

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



S.O. COORDINAMENTO TERRITORIALE SUD

PROGETTO DEFINITIVO

LINEA TARANTO – BRINDISI NUOVA STAZIONE DI TARANTO NASISI

OPERE ESISTENTI

Relazione di calcolo dei tombini esistenti

SCALA:

-

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

I	A	8	E	0	0	D	7	8	C	L	I	N	0	0	0	0	0	0	1	A
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	M. B. Di Prima <i>[Signature]</i>	30/07/2021	A. Iorio <i>[Signature]</i>	30/07/2021	G. Lestingi <i>[Signature]</i>	30/07/2021	D. Tiberti 30/07/2021 <i>[Signature]</i>

ITALFERR S.p.A.
 Gruppo Ferrovie dello Stato
 Direzione Genetica
 UO Infrastrutture Sud
 Dott. Ing. Dorio Tiberti
 Ordine degli Ingegneri Prov. di Napoli n. 10870

File: IA8E00D78CLIN0000001A

n. Elab.:

RELAZIONE DI CALCOLO DEI TOMBINI ESISTENTI

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA	PROG.	REV.	FOGLIO
IA8E	00	D	78	CL	IN0000	001	A	2 di 27

SOMMARIO

1	INTRODUZIONE	3
2	NORMATIVE E SPECIFICHE TECNICHE DI RIFERIMENTO	4
3	DOCUMENTI CORRELATI.....	5
4	INQUADRAMENTO GENERALE.....	6
5	INDAGINI CONOSCITIVE.....	8
5.1	ANALISI STORICO-CRITICA	8
5.2	INDAGINI GEOGNOSTICHE.....	8
5.3	INDAGINI STRUTTURALI	8
5.3.1	Indagini sul tombino al km 3+871	8
5.3.2	Indagini sul tombino al km 4+324	10
5.4	LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA	12
5.5	CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI.....	12
5.6	STIMA DEI PARAMETRI DI PROGETTO	16
6	AZIONI SULLE STRUTTURE	17
6.1	AZIONI ELEMENTARI	17
6.1.1	Carichi permanenti strutturali (G1).....	17
6.1.2	Carichi permanenti portati (G2)	17
6.1.3	Spinte del terreno (G3).....	19
6.1.4	Carico da traffico ferroviario (Q).....	19
6.2	COMBINAZIONI DELLE AZIONI	20
7	ANALISI STRUTTURALE	21
7.1	MODELLO DI CALCOLO.....	21
7.2	RISULTATI ANALISI STATICA – TOMBINO AL KM 3+871	23
7.3	RISULTATI ANALISI STATICA – TOMBINO AL KM 4+324.....	25
8	CONCLUSIONI	27

1 INTRODUZIONE

Il presente documento ha come oggetto le verifiche strutturali in condizione statiche dei due tombini alla pk 3+871 e alla pk 4+324 afferenti alla stazione di Taranto Nasisi e interessati dagli interventi relativi alla nuova configurazione della stazione stessa.

La località ferroviaria di Taranto Nasisi, posta al km 4+000 della linea Taranto-Brindisi, è oggi dotata di un solo binario in esercizio e non è più abilitata al servizio viaggiatori, ma la sua posizione prossima al Quartiere “Paolo VI” la rende ideale per l’interscambio tra i servizi ferroviari e i numerosi servizi automobilistici extraurbani che penetrano nella città di Taranto da est. Pertanto, l’Accordo Quadro Regione Puglia-RFI prevede il prolungamento dei servizi Bari-Taranto sino a Nasisi e il potenziamento della stazione in oggetto. In particolare, l’intervento prevede la realizzazione di una stazione di n. 3 binari con modulo pari a 250 m e itinerari a 60 km/h, n. 2 marciapiedi a standard H55, un sottopasso con rampe di scale e ascensori, un nuovo fabbricato viaggiatori e un parcheggio ad esso antistante con capacità di 50 stalli per auto e 4 per bus.

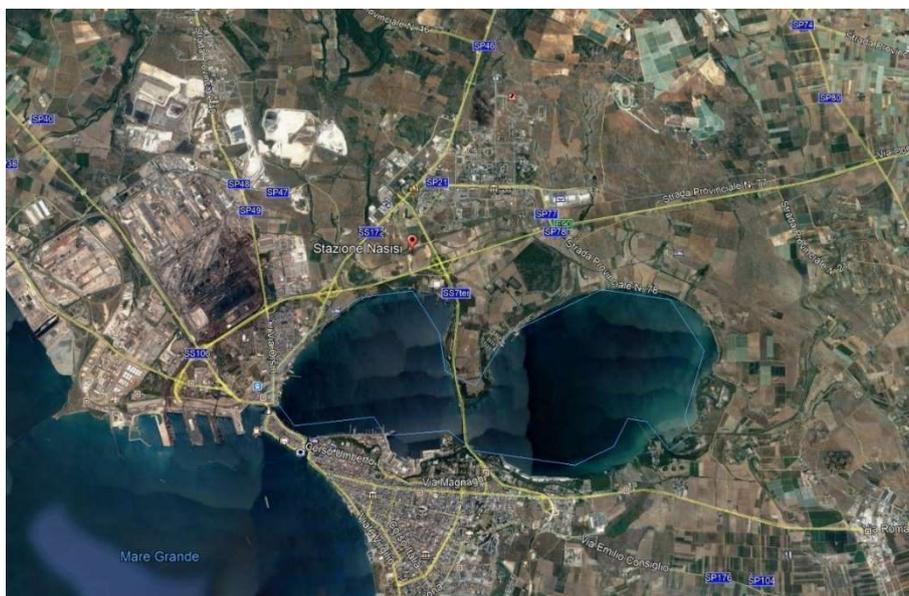


Figura 1.1 – Inquadramento dell’area di intervento

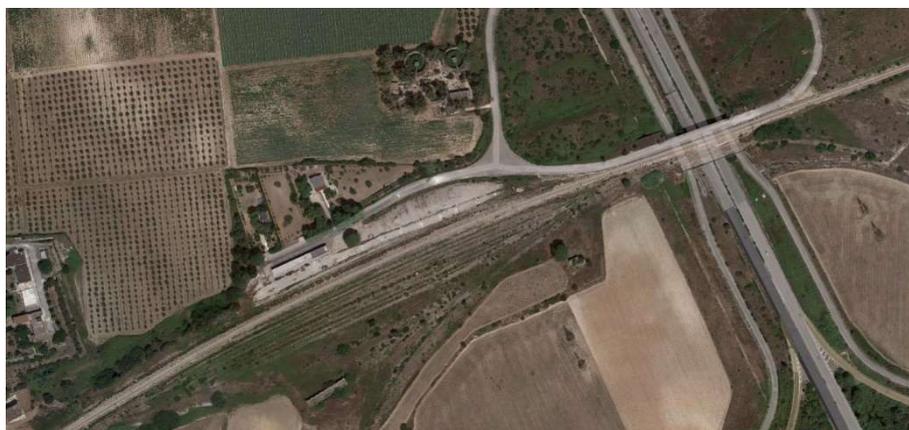


Figura 1.2 – Stazione di Taranto Nasisi

2 NORMATIVE E SPECIFICHE TECNICHE DI RIFERIMENTO

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

- [N1] **Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018** – Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”;
- [N2] **Circolare Ministeriale del 21 gennaio 2019, n.7 C.S.LL.PP.** – Istruzioni per l’applicazione dell’Aggiornamento delle Norme Tecniche per le costruzioni di cui al DM del 17 gennaio 2018;
- [N3] **RFI DTC SI MA IFS 001 E** – Manuale di Progettazione delle Opere Civili RFI del 31.12.2020;
- [N4] **RFI DTC SI SP IFS 001 E** – Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili RFI del 31.12.2020;
- [N5] **UNI EN 15528-2012** – Categorie delle linee per la gestione delle interfacce fra limiti di carico dei veicoli ed infrastrutture;
- [N6] **Caratteristiche tecnico-funzionali dell’infrastruttura ferroviaria nazionale gestita da RFI** – Limitazioni alla circolazione imposte dalle caratteristiche delle linee da percorrere in relazione al carico dei carri e alle dimensioni dei trasporti combinati codificati – Edizione 2019 (Testo aggiornato al 15-09-2019);

RELAZIONE DI CALCOLO DEI TOMBINI ESISTENTI

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA	PROG.	REV.	FOGLIO
IA8E	00	D	78	CL	IN0000	001	A	5 di 27

3 DOCUMENTI CORRELATI

- [C1] **IA8E-00-D-78-PR-OC0000-001-A** – “Indagini strutturali – ponte ad arco in muratura al km 4+324”: *Esecuzione di indagini strutturali conoscitive su tombini esistenti nell’ambito del Progetto Definitivo PRG e ACC di Taranto Nasisi – Emesso in data 28/06/2021 da Sidercem S.r.l.*
- [C2] **IA8E-00-D-78-PR-OC0000-002-A** – “Indagini strutturali – ponte ad arco in muratura al km 3+871”: *Esecuzione di indagini strutturali conoscitive su tombini esistenti nell’ambito del Progetto Definitivo PRG e ACC di Taranto Nasisi – Emesso in data 28/06/2021 da Sidercem S.r.l.*
- [C3] **IA8E-00-D-69-RG-GE-0001-001-A** - “Relazione geologica, geomorfologica, idrogeologica e sismica”

4 INQUADRAMENTO GENERALE

La presente relazione di calcolo ha lo scopo di analizzare e verificare i due tombini esistenti ai soli carichi statici, situati rispettivamente alla pk 3+871 e 4+324, nella loro condizione attuale e nella configurazione di progetto, a seguito cioè della realizzazione della nuova stazione di Nasisi; nella fattispecie, gli interventi previsti provocano un innalzamento del piano ferro sulle due opere sottobinario in questione.

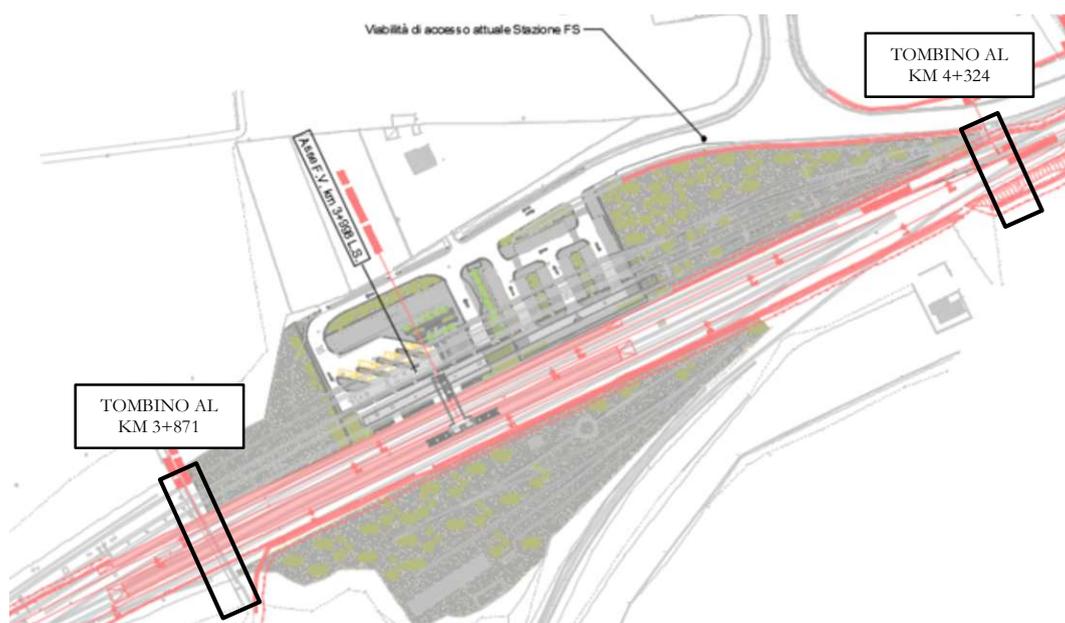


Figura 4.1 – Planimetria di progetto con individuazione dei due tombini

L'opera al km 3+871 è costituita da un tombino ad arco monocampata in muratura che sottopassa la sede ferroviaria con un'estensione in senso trasversale ai binari di circa 67 metri; a seguito del sopralluogo effettuato è stato possibile appurare come il manufatto sia interamente realizzato con blocchi di pietra tenera (tufo pugliese) accostati mediante l'interposizione di malta. La muratura appare in un discreto stato di conservazione, a meno di macchie e/o efflorescenze dovute principalmente alla mancanza di un efficace sistema di impermeabilizzazione che hanno portato a una leggera esfoliazione di alcuni blocchi, oltre alla presenza di isolate fessure lungo i giunti di malta; sui muri d'ala, invece, la pulizia dall'abbondante vegetazione presente ha permesso di mettere in luce una muratura in buono stato di conservazione.

RELAZIONE DI CALCOLO DEI TOMBINI ESISTENTI

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA	PROG.	REV.	FOGLIO
IA8E	00	D	78	CL	IN0000	001	A	7 di 27



Figura 4.2 – Stato di degrado riscontrato sul tombino al km 3+871

Il tombino al km 4+324, invece, è costituito, nei suoi 40 metri di sviluppo, da una sezione variabile: dall'imbocco lato Sud e per un'estensione di 30 metri circa presenta anch'esso una sezione ad arco in muratura, che va a terminare negli ultimi 10 metri circa sul lato Nord con una sezione scatolare in calcestruzzo armato (evidentemente danneggiata e degradata sul prospetto e nella zona di adiacenza all'opera in muratura, ma che non interessa la presente progettazione, non essendo minimamente influenzata dalla risistemazione del rilevato ferroviario). Il manufatto ad arco si presenta in buono stato di conservazione, con una muratura costituita ancora da blocchi di tufo ma in cui appare evidente un intervento manutentivo di ristilatura dei giunti di malta; rimangono invece inalterati i problemi legati all'infiltrazione di acqua dal rilevato soprastante, dovuti alla mancanza di un sistema di impermeabilizzazione adeguato. Anche questa seconda opera è abbondantemente infestata, su muri d'ala e muri di timpano, dalla vegetazione.



Figura 4.3 – Prospetto lato Sud (a sinistra) e lato Nord (a destra) del tombino al km 4+324

5 INDAGINI CONOSCITIVE

5.1 Analisi storico-critica

In riferimento alle due opere in muratura, non è stato possibile reperire la documentazione progettuale storica; gli unici documenti ricevuti, riguardanti il tombino al km 4+324, sono afferenti al suo prolungamento in cemento armato, non oggetto della presente relazione.

5.2 Indagini geognostiche

Per quanto riguarda la caratterizzazione geotecnica del sito è possibile far riferimento allo specifico elaborato progettuale (IA8E00D69RGGE0001001A), a cui si rimanda per ogni chiarimento.

5.3 Indagini strutturali

Le indagini strutturali, insieme con il rilievo geometrico, hanno permesso di ricostruire l'intera geometria delle strutture in esame e gli spessori dei rispettivi elementi strutturali, oltre che dare evidenza, mediante microcarotaggi e documentazione fotografica, dei materiali costituenti.

In riferimento agli specifici elaborati [C1] e [C2] si riportano le seguenti informazioni circa le indagini eseguite sui due tombini e i risultati ottenuti; per ognuno di essi, data la loro importante dimensione trasversale, sono state indagate due sezioni di calcolo (una a monte e l'altra a valle), al fine di avere un quadro il più esaustivo possibile per la loro ricostruzione strutturale.

5.3.1 Indagini sul tombino al km 3+871

Per il tombino al km 3+871 l'indagine ha innanzitutto comportato l'esecuzione di n.13 microcarotaggi così distribuiti:

- ✓ n. 2 in chiave all'arco;
- ✓ n. 2 sul rene dell'arco;
- ✓ n. 1 sul timpano lato valle lato est;
- ✓ n. 2 orizzontali, eseguiti in corrispondenza della spalla lato ovest;
- ✓ n. 3 sub-verticali od obliqui, eseguiti sulla fondazione della spalla lato ovest;
- ✓ n. 3 sub-verticali od obliqui, eseguiti sulla fondazione della spalla lato est.

RELAZIONE DI CALCOLO DEI TOMBINI ESISTENTI

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA	PROG.	REV.	FOGLIO
IA8E	00	D	78	CL	IN0000	001	A	9 di 27

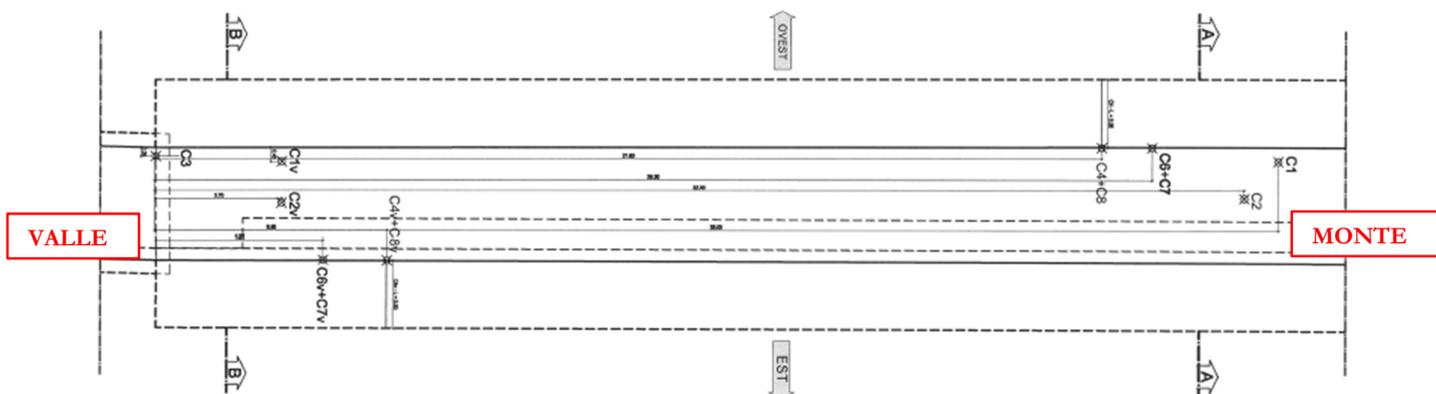


Figura 5.1 – Vista planimetrica del tombino con posizionamento dei n.13 microcarotaggi

Le due sezioni strutturali tipologiche così ottenute fanno riferimento alle sezioni A-A (monte) e B-B (valle), di cui si riporta la ricostruzione nella figura successiva.

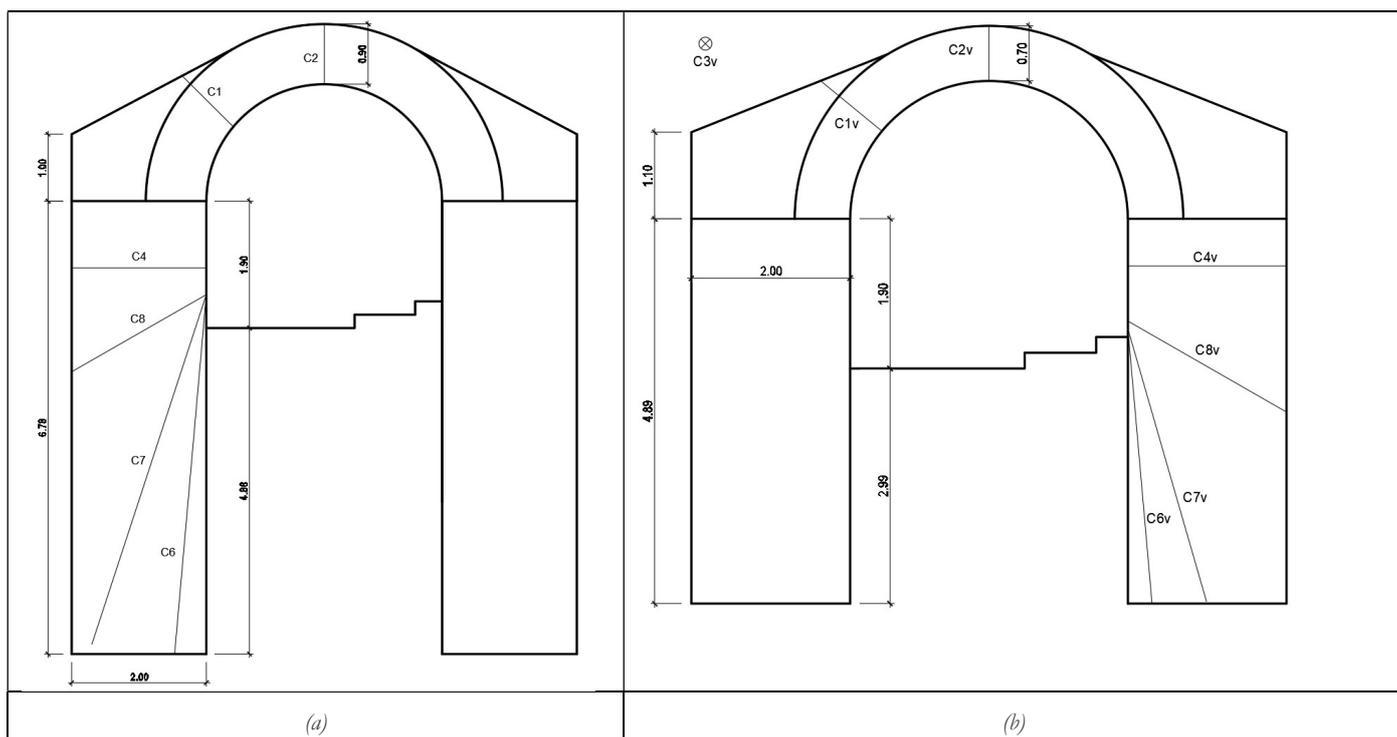


Figura 5.2 - Sezioni strutturali lato monte (a) e lato valle (b)

Le due sezioni strutturali evidenziando una geometria leggermente diversa per quello che riguarda l'arco (che ha uno spessore di 70cm a valle e di 90 cm a monte) ma soprattutto per l'approfondimento delle spalle al di sotto del piano campagna in quanto si passa dai 3,00 m nella sezione di valle a ben 4,90 m circa in quella di monte; lo spessore delle spalle è invece coincidente e pari a 2,00 m.

RELAZIONE DI CALCOLO DEI TOMBINI ESISTENTI

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA	PROG.	REV.	FOGLIO
IA8E	00	D	78	CL	IN0000	001	A	10 di 27

Da un punto di vista della caratterizzazione meccanica, invece, sono state eseguite n.6 prove con martinetto piatto, così distribuite:

- ✓ n. 2 Prove con martinetto piatto doppio in corrispondenza della spalla lato ovest.
- ✓ n. 2 Prove con martinetto piatto doppio in corrispondenza della spalla lato est.
- ✓ n. 1 Prova con martinetto piatto singolo sul rene lato est.
- ✓ n. 1 Prova con martinetto piatto singolo sul rene lato ovest.

I risultati ottenuti sono riassunti nelle seguenti tabelle:

PROVA	PRESSIONE DI RIPRISTINO	UBICAZIONE
	[MPa]	
MPS1	0,83	Rene arco - lato ovest - monte
MPS2	0,58	Rene arco - lato est - valle

Tabella 5.1 – Risultati prove con martinetto piatto singolo

PROVA	Modulo di elasticità lineare 1° ciclo di scarico, E	PRESSIONE		UBICAZIONE
		Esercizio	Rottura	
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	
MPD1	7893,9	0,33	3,61	Spalla ovest - monte
MPD2	9067,1	0,19	3,28	Spalla est - monte
MPD1-v	5399,8	0,75	2,3	Spalla ovest - valle
MPD2-v	1037,6	0,27	2,79	Spalla est - valle

Tabella 5.2 – Risultati prove con martinetto piatto doppio

Quelle dei martinetti piatti sono le uniche prove eseguite in grado di restituire delle informazioni circa lo stato tensione (in esercizio e di rottura) e la rigidezza della muratura in esame; l'utilità delle prove con martinetto risiede principalmente nell'aver un confronto rispetto ai valori di resistenza e rigidezza riportati in Tabella 5.1 e che nel seguito verranno opportunamente commentati.

5.3.2 Indagini sul tombino al km 4+324

In modo del tutto analogo a quanto detto precedentemente, si è proceduto ad indagare anche il tombino al km 4+324 (esclusivamente per la porzione in muratura):

- ✓ n. 13 Microcarotaggi così distribuiti:
 - ✓ n. 2 in chiave all'arco;
 - ✓ n. 2 sul rene dell'arco;
 - ✓ n. 1 sul timpano lato valle lato est;
 - ✓ n. 2 orizzontali, eseguiti in corrispondenza della spalla lato ovest;
 - ✓ n. 6 sub-verticali od obliqui, eseguiti sulla fondazione della spalla lato ovest.

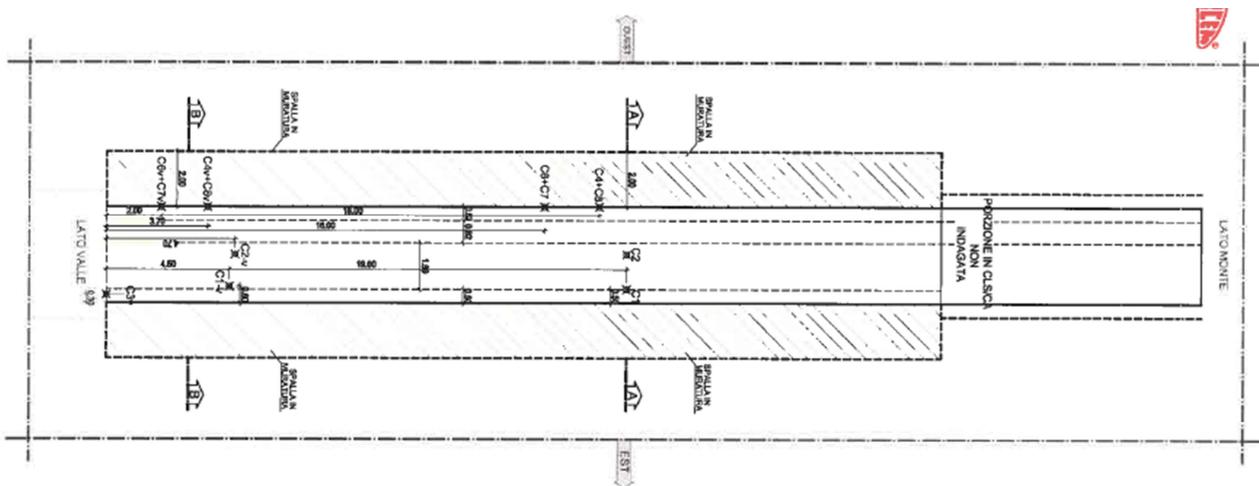


Figura 5.3 – Vista planimetrica del tombino con posizionamento dei n.13 microcarotaggi

Le due sezioni strutturali tipologiche così ottenute fanno riferimento alle sezioni A-A (monte) e B-B (valle), di cui si riporta la ricostruzione nella figura successiva.

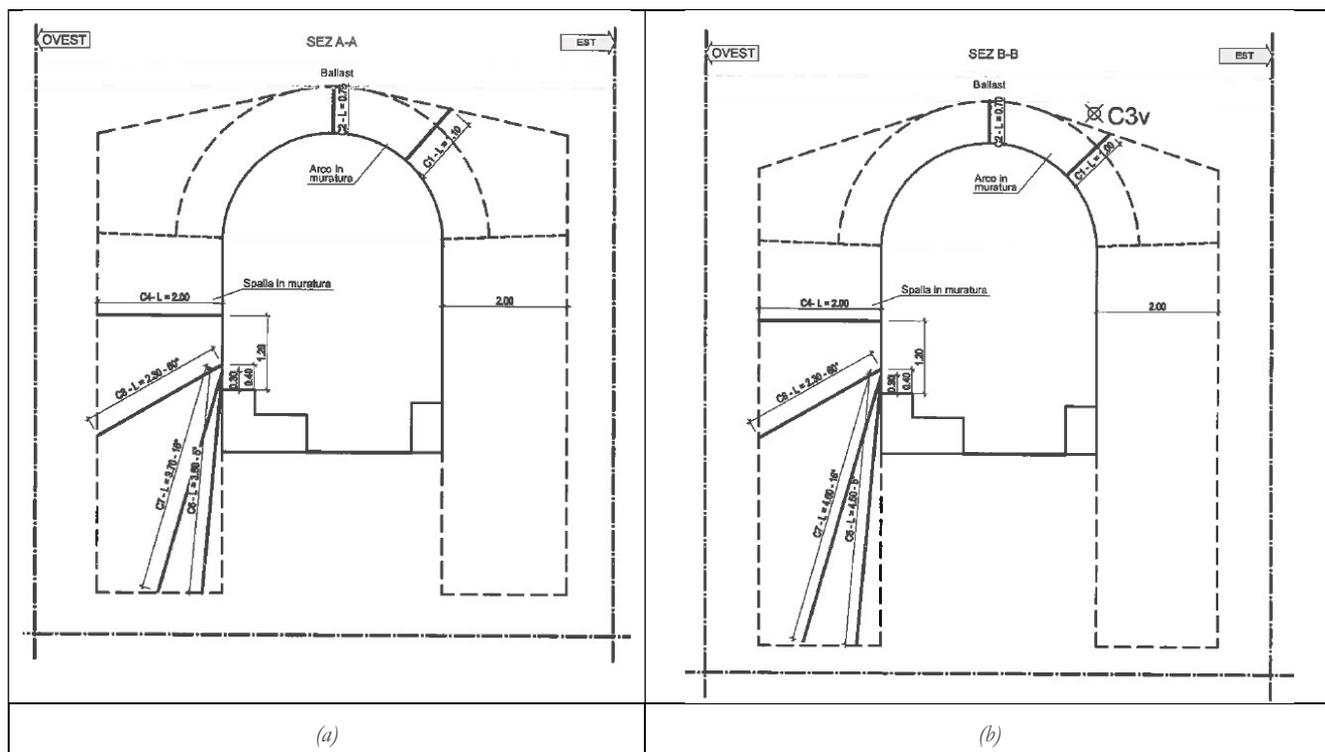


Figura 5.4 - Sezioni strutturali lato monte (a) e lato valle (b)

Le due sezioni strutturali evidenziando una geometria ancora una volta leggermente diversa, specialmente per l'approfondimento dei due piedritti, con un valore che passa dai 2.30 metri circa a monte fino a raggiungere i 3.20 metri circa a valle.

RELAZIONE DI CALCOLO DEI TOMBINI ESISTENTI

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA	PROG.	REV.	FOGLIO
IA8E	00	D	78	CL	IN0000	001	A	12 di 27

Le n.6 prove con martinetto piatto eseguite hanno dato il seguente esito:

- ✓ n. 2 Prove con martinetto piatto doppio in corrispondenza della spalla lato ovest.
- ✓ n. 2 Prove con martinetto piatto doppio in corrispondenza della spalla lato est.
- ✓ n. 2 Prova con martinetto piatto singolo sul rene lato est.

PROVA	PRESSIONE DI RIPRISTINO	UBICAZIONE
	[MPa]	
MPS1	0,25	Rene arco - lato ovest - monte
MPS2	1,03	Rene arco - lato est - valle

Tabella 5.3 – Risultati prove con martinetto piatto singolo

PROVA	Modulo di elasticità lineare 1° ciclo di scarico, E [MPa]	PRESSIONE		UBICAZIONE
		Esercizio	Rottura	
		[MPa]	[MPa]	
MPD1	3244,9	0,24	2,58	Spalla ovest - monte
MPD2	3161,8	0,41	2,58	Spalla est - monte
MPD1-v	2682,6	0,19	2,3	Spalla ovest - valle
MPD2-v	4881,5	0,7	2,96	Spalla est - valle

Tabella 5.4 – Risultati prove con martinetto piatto doppio

Anche in questo caso tali valori saranno confrontati con i parametri di resistenza e rigidità riportati in Tabella 5.1 e commentati nel seguito.

5.4 Livelli di conoscenza e fattori di confidenza

Le indagini sui materiali, condotte secondo quanto prescritto al §2.12.2.3.4.1 in [N3], hanno consentito di raggiungere un livello di conoscenza adeguato. Per la determinazione delle caratteristiche meccaniche dei materiali costituenti le opere si assume quindi un Fattore di Confidenza $FC=1,20$ (§C8.5.4 di [N2]).

Livello di Conoscenza	Fattore di Confidenza
LC1 - Limitata	1,35
LC2 - Adeguata	1,20
LC3 - Accurata	1,00

5.5 Caratterizzazione meccanica dei materiali

Con riferimento al livello di conoscenza LC2, in base a quanto riportato nel §C8.5.4 di [N2], si adotteranno i valori medi dei parametri meccanici definiti di seguito:

- ♦ *Resistenze: medie degli intervalli riportati nella Tabella C.8.5.I di [N2] per la tipologia muraria in considerazione;*
- ♦ *Moduli elastici: valori medi degli intervalli riportati nella tabella suddetta.*

RELAZIONE DI CALCOLO DEI TOMBINI ESISTENTI

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA	PROG.	REV.	FOGLIO
IA8E	00	D	78	CL	IN0000	001	A	13 di 27

Nel caso in cui la muratura presenti caratteristiche migliori rispetto ai suddetti elementi di valutazione, le caratteristiche meccaniche saranno ottenute, a partire dai valori riportati nella tabella suddetta, applicando i coefficienti indicati nella Tabella 4.4 di [N2], secondo le seguenti modalità:

- ♦ *Malta di buone caratteristiche: il coefficiente indicato in Tabella C8.5.II di [N2], diversificato per le varie tipologie, si può applicare sia ai parametri di resistenza (f_m, τ_0, f_{v0}), sia ai moduli elastici (E e G);*
- ♦ *Presenza di ricorsi (o listature): il coefficiente di tabella si può applicare ai soli parametri di resistenza (f_m, τ_0); tale coefficiente ha significato solo per alcune tipologie murarie, in cui si riscontra tale tecnica costruttiva;*
- ♦ *Presenza sistematica di elementi di collegamento trasversale tra i paramenti: il coefficiente indicato in tabella si può applicare ai soli parametri di (f_m, τ_0, f_{v0}).*

In presenza di murature consolidate, o nel caso in cui si debba valutare la sicurezza dell'opera d'arte rinforzata, è possibile valutare le caratteristiche meccaniche per alcune tecniche di intervento, attraverso i coefficienti indicati nella Tabella C8.5.II di [N2], secondo le seguenti modalità:

- ♦ *Consolidamento con iniezioni di miscele leganti: il coefficiente indicato in tabella, diversificato per le varie tipologie, può essere applicato ai valori sia ai parametri di resistenza (f_m, τ_0, f_{v0}), sia ai moduli elastici (E e G); i benefici conseguibili dipendono in modo sensibile dalla qualità originaria della malta, risultando tanto maggiori quanto più questa è scadente. È bene ricordare che gli effettivi benefici delle iniezioni sono funzione della reale possibilità delle malte iniettate di riempire lacune esistenti nella trama muraria e di aderire ai materiali esistenti; in ogni caso, è raccomandabile l'esecuzione di saggi, preventivi e di verifica, per valutare i risultati effettivamente conseguiti;*
- ♦ *Consolidamento con intonaco armato: l'effetto di questa tipologia di consolidamento può essere stimato attraverso opportune valutazioni che considerino gli spessori della parete e dell'intonaco armato, oltre che i relativi parametri meccanici. In assenza di queste è possibile adottare il coefficiente indicato in tabella, diversificato per le varie tipologie, applicabile ai valori sia dei parametri di resistenza (f_m, τ_0, f_{v0}), sia dei moduli elastici (E e G). In tal caso non si applicano i coefficienti relativi alla connessione trasversale della muratura non consolidata e alla ristilatura armata. Si rileva che il consolidamento con intonaco armato non ha alcuna efficacia in assenza di sistematiche connessioni trasversali e la sua efficacia è ridotta quando realizzato su un solo paramento. Nell'adozione degli eventuali coefficienti migliorativi si deve tenere conto delle caratteristiche delle malte utilizzate (cementizie o a calce) e delle armature (metalliche o in fibra). Infine, si segnala la necessità di una preventiva verifica che il paramento non evidenzii un'eccessiva disgregazione o presenza di vuoti, tale da rendere inefficace l'accoppiamento con l'intonaco armato; in questi casi è opportuno accoppiare l'intervento con iniezioni. si applica il coefficiente indicato in tabella, diversificato per le varie tipologie, sia ai parametri di resistenza (f_m, τ_0), sia ai moduli elastici (E e G); per i parametri di partenza della muratura non consolidata non si applica il coefficiente relativo alla connessione trasversale, in quanto l'intonaco armato realizza, tra le altre, anche questa funzione;*
- ♦ *Consolidamento con diatoni artificiali o tirantini antiespulsivi: nel caso dell'inserimento di diatoni artificiali dotati di una significativa rigidità a taglio e sufficientemente diffusi, si può applicare a tutti i parametri di resistenza il coefficiente indicato per le murature originariamente dotate di una buona connessione trasversale; gli elementi di connessione a trazione (tirantini) hanno un effetto significativo solo per la resistenza a compressione (f_m);*
- ♦ *Consolidamento con ristilatura armata e connessione dei paramenti: il coefficiente indicato in tabella, diversificato per le varie tipologie murarie, può essere applicato ai valori sia dei parametri di resistenza (f_m, τ_0, f_{v0}), sia dei moduli elastici (E e G), in quest'ultimo caso in misura ridotta del 50%. Questa tecnica (con i relativi coefficienti migliorativi) può essere applicata anche sostituendo, su uno dei paramenti, la ristilatura*

RELAZIONE DI CALCOLO DEI TOMBINI ESISTENTI

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA	PROG.	REV.	FOGLIO
IA8E	00	D	78	CL	IN0000	001	A	14 di 27

armata con un intonaco armato di limitato spessore, realizzato con malta a base calce, purché siano posti in opera gli elementi di connessione trasversale.

Nel caso di uso combinato di diverse tecniche di consolidamento, i coefficienti possono essere applicati in forma moltiplicativa; il valore del coefficiente complessivo non può superare il coefficiente massimo indicato nell'ultima colonna della tabella. Nella caratterizzazione meccanica dei materiali si possono distinguere, in relazione al loro grado di approfondimento, tre livelli di prova. In base a quanto riportato nel §7.8.1.1 di [N1], i coefficienti parziali di sicurezza per la resistenza del materiale da utilizzare per il progetto sismico di strutture in muratura, possono essere ridotti del 20% rispetto a quelli forniti nel capitolo 4 e comunque fino ad un valore non inferiore a 2. Con riferimento a quanto riportato nel §C8.7.1.3.1.1 delle di [N2], nel caso di analisi elastica con il fattore di struttura q , i valori di calcolo delle resistenze dei materiali ($R_{m,d}$) da utilizzare nelle verifiche si ricava dividendo il valore medio (R_m) per il fattore di confidenza e per il coefficiente parziale di sicurezza del materiale:

$$R_{m,d} = R_m / (\gamma_m \cdot FC)$$

Nel caso di analisi non lineare, i valori di calcolo delle resistenze da utilizzare sono ottenuti dividendo i valori medi per i rispettivi fattori di confidenza ($\gamma_m = 1$).

Nel seguito si riportano le due tabelle da normativa, di cui al §C8.5.3.1 di [N2], relative ai parametri meccanici e ai fattori correttivi da applicare alle murature esistenti.

Tipologia di muratura	f	τ_0	f_{v0}	E	G	w
	(N/mm ²)	(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	
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	13 ± 16(**)
Muratura a blocchi lapidei squadri	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 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.

Tabella 5.5 - Parametri meccanici delle murature

RELAZIONE DI CALCOLO DEI TOMBINI ESISTENTI

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA	PROG.	REV.	FOGLIO
IA8E	00	D	78	CL	IN0000	001	A	15 di 27

Tipologia di muratura	Stato di fatto			Interventi di consolidamento			
	Malta buona	Ricorsi o lisature	Connessione trasversale	Iniezione di miscele leganti (*)	Intonacoarmato (**)	Ristilatura armata con connessione dei paramenti (***)	Massimo coefficiente complessivo
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	1,3	1,5	2	2,5	1,6	3,5
Muratura a conci sbazzati, con paramenti di spessore disomogeneo	1,4	1,2	1,5	1,7	2,0	1,5	3,0
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	1,1	1,3	1,5	1,5	1,4	2,4
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,5	1,2	1,3	1,4	1,7	1,1	2,0
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,6	-	1,2	1,2	1,5	1,2	1,8
Muratura a blocchi lapidei squadrati	1,2	-	1,2	1,2	1,2	-	1,4
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	(**)	-	1,3 (***)	1,2	1,5	1,2	1,8
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%)	1,2	-	-	-	1,3	-	1,3

(*) I coefficienti correttivi relativi alle iniezioni di miscele leganti devono essere commisurati all'effettivo beneficio apportato alla muratura, riscontrabile con verifiche sia nella fase di esecuzione (miettabilità) sia a posteriori (riscontri sperimentali attraverso prove soniche o similari).

(**) Valori da ridurre convenientemente nel caso di pareti di notevole spessore (p.es. > 70 cm).

(***) Nel caso di muratura di mattoni si intende come "malta buona" una malta con resistenza media a compressione f_m superiore a 2 N/mm². In tal caso il coefficiente correttivo può essere posto pari a $f_m^{0,20}$ (f_m in N/mm²).

(****) Nel caso di muratura di mattoni si intende come muratura trasversalmente connessa quella apparecchiata a regola d'arte.

Tabella 5.6 - Coefficienti correttivi

Dall'esame visivo appare evidente come sia possibile entrare nella tabella di normativa nella riga corrispondente alla "Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)". I valori riportati come resistenza a compressione f_c sono in linea, per entrambi i tombini, con quelli a rottura riscontrati dalle indagini con i martinetti piatti, mentre il range relativo al modulo elastico risulta estremamente più basso dei valori ottenuti dalle stesse prove, specialmente per quel che riguarda il tombino al km 3+871; specificatamente per quest'opera, tale risultato può essere attribuibile al fatto che la muratura oggetto di indagine (ovvero la porzione compresa tra i due martinetti piatti singoli installati) non presenta un effettivo strato di malta, bensì è costituita quasi esclusivamente solamente da blocchi di pietra affiancati tra loro. L'assenza di materiale legante fa sì che, nel momento in cui si esegue la prova, si tenga conto solamente della rigidità dei blocchi, sicuramente superiore rispetto alla combinazione blocco + malta cui generalmente si fa riferimento per le tabelle di normativa (si faccia riferimento alla Figura 5.5). A favore di sicurezza, si utilizzeranno i parametri di normativa di Tabella 5.5, opportunamente considerati in funzione del Livello di Conoscenza; esclusivamente per il tombino al km 4+324, data l'evidente saturazione dei giunti di malta dovuta a un recente intervento di ristilatura, è possibile certamente considerare il coefficiente correttivo relativo alla voce "malta buona" secondo quanto riportato in Tabella 5.6.

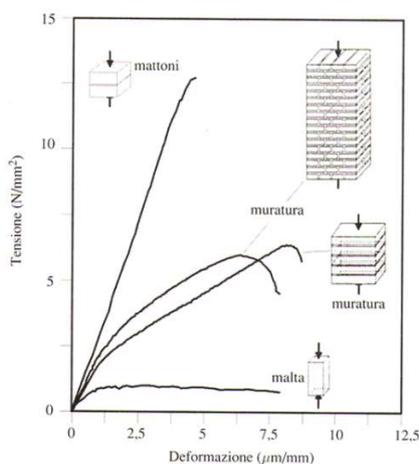


Figura 5.5 - Generico comportamento tensione-deformazione della muratura rispetto a quello dei suoi due materiali costituenti

RELAZIONE DI CALCOLO DEI TOMBINI ESISTENTI

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA	PROG.	REV.	FOGLIO
IA8E	00	D	78	CL	IN0000	001	A	16 di 27

Per quanto concerne il rinfianco a tergo dell'arco, dai microcarotaggi obliqui alle reni si è riscontrata, in entrambi i tombini, la presenza di un conglomerato cementizio.

5.6 Stima dei parametri di progetto

Nel prospetto seguente si riportano, per entrambe le opere analizzate, i parametri di resistenza e di rigidezza di progetto degli elementi strutturali in muratura (arco e spalle/fondazioni).

TOMBINO AL KM 3+871							
PARAMETRI MECCANICI MEDI							
ELEMENTO	TIPOLOGIA MURARIA	\hat{f}_m [MPa]	τ_0 [MPa]	\hat{f}_{c0} [MPa]	E [MPa]	G [MPa]	w [kN/m ³]
Arco e Spalle	Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc)	2,60	0,06	0,145	1410	400	13 + 16
PARAMETRI MECCANICI DI PROGETTO							
ELEMENTO	TIPOLOGIA MURARIA	\hat{f}_m [MPa]	τ_0 [MPa]	\hat{f}_{c0} [MPa]	E [MPa]	G [MPa]	w [kN/m ³]
Arco e Spalle	Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc)	2,17	0,050	0,121	1175	333,33	13 + 16

Tabella 5.7 – Parametri meccanici medi e di progetto per il tombino al km 3+871

TOMBINO AL KM 4+324							
PARAMETRI MECCANICI MEDI							
ELEMENTO	TIPOLOGIA MURARIA	\hat{f}_m [MPa]	τ_0 [MPa]	\hat{f}_{c0} [MPa]	E [MPa]	G [MPa]	w [kN/m ³]
Arco e Spalle	Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc)	4,16	0,096	0,232	2256	640	13 + 16
PARAMETRI MECCANICI DI PROGETTO							
ELEMENTO	TIPOLOGIA MURARIA	\hat{f}_m [MPa]	τ_0 [MPa]	\hat{f}_{c0} [MPa]	E [MPa]	G [MPa]	w [kN/m ³]
Arco e Spalle	Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc)	3,47	0,080	0,193	1880	533,33	13 + 16

Tabella 5.8 - Parametri meccanici medi e di progetto per il tombino al km 4+324

RELAZIONE DI CALCOLO DEI TOMBINI ESISTENTI

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA	PROG.	REV.	FOGLIO
IA8E	00	D	78	CL	IN0000	001	A	17 di 27

6 AZIONI SULLE STRUTTURE

6.1 Azioni elementari

Le azioni considerate nell'analisi sono riassunte di seguito:

- ♦ Carichi permanenti strutturali (G1);
- ♦ Carichi permanenti non strutturali (G2);
- ♦ Peso di armamento e ballast (Gb);
- ♦ Spinte del terreno (G3);
- ♦ Carichi variabili (Qk);
- ♦ Treno di carico reale C3 con velocità di progetto pari a 100 km/h (Q-C3).

6.1.1 Carichi permanenti strutturali (G1)

Il peso proprio degli elementi strutturali viene tenuto in conto in maniera automatica dal software di calcolo utilizzato, adottando i seguenti pesi per unità di volume; nello specifico, per la muratura, costituita da blocchi di tufo, la Tabella 5.5 da Normativa prevede un range di valori per quanto riguarda il suo peso (a causa dell'eterogeneità delle unità litologiche che potrebbero costituire tale muratura). Tale grandezza è stata considerata pari al valore medio tra quelli proposti.

Materiale	γ [kN/m ³]
Muratura	14,50
Conglomerato cementizio	22,00

Tabella 6.1 – Carico permanente strutturale

6.1.2 Carichi permanenti portati (G2)

Il carico permanente portato sui due tombini è costituito da due contributi, il primo relativo al rilevato ferroviario, di ingenti dimensioni, posizionato al di sopra di essi e che ospita la sede ferroviaria, e il secondo per l'appunto costituito dal pacchetto di ballast e armamento. Inoltre, nella configurazione di progetto la modifica della sede ferroviaria comporterà una modifica proprio del rilevato ferroviario a seguito dell'innalzamento del piano del ferro. Di conseguenza, il carico permanente portato viene riassunto, nelle condizioni ante e post operam per entrambi i tombini, nella seguente tabella:

	TOMBINO AL KM 3+871				TOMBINO AL KM 4+324			
	γ_{ril} [kN/m ³]	H_{ril} [m]	γ_{ball} [kN/m ³]	H_{ball} [m]	γ_{ril} [kN/m ³]	H_{ril} [m]	γ_{ball} [kN/m ³]	H_{ball} [m]
ANTE OPERAM	20	4,35	18	0,80	20	4,91	18	0,80
POST OPERAM	20	4,95	18	0,80	20	5,03	18	0,80

Tabella 6.2 – Valutazione del carico permanente portato ante e post operam

Dove con H_{ril} si fa riferimento all'altezza del rilevato ferroviario, ovvero la porzione compresa tra l'intradosso dell'arco e il ballast, mentre con H_{ball} si considera tutto il pacchetto costituito da armamento e ballast; come si può osservare dalla tabella precedente, la somma di queste due quantità definisce le quote di piano ferro attuale e di progetto riportate nelle figure seguenti.

RELAZIONE DI CALCOLO DEI TOMBINI ESISTENTI

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA	PROG.	REV.	FOGLIO
IA8E	00	D	78	CL	IN0000	001	A	18 di 27

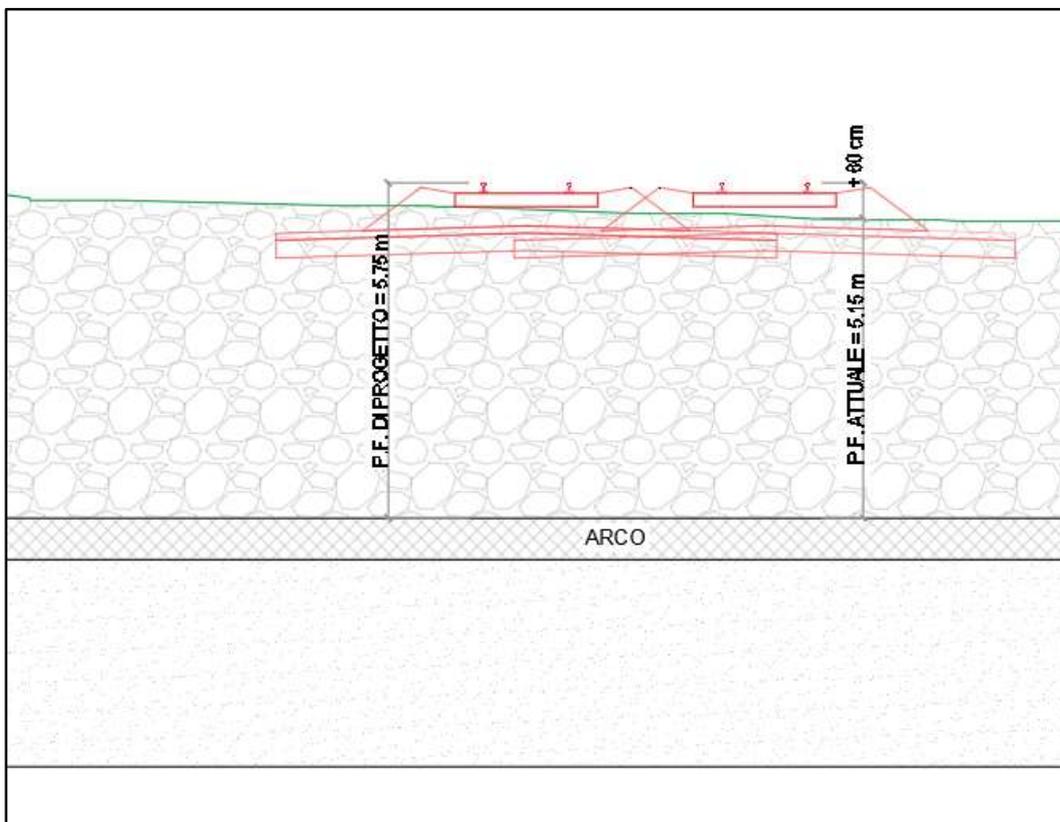


Figura 6.1 – Confronto carico permanente ante e post operam – km 3+871

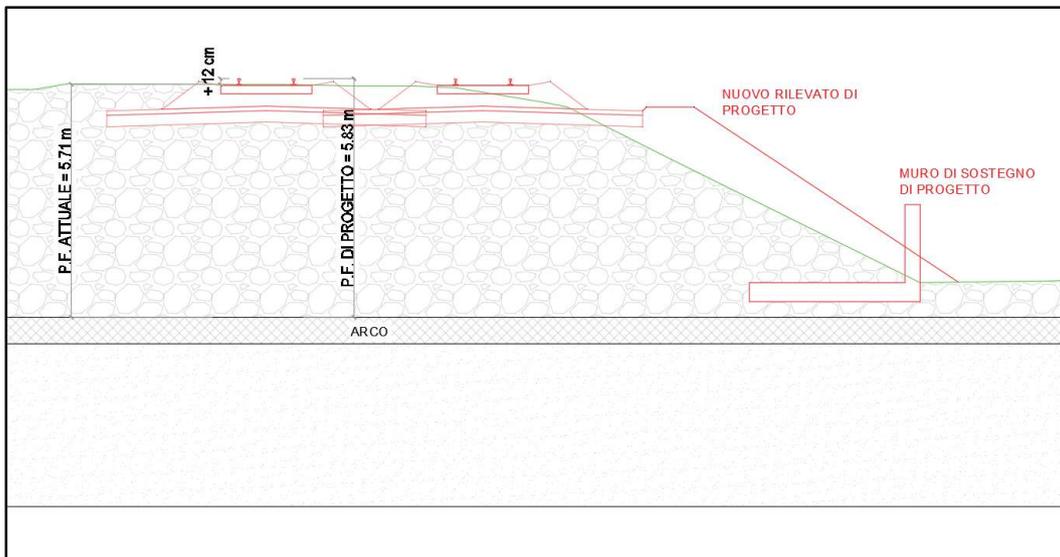


Figura 6.2 – Confronto carico permanente ante e post operam – km 4+324

RELAZIONE DI CALCOLO DEI TOMBINI ESISTENTI

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA	PROG.	REV.	FOGLIO
IA8E	00	D	78	CL	IN0000	001	A	19 di 27

6.1.3 Spinte del terreno (G3)

La presenza del terreno a tergo le spalle dei tombini ad arco, viene tenuta in conto mediante l'implementazione nel software di calcolo di opportune molle, calibrate mediante le caratteristiche meccaniche costituenti il rilevato ferroviario. Trattandosi di rilevato ferroviario esistente e in assenza di specifiche prove in situ, è possibile stimare i parametri meccanici del terreno come:

- ♦ *Peso di volume:* $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$
- ♦ *Angolo di attrito:* $\varphi' = 30^\circ$
- ♦ *Coesione efficace:* $c' = 0 \text{ kPa}$

La deformabilità del terreno è tenuta in conto tramite la definizione di molle elastico-lineari orizzontali, aventi rigidezza crescente con la profondità, secondo l'espressione:

$$k(z) = k_0 + k_1 \cdot z^\kappa$$

Dove si è assunto:

$$k_0 = 0,10 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^3}$$

$$k_1 = 1,00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^3}$$

$$\kappa = 1$$

z = valore dell'approfondimento dell' i -esima molla, compreso tra 0 (estradosso della spalla) e H_{tot} (altezza totale del complesso spalla-fondazione).

6.1.4 Carico da traffico ferroviario (Q)

L'azione verticale indotta dal traffico dei convogli viene calcolata facendo riferimento al modello di carico LM71, simulando il traffico ferroviario normale come mostrato nella figura seguente e risulta costituito da:

- Quattro assi da 250 kN disposti ad interasse di 1,60 m;
- Carico distribuito di 80 kN/m in entrambe le direzioni, a partire da 0.80 m dagli assi di estremità e per una lunghezza illimitata.

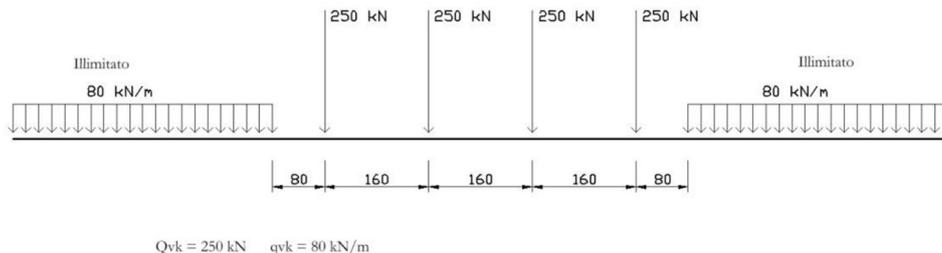


Figura 6.3 – Modello di carico LM71

RELAZIONE DI CALCOLO DEI TOMBINI ESISTENTI

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA	PROG.	REV.	FOGLIO
IA8E	00	D	78	CL	IN0000	001	A	20 di 27

Il software di calcolo utilizzato per la modellazione delle opere tiene opportunamente conto della reale posizione di tali carichi sulla struttura oltre che della sua diffusione all'interno degli elementi non resistenti, come ballast e riempimento. Indubbiamente, nelle condizioni di progetto, con l'innalzamento del piano ferro, si avrà una diminuzione dell'effetto del carico ferroviario sulla struttura portante (arco + spalle) dovuta a una maggiore lunghezza di diffusione.

6.2 Combinazioni delle azioni

Le azioni di progetto vengono determinate utilizzando la combinazione fondamentale per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_B \cdot G_b + \gamma_Q \cdot Q_{C3} + \gamma_{Q1} \cdot \psi_{01} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Coefficiente			EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Precompressione	favorevole	γ_p	0,90	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁵⁾	1,00 ⁽⁶⁾	1,00
Ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente	favorevole	γ_{Ce}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole	d	1,20	1,20	1,00

Tabella 6.3 – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

Si considera, inoltre, l'eventuale contemporaneità di più treni in funzione del numero di binari effettivamente presenti, secondo quanto previsto nella Tab. 5.2.III di [N1].

Numero di binari	Binari Carichi	Traffico normale		Traffico pesante ⁽²⁾
		caso a ⁽¹⁾	caso b ⁽¹⁾	
1	Primo	1,0 (LM 71"+SW/0)	-	1,0 SW/2
	Primo	1,0 (LM 71"+SW/0)	-	1,0 SW/2
2	secondo	1,0 (LM 71"+SW/0)	-	1,0 (LM 71"+SW/0)
	Primo	1,0 (LM 71"+SW/0)	0,75 (LM 71"+SW/0)	1,0 SW/2
≥3	secondo	1,0 (LM 71"+SW/0)	0,75 (LM 71"+SW/0)	1,0 (LM 71"+SW/0)
	Altri	-	0,75 (LM 71"+SW/0)	-

Tabella 6.4 – Carichi mobili in funzione del numero di binari presenti

7 ANALISI STRUTTURALE

7.1 Modello di calcolo

L'analisi per la valutazione della sicurezza delle strutture ad arco indagate è stata condotta con l'ausilio del software Histra Bridges®, programma dedicato alla modellazione strutturale in campo non lineare di ponti in muratura. La particolarità di tale strumento risiede negli elementi computazionali implementati, ovvero macroelementi, a quattro nodi e a tre nodi, differenziandosi nettamente quindi dai software a elementi finiti risultando più semplice e intuitivo nella fase di input e più speditivo nello svolgimento delle analisi. L'input di tipo parametrico è basato su un numero ridotto di dati essenziali, coincidenti con i parametri geometrici di maggiore importanza per la tipologia di ponte da modellare, sfruttando uno strumento di procedura guidata (wizard). Pertanto, a partire dalle caratteristiche geometriche e strutturali evidenziate nei diversi elaborati di rilievo, è possibile ricostruire dei modelli geometrici il più simile possibile ai reali.

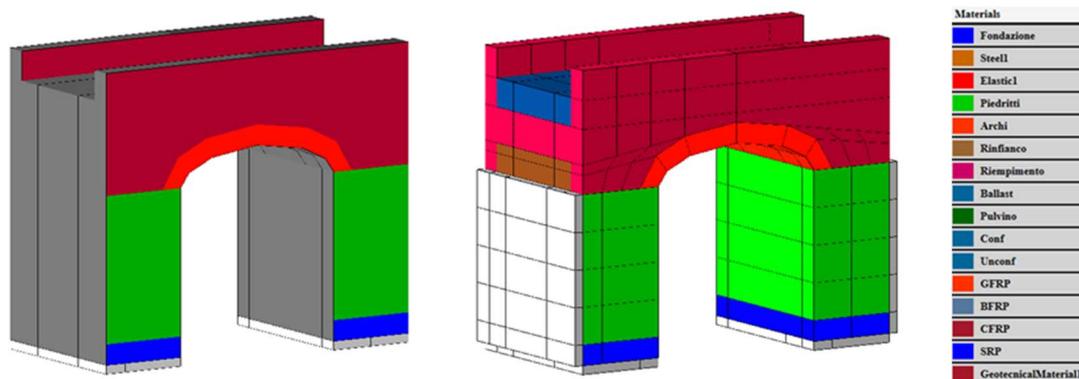


Figura 7.1 - Confronto tra modello geometrico e modello computazionale per un'opera tipo (vista filtrata in funzione dei materiali).

Data la notevole estensione trasversale rispetto ai binari di entrambi i tombini (67 metri circa e oltre i 40 metri rispettivamente per il tombino al km 3+871 e al km 4+324) si è scelto di modellare esclusivamente una porzione di essi, sufficientemente ampia da poter essere rappresentativa nei confronti della diffusione del carico da treno fino all'intradosso dell'arco. È stata dunque modellata, in entrambi i casi, una striscia di tombino lunga 18,50 metri.

Ai materiali muratura e conglomerato cementizio (calcestruzzo) sono assegnate le relative caratteristiche di risposta non lineari, potendo quindi simulare i principali meccanismi di rottura ovvero quella per pressoflessione (rocking), per fessurazione diagonale a taglio (shear) ed infine per scorrimento (sliding). Si riportano nel seguito le formulazioni adottate e i riferimenti teorici per la caratterizzazione dei materiali.

Muratura

$$f_c = \frac{f_{cm}}{\gamma_m \cdot FC}$$

Resistenza a compressione;

$$f_t = \frac{1}{20} \cdot f_c$$

Resistenza a trazione ("Masonry Behaviour and Modelling" – Angelillo et al., 2014);

$$G_c = \min(1,6 \cdot f_c; 5,00 \text{ N/mm})$$

Energia di frattura a compressione ("Masonry Behaviour And Modelling" – Angelillo et al., 2014);

$$G_t = 0,012 \text{ N/mm}$$

Energia di frattura a trazione (valore di letteratura).

RELAZIONE DI CALCOLO DEI TOMBINI ESISTENTI

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA	PROG.	REV.	FOGLIO
IA8E	00	D	78	CL	IN0000	001	A	22 di 27

Calcestruzzo non armato

$$f_c = \frac{f_{cm}}{FC} \quad \text{Resistenza a compressione;}$$

$$f_t = 0,70 \cdot 0,30 \cdot f_c^{2/3} \quad \text{Resistenza a trazione (§11.2.10.2 di [N1]);}$$

$$G_t = 73 \cdot f_c^{0,18} \quad \text{Energia di frattura a trazione (FIB Model Code for Concrete Structures, 2010);}$$

$$G_c = 75 \cdot G_t \quad \text{Energia di frattura a trazione (FIB Model Code for Concrete Structures, 2010).}$$

Le caratteristiche del riempimento e del ballast, modellati anch'essi come elementi costituenti i tombini al solo fine di trasferire i carichi agli elementi strutturali sottostanti, sono invece calibrate automaticamente dal software, attribuendo alle loro interfacce orizzontali un legame costitutivo non lineare a pressoflessione e un legame elastico-lineare a scorrimento. Per quanto concerne, infine, l'interazione delle opere con i terreni in sito, queste sono state vincolate con degli incastri alla base, non potendo implementare un diverso grado di vincolo; la presenza del rilevato a tergo è tenuta in conto utilizzando delle molle non lineari calibrate in base alle caratteristiche meccaniche e deformative attribuite al rilevato ferroviario.

Per quanto concerne inoltre la disposizione del carico ferroviario, nei seguenti paragrafi si riporteranno i risultati ottenuti per soli due schemi di carico che, da un'analisi di sensibilità, sono risultate le più gravose, e cioè:

- Schema n.1 → entrambi i binari caricati e stesso verso;
- Schema n.2 → entrambi i binari caricati con verso opposto di marcia.

Per ogni schema, si è considerato l'avanzamento del convoglio ferroviario attraverso 4 differenti posizioni, mostrate nelle figure seguenti.

Nel software di calcolo, infine, la combinazione dei carichi SLU viene considerata mediante l'applicazione di due combinazioni di carico successive: la prima, definita "BASE" che tiene conto solo dei carichi permanenti (strutturali e non), opportunamente amplificati per i rispettivi coefficienti parziali, e una seconda, in funzione dello schema e della posizione del carico considerata, per tener invece conto del carico ferroviario.

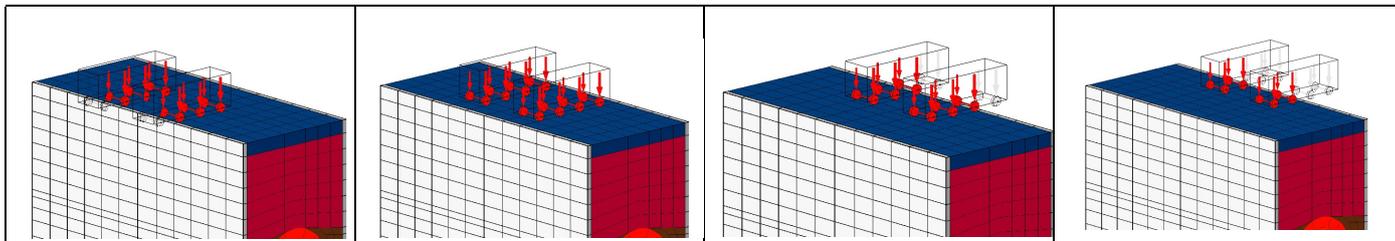


Figura 7.2 – Schema di carico 1, con le 4 posizioni del carico viaggiante

RELAZIONE DI CALCOLO DEI TOMBINI ESISTENTI

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA	PROG.	REV.	FOGLIO
IA8E	00	D	78	CL	IN0000	001	A	23 di 27

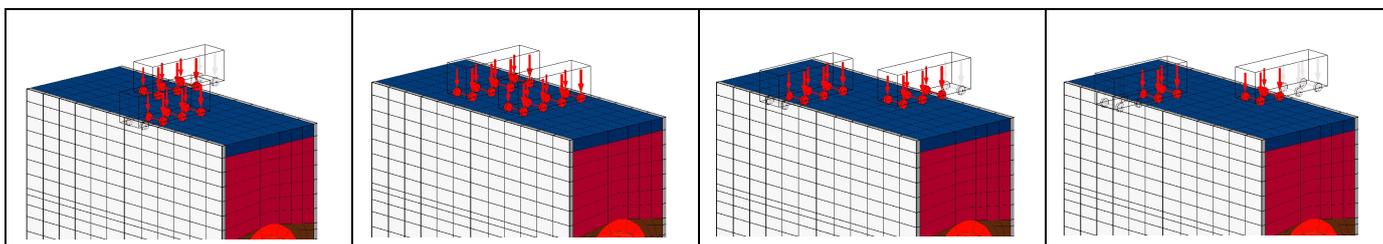


Figura 7.3 – Schema di carico 2, con le 4 posizioni del carico viaggiante

7.2 Risultati analisi statica – tombino al km 3+871

In questo paragrafo si fornisce un quadro sintetico dei risultati delle analisi statiche allo SLU condotte per la valutazione a soli carichi verticali relativamente al tombino al km 3+871, nelle condizioni ante e post operam.

In prima battuta, sulla base di quanto riportato al §6.1.2 della presente relazione, è possibile eseguire un calcolo per stimare l'incremento di carico atteso nella configurazione di progetto a causa all'innalzamento del piano del ferro; la tabella sotto riportata mostra l'incremento di sforzo normale totale e quello sulla singola spalla dovuto al solo peso portato G2.

Calcolo manuale dell'incremento di carico dovuto all'innalzamento del p.f.		
γ_{G2}	1,35	-
γ	20	kN/m ³
H	0,6	m
L	7,2	m
B	18	m
P_{tot}	2099,52	kN
P_{pièd,sx}	1049,76	kN

Tabella 7.1 – Stima dell'incremento di sforzo normale nel post operam

Dalla modellazione del tombino in Histra Bridge si ha una conferma di quanto precedentemente riportato in tabella: con riferimento alla combinazione “BASE”, che cioè tiene conto dei soli carichi permanenti, si ottengono valori di incremento dello sforzo normale decisamente confrontabili con quelli valutati manualmente, a bontà quindi della modellazione e dei risultati ottenuti. L'innalzamento del piano ferro ha condotto quindi a una variazione del carico in fondazione di appena il 6% e comunque inferiore al 10%, limite secondo il quale, come riportato al §8.4.3 di [N1], non risulta necessario alcun intervento di adeguamento sismico dell'opera.

incremento di Fz nella sezione di base (ante e post operam)					
Risultato letto alle interfacce (e non ai nodi)		N _{ante}	N _{post}	ΔN	Δ%
comb.	elemento	kN	kN	kN	-
BASE	pedritto sx	16951,51	17941,71	990,2	5,8%
BASE	pedritto sx+dx	33955,61	35973,06	2017,452	5,9%

Tabella 7.2 – Incremento di sforzo normale in fondazione in seguito alla modellazione in Histr Bridge

Si riportano nel seguito i valori delle tensioni massime a compressione e a trazione nei due principali elementi strutturali dell'opera, ovvero sull'arco e sulla sezione di base dei piedritti, confrontando ciò che accade allo stato attuale (ante operam) e nella condizione di progetto (post operam), con i relativi screen riportanti le colormap estrapolate dal software di calcolo.

Modello considerato	ARCO		SPALLA SX	
	σ _{traz} MPa	σ _{comp} MPa	σ _{traz} MPa	σ _{comp} MPa
ANTE OPERAM	≈0	1,57	<0,10	2,04
POST OPERAM	≈0	1,7	<0,30	2,01

Tabella 7.3 – Sollecitazioni agenti ante e post operam

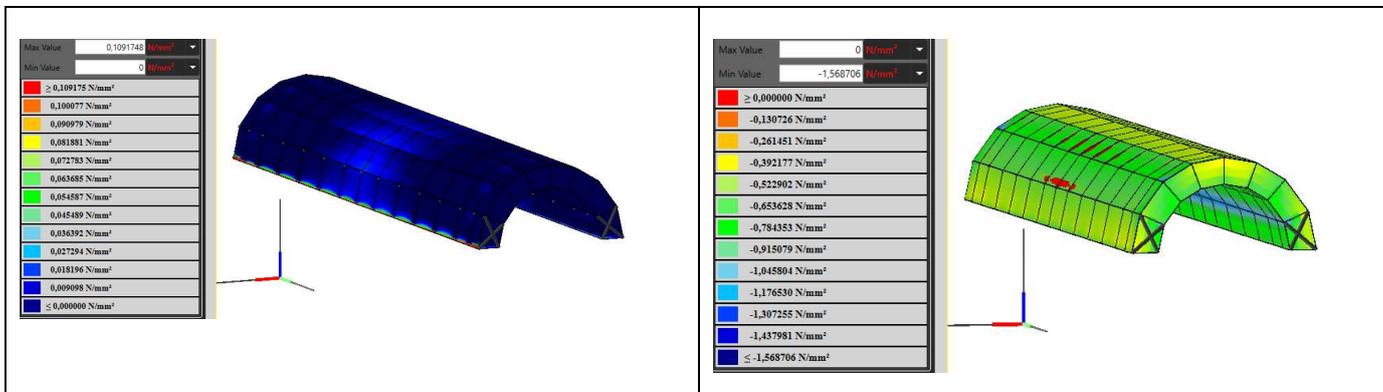


Figura 7.4 – Sollecitazioni di trazione (sinistra) e di compressione (destra) sull'arco – ante operam

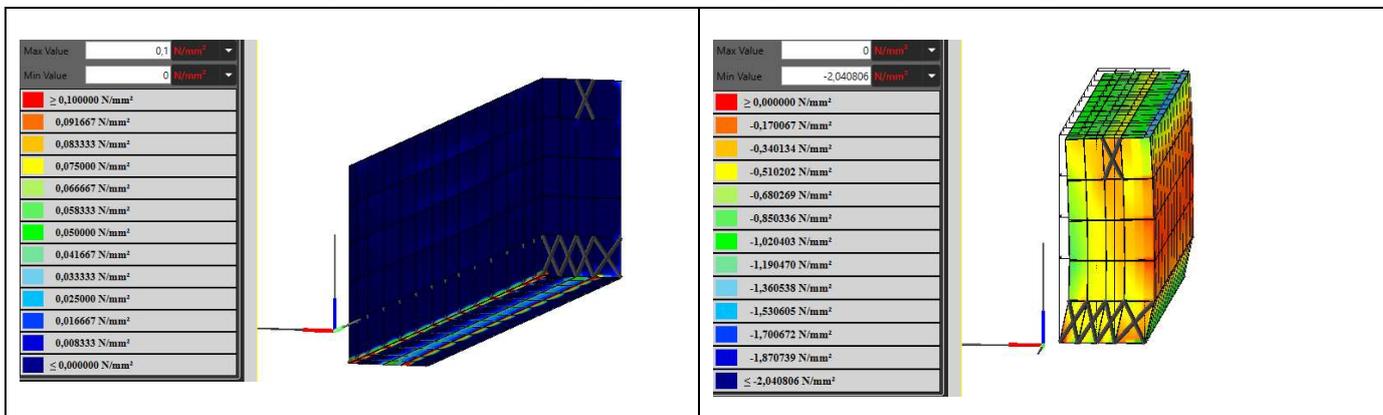


Figura 7.5 – Sollecitazioni di trazione (sinistra) e di compressione (destra) sul piedritto – ante operam

RELAZIONE DI CALCOLO DEI TOMBINI ESISTENTI

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA	PROG.	REV.	FOGLIO
IA8E	00	D	78	CL	IN0000	001	A	25 di 27

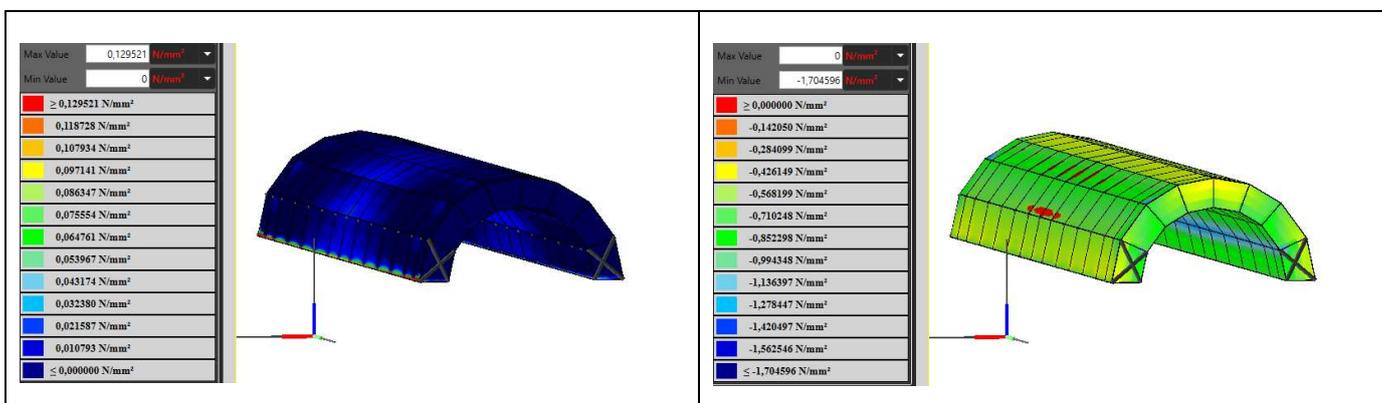


Figura 7.6 – Sollecitazioni di trazione (sinistra) e di compressione (destra) sull'arco – post operam

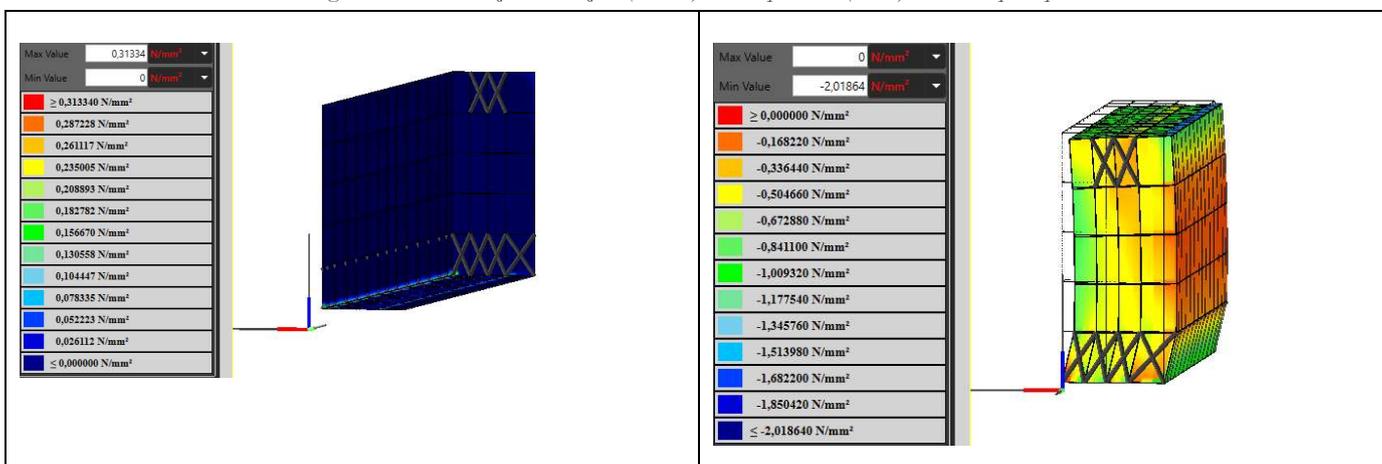


Figura 7.7 – Sollecitazioni di trazione (sinistra) e di compressione (destra) sul piedritto – post operam

In particolare, si può osservare come lo stato sollecitante nel piedritto sia leggermente diverso tra post e ante operam rispetto a quanto accade ad esempio nell'arco: in configurazione di progetto, infatti, l'aumento di carico produce una condizione di equilibrio in cui si ha una diminuzione delle azioni di compressione e un leggero aumento delle tensioni di trazione che, da pressoché nulle, assumono un valore diverso da zero per una piccola porzione della sezione di base. I valori ottenuti, sia in trazione che in compressione, risultano però inferiori rispetto a quelli limite di progetto per la muratura in questione ($f_{cd} = 2.17 \text{ MPa}$).

7.3 Risultati analisi statica – tombino al km 4+324

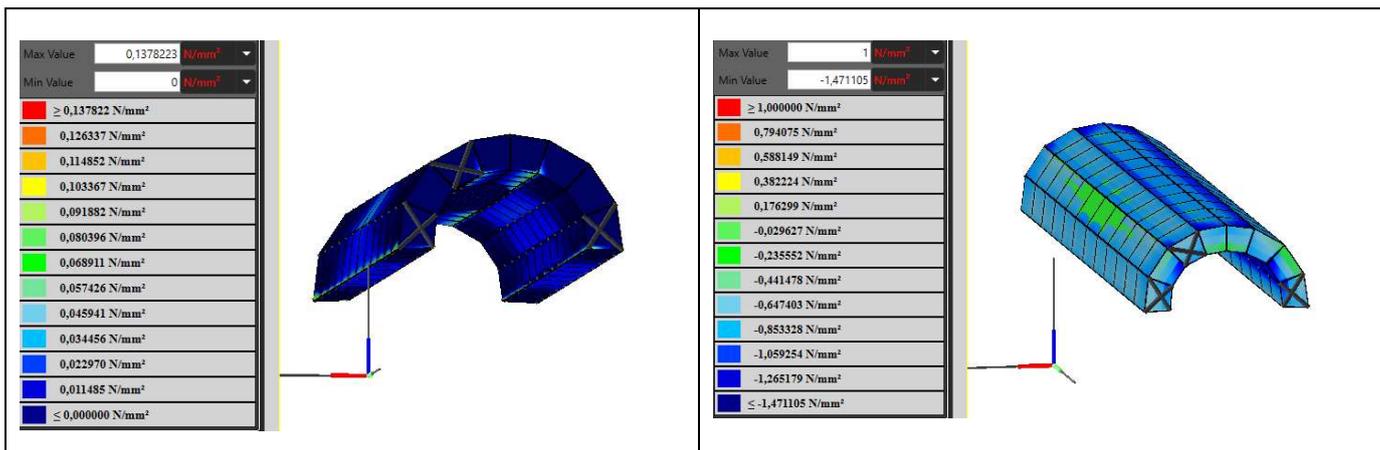
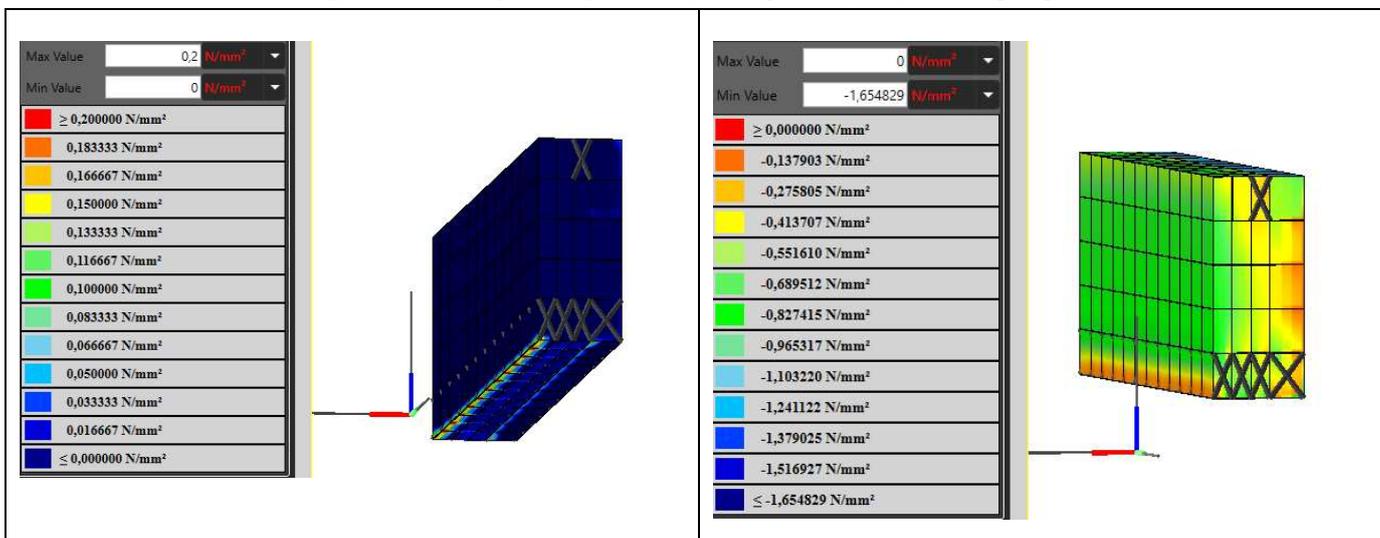
Analogamente a quanto visto precedentemente, si riportano nel seguito i risultati ottenuti relativi al tombino al km 4+324. Come già descritto, in tal caso l'innalzamento del piano ferro e di conseguenza l'incremento di carico è decisamente più piccolo del caso precedente (12 cm contro i 60 cm precedenti). Piuttosto che analizzare, quindi, la condizione nell'ante e nel post operam, si è deciso di riportare solo i risultati a seguito dell'aumento del carico in configurazione finale.

Si riportano, quindi, nel seguito i valori delle tensioni massime a compressione e a trazione nei due principali elementi strutturali dell'opera, ovvero sull'arco e sulla sezione di base dei piedritti, nella configurazione di progetto (post operam), con i relativi screen riportanti le colormap estrapolate dal software di calcolo.

RELAZIONE DI CALCOLO DEI TOMBINI ESISTENTI

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA	PROG.	REV.	FOGLIO
IA8E	00	D	78	CL	IN0000	001	A	26 di 27

Modello considerato	ARCO		SPALLA SX	
	σ_{traz} MPa	σ_{comp} MPa	σ_{traz} MPa	σ_{comp} MPa
POST OPERAM	≈ 0,1	1,47	≈ 0,2	1,65

Tabella 7.4 – Sollecitazioni agenti post operam

Figura 7.8 – Sollecitazioni di trazione (sinistra) e di compressione (destra) sull'arco – post operam

Figura 7.9 – Sollecitazioni di trazione (sinistra) e di compressione (destra) sul piedritto – post operam

Come si può notare, la colormap relativa alla tensione di compressione nell'arcata riproduce perfettamente il comportamento dell'arco soggetto a carico verticale, con massimi valori di compressione in chiave all'estradosso e una decompressione in chiave all'intradosso e all'estradosso delle reni. I valori di trazione che si raggiungono, estremamente bassi e localizzati in alcuni punti delle sezioni di interesse, sono comunque accettabili, date le caratteristiche meccaniche delle murature in esame.

Tutti i valori sopra riportati sono decisamente inferiori rispetto ai limiti di resistenza per la muratura dell'arco ($f_{cd} = 3.47 \text{ MPa}$) e per quella delle fondazioni ($f_{cd} = 2.17 \text{ MPa}$).

8 CONCLUSIONI

La presente relazione ha avuto come scopo l'analisi, sotto carichi statici, dei due tombini esistenti posti alla pk 3+871 e 4+324 della Linea Ferroviaria Taranto – Brindisi e afferenti alla stazione di Taranto Nasisi, la cui nuova configurazione prevede, tra gli altri interventi, anche l'innalzamento del piano ferro, andando quindi ad alterare le condizioni di carico sui due manufatti in oggetto.

A valle della ricostruzione geometrica e materica eseguita su entrambi i tombini, è stata condotta un'analisi a carichi statici sia ante che post-intervento, considerando agente anche il carico dovuto al traffico ferroviario; lo stato tensionale ottenuto negli elementi strutturali che compongono le due opere è risultato tale da far lavorare le murature ancora in campo elastico, anche nella configurazione finale, nonostante l'aumento di carico permanente dovuto ad un maggiore strato di ricoprimento. La verifica, dunque, nei confronti dello stato limite ultimo per entrambe le opere sotto binario, risulta soddisfatta.

Si precisa, inoltre, che l'intervento progettato in corrispondenza del tombino al km 4+324 non viene eseguito per fini strutturali, bensì riguarda la necessità di inserire un muro di sostegno allo scopo di contenere l'allargamento del rilevato ferroviario esistente (si faccia riferimento alla Figura 6.2 della presente relazione).