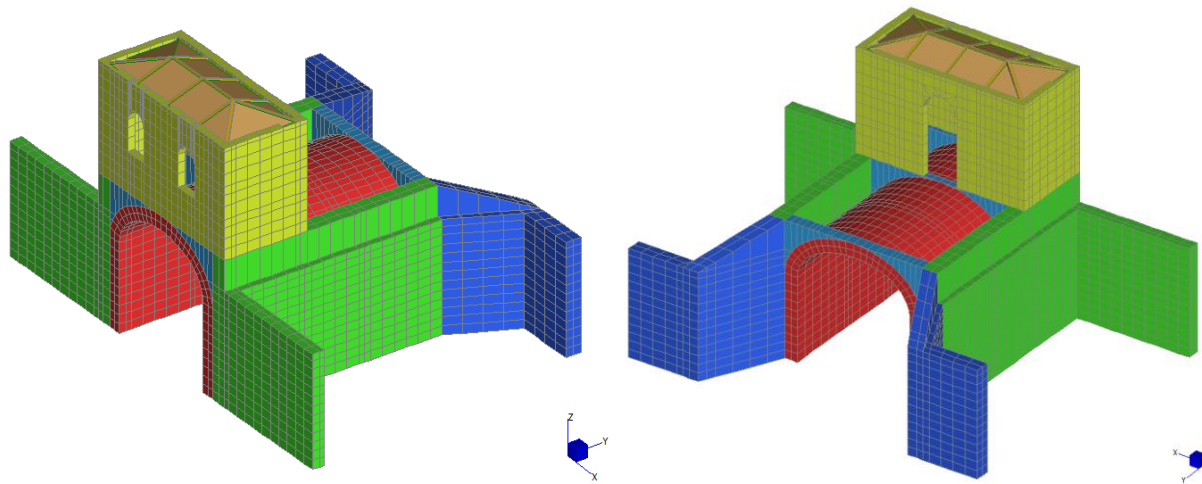


Figura 23 Vista del modello tridimensionale

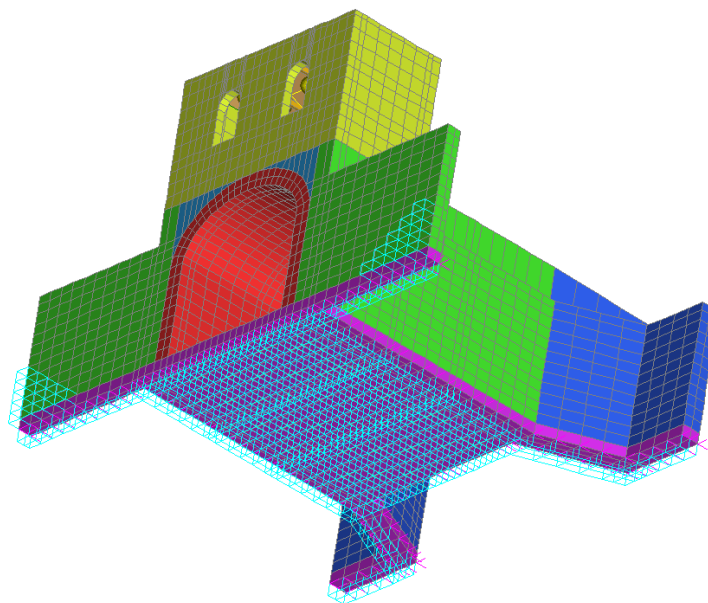


Figura 24 Vista del vincolo di suolo elastico su elementi brick

Chiusa n.1

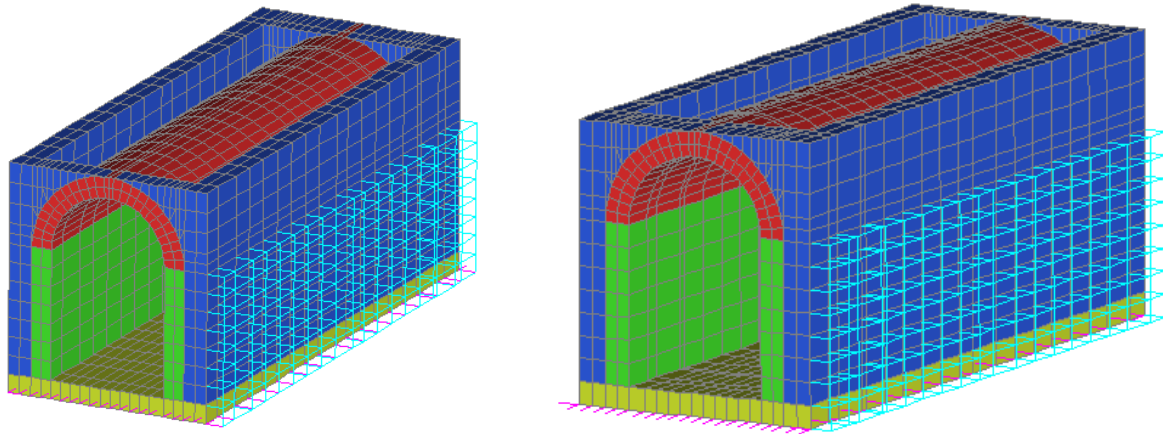


Figura 25 Vista del modello tridimensionale

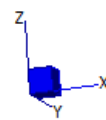
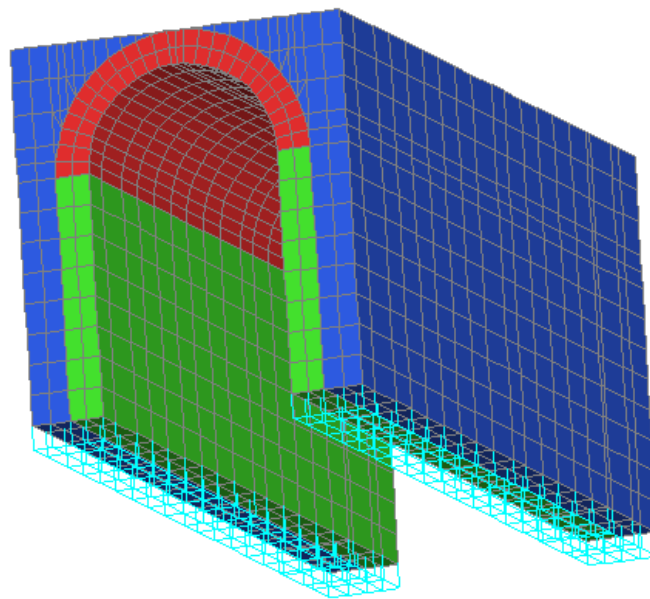


Figura 26 Vista del vincolo di suolo elastico su elementi brick

Chiusa n.2

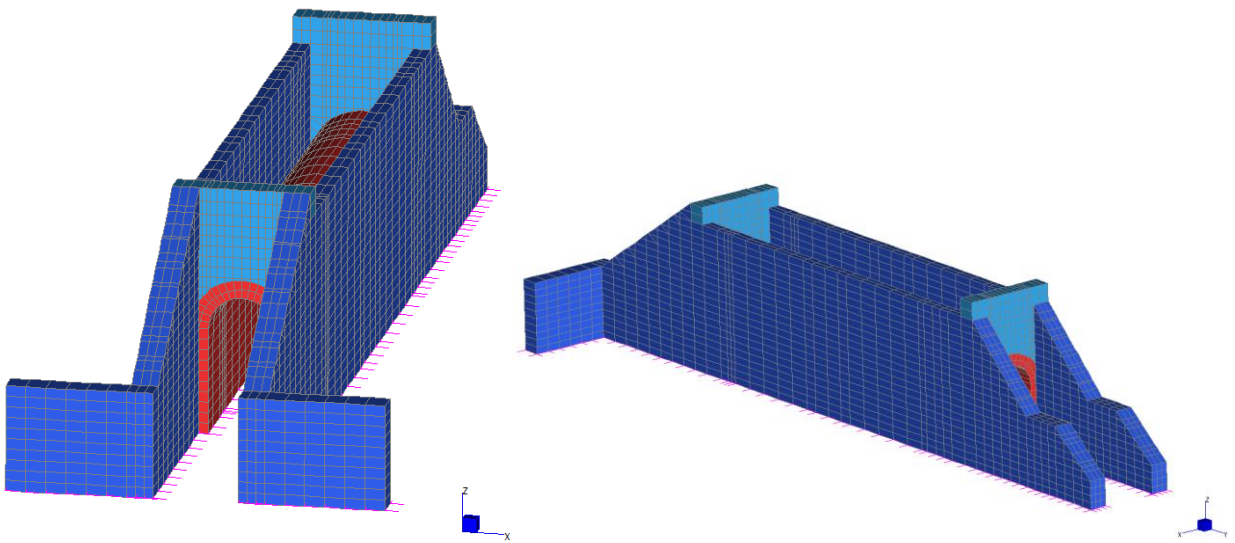


Figura 27 Vista del modello tridimensionale

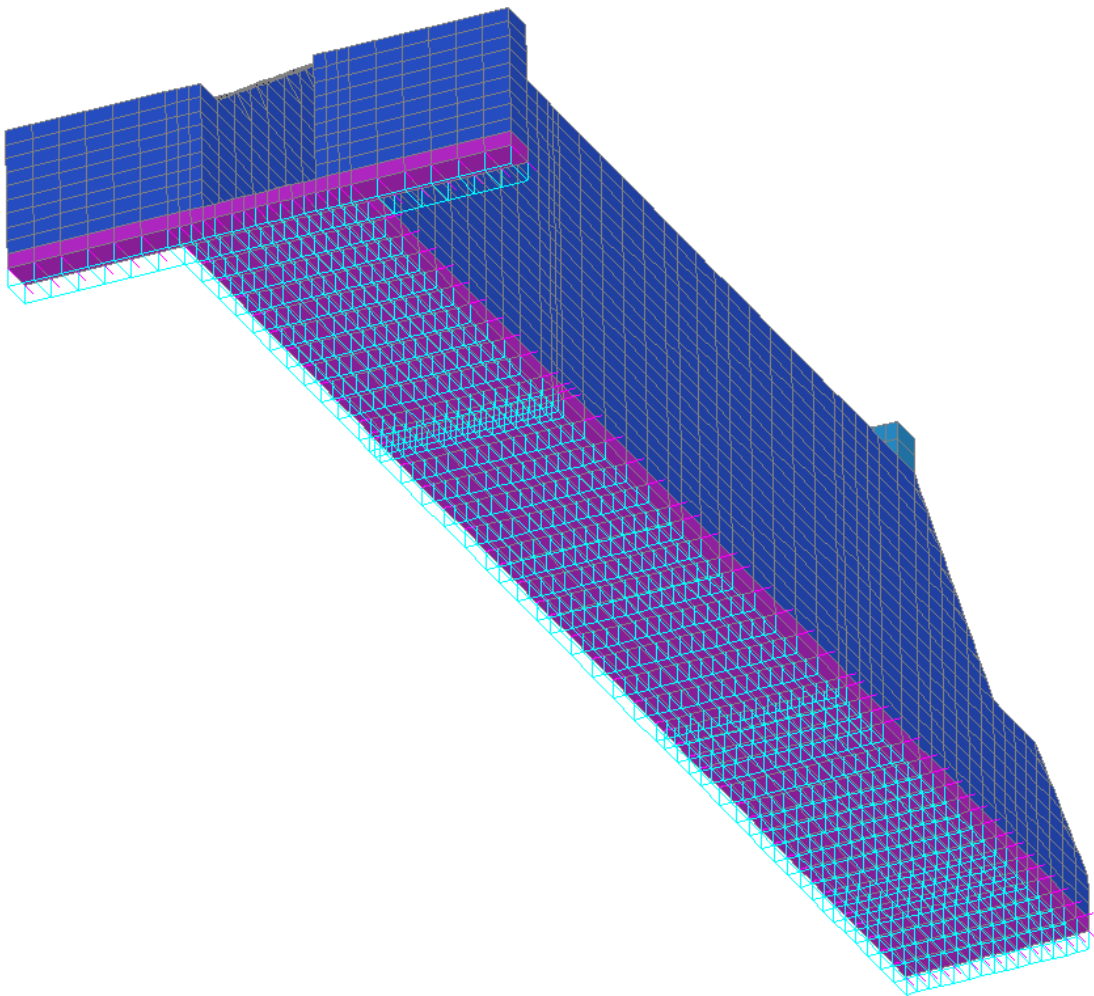


Figura 28 Vista del vincolo di suolo elastico su elementi brick

Applicazione dei carichi sul modello

Di seguito si riportano le schermate del modello agli elementi finiti con le condizioni elementari di carico esaminate.

Chiavica della Cucca

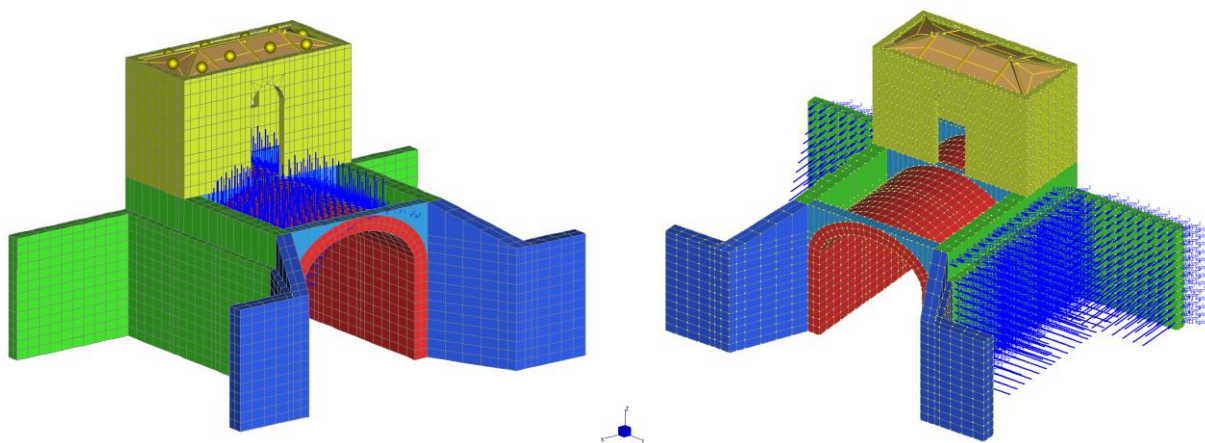


Figura 29 Vista dell'applicazione del carico G2k (a sinistra) e G2k spinta terre (a destra)

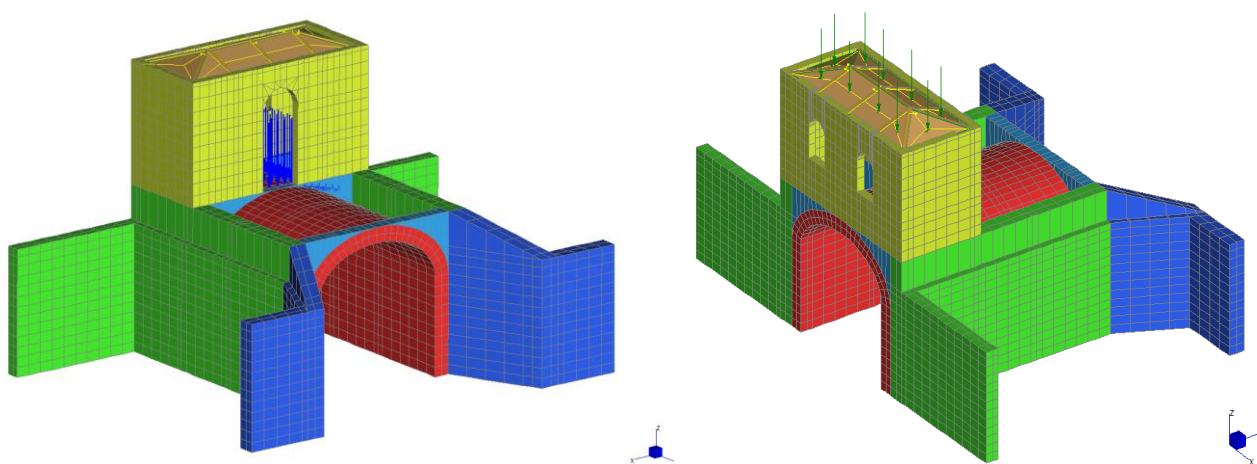


Figura 30 Vista dell'applicazione del carico Qk accidentale (a sinistra) e QkNeve (a destra)

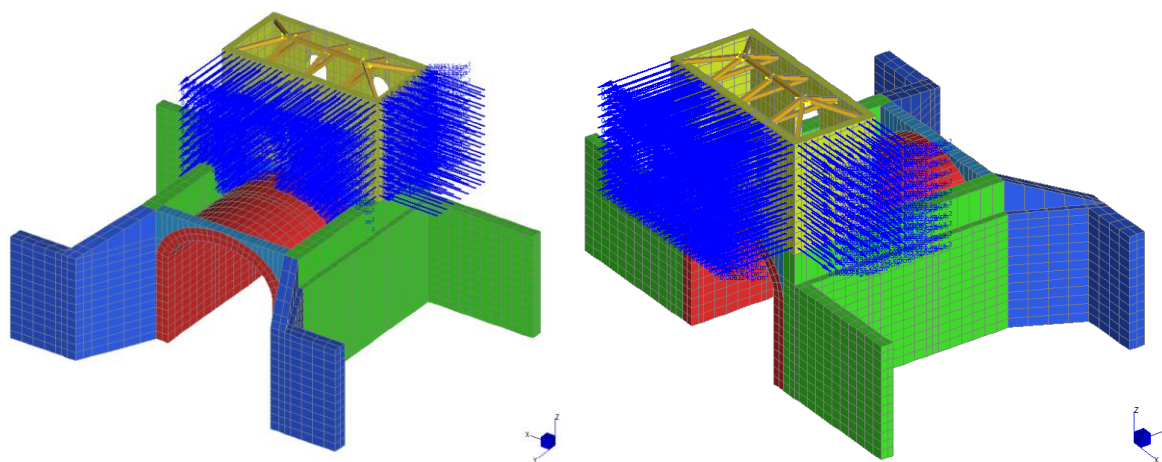


Figura 31 Vista dell'applicazione del carico Q_k Vento +X.

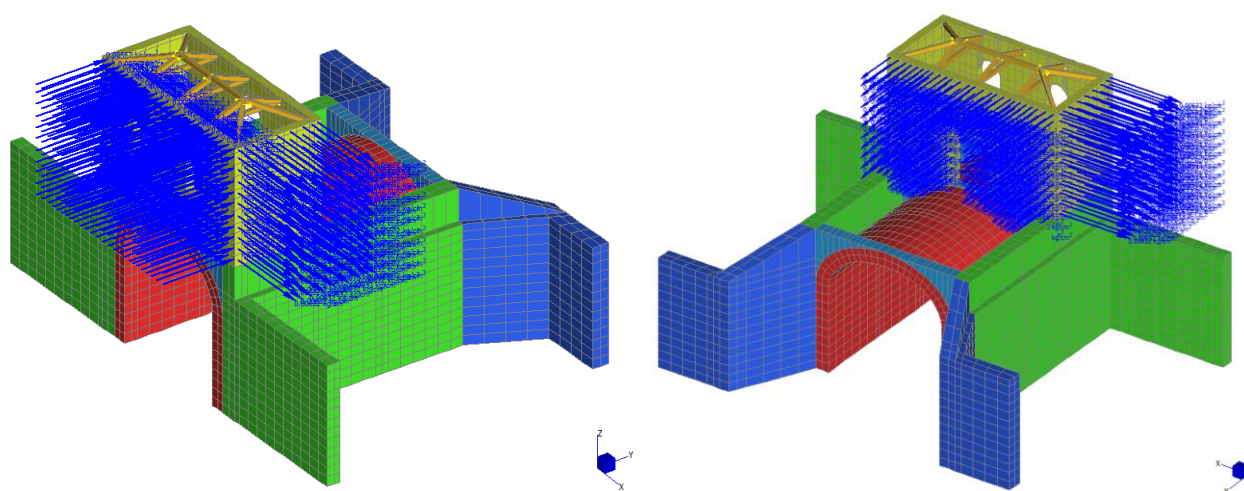


Figura 32 Vista dell'applicazione del carico Q_k Vento +Y

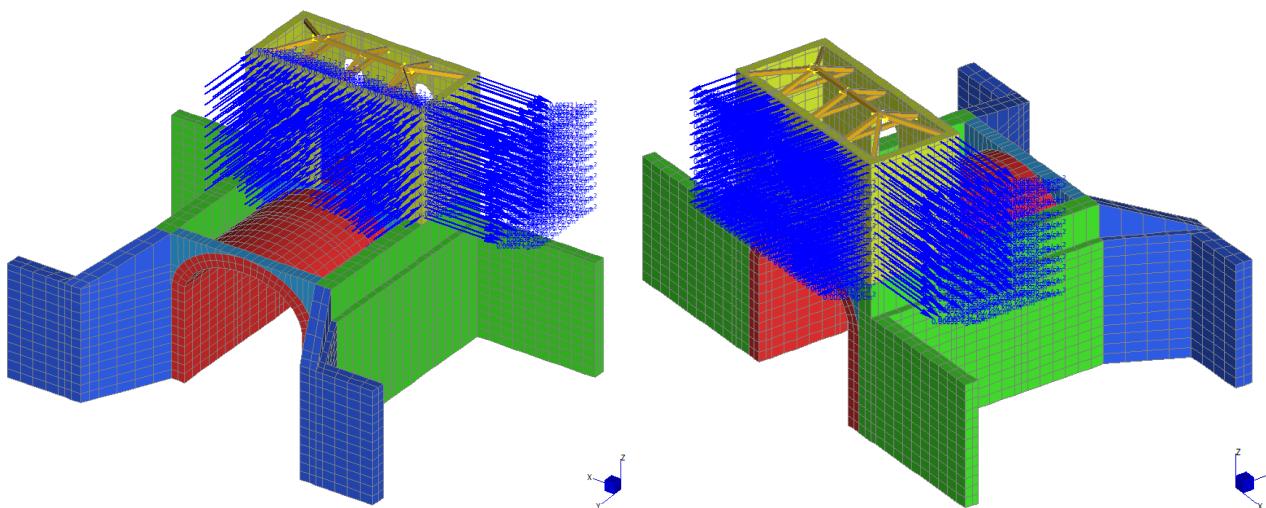


Figura 33 Vista dell'applicazione del carico Q_k Vento -Y

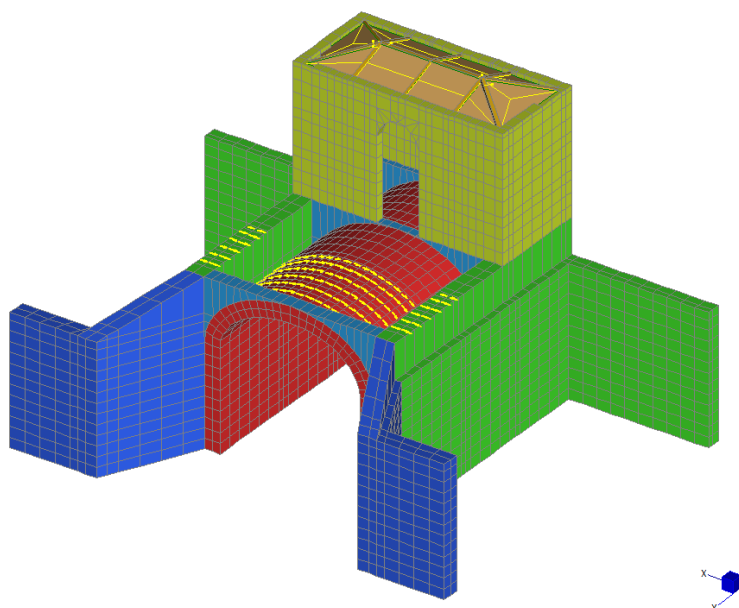


Figura 34 Vista dell'applicazione del carico Q_k frenamento.

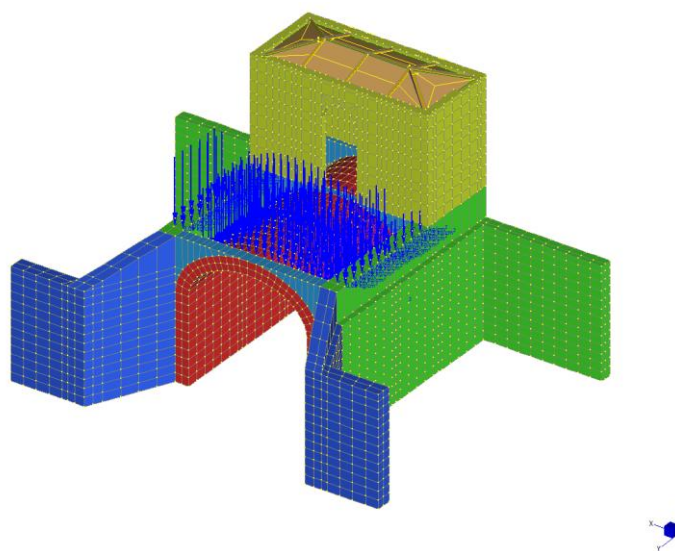


Figura 35 Vista dell'applicazione del carico Q_k variabile da traffico distribuito.

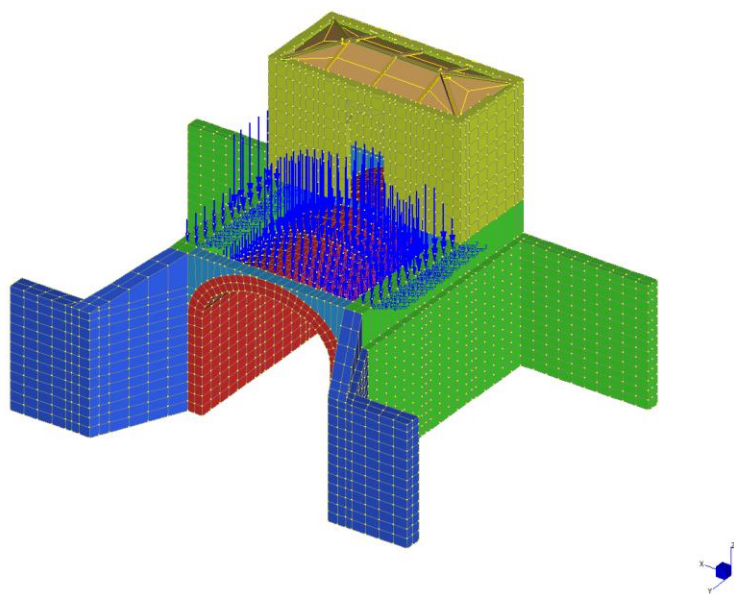


Figura 36 Vista dell'applicazione del carico Q_k variabile da traffico distribuito.

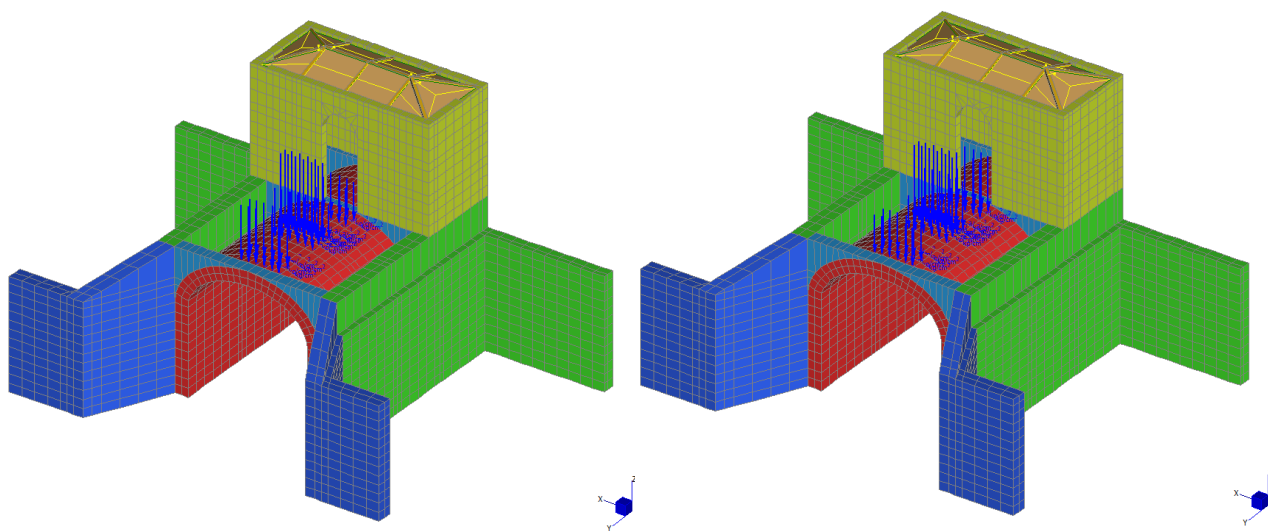


Figura 37 Vista dell'applicazione del carico Q_k variabile da traffico tandem.

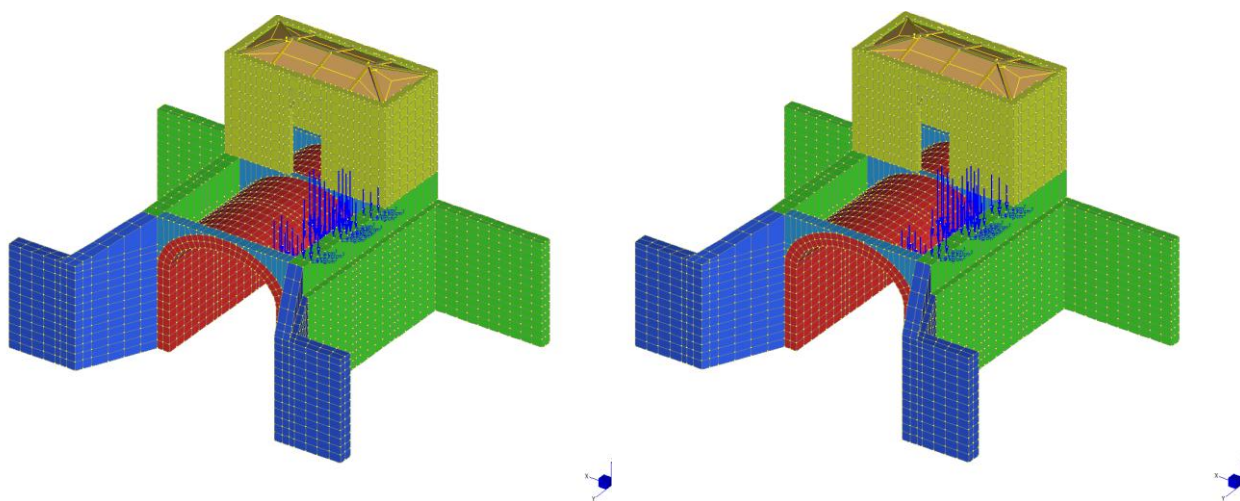


Figura 38 Vista dell'applicazione del carico Q_k variabile da traffico tandem.

Chiusa n.1

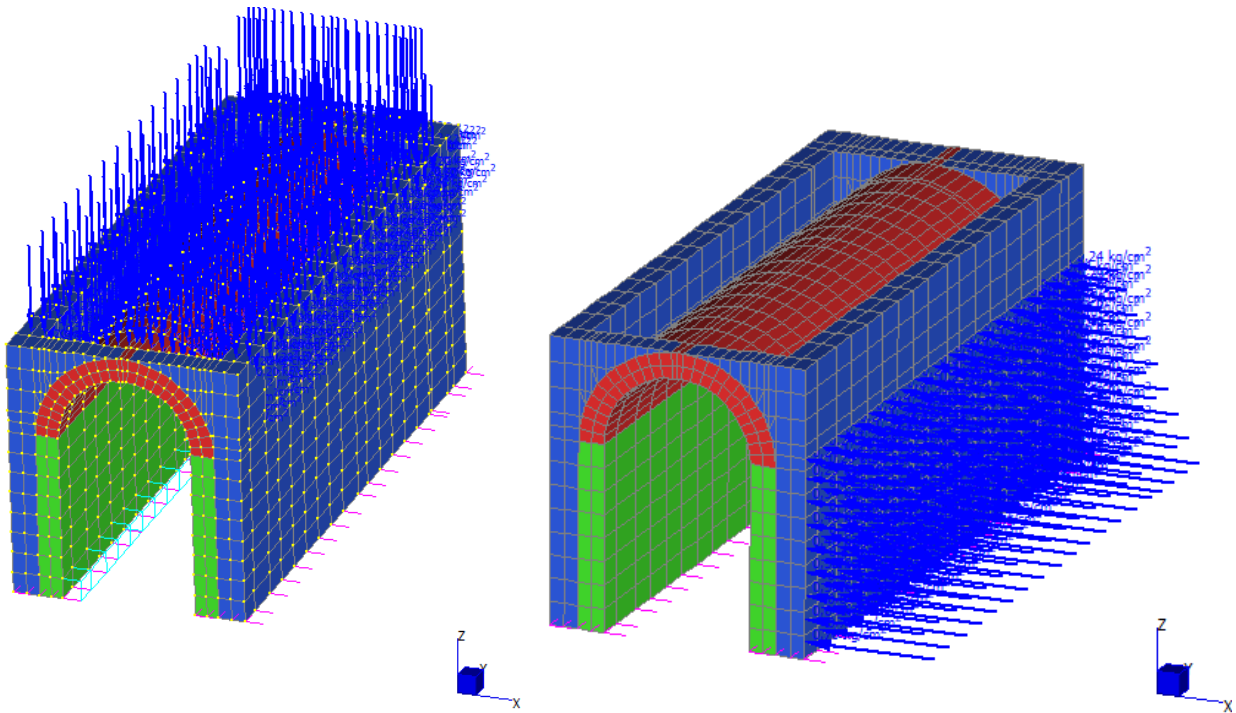


Figura 39 Vista dell'applicazione del carico G2k (a sinistra) e G2k spinta terre (a destra)

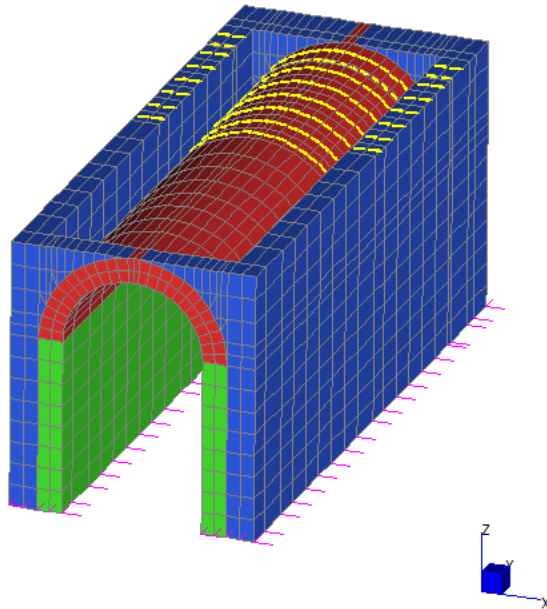


Figura 40 Vista dell'applicazione del carico Qk frenamento.

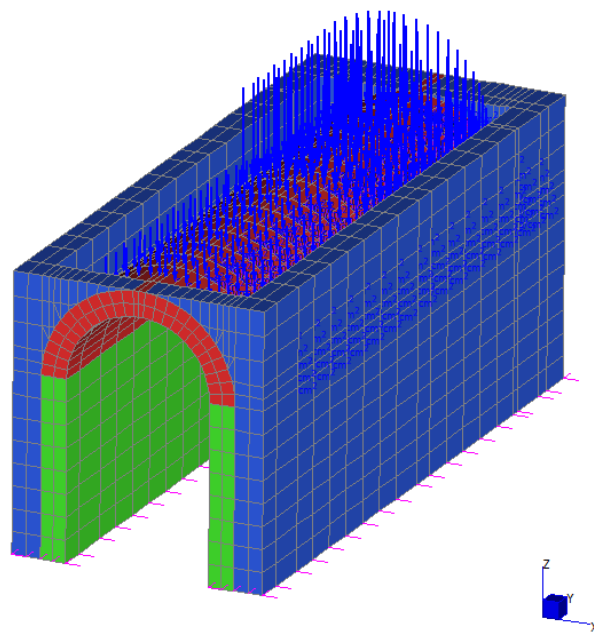


Figura 41 Vista dell'applicazione del carico Q_k variabile da traffico distribuito.

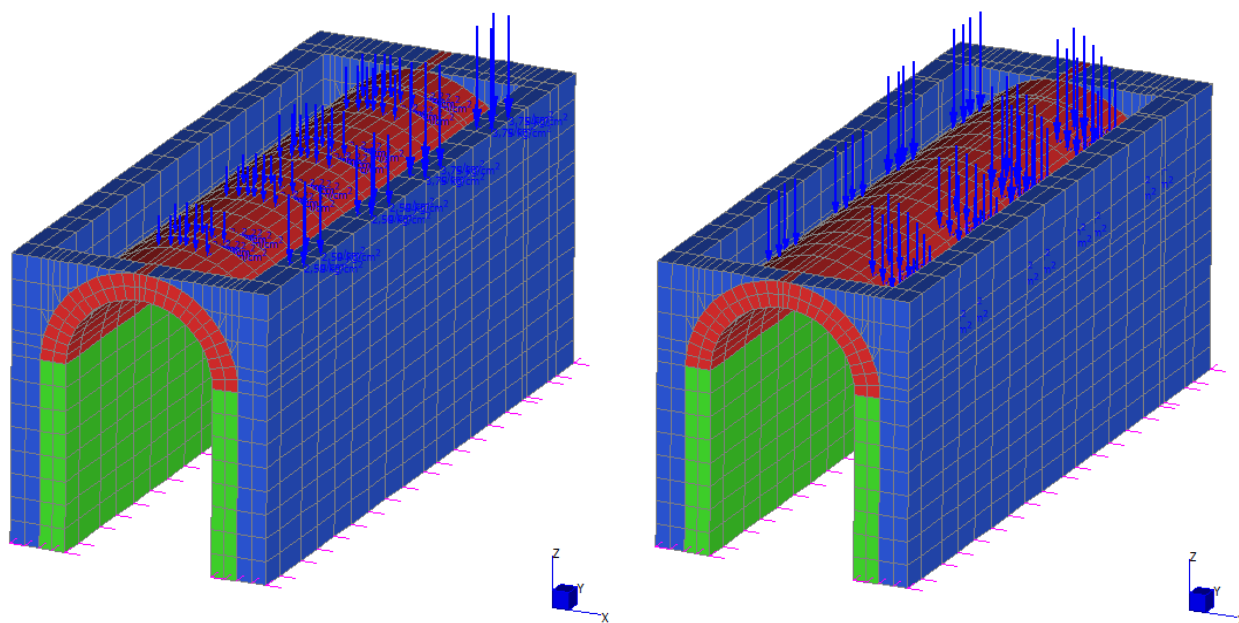


Figura 42 Vista dell'applicazione del carico Q_k variabile da traffico tandem.

Chiusa 2

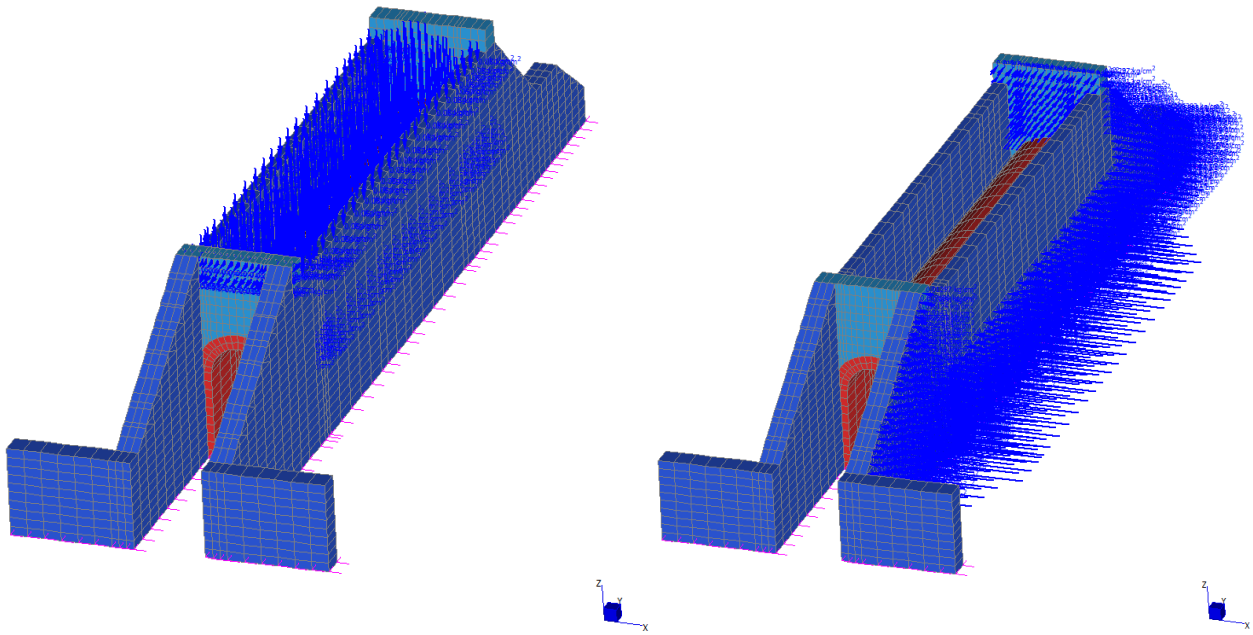


Figura 43 Vista dell'applicazione del carico G2k (a sinistra) e G2k spinta terre (a destra)

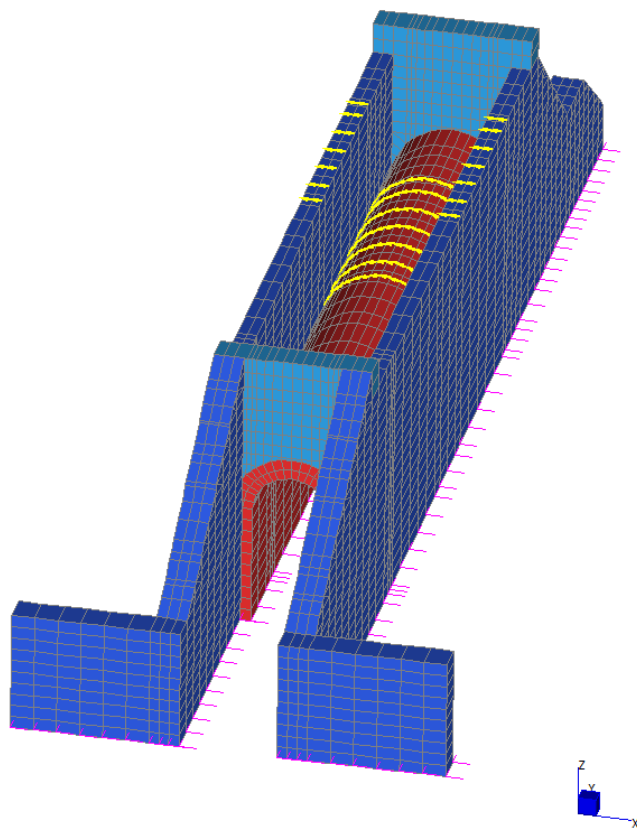


Figura 44 Vista dell'applicazione del carico Qk frenamento.

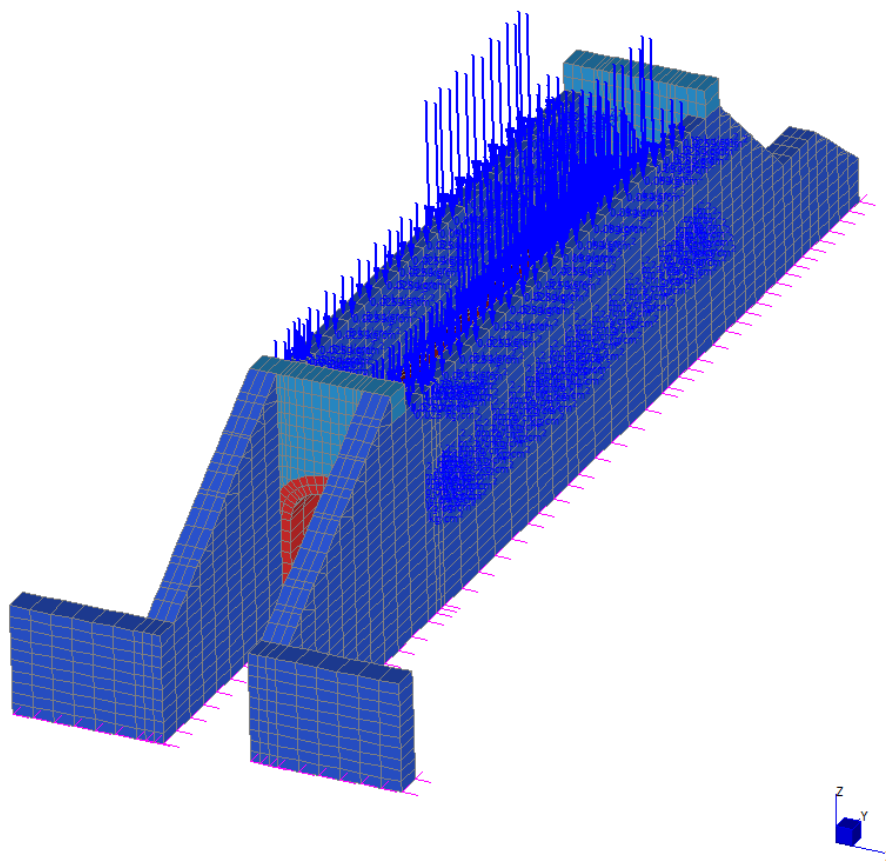


Figura 45 Vista dell'applicazione del carico Q_k variabile da traffico distribuito.

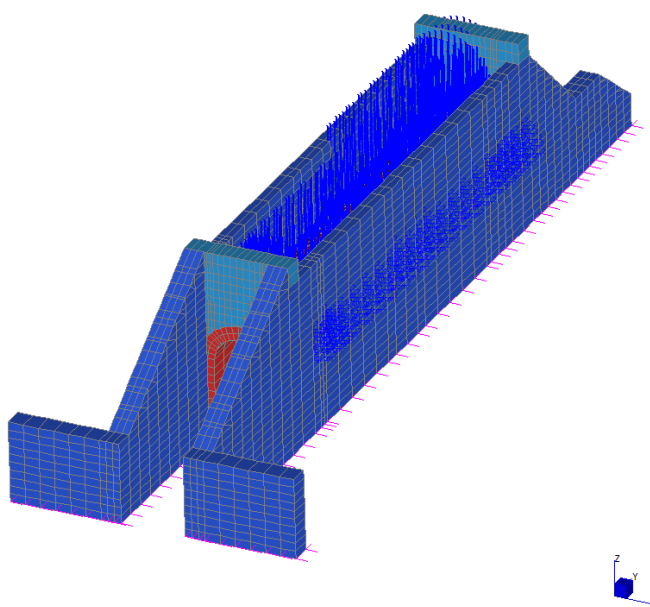
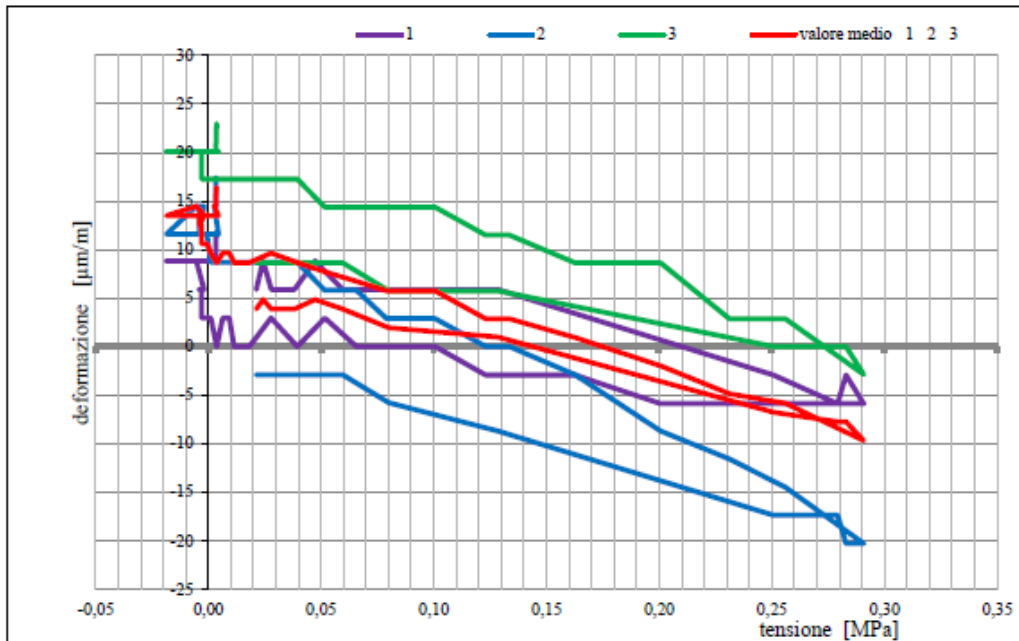


Figura 46 Vista dell'applicazione del carico Q_k variabile da traffico tandem.

Validazione del modello mediante prova martinetto piatto Chiavica della "Cucca"

Mediante la prova del martinetto piatto singolo, il cui estratto viene mostrato di seguito, si è potuto valutare lo stato tensionale in un punto specifico della struttura la cui tensione media risulta essere pari a 1.7 daN/cm^2 .

MARTINETTO PIATTO SINGOLO



Parametri e caratteristiche dimensionali

Area martinetto piatto	297.76 cm ²
Area taglio	420 cm ²
Coefficiente K _a	0.71
Coefficiente K _m	0.80
Base di misura dei sensori	340 mm

Stato di sforzo nella muratura

Pos. sensori	Tensione muratura	
	Valore MPa	Valore medio MPa
1	0.07	0.17
2	0.12	
3	0.27	

Figura 47 Prova martinetto piatto

La prova è stata effettuata nel punto mostrato nella seguente immagine:

LEGENDA

● — n° NUMERO E POSIZIONE INDAGINE

■ INDAGINE GEORADAR

— INDAGINE GEORADAR

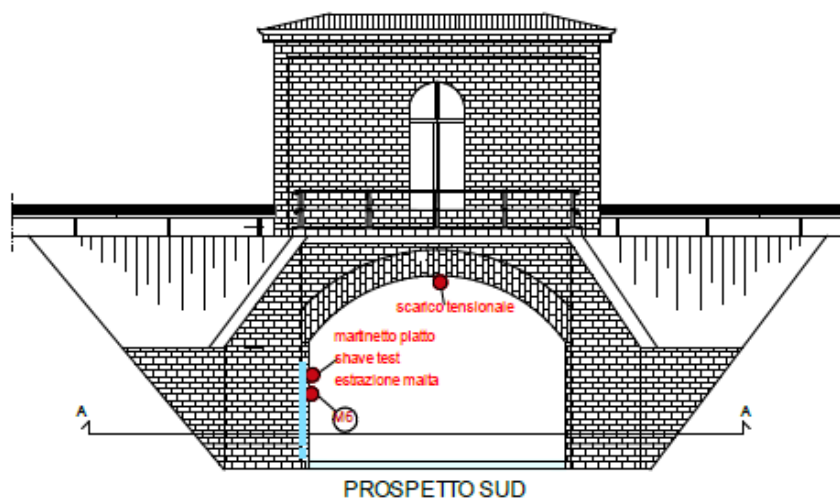
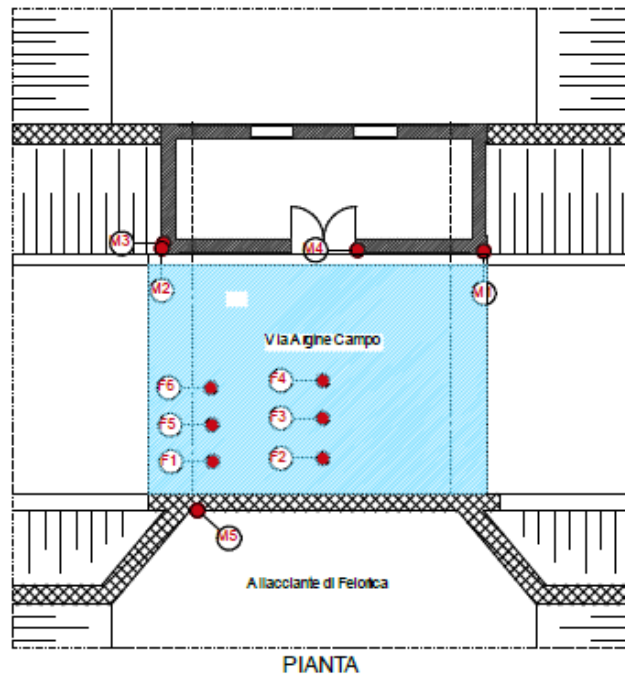


Figura 48 Ubicazione prova martinetto piatto.

La prova, si è svolta in condizioni climatiche buone, ovvero con assenza di vento o eventi atmosferici particolari, inoltre nessun veicolo è transitato sopra il ponte. Pertanto dal modello di calcolo agli elementi finiti si possono leggere le tensioni σ_{zz} nella combinazione G1k+G2k che mostra, per lo stesso punto, la seguente tensione:

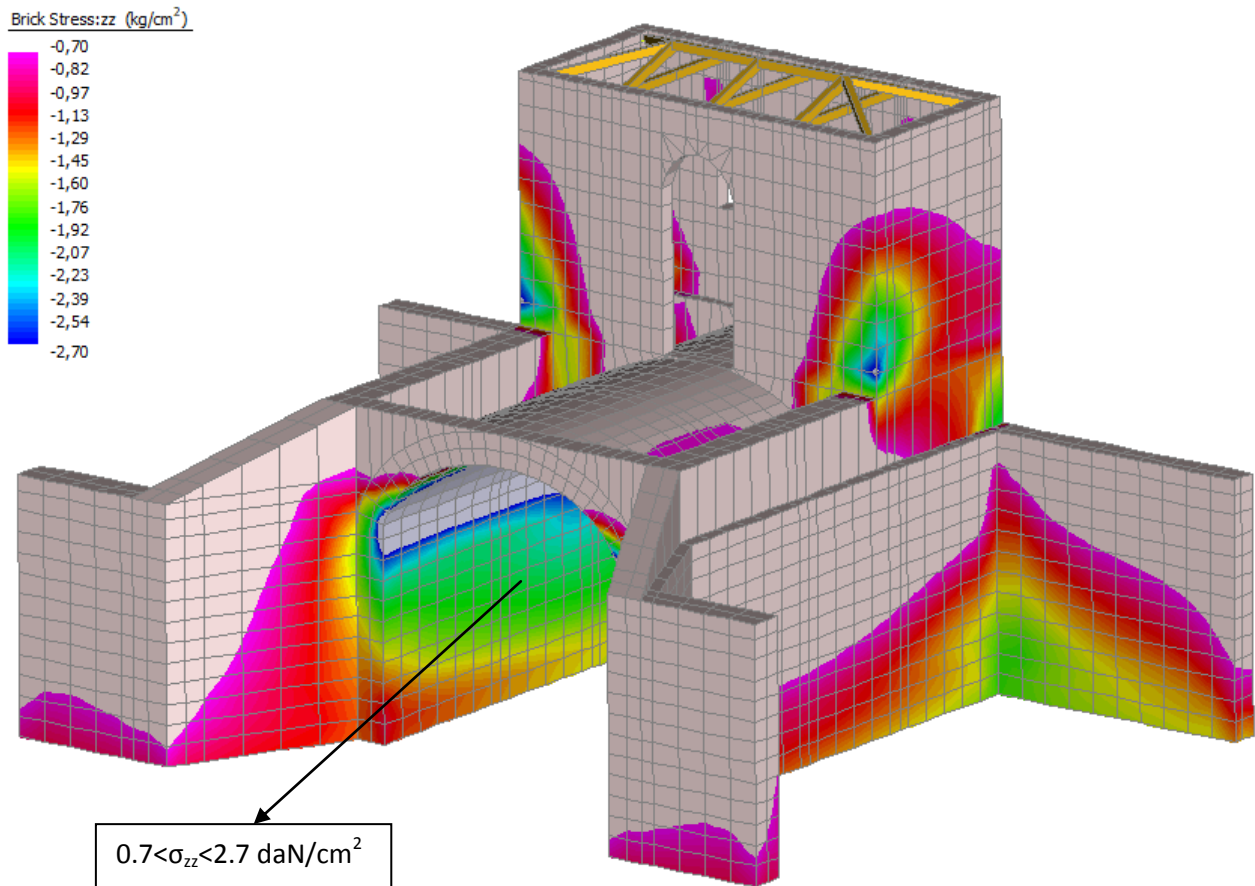


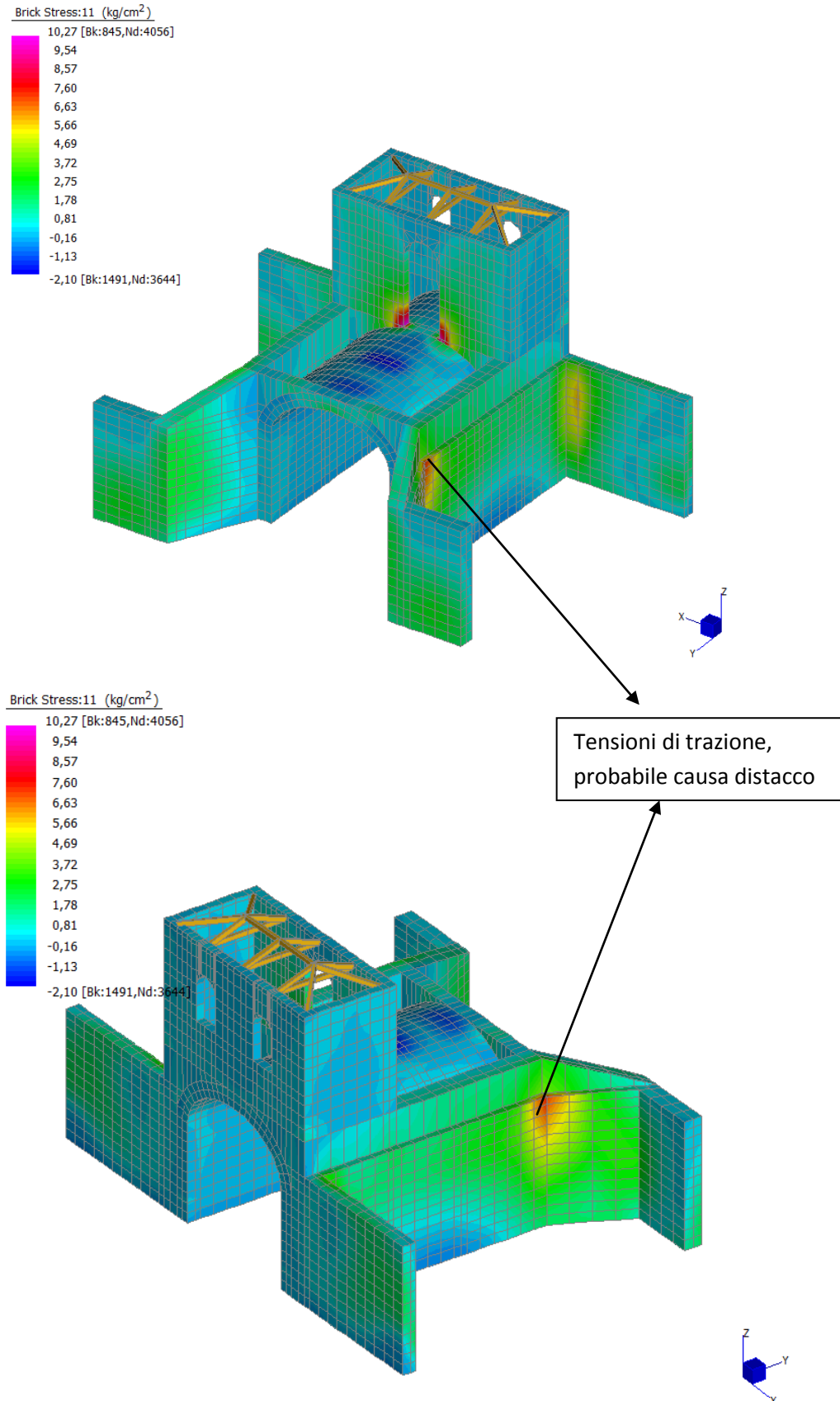
Figura 49 Vista delle tensioni normali G1k+G2k

Come si può vedere dall'immagine sopra, le tensioni risultano essere all'interno dell'intervallo esaminato dalla prova del martinetto piatto. Pertanto il modello si può ritenere valido per le analisi a seguire.

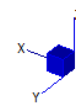
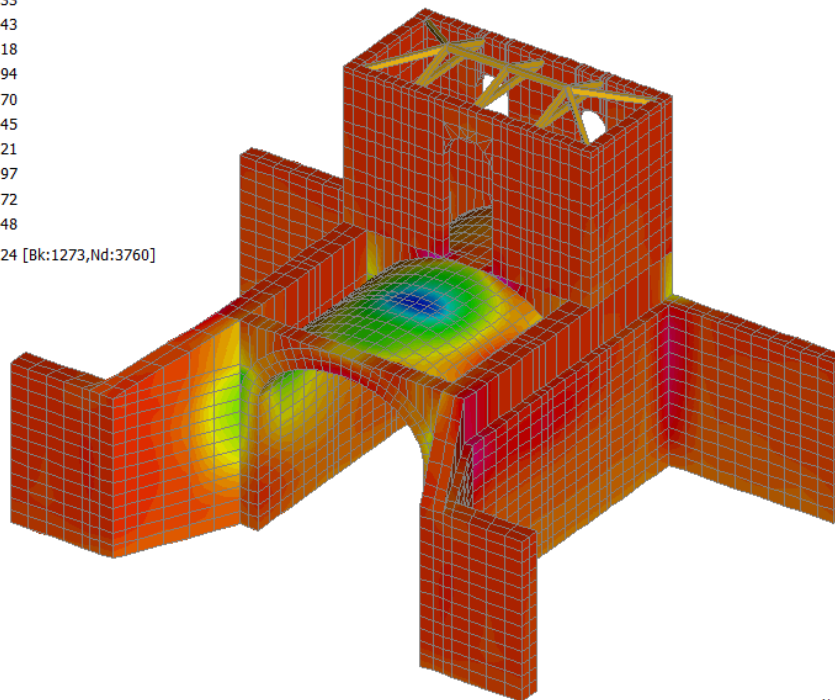
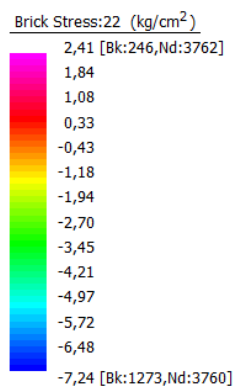
Si precisa che tale modello non tiene conto degli eventuali stati fessurativi dell'opera.

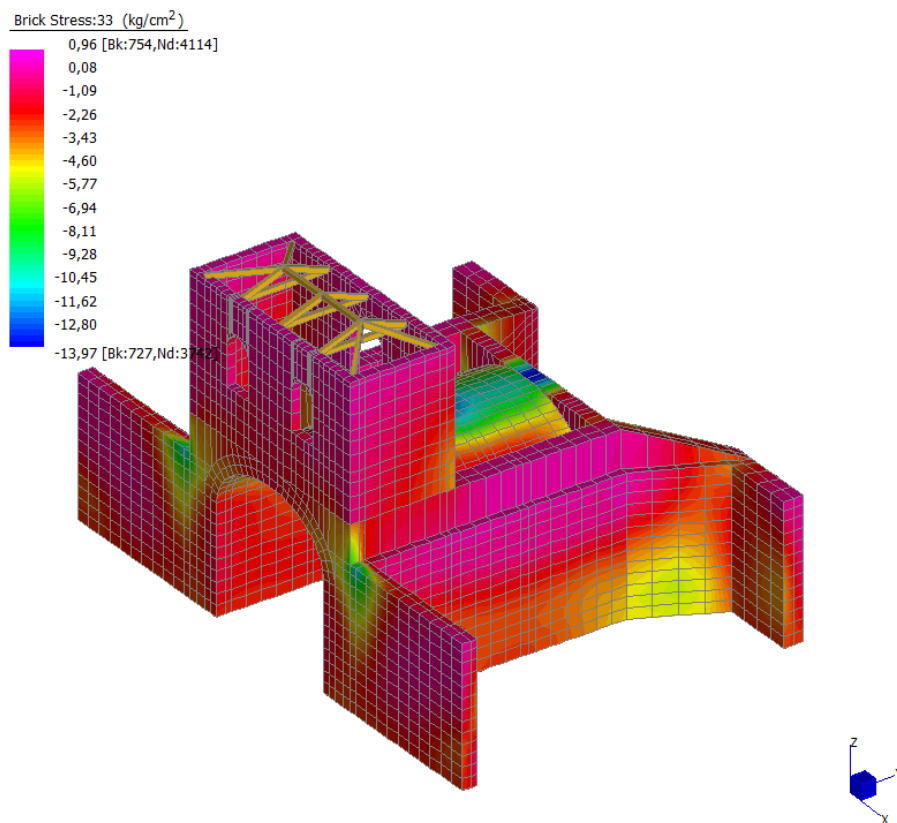
Verifica dello stato di fatto Chiavica della "Cucca"

Si riportano delle immagini in cui sono indicate le concentrazioni di tensioni, più significative, prese lungo gli assi principali dell'elemento, che potrebbero aver creato nel corso del tempo lo stato fessurativo rilevato durante il sopralluogo.



Dato questo valore di tensioni di trazione che tendono ad “aprire” l’arco in senso trasversale, si è deciso di intervenire inserendo inserimento due catene sul fronte nord e sud in corrispondenza delle reni della volta, come da tavole grafiche, con l'obiettivo di chiudere le fessure trasversali presenti nella chiavica.



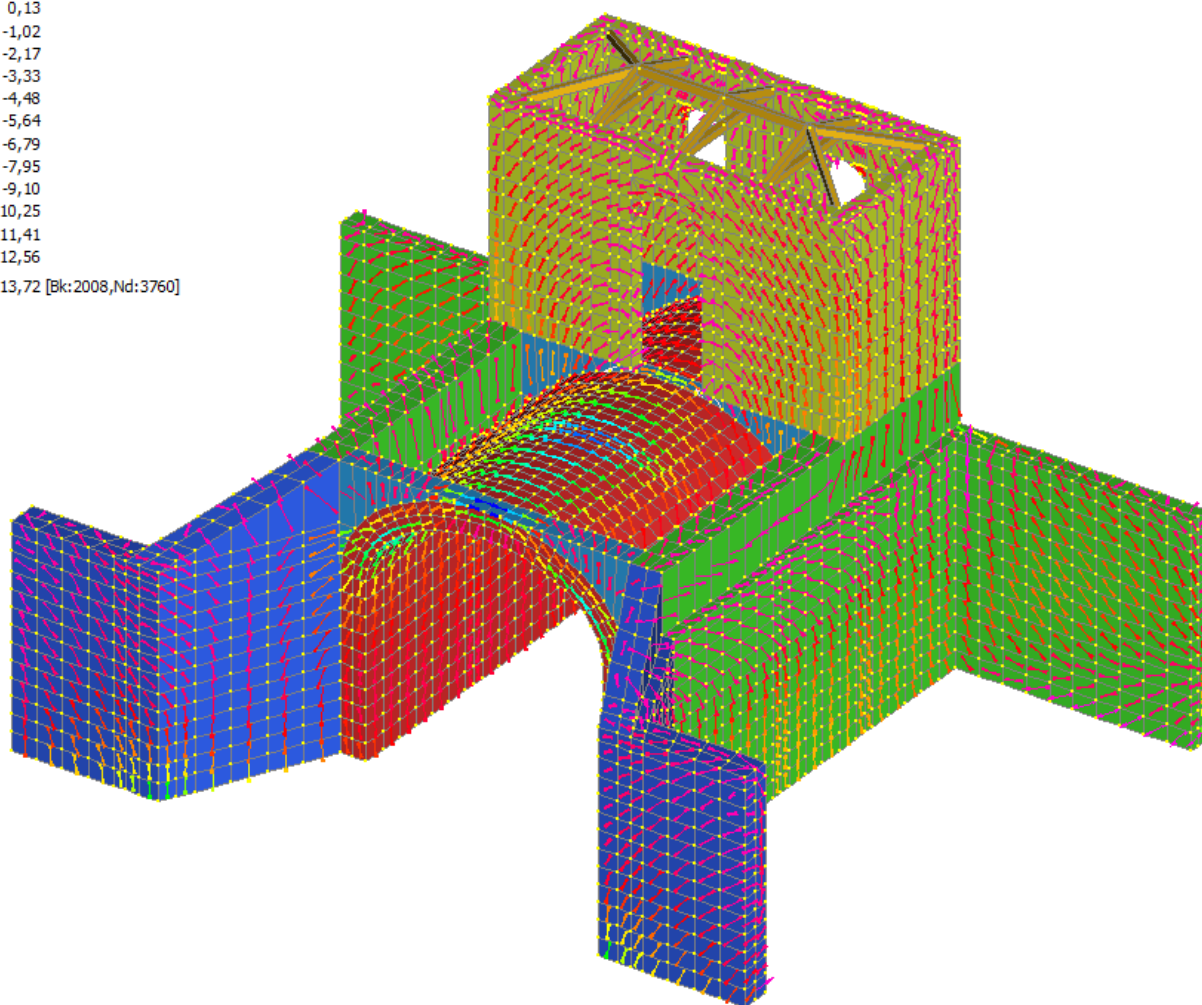
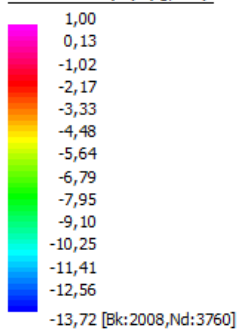


La tensione a compressione massima raggiunta è di 1.40 MPa, minore rispetto al valore di riferimento.

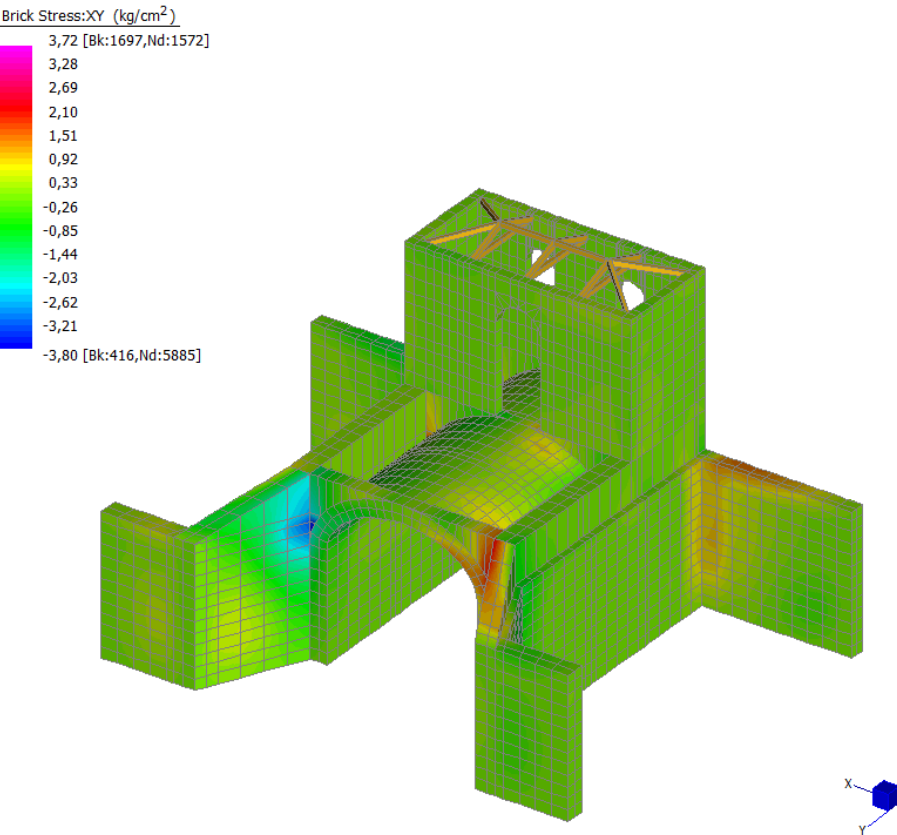
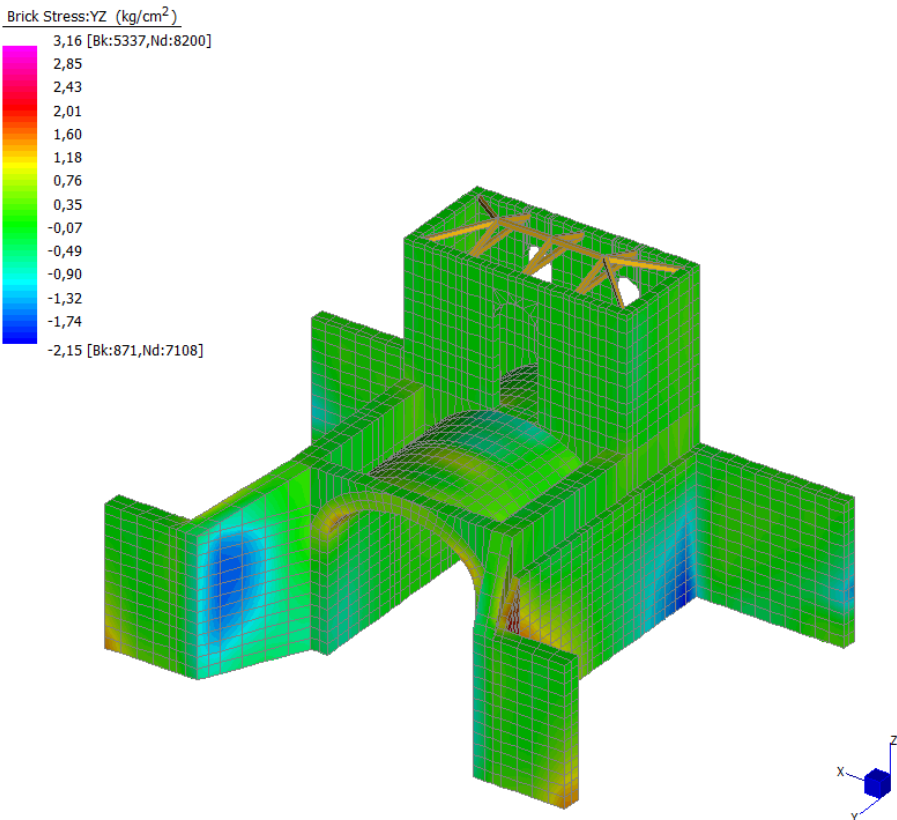
$$\sigma_s = 1.40 \text{ MPa} < 2.88 \text{ MPa} = f_d \rightarrow \text{verifica soddisfatta}$$

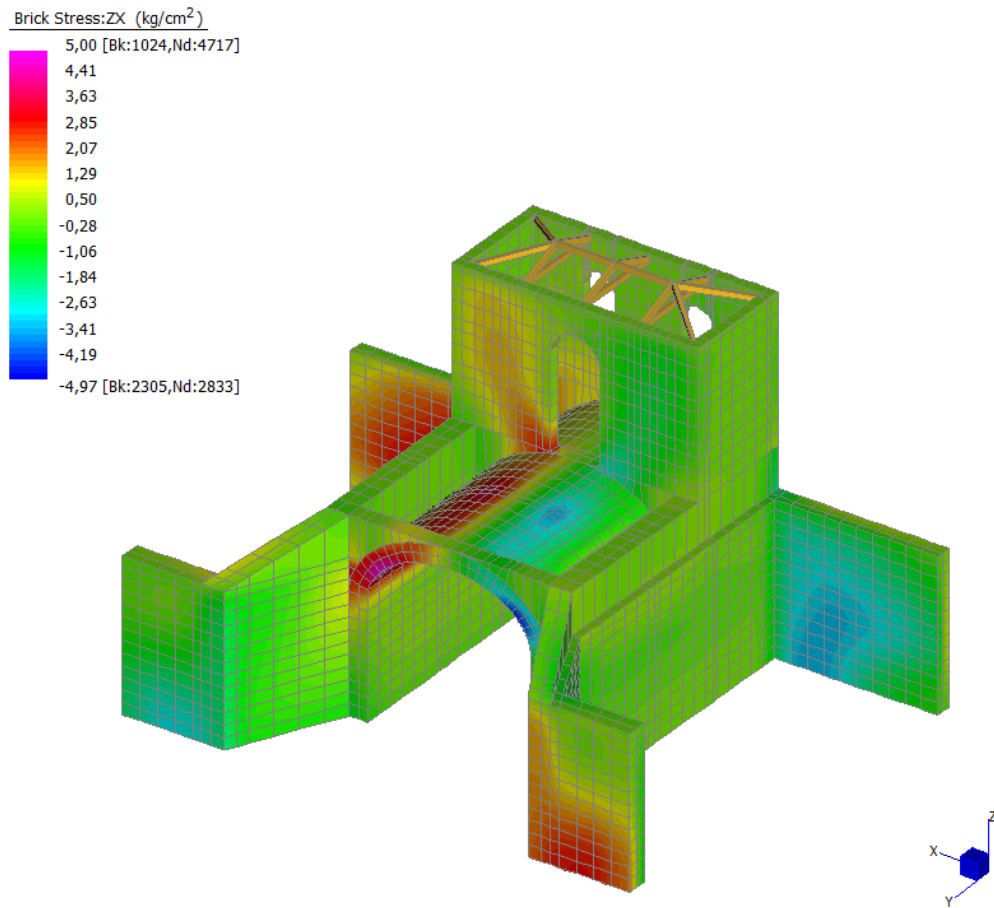
Di seguito si riporta l'andamento vettoriale degli sforzi principali gli stati tensionali di compressione e trazione globali.

Brick Stress:V(33) (kg/cm²)



Di seguito si riportano le massime tensioni tangenziali presenti nella muratura.



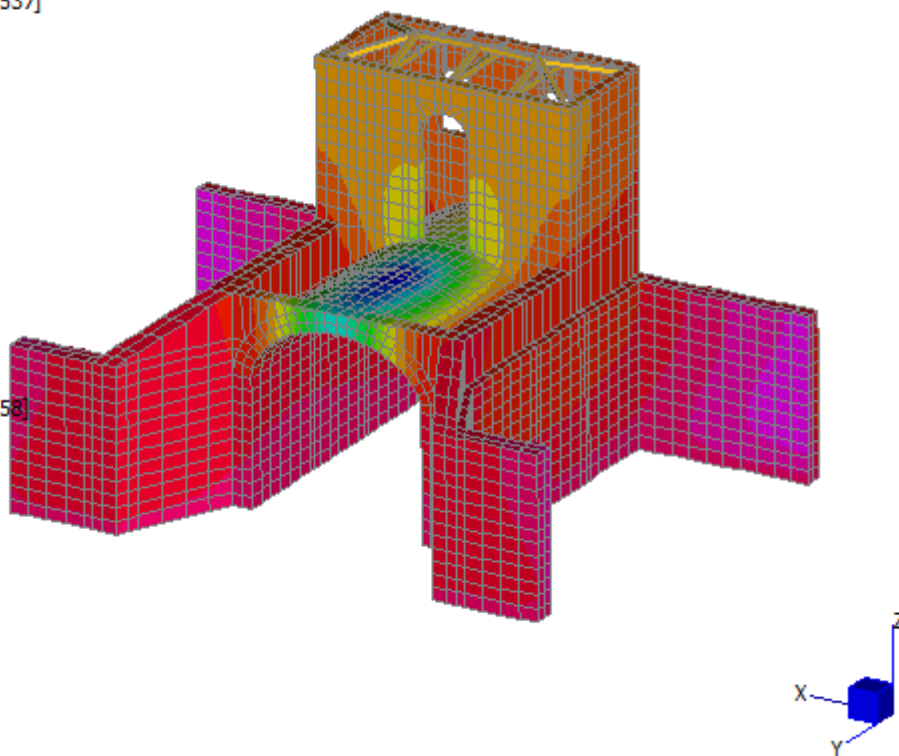
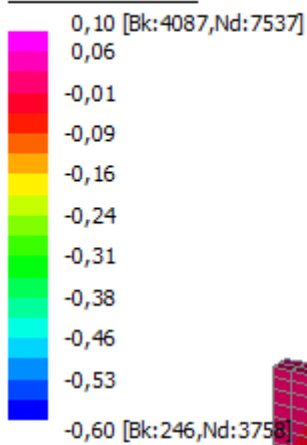


Il valore massimo evidenziato è di 0.50 Mpa, inferiore al valore di riferimento.

$$\tau_s = 0.50 \text{ MPa} < 0.61 \text{ MPa} = f_{v0} \rightarrow \text{verifica soddisfatta}$$

Di seguito si riportano gli spostamenti verticali in condizioni di esercizio, ovvero nella combinazione SLE:

Brick Disp:DZ (cm)



Lo spostamento massimo verticale è pari a 6mm, ritenuto accettabile per strutture in muratura.

Pressioni in fondazione

Si riportano le pressioni massime in fondazione:

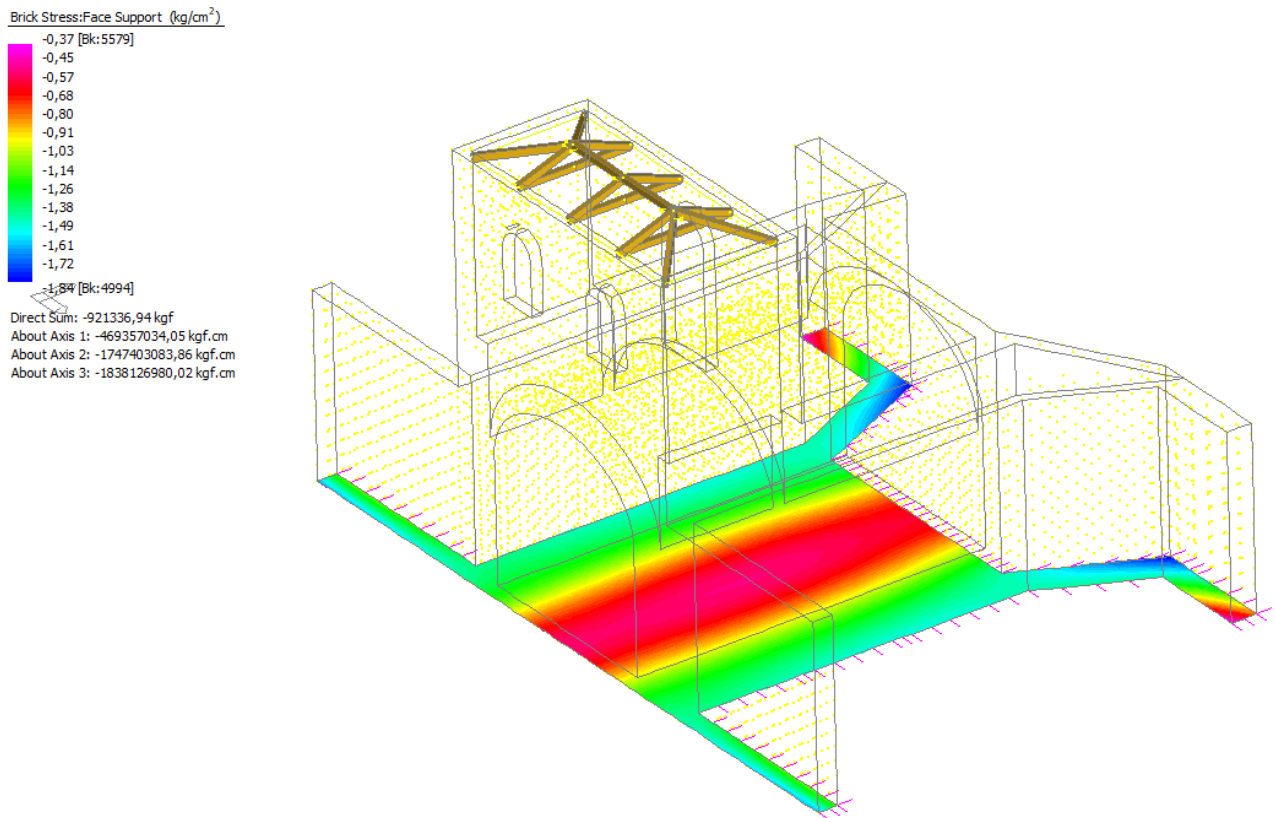


Figura 50 Vista delle pressioni massime in fondazione

L'imposta delle fondazioni è certamente posto ad una quota inferiore ai 7.00m dal piano campagna, quindi poggiante su un terreno coerente con angolo di attrito rilevante (circa 30/34°).

Dalle analisi effettuate è possibile considerare cautelativamente una pressione ammissibile al suolo di circa 2.00 daN/cm².

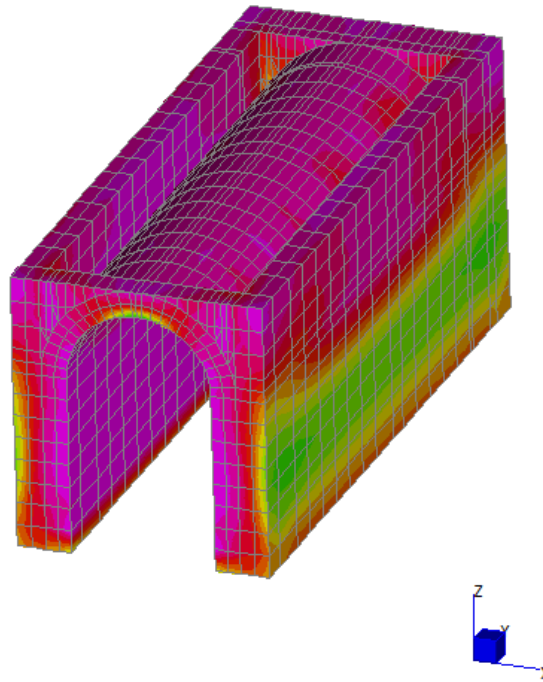
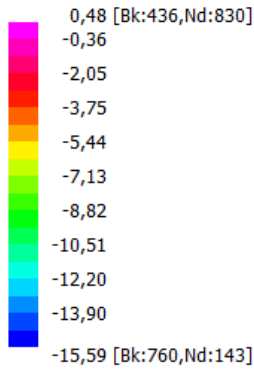
Dal contour delle pressioni fondali si ottiene una pressione massima pari a 1.84 daN/cm² < 2.00 daN/cm²

Si ritiene soddisfatta la verifica delle pressioni sul terreno.

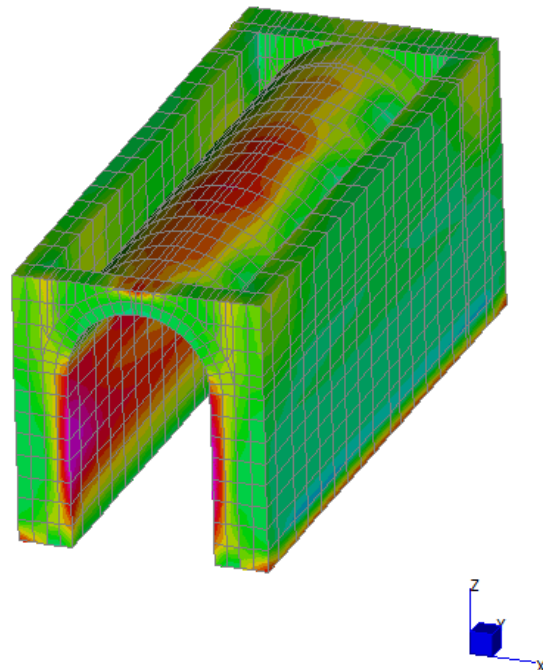
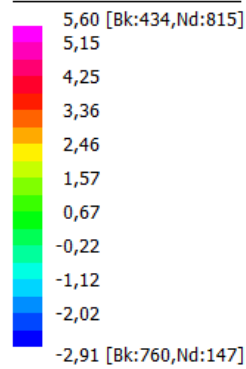
Verifica dello stato di fatto Chiusa 1

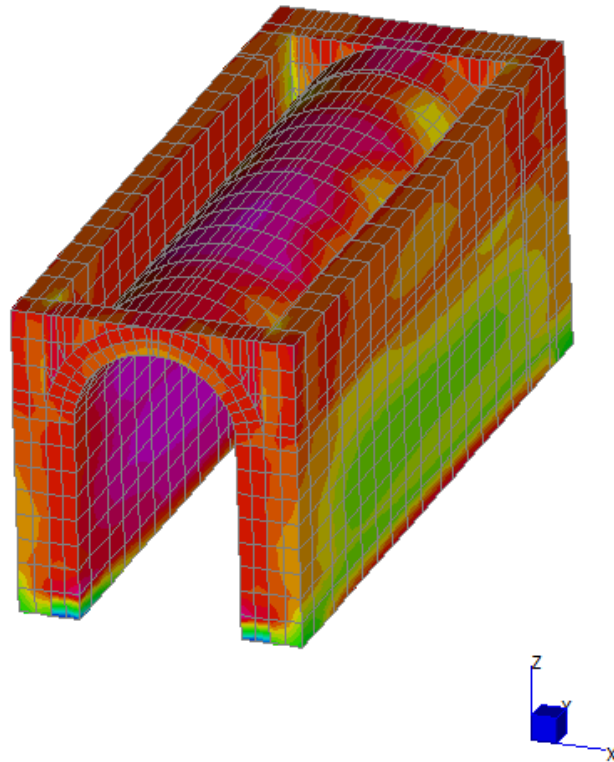
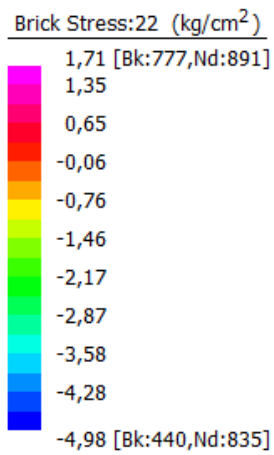
Si riportano delle immagini in cui sono indicate le concentrazioni di tensioni, più significative, prese lungo gli assi principali dell'elemento.

Brick Stress:33 (kg/cm²)



Brick Stress:11 (kg/cm²)



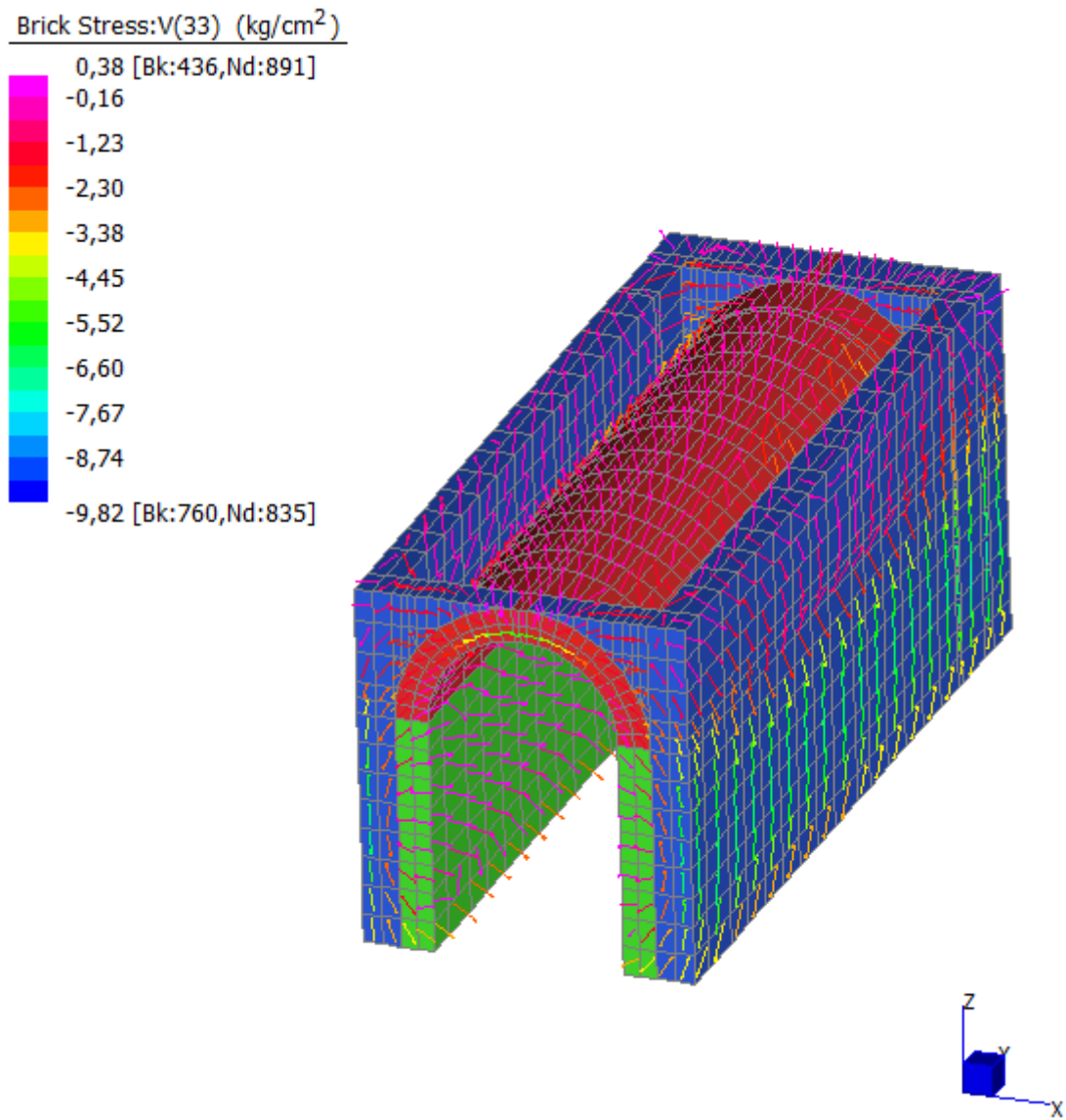


La tensione a compressione massima raggiunta è di 1.5 MPa, minore rispetto al valore di riferimento.

$$\sigma_s = 1.60 \text{ MPa} < 2.88 \text{ MPa} = f_d \rightarrow \text{verifica soddisfatta}$$

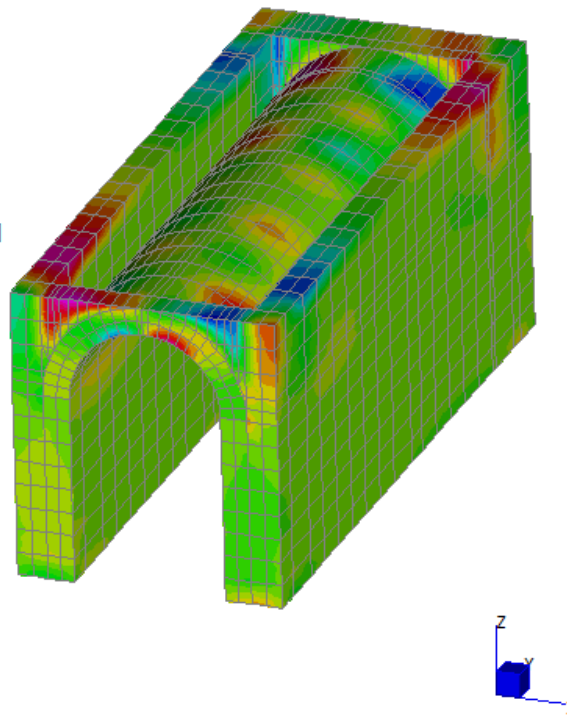
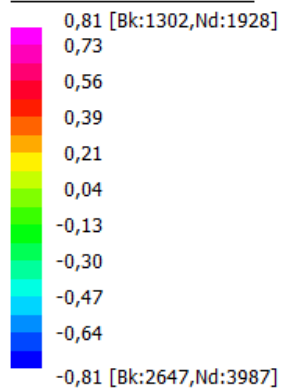
Per quanto riguarda lo stato tensionale di trazione, lungo l'asse principale 33, ovvero quello in direzione normale all'arco stesso, la massima tensione di trazione è pari a 0.05 MPa del tutto trascurabile. Per le altre direzioni principali, escludendo i picchi di tensione dovute alla modellazione con elementi finiti la trazione si ritiene accettabile.

Di seguito si riporta l'andamento vettoriale degli sforzi principali gli stati tensionali di compressione e trazione globali.

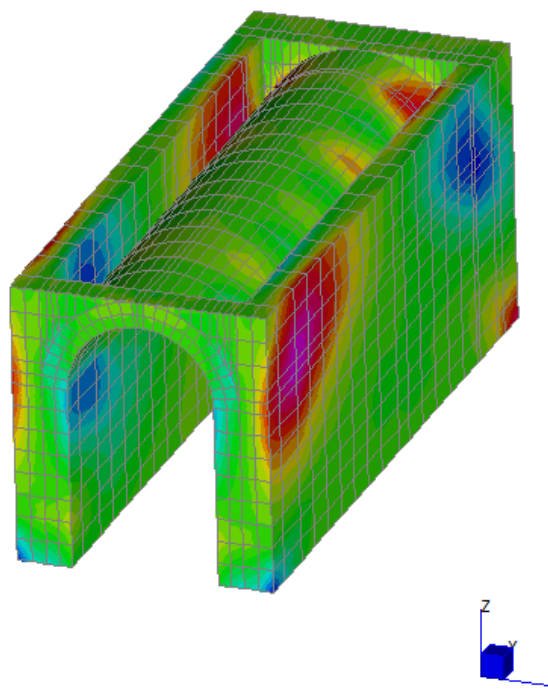
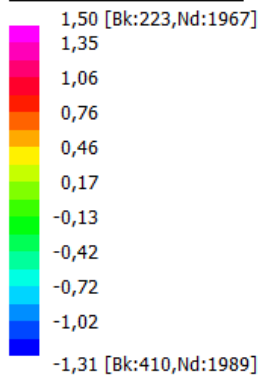


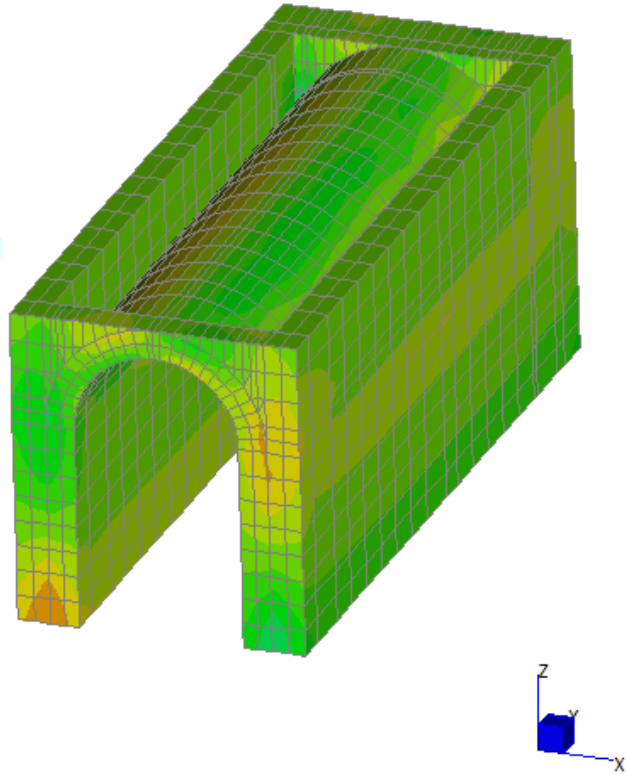
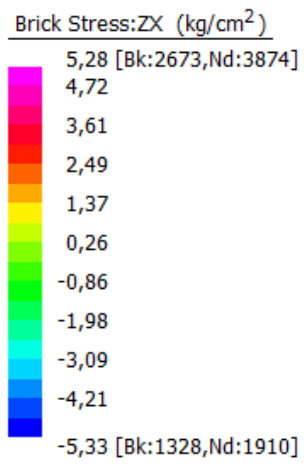
Di seguito si riportano le massime tensioni tangenziali presenti nella muratura.

Brick Stress:XY (kg/cm²)



Brick Stress:YZ (kg/cm²)

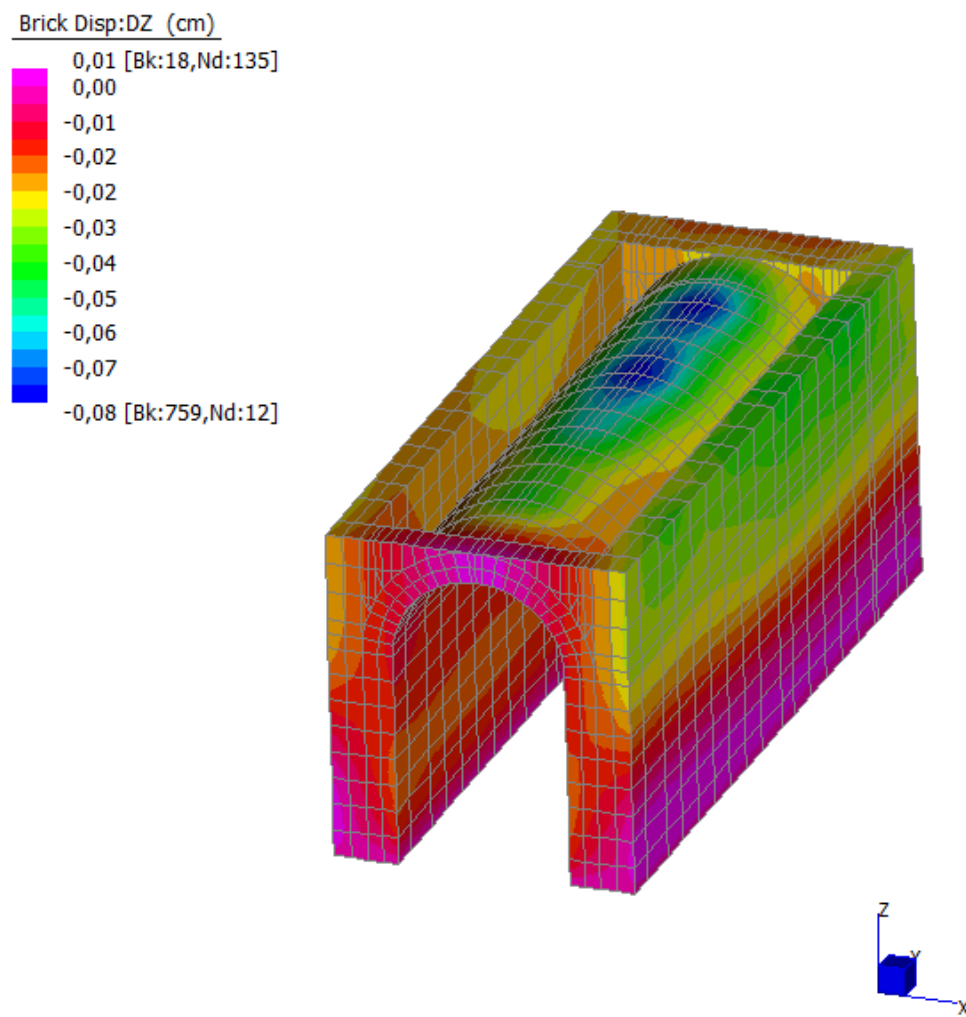




Il valore massimo evidenziato è di 0.53 Mpa, inferiore al valore di riferimento.

$$\tau_s = 0.53 \text{ MPa} < 0.61 \text{ MPa} = f_{v0} \rightarrow \text{verifica soddisfatta}$$

Di seguito si riportano gli spostamenti verticali in condizioni di esercizio, ovvero nella combinazione SLE:

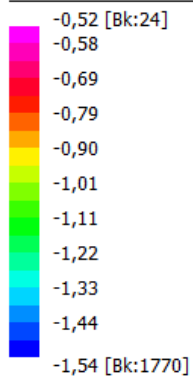


Lo spostamento massimo verticale è pari a 0.8mm, ritenuto accettabile per strutture in muratura.

Pressioni in fondazione

Si riportano le pressioni massime in fondazione:

Brick Stress:Face Support (kg/cm²)



Direct Sum: -306139,05 kgf
About Axis 1: -362452456,75 kgf.cm
About Axis 2: -562133627,73 kgf.cm
About Axis 3: -672443537,89 kgf.cm

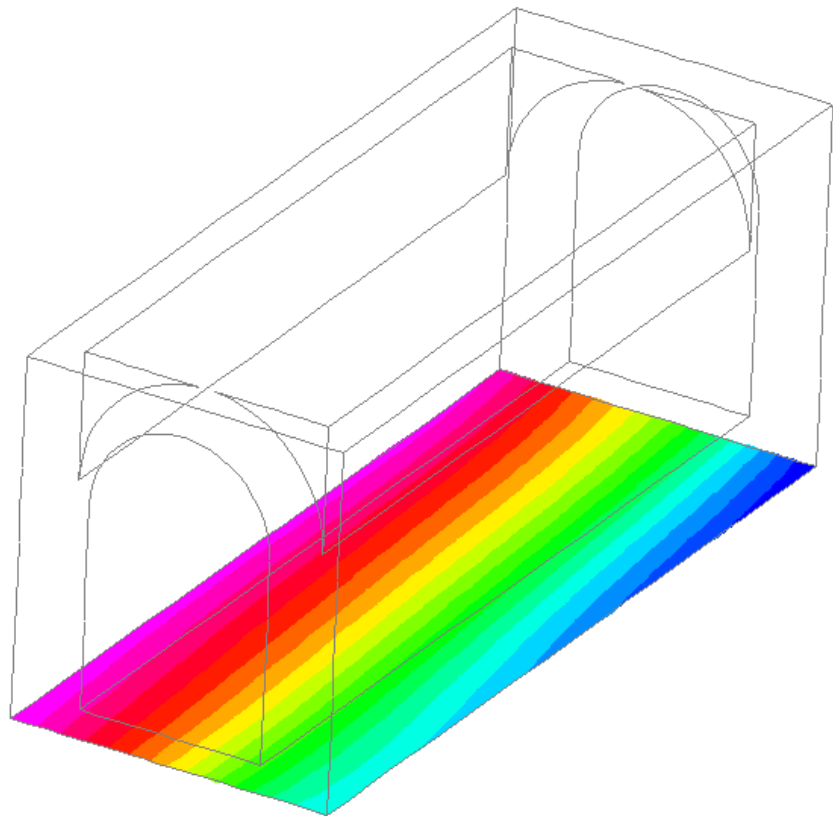


Figura 51 Vista delle pressioni massime in fondazione

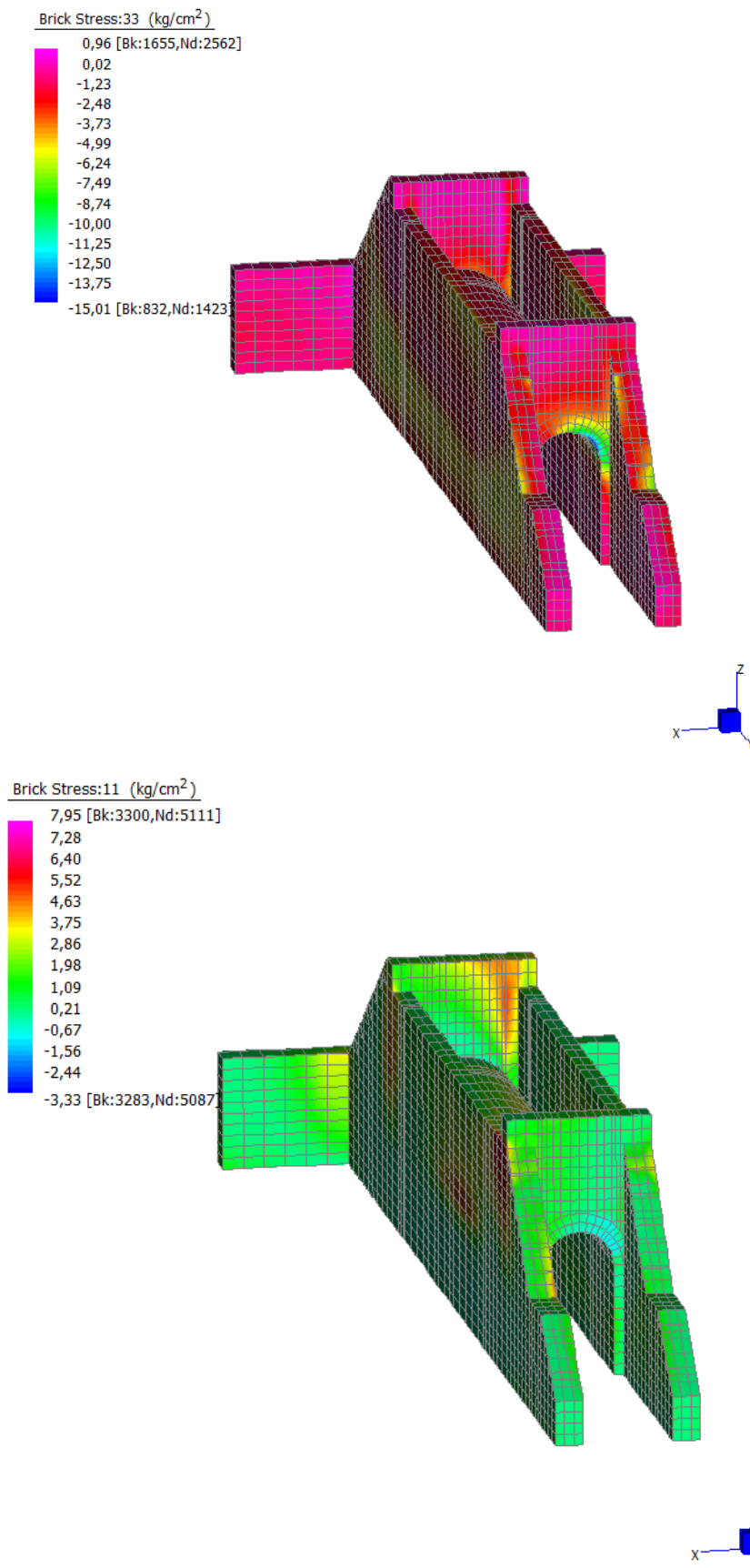
L'imposta delle fondazioni è certamente posto ad una quota inferiore ai 7.00m dal piano campagna, quindi poggianti su un terreno coerente con angolo di attrito rilevante (circa 30/34°).

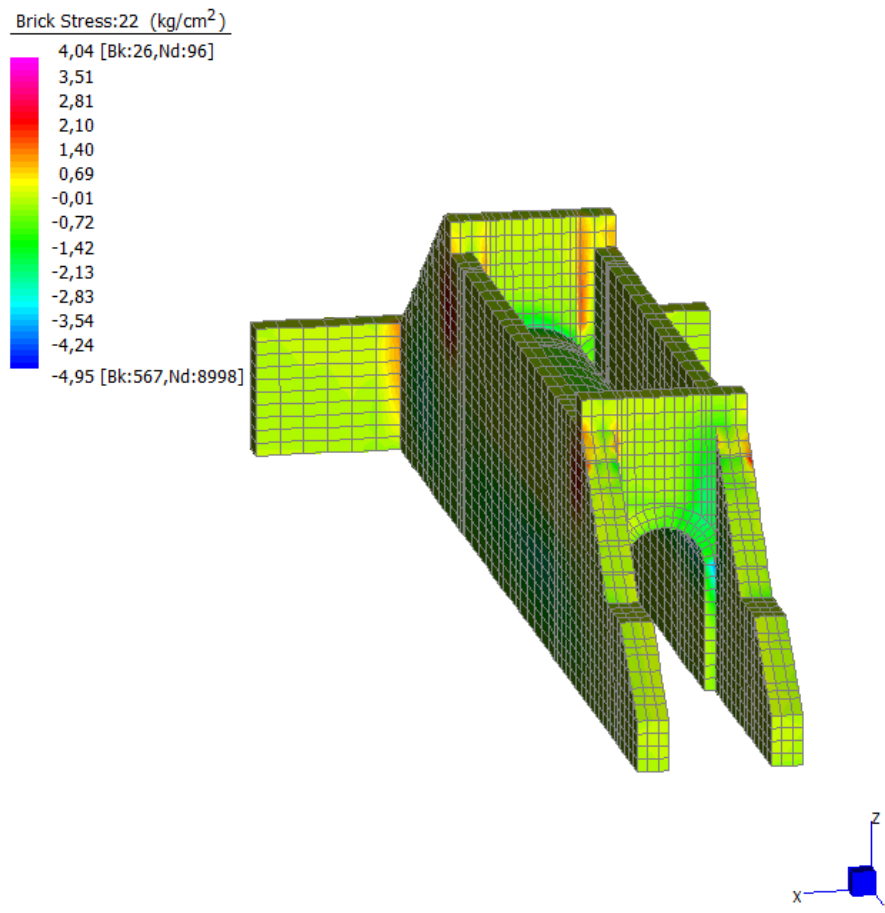
Dalle analisi effettuate è possibile considerare cautelativamente una pressione ammissibile al suolo di circa 2.00 daN/cm² minore delle pressioni massime evidenziate.

$$\sigma_t = 0,154 \text{ MPa} < 0,200 \text{ MPa} = f_d \rightarrow \text{verifica soddisfatta}$$

Verifica dello stato di fatto Chiusa 2

Si riportano delle immagini in cui sono indicate le concentrazioni di tensioni, più significative, prese lungo gli assi principali dell'elemento.



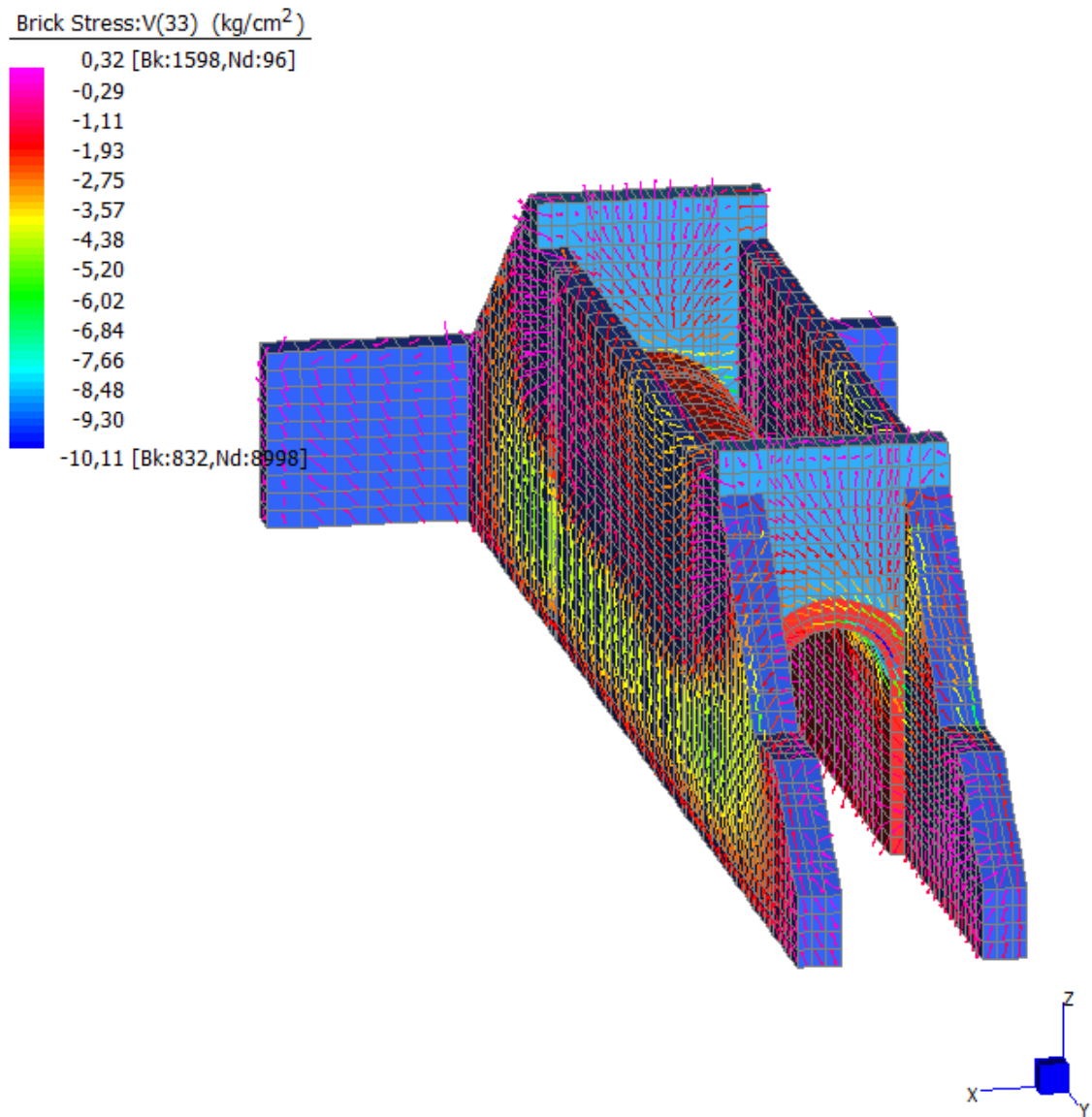


La tensione a compressione massima raggiunta è di 1.5 MPa, minore rispetto al valore di riferimento.

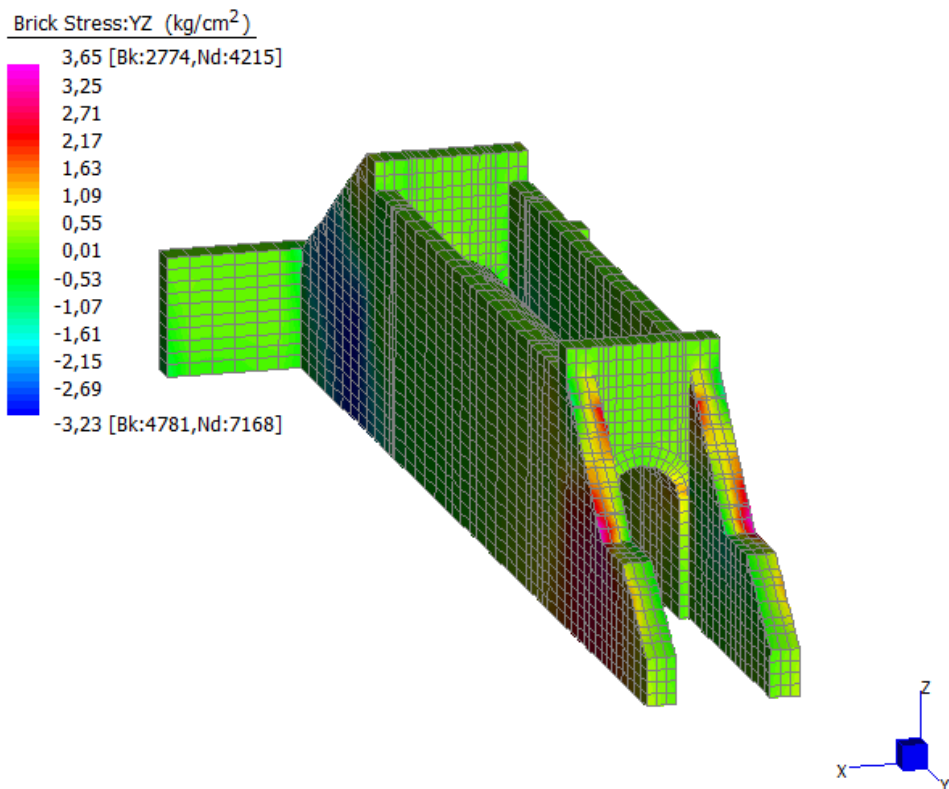
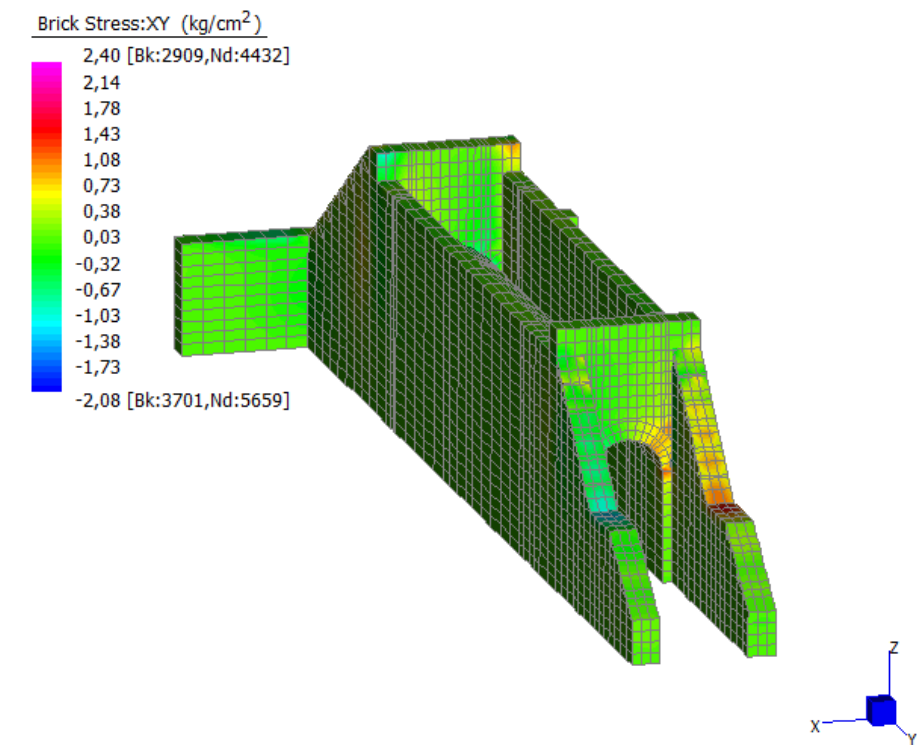
$$\sigma_s = 1.50 \text{ MPa} < 2.88 \text{ MPa} = f_d \rightarrow \text{verifica soddisfatta}$$

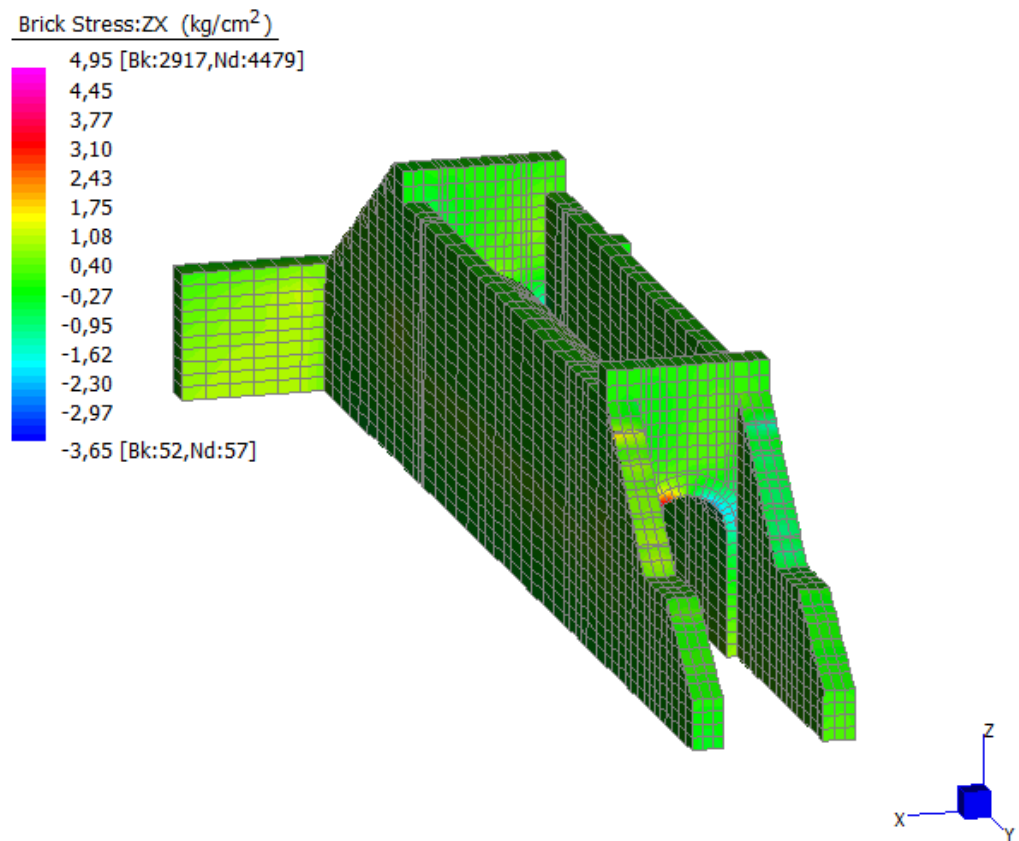
Per quanto riguarda lo stato tensionale di trazione, lungo l'asse principale 33, ovvero quello in direzione normale all'arco stesso, la massima tensione di trazione è pari a 0.1 MPa del tutto trascurabile. Per le altre direzioni principali, escludendo i picchi di tensione dovute alla modellazione con elementi finiti la trazione si ritiene accettabile.

Di seguito si riporta l'andamento vettoriale degli sforzi principali gli stati tensionali di compressione e trazione globali.



Di seguito si riportano le massime tensioni tangenziali presenti nella muratura.



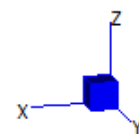
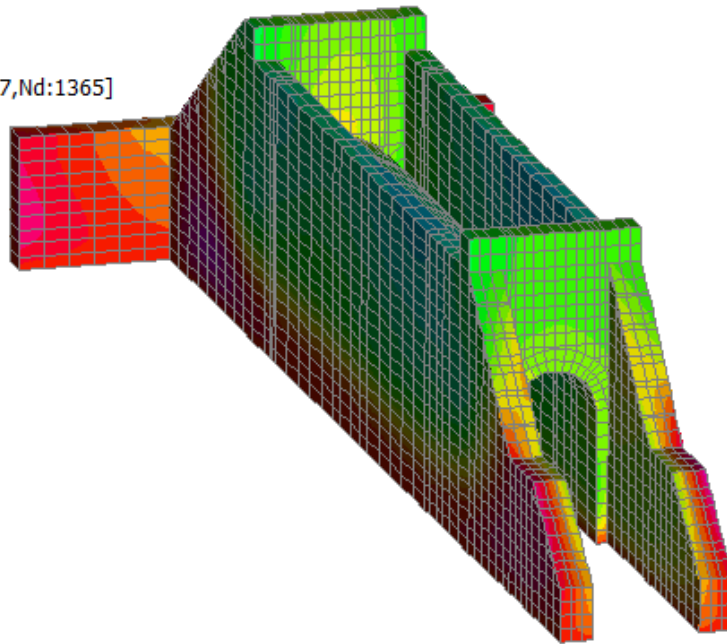
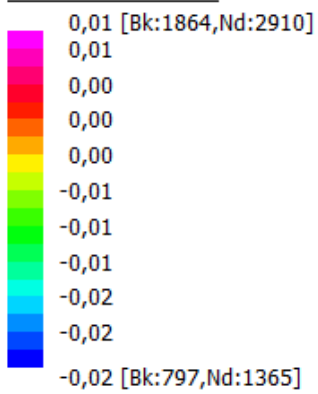


Il valore massimo evidenziato è di 0.50 MPa, inferiore al valore di riferimento.

$$\tau_s = 0.50 \text{ MPa} < 0.67 \text{ MPa} = f_{v0} \rightarrow \text{verifica soddisfatta}$$

Di seguito si riportano gli spostamenti verticali in condizioni di esercizio, ovvero nella combinazione SLE:

Brick Disp:DZ (cm)



Lo spostamento massimo verticale è pari a 0.2mm, ritenuto accettabile per strutture in muratura.

Pressioni in fondazione

Si riportano le pressioni massime in fondazione:

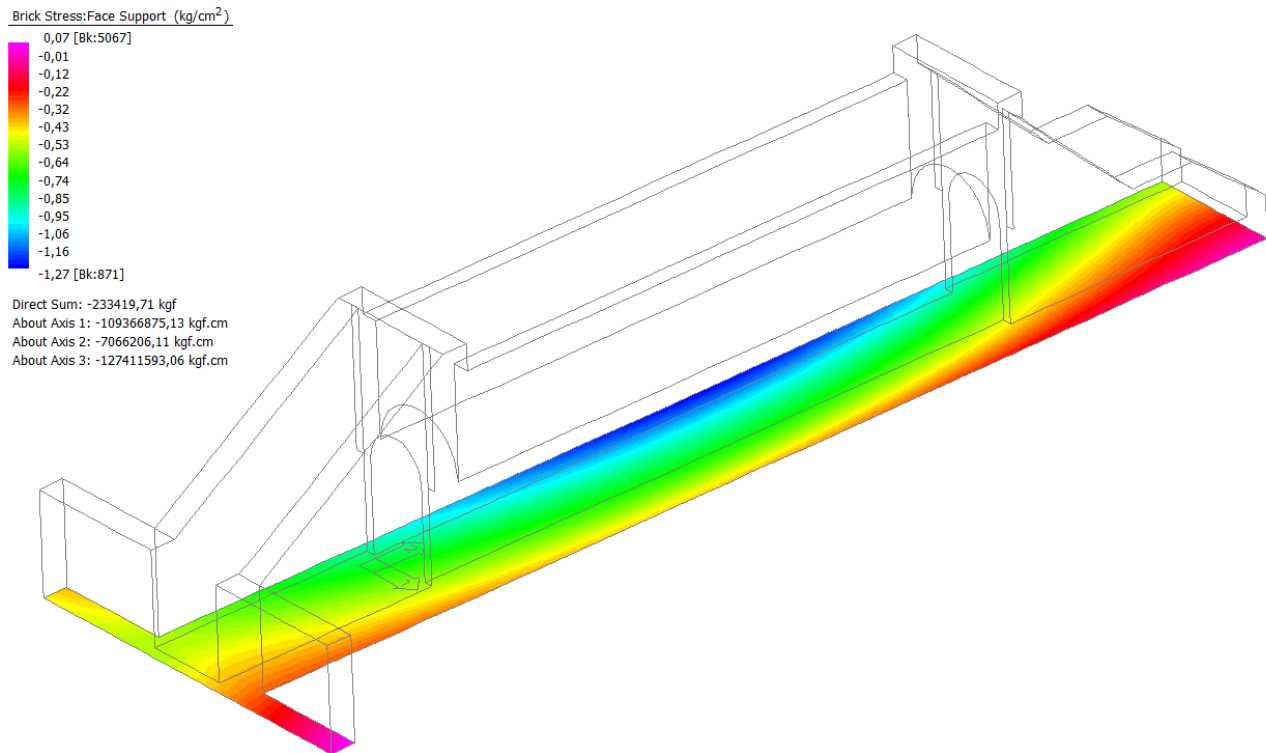


Figura 52 Vista delle pressioni massime in fondazione

L'imposta delle fondazioni è certamente posto ad una quota inferiore ai 7.00m dal piano campagna, quindi poggiante su un terreno coerente con angolo di attrito rilevante (circa 30/34°).

Dalle analisi effettuate è possibile considerare cautelativamente una pressione ammissibile al suolo di circa 2.00 daN/cm² maggiore delle pressioni massime evidenziate.

$$\sigma_t = 0,127 \text{ MPa} < 0,200 \text{ MPa} = fd \rightarrow \text{verifica soddisfatta}$$

Interventi di consolidamento e ripristino

Si riporta una lista generale degli interventi di consolidamento e ripristino da eseguire nei tre manufatti idraulici in esame.

inserimento di due catene sul fronte nord e sud in corrispondenza delle reni della volta, come da tavole grafiche, con l'obiettivo di chiudere le fessure trasversali presenti nella chiavica.

Trattamento superfici interne (Manufatto Chiavica della "Cucca") con battitura intonaci per verificarne la coerenza con il substrato, lievo degli intonaci in distacco, apposizione di nuovo intonaco a base calce e risarcitura delle lesioni interne non passanti sulla facciata nord.

Copertura (Manufatto Chiavica della "Cucca") con pulitura o eventuale sostituzione dei coppi, posizionamento di una doppia guaina ardesiata e sostituzione di porzioni di pluviale lato est attualmente gravemente deteriorato.

Interventi a bordo ponte (Manufatti Chiavica della "Cucca" e/o Chiusa 2) con demolizione e ricostruzione del cordolo, trattamento antiruggine delle ringhiere in ghisa e predisposizione di nuovi guard rail a 2 onde.

Interventi su superfici esterne e volta (Manufatti Chiavica della "Cucca" e/o Chiusa 1 e/o Chiusa 2) con rimozione delle parti incoerenti, macchie, desalinizzazione e consolidamento di fessurazioni con iniezioni, stilatura di giunti e con tecnica scuci-cuci. Eventuale consolidamento paramento murario attraverso l'inserimento di chiodature a garantire la stabilità con tecnica "soil nailing" e mediante perforazioni armate precedute da iniezioni di malta.

Per maggiori dettagli si rimanda alla relazione generale tecnico-illustrativa e alle tavole grafiche.

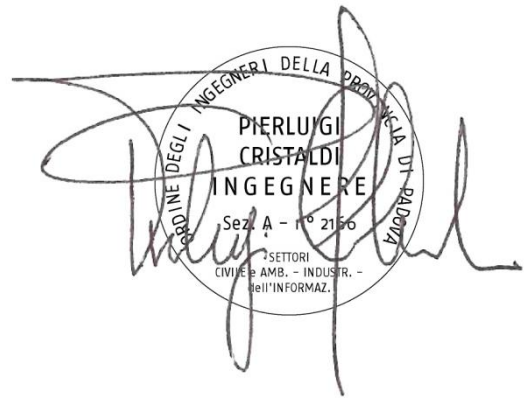
Conclusioni

Il ponte Chiavica della "Cucca" e le due chiuse minori si ritengono idonee al passaggio di carichi di prima categoria.

Padova, 13.01.2023

Il tecnico incaricato

Ing. Pierluigi Cristaldi



ORDINE DEGLI INGEGNERI DELLA PROVINCIA DI PADOVA
PIERLUIGI CRISTALDI
INGEGNERE
Sez. A - n° 2156
SETTORI
CIVILE e AMB. - INDUST. -
dell'INFORMAZ.