

**POLITECNICO DI TORINO**

**Laurea Magistrale in INGEGNERIA CIVILE**



**Tesi di Laurea Magistrale**

**Velocizzazione della linea ferroviaria**

**Torino - Genova.**

**Caso studio con analisi FEM del ponte ad**

**arco in muratura sul fiume Bobore al**

**Km 50,957**

**Relatori**

**Prof. DIEGO GINO**

**Ing. VALERIA LIBERATORE**

**Ing. SIMONE ROLLO**

**Candidato**

**LUCA EMANUELE VITIELLO**

**Anno Accademico 2021/2022**





# Sommario

Il presente lavoro di tesi ha lo scopo di illustrare il processo di velocizzazione di una linea ferroviaria, con l'applicazione al caso studio della linea che collega le città di Torino e Genova. Lo scopo di tale progetto è la riduzione, fino a circa la metà, dei tempi di percorrenza dei convogli ferroviari tra le due città attraverso un servizio no stop. E' stato studiato l'approccio di analisi e verifica delle opere d'arte site sulla linea ferroviaria di interesse secondo le normative vigenti e il "Manuale di Progettazione" redatto da Rete Ferroviaria Italiana S.p.A.(RFI) [1]. Il caso studio sviluppato nella tesi è incentrato sull'applicazione di tale metodologia operativa ad un ponte ad arco in muratura costituito da 5 campate, ricadente sulla linea ferroviaria Torino - Genova. L'opera è stata oggetto di una campagna di rilievi e indagini in sito e in laboratorio, attraverso la quale è stato possibile caratterizzarla e definire le grandezze geometriche. Sulla base dei dati acquisiti è stato sviluppato un modello agli elementi finiti (FEM) dell'opera, tramite il quale sono state eseguite le analisi e le verifiche richieste nei confronti delle nuove sollecitazioni, causate dall'incremento di velocità dei convogli ferroviari. Infine sono stati proposti gli interventi manutentivi da realizzare per la transitabilità dell'opera ai fini della velocizzazione della linea ferroviaria.

# Ringraziamenti

Mi è doveroso dedicare questo spazio del mio elaborato alle persone che hanno contribuito, con il loro instancabile supporto, alla realizzazione dello stesso.

In primis, un ringraziamento speciale al mio relatore Gino Diego, per i suoi indispensabili consigli, per le conoscenze trasmesse durante tutto il percorso di stesura dell'elaborato.

Ringrazio infinitamente i miei genitori che mi hanno sempre sostenuto, appoggiando ogni mia decisione, fin dalla scelta del mio percorso di studi.

Un grazie di cuore ai miei tutor aziendali Valeria Liberatore e Simone Rollo, per la loro pazienza e per il costante supporto tecnico e personale fornitomi durante l'intero percorso all'interno dell'azienda.

Infine, dedico questa tesi a me stesso, ai miei sacrifici e alla mia tenacia che mi hanno permesso di arrivare fin qui.



# Indice

<b>Elenco delle tabelle</b>	VIII
<b>Elenco delle figure</b>	X
<b>Acronimi</b>	XVIII
<b>1 Metodologia operativa per la velocizzazione di una linea ferroviaria</b>	<b>1</b>
1.1 Metodi di analisi per le opere d'arte . . . . .	3
1.1.1 Calcolo coefficienti dinamici . . . . .	3
1.1.2 Ponti con impalcato semplicemente appoggiato . . . . .	6
1.1.3 Ponti ad arco in muratura . . . . .	7
1.1.4 Altre tipologie strutturali di opere . . . . .	13
1.1.5 Opere con luce inferiore a 3 metri . . . . .	13
1.2 Indagini sulle opere d'arte . . . . .	14
1.2.1 Indagini preliminari . . . . .	14
1.2.2 Rilievi e indagini strutturali . . . . .	15
1.2.3 Indagini geognostiche e geotecniche . . . . .	33
1.3 Certificati di idoneità statica . . . . .	38
<b>2 Velocizzazione della linea ferroviaria Torino - Genova</b>	<b>39</b>
2.1 Interventi e obiettivi . . . . .	42

2.2	Costi e tempi di realizzazione previsti . . . . .	54
2.3	Verifica delle opere d'arte della linea . . . . .	55
2.3.1	Classificazione delle opere d'arte . . . . .	55
2.3.2	Verifica con metodo a campione . . . . .	57
2.4	Interventi sulle opere d'arte . . . . .	58
2.4.1	Visita alle opere d'arte . . . . .	59
2.4.2	Difettosità delle opere d'arte . . . . .	63
2.4.3	Stima economica degli interventi . . . . .	69
<b>3</b>	<b>Caso studio: Ponte sul Borbore</b>	<b>73</b>
3.1	Inquadramento generale . . . . .	73
3.2	Documentazione di riferimento . . . . .	77
3.2.1	Documentazione Progettuale . . . . .	78
3.2.2	Rischi idrogeologici . . . . .	83
3.2.3	Visite precedenti . . . . .	85
3.2.4	Interventi di manutenzione eseguiti . . . . .	87
3.3	Visita periodica generale . . . . .	91
3.3.1	Stato della sovrastruttura ferroviaria . . . . .	91
3.3.2	Stato dell'opera in corrispondenza del corso d'acqua . . . . .	92
3.3.3	Registrazione di dettaglio delle difettosità - Sistema D.O.M.U.S. . . . .	93
3.4	Indagini Strutturali . . . . .	99
3.4.1	Carotaggi strutturali . . . . .	100
3.4.2	Prove con martinetti piatti . . . . .	102
3.5	Indagini Geognostiche . . . . .	108
3.5.1	Sondaggi a carotaggio continuo e prove penetrometriche SPT . . . . .	109
3.5.2	Prove penetrometriche CPT e DPSH . . . . .	113
3.5.3	Prospezione sismica in foro . . . . .	116
3.5.4	Prove di laboratorio . . . . .	122

3.6	Caratterizzazione geometrica e meccanica dell'opera . . . . .	125
3.6.1	Elementi orizzontali . . . . .	125
3.6.2	Elementi verticali . . . . .	128
3.6.3	Parametri meccanici dei materiali . . . . .	131
3.7	Caratterizzazione fisico-meccanica del sottosuolo . . . . .	136
3.8	Analisi dei carichi . . . . .	139
3.8.1	Azioni Permanenti . . . . .	139
3.8.2	Azioni Variabili da traffico . . . . .	143
<b>4</b>	<b>Analisi agli Elementi Finiti</b>	<b>150</b>
4.1	Modellazione geometrica . . . . .	150
4.2	Modello Elastico Lineare . . . . .	154
4.2.1	Condizioni di Vincolo . . . . .	161
4.2.2	Modellazione delle Azioni Permanenti . . . . .	163
4.2.3	Analisi Modale . . . . .	164
4.2.4	Calcolo Coefficiente di incremento Dinamico . . . . .	167
4.2.5	Analisi Statica Lineare . . . . .	169
4.3	Modello Non Lineare . . . . .	185
4.3.1	Analisi Statica Non Lineare . . . . .	189
<b>5</b>	<b>Proposta interventi di ripristino sull'opera</b>	<b>208</b>
5.1	Interventi manutentivi ordinari . . . . .	208
	<b>Bibliografia</b>	<b>214</b>

# Elenco delle tabelle

1.1	<i>Categorie delle linee</i> . . . . .	2
1.2	<i>Classificazione per luce delle opere d'arte</i> . . . . .	9
1.3	<i>Spessore massimo dell'arco in funzione della luce dell'opera d'arte</i> . . . . .	9
2.1	<i>Classificazione opere per luce</i> . . . . .	56
2.2	<i>Classificazione opere per tipologia strutturale</i> . . . . .	56
2.3	<i>Classificazione opere per materiale</i> . . . . .	56
2.4	<i>Ciclo di visite di controllo ai ponti, viadotti e sottovia, ad arco o a impalcato</i> . . . . .	61
2.5	<i>Giudizi di dettaglio</i> . . . . .	65
2.6	<i>Stima interventi per le opere riconducibili a famiglie</i> . . . . .	71
2.7	<i>Stima interventi per le opere non riconducibili a famiglie</i> . . . . .	72
3.1	<i>Anagrafica del ponte</i> . . . . .	74
3.2	<i>Risultati prove SPT</i> . . . . .	112
3.3	<i>Prelievo di campioni indisturbati</i> . . . . .	113
3.4	<i>Interpretazione risultati prova CPT</i> . . . . .	116
3.5	<i>Classificazione del tipo di suolo secondo la vigente normativa sismica italiana</i> . . . . .	118
3.6	<i>Assetto sismo-stratigrafico emerso dalla prova MASW (spalla destra)</i>	120

3.7	Assetto sismo-stratigrafico emerso dalla prova MASW (spalla sinistra)	122
3.8	Tabella riassuntiva analisi granulometrica . . . . .	123
3.9	Tabella riassuntiva limiti di Atterberg . . . . .	123
3.10	Tabella riassuntiva caratteristiche fisiche . . . . .	124
3.11	Tabella riassuntiva prova di taglio diretto e compressione triassiale .	124
3.12	Parametri meccanici dei materiali . . . . .	134
3.13	Valori di resistenza cubica dei provini di calcestruzzo . . . . .	135
3.14	Tipici valori (Pozzati) della costante di sottofondo . . . . .	137
3.15	Principali parametri meccanici dello strato di limo sabbioso . . . . .	138
3.16	Carichi permanenti portanti . . . . .	139
3.17	Carichi permanenti portati . . . . .	139
3.18	Calcolo "Spinta delle terre" . . . . .	142
3.19	Analisi dei carichi . . . . .	149
4.1	Calcolo coefficiente di incremento dinamico per una velocità di 200km/h	168
4.2	Calcolo coefficiente di incremento dinamico per una velocità di 100km/h	168
4.3	Carichi Permanenti strutturali e non strutturali di progetto . . . . .	174
4.4	Carichi variabili di progetto per treni di categoria D2 alla velocità di 200km/h (Gruppo 1) . . . . .	174
4.5	Carichi variabili di progetto per treni di categoria D4 alla velocità di 100km/h (Gruppo 1) . . . . .	175
4.6	Carichi variabili di progetto per treni di categoria D2 alla velocità di 200km/h (Gruppo 3) . . . . .	175
4.7	Carichi variabili di progetto per treni di categoria D4 alla velocità di 100km/h (Gruppo 3) . . . . .	175



# Elenco delle figure

1.1	<i>Schema geometrico di un carro . . . . .</i>	2
1.2	<i>Schema tipologia ed ubicazione prove . . . . .</i>	19
1.3	<i>Schema tipologia ed ubicazione prove . . . . .</i>	21
1.4	<i>Schema tipologia ed ubicazione prove . . . . .</i>	25
2.1	<i>Linea dell'Infrastruttura Ferroviaria Nazionale gestita da DOIT Torino</i>	41
2.2	<i>Linea dell'Infrastruttura Ferroviaria Nazionale gestita da DOIT Genova . . . . .</i>	41
2.3	<i>Gradi di frenatura e pendenze delle linee . . . . .</i>	46
2.4	<i>Fiancata dispari Torino-Cambiano . . . . .</i>	47
2.5	<i>Fiancata dispari Cambiano-Alessandria . . . . .</i>	48
2.6	<i>Fiancata pari Alessandria-Cambiano . . . . .</i>	49
2.7	<i>Fiancata pari Cambiano-Torino . . . . .</i>	50
2.8	<i>Fiancata dispari di progetto Torino-Cambiano . . . . .</i>	51
2.9	<i>Fiancata dispari di progetto Cambiano-Alessandria . . . . .</i>	52
2.10	<i>Fiancata pari di progetto Alessandria-Cambiano . . . . .</i>	53
2.11	<i>Fiancata pari di progetto Cambiano-Torino . . . . .</i>	54
3.1	<i>Vista satellitare del ponte . . . . .</i>	75
3.2	<i>Immagine cartografica del sito . . . . .</i>	75

3.3	<i>Vista globale del ponte</i>	76
3.4	<i>Fiancata dispari Cambiano - Alessandria</i>	77
3.5	<i>Sezione longitudinale dell'opera, elaborato 4659/432</i>	79
3.6	<i>Pianta dell'opera, elaborato 4676/273</i>	79
3.7	<i>Sezione/prospetto longitudinale, elaborato 4676/273</i>	80
3.8	<i>Particolare trave di coronamento, elaborato 4676/273</i>	80
3.9	<i>Sezione A-A, elaborato 4676/273</i>	81
3.10	<i>Planimetria, elaborato 5296/485</i>	82
3.11	<i>Prospetto lato monte, elaborato 5296/485</i>	83
3.12	<i>Pianta, elaborato 5296/485</i>	83
3.13	<i>Elenco punti singolari della tratta ferroviaria</i>	84
3.14	<i>Dettaglio del punto singolare alluvione (Indice di Pericolosità P4)</i>	84
3.15	<i>Vista satellitare tratta dall'applicazione Geologia e Idraulica: Allu- vioni (livello di pericolo P4)</i>	85
3.16	<i>Vista satellitare tratta dall'applicazione Geologia e Idraulica: Frana</i>	85
3.17	<i>Avvisi V1 a sistema</i>	86
3.18	<i>Prolungamento rostri lato monte (1973)</i>	88
3.19	<i>Platea e trave di coronamento in c.a. (1973)</i>	88
3.20	<i>Briglia di valle (1973)</i>	89
3.21	<i>Adeguamento parapetti</i>	89
3.22	<i>Realizzazione piazzole di rifugio a sbalzo</i>	90
3.23	<i>Posa rete elettrosaldata all'intradosso della campata V (2016)</i>	90
3.24	<i>Stato della sovrastruttura ferroviaria (direzione Genova)</i>	92
3.25	<i>Legenda per l'interpretazione dei difetti</i>	94
3.26	<i>Difettosità Campata 1 lato monte</i>	95
3.27	<i>Difettosità Campata 2 lato monte</i>	95
3.28	<i>Difettosità Campata 3 lato monte</i>	96

3.29	<i>Difettosità Campata 4 lato monte</i>	96
3.30	<i>Difettosità Campata 5 lato monte</i>	97
3.31	<i>Difettosità Campata 1 lato valle</i>	97
3.32	<i>Difettosità Campata 2 lato valle</i>	98
3.33	<i>Difettosità Campata 3 lato valle</i>	98
3.34	<i>Difettosità Campata 4 lato valle</i>	99
3.35	<i>Difettosità Campata 5 lato valle</i>	99
3.36	<i>Ubicazione schematica dei punti di carotaggio</i>	101
3.37	<i>Ubicazione delle prove con martinetti piatti</i>	102
3.38	<i>Condizioni operative della muratura (MPS1)</i>	105
3.39	<i>Condizioni operative della muratura (MPD1)</i>	106
3.40	<i>Prova di compressione su muratura (MPD1)</i>	106
3.41	<i>Condizioni operative della muratura (MPD2)</i>	107
3.42	<i>Prova di compressione su muratura (MPD2)</i>	107
3.43	<i>Planimetria - ubicazione indagini geognostiche</i>	109
3.44	<i>Sezione litologica - ubicazione indagini geognostiche</i>	109
3.45	<i>Sondaggio "S1" da 0 a 15 metri</i>	110
3.46	<i>Sondaggio "S1" da 15 a 30 metri</i>	111
3.47	<i>Sondaggio "S2" da 0 a 15 metri</i>	111
3.48	<i>Sondaggio "S2" da 15 a 30 metri</i>	112
3.49	<i>Diagrammi di resistenza</i>	114
3.50	<i>Diagramma rapporto resistenze (<math>q_c/f_s</math>)</i>	115
3.51	<i>Diagramma numero di colpi - Prova DPSH</i>	116
3.52	<i>Sismogrammi onde sismiche P ed S</i>	119
3.53	<i>Profilo di velocità delle onde di taglio</i>	119
3.54	<i>Sismogrammi onde sismiche P ed S</i>	121
3.55	<i>Profilo di velocità delle onde di taglio</i>	121

3.56	<i>Tabella per la determinazione dello spessore del timpano</i>	127
3.57	<i>Tabella per la determinazione dello spessore della spalla al piano d'imposta</i>	130
3.58	<i>Valori di riferimento dei parametri meccanici della muratura</i>	133
3.59	<i>Spinte delle terre – meccanismo arco-spalle</i>	142
3.60	<i>Ripartizione longitudinale dei carichi assiali</i>	144
3.61	<i>Distribuzione longitudinale dei carichi attraverso il ballast</i>	144
3.62	<i>Schema di applicazione del carico "carro D2"</i>	145
3.63	<i>Schema di applicazione del carico "carro D4"</i>	146
4.1	<i>Sezione longitudinale Ponte</i>	151
4.2	<i>Sezione longitudinale della singola campata lato Genova</i>	151
4.3	<i>DXF 2D del profilo del Ponte</i>	152
4.4	<i>Creazione elementi "Surface"</i>	152
4.5	<i>Creazione elementi "Solid"</i>	153
4.6	<i>Divisione elementi "Solid"</i>	153
4.7	<i>Superfici di contatto tra elementi Solid</i>	154
4.8	<i>Elementi portanti in muratura</i>	155
4.9	<i>Proprietà fisico-meccaniche della Muratura in mattoni pieni</i>	155
4.10	<i>Elemento Rinfianco</i>	156
4.11	<i>Proprietà fisico-meccaniche del materiale di rinfianco</i>	156
4.12	<i>Riempimento</i>	157
4.13	<i>Proprietà fisico-meccaniche del materiale di riempimento</i>	157
4.14	<i>Elementi di fondazione</i>	158
4.15	<i>Proprietà fisico-meccaniche del calcestruzzo</i>	158
4.16	<i>Mesh Riempimento</i>	159
4.17	<i>Mesh Rinfianco</i>	160
4.18	<i>Mesh Fondazioni</i>	160

4.19	<i>Mesh Struttura</i>	161
4.20	<i>Mesh modello completo</i>	161
4.21	<i>Vincoli alla traslazione in direzione X</i>	162
4.22	<i>Vincoli alla traslazione in direzione Y</i>	162
4.23	<i>Molle puntuali terreno</i>	163
4.24	<i>Applicazione peso proprio elementi modello</i>	164
4.25	<i>Applicazione peso proprio Ballast (in rosso) e Parapetti (in verde)</i> <i>(Sezione trasversale)</i>	164
4.26	<i>Limiti della frequenza naturale del ponte <math>n_0</math> [Hz] in funzione di L [m]</i>	165
4.27	<i>Deformata del primo modo di vibrare flessionale</i>	167
4.28	<i>Condizione di carico n.2 per la categoria di linea D2</i>	170
4.29	<i>Condizione di carico n.3 per la categoria di linea D2</i>	170
4.30	<i>Condizione di carico n.4 per la categoria di linea D2</i>	170
4.31	<i>Condizione di carico n.2 per la categoria di linea D4</i>	171
4.32	<i>Condizione di carico n.3 per la categoria di linea D4</i>	171
4.33	<i>Condizione di carico n.4 per la categoria di linea D4</i>	172
4.34	<i>Coefficienti di combinazione carichi da traffico ferroviario</i>	172
4.35	<i>Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU</i>	173
4.36	<i>Coefficienti di combinazione delle azioni</i>	173
4.37	<i>Combinazione di carico n.2 gruppo 3</i>	176
4.38	<i>Combinazione di carico n.3 gruppo 1</i>	177
4.39	<i>Combinazione di carico n.3 gruppo 3</i>	177
4.40	<i>Combinazione di carico n.4 gruppo 3</i>	178
4.41	<i>Combinazione di carico n.2 gruppo 3</i>	178
4.42	<i>Combinazione di carico n.3 gruppo 1</i>	179
4.43	<i>Combinazione di carico n.3 gruppo 3</i>	179
4.44	<i>Combinazione di carico n.4 gruppo 3</i>	180

4.45	<i>Combinazione di carico n.2 gruppo 3</i>	180
4.46	<i>Combinazione di carico n.3 gruppo 1</i>	181
4.47	<i>Combinazione di carico n.3 gruppo 3</i>	181
4.48	<i>Combinazione di carico n.4 gruppo 3</i>	182
4.49	<i>Combinazione di carico n.2 gruppo 3</i>	182
4.50	<i>Combinazione di carico n.3 gruppo 1</i>	183
4.51	<i>Combinazione di carico n.3 gruppo 3</i>	183
4.52	<i>Combinazione di carico n.4 gruppo 3</i>	184
4.53	<i>Comportamento a compressione Parabolico</i>	186
4.54	<i>Comportamento a trazione Lineare</i>	186
4.55	<i>Diagramma tensione-deformazione a trazione</i>	188
4.56	<i>Diagramma tensione-deformazione a compressione</i>	189
4.57	<i>Parametri di controllo per l'analisi non lineare</i>	191
4.58	<i>Parametri di controllo avanzati per l'analisi non lineare</i>	192
4.59	<i>Solo carichi permanenti + variabili orizzontali (<math>\lambda = 0</math>)</i>	193
4.60	$\lambda = 0,25$	193
4.61	$\lambda = 0,50$	194
4.62	$\lambda = 0,75$	194
4.63	$\lambda = 1,0$	195
4.64	$\lambda = 1,25$	195
4.65	$\lambda = 1,50$	196
4.66	$\lambda = 1,75$	196
4.67	$\lambda = 2,0$	197
4.68	<i>Solo carichi permanenti + variabili orizzontali (<math>\lambda = 0</math>)</i>	197
4.69	$\lambda = 0,25$	198
4.70	$\lambda = 0,50$	198
4.71	$\lambda = 0,75$	199

4.72	$\lambda = 1,0$	199
4.73	$\lambda = 1,25$	200
4.74	$\lambda = 1,50$	200
4.75	$\lambda = 1,75$	201
4.76	$\lambda = 2,0$	201
4.77	<i>Solo carichi permanenti + variabili orizzontali (<math>\lambda = 0</math>)</i>	202
4.78	$\lambda = 0,25$	202
4.79	$\lambda = 0,5$	203
4.80	$\lambda = 0,75$	203
4.81	$\lambda = 1,0$	204
4.82	$\lambda = 1,25$	204
4.83	$\lambda = 1,5$	205
4.84	$\lambda = 1,75$	205
4.85	$\lambda = 2,0$	206
5.1	<i>Cucitura armata e scuci-cuci della muratura</i>	210
5.2	<i>Ristilatura dei giunti di malta</i>	211
5.3	<i>Ripristino di elementi in muratura digregati</i>	212
5.4	<i>Ripristino di elementi in muratura mancanti</i>	213





# Acronimi

## **RFI**

Rete Ferroviaria Italiana

## **PGOS**

Prefazione generale all'orario di servizio

## **DTC**

Direzione Tecnica Centrale

## **PSE**

Procedura per la Sicurezza di Esercizio

## **DOMUS**

Diagnostica Opere d'arte Manutenzione Unificata Standard

## **SO**

Struttura Operativa

# Capitolo 1

## Metodologia operativa per la velocizzazione di una linea ferroviaria

La velocizzazione di una linea è un processo che consente di aumentarne la velocità massima di percorrenza, pur mantenendo inalterata la categoria della linea stessa. Risulta dunque necessario richiamare quelle che sono le categorie di classificazione dell'infrastruttura ferroviaria descritte al paragrafo 2.11.3.1 del "Manuale di progettazione" di RFI [1]. In base alla norma UNI EN 15528 attualmente in vigore, le linee principali delle reti ferroviarie europee sono state suddivise in categorie, caratterizzate da un peso massimo per asse ( $P_a$ ) e da un peso massimo per metro lineare ( $p$ ) del carro. Il peso massimo per metro lineare è calcolato dividendo il peso totale del carro per la sua lunghezza  $L$ , che viene misurata tra le facce esterne dei respingenti. La tabella n.1.1 elenca tutte le categorie delle linee ferroviarie. Le categorie di riferimento per l'infrastruttura ferroviaria italiana sono la A, B2, C3 e D4, come riportato nella PGOS (Prefazione Generale all'Orario di Servizio) [2]. La

figura n.1.1 mostra lo schema convenzionale di carico per un singolo carro.

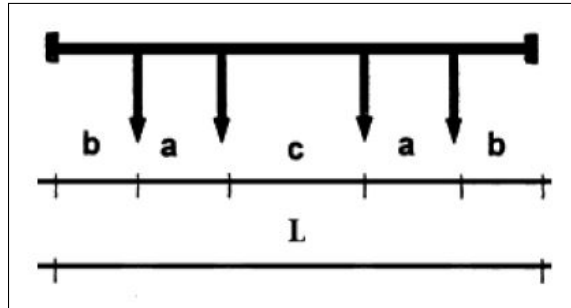


Figura 1.1: Schema geometrico di un carro

Tabella 1.1: Categorie delle linee

Categoria	Carico		a [m]	b [m]	c [m]	L [m]
	Per asse Pa [t]	Per ml p [t/m]				
<b>A</b>	16,0	4,8	1,80	1,50	6,75	13,35
B1	18,0	5,0	1,80	1,50	7,80	14,40
<b>B2</b>	18,0	6,4	1,80	1,50	4,65	11,25
C2	20,0	6,4	1,80	1,50	5,90	12,50
<b>C3</b>	20,0	7,2	1,80	1,50	4,50	11,10
C4	20,0	8,0	1,80	1,50	3,40	10,00
D2	22,5	6,4	1,80	1,50	7,45	14,05
D3	22,5	7,2	1,80	1,50	5,90	12,50
<b>D4</b>	22,5	8,0	1,80	1,50	4,65	11,25
E4	25,0	8,0	1,80	1,50	5,90	12,50
E5	25,0	8,8	1,80	1,50	4,75	11,35

I carichi associati alle categorie di linea, sono da ritenersi **carichi reali**, in quanto rispecchiano la reale configurazione di carico dei treni circolanti sull'infrastruttura. I carichi teorici sono definiti tramite dei modelli di carico, si identificano come **carichi di progetto**, e sono forniti da due modelli di carico distinti: il primo rappresentativo del traffico normale (modello di carico LM71), il secondo rappresentativo del traffico pesante (modello di carico SW). La definizione di questi

modelli di carico è riportata nel DM 17.01.2018 [3].

## **1.1 Metodi di analisi per le opere d'arte**

Il "Manuale di Progettazione" di RFI propone, in funzione della tipologia di opere studiate, metodi di analisi differenti. Nei paragrafi successivi si illustrano nel dettaglio quelli relativi alle principali tipologie strutturali di opere d'arte. E' necessario affrontare contestualmente la trattazione del calcolo dei coefficienti dinamici che rientrano nelle analisi strutturali inerenti la velocizzazione.

### **1.1.1 Calcolo coefficienti dinamici**

Le analisi strutturali delle opere d'arte prevedono l'amplificazione dei carichi, reali e di progetto, tramite dei coefficienti dinamici. La procedura di calcolo di suddetti coefficienti, dettagliatamente riportata di seguito, viene fornita dal Manuale di Progettazione [1] al paragrafo 2.5.1.4.2.

In primo luogo, è bene richiamare i principali fattori che influenzano il comportamento dinamico di un ponte :

- la velocità di percorrenza del ponte;
- la luce  $L$  dell'elemento e la lunghezza della linea di influenza degli spostamenti dell'elemento oggetto di analisi;
- la massa della struttura;
- la frequenza naturale dell'intera struttura e dell'elemento oggetto di analisi della struttura e le rispettive forme modali (modi di vibrare);
- il numero degli assali, i carichi dell'assale e l'interasse fra gli assali;

- lo smorzamento della struttura;
- le irregolarità verticali del binario;
- la massa ammortizzata e non ammortizzata e le caratteristiche delle sospensioni del veicolo;
- le imperfezioni del veicolo (appiattimenti delle ruote, ovalizzazione delle ruote, difetti delle sospensioni, etc.);
- le caratteristiche dinamiche del binario (ballast, traversine, componenti del binario, etc.).

Occorre poi distinguere i coefficienti dinamici di progetto da quelli reali. I **coefficienti dinamici di progetto**  $\phi$  si applicano ai modelli di carico teorici LM71, SW/0 e SW/2 e tengono in conto le amplificazioni dinamiche delle sollecitazioni, delle deformazioni e degli effetti delle vibrazioni della struttura, ma non considerano la presenza di condizioni di risonanza, e le conseguenti vibrazioni eccessive degli impalcati. I coefficienti di incremento dinamico di progetto si assumono pari a  $\phi_2$  o  $\phi_3$  in dipendenza del livello di manutenzione della linea. In particolare, si assumerà:

- per linee con elevato standard manutentivo (quali ad esempio linee A.V./A.C.):

$$\phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L_\phi} - 0,2} + 0,82$$

con la limitazione  $1,00 \leq \phi_2 \leq 1,67$

- per linee con normale standard manutentivo:

$$\phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\phi} - 0,2} + 0,73$$

con la limitazione  $1,00 \leq \phi_3 \leq 2,00$

Dove  $L_\phi$  rappresenta la lunghezza "caratteristica" in metri, la quale si determina tramite valori tabellati al paragrafo 2.5.1.4.2.5.3 del Manuale di Progettazione [1]. I coefficienti di incremento dinamico sono stabiliti con riferimento a travi semplicemente appoggiate. La lunghezza  $L_\phi$  permette di estendere l'uso di questi coefficienti ad altre tipologie strutturali. Nei casi di ponti ad arco o a sezione scatolare, con o senza solettone di fondo, aventi copertura "h" maggiore di 1,00 m, il coefficiente dinamico può essere ridotto nella seguente maniera:

$$\phi_{(2,3),rid} = \phi_{(2,3),rid} - \frac{h - 1,00}{10} \geq 1,00$$

Dove "h", in metri, è l'altezza della copertura, incluso il ballast, dall'estradosso della struttura alla faccia superiore delle traverse (per i ponti ad arco, dall'estradosso della chiave). Per le strutture dotate di una copertura maggiore di 2,50 m (come quelle descritte al paragrafo 1.1.5) può assumersi un coefficiente di incremento dinamico unitario. Lo stesso vale per pile con snellezza  $\lambda < 30$ , spalle, fondazioni, muri di sostegno e spinte del terreno.

Qualora le verifiche fossero eseguite con modelli di carico "treni reali", agli stessi dovranno essere associati **coefficienti dinamici reali** :

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

dove, nel caso di linee con normale standard manutentivo :

$$\varphi''^* = \varphi''$$

oppure, nel caso di linee con elevato standard manutentivo :

$$\varphi''^* = 0,5\varphi''$$

Con:

$$\varphi' = \frac{K}{1 - K + K^4}$$

per  $K < 0,76$

oppure:

$$\varphi' = 1,325$$

per  $K \geq 0,76$

dove:

$$K = \frac{\nu}{2 \cdot L_\phi \cdot n_0}$$

e:

$$\varphi'' = \frac{\alpha}{100} \cdot \left[ 56 \cdot e^{-\left(\frac{L_\phi}{10}\right)^2} + 50 \cdot \left( \frac{L_\phi \cdot n_0}{80} - 1 \right) \cdot e^{-\left(\frac{L_\phi}{20}\right)^2} \right] \geq 0$$

con:

$$\alpha = \frac{\nu}{22} \quad \text{se } \nu \leq 22 \text{ m/s}$$

$$\alpha = 1 \quad \text{se } \nu > 22 \text{ m/s}$$

Dove:

- $\nu$  è la massima velocità permessa del veicolo [m/s]
- $n_0$  è la prima frequenza naturale flessionale del ponte caricato con le azioni permanenti [Hz]
- $L_\phi$  è la lunghezza caratteristica [m]
- $\alpha$  è un coefficiente che tiene conto della velocità

### 1.1.2 Ponti con impalcato semplicemente appoggiato

Nel caso di ponti con impalcato semplicemente appoggiato e in buono stato di conservazione, la velocizzazione di una linea può essere valutata utilizzando il metodo dei carichi equivalenti. Tale metodo sfrutta l'uguaglianza, in termini di massimo momento flettente e taglio, tra il carico dei treni considerati e un carico

uniformemente distribuito ideale applicato allo schema di trave semplicemente appoggiata. Una volta adoperata tale semplificazione, la verifica consiste nel confrontare i sovraccarichi di categoria (reali) dinamizzati con quelli dinamizzati di progetto. Il valore dei **sovraccarichi equivalenti** flettenti e taglianti **di categoria** è funzione della luce dell'impalcato e della categoria di linea; il valore dei **sovraccarichi equivalenti** flettenti e taglianti **di progetto** è funzione della luce dell'impalcato e della tipologia di treno, ovvero del modello di carico di progetto (LM71 o SW). Il calcolo di entrambe le tipologie di carico si effettua tramite valori tabellati allegati al capitolo 2.11 del Manuale di Progettazione [1]. I carichi devono essere incrementati per tenere conto della natura dinamica del transito dei convogli. A tale scopo occorre quindi valutare il coefficiente di amplificazione dinamico reale ( $\varphi_{reale}$ ) e di progetto ( $\varphi_{progetto}$ ). La procedura di calcolo da eseguire per la valutazione dei coefficienti dinamici è quella descritta al paragrafo 1.1.1.

Tale modalità operativa deve essere estesa a tutti gli elementi strutturali del ponte. Ove tale procedura semplificata dovesse avere esito negativo (sovraccarichi di progetto maggiori di quelli di categoria), saranno da effettuarsi verifiche per la valutazione della capacità portante delle opere, per le quali sono necessari:

- i dati geometrici del ponte, derivabili dai disegni di progetto o da rilievi;
- tutte le informazioni sui particolari costruttivi;
- la resistenza dei materiali che costituiscono l'opera attraverso le indagini sperimentali indicate al paragrafo 1.2 del presente elaborato.

### 1.1.3 Ponti ad arco in muratura

Limitatamente ai casi di velocizzazione di una linea è possibile procedere alla verifica dei ponti ad arco in muratura, utilizzando un metodo a campione, al fine



di ottimizzare le indagini e ridurre costi e tempi di intervento. Tale metodologia è applicabile solamente nel caso in cui risultino soddisfatte le seguenti condizioni :

- le opere siano della stessa epoca, essendo state realizzate in occasione della costruzione della linea e quindi progettate con le medesime norme tecniche;
- sia stato effettuato il rilievo geometrico di tutte le opere;
- sia stato verificato che le opere non presentino danni o ammaloramenti strutturali significativi;
- abbiano un rapporto freccia/luce pari a 0,5 nel caso di ponti a tutto sesto.

Il metodo di verifica a campione prevede i seguenti step:

1. la suddivisione delle opere in famiglie;
2. la selezione di un'opera rappresentativa per ciascuna famiglia. Tale opera dovrà essere individuata, nell'ambito di ciascuna famiglia, come quella che a parità di sollecitazioni e di stato manutentivo presenti la minore resistenza strutturale;
3. l'estensione del benessere alla circolabilità a tutti i componenti della famiglia, ovviamente soltanto in caso di esito positivo della verifica stessa.

Per quanto riguarda la suddivisione delle opere in famiglie (step 1), occorre considerare i seguenti criteri:

- stessi materiali costituenti gli elementi strutturali (arco, pile e spalle);
- pile di dimensioni comparabili (in termini di snellezza/spessore);
- intervalli nelle luci dell'arcata suddivisi come illustrato in Tabella n.1.2.

**Tabella 1.2:** *Classificazione per luce delle opere d'arte*

Luci L(m)	3,00 - 4,50
	4,50 - 6,00
	6,00 - 8,00
	8,00 - 10,00
	10,00 - 12,00
	12,00 - 15,00

La scelta dell'opera rappresentativa di una specifica famiglia (step 2), viene effettuata individuando l'opera che presenti, rispetto alle altre, un valore dello spessore che più si distanzi, per difetto, dal valore di riferimento riportato nella tabella seguente (Tab. 1.3), (da interpolare nel caso di luci intermedie):

**Tabella 1.3:** *Spessore massimo dell'arco in funzione della luce dell'opera d'arte*

Luce (m)	Spessore (m) (Sotto riporto assente)	Spessore (m) (Sotto riporto di 2m)
3	0.50	0.55
4	0.54	0.60
5	0.59	0.65
6	0.63	0.70
7	0.68	0.75
8	0.73	0.80
9	0.77	0.85
10	0.82	0.90
12	0.91	1.00
15	1.05	1.16

Identificata l'opera definita "capofamiglia" si procede con le verifiche di seguito descritte :

Nel caso di opere semplici che presentano angoli di obliquità trascurabili, le verifiche potranno essere condotte mediante un' **analisi cinematica 2D**, considerando implicitamente la distribuzione trasversale dei carichi. Tale analisi consiste nell'effettuare il calcolo del moltiplicatore di attivazione del meccanismo di collasso

( $\lambda$ ) per la struttura modellata nel piano, il quale moltiplicatore dovrà rispettare le condizioni di ammissibilità da un punto di vista statico e cinematico. La ricerca del moltiplicatore  $\lambda$  viene condotta moltiplicando il valore del sovraccarico ( $Q$ ) per il rispettivo coefficiente di amplificazione dei carichi ( $\gamma_Q$ ) e per il coefficiente di amplificazione dinamica ( $\phi$ ). Un primo confronto è quello tra il moltiplicatore di collasso dei carichi legati alla categoria di linea ( $\lambda_{CAT}$ ) e quello dei carichi derivanti dal treno di progetto ( $\lambda_{PROG}$ ), basandosi su ipotesi preliminari in merito alla geometria e alle caratteristiche meccaniche dei materiali. Se il rapporto tra  $\lambda_{CAT}$  e  $\lambda_{PROG}$  è maggiore di 1, la verifica è considerata soddisfatta. In caso contrario, si procede con il calcolo di  $\lambda$  attraverso un'analisi cinematica lineare, utilizzando la documentazione storica e le indagini eseguite per determinare le caratteristiche geometriche e meccaniche dell'opera. Gli stati sicuri sono quelli in cui  $\lambda$  è maggiore di 1.

Se la capacità portante valutata con il precedente metodo di analisi non dovesse soddisfare i requisiti richiesti, si procede alla verifica attraverso un metodo di analisi più dettagliato, ovvero un'**analisi lineare 3D agli elementi finiti**. In questo tipo di analisi vengono modellati tutti gli elementi del ponte, quindi le esemplificazioni adottate sono ridotte in numero rispetto a quelle dell'analisi precedentemente descritta. Si adotta un modello costitutivo del tipo elastico, omogeneo ed isotropo, scelta giustificata dal fatto che la struttura di un ponte ad arco in muratura è prevalentemente compressa con limitate zone plasticizzate.

La valutazione elastica tridimensionale mediante elementi finiti viene eseguita introducendo nel modello, dapprima le forze derivanti dalla struttura stessa (peso proprio e carichi permanenti) e, in seguito, quelle generate dai carichi di transito della categoria di veicoli per cui il ponte è stato progettato (A, B2, C3, D4, ecc.), riportati nella tabella n.1.1 all'inizio del capitolo. I pesi dei veicoli sono però

incrementati, per tenere conto degli effetti dinamici, mediante il solito coefficiente  $\phi$ . Oltre alla sola azione del peso proprio, si considerano altre tre condizioni di carico: la prima comprende il peso proprio del ponte e il carico di un singolo veicolo isolato, applicato nella posizione più critica; la seconda consiste nel peso proprio del ponte e nell'azione derivante da un treno completamente carico, distribuito su tutta la lunghezza del ponte; la terza comprende il peso proprio del ponte e l'azione derivante da un treno caricato a scacchiera, posizionato lungo la metà del ponte. Dopo aver analizzato le quattro condizioni di carico, si esaminano le tensioni massime e minime, rispettivamente di trazione e compressione, per ciascuna di esse.

Qualora lo stato tensionale, valutato nella precedente analisi, ecceda i limiti di resistenza del materiale, è necessario procedere ad un'**analisi 2D non lineare** della struttura, cioè un'analisi incrementale condotta su un modello semplificato. Il modello si definisce semplificato non solo per la riduzione del dominio ad uno schema bidimensionale, bensì anche per aver trascurato la resistenza a trazione, considerando solamente una parziale resistenza a compressione. Quest'ultima viene messa in conto tramite due modelli: materiale perfettamente fragile oppure materiale parzialmente duttile con valore di duttilità (rapporto tra la deformazione a rottura e quella al limite elastico) pari a 1,40. La scelta tra i due modelli costitutivi dipende dal grado di conoscenza che si ha del materiale costituente la struttura. Una scarsa conoscenza di quest'ultimo si traduce nell'adozione di un modello perfettamente fragile, ciò a vantaggio di sicurezza. L'analisi incrementale mira a ricercare la condizione limite di resistenza, ovvero la condizione per cui l'azione di progetto ( $S_d$ ) eguaglia la resistenza di progetto ( $R_d$ ). L'uguaglianza tra la sollecitazione di progetto  $S_d$  e la resistenza di progetto  $R_d$  è ottenuta moltiplicando l'effetto del sovraccarico per il moltiplicatore dei carichi  $\lambda$ .

$$S_d = \gamma_G \cdot G_k + \lambda \cdot (\gamma_Q \cdot \phi \cdot Q_{1k}) = R_d \cdot (f_k / \gamma_{FC}) \quad (1.1)$$

I soli stati sicuri sono quelli in cui il valore di  $\lambda$  è maggiore di uno. A seconda del modello costitutivo scelto per determinare la resistenza  $R_d$ , il valore del moltiplicatore di collasso viene individuato dall'incremento di carico più grande che rende la disuguaglianza  $S_d < R_d$  vera.

Qualora i metodi di valutazione della capacità portante del ponte precedentemente applicati risultino insufficienti, si può effettuare un'**analisi 2D o 3D** che consideri la risposta **non lineare** della muratura. Il modello costitutivo da utilizzare dovrebbe essere in grado di modellare il comportamento non lineare della muratura, inclusi i fenomeni di fessurazione, ad esempio con il Total Strain Crack Model. Questo tipo di analisi consente di ottenere una stima più precisa della capacità portante del ponte, considerando anche il contributo del rinfiacco e del materiale di riempimento, che influenzano gli stati tensionali prima dell'applicazione dei carichi e la loro diffusione. Per ridurre i tempi di analisi e la complessità computazionale, è consigliabile condurre la verifica soltanto per la condizione di carico peggiore riscontrata nelle precedenti analisi. Come nell'analisi semplificata vista in precedenza, vale la formula (1.1), nella quale il parametro di maggior interesse è il moltiplicatore dei carichi delle azioni da traffico,  $\lambda$ , che viene gradualmente incrementato finché non viene soddisfatta la condizione  $\lambda > 1$ , la quale identifica gli stati sicuri. Il valore di  $\lambda$  calcolato in queste condizioni estreme fornisce una stima della resistenza ultima del manufatto.

Il coefficiente dinamico di amplificazione dei carichi ( $\phi$ ) può essere determinato, nel caso di analisi cinematiche, da valori tabellati (in allegato al capitolo 2.11 del Manuale di Progettazione) in funzione della velocità considerata per i relativi carichi di traffico e della luce caratteristica ( $L_\phi$ ). Nei restanti casi dovrà effettuarsi un'analisi modale per la valutazione della prima frequenza flessionale del ponte ( $n_0$ ),

che consentirà il calcolo del coefficiente dinamico  $\phi$  mediante le formule riportate al paragrafo 1.1.1.

#### **1.1.4 Altre tipologie strutturali di opere**

Per le altre tipologie di opere (es. ponti a telaio, sottopassi scatolari ecc.) occorre, dapprima, confrontare i valori delle sollecitazioni indotte dai treni di categoria e dai treni di progetto, basati sull'utilizzo delle linee di influenza. Qualora tali confronti dovessero avere esito negativo, si può procedere mediante l'esecuzione di verifiche per la valutazione della capacità portante delle opere, per le quali saranno necessari:

- i dati geometrici del ponte, derivabili dai disegni di progetto o da rilievi;
- tutte le informazioni sui particolari costruttivi;
- la resistenza dei materiali che costituiscono l'opera attraverso le indagini sperimentali indicate nel capitolo...

#### **1.1.5 Opere con luce inferiore a 3 metri**

Le opere che hanno una luce inferiore a 3,00 m e che risultano in buone condizioni di manutenzione possono essere escluse dalle verifiche di transitabilità in seguito alla velocizzazione, indipendentemente dalla loro tipologia. Questo perché tali opere sono solitamente strutture con funzioni idrauliche con un notevole ricoprimento di terreno, il che significa che la variazione di incremento dinamico causata dalla velocizzazione è poco significativa rispetto ai carichi permanenti a cui sono soggette. In particolare, quando il ricoprimento raggiunge valore pari o superiore a 2,50 m, il coefficiente di amplificazione dinamico assume valore unitario. Pertanto la verifica di circolabilità per velocizzazione non risulta necessaria.

## **1.2 Indagini sulle opere d'arte**

Nell'ambito del progetto di velocizzazione, al fine di individuare le caratteristiche geometriche e meccaniche dell'opera, è necessario effettuare indagini sugli elementi strutturali e sui materiali da costruzione. Risultano inoltre necessarie indagini volte all'identificazione delle proprietà fisico-meccaniche della porzione di sottosuolo con il quale l'opera interagisce. Nel presente capitolo si illustrano le tipologie di indagini e la metodologia da applicare, così come previsto dal Manuale di Progettazione [1].

### **1.2.1 Indagini preliminari**

Ai fini della verificabilità delle opere, occorre essere in possesso della documentazione elencata di seguito:

- documenti ed atti progettuali con particolare riferimento a relazioni di calcolo delle strutture, relazioni geologiche, relazioni geotecniche e sulle fondazioni, elaborati grafici strutturali e computi metrici;
- varianti in corso d'opera;
- certificati di prove sui materiali;
- relazioni e certificati di collaudo;
- documentazioni fotografiche delle fasi costruttive e dei dettagli strutturali;
- progetti di ristrutturazione/ miglioramento/ adeguamento statico e/o sismico e relativi documenti di esecuzione e collaudo;
- eventuale documentazione relativa all'opera d'arte acquisita in tempi successivi alla costruzione.

Sulla base di tale documentazione si dovrà dunque individuare:

- l'approccio progettuale utilizzato per il dimensionamento delle strutture;
- la normativa tecnica di riferimento in vigore all'epoca di costruzione;
- i carichi di progetto;
- gli elaborati di progetto necessari significativi per la modellazione dello stato di fatto;
- le caratteristiche di resistenza meccanica ipotizzate per i materiali strutturali utilizzati.

Nel caso non sia possibile reperire (in parte o completamente) la documentazione su elencata, è comunque importante individuare almeno il periodo di progettazione e di realizzazione della struttura in esame. Da queste informazioni, infatti, è possibile svolgere una progettazione simulata che può essere d'ausilio alla ricostruzione delle soluzioni costruttive effettivamente adottate. Un metodo utile può essere infatti quello di utilizzare gli abaci contenuti in "Modalità da adottarsi per la costruzione dei progetti dei manufatti - Muri e gallerie"(F.S.1907) [4].

### **1.2.2 Rilievi e indagini strutturali**

Per realizzare un modello strutturale adeguato che consenta di eseguire analisi numeriche (lineari e non lineari), è necessario determinare la geometria della struttura, ovvero l'organizzazione dello schema strutturale e le dimensioni degli elementi strutturali, oltre a conoscere ovviamente le proprietà dei materiali che li compongono. A tale scopo, è necessario essere in possesso dei disegni originali di carpenteria e dei disegni costruttivi esecutivi, altrimenti, in mancanza di questi, si dovrà eseguire il rilievo completo dell'opera. Nel presente paragrafo, si identificano le tipologie e l'ubicazione di indagini in sito e di rilievo geometrico-strutturale, così come descritte nel Manuale di Progettazione di RFI. I metodi di prova da utilizzare



si caratterizzano in distruttivi e non distruttivi. I secondi permettono di ottenere una descrizione più completa dello stato dei materiali, non ottenibile con l'uso di soli metodi distruttivi, i quali risultano fondamentali per tarare i risultati ottenuti dalle prove non distruttive. Il quantitativo di prove da eseguire è funzione del livello di conoscenza prescelto per la specifica opera. Il piano di indagini standard è quello che prevede indagini in-situ estese, al fine di raggiungere il livello di conoscenza adeguata (livello di conoscenza LC2 ai sensi della Circolare n. 7 del 21/01/2019 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti) [5] per le seguenti tipologie di ponti :

- ponti ad arco in muratura;
- ponti ad arco ibridi;
- ponti ad arco in C.A.;
- ponti ad impalcato in C.A., C.A.P. e acciaio;

Per ogni singola opera d'arte investigata, dovrà essere redatta una relazione tecnica conclusiva sulle indagini strutturali, nella quale saranno descritte le indagini eseguite. Per ogni opera dovranno risultare informazioni di carattere quantitativo (dimensioni, spessori, materiali, quantitativi di armature etc.) e qualitativo (principali parametri meccanici), tramite la rappresentazione di grafici, tabelle e fotografie ritenute utili ai fini della completezza e della chiarezza di esposizione. Occorre inoltre rappresentare, all'interno della relazione, l'esatta ubicazione delle prove e dei sondaggi eseguiti in pianta e prospetto/sezione con indicate tutte le informazioni necessarie (misure, angoli di inclinazione delle indagini etc.) a consentire una corretta interpretazione dei risultati ottenuti. Importante sottolineare che FERROVIE si riserva la possibilità di far riferimento, per le prove su un'opera, ai risultati di prove già eseguite su altre opere della stessa tratta, tipologia e periodo di costruzione.

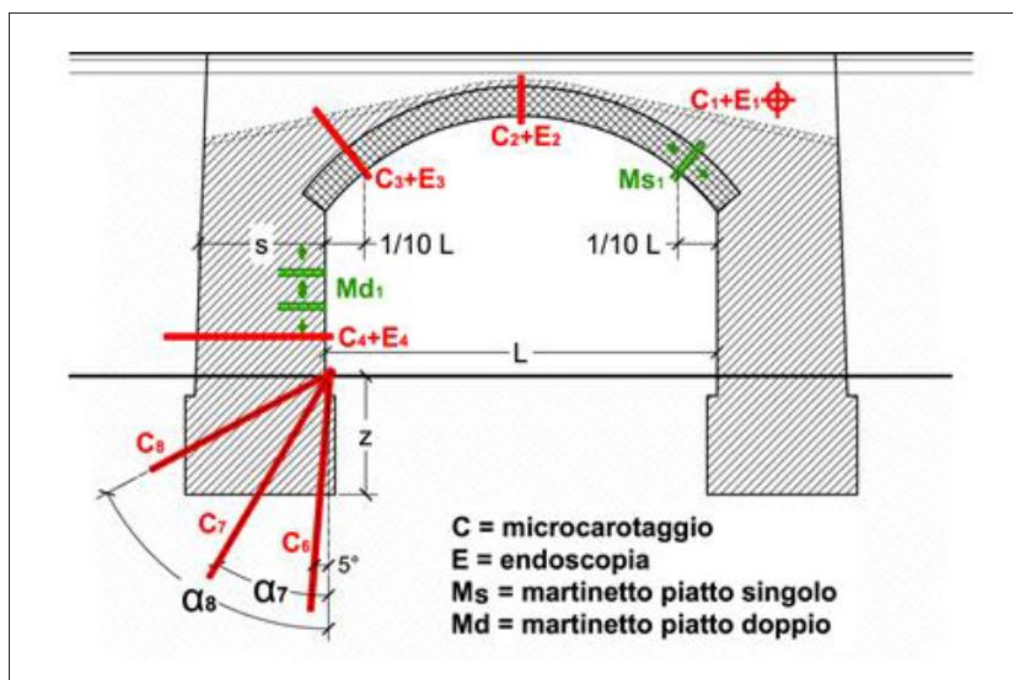
Si descrivono di seguito, per i tipi di ponte precedentemente elencati, tipologia, numero e posizione delle prove da eseguire.

Per i **"Ponti ad arco in muratura monocampata"** :

- a) esecuzione di n. 1 prova con martinetto piatto doppio (per la determinazione del modulo elastico, delle caratteristiche di deformazione e della resistenza di rottura o prima fessurazione della muratura stessa) da eseguire su una spalla e successivo ripristino;
- b) esecuzione di n. 1 prova con martinetto piatto singolo (per la determinazione dello stato di sollecitazione a compressione esistente) da eseguire sull'arco e successivo ripristino;
- c) esecuzione di n. 1 microcarotaggio ( $D_{min} = 30$  mm) verticale con esame endoscopico per tutto lo sviluppo della perforazione, da eseguire in chiave all'arco e successivo ripristino. Il microcarotaggio sarà di profondità adeguata per individuare lo spessore dell'arco in chiave e la stratigrafia fino al piano di posa del ballast;
- d) esecuzione di n. 1 microcarotaggio ( $D_{min} = 30$  mm) obliquo con esame endoscopico da eseguire in prossimità di una delle imposte dell'arco e successivo ripristino. Il microcarotaggio sarà di profondità limitata a consentire l'individuazione dello spessore dell'arco in prossimità dell'imposta e la stratigrafia retrostante (tipologia e spessori di rinfiacco e cappa);
- e) esecuzione di n. 3 microcarotaggi ( $D_{min} = 30$  mm) verticali o obliqui da eseguire su una delle fondazioni e successivo ripristino. I microcarotaggi saranno di profondità adeguata per identificare la geometria della fondazione ed i relativi materiali;

- f) esecuzione di n. 1 microcarotaggio ( $D_{min} = 30$  mm) orizzontale con esame endoscopico per tutto lo sviluppo della perforazione, da eseguire in corrispondenza del timpano e successivo ripristino. Il microcarotaggio sarà di profondità limitata a consentire l'individuazione dello spessore del timpano e la tipologia del materiale di riempimento;
- g) esecuzione di n. 1 microcarotaggio ( $D_{min} = 30$  mm) orizzontale con esame endoscopico per tutto lo sviluppo della perforazione, da eseguire in corrispondenza della spalla e successivo ripristino. Il microcarotaggio sarà di profondità limitata a consentire l'individuazione dello spessore della spalla;
- h) esecuzione di n. 1 prova di caratterizzazione meccanica e classificazione chimico-fisica della malta e successivo ripristino.

Eventuali ulteriori microcarotaggi o prove che si rendessero necessari, saranno concordati con FERROVIE. In figura 1.2 si riporta lo schema di ubicazione e tipologia delle prove da eseguire per i ponti ad arco in muratura monocampata.



**Figura 1.2:** Schema tipologia ed ubicazione prove

Si nota che per l'esecuzione dei microcarotaggi  $C_7$  e  $C_8$  è necessario aver eseguito preventivamente i carotaggi  $C_4$  e  $C_6$ , poichè:  
 $C_6$  consente di valutare la profondità di imposta della fondazione "z"; mentre  $C_4$  permette di stimare lo spessore della spalla "s", da cui si ricavano gli angoli  $\alpha_7$  e  $\alpha_8$  dei rispettivi microcarotaggi :

- Angolo microcarotaggio  $C_6$  :  $\alpha_6 \sim 5^\circ$
- Angolo microcarotaggio  $C_7$  :  $\alpha_7 = \theta/2$     dove:  $\theta = \arctan(s/z)$
- Angolo microcarotaggio  $C_8$  :  $\alpha_8 = \theta + 15^\circ$

Inoltre  $C_1$  è un carotaggio trasversale che consente di stimare lo spessore del muro di timpano.

Per i "Ponti ad arco in muratura pluricampata" :

- a) esecuzione di n. 2 prove con martinetto piatto doppio da eseguire una su una spalla ed una su una pila e successivo ripristino;
- b) esecuzione di n. 2 prove con martinetto piatto singolo da eseguire su due archi (una prova per arco) e successivo ripristino;
- c) esecuzione di n. 1 microcarotaggio ( $D_{min} = 30$  mm) verticale con esame endoscopico per tutto lo sviluppo della perforazione, da eseguire in chiave all'arco e successivo ripristino. Il microcarotaggio sarà di profondità adeguata per individuare lo spessore dell'arco in chiave e la stratigrafia fino al piano di posa del ballast;
- d) esecuzione di n. 1 microcarotaggio ( $D_{min} = 30$  mm) obliquo con esame endoscopico da eseguire in prossimità di una delle imposte dell'arco e successivo ripristino. Il microcarotaggio sarà di profondità limitata a consentire l'individuazione dello spessore dell'arco in prossimità dell'imposta e la stratigrafia retrostante (tipologia e spessori di rinfianco e cappa);
- e) esecuzione di n. 3 microcarotaggi ( $D_{min} = 30$  mm) verticali o obliqui da eseguire su una delle fondazioni e successivo ripristino. I microcarotaggi saranno di profondità adeguata per identificare la geometria della fondazione ed i relativi materiali;
- f) esecuzione di n. 3 microcarotaggi ( $D_{min} = 30$  mm) verticali o obliqui da eseguire sulle fondazioni di una pila e successivo ripristino. I microcarotaggi saranno di profondità adeguata per identificare la geometria della fondazione ed i relativi materiali.
- g) esecuzione di n. 1 microcarotaggio ( $D_{min} = 30$  mm) orizzontale con esame endoscopico per tutto lo sviluppo della perforazione, da eseguire in corrispondenza del timpano e successivo ripristino. Il microcarotaggio sarà di profondità

limitata a consentire l'individuazione dello spessore del timpano e la tipologia del materiale di riempimento;

- h) esecuzione di n. 2 microcarotaggi ( $D_{min} = 30$  mm) orizzontali con esame endoscopico per tutto lo sviluppo della perforazione, da eseguire uno in corrispondenza di una spalla ed uno in corrispondenza di una pila e successivo ripristino. I microcarotaggi saranno di profondità limitata a consentire l'individuazione dello spessore della spalla e della pila;
- i) esecuzione di n. 1 prova di caratterizzazione meccanica e classificazione chimico-fisica della malta e successivo ripristino.

Eventuali ulteriori microcarotaggi o prove che si rendessero necessari, saranno concordati con FERROVIE. In figura 1.3 si riporta lo schema di ubicazione e tipologia delle prove da eseguire per i ponti ad arco in muratura monocampata.

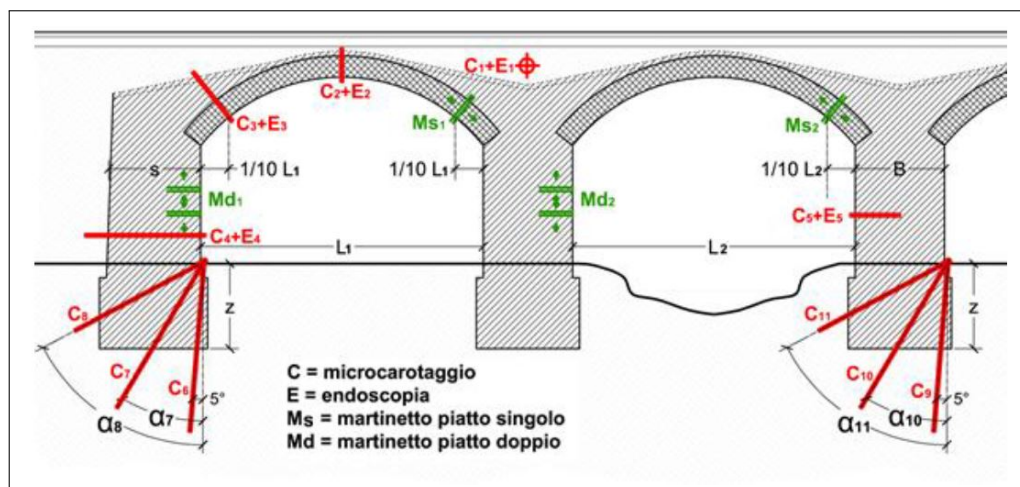


Figura 1.3: Schema tipologia ed ubicazione prove

Si nota che per l'esecuzione dei microcarotaggi  $C_7$  e  $C_8$  è necessario aver eseguito preventivamente i carotaggi  $C_4$  e  $C_6$ , poichè:  $C_6$  consente di valutare la profondità di imposta della fondazione "z"; mentre  $C_4$

permette di stimare lo spessore della spalla "s", da cui si ricavano gli angoli  $\alpha_7$  e  $\alpha_8$  dei rispettivi microcarotaggi :

- Angolo microcarotaggio  $C_6$  :  $\alpha_6 \sim 5^\circ$
- Angolo microcarotaggio  $C_7$  :  $\alpha_7 = \theta/2$     dove:  $\theta = \arctan(s/z)$
- Angolo microcarotaggio  $C_8$  :  $\alpha_8 = \theta + 15^\circ$

Analogamente, per l'esecuzione dei microcarotaggi  $C_{10}$  e  $C_{11}$  è necessario aver eseguito preventivamente il carotaggio  $C_9$ , poichè:

$C_9$  consente di valutare la profondità di imposta della fondazione "z", da cui si ricavano, insieme allo spessore noto della pila "B", gli angoli  $\alpha_{10}$  e  $\alpha_{11}$  dei rispettivi microcarotaggi :

- Angolo microcarotaggio  $C_9$  :  $\alpha_9 \sim 5^\circ$
- Angolo microcarotaggio  $C_{10}$  :  $\alpha_{10} = \theta/2$     dove:  $\theta = \arctan(B/z)$
- Angolo microcarotaggio  $C_{11}$  :  $\alpha_{11} = \theta + 15^\circ$

$C_1$  risulta essere, come per il caso precedente, un carotaggio trasversale che consente di stimare lo spessore del muro di timpano.

Nel caso di "**Ponti ad arco in C.A.**" :

- a) estrazione di carote su cls del diametro  $D_{min} = 100$  mm e lunghezza  $L = 400$  mm nelle zone meno sollecitate del volto e relativo ripristino eseguito con idonea malta cementizia antiritiro;
- b) esecuzione di prove di compressione sulle carote di cui al punto a) e determinazione delle caratteristiche meccaniche;
- c) prelievo di campioni di armatura metallica della lunghezza  $L = 450$  mm e successivo ripristino;

- d) esecuzione di prove di trazione sui campioni di cui al punto c) e determinazione delle caratteristiche meccaniche;
- e) esecuzione di prove pacometriche per la determinazione della posizione, del diametro, del numero di ferri di armatura e del passo delle staffe relativamente alle zone indagate di estensione non inferiore a 1,00 mq;
- f) esecuzione di n. 1 microcarotaggio ( $D_{min} = 30$  mm) orizzontale con esame endoscopico per tutto lo sviluppo della perforazione, da eseguire in corrispondenza del timpano e successivo ripristino. Il microcarotaggio sarà di profondità limitata a consentire l'individuazione dello spessore del timpano e la tipologia del materiale di riempimento;
- g) esecuzione di n. 1 microcarotaggio ( $D_{min} = 30$  mm) obliquo con esame endoscopico da eseguire in prossimità di una delle imposte di un arco e successivo ripristino. Il microcarotaggio sarà di profondità adeguata per individuare lo spessore dell'arco in prossimità dell'imposta e la stratigrafia retrostante (tipologia e spessori di rinfiango e cappa);
- h) esecuzione di n. 1 microcarotaggio ( $D_{min} = 30$  mm) orizzontale con esame endoscopico per tutto lo sviluppo della perforazione, da eseguire in corrispondenza di una spalla e successivo ripristino. Il microcarotaggio sarà di profondità limitata a consentire l'individuazione dello spessore della spalla;
- i) esecuzione di n. 1 microcarotaggio ( $D_{min} = 30$  mm) verticale con esame endoscopico per tutto lo sviluppo della perforazione, da eseguire in corrispondenza della chiave dell'arco e successivo ripristino. Il microcarotaggio sarà di profondità limitata a consentire l'individuazione dello spessore della chiave della volta;



- j) esecuzione di n. 3 microcarotaggi ( $D_{min} = 30$  mm) verticali o obliqui da eseguire sulla fondazione di una spalla e successivo ripristino. I microcarotaggi saranno di profondità adeguata per identificare la geometria della fondazione ed i relativi materiali. Eventuali ulteriori microcarotaggi che si rendessero necessari saranno concordati con FERROVIE.

Eventuali ulteriori indagini che si rendessero necessarie nel caso si riscontrino muri di risvolto o d'ala strutturalmente solidali con le spalle, la cui presenza influenzi significativamente il comportamento strutturale dell'opera ed in assenza dei relativi elaborati progettuali, saranno concordate con FERROVIE. Le quantità dei campioni e delle relative prove descritti nei precedenti punti a), b), c), d), e) sono stabilite in funzione del numero di campate del ponte e desumibili dalla tabella riportata al paragrafo 2.12.2.3.2 del "Manuale di progettazione" di RFI del 30/12/2016 - Parte II - Sezione II - Ponti e Strutture. Solo per i ponti ad arco in C.A. pluricampata, in aggiunta a quanto precedentemente indicato, si prevede:

- k) esecuzione di n. 3 microcarotaggi ( $D_{min} = 30$  mm) verticali o obliqui da eseguire sulla fondazione di una pila e successivo ripristino. I microcarotaggi saranno di profondità adeguata per identificare la geometria della fondazione ed i relativi materiali;
- l) esecuzione di n. 1 microcarotaggio ( $D_{min} = 30$  mm) orizzontale con esame endoscopico per tutto lo sviluppo della perforazione, da eseguire in corrispondenza di una pila e successivo ripristino. Il microcarotaggio sarà di profondità limitata a consentire l'individuazione dello spessore della pila e di eventuali cavità.

Inoltre, soltanto nel caso di pila cava e di altezza superiore a 15 m, si procederà come al successivo punto l), previo accordo con FERROVIE nell'esecuzione di n. 1 microcarotaggio ( $D_{min} = 30$  mm) orizzontale con esame endoscopico per tutto lo

sviluppo della perforazione, da eseguire in corrispondenza della sommità della pila e successivo ripristino. Il microcarotaggio sarà di profondità limitata a consentire l'individuazione dello spessore della pila in sommità e di eventuali cavità. In figura 1.4 si riporta lo schema di ubicazione e tipologia delle prove da eseguire per i ponti ad arco in calcestruzzo armato pluricampata (vale lo stesso schema anche per la tipologia monocampata).

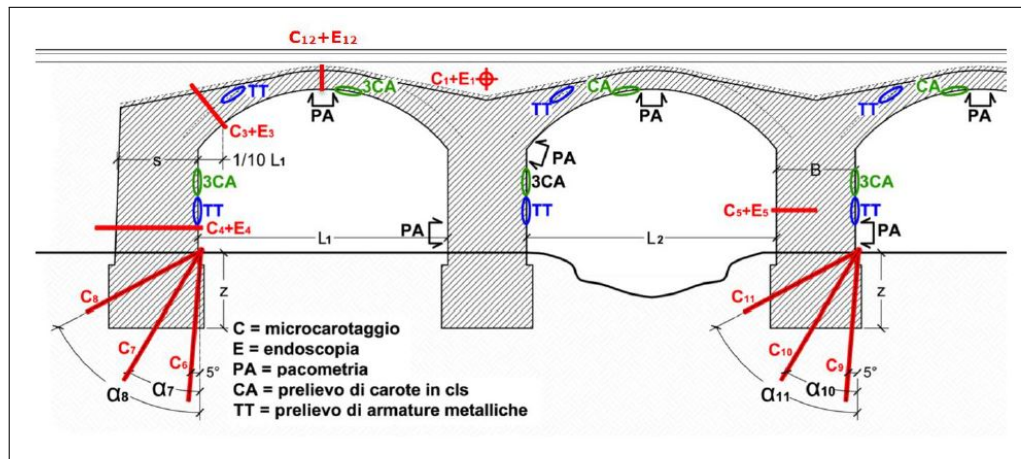


Figura 1.4: Schema tipologia ed ubicazione prove

Si nota che per l'esecuzione dei microcarotaggi  $C_7$  e  $C_8$  è necessario aver eseguito preventivamente i carotaggi  $C_4$  e  $C_6$ , poichè:  $C_6$  consente di valutare la profondità di imposta della fondazione "z"; mentre  $C_4$  permette di stimare lo spessore della spalla "s", da cui si ricavano gli angoli  $\alpha_7$  e  $\alpha_8$  dei rispettivi microcarotaggi :

- Angolo microcarotaggio  $C_6$  :  $\alpha_6 \sim 5^\circ$
- Angolo microcarotaggio  $C_7$  :  $\alpha_7 = \theta/2$     dove:  $\theta = \arctan(s/z)$
- Angolo microcarotaggio  $C_8$  :  $\alpha_8 = \theta + 15^\circ$

Analogamente, per l'esecuzione dei microcarotaggi  $C_{10}$  e  $C_{11}$  è necessario aver eseguito preventivamente il carotaggio  $C_9$ , poichè:

$C_9$  consente di valutare la profondità di imposta della fondazione "z", da cui si ricavano, insieme allo spessore noto della pila "B", gli angoli  $\alpha_{10}$  e  $\alpha_{11}$  dei rispettivi microcarotaggi :

- Angolo microcarotaggio  $C_9$  :  $\alpha_9 \sim 5^\circ$
- Angolo microcarotaggio  $C_{10}$  :  $\alpha_{10} = \theta/2$     dove:  $\theta = \arctan(B/z)$
- Angolo microcarotaggio  $C_{11}$  :  $\alpha_{11} = \theta + 15^\circ$

$C_1$  risulta essere, come nei casi precedenti, un carotaggio trasversale che consente di stimare lo spessore del muro di timpano.

Nel caso di "**Ponti ad arco ibridi**" costituiti da pile e spalle in muratura ed archi in C.A., la tipologia e la quantità delle prove andrà stabilita facendo riferimento:

- per gli elementi in muratura, a quanto precedentemente previsto per gli elementi della stessa tipologia nella sezione relativa ai ponti ad arco in muratura;
- per gli elementi in C.A. a quanto precedentemente previsto per gli elementi della stessa tipologia nella sezione relativa ai ponti ad arco in C.A..

Al fine di consentire un'identificazione univoca dei punti indagati, ciascuna indagine o prova andrà anche identificata con le coordinate geometriche descritte di seguito:

- affondamento  $z_{chiave}$  rispetto all'intradosso della sezione di chiave dell'arco;
- distanza orizzontale  $y_{asse}$  rispetto all'asse longitudinale dell'asse del ponte.

Inoltre, per i carotaggi, occorre definire anche :

- angolo  $\alpha_{vert}$  rispetto all'orizzontale dell'asse del carotaggio (variabile tra  $+90^\circ$  e  $-90^\circ$ );
- angolo convesso  $\beta_{asse}$  dell'asse del carotaggio rispetto all'asse longitudinale del ponte (variabile tra  $+90^\circ$  e  $-90^\circ$ ).

La distanza  $y_{asse}$  è da intendersi positiva se alla sinistra dell'asse longitudinale del ponte orientato positivamente nel senso delle progressive chilometriche crescenti della linea ferroviaria. Le pile saranno numerate in maniera progressiva nel senso delle progressive chilometriche crescente della linea ferroviaria.

Per i **"Ponti ad impalcato con pile in C.A."** si procede con:

- a) esecuzione di n. 1 microcarotaggio ( $D_{min} = 30$  mm) orizzontale con esame endoscopico per tutto lo sviluppo della perforazione, da eseguire in corrispondenza di una spalla e successivo ripristino. Il microcarotaggio sarà di profondità limitata a consentire l'individuazione dello spessore della spalla;
- b) solo nel caso di ponti pluricampata esecuzione di n. 1 microcarotaggio ( $D_{min} = 30$  mm) orizzontale con esame endoscopico per tutto lo sviluppo della perforazione, da eseguire in corrispondenza di una pila e successivo ripristino. Il microcarotaggio sarà di profondità limitata a consentire l'individuazione dello spessore della pila e di eventuali cavità;
- c) estrazione di carote su cls del diametro  $D_{min} = 100$  mm e lunghezza  $L = 400$  mm e relativo ripristino eseguito con idonea malta cementizia antiritiro;
- d) esecuzione di prove di compressione sulle carote di cui al punto c) e determinazione delle caratteristiche meccaniche;
- e) prelievo di campioni di armatura metallica della lunghezza  $L = 450$  mm e successivo ripristino;

- f) esecuzione di prove di trazione sui campioni di cui al punto e) e determinazione delle caratteristiche meccaniche;
- g) esecuzione di prove pacometriche per la determinazione della posizione, del diametro, del numero di ferri di armatura e del passo delle staffe. Per ciascun elemento indagato l'estensione della prova deve consentire l'individuazione delle armature per l'intera sezione resistente.

Le quantità minima dei campioni e delle relative prove descritti nei precedenti punti c), d) e), f), g) sono stabilite in funzione del numero di campate del ponte e desumibili dalla tabella riportata al paragrafo 2.12.2.3.4.1 del "Manuale di progettazione" di RFI del 30/12/2016 - Parte II - Sezione II - Ponti e Strutture. Inoltre, soltanto nel caso di indisponibilità di elaborati progettuali o di rilievi che forniscano informazioni riguardo alle fondazioni, devono essere eseguite le seguenti indagini:

- h) esecuzione di n. 3 microcarotaggi ( $D_{min} = 30$  mm) verticali o obliqui da eseguire sulla fondazione di una spalla e successivo ripristino. I microcarotaggi saranno di profondità adeguata per identificare la geometria della fondazione;
- i) solo nel caso di ponti pluricampata esecuzione di n. 3 microcarotaggi ( $D_{min} = 30$  mm) verticali o obliqui da eseguire sulla fondazione di una pila e successivo ripristino. I microcarotaggi saranno di profondità adeguata per identificare la geometria della fondazione.

In aggiunta, soltanto nel caso di pila cava e di altezza superiore a 15 m :

- j) esecuzione di n. 1 microcarotaggio ( $D_{min} = 30$  mm) orizzontale con esame endoscopico per tutto lo sviluppo della perforazione, da eseguire in corrispondenza della sommità della pila e successivo ripristino. Il microcarotaggio sarà di profondità limitata a consentire l'individuazione dello spessore della pila in sommità e di eventuali cavità.

Per i **"Ponti ad impalcato monocampata con spalle in muratura"** si procede con:

- a) esecuzione di n. 1 prova con martinetto piatto doppio da eseguire su una spalla e successivo ripristino;
- b) esecuzione di n. 1 microcarotaggio ( $D_{min} = 30$  mm) orizzontale con esame endoscopico per tutto lo sviluppo della perforazione, da eseguire in corrispondenza della spalla e successivo ripristino. Il microcarotaggio sarà di profondità limitata a consentire l'individuazione dello spessore della spalla;
- c) esecuzione di n. 1 prova di caratterizzazione meccanica e classificazione chimico-fisica della malta e successivo ripristino;

Inoltre, soltanto nel caso di indisponibilità di elaborati progettuali o di rilievi che forniscano informazioni riguardo alle fondazioni, devono essere eseguite anche le seguenti indagini:

- d) esecuzione di n. 3 microcarotaggi ( $D_{min} = 30$ mm) verticali o obliqui da eseguire su una delle fondazioni e successivo ripristino. I microcarotaggi saranno di profondità adeguata per identificare la geometria della fondazione ed i relativi materiali.

Per i **"Ponti ad impalcato pluricampata con spalle e pile in muratura"** si procede con:

- a) esecuzione di n. 2 prove con martinetto piatto doppio da eseguire una su una spalla ed una su una pila e successivo ripristino;
- b) esecuzione di n. 2 microcarotaggi ( $D_{min} = 30$  mm) orizzontali con esame endoscopico per tutto lo sviluppo della perforazione, da eseguire uno in

corrispondenza di una spalla ed uno in corrispondenza di una pila e successivo ripristino. I microcarotaggi saranno di profondità limitata a consentire l'individuazione dello spessore della spalla e della pila;

- c) esecuzione di n. 1 prova di caratterizzazione meccanica e classificazione chimico-fisica della malta e successivo ripristino.

Inoltre, soltanto nel caso di indisponibilità di elaborati progettuali o di rilievi che forniscano informazioni riguardo alle fondazioni, devono essere eseguite anche le seguenti indagini:

- d) esecuzione di n. 3 microcarotaggi ( $D_{min} = 30\text{mm}$ ) verticali o obliqui da eseguire sulle fondazioni di una spalla e successivo ripristino. I microcarotaggi saranno di profondità adeguata per identificare la geometria della fondazione ed i relativi materiali.
- e) esecuzione di n. 3 microcarotaggi ( $D_{min} = 30\text{ mm}$ ) verticali o obliqui da eseguire sulle fondazioni di una pila e successivo ripristino. I microcarotaggi saranno di profondità adeguata per identificare la geometria della fondazione ed i relativi materiali.

Infine, per i **"Ponti a sezione scatolare e ponti a telaio in C.A."** :

- a) esecuzione di n. 1 microcarotaggio ( $D_{min} = 30\text{ mm}$ ) orizzontale con esame endoscopico per tutto lo sviluppo della perforazione, da eseguire in corrispondenza di un piedritto e successivo ripristino. Il microcarotaggio sarà di profondità limitata a consentire l'individuazione dello spessore del piedritto;
- b) esecuzione di n. 1 microcarotaggio ( $D_{min} = 30\text{ mm}$ ) verticale con esame endoscopico per tutto lo sviluppo della perforazione, da eseguire in corrispondenza del solettone superiore e successivo ripristino. Il microcarotaggio sarà di profondità limitata a consentire l'individuazione dello spessore della soletta;

- c) esecuzione di n. 1 microcarotaggio ( $D_{min} = 30$  mm) verticale da eseguire in corrispondenza del solettone di fondo per appurarne la presenza e determinarne lo spessore e successivo ripristino;
- d) esecuzione di n. 1 microcarotaggio ( $D_{min} = 30$  mm) obliquo da eseguire in corrispondenza di uno dei piedritti. Il microcarotaggio sarà di profondità adeguata per identificare la profondità della fondazione;
- e) esecuzione di n. 2 ulteriori microcarotaggi ( $D_{min} = 30$  mm) obliqui da eseguire in corrispondenza di uno dei piedritti nel caso in cui il microcarotaggio di cui al punto c) dia evidenza dell'assenza di un solettone di fondo. I microcarotaggi saranno di profondità adeguata per identificare la geometria della fondazione;
- f) estrazione di 3 carote di cls del diametro  $D_{min} = 100$  mm e lunghezza  $L = 400$  mm e relativo ripristino eseguito con idonea malta cementizia antiritiro (due dalle spalle e una dall'impalcato);
- g) esecuzione di prove di compressione sulle carote di cui al punto f) e determinazione delle caratteristiche meccaniche;
- h) prelievo di campioni di armatura metallica della lunghezza  $L = 450$  mm e successivo ripristino (due dai piedritti e una dall'impalcato);
- i) esecuzione di prove di trazione sui campioni di cui al punto h) e determinazione delle caratteristiche meccaniche;
- j) esecuzione di n.3 prove pacometriche per la determinazione della posizione, del diametro, del numero di ferri di armatura e del passo delle staffe. Per ciascun elemento indagato l'estensione della prova deve consentire l'individuazione delle armature per l'intera sezione resistente. Le pacometrie saranno eseguite una su un piedritto, una sulla soletta superiore (in mezzeria) e una in corrispondenza del nodo spalla-intradosso impalcato;



- k) esecuzione di n.1 saggio a vista in corrispondenza del nodo spalla-intradosso impalcato di estensione limitata e finalizzata all'accertamento del fatto che le armature verticali della spalla siano passanti all'interno dell'impalcato, così da determinare una continuità strutturale;
- l) esecuzione di n.1 saggio a vista e n.1 prova pacometrica in corrispondenza dell'estradosso dell'impalcato in prossimità della spalla, solo nel caso in cui l'attività non comporti soggezioni alla circolazione ferroviaria (presenza di spazio sufficiente per l'esecuzione ad adeguata distanza dai binari secondo la normativa vigente).

Nel caso di ponti a telaio in C.A. non riconducibili allo schema statico di struttura scatolare, andranno eseguite, previo accordo con FERROVIE:

- m) estrazione di carote su cls del diametro  $D_{min} = 100$  mm e lunghezza  $L = 400$  mm e relativo ripristino eseguito con idonea malta cementizia antiritiro;
- n) esecuzione di prove di compressione sulle carote di cui al punto m) e determinazione delle caratteristiche meccaniche;
- o) prelievo di campioni di armatura metallica della lunghezza  $L = 450$  mm e successivo ripristino;
- p) esecuzione di prove di trazione sui campioni di cui al punto o) e determinazione delle caratteristiche meccaniche.

Le quantità dei campioni e delle relative prove, descritti nei precedenti punti a), b), c), d), sono stabilite in funzione del numero di campate del ponte ed anche esse desumibili dalla tabella relativa ai ponti ad arco in C.A.. Infine occorre eseguire prove pacometriche per la determinazione della posizione, del diametro, del numero di ferri di armatura e del passo delle staffe negli elementi strutturali (pile, spalle, impalcato, nodi).

### **1.2.3 Indagini geognostiche e geotecniche**

Nel presente paragrafo si descrivono le tipologie e l'ubicazione delle indagini geognostiche e geotecniche finalizzate all'individuazione dei parametri fisico-meccanici del sottosuolo interagenti con le seguenti categorie di opere:

- ponti costituiti da 1 a 3 campate o edifici con volume inferiore o uguale a 5000 mc;
- ponti con più di 3 campate o edifici con volume superiore a 5000 mc;
- ponti o edifici fondati su fondazioni rocciose.

Per ogni singola opera d'arte o fabbricato investigato, dovrà essere prodotta una relazione geologico-tecnica conclusiva, nella quale saranno descritte le indagini geognostiche e geotecniche eseguite, le attrezzature impiegate, le modalità esecutive adottate, i criteri e gli algoritmi adottati nelle elaborazioni. Saranno poi riassunte le risultanze delle indagini medesime, ponendo in evidenza gli elementi necessari per la caratterizzazione del terreno. Tale relazione dovrà comunque fornire un inquadramento geologico dell'opera e quindi indicazioni in merito al contesto idrogeologico, geomorfologico e litostratigrafico della zona d'interesse. Dovranno inoltre essere riportati gli esiti delle indagini eseguite riguardo la sussistenza o meno del rischio di fenomeni di liquefazione per i terreni indagati in concomitanza di eventi sismici, sulla base del paragrafo 7.11.3.4 del D.M. 17/01/2018 [3]. Nel caso in cui, dalle risultanze della verifica, non sia stato possibile escludere la possibilità di liquefazione per determinati strati di terreno, si procederà all'esecuzione delle prove granulometriche sui campioni rimaneggiati, prelevati dagli strati di terreno interessati. Occorrerà poi riportare in relazione le relative curve granulometriche e le risultanze dei due possibili scenari:

1. le prove granulometriche forniscono una curva granulometrica fuori dal fuso di riferimento riportato nel punto 4 del paragrafo 7.11.3.4.2 delle NTC 2018, può essere quindi omessa la verifica a liquefazione;
2. le prove granulometriche forniscono una curva granulometrica contenuta nel fuso di riferimento riportato nel punto 4 del paragrafo 7.11.3.4.2 delle NTC 2018, sarà quindi necessario procedere ad una valutazione locale sulla sicurezza alla liquefazione, secondo quanto riportato al capo C.7.11.3.4 della Circolare n. 7 del 21/01/2019 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti - Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018, attraverso la determinazione del coefficiente di sicurezza, definito come di seguito:

$$F_s = CRR/CSR$$

di cui CRR (Cyclic Resistance Ratio) indica la resistenza del terreno agli sforzi di taglio ciclico e CSR (Cyclic Stress Ratio) la sollecitazione di taglio massima indotta dal sisma.

Un deposito sarà considerato suscettibile di liquefazione se il coefficiente di sicurezza  $F_s$  risulta minore di 1,25; in tal caso si dovrà evidenziare in relazione la necessità di un'ulteriore analisi volta alla valutazione della risposta sismica locale per il sito indagato.

Nel caso di **"Ponti costituiti da 1 a 3 campate o edifici con volume inferiore o uguale a 5000 mc"** andranno eseguite le seguenti prove :

- a) esecuzione dell'attività di bonifica da ordigni bellici nel sito indagato, ove espressamente previsto da FERROVIE;
- b) esecuzione di n. 1 sondaggio di 30 m a carotaggio continuo ad andamento verticale a partire dal piano di imposta delle fondazioni;

- c) esecuzione di n. 6 prove penetrometriche "Standard Penetration Test" (SPT);
- d) prelievo di n. 2 campioni indisturbati con campionatore a pareti sottili sui quali eseguire:
- determinazione della massa volumica apparente (peso volume);
  - determinazione della massa volumica reale;
  - determinazione del contenuto naturale in acqua;
  - determinazione dei limiti di Atterberg (liquidità e plasticità);
  - analisi granulometrica meccanica eseguita mediante 10 setacci;
  - analisi granulometrica per sedimentazione;
  - n. 1 prova di taglio diretto consolidata-drenata, ovvero Casagrande lenta; (solo per campioni indisturbati di classe Q5);
  - n. 1 prova triassiale consolidata-non drenata, CU (solo per campioni indisturbati di classe Q5);
- e) prospezione sismica nel foro di sondaggio con tecnica Down Hole, con rilievo delle onde P e delle onde S (29 punti di misura).

Inoltre, nei soli casi in cui, non sia escludibile il rischio di liquefazione per determinati strati di terreno, si eseguiranno le seguenti ulteriori prove atte a ricavare i parametri utili alla valutazione della risposta sismica locale :

- f) prelievo di n. 1 campione indisturbato, mediante campionatore Osterberg, su cui eseguire n. 1 prova di laboratorio di colonna risonante;
- g) n.3 misure di rumore sismico ambientale a stazione singola tramite metodo HVSR;
- h) n.1 prospezione sismica in sito con metodo sismico passivo dei microtremiti a rifrazione tipo Re.Mi. (profondità del bedrock <60 m dal piano campagna)

o, se richiesto esplicitamente dal Direttore delle Prestazioni su indicazione di S.I., con metodologia ESAC (profondità del bedrock >60 m dal p.c.);

i) solo se richiesto esplicitamente da FERROVIE, si procederà sulla base di tutte le precedenti indagini ad uno Studio di Risposta Sismica Locale.

Nel caso di **"Ponti costituiti più di 3 campate o edifici con volume superiore a 5000 mc"** andranno eseguite le seguenti prove :

- a) esecuzione dell'attività di bonifica da ordigni bellici nel sito indagato, ove espressamente previsto da FERROVIE;
- b) esecuzione di n. 2 sondaggi di 30 m a carotaggio continuo ad andamento verticale a partire dal piano di imposta delle fondazioni;
- c) esecuzione di n. 6 prove penetrometriche S.P.T. per ogni sondaggio (per un totale di n. 12 prove penetrometriche S.P.T);
- d) prelievo di n. 2 campioni indisturbati per ogni sondaggio con campionatore a pareti sottili (per un totale di n. 4 campioni) su cui eseguire:
  - determinazione della massa volumica apparente (peso volume);
  - determinazione della massa volumica reale;
  - determinazione del contenuto naturale in acqua;
  - determinazione dei limiti di Atterberg (liquidità e plasticità);
  - analisi granulometrica meccanica eseguita mediante 10 setacci;
  - analisi granulometrica per sedimentazione;
  - n. 1 prova di taglio diretto consolidata-drenata, ovvero Casagrande lenta, per ogni sondaggio, per un totale di n. 2 prove (solo per campioni indisturbati di classe Q5);

- n. 1 prove triassiale consolidata-non drenata (CU) per ogni sondaggio, per un totale di n. 2 prove (solo per campioni indisturbati di classe Q5);
- e) prospezione sismica nel foro di sondaggio con tecnica Down Hole, con rilievo delle onde P e delle onde S (29 punti di misura).

Inoltre, nei soli casi in cui, non sia escludibile il rischio di liquefazione per determinati strati di terreno, si eseguiranno le seguenti ulteriori prove atte a ricavare i parametri utili alla valutazione della risposta sismica locale :

- f) prelievo di n. 1 campione indisturbato mediante campionatore Osterberg su cui eseguire n. 1 prova di laboratorio di colonna risonante;
- g) n.3 misure di rumore sismico ambientale a stazione singola tramite metodo HVSR;
- h) n.1 prospezione sismica in sito con metodo sismico passivo dei microtremiti a rifrazione tipo Re.Mi. (profondità del bedrock <60 m dal piano campagna) o, se richiesto esplicitamente dal Direttore delle Prestazioni su indicazione di S.I., con metodologia ESAC (profondità del bedrock >60 m dal p.c.);
- i) solo se richiesto esplicitamente da FERROVIE, si procederà sulla base di tutte le precedenti indagini ad uno Studio di Risposta Sismica Locale.

Nel caso di "**Ponti o edifici fondati su formazioni rocciose**" potranno essere previste le seguenti prestazioni:

- a) esecuzione dell'attività di bonifica da ordigni bellici nel sito indagato, ove espressamente previsto da FERROVIE;
- b) esecuzione di sondaggi a carotaggio continuo ad andamento verticale con corona diamantata e doppio o triplo carotiere;
- c) prelievo di carote lapidee per esecuzione di prove di laboratorio;

- d) determinazione della massa volumica;
- e) prova di compressione monoassiale;
- f) prova di compressione triassiale;
- g) prova di taglio su giunti di roccia;
- h) prospezione geosismica attiva di superficie del tipo Multichannel Analysis of Surface Waves (M.A.S.W.), con rilevamento delle onde Rayleigh tramite stendimento di 24 geofoni-ricevitori o accelerometri allineati.

Le quantità dei sondaggi, dei campioni e delle prove descritte per ponti e fabbricati fondati su formazioni rocciose saranno stabilite da FERROVIE.

### **1.3 Certificati di idoneità statica**

Una volta ottenuti, attraverso le indagini precedentemente descritte, i parametri fisico-meccanici caratteristici dell'opera esaminata e del sottosuolo, si procede alla verifica strutturale dell'opera e del complesso struttura-terreno, seguendo i metodi illustrati al capitolo 1.1. L'obiettivo delle analisi è quello di rilasciare un **certificato di idoneità statica**, il quale attesta l'adeguatezza dell'opera a sopportare i carichi maggiorati in seguito al processo di velocizzazione dell'infrastruttura. Tale certificato sarà quindi sviluppato come illustrato di seguito:

- descrizione dello stato dei luoghi e della tipologia del manufatto;
- resoconto delle indagini strutturali e geognostiche effettuate;
- tipologie di analisi strutturali dell'opera, effettuate con i relativi modelli di carico previsti dal "Manuale di Progettazione" di RFI [1];
- certificazione di idoneità statica in relazione all'aumento della velocità del traffico ferroviario.

## Capitolo 2

# Velocizzazione della linea ferroviaria Torino - Genova

L'itinerario Torino - Genova è una tratta essenziale per la connessione del territorio Piemontese con quello Ligure e con il suo sistema portuale, rendendo pertanto strategica la necessità di velocizzare l'attuale collegamento ferroviario tra i due capoluoghi. Tale obiettivo tiene conto anche del potenziale incremento di merci e viaggiatori legato alla realizzazione del Terzo Valico dei Giovi, il quale permetterà la velocizzazione della linea da Novi Ligure a Genova. La tratta ferroviaria interessata dal progetto di velocizzazione, oggetto del presente elaborato, è quella che collega Torino e Novi Ligure. Il tracciato è lungo 111 Km e costituito da un'infrastruttura risalente al 1850 circa, composto da una linea a doppio binario elettrificata e classificata in categoria D4 (come da classificazione in base alla norma UNI EN 15528). Le principali opere d'arte, ricadenti nella suddetta linea ferroviaria, sono per la maggior parte costituite in muratura di mattoni pieni, caratteristica dell'epoca di costruzione.

Sulla base delle necessità sopra descritte, è stato avviato uno studio di fattibilità



congiunto da parte della Direzione Investimenti, Direzione Commerciale e Direzione Operativa Infrastrutture Territoriale di Torino con lo scopo di aumentare la velocità fino a 200 Km/h, laddove possibile, lungo la tratta Torino - Novi Ligure. Si è quindi evidenziata la necessità di distinguere gli interventi in due fasi :

- **Fase 1** : interventi realizzabili nel breve/medio periodo
- **Fase 2** : interventi realizzabili nel lungo periodo.

Nella prima fase ricadono quegli interventi conseguibili compatibilmente con i tempi previsti per la messa in servizio del Terzo Valico, ovvero gli interventi sull'infrastruttura che non richiedano iter progettuali ed autorizzativi complessi. Sono inerenti alla seconda fase, di contro, quegli interventi necessari al completamento della fase precedente (in buona parte quelli relativi alle opere d'arte), ed interventi che prevedono variabili di tracciato e quindi tempi di progettazione e realizzazione incompatibili con quelli del Terzo Valico.

Per quanto riguarda invece la suddivisione spaziale dell'infrastruttura, il tracciato ferroviario si estende per 159 Km. Di questi, 90 Km sono di competenza della Direzione Operativa Infrastrutture Territoriali (DOIT) Torino [Fig.2.1], con velocità comprese tra gli 80 e i 180 Km/h, escludendo il nodo di Torino; i restanti 69 Km di tracciato ricadono nella giurisdizione della DOIT Genova [Fig.2.2], con velocità comprese tra i 115 e i 180 Km/h, escludendo il nodo di Genova.

E' importante notare che dei 159Km complessivi di tracciato, quelli ricadenti nel progetto "Velocizzazione della Torino Genova", sono i 111Km che collegano Torino a Novi Ligure, poichè i restanti 48 Km (da Novi Ligure a Genova) ricadono nel progetto del Terzo Valico dei Giovi. Si riporta di seguito una schematizzazione della linea ferroviaria divisa per giurisdizione e categoria, estratta dalla Disposizione di Esercizio: "Caratteristiche tecnico-funzionali dell'Infrastruttura Ferroviaria Nazionale gestita da RFI" [6].

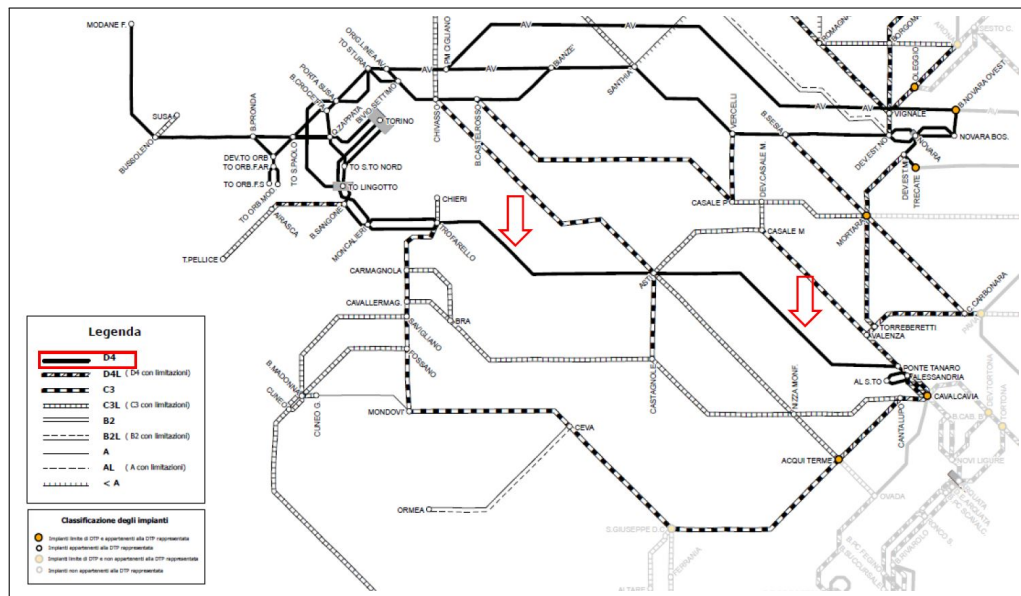


Figura 2.1: Linea dell'Infrastruttura Ferroviaria Nazionale gestita da DOIT Torino

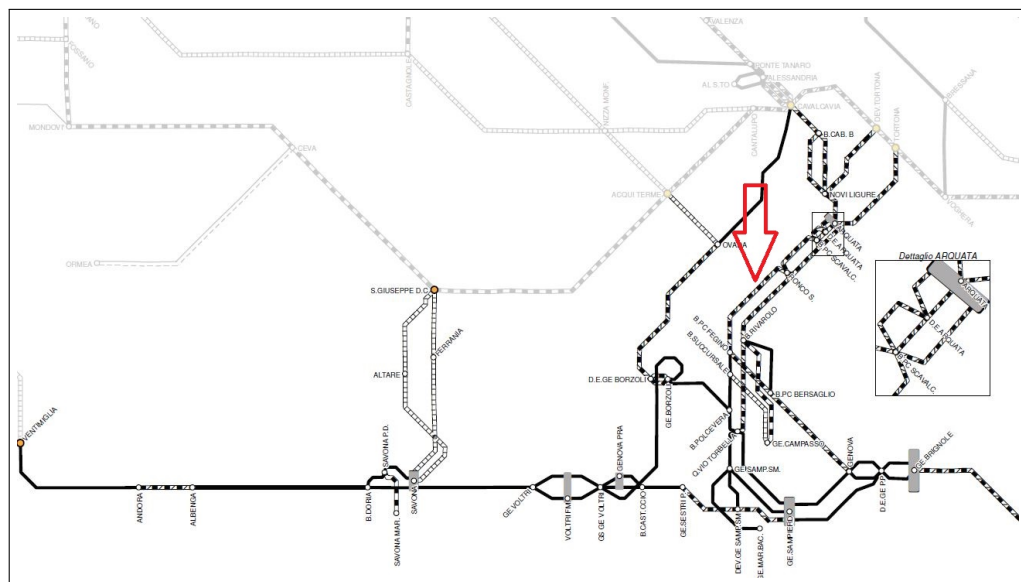


Figura 2.2: Linea dell'Infrastruttura Ferroviaria Nazionale gestita da DOIT Genova

## 2.1 Interventi e obiettivi

Gli obiettivi da perseguire con il processo di velocizzazione della linea ferroviaria Torino-Genova sono:

- ridurre il tempo di viaggio da Torino a Genova, consentendo conseguentemente agli interventi della prima fase di raggiungere la velocità di 100 Km/h per la categoria D4 e di 200 Km/h per la categoria D2. In seguito agli interventi della seconda fase, e quindi dopo la messa in servizio del Terzo Valico, l'obiettivo è collegare i due capoluoghi con un servizio di trasporto ferroviario no stop in 1 ora circa;
- migliorare la qualità della circolazione anche in condizioni perturbate, eliminando le attuali limitazioni, attraverso l'adozione di nuove tecnologie e il rinnovamento della linea;
- la centralizzazione delle funzioni di gestione e controllo, in modo tale da permettere un'efficace regolazione della circolazione, migliorando l'efficienza del sistema.

Si riportano di seguito i principali interventi divisi per campi di applicazione e le relative fasi di realizzazione per l'infrastruttura ferroviaria :

### **Interventi infrastrutturali - opere civili:**

- Verifica delle opere d'arte presenti sulla linea (ponti, sottovia, viadotti...), in accordo con la procedura descritta nel Manuale di Progettazione di RFI e riportata al paragrafo 1.1 del presente elaborato, con l'obiettivo di valutarne la compatibilità nei confronti delle sollecitazioni incrementate a fronte delle maggiori velocità ammesse. (fase 1)

- Progettazione ed esecuzione di interventi volti a sostituire o rafforzare le opere d'arte esistenti appartenenti alle tratte interessate dalla velocizzazione di prima fase. Tali interventi devono risultare effettivamente necessari, ricadenti all'interno del budget finanziario e compatibili con tempistiche realizzative. (fase 1)
- Progettazione ed esecuzione di interventi per il rinforzo strutturale o sostituzione di opere ricadenti nelle tratte interessate dalla velocizzazione di prima fase ma non realizzate, sia per motivi legati ai tempi di realizzazione che per complessità operativa. (fase 2)
- Progettazione ed esecuzione di interventi eventualmente necessari volti a sostituire o rafforzare le opere d'arte esistenti appartenenti alle tratte interessate dalla velocizzazione di seconda fase. (fase 2)
- Varianti di tracciato ferroviario a Castello D'Annone (Asti) e ad Alessandria di estensione pari rispettivamente a circa 1,7 Km e 2,0 Km con velocizzazione fino a 200Km/h. (fase 2)

**Interventi tecnologici - impianti di segnalamento e sicurezza (IS):**

- Adeguamento, o dove necessario rinnovo, del blocco nella tratta Torino - Alessandria per la gestione di velocità fino a 200Km/h. (fase 1)
- Adeguamento del Sistema Controllo Marcia Treno (SCMT), il quale fornisce un controllo della velocità massima permessa in tempo reale, considerando le limitazioni imposte dal segnalamento, le caratteristiche dell'infrastruttura e le prestazioni del treno. (fase 1)
- Nuovo Apparato Centrale a Calcolatore Multistazione (ACCM), comprensivo di tutte le stazioni lungo la tratta Trofarello - Alessandria, gestito dal posto

centrale di Torino Lingotto con adeguato sistema di supervisione. Sarà poi necessario integrare tale ACCM con quello di Felizzano in modo da garantire la gestione dell'intera tratta. (fase 1)

- Riconfigurazioni analoghe del SCMT, ACCM e SCC in fase 2.

#### **Interventi di armamento:**

- Creazione di un sistema di riferimento in base assoluta per la posizione dei binari di corsa, insieme a un'ottimizzazione del tracciato per consentire la massima velocità possibile. (fase 1)
- Rinnovo dei binari di corsa in parte delle sezioni della linea ferroviaria. (fase 1)
- Risanamento della massicciata e la sostituzione completa delle traverse dei binari di corsa in alcuni tratti della linea. (fase 1)
- Rinnovo di alcuni dei deviatori presenti sui binari di corsa e di circolazione, anche con la possibilità di spostarli in posizioni diverse, comportando eventuali modifiche agli impianti di stazione. (fase 1)
- Analoghe lavorazioni sui tratti di linea non interessati dalla prima fase di attivazioni. (Fase 2)

#### **Impianti di elettrificazione - Trazione Elettrica:**

- Adeguamento della linea di contatto alle modifiche di tracciato dei binari e degli scambi. (fase 1)
- Rinnovo radice Trazione Elettrica (TE) lato Alessandria. (fase 1)

- Lavorazioni analoghe sui tratti di linea non interessati dalla velocizzazione di prima fase. (fase 2)

Al fine di descrivere dettagliatamente la variazione del profilo di velocità lungo il tracciato ferroviario, prima e dopo il processo di velocizzazione, si illustrano di seguito gli schemi del Fascicolo Circolazione Linee per la linea Torino - Alessandria in entrambi i sensi di marcia (pari e dispari). Tali schemi, definiti "Fiancate di linea", riportano la velocità massima consentita per ciascun tratto di linea, impostata su limiti riferiti a 4 ranghi di velocità massime, a loro volta riferiti a specifici valori di accelerazione non compensata ( $a_{nc}$ ). I ranghi di velocità massima, così come definiti nella "Prefazione Generale all' Orario di Servizio" [2], sono i seguenti :

- Rango A cui è associato un valore di  $a_{nc} = 0,6m/s^2$
- Rango B cui è associato un valore di  $a_{nc} = 0,8m/s^2$
- Rango C cui è associato un valore di  $a_{nc} = 1,0m/s^2$
- Rango P cui è associato un valore di  $a_{nc} = 1,8m/s^2$

Ad ogni veicolo è assegnato un rango di velocità riportato nelle specifiche DPC (Disposizioni Particolari di Circolazione). Il rango di velocità a cui è ammesso il treno è il più limitativo fra quelli dei veicoli in composizione e dei mezzi di trazione. Nella colonna "progressiva chilometrica" delle fiancate di linea è riprodotto anche lo schema della linea, con la simbologia standard riportata nella PGOS, dove si evidenziano le fermate di linea e non, oppure se il tratto di linea è a semplice oppure doppio binario. Inoltre, le linee, nei riguardi della frenatura, sono divise in tratti per ciascuno dei due sensi di circolazione, in relazione alle rispettive pendenze. A ciascun tratto è assegnato un "grado di frenatura" e viene indicato nell'apposita colonna delle fiancate, in corrispondenza dell'inizio dei singoli tratti. I gradi di

frenatura principali sono 10 e si indicano con numeri romani. A ciascuno di essi, in linea di massima, corrispondono in discesa le pendenze indicate nella tabella riportata in figura n.2.3:

Gradi di frenatura	Ia		I		II		III		IV		V		VI		VII		VIII		IX	
	dal	al	oltre	al	oltre	al	oltre	al	oltre	al	oltre	al	oltre	al	oltre	al	oltre	al	oltre	al
Pendenza %	0	4	4	6	6	8	8	11	11	13	13	16	16	20	20	25	25	30	30	35

**Figura 2.3:** Gradi di frenatura e pendenze delle linee

Nelle figure n. 2.4, 2.5, 2.6, 2.7 si riporta lo stato attuale della linea. Nelle figure n. 2.8, 2.9, 2.10, 2.11 si riporta lo stato di progetto della linea, con evidenziate in rosso o verde le velocità massime di progetto, da raggiungere a seguito del completamento della prima fase del processo di velocizzazione della linea.





Grado di frenatura	Velocità max km/h DIRETTA SINISTRA				Grado di frenatura	Velocità max km/h SINISTRA				Progr. Chilom.	LOCALITÀ DI SERVIZIO	Velocità max km/h SINISTRA SINISTRA				Grado di frenatura	Velocità max km/h DIRETTA SINISTRA				Grado di frenatura
	A	B	C	P		A	B	C	P			A	B	C	P		A	B	C	P	
la	140	160	160	160						16,44	<b>Cambiano Santena</b>					140	160	160	160	la	
			180	180						21,00	Dev. U. Cippo							180	180		
										21,81	Pessione							160	160		
										23,00	Cippo								180	180	
IV	125	125	140	150						30,16	<b>Villanova d'Asti</b>					125	125	140	150	IV	
										32,97	S. Paolo Solbrito										
	140	140	150							35,00	Cippo					140	140	150			
la										40,77	<b>Villafranca Cant.</b>									la	
										44,00	Cippo					120	130	140			
										44,89	Baldichieri Tigliole										
										48,61	S. Damiano d'Asti										
	140	160	180	180						49,736	Cavalcavia					140	160	170	170		
	130	150	160	160						55,00	Cippo					95	100	110	110		
										55,78	<b>ASTI</b>										
	140	160	180	180							Dev. U.					140	160	180	180		
	130	150	150	160						64,00	Cippo					130	150	150	160		
										65,18	Castello d'Annone										
	140	160	180	180						67,00	Cippo					140	160	180	180		
										68,32	Rocchetta T. Cerro										
										75,55	<b>Felizzano</b>										
										81,84	<b>Solero</b>										
		150	150	160						87,00	Cippo						150	150	160		
	90	90	90	100						89,00	Cippo					90	90	90	100		
										89,42	PONTE TANARO										
										90,07	<b>ALESSANDRIA</b>										
										1,23	<b>ALESSANDRIA SM.</b>										

Figura 2.5: Fiancata dispari Cambiano-Alessandria

Velocizzazione della linea ferroviaria Torino - Genova

Grado di fresa tura	Velocità max km/h				Grado di fresa tura	Velocità max km/h				Progr. Chilom.	LOCALITÀ DI SERVIZIO	Velocità max km/h				Grado di fresa tura	Velocità max km/h				Grado di fresa tura					
	A	B	C	P		A	B	C	P			A	B	C	P		A	B	C	P						
					I	60	60			1,23	<b>ALESSANDRIA SM</b>	60				I										
la	90	90	90	100					0,00											90	90	90	100	la		
	140	160	160	180					90,07	<b>ALESSANDRIA</b>													140	160	160	180
			180						89,42	PONTE TANARO															180	
									89,00	Cippo																
									87,00	Cippo																
									81,84	Solero																
									75,55	Felizzano																
									68,32	Rocchetta T. Cerro																
	130	150	150	160					67,00	Cippo													130	150	150	160
	140	160	170	170					65,18	Castello d'Annone													140	160	180	180
									64,00	Cippo																
	95	100	110	110						Dev. I.													130	150	150	150
	140	160	180	180					55,78	<b>ASTI</b>													140	160	180	180
	120	130	140	150					55,00	Cippo													120	130	140	150
									49,74	Cavalcavia																
									48,61	S. Damiano d'Asti																
									44,90	Baldichieri Tigliole																
	140	140	150						44,00	Cippo													140	140	150	
l <sub>4</sub>									40,77	<b>Villafranca Cant.</b>																l <sub>4</sub>
	125	125	140						35,00	Cippo													125	125	140	
									32,97	S. Paolo Solbrito																
la	140	160	180	180					30,16	<b>Villanova d'Asti</b>													140	160	180	180
			160	160					23,00	Cippo																
			180	180					21,81	Pessione																
			160	160					21,00	Cippo																
										Dev. I.														160	160	
									16,44	<b>Cambiano Santena</b>																

Figura 2.6: Fiancata pari Alessandria-Cambiano

Grado di frenatura	Velocità max km/h DIRETTA				Grado di frenatura	Velocità max km/h DIRAMATA				Progr. chilom.	LOCALITA' DI SERVIZIO	Velocità max km/h DIRAMATA				Grado di frenatura	Velocità max km/h DIRETTA				Grado di frenatura
	A	B	C	P		A	B	C	P			A	B	C	P		A	B	C	P	
Ia	140	160	160	160							Dev. I. <b>Cambiano Santena</b>					140	160	160	160	Ia	
					III	60	75	—	—	15,44	<b>CHIERI</b>										
						100	105	—	—	21,59	Cippo										
						50	50	—	—	21,00	Cippo										
										15,00	Cippo										
											P.L.A. ■ km. 15,035										
											P.L.A. ■ km. 14,219										
										13,03	<b>TROFARELLO</b>										
					Ia	120	125	130	130	13,03	<b>TROFARELLO</b>	120	125	130	130	Ia					
						140	160	160	160	12,00	Cippo	140	160	160	160						
										8,01	<b>MONCALIERI</b>										
										6,87	D. ESTR. MONC. SANG										
	100	105	115	130		100	105	115	115	5,11	Cavalcavia	100	105	115	115	100	105	115	130		
						60	60	—	—	4,32	<b>TORINO LINGOTTO</b>	60	60	—	—						
					I <sub>2</sub>					3,00	DEV. U. Cippo					I <sub>2</sub>					
	90	90	90	90						2,33	Segnale di Protezione	30	30	—	—						
										0,00	<b>TORINO SM. NORD</b>										
					Ia <sub>3</sub>	90	95	100	100	1,46	QUADRIVIO ZAPPATA	90	95	—	—	Ia <sub>3</sub>					
						140	155	155	155	0,19	Cippo	140	155	—	—						
					I <sub>3</sub>					1,57	Dev. I. <b>TORINO S. PAOLO</b>					I <sub>3</sub>					
						80	80	—	—		DEV. ESTR. TO ORBASSANO	80	80	—	—						
						30	30	—	—	6,59	<b>TO. ORB. F. ARRIVI</b>	30	30	—	—						
					I <sub>3</sub>	30	30	—	—		Segn. Prot. <b>TO. ORB. F. CONTAINERS</b>					I <sub>3</sub>					
										7,93	Segn. Prot. <b>TO. ORB. F. SUD</b>										
										7,93	Segn. Prot. <b>TORINO P. N.</b>										
	30	30	30	30						0,00											

Figura 2.7: Fiancata pari Cambiano-Torino

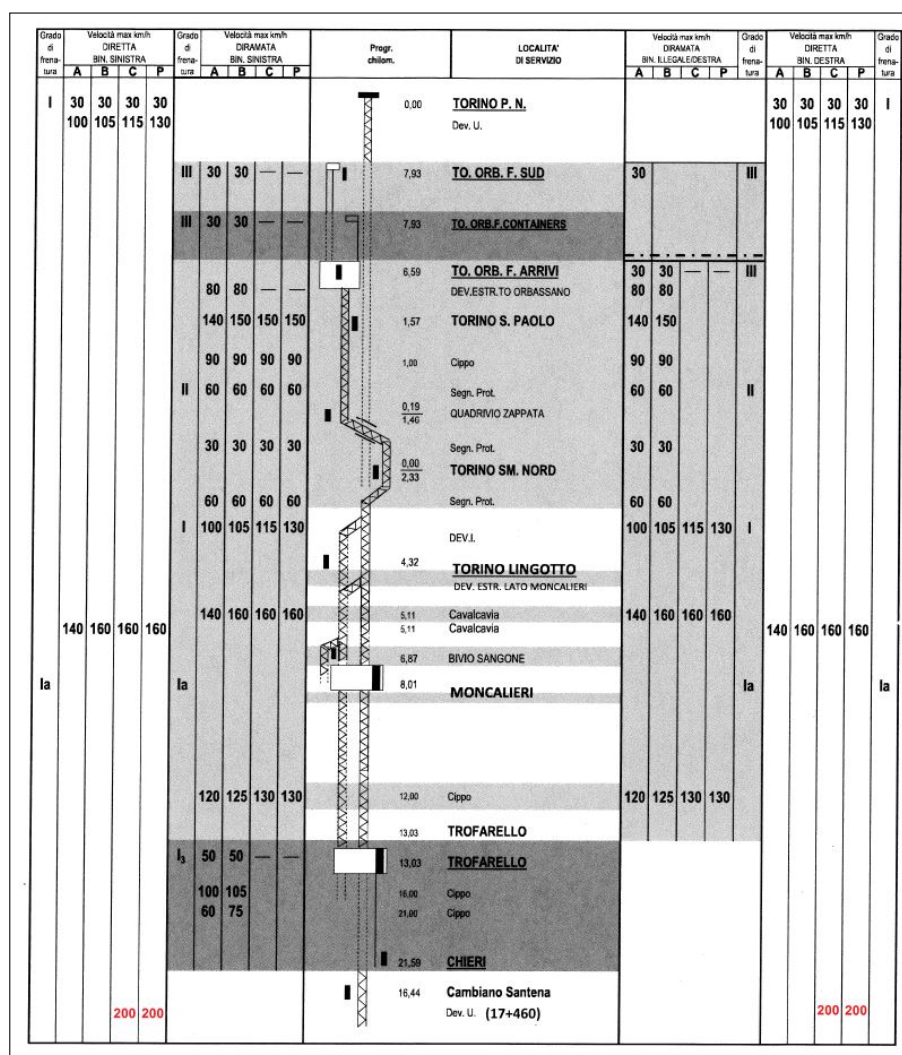


Figura 2.8: Fiancata dispari di progetto Torino-Cambiano

Grado di Prevalenza	Velocità max km/h DIRETTA SIN. SINISTRA				Grado di Prevalenza	Velocità max km/h SINISTRA SIN. DIRETTA				Progr. Chilom.	LOCALITÀ DI SERVIZIO	Velocità max km/h DIRETTA SIN. SINISTRA				Grado di Prevalenza					
	A	B	C	P		A	B	C	P			A	B	C	P						
la	140	160	160	160						16,44	<b>Cambiano Santena</b>					140	160	160	160	la	
			200	200	195					21,00	Dev. U. (17+460) Cippo							200	200		
										21,81	Pessione								180	180	
										23,00	Cippo								200	200	
IV	125	125	140	150	165					30,16	<b>Villanova d'Asti</b>					125	125	140	150	IV	
	140	140	155	155	185					32,97	S. Paolo Solbrito										
			160	160	190					35,00	Cippo					140	140	155	155		
										39,00	<b>Cippo</b>								160	160	
la										40,77	<b>Villafranca Cant.</b>										la
	120	130	140	150	170					44,00	Cippo					120	130	140	150		
										44,89	Baldichieri Tigliole										
										48,61	S. Damiano d'Asti										
	140	160	190	190	200					49,736	Cavalcavia					140	160	170	170		
	130	150	160	160	190					55,00	Cippo					95	100	110	110		
										55,78	<b>ASTI</b>										
	140	160	180	180	200					Dev. U. (57+144)						140	160	180	180		
	130	150	170	170	200					64,00	Cippo					130	150	170	170		
										65,18	Castello d'Annone										
	140	160	200	200						67,00	Cippo					140	160	200	200		
										68,32	Rocchetta T. Cerro										
										75,55	<b>Felizzano</b>										
										81,84	<b>Solero</b>										
	150	165	165							87,00	Cippo					150	165	165			
90	90	120	120							89,00	Cippo					90	90	120	120		
										89,42											
										90,00											
										90,07	<b>ALESSANDRIA</b>										
										1,23	<b>ALESSANDRIA SM.</b>										

Figura 2.9: Fiancata dispari di progetto Cambiano-Alessandria

Grado di tras- tura	Velocità max km/h DIRETTA				Grado di tras- tura	Velocità max km/h DIRAMATA BIN. SINISTRA				Progr. Chilom.	LOCALITA' DI SERVIZIO	Velocità max km/h DIRAMATA BIN. ILLEGALE				Grado di tras- tura	Velocità max km/h SIRETTA BIN. DESTRA				Grado di tras- tura		
	A	B	C	P		A	B	C	P			A	B	C	P		A	B	C	P			
					I	60	60			1,23	<b>ALESSANDRIA SM</b>	60											
la	90	90	120	120						90,07	<b>ALESSANDRIA</b>							90	90	120	120	la	
	140	160	165	180						89,42	PONTE TANARO LATO ALESSANDRIA							140	160	165	180		
			200	200						89,00	Cippo										200	200	
										87,00	Cippo												
										81,84	<b>Solero</b>												
										75,55	<b>Felizzano</b>												
										68,32	<i>Rocchetta T. Cerro</i>												
	130	150	170	170				190		67,00	Cippo							130	150	170	170		
	140	160								65,18	<i>Castello d'Annone</i>							140	160	180	180		
										64,00	Cippo							140	160	180	180		
	95	100	110	110				130			Dev. I. (57+144)							130	150	160	160		
	1.		190	190				200		55,78	<b>ASTI</b>							140	160	190	190		
	1.		140	150				170		55,00	Cippo							140	160	190	190		
										49,74	Cavalcavia							120	130	140	150		
										40,61	<i>S. Damiano d'Asti</i>												
										44,90	<i>Baldichieri Tigliole</i>												
	140	140	160	160				185		44,00	Cippo							140	140	160	160		
l <sub>4</sub>			155	155				185		40,77	<b>Villafranca Cant.</b>										155	155	l <sub>4</sub>
	125	125	140	150				165		39,00	<b>Cippo</b>												
										35,00	Cippo							125	125	140	150		
										32,97	<i>S. Paolo Solbrito</i>												
la	140	160	200	200				200		30,16	<b>Villanova d'Asti</b>							140	160	200	200	la	
			180	180				200		23,00	Cippo												
			200	200				200		21,81	<i>Pessione</i>												
			200	200				200		21,00	Cippo												
			160	160							Dev. I. (17+460)										160	160	
										16,44	<b>Cambiano Santena</b>												

Figura 2.10: Fiancata pari di progetto Alessandria-Cambiano

Grado di frenatura	Velocità max km/h DIRETTA				Tipo di frenatura	Velocità max km/h DIRAMATA BIN. SINISTRA				Progr. chilom.	LOCALITA' DI SERVIZIO	Velocità max km/h DIRAMATA BIN. DESTRA/ILLEGALE				Grado di frenatura	Velocità max km/h DIRETTA BIN. DESTRA				Grado di frenatura																			
	A	B	C	P		A	B	C	P			A	B	C	P		A	B	C	P																				
1a	140	160	160	160						16,44	Dev. I (17+460) Cambiano Santena																													
						60	75			21,59	<b>CHIERI</b>																													
						100	105			21,00	Cippo																													
						50	50			16,00	Cippo																													
											P.L.A. ■ km. 15,035 P.L.A. ■ km. 14,219																													
										19,09	<b>TROFARELLO</b>																													
						120	125	130	130	13,03	<b>TROFARELLO</b>	120	125	130	130	1a																								
						140	160	160	160	12,00	Cippo	140	160	160	160	1a																								
										8,01	<b>MONCALIERI</b>																													
										6,87	<b>BIVIO SANGONE</b>																													
	100	105	115	130		100	105	115	115	5,11	Cavalcavia	100	105	115	115	100	105	115	130																					
						60	60				DEV. ESTR. LATO MONCALIERI																													
						60	60			4,32	<b>TORINO LINGOTTO</b>	60	60																											
						90	90	90	90	3,00	DEV. U. Cippo					1 <sub>2</sub>																								
						90	90	90	90	2,33	Segnale di Protezione	30	30																											
						90	95	100	100	0,00	<b>TORINO SM. NORD</b>																													
						90	95	100	100	1,46	QUADRIVIO ZAPPATA	90	95			1a <sub>3</sub>																								
						140	155	155	155	0,18	Cippo	140	155																											
						80	80			1,00	Cippo																													
						30	30			1,57	Dev. I <b>TORINO S. PAOLO</b>	80	80			1 <sub>3</sub>																								
						30	30			6,59	DEV. ESTR. TO ORBASSANO <b>TO. ORB. F. ARRIVI</b>	30	30																											
						30	30				Segn. Prot. <b>TO. ORB. F. CONTAINERS</b>																													
						30	30			7,93	Segn. Prot. <b>TO. ORB. F. SUD</b>																													
						30	30			7,93	Segn. Prot. <b>TO. ORB. F. SUD</b>																													
						30	30			0,00	Segn. Prot. <b>TORINO P. N.</b>																													

Figura 2.11: Fiancata pari di progetto Cambiano-Torino

## 2.2 Costi e tempi di realizzazione previsti

Il costo totale dell'investimento legato al progetto di velocizzazione della linea Torino - Genova è stimato in 165 milioni di euro, dei quali 65 milioni destinati alla prima fase ed i restanti 100 milioni per la seconda fase.

La prima fase, per essere completata, richiederà circa 36 mesi a decorrere dalla



emissione della delibera fondi, di cui circa 12 mesi per la progettazione e l'affidamento delle opere (considerate le 4 differenti specialità: interventi tecnologici, opere civili, armamento e trazione elettrica) e circa 24 mesi per la realizzazione degli interventi descritti nel precedente paragrafo. Tuttavia, gli interventi di rinforzo e/o sostituzione strutturale delle opere d'arte verranno realizzati successivamente, in base alle risorse disponibili su ogni fase. Questo perchè la definizione puntuale di tali interventi è realizzabile solamente in seguito alle attività di rilievo e verifica strutturale eseguite durante la fase 1 e 2. Per la seconda fase i tempi stimati per la realizzazione sono di circa 60 mesi dalla emissione della delibera fondi, di cui circa 12 mesi per la progettazione e l'affidamento delle opere (come per le opere di fase 1) e circa 48 mesi per il completamento degli interventi descritti precedentemente. Gli iter autorizzativi previsti per la prima fase non richiederanno interventi di enti esterni, invece per la seconda fase saranno coinvolti soggetti esterni a causa della loro complessità e rilevanza.

## **2.3 Verifica delle opere d'arte della linea**

### **2.3.1 Classificazione delle opere d'arte**

Nonostante il passaggio alla nuova categoria di carico D2 non comporti un aumento significativo del peso assiale e del peso distribuito, come riportato in Tab.1.1 al capitolo 1, l'aumento della velocità fino a 200 km/h provoca un aumento del carico sui ponti presenti lungo la linea, causato dalla variazione del coefficiente d'incremento dinamico, da calcolare come descritto al paragrafo 1.1.1. Tale incremento di carico, richiederà delle verifiche che accertino l'idoneità delle opere a garantire un'adeguata resistenza alle nuove sollecitazioni, tramite certificati di idoneità. Le opere d'arte presenti nei tratti di linea compresi tra Torino e Novi Ligure, soggette a incrementi di velocità, sono 267. Le opere da sottoporre a verifiche strutturali



e ad eventuali interventi di rinforzo strutturale sono solo 226, poiché le restanti 41 non appartengono a binari di corsa, oppure ricadono nella categoria di opere con luci inferiori a 3 metri. Per tali opere non sono previste, infatti, verifiche di circolabilità a seguito di velocizzazione (come riportato al paragrafo 1.1.4).

Sono state estratte tutte le informazioni pertinenti per la verifica di queste opere da InRete 2000 (sistema informativo gestito da RFI per la gestione delle infrastrutture ferroviarie italiane), al fine di definire le diverse categorie cui appartengono per tipologia strutturale, caratteristiche geometriche e proprietà dei materiali. Inoltre, a seguito di ispezioni effettuate su tutte le opere d'arte, compatibili con la campagna indagini prevista dal Manuale di Progettazione e riportata al paragrafo 1.2.2, vengono fornite di seguito le tabelle che riassumono la classificazione di tali opere in base alla luce (Tab. 2.1), al comportamento strutturale (Tab. 2.2) e al materiale costitutivo (Tab. 2.3).

**Tabella 2.1:** *Classificazione opere per luce*

	$L \leq 3m$	$3m < L \leq 5m$	$L > 5m$
Opere	154	51	21

**Tabella 2.2:** *Classificazione opere per tipologia strutturale*

	Arco	Circolare	Impalcato	Scatolare
Opere	161	18	20	27

**Tabella 2.3:** *Classificazione opere per materiale*

	Muratura	Cls/ Muratura	Pietra	Cls	Cls armato	Travi incorporate	Acciaio
Opere	154	1	9	6	43	10	3

### 2.3.2 Verifica con metodo a campione

Poiché il numero di strutture da verificare è elevato e molte di esse presentano caratteristiche simili in termini di dimensioni, materiali e comportamento strutturale, sarà adottato il **metodo di verifica a campione** previsto da RFI, illustrato al paragrafo 1.1.2, al fine di ottimizzare le indagini e ridurre costi e tempi di intervento. Le 226 opere da verificare sono state quindi suddivise in due macro gruppi.

**Gruppo 1:** comprende 79 manufatti che non possono essere verificati utilizzando la metodologia a campione, poichè alcuni di essi presentano difetti sui quali sarà necessario intervenire tempestivamente (37 manufatti), mentre altri hanno caratteristiche geometriche particolari (42 manufatti). Questi ultimi includono ponti pluricampata in calcestruzzo o in muratura, impalcati a travi incorporate, impalcati in acciaio e tombini circolari, nonché opere che hanno subito interventi che ne hanno modificato il comportamento strutturale globale. Per ciascuna di queste opere, sarà quindi condotta una verifica specifica.

**Gruppo 2:** costituito da 147 opere verificabili con metodologia a campione in quanto rispettano i criteri di cui al paragrafo 1.1.2, ovvero tenendo conto delle caratteristiche simili tra loro riguardo al periodo di costruzione, alla tipologia strutturale, alle caratteristiche dei materiali e geometriche. Sono state individuate 6 grandi categorie (macro-famiglie):

1. Ponti ad arco in muratura,
2. Ponti ad arco in calcestruzzo non armato,
3. Ponti ad arco misto in calcestruzzo/muratura,
4. Ponti ad impalcato in pietra,
5. Sottopassi scatolari in C.A.,
6. Tombini circolari in calcestruzzo.

In seguito alla campagna indagini effettuata sulle opere d'arte lungo la linea, è stato possibile classificare le 147 opere d'arte, verificabili tramite metodologia a campione, in **28 famiglie** significative in funzione della luce e della classe di ribassamento.

- n. 16 famiglie per Ponti/Ponticelli e Tombini ad arco monocampata in muratura (96 opere),
- n. 3 famiglie per Ponti/Ponticelli e Tombini ad arco misto in calcestruzzo/-muratura (8 opere),
- n. 3 famiglie per Ponti/Ponticelli ad arco in calcestruzzo non armato (3 opere),
- n. 1 famiglia per Tombini ad impalcato in pietra (6 opere),
- n. 4 famiglie per opere a sezione scatolare in cemento armato (24 opere),
- n.1 famiglia per Tombini circolari in calcestruzzo (10 opere).

In definitiva, le strutture da verificare sono le 79 opere singolari, non riconducibili a famiglie, più le 28 opere identificate come rappresentative delle rispettive famiglie, per un totale di 107 opere. Il numero di certificati di idoneità statica da rilasciare sarà comunque pari al numero complessivo di opere interessate dall'incremento dei carichi dovuti alla velocizzazione, ovvero 226. In particolare, il certificato di ciascuna opera, attesterà l'idoneità della stessa a sopportare i carichi della categoria D4 a 100 km/h ed i carichi della categoria D2 a 200 km/h.

## 2.4 Interventi sulle opere d'arte

E' stata effettuata una stima dei costi da sostenere per la realizzazione degli interventi di ripristino e rinforzo strutturale delle 226 opere d'arte ubicate lungo la linea. La valutazione del costo degli interventi, considerato il gran numero di opere

analizzate, è stata effettuata in funzione delle caratteristiche principali e del grado di ammaloramento delle opere sfruttando il raggruppamento in famiglie, analogamente utilizzato per le verifiche con metodo a campione. Per le 147 opere ricoducibili in famiglie (Gruppo 2), la stima dei costi legati agli interventi è stata effettuata per le opere rappresentative di ciascuna famiglia, elencate al paragrafo 2.3.2, ed estesa poi alle altre. Per le 79 opere non riconducibili a famiglie (Gruppo 1) è stata effettuata una stima speditiva dei costi di intervento, con riferimento ai lavori già effettuati su opere simili per caratteristiche e per grado di ammaloramento.

Ai fini della progettazione degli interventi di ripristino strutturale, è stato seguito l'allegato 2 al Capitolato RFI [7], con riferimento ai difetti riscontrati sull'opera durante le ispezioni, seguendo la procedura "RFI DTC PSE 44 1 1 - Visite di controllo ai ponti, alle gallerie e alle altre opere d'arte dell'infrastruttura ferroviaria" [8] e la relativa metodologia operativa "DOI MO SE 02 1 0 - Metodologia Operativa Compilazione dei verbali di visita alle opere d'arte" [9], descritte nei seguenti paragrafi.

### **2.4.1 Visita alle opere d'arte**

Le disposizioni contenute nella procedura "RFI DTC PSE 44 1 1" [8] riguardano :

- la frequenza e le modalità delle visite di controllo ai ponti, alle gallerie e alle altre opere d'arte dell'infrastruttura ferroviaria;
- procedure e supporti per il rilievo e il riconoscimento dei difetti dei ponti e delle gallerie;
- il "Programma dei provvedimenti da adottare per l'eliminazione dei dissesti e delle anomalie riscontrate nelle opere d'arte";
- la connessione dell'attività ispettiva esercitata mediante le visite di controllo all'attività di aggiornamento dati del sistema informativo IN.RETE 2000.

In merito alla frequenza, le visite di controllo si distinguono in:

- visite periodiche ordinarie;
- visite periodiche speciali ai ponti, viadotti e sottovia, ad arco o a impalcato;
- visite straordinarie

Le **visite periodiche ordinarie** dovranno essere eseguite annualmente per quelle opere riscontrate nell'ultima precedente visita perfettamente integre, almeno semestralmente per quelle opere in cui sono state riscontrate anomalie o deficienze o che sono tenute in esercizio con particolari limitazioni e cautele. Le **visite periodiche speciali** ai ponti, viadotti e sottovia, ad arco o a impalcato, si distinguono a loro volta in:

- **visite periodiche principali** con frequenza triennale, nell'ambito delle quali viene effettuata la registrazione dei difetti. Sono visite focalizzate sugli aspetti di sicurezza e consistono in un'approfondita ispezione visiva di tutte le parti del ponte accessibili senza l'utilizzo di attrezzature e mezzi speciali, effettuate, non solo ma anche, al livello del suolo sottostante l'opera. Tali visite possono evidenziare la necessità di ulteriori approfondimenti non necessariamente sull'intera struttura, ma piuttosto su particolari componenti o parti di essa. Un monitoraggio continuo può essere adottato per mantenere il controllo di particolari fenomeni evolutivi o di particolari situazioni che insorgono tra due ispezioni successive. I difetti potenzialmente pericolosi per la circolazione ferroviaria possono così essere monitorati e la loro progressione registrata tra due ispezioni successive. La visita principale ricomprende la visita ordinaria prevista nel medesimo anno.
- **visite periodiche generali** all'intera struttura aventi frequenza sessennale. Tali visite saranno eseguite su tutta l'opera nel suo complesso con mezzi

adatti a consentire l'accesso alle varie parti della struttura alla **distanza di contatto**. Lo scopo della visita generale è non solo l'identificazione dei difetti ma anche il monitoraggio della loro evoluzione, monitoraggio che, se necessario, sarà anche di tipo strumentale, fisso e non. Dovranno essere eseguiti tutti gli approfondimenti, le prove e le indagini, in sito e in laboratorio, eventualmente utili all'identificazione delle cause dei difetti, alla loro mappatura, alla valutazione delle condizioni attuali della struttura e alla determinazione delle più adeguate misure da adottare. Qualora si renda opportuno, si completerà il controllo ispettivo con la valutazione della capacità portante del ponte; in questo caso la visita ha l'ulteriore scopo di acquisire le informazioni utili all'effettuazione della modellazione dell'opera, dell'analisi strutturale e della validazione dei risultati. La visita generale ricomprende la visita ordinaria e la visita principale previste nel medesimo anno.

Quindi, per i ponti, i viadotti e i sottovia, ad arco o a impalcato, metallici e in muratura, le **visite periodiche** si succederanno di norma secondo il seguente ciclo (Tab.2.4):

**Tabella 2.4:** *Ciclo di visite di controllo ai ponti, viadotti e sottovia, ad arco o a impalcato*

Anno	1°	2°	3°	4°	5°	6°
<b>Visita</b>	Periodica generale	Periodica ordinaria	Periodica ordinaria	Periodica principale	Periodica ordinaria	Periodica ordinaria

Le **visite straordinarie** si distinguono in :

- **visite straordinarie a seguito di eventi eccezionali** eseguite al verificarsi di eventi eccezionali (alluvioni, terremoti, piene eccezionali, ecc.);
- **visite straordinarie specialistiche** disposte dai Dirigenti dell'Unità Territoriale o della S.O. Ingegneria, per l'effettuazione di specifici accertamenti

sulle opere con caratteristiche strutturali o con ammaloramenti che richiedono un giudizio professionale di livello specialistico adeguato.

L'obiettivo delle visite è di valutare l'efficienza dell'opera nei riguardi della sicurezza e della regolarità dell'esercizio ferroviario. La registrazione dei difetti a sistema dovrà essere effettuata durante le **visite periodiche principali e generali** con il Catalogo Difetti del Sistema DOMUS, di cui all'Allegato 2 della procedura RFI DTC PSE 44 1 1 "Visite di controllo ai ponti, alle gallerie e alle altre opere d'arte dell'infrastruttura ferroviaria" [8], articolato nelle seguenti sezioni:

- **sezione anagrafica** in cui vengono descritte le modalità con cui individuare i componenti e gli elementi costituenti l'opera, nonché la scomposizione in campi per il rilievo dei difetti;
- **sezione ispezione** in cui sono descritte le modalità per l'individuazione e la valutazione dei difetti;
- **sezione valutazione** in cui vengono illustrati i criteri alla base dell'algoritmo con cui vengono analizzati i difetti registrati e che restituisce un indice globale sullo stato di conservazione dell'opera.

La **visita periodica generale** prevede la compilazione di un "Rapporto di visita periodica generale" corredato dall'indice calcolato automaticamente dal sistema DOMUS e contenente una descrizione completa e dettagliata delle condizioni della struttura secondo i seguenti punti:

- a) dissesti e le anomalie riscontrate, indicandone le probabili cause e descrivendone il grado di evoluzione nel tempo;
- b) gli accertamenti in corso o eseguiti e le relative risultanze;
- c) gli eventuali provvedimenti provvisori attuati o da attuare per garantire la sicurezza dell'esercizio ferroviario;

- d) gli eventuali provvedimenti necessari per ripristinare la completa integrità dell'opera, le modalità della loro esecuzione e il relativo impegno economico presunto;
- e) gli eventuali lavori di manutenzione o rinnovo già eseguiti o in corso.

Tutte le registrazioni sullo stato di conservazione delle opere dovranno contenere per ciascuna opera visitata un giudizio globale che dovrà essere espresso con una delle tre dichiarazioni seguenti:

- a) L'opera è pienamente efficiente nei riguardi della sicurezza e della regolarità della circolazione dei treni;
- b) L'opera è efficiente nei riguardi della sicurezza e della regolarità della circolazione dei treni con le seguenti limitazioni e cautele (...) finché non saranno portati a termine i provvedimenti proposti;
- c) L'opera è efficiente nei riguardi della sicurezza e della regolarità della circolazione dei treni con le seguenti limitazioni e cautele (...).

## 2.4.2 Difettosità delle opere d'arte

La metodologia operativa "DOI MO SE 02 1 0" [9], ha lo scopo di fornire indicazioni sulle modalità per la verbalizzazione delle visite alle opere d'arte, sulle attività preliminari, sulle strumentazioni e sui mezzi d'opera necessari per l'esecuzione delle visite stesse e sulla gestione della documentazione tecnica e di supporto nel rispetto di quanto disposto dalla Procedura DTC PSE 44 1 [8]. Tale metodologia deve essere applicata dalle Strutture Organizzative (SO) delle Direzioni Operative Infrastrutture Territoriali (DOIT) responsabili dell'esecuzione delle visite alle opere d'arte (ponti, gallerie ed altre opere dell'infrastruttura ferroviaria). Lo strumento "avviso tipo V1", che permette di riportare e storicizzare sulla banca dati del



"Sistema Informativo della Manutenzione" le informazioni raccolte nel corso della visita, rappresenta quindi l'unico strumento ufficiale per la verbalizzazione dell'esito di tutte le visite alle opere d'arte. La funzione della verbalizzazione è duplice. In primo luogo costituisce la certificazione dell'avvenuto adempimento ad un disposto normativo cui corrisponde una precisa attribuzione di responsabilità sulla sicurezza delle opere d'arte ai fini dell'esercizio ferroviario. Nel contempo, rappresenta il documento per la gestione delle attività di manutenzione, attraverso il quale è mantenuta la memoria dell'evoluzione nel tempo dello stato di conservazione delle opere.

L'esecuzione della visita prevede due fasi distinte:

- attività di campo, in cui l'incaricato della visita esegue l'ispezione dell'opera d'arte e del contesto in cui essa è inserita e prende nota dello stato di conservazione dell'opera;
- attività d'ufficio, in cui l'incaricato della visita redige il rapporto di visita e compila l'avviso V1, eventualmente segnalando, qualora necessario, i rilievi, le indagini, le misure e le verifiche strumentali propedeutiche all'emissione del giudizio sulle condizioni di stabilità dell'opera.

Ad ognuno dei tre **giudizi globali** previsti dalla Procedura "DTC PSE 44 1" [8] ed espressi attraverso le dichiarazioni di rito riportate al paragrafo 2.4.1, deve essere associato un **giudizio di dettaglio** selezionabile dalla lista di codici riportata nella tabella seguente:

**Tabella 2.5:** *Giudizi di dettaglio*

<b>Giudizi globali</b>	<b>Testo dichiarazione previsto dalla Procedura</b>	<b>Codici giudizi di dettaglio</b>
a)	L'opera è pienamente efficiente nei riguardi della sicurezza e della regolarità della circolazione dei treni	0010 0020 0030 0040 0050
b)	L'opera è efficiente nei riguardi della sicurezza e della regolarità della circolazione dei treni, con le seguenti limitazioni e cautele (...) finchè non saranno portati a termine i provvedimenti proposti.	0060 0070 0080 0090 0100 0110
c)	L'opera è efficiente nei riguardi della sicurezza e della regolarità della circolazione dei treni, con le seguenti limitazioni e cautele (...).	0090 0100 0110

Ciascun giudizio è associato ad un codice numerico, che identifica lo stato di ammaloramento dell'opera. I giudizi hanno una gravità crescente al crescere del valore di tale codice. Occorre pertanto distinguere la causa di un ammaloramento dalla modalità in cui questo si manifesta. I criteri da seguire per la definizione del giudizio di dettaglio in relazione alla tipologia ed all'entità dei danni riscontrati sull'opera, di cui all'Allegato B alla Metodologia Operativa "DOI MO SE 02 1 0" [9], sono i seguenti:

- **L'importanza dell'ammaloramento** rilevato (coefficiente B del Catalogo Difetti), che esprime i potenziali effetti del singolo difetto sulla sicurezza e/o sulla durabilità del componente strutturale osservato;
- **L'importanza del singolo componente strutturale** (coefficiente K1 del Catalogo Difetti) sul quale è stata rilevata la difettosità, in termini di sicurezza e di influenza sulla struttura nella sua globalità;

- **L'intensità dell'ammaloramento** (coefficiente K2 del Catalogo Difetti) relativa alla sua manifestazione;
- **L'estensione del degrado** (coefficiente K3 del Catalogo Difetti) sul singolo componente strutturale osservato;
- La **gravità dell'evoluzione del degrado** osservato (coefficiente K4 del Catalogo Difetti), che determina l'eventuale necessità dell'urgenza di un intervento entro un determinato periodo temporale;
- Il **numero dei singoli difetti** osservati ed il **numero delle zone dei componenti strutturali** su cui è osservato ciascun difetto nel modulo maggiormente ammalorato (coefficiente N).

Di seguito si riporta una descrizione sintetica dei giudizi di dettaglio, comprensiva anche della definizione delle cautele e delle limitazioni da imporre.

- **0010:** L'opera non presenta ammaloramenti importanti né nei suoi elementi strutturali, né nelle parti accessorie e/o nelle opere di presidio, che risultano integre e funzionali. L'opera è pienamente efficiente nei riguardi della sicurezza e della regolarità della circolazione dei treni. L'opera non necessita quindi di nessun tipo di intervento, né risultano necessarie ulteriori indagini di approfondimento.
- **0020:** L'opera non presenta ammaloramenti importanti nei suoi elementi strutturali. Le parti accessorie sono però affette mediamente da difetti molto intensi e molto estesi. L'opera è pienamente efficiente nei riguardi della sicurezza e della regolarità della circolazione dei treni.
- **0030:** L'opera presenta degli ammaloramenti importanti poco estesi, poco intensi e non in rapida evoluzione che possono interessare sia elementi secondari

che principali. L'opera è pienamente efficiente nei riguardi della sicurezza e della regolarità della circolazione dei treni.

- **0040:** L'opera presenta degli ammaloramenti importanti, estesi, poco intensi e non in rapida evoluzione che possono interessare sia elementi secondari che principali. L'opera è pienamente efficiente nei riguardi della sicurezza e della regolarità della circolazione dei treni.
- **0050:** L'opera può presentare i seguenti casi: I) degli ammaloramenti importanti, molto intensi, estesi ma non in rapida evoluzione che possono interessare sia elementi secondari che principali; II) degli ammaloramenti molto importanti, poco intensi, estesi ma non in rapida evoluzione che possono interessare sia elementi secondari che principali; III) degli ammaloramenti importanti, poco intensi, poco estesi ma in rapida evoluzione che possono interessare elementi secondari. Non sono previsti né limitazioni di velocità e/o di carico né una frequenza di visita maggiore. L'opera è ancora pienamente efficiente nei riguardi della sicurezza e della regolarità della circolazione dei treni.
- **0060:** Sono presenti sull'opera ammaloramenti importanti, molto intensi, poco estesi e in rapida evoluzione che interessano elementi secondari. L'opera è efficiente nei riguardi della sicurezza e della regolarità della circolazione dei treni. La circolazione dei treni può avvenire senza limitazioni di velocità e/o di carico, ma con la cautela di effettuare le successive visite all'opera d'arte con frequenza maggiore (almeno semestrale).
- **0070:** Sono presenti sull'opera ammaloramenti importanti, molto intensi, estesi e in rapida evoluzione che interessano elementi secondari. L'opera è efficiente nei riguardi della sicurezza e della regolarità della circolazione dei treni. La circolazione dei treni deve avvenire con **limitazioni di velocità** ( $V_r \geq 0.7V_f$ ) **e/o di carico** (riduzione di almeno una categoria di classificazione

della linea, es. da D4 a C3, da C3 a B2, ecc.) finché non saranno portati al termine i provvedimenti proposti, e con la cautela di effettuare le successive visite all'opera d'arte con frequenza maggiore (almeno semestrale). Nel caso di opera di presidio (come le scogliere e le briglie a protezione delle pile, etc.) con elementi parzialmente efficienti si applicheranno le sole cautele previste senza limitazioni.

- **0080:** Sono presenti sull'opera ammaloramenti molto importanti, molto intensi, estesi e in rapida evoluzione che interessano elementi secondari. L'opera è efficiente nei riguardi della sicurezza e della regolarità della circolazione dei treni. La circolazione dei treni deve avvenire con **limitazioni di velocità** ( $V_r < 0.7V_f$ ) **e/o di carico** (riduzione di almeno una categoria di classificazione della linea, es. da D4 a C3, da C3 a B2, ecc.), finché non saranno portati al termine i provvedimenti proposti, e con la cautela di effettuare le successive visite all'opera d'arte con frequenza maggiore (almeno semestrale). Nel caso di opera di presidio (come le scogliere e le briglie a protezione delle pile, etc.) con elementi parzialmente efficienti si applicheranno le sole cautele previste senza limitazioni.
- **0090:** Sono presenti sull'opera ammaloramenti importanti, molto intensi, poco estesi e in rapida evoluzione che interessano elementi principali. L'opera è efficiente nei riguardi della sicurezza e della regolarità della circolazione dei treni. La circolazione dei treni deve avvenire sia con **limitazioni di velocità** ( $V_r \leq 0.6V_f$ ) che di **carico** (riduzione di almeno una categoria di classificazione della linea, es. da D4 a C3, da C3 a B2, ecc.), e con la cautela di effettuare le successive visite all'opera d'arte con frequenza ancora maggiore (almeno trimestrale). Nel caso di opera di presidio (come le scogliere e le briglie a protezione delle pile, etc.) con elementi non efficienti si applicheranno le medesime cautele senza limitazioni.

- **0100:** Sono presenti sull'opera ammaloramenti importanti, molto intensi, estesi e in rapida evoluzione che interessano elementi principali. molto intensi e molto estesi, sui componenti strutturali principali con evoluzione nel tempo piuttosto rapida. L'opera è efficiente nei riguardi della sicurezza e della regolarità della circolazione dei treni. La circolazione dei treni deve avvenire sia con **limitazioni di velocità** ( $V_r < 0.5V_f$ ) che di **carico** (riduzione di almeno una categoria di classificazione della linea, es. da D4 a C3, da C3 a B2, ecc.), e con la cautela di effettuare le successive visite all'opera d'arte con frequenza ancora maggiore (almeno trimestrale). Nel caso di opera di presidio (come le scogliere e le briglie a protezione delle pile, etc.) con elementi non efficienti si applicheranno le medesime cautele senza limitazioni.
- **0110:** Sono presenti sull'opera ammaloramenti molto importanti, molto intensi, estesi e in rapida evoluzione che interessano elementi principali. L'opera è efficiente nei riguardi della sicurezza e della regolarità della circolazione dei treni. La circolazione dei treni deve avvenire sia con **limitazioni di velocità** ( $V_r < 0.3V_f$ ) che di **carico** (riduzione di almeno una categoria di classificazione della linea, es. da D4 a C3, da C3 a B2, ecc.), con la cautela di effettuare le successive visite all'opera d'arte con frequenza ancora maggiore (almeno trimestrale). Nel caso di opera di presidio (come le scogliere e le briglie a protezione delle pile, etc.) con elementi non efficienti si applicheranno le medesime cautele senza limitazioni.

### 2.4.3 Stima economica degli interventi

Nell'ambito dell'attività di manutenzione delle opere d'arte, si è tenuto conto della ripetività delle tipologie di opere d'arte e dei fenomeni di degrado manifestatosi, individuati nelle visite ispettive e catalogati in accordo con il Catalogo Difetti del Sistema DOMUS, di cui al paragrafo precedente. Sono riportati nelle Schede di

cui all'Allegato 2 del Capitolato - Parte II - Sezione 6 "Opere in conglomerato cementizio e in acciaio" [7] degli interventi tipologici per il ripristino delle strutture. Questi interventi sono di natura manutentiva ordinaria e mirano a ripristinare le condizioni di integrità delle opere. Ciascuna scheda fa riferimento a una o più difettosità raggruppate per analogia di intervento di ripristino ipotizzato e individua le modalità realizzative in ragione dell'intensità dei difetti (coefficiente  $k_2$ ) e della loro estensione (coefficiente  $k_3$ ) in accordo con il Catalogo Difetti del sistema DOMUS succitato. L'intervento manutentivo tipologico è descritto per fasi lavorative a loro volta suddivise ed esplicitate in microfasi. I prodotti e le tecnologie di intervento vengono definiti con caratteristiche prestazionali minime da rispettare; resta inteso che l'applicazione dei materiali da ripristino dovrà essere eseguita da personale specializzato con mezzi e strumenti adeguati alla tipologia di lavoro da eseguire secondo le prescrizioni di FERROVIE e nel rispetto delle specifiche tecniche fornite dai Produttori. Nell'Allegato sono altresì individuate le tariffe di riferimento RFI da utilizzarsi ai fini di una corretta computazione degli interventi.

Come già accennato al paragrafo 2.4, in merito alla valutazione economica degli interventi necessari al ripristino e rinforzo strutturale delle opere dislocate lungo la linea ferroviaria Torino - Genova, è stata adottata una metodologia semplificata di stima speditiva. Le tariffe di cui all'Allegato 4 del Capitolato hanno permesso di effettuare una stima delle singole lavorazioni necessarie alle diverse tipologie di intervento di ripristino delle difettosità, per ognuna delle opere "capofamiglia". Tale stima è stata poi adottata anche per gli interventi da effettuare sulle altre opere appartenenti alla stessa famiglia. Nel caso di opere non riconducibili a famiglie si è valutato il costo delle lavorazioni di ripristino delle difettosità per quelle maggiormente ammalorate, esteso poi alle opere simili per tipologia strutturale e materiale. Per alcune opere è stato necessario preventivare degli interventi di

rinforzo strutturale al fine di soddisfare le verifiche alle nuove sollecitazioni derivanti dall'incremento dei carichi per velocizzazione. Tali interventi hanno comportato dei costi di realizzazione elevati. Il quadro complessivo di stima economica della totalità degli interventi sulle opere viene riportato sinteticamente nelle tabelle seguenti (Tab.2.6 e Tab.2.7).

**Tabella 2.6:** *Stima interventi per le opere riconducibili a famiglie*

<b>Tipologia opere</b>	<b>Numero di opere</b>	<b>Costo interventi di progetto</b>
Ponti/Ponticelli e Tombini ad Arco monocampata in muratura	96	2.800.000,00 €
Ponti/Ponticelli e Tombini ad Arco monocampata in calcestruzzo/muratura	8	30.000,00 €
Ponti e Ponticelli ad Arco monocampata in calcestruzzo	3	32.000,00€
Opere a sezione scatolare in calcestruzzo	24	830.000,00€
Tombini ad Arco in pietra	6	24.000,00€
Tombini Circolari in calcestruzzo	10	70.000,00€



**Tabella 2.7:** *Stima interventi per le opere non riconducibili a famiglie*

<b>Tipologia opere</b>	<b>Numero di opere</b>	<b>Costo interventi di progetto</b>
Opere che presentano danneggiamenti rilevanti	33	1.165.000,00 €
Ponti e Sottovia a impalcato con travi incorporate	9	385.000,00 €
Ponticelli e Tombini circolari in c.a.	6	45.000,00€
Ponticelli e Tombini circolari in acciaio	2	18.000,00€
Ponte ad Arco pluricampata in muratura	3	6.000.000,00 €
Ponte ad Arco pluricampata in calcestruzzo	1	1.500.000,00 €
Opere che hanno subito interventi di rinforzo strutturale	20	850.000,00 €

I costi di intervento sulla totalità delle opere può essere approssimato a circa **13.750.000,00 €**.

## Capitolo 3

# Caso studio: Ponte sul Borbore

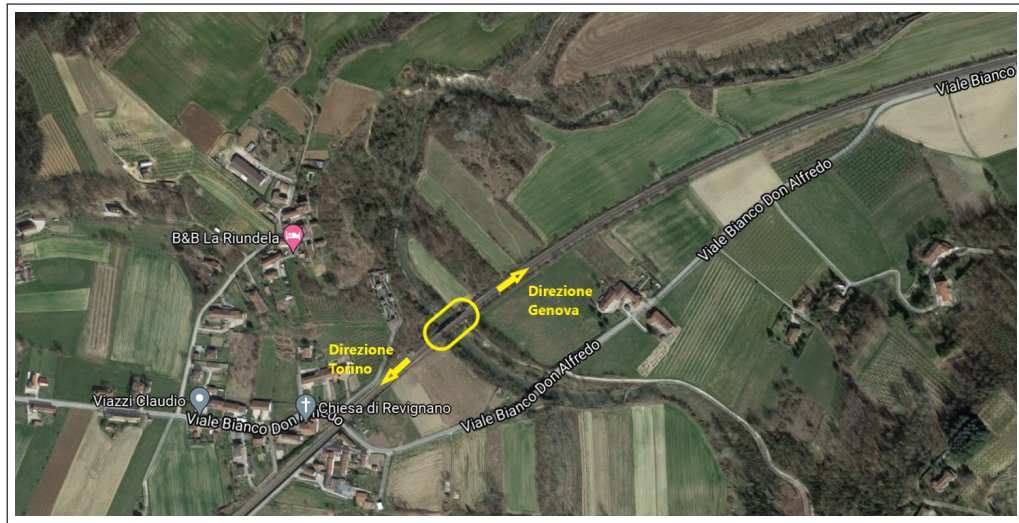
### 3.1 Inquadramento generale

Il Ponte oggetto di analisi fa parte della linea ferroviaria a doppio binario Torino - Genova (Fascicolo Linea 003 della DOIT di Torino) e risolve l'intersezione tra la sede ferroviaria e il fiume Borbore. L'opera ricade nel comune di Asti (AT) ed è interessata da un tratto di linea che risulta essere in una curva circolare di raggio pari a 2083 metri. Si sintetizzano i dati necessari all'individuazione dell'opera nella tabella 3.1. Le coordinate geografiche riportate sono riferite al sistema ED50 – UTM fuso 32.

**Tabella 3.1:** *Anagrafica del ponte*

Denominazione		Ponte km 50,957	
Tipologia		Arco a cinque campate in muratura di mattoni con spalle e pile in muratura	
Sede tecnica		TR7005-SD-OA00-PT0-P03	
Direzione Operativa Infrastrutture Territoriale		Torino	
Linea		Torino - Genova	
Ubicazione	km 50,957	Progressiva Iniziale	50,927
		Progressiva Finale	50,986
Comune	Asti	Codice Istat	005
Provincia	Asti	Codice Istat	005
Regione	Piemonte	Codice Istat	001
Coordinate geografiche	Longitudine	8.150517° E	Fuso 32
		432919.37 E	
	Latitudine	44.892340° N	
		4971434.20 N	

Per completezza, si riportano un'immagine della vista satellitare del ponte (Fig.3.1) e un'immagine cartografica (Fig.3.2).



**Figura 3.1:** Vista satellitare del ponte



**Figura 3.2:** Immagine cartografica del sito

L'opera è un ponte costituito da cinque campate ad arco ribassato, muri, spalle e pile in muratura di mattoni pieni. La luce netta delle campate misura 6,90 metri, mentre l'altezza dal pelo libero acqua all'intradosso in chiave è di 4,45 metri, con un rapporto freccia ( $f = 1,84 \text{ m}$ ) su luce ( $L$ ) pari a  $f/L = 0,26$ . Nel complesso l'opera ha uno sviluppo longitudinale al binario di circa 59,50 m (tenendo conto anche della porzione di terreno a tergo delle spalle interagenti con la struttura),

una larghezza trasversale delle campate di 9,00 m ed un'altezza massima del piano del ferro di circa 7,50 m. In figura 3.3 si riporta una vista lato monte dell'opera.



**Figura 3.3:** *Vista globale del ponte*

Queste prime informazioni relative alle dimensioni principali dell'opera nel suo complesso sono state ricavate attraverso un rilievo geometrico-strutturale speditivo eseguito durante la **visita periodica generale** del 02/02/2021 (solo della 5° campata) e del 15/09/2021, ai sensi della Procedura RFI DTC PSE 44 1 1 “Visite di controllo ai ponti, alle gallerie e alle altre opere d'arte dell'infrastruttura ferroviaria” [8]. L'opera si colloca all'interno della tratta TR7005 “S. Damiano d'Asti – Asti” della linea Torino - Genova appartenente alla categoria di linea D4. La linea è a doppio binario, alimentata a 3 kV in c.c. ed il traffico ferroviario è gestito con sistema di esercizio a Dirigente con sede a Torino. La velocità di linea nella tratta considerata è di 180 km/h, come indicato dall'estratto del fascicolo linea sottostante.

Grado di pericolosità	Valore max. inch. DIRETTA DA SINISTRA				Prog. Quilom.	LOCALITÀ DI SERVIZIO	Valore max. inch. SINISTRA DA SINISTRA				Grado di pericolosità	Valore max. inch. DIRETTA DA DESTRA				Grado di pericolosità
	A	B	C	P			A	B	C	P		A	B	C	P	
la	140	160	160	160	16,44	<b>Cambiano Santena</b>					140	160	160	160	la	
			180	180	Dev. U.							180	180			
					21,00	Cippo						160	160			
					21,81	Passione								180	180	
					23,00	Cippo										
IV	125	125	140	150	30,16	<b>Villanova d'Asti</b>					125	125	140	150	IV	
					32,97	S. Paolo Solbrito										
					35,00	Cippo					140	140	150			
					40,77	<b>Villafranca Cant.</b>										
la					44,00	Cippo					120	130	140		la	
					44,89	Baldichieri Tigliole										
					48,61	S. Damiano d'Asti										
					48,736	Cavalcavia					140	160	170	170		
					55,00	Cippo					95	100	110	110		
					55,78	<b>ASTI</b>										
					Dev. U.						140	160	180	180		
					64,00	Cippo					130	150	150	160		
					65,18	Castello d'Annone										
					67,00	Cippo					140	160	180	180		
					68,32	Rocchetta T. Cerro										
					75,55	<b>Felizzano</b>										
					81,84	<b>Solero</b>										
					87,00	Cippo					150	150	160	160		
					88,00	Cippo					90	90	90	100		
					90											

Ponte  
km 50,957

Figura 3.4: Fiancata dispari Cambiano - Alessandria

### 3.2 Documentazione di riferimento

E' stata eseguita una ricognizione del materiale presente negli archivi e nei Database di RFI. In particolare sono stati ricercati ed analizzati i seguenti elaborati:

- Documentazione progettuale;
- Documenti inerenti eventuali rischi idrogeologici;
- Verbali delle visite precedenti e interventi di manutenzione eseguiti.

### **3.2.1 Documentazione Progettuale**

Da una ricerca a sistema e negli archivi storici, sono stati reperiti i seguenti elaborati tecnici relativi al ponte:

1. Elaborato 4659/432 Linea TORINO-GENOVA “Ponte sul torrente BORBORE al km 50+957,70 – Sondaggio 4° pila” del ottobre 1973;
2. Elaborato n. 4676/273 “Ponte sul torrente BORBORE al km 50+958 – Progetto di consolidamento definitivo delle pile e delle spalle” del novembre 1973;
3. Elaborato n. 4676/273 “Ponte sul torrente BORBORE al km 50+957,70 – Sondaggio 4° pila” del dicembre 1980;
4. Elaborato n. G18E “Approfondimenti conoscitivi di natura geotecnica e strutturale sulle opere d’arte ricadenti nella tratta Trofarello-Confine compartimentale, interessate dalla velocizzazione della linea Torino-Genova – Indagine geognostica al km 50+957” dell’aprile 2018;
5. Elaborato n. 4034-4/18 “Velocizzazione Linea Ferroviaria Torino-Genova – Indagine georadar per la verifica del ponte ferroviario km 50+957” del dicembre 2018.

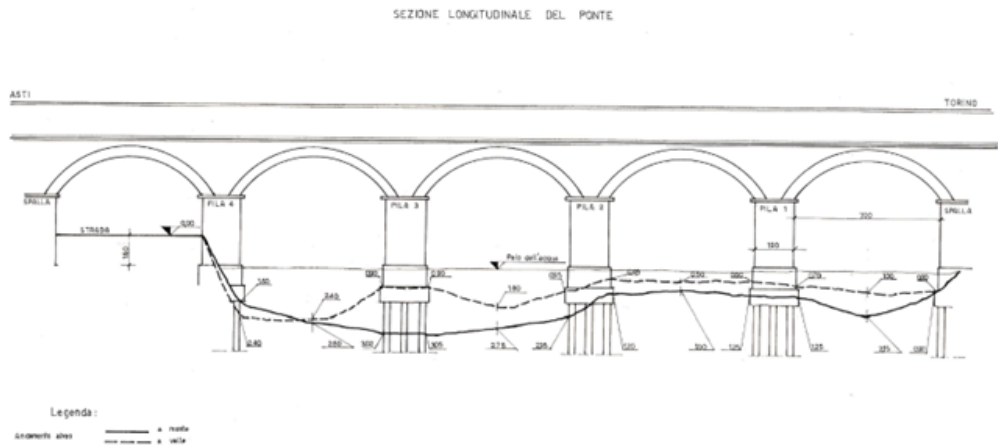


Figura 3.5: Sezione longitudinale dell'opera, elaborato 4659/432

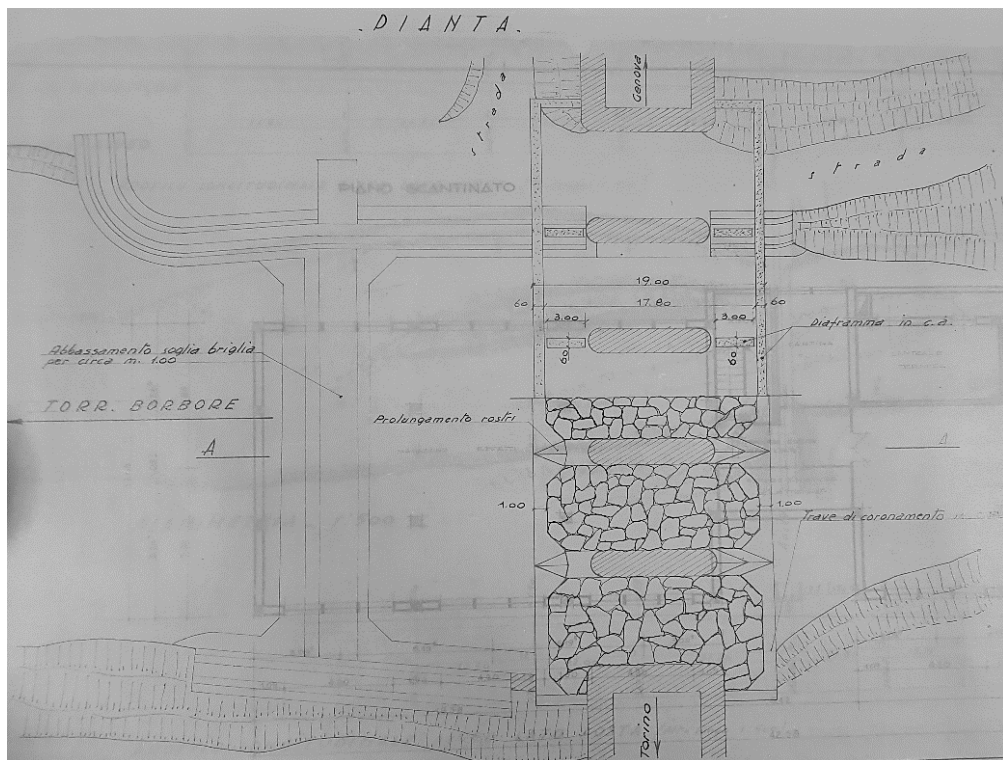


Figura 3.6: Pianta dell'opera, elaborato 4676/273



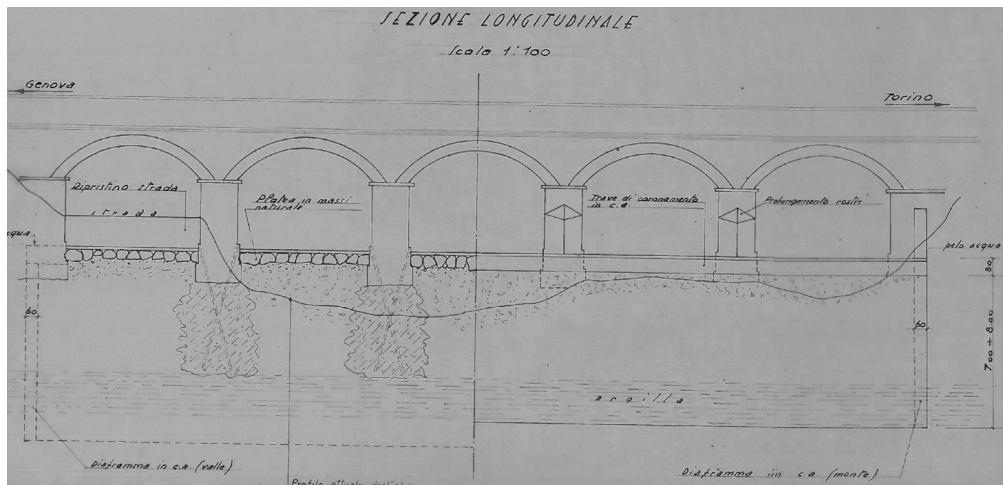


Figura 3.7: Sezione/prospetto longitudinale, elaborato 4676/273

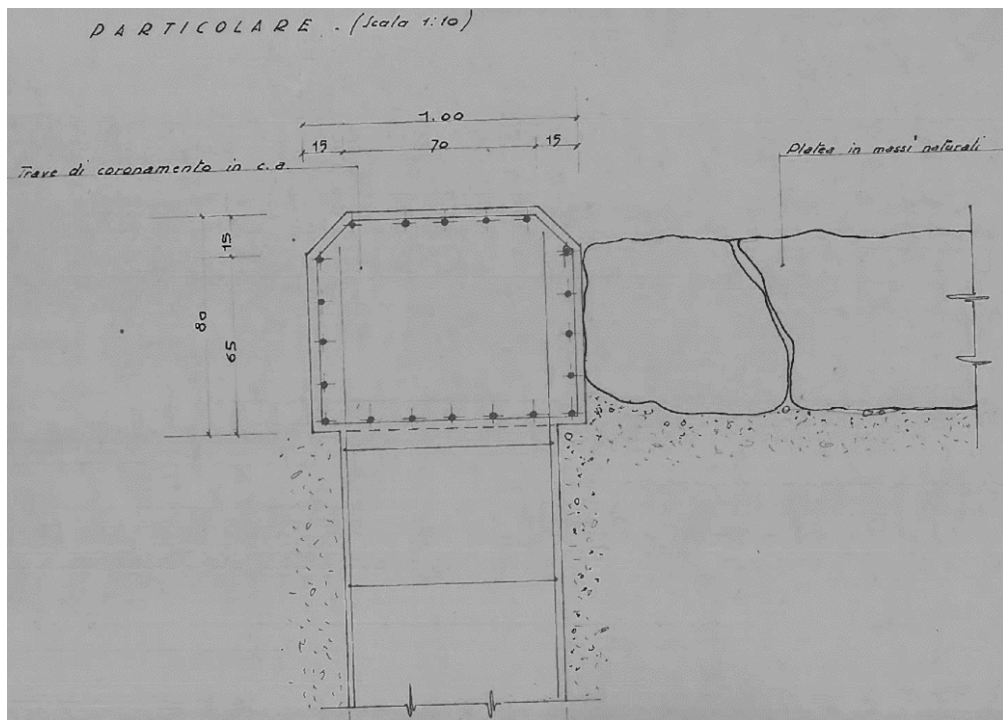


Figura 3.8: Particolare trave di coronamento, elaborato 4676/273

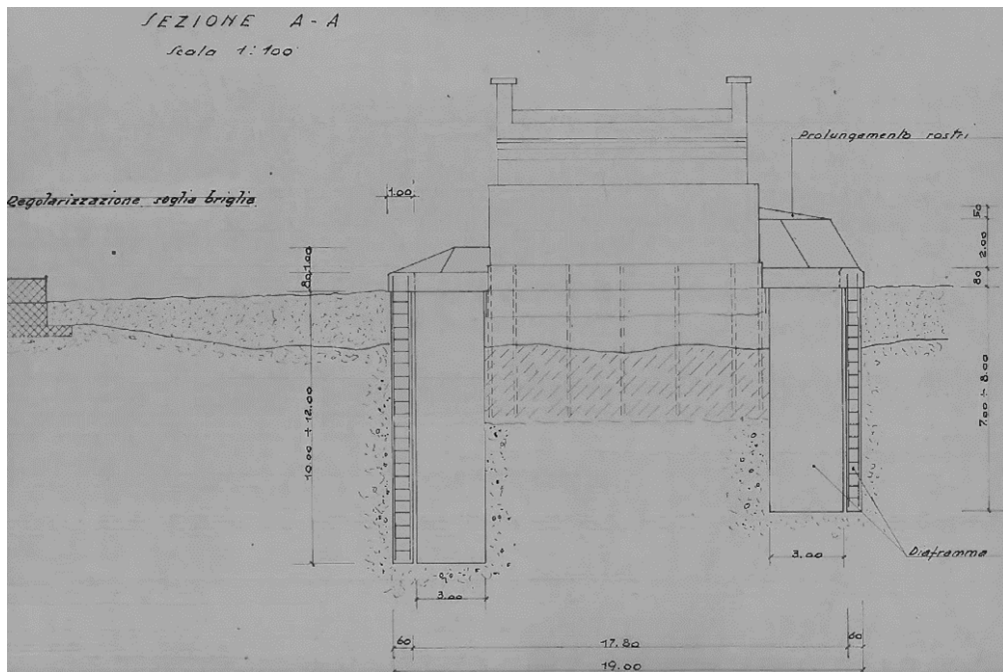


Figura 3.9: Sezione A-A, elaborato 4676/273

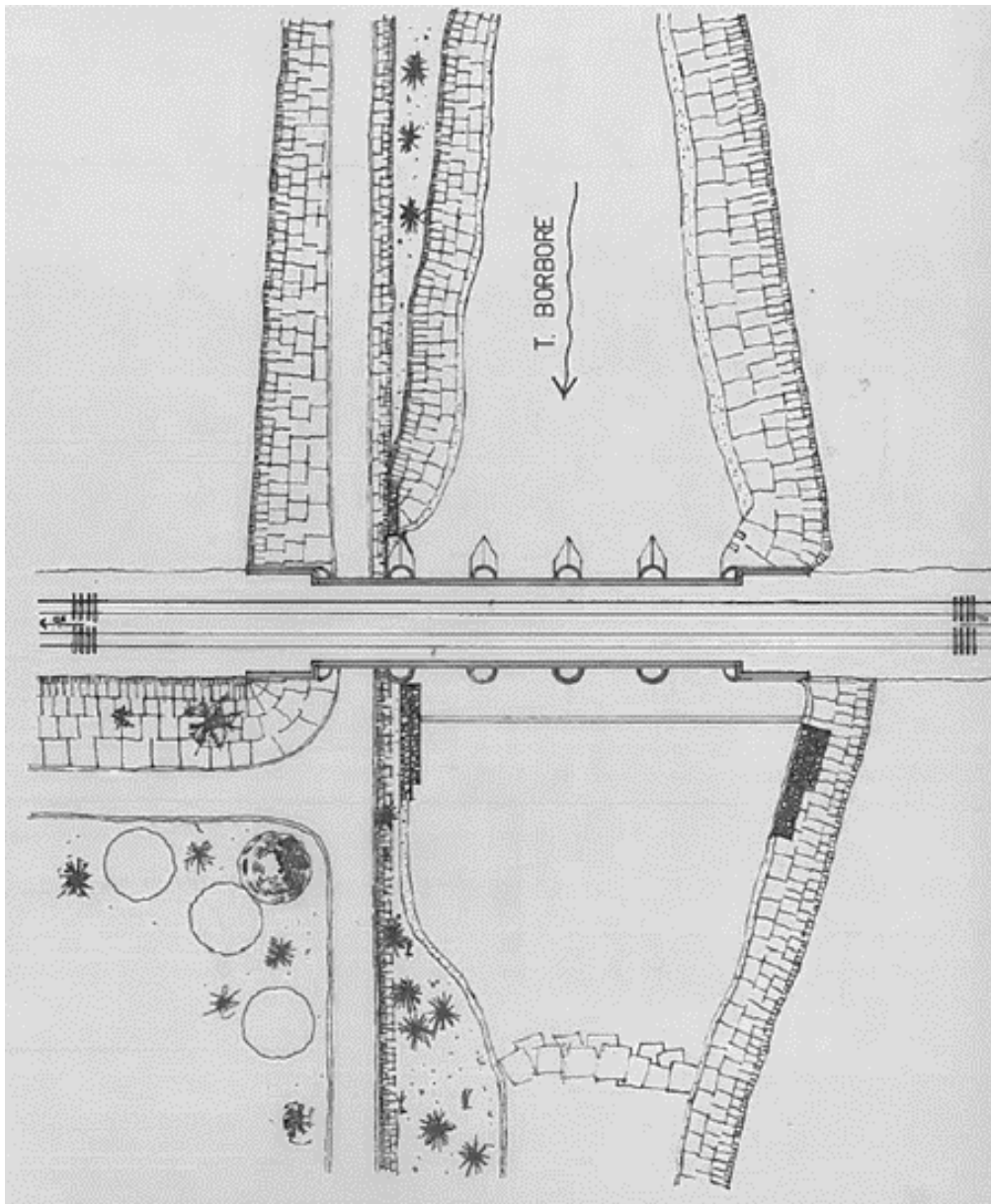


Figura 3.10: *Planimetria, elaborato 5296/485*

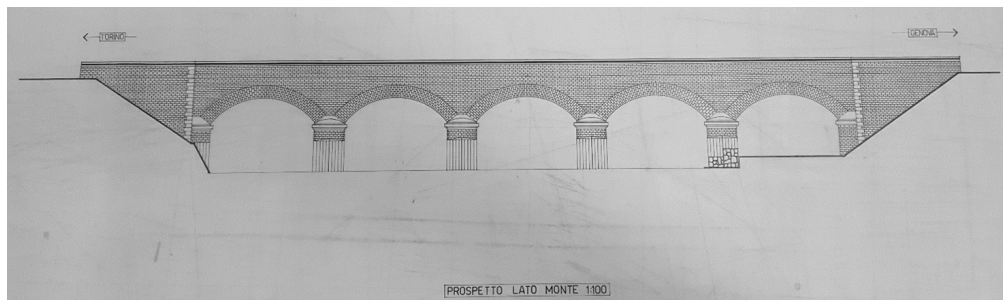


Figura 3.11: Prospetto lato monte, elaborato 5296/485

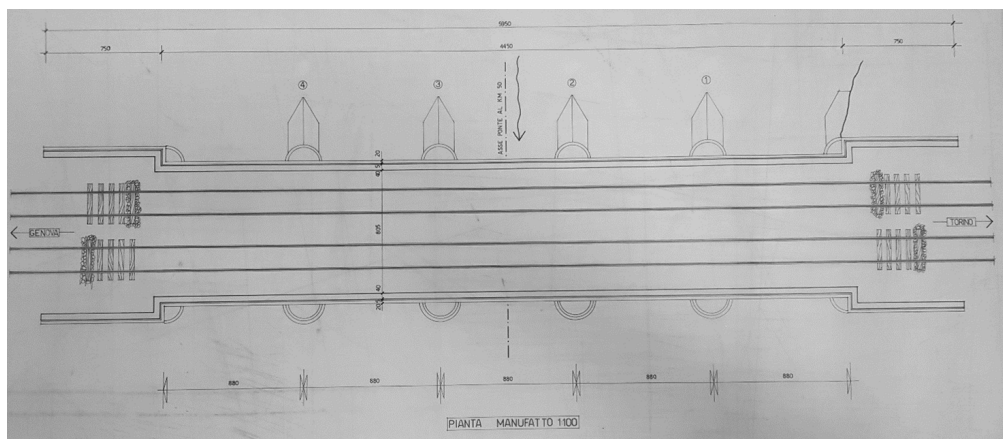


Figura 3.12: Pianta, elaborato 5296/485

### 3.2.2 Rischi idrogeologici

Dall'esame della documentazione reperita su IN.RETE 2000, risulta che il ponte ricade all'interno di un punto singolare alluvione (sede tecnica TR7005-SD-CS00-PS0-AL1), come di seguito evidenziato:

Sede tecnica	TR7005-SD-OA00-PT0-P03	In. val.	02.11.21
Descrizione	Ponte - Km. 50,957 da 7m		
<input type="checkbox"/>	TR7005-SD	SEDE	
<input type="checkbox"/>	TR7005-SD-OA00	OPERE D' ARTE	
<input type="checkbox"/>	TR7005-SD-CS00	Corpo stradale (Contenitore)	
<input type="checkbox"/>	TR7005-SD-CS00-PS0	Punti singoli (Aggregatore)	
<input type="checkbox"/>	TR7005-SD-CS00-PS0-AL1	AlluvioneS.Dam -Asti 50+845---52+170	
<input type="checkbox"/>	TR7005-SD-CS00-PS0-AL2	AlluvioneS.Dam -Asti 54+889-55+779 inat	
<input type="checkbox"/>	TR7005-SD-CS00-PS0-AL3	AlluvioneS.Dam -Asti 54+620---54+884INAT	
<input type="checkbox"/>	TR7005-SD-CS00-PS0-AL4	AlluvioneS.Dam -Asti 54+460-54+889 inat	
<input type="checkbox"/>	TR7005-SD-CS00-PS0-AL5	AlluvioneS.Dam -Asti 49+267 - 49+343	
<input type="checkbox"/>	TR7005-SD-CS00-PS0-AL6	Alluvione S.Dam -Asti 54+394 - 55+779	
<input type="checkbox"/>	TR7005-SD-CS00-PS0-FR1	Frana S.Damiano - Asti 53+654-54+000	
<input type="checkbox"/>	TR7005-SD-CS00-PS0-FR2	Frana S.Dam - Asti 53+800 - 54+000 INAT	

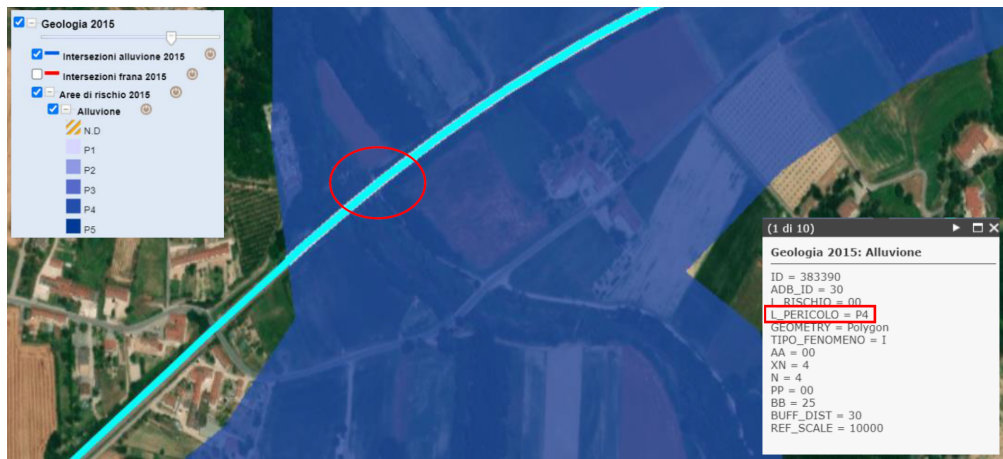
Figura 3.13: Elenco punti singoli della tratta ferroviaria

Sede tecnica	TR7005-SD-CS00-PS0-AL1	Cat	I	Infrastruttura FS
Descrizione	AlluvioneS.Dam -Asti 50+845---52+170			
Stato	CREA	ESER		

Classificazione	
Data dell'ultima modifica	24.06.2021
Autore dell'ultima modifica	S_INE_APM
Segnalato da Enti Terzi	SI
Indice di Rischio	R4a
Indice di Pericolosità	P4
Ambito Geografico	
Tipo di interferenza	TRASVERSALE
Sviluppo [m]	1.325
Rischio Invasione Sede	
Elevato trasporto solido	
Tipo di sede	
Presenza altri punti singoli	
Opera di difesa realizzata	
Sede Tecnica opera di difesa	
Impianto di monitoraggio	NO
Scheda rilievo	SI
Div. pian. della manutenzione	TO00

Figura 3.14: Dettaglio del punto singolo alluvione (Indice di Pericolosità P4)

Inoltre, è stata effettuata una ricerca all'interno del portale Geologia e Idraulica di RFI (dati reperiti datati 2015). Si riporta la rappresentazione delle aree soggette a rischio alluvione, in particolare l'opera oggetto di studio ricade in un'area con livello di pericolosità P4. Non risulta invece presente alcun rischio frana.



**Figura 3.15:** Vista satellitare tratta dall'applicazione Geologia e Idraulica: Alluvioni (livello di pericolo P4)



**Figura 3.16:** Vista satellitare tratta dall'applicazione Geologia e Idraulica: Frana

### 3.2.3 Visite precedenti

Si riporta una sintesi dei precedenti "avvisi V1" emessi a seguito delle visite periodiche all'opera:



Data	Avviso	Sede tecnica	Cd.val.	Creato da	Definizione del punto di misura
28.04.2021	91607688	TR7005-SD-OA00-PT0-P03	0050	900960	Dichiarazione a) - Istruz. 44C
17.04.2020	91492168	TR7005-SD-OA00-PT0-P03	0050	900960	Dichiarazione a) - Istruz. 44C
24.04.2019	91382688	TR7005-SD-OA00-PT0-P03	0050	900960	Dichiarazione a) - Istruz. 44C
26.04.2018	91271121	TR7005-SD-OA00-PT0-P03	0040	900960	Dichiarazione a) - Istruz. 44C
08.02.2017	91127404	TR7005-SD-OA00-PT0-P03	0040	884889	Dichiarazione a) - Istruz. 44C
18.08.2016	91065209	TR7005-SD-OA00-PT0-P03	0060	884889	Dichiarazione b) - Istruz. 44C
26.04.2016	91031407	TR7005-SD-OA00-PT0-P03	0060	884889	Dichiarazione b) - Istruz. 44C
06.08.2015	90956183	TR7005-SD-OA00-PT0-P03	0040	884889	Dichiarazione a) - Istruz. 44C
27.06.2014	90861084	TR7005-SD-OA00-PT0-P03	0040	884889	Dichiarazione a) - Istruz. 44C
29.08.2013	90753198	TR7005-SD-OA00-PT0-P03	0040	884889	Dichiarazione a) - Istruz. 44C
10.08.2012	90667263	TR7005-SD-OA00-PT0-P03	0030	884889	Dichiarazione a) - Istruz. 44C
20.12.2011	90608923	TR7005-SD-OA00-PT0-P03	0030	884889	Dichiarazione a) - Istruz. 44C
27.12.2010	90542160	TR7005-SD-OA00-PT0-P03	0030	884889	Dichiarazione a) - Istruz. 44C
02.12.2009	90447752	TR7005-SD-OA00-PT0-P03	0050	884889	Dichiarazione a) - Istruz. 44C
	90464840	TR7005-SD-OA00-PT0-P03	0030	884889	Dichiarazione a) - Istruz. 44C
22.12.2008	90387184	TR7005-SD-OA00-PT0-P03	0040	884889	Dichiarazione a) - Istruz. 44C
	90387167	TR7005-SD-OA00-PT0-P03	0030	884889	Dichiarazione a) - Istruz. 44C
09.11.2007	90360583	TR7005-SD-OA00-PT0-P03	0040	884889	Dichiarazione a) - Istruz. 44C
06.11.2007	90360526	TR7005-SD-OA00-PT0-P03	0030	884889	Dichiarazione a) - Istruz. 44C
12.07.2006	90221695	TR7005-SD-OA00-PT0-P03	0030	884889	Dichiarazione a) - Istruz. 44C
24.03.2006	90158771	TR7005-SD-OA00-PT0-P03	0030	884889	Dichiarazione a) - Istruz. 44C
10.08.2005	90160459	TR7005-SD-OA00-PT0-P03	0030	884889	Dichiarazione a) - Istruz. 44C
13.07.2004	90089735	TR7005-SD-OA00-PT0-P03	0010	878688	Dichiarazione a) - Istruz. 44C
15.07.2003	90023334	TR7005-SD-OA00-PT0-P03	0010	878688	Dichiarazione a) - Istruz. 44C

**Figura 3.17:** *Avvisi V1 a sistema*

L'ultimo avviso a sistema V1 n. 91607688, emesso in data 28.04.2021 (Codice Giudizio 0050) riporta:

*Ponte in muratura di mattoni costituito da cinque arcate ribassate di cui quattro impegnate dal torrente Bobore e una, lato Asti, impegnata da una strada sterrata. Distanza dalla più vicina rotaia e altezza dei parapetti:*

- *sul lato sinistro  $d = 1,46$  m  $h = 1,10$  m*
- *sul lato destro  $d = 1,46$  m  $h = 1,10$  m*

*È stato marcato il livello di guardia massimo sulla terza arcata lato destro e rilevata la profondità dell'alveo pari a circa 1,80 m in corrispondenza del rostro della seconda pila sul lato destro. Il manufatto è protetto a valle (sul lato sinistro) da due briglie, la prima di altezza modesta in calcestruzzo a ridosso delle pile, la seconda più distanziata, costituita da massi ciclopici. Nell'anno 2016 è stata posizionata una rete metallica sulla quinta arcata a protezione della strada sottostante dai possibili*

*distacchi di parti di mattone. Le volte presentano ammaloramenti della muratura dovuti all'assenza/inefficienza dell'impermeabilizzazione. Sono presenti distacchi armillari con ammaloramento dei mattoni dell'arco, in particolar modo sulla terza e quarta arcata lato sinistro. Lesioni verticali interessano il rostro della terza e della quarta pila sul lato sinistro. Cedimento e rotazione dei mattoni dello spigolo lato Torino del parapetto sinistro, alcuni mattoni dei parapetti sono distaccati e privi di legante. Detriti in alveo impediscono il corretto deflusso delle acque nell'arcata centrale. n basso, b basso, k1 alto, k2 alto, k3 alto, k4 basso. Codice di giudizio 0050.*

### **3.2.4 Interventi di manutenzione eseguiti**

L'opera è stata oggetto di consolidamento delle pile e delle spalle nel novembre del 1973 (come da elaborati illustrati al paragrafo 3.2.1) e ulteriori interventi non tracciati a livello documentale, ma ben visibili durante l'ispezione. In particolare questi interventi hanno interessato l'adeguamento dei parapetti al livello minimo di altezza, la creazione delle piazzole di rifugio e la posa di una rete elettrosaldata all'intradosso della quinta campata per evitare la caduta di materiale su strada; il termine lavori di quest'ultimo intervento, differentemente dal precedente non databile, risale al 28.10.2016 datazione riscontrabile attraverso la lettura degli avvisi V1. Nel seguito si riportano alcune immagini degli interventi riscontrati:





**Figura 3.18:** *Prolungamento rostri lato monte (1973)*



**Figura 3.19:** *Platea e trave di coronamento in c.a. (1973)*



**Figura 3.20:** *Briglia di valle (1973)*



**Figura 3.21:** *Adeguamento parapetti*





**Figura 3.22:** *Realizzazione piazzole di rifugio a sbalzo*



**Figura 3.23:** *Posa rete elettrosaldata all'intradosso della campata V (2016)*

## 3.3 Visita periodica generale

### 3.3.1 Stato della sovrastruttura ferroviaria

Come richiesto dalla Procedura DTC PSE 44 1 1 “Visite di controllo ai ponti, alle gallerie e alle altre opere d’arte dell’infrastruttura ferroviaria”[8], la visita è stata estesa al controllo dello stato del binario in corrispondenza dell’opera e delle sue adiacenze. In particolare, è stato riscontrato che:

- non sono presenti particolari difetti visivi relativi allo stato del binario, come da figura 3.24;
- i parapetti sono misti, la parte bassa è costituita in muratura di mattoni con altezza variabile da 60 a 75 cm in funzione dell’altezza del pietrisco (piano di calpestio) e la parte superiore costituita in elementi modulari metallici con altezza pari a 53 cm; entrambi sono sprovvisti di camminamento con distanza minima dal bordo interno del fungo della rotaia più vicina pari a 1,48 m. In considerazione dei limiti geometrici previsti dall’art. 6 del DPR 469/79 per la massima velocità di linea in esame (180 km/h), il ponte è percorribile a piedi solo in regime di interruzione della circolazione ferroviaria;
- relativamente ai provvedimenti di protezione per strutture metalliche collocate nella zona della linea aerea di contatto, i parapetti hanno estensione delle parti metalliche <15 metri e rientrano nel campo di applicazione dell’art. 4.3.2 della norma CEI-EN 50122-1 edizione 1998 “Applicazioni ferroviarie – Installazioni fisse –Parte 1: provvedimenti di protezione concernenti la sicurezza elettrica e la messa a terra”, applicabile fino alla data del 16/03/2013. Stante la successiva emissione della norma CEI-EN 50122-1 edizione 2012 “Applicazioni ferroviarie, tranviarie, filoviarie e metropolitane – Impianti fissi - Sicurezza elettrica, messa a terra e circuito di ritorno Parte 1: Provvedimenti di protezione contro lo

shock elettrico”, norma applicabile a tutti i lavori di rinnovo TE (Trazione Elettrica) da eseguirsi a far data dal 17 marzo 2013, si evidenzia comunque la necessità di effettuare, a cura del CUM TE (Capo Unità Manutentiva Trazione Elettrica) di giurisdizione, quale specialista di riferimento, una puntuale verifica di rispondenza al suddetto requisito normativo, al fine di adottare le azioni correttive del caso, in merito al collegamento dei parapetti al circuito di protezione TE;

- non sono state effettuate verifiche di eventuali fenomeni di degrado legati alla presenza di correnti vaganti.



**Figura 3.24:** *Stato della sovrastruttura ferroviaria (direzione Genova)*

### **3.3.2 Stato dell’opera in corrispondenza del corso d’acqua**

Il ponte, ad arco in muratura a cinque campate, consente l’attraversamento del torrente Bobore con le 4 campate lato Torino, caratterizzato da un regime esclusivamente pluviale. L’opera in particolare è stata oggetto di studio di compatibilità

idraulica, da cui è emerso che la massima portata transitabile con franco idraulico minimo è  $380 \text{ m}^3/\text{s}$ , inferiore alla portata avente tempo di ritorno pari a 10 anni e nettamente insufficiente alla piena di verifica, stimata con tempo di ritorno di 100 anni e paria a  $750 \text{ m}^3/\text{s}$ , classificando l'opera come inadeguata, ma compatibile in quanto le eventuali aree di esondazione di monte non interessano zone antropizzate.

### **3.3.3 Registrazione di dettaglio delle difettosità - Sistema D.O.M.U.S.**

Nell'ambito della visita generale, come sancito dalla DTC PSE 44 1 1 "Visite di controllo ai ponti, alle gallerie e alle altre opere d'arte dell'infrastruttura ferroviaria" [8], si è provveduto alla registrazione dei difetti secondo il sistema DOMUS, dettagliatamente illustrato nell'allegato 2 della citata istruzione. La valutazione, rilasciata attraverso il sistema di catalogazione dei difetti DOMUS, è stata considerata come un supporto per l'espressione del giudizio, definito dal codice 0050. Si riporta graficamente la ricostruzione dello stato di consistenza dell'opera per gli elementi in facciata, rispettivamente lato monte (Fig. 3.26,3.27,3.28,3.29 e 3.30) e lato valle (Fig. 3.31,3.32,3.33,3.34,3.35).

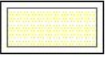
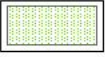
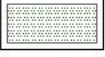
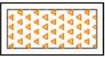



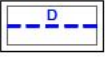
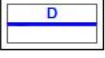
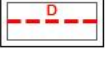





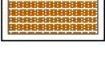

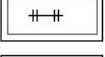

<b>LEGENDA</b>	
<b>STATO DI CONSISTENZA MANUFATTO</b>	
<b>DEGRADO CORSI DI MALTA</b>	
	LIEVE (< 5 mm)
	MEDIO (> 5 mm, < 20 mm)
	GRAVE (> 20 mm)
<b>DEGRADO LATERIZI</b>	
	LIEVE ESFOLIAZIONE SUPERFICIALE APPARENTE RIGONFIATO
	INTENSA ESFOLIAZIONE SINO A PERDITA DI UN MATTONE
	PERDITA GRAVE DI MATERIALE (PIU' DI UNA FILA DI MATTONI)
	SFALDAMENTO CORTICALE DELLA MURATURA
<b>FRATTURE</b>	
	FRATTURA CON SVILUPPO PREVALENTEMENTE LUNGO I CORSI DI MALTA (APERTURA < 1 cm) D = DISLOCAZIONE LEMBI
	FRATTURA CON SVILUPPO PREVALENTEMENTE LUNGO I CORSI DI MALTA BEANTE D = DISLOCAZIONE LEMBI
	FRATTURA CON ELEVATO INTERESSAMENTO DEI LATERIZI (APERTURA < 1 cm) D = DISLOCAZIONE LEMBI
	FRATTURA CON ELEVATO INTERESSAMENTO DEI LATERIZI BEANTE D = DISLOCAZIONE LEMBI
<b>DEGRADO GENERICO</b>	
	EFFLORESCENZA
	CONCREZIONI
	STILLICIDIO
	MACCHIA DA PERCOLAZIONE
	DEGRADO BIOLOGICO (MUSCHI, LICHENI E ALTRI ORGANISMI FUNGINEI - MACCHIE VERDI E NERE)
<b>LEGENDA</b>	
<b>INDAGINI SUL MANUFATTO</b>	
	CAROTAGGIO
	MARTINETTO PIATTO SINGOLO
	MARTINETTO PIATTO DOPPIO

Figura 3.25: Legenda per l'interpretazione dei difetti



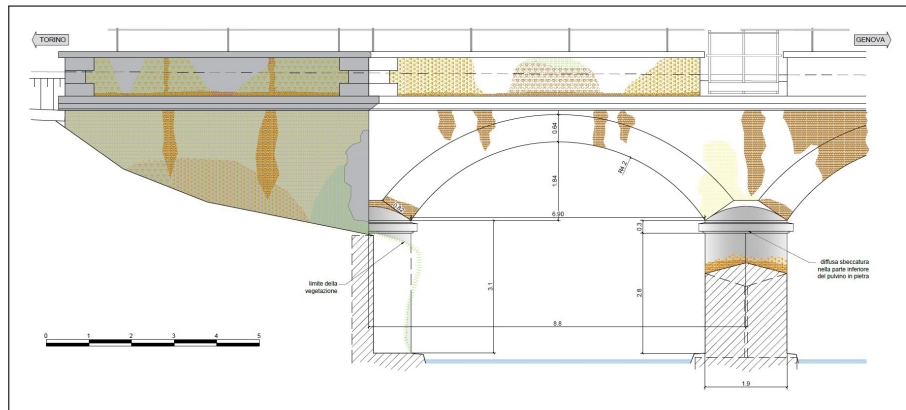


Figura 3.26: Difettosità Campata 1 lato monte

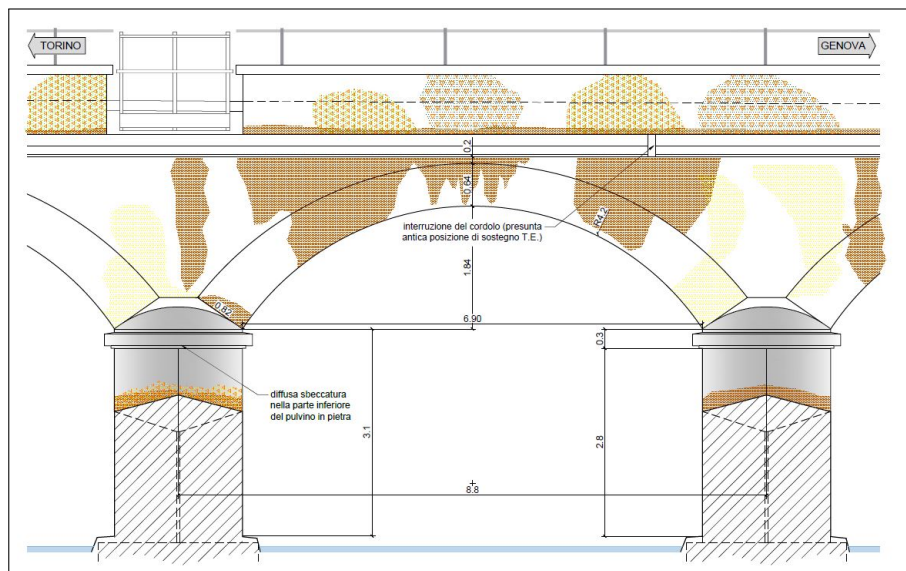


Figura 3.27: Difettosità Campata 2 lato monte



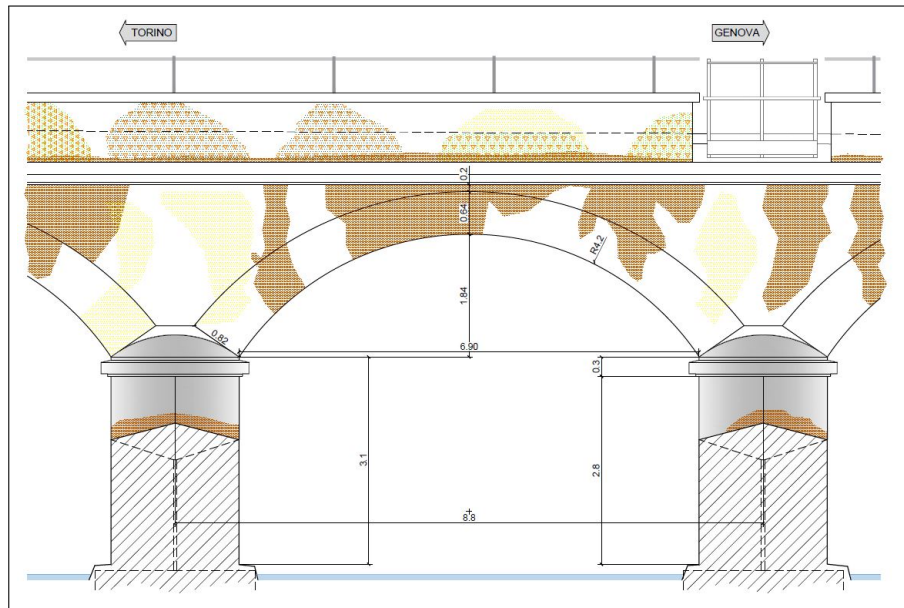


Figura 3.28: Difettosità Campata 3 lato monte

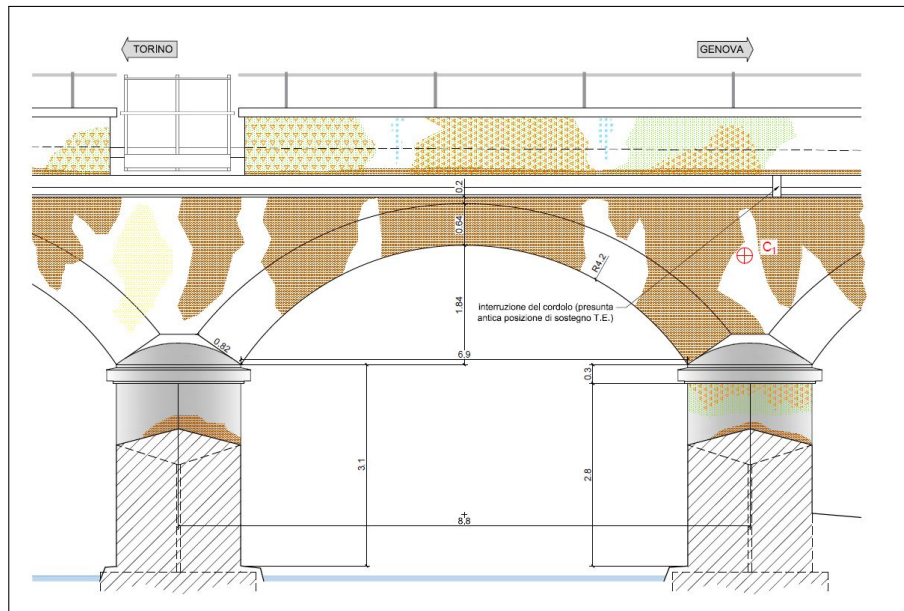
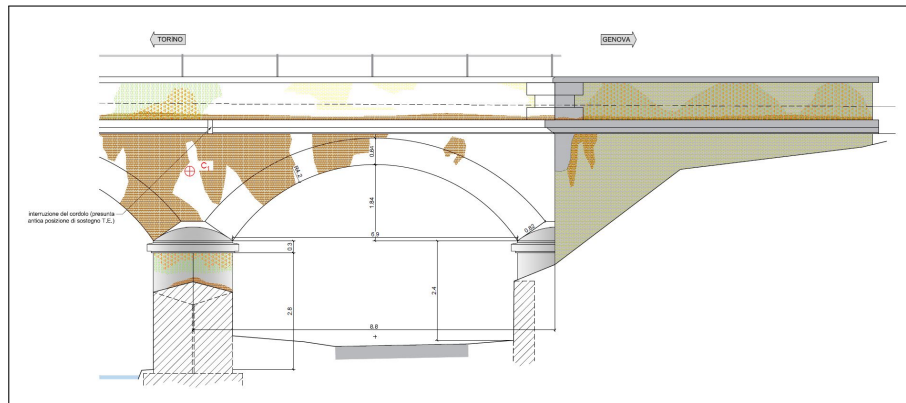
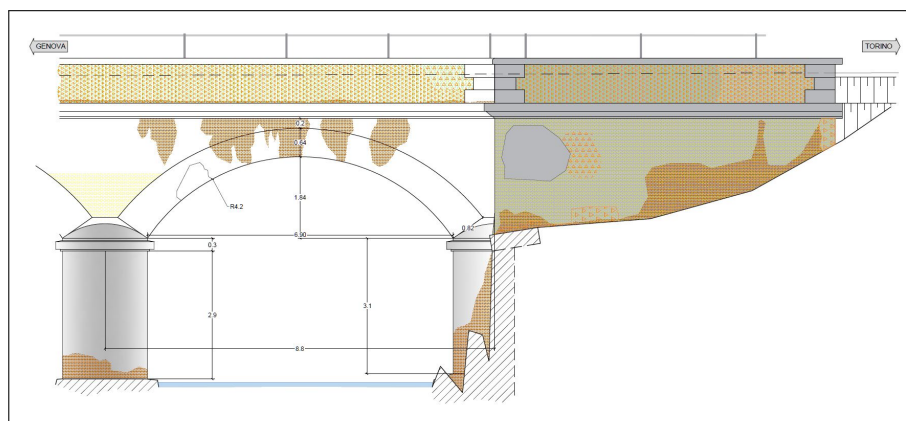


Figura 3.29: Difettosità Campata 4 lato monte



**Figura 3.30:** *Difettosità Campata 5 lato monte*



**Figura 3.31:** *Difettosità Campata 1 lato valle*

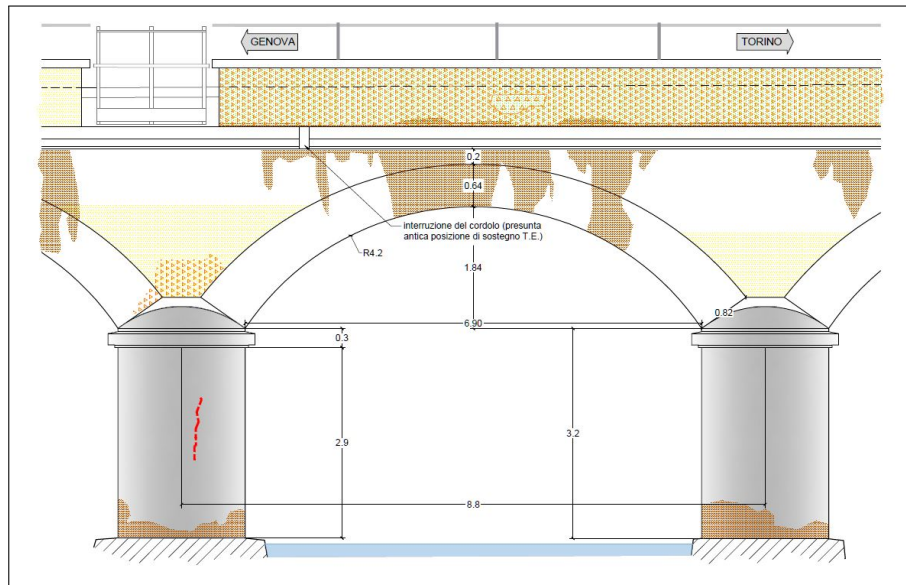


Figura 3.32: Difettosità Campata 2 lato valle

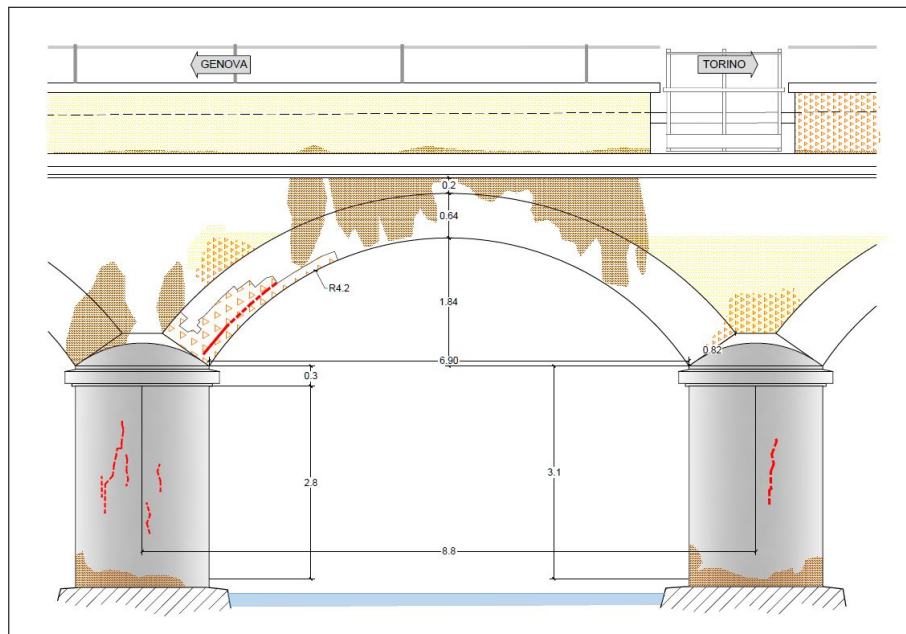


Figura 3.33: Difettosità Campata 3 lato valle

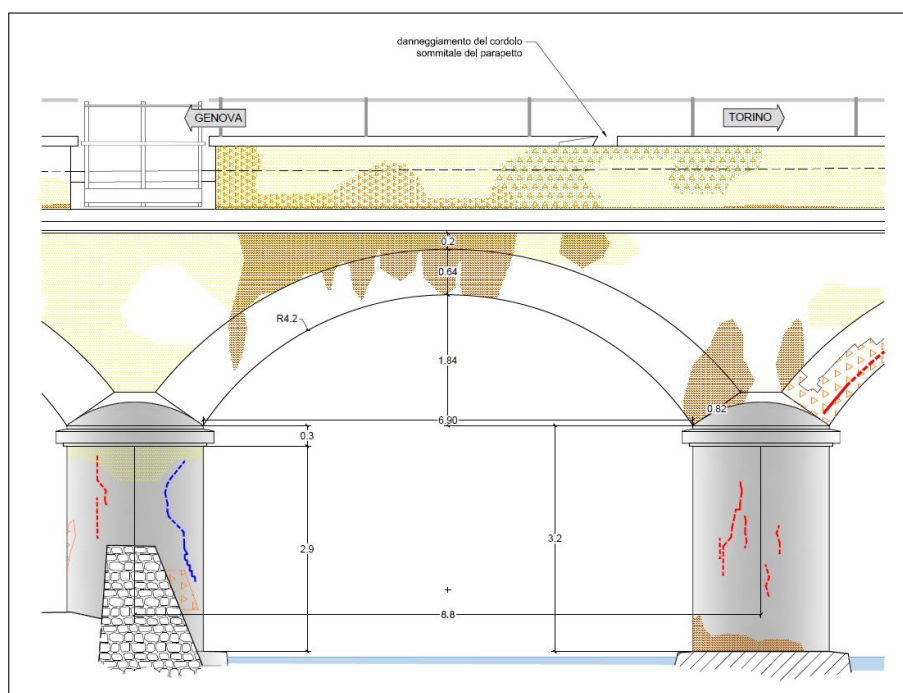


Figura 3.34: Difettosità Campata 4 lato valle

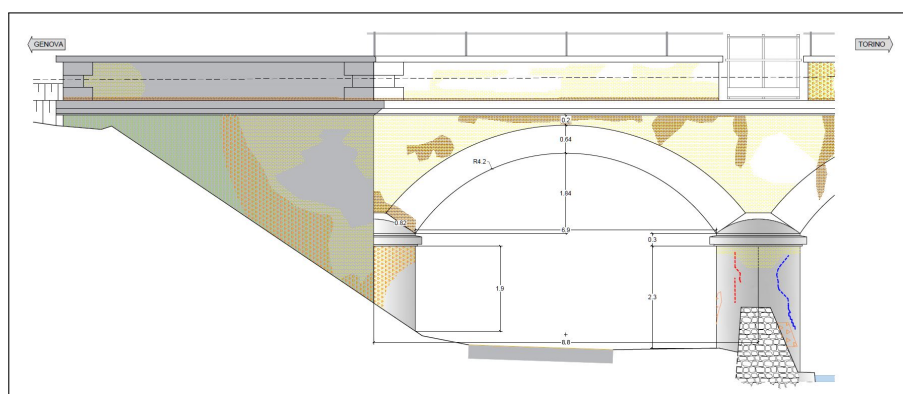


Figura 3.35: Difettosità Campata 5 lato valle

### 3.4 Indagini Strutturali

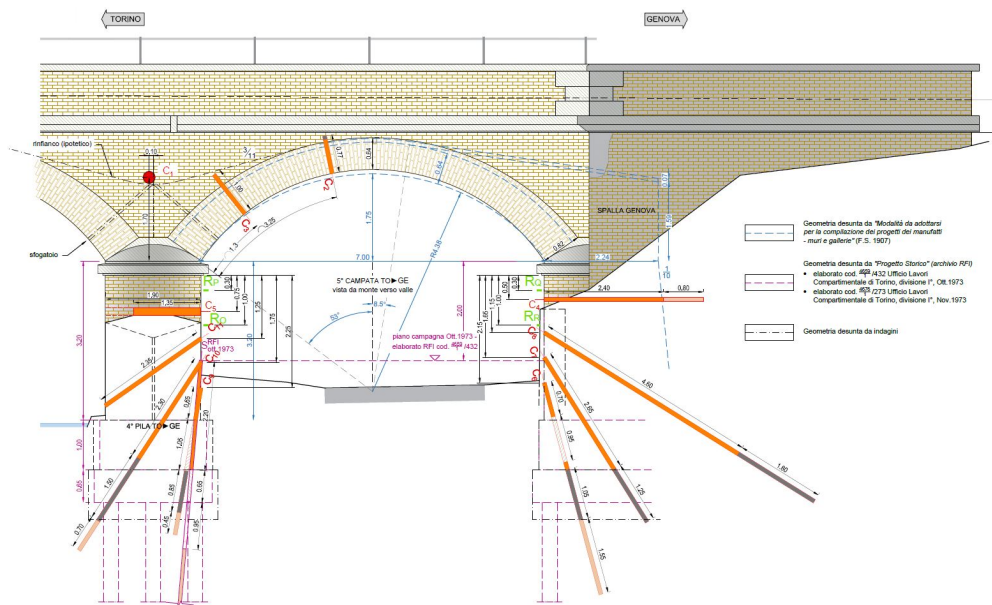
Con l'obiettivo di individuare le caratteristiche geometriche e meccaniche dell'opera, si è ritenuto necessario effettuare indagini sugli elementi strutturali e sui materiali

da costruzione. Nei seguenti paragrafi si illustrano le diverse tipologie di indagini eseguite sull'opera e i risultati ottenuti. Le indagini sono state eseguite seguendo la procedura prevista dal Manuale di Progettazione di RFI [1], riassunta al capitolo 1.2.2. del presente elaborato.

### **3.4.1 Carotaggi strutturali**

Con la finalità di indagare le caratteristiche geometriche e costruttive del manufatto oggetto di analisi sono stati realizzati 11 carotaggi a rotazione con recupero integrale; compatibilmente con le caratteristiche del manufatto e della logistica di cantiere, i medesimi sono stati realizzati secondo lo schema tipologico riportato in figura 3.36. In particolare i carotaggi hanno interessato:

- la parte basale della spalla lato Genova, ovvero la fondazione della medesima (C6, C7);
- la parte basale della pila 4 lato Genova ovvero la fondazione della medesima (C9, C10);
- la parte sommitale della spalla lato Genova (C4);
- la parte sommitale della pila 4 lato Genova (C5);
- la spalla lato Genova (C8);
- la pila 4 lato Genova (C11);
- la calotta dell'arcata (C2);
- l'arcata in corrispondenza del rene lato Torino (C3);
- il timpano di monte della pila 4 (C1).



**Figura 3.36:** Ubicazione schematica dei punti di carotaggio

I fori di carotaggio, ad eccezione di quelli realizzati in corrispondenza della fondazione della pila 4 lato Genova (C9, C10, C11), sono stati oggetto di ispezione endoscopica. Al termine delle operazioni i medesimi sono stati intasati mediante malta cementizia iniettata sino a rifiuto. La descrizione stratigrafica ottenuta dalle carote estratte ha permesso la ricostruzione della geometria del ponte, la quale risulta leggermente differente da quella riportata nel "Progetto storico" e da quella desunta tramite "Modalità da adottarsi per la compilazione dei progetti dei manufatti - muri e gallerie" del 1907 [4]. Le differenti geometrie sono rappresentate in figura 3.36. Ai fini della realizzazione del modello geometrico per la modellazione agli elementi finiti, è stata considerata come geometria quella relativa alle indagini in quanto risulta essere la più fedele alle dimensioni reali dei componenti strutturali. Laddove non è stato possibile ottenere informazioni geometriche dalle indagini, si è ritenuto opportuno considerare la geometria più cautelativa nei confronti della resistenza, così da risultare a vantaggio di sicurezza.



### 3.4.2 Prove con martinetti piatti

Le prove con martinetti piatti semiovali sono state eseguite sulla volta e sul paramento della prima arcata lato Genova (MPS1 e MPD1), sul piedritto della spalla lato Torino (MPD1) e sulla volta del paramento della terza arcata lato Genova (MS2).



**Figura 3.37:** Ubicazione delle prove con martinetti piatti

Lo scopo di tali prove è stato quello di valutare lo stato di sollecitazione attuale e i parametri meccanici della muratura, ovvero il modulo di elasticità ( $E$ ) e il valore della tensione di rottura per compressione. Le prove MPS (martinetto piatto singolo) e MPD (martinetto piatto doppio) sono state realizzate ricorrendo a misure discrete, rilevando gli spostamenti tra le basi di misura, per ogni incremento di pressione, mediante un deformometro millesimale. Per le prove con martinetto singolo sono state disposte tre coppie di basi, una in posizione centrale (L2) e le altre due (L1 e L3) a meno di un quarto della lunghezza del taglio dalle estremità. Per le prove con martinetto doppio le basi sono disposte tra i tagli con la stessa sequenza usata per i martinetti singoli, a cui se ne aggiunge un'ulteriore in direzione

orizzontale (L4). La lettura degli spostamenti fra i punti di misura viene eseguita manualmente mediante l'impiego di deformometri, mentre la lettura della pressione nel circuito idraulico tramite due manometri.

Di seguito sono elencati i risultati ottenuti durante le prove con martinetti piatti.

**MPS1:** la prova è stata eseguita all'intradosso della volta del paramento lato Genova (quinta arcata). Per riportare le 3 coppie di riferimenti nelle condizioni iniziali è stato necessario applicare una pressione di 1,0 bar, equivalente ad una **tensione media di esercizio di 89,94 kPa** ottenuta moltiplicando il valore di 1,0 bar per il coefficiente di taratura del martinetto ( $K_m = 0,915$ ) e per il rapporto ( $K_t = 0,983$ ) tra la superficie geometrica del martinetto ( $A_m = 767,89 \text{ cm}^2$ ) e l'area del taglio della muratura ( $A_t = 781,2 \text{ cm}^2$ ).

**MPD1:** la prova è stata eseguita sul paramento della quarta pila lato Genova. Per riportare le 3 coppie di riferimenti nelle condizioni iniziali è stato necessario applicare una pressione di 2,8 bar, equivalente ad una **tensione media di esercizio di 251,6 kPa** ottenuta moltiplicando il valore di 2,8 bar per il coefficiente di taratura del martinetto ( $K_m = 0,915$ ) e per il rapporto ( $K_t = 0,982$ ) tra la superficie geometrica del martinetto ( $A_m = 767,89 \text{ cm}^2$ ) e l'area del taglio della muratura ( $A_t = 781,7 \text{ cm}^2$ ). Nella stessa area di prova, ad una distanza di 55 cm dal primo martinetto, si è eseguito un secondo taglio della muratura parallelo al precedente, per l'inserimento di un secondo martinetto. Sono stati eseguiti tre cicli di carico e scarico, valutando la tensione di esercizio e la deformazione corrispondente, così da ricavare il valore del modulo elastico ed del carico di rottura. Il primo ciclo di carico ha raggiunto una pressione di 3,0 bar. Il secondo ciclo di carico ha raggiunto una pressione di 10,0 bar. Il terzo ciclo di carico ha raggiunto una pressione di 35,0 bar, equivalente ad una tensione di 3113 kPa dove le deformazioni non risultavano proporzionali al carico applicato (tensione di snervamento). Dal rapporto tra l'intervallo



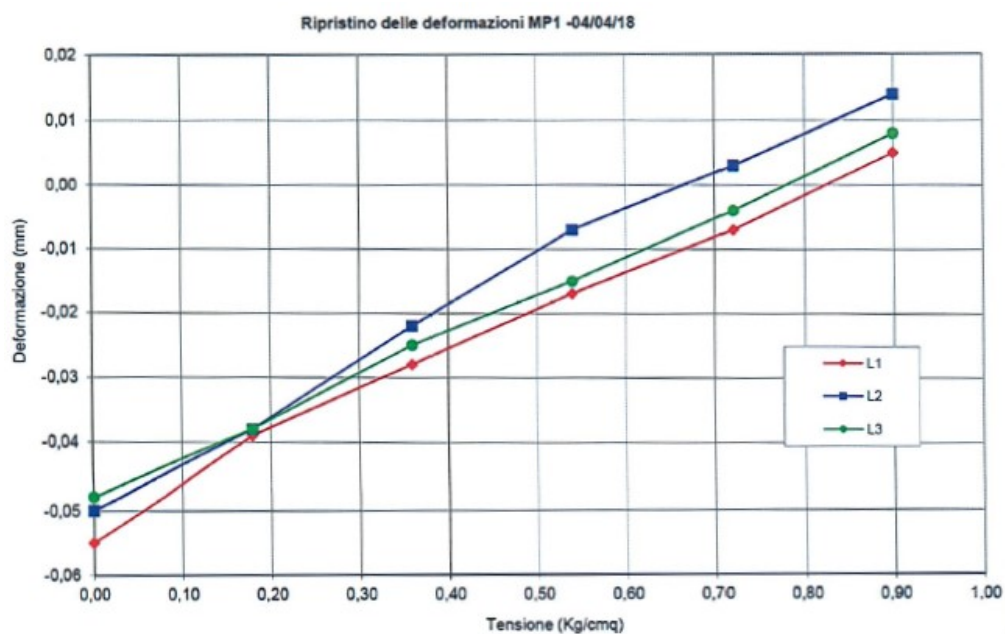
di carico e la corrispondente deformazione assiale è stato possibile ricavare il modulo di elasticità medio (E), che nel caso specifico è risultato al secondo ciclo di carico pari a 1291 MPa.

**MPD2:** la prova è stata eseguita sul paramento della spalla lato Torino. Per riportare le 3 coppie di riferimenti nelle condizioni iniziali è stato necessario applicare una pressione di 8,0 bar, equivalente ad una **tensione media di esercizio di 713,0 kPa** ottenuta moltiplicando il valore di 8,0 bar per il coefficiente di taratura del martinetto ( $K_m = 0,915$ ) e per il rapporto ( $K_t = 0,974$ ) tra la superficie geometrica del martinetto ( $A_m = 767,89 \text{ cm}^2$ ) e l'area del taglio della muratura ( $A_t = 788,2 \text{ cm}^2$ ). Nella stessa area di prova, ad una distanza di 55 cm dal primo martinetto, si è eseguito un secondo taglio della muratura parallelo al precedente, per l'inserimento di un secondo martinetto. Sono stati eseguiti tre cicli di carico e scarico, valutando la tensione di esercizio e la deformazione corrispondente, così da ricavare il valore del modulo elastico ed del carico di rottura. Il primo ciclo di carico ha raggiunto una pressione di 3,0 bar. Il secondo ciclo di carico ha raggiunto una pressione di 10,0 bar. Il terzo ciclo di carico ha raggiunto una pressione di 35,0 bar, equivalente ad una tensione di 3126 kPa dove le deformazioni non risultavano proporzionali al carico applicato (tensione di snervamento). Dal rapporto tra l'intervallo di carico e la corrispondente deformazione assiale è stato possibile ricavare il modulo di elasticità medio (E), che nel caso specifico è risultato al secondo ciclo di carico pari a 1367 MPa.

**MPS2:** la prova è stata eseguita sul paramento della terza arcata lato Genova. Per riportare le 3 coppie di riferimenti nelle condizioni iniziali è stato necessario applicare una pressione di 1,4 bar, equivalente ad una **tensione media di esercizio di 121,2 kPa** ottenuta moltiplicando il valore di 1,4 bar per il coefficiente di taratura del martinetto ( $K_m = 0,915$ ) e per il rapporto ( $K_t =$

0,983) tra la superficie geometrica del martinetto ( $A_m = 767,89 \text{ cm}^2$ ) e l'area del taglio della muratura ( $A_t = 788,2 \text{ cm}^2$ ).

Sono riportati di seguito i diagrammi *sforzo-deformazione* rappresentativi dei risultati delle **prove con martinetti piatti**.



**Figura 3.38:** Condizioni operative della muratura (MPS1)

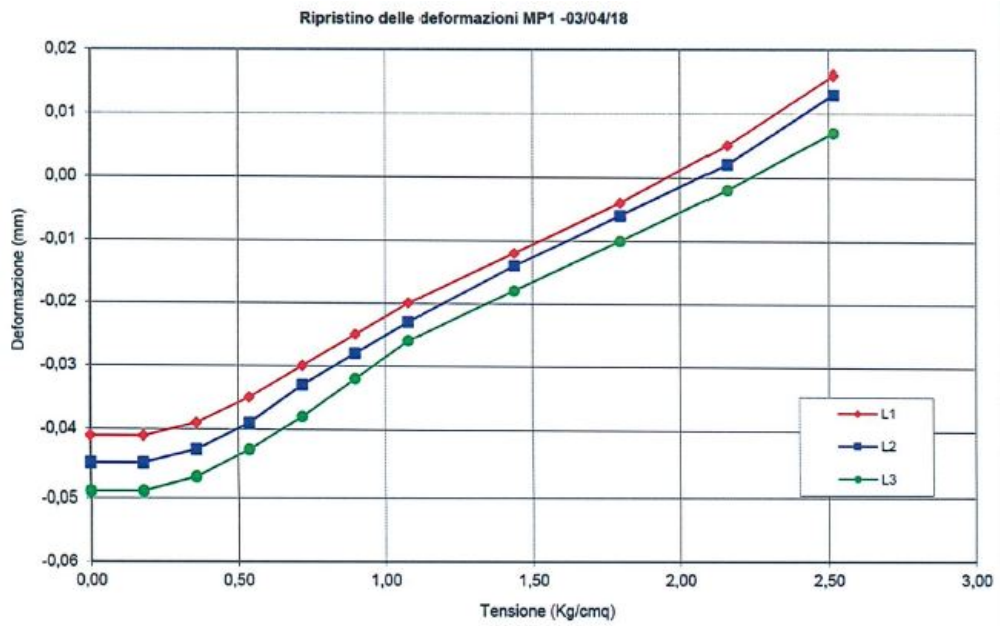


Figura 3.39: Condizioni operative della muratura (MPD1)

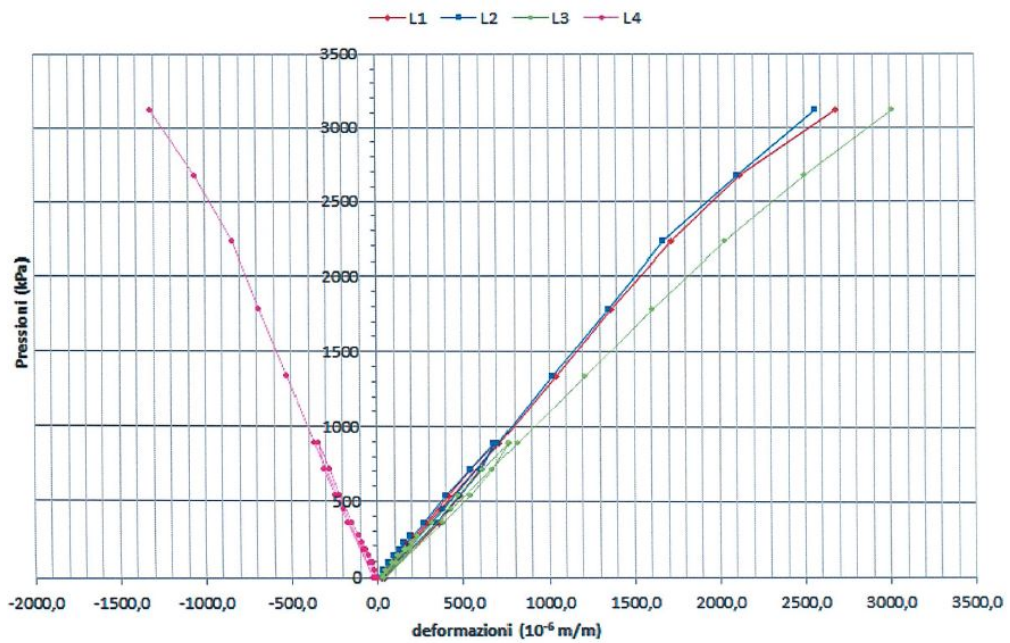


Figura 3.40: Prova di compressione su muratura (MPD1)

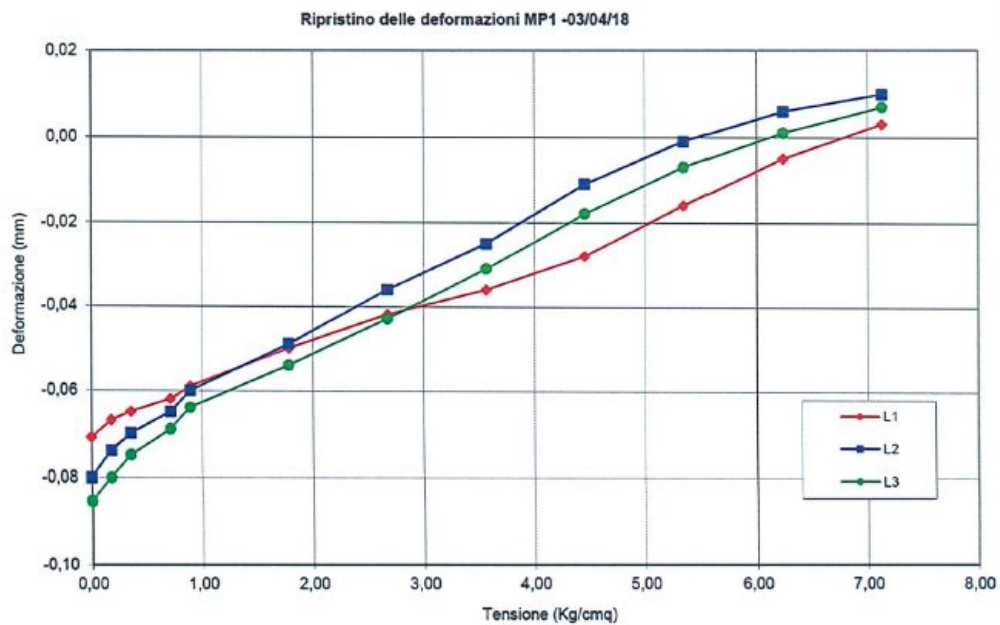


Figura 3.41: Condizioni operative della muratura (MPD2)

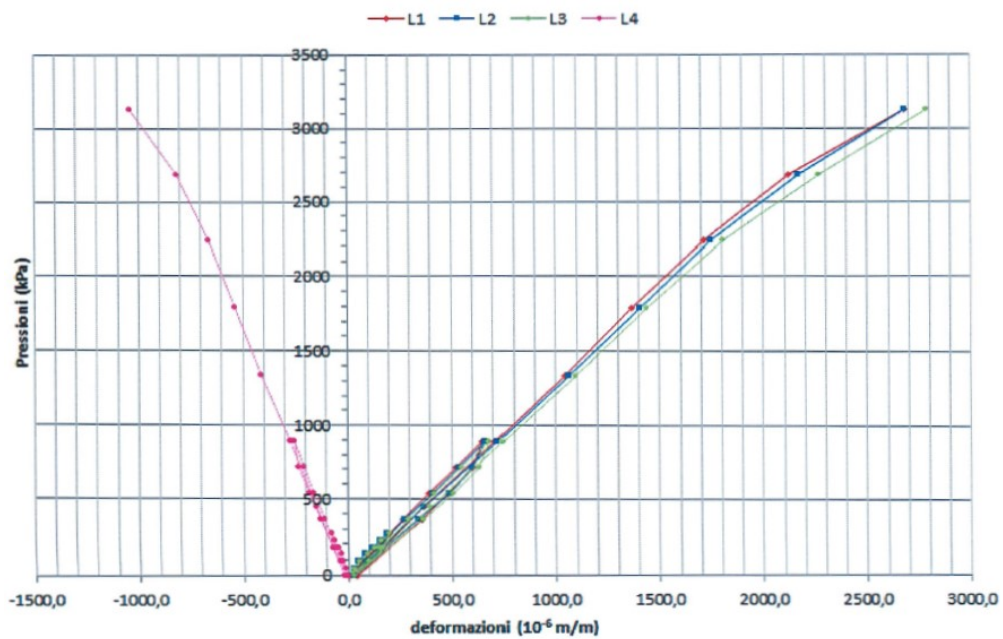


Figura 3.42: Prova di compressione su muratura (MPD2)

## 3.5 Indagini Geognostiche

E' stata eseguita una campagna di indagini geognostiche con l'obiettivo di verificare l'assetto litostratigrafico e le caratteristiche geotecniche dei materiali presenti in corrispondenza dell'opera. Le indagini eseguite sono:

- **n.2 Sondaggi a carotaggio continuo**; sono inoltre disponibili i risultati di un ulteriore carotaggio a rotazione che ha interessato la parte basale della pila 4 lato Genova, ovvero la fondazione della medesima, in una precedente campagna di indagine, risalente al 1973;
- **n.12 Prove penetrometriche dinamiche (SPT)**
- **n.1 Prova penetrometrica dinamica superpesante (DPSH)**;
- **n.1 Prova penetrometrica statica (CPT)**;
- **n.2 Indagini sismiche down-hole**
- **Prove di laboratorio** sui 4 campioni indisturbati, prelevati durante i due sondaggi a carotaggio continuo.

Si riportano di seguito la planimetria (Fig. 3.43) e la sezione litologica (Fig. 3.44) atte a rappresentare l'ubicazione dei sondaggi e delle prove penetrometriche.

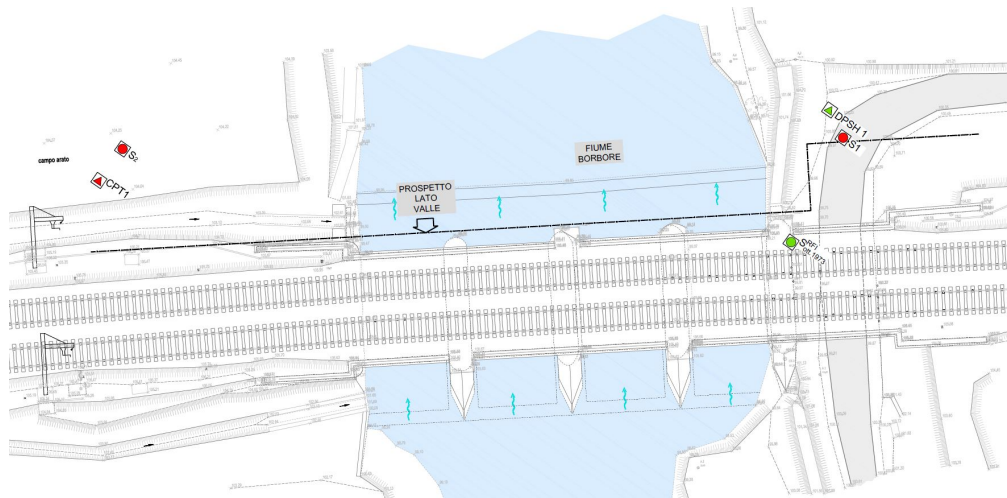


Figura 3.43: Planimetria - ubicazione indagini geognostiche

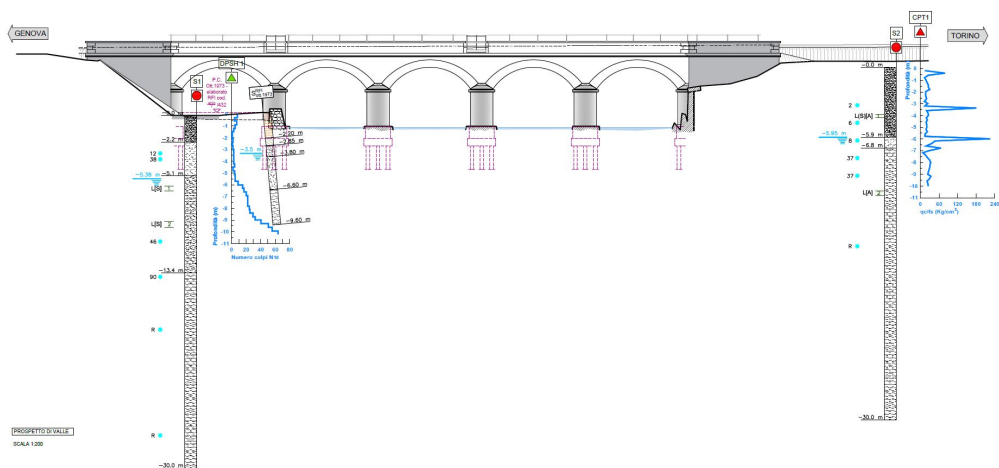


Figura 3.44: Sezione litologica - ubicazione indagini geognostiche

### 3.5.1 Sondaggi a carotaggio continuo e prove penetrometriche SPT

I sondaggi a carotaggio continuo eseguiti hanno permesso:

- la ricostruzione della composizione litostratigrafica del sito tramite la catalogazione delle carote di terra estratte, come rappresentato nelle figure 3.45,

3.46, 3.47, 3.48;

- l'esecuzione di prove SPT (Standard Penetration Test) i cui risultati vengono riportati in tabella 3.2;
- il prelievo di provini di terra indisturbati alle profondità riportate in tabella 3.3, sui quali sono state eseguite delle prove di laboratorio descritte al paragrafo 3.5.4.

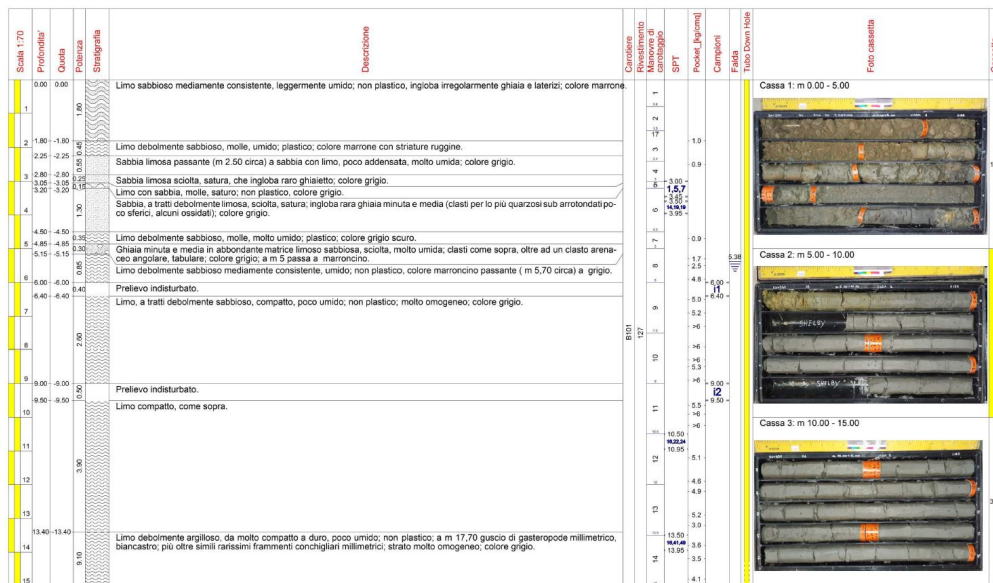


Figura 3.45: Sondaggio "S1" da 0 a 15 metri



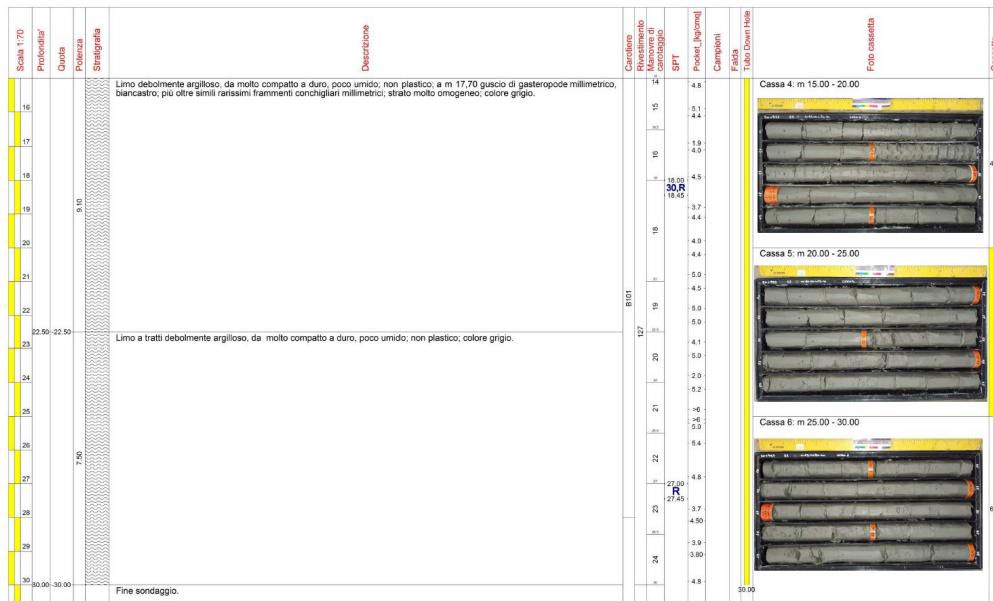


Figura 3.46: Sondaggio "S1" da 15 a 30 metri

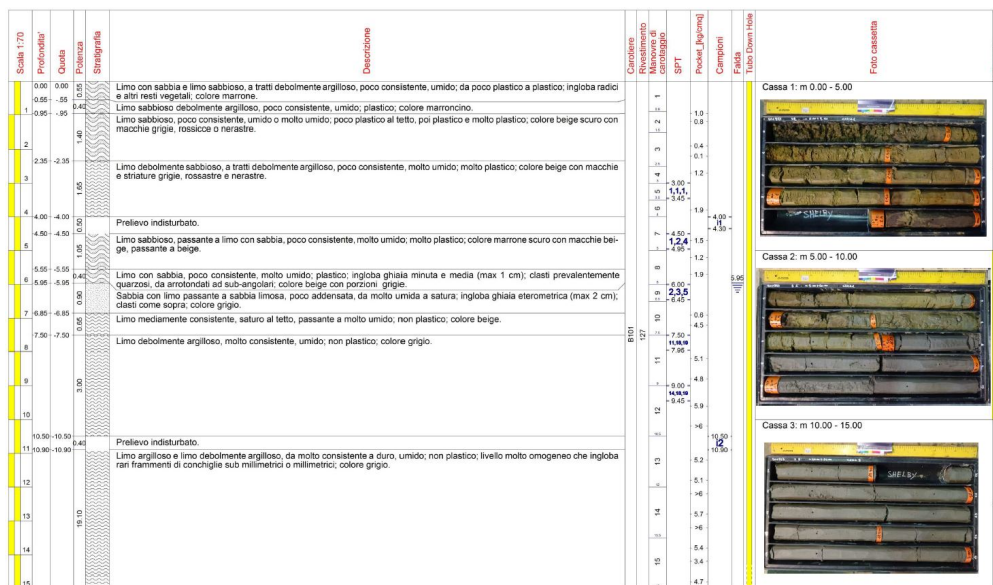


Figura 3.47: Sondaggio "S2" da 0 a 15 metri



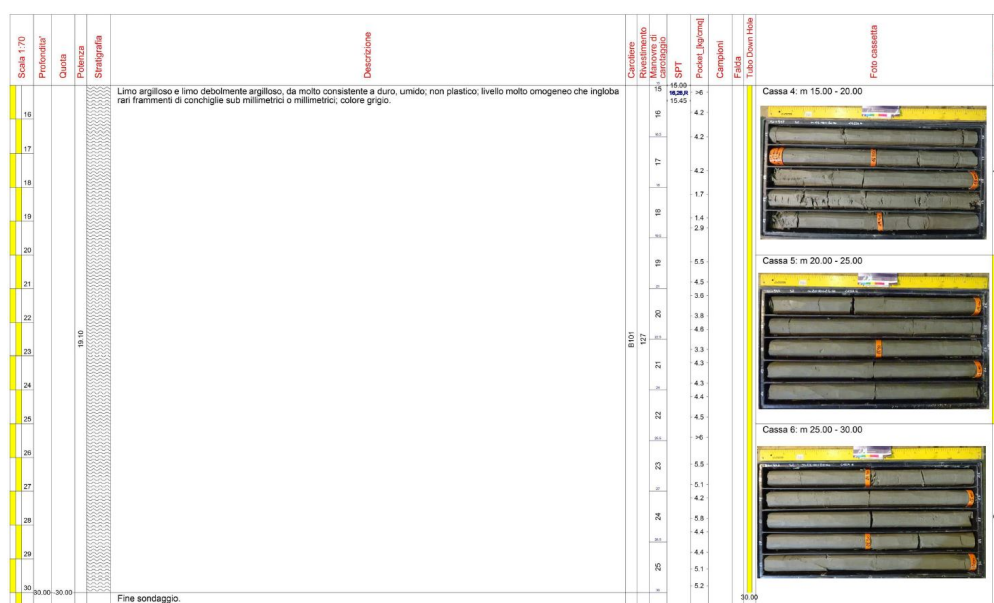


Figura 3.48: Sondaggio "S2" da 15 a 30 metri

Tabella 3.2: Risultati prove SPT

Prove SPT						
Sondaggio	Prova n.	Profondità [m]	N1	N2	N3	N_SPT
S1	SPT1	3	1	5	7	12
	SPT2	3.5	14	19	19	38
	SPT3	10.5	16	22	24	46
	SPT4	13.5	16	41	49	90
	SPT5	18	30	R	-	R
	SPT6	27	R	-	-	R
S2	SPT1	3	1	1	1	2
	SPT2	4.5	1	2	4	6
	SPT3	6	2	3	5	8
	SPT4	7.5	11	18	19	37
	SPT5	9	14	18	19	37
	SPT6	15	16	26	R	R

**Tabella 3.3:** Prelievo di campioni indisturbati

Prelievo campioni indisturbati			
Sondaggio	Da:	a:	Campione n.
S1	6 m	6.4 m	1
	9 m	9.5 m	2
S2	4 m	4.3 m	1
	10.5 m	10.9 m	2

### 3.5.2 Prove penetrometriche CPT e DPSH

Le prove penetrometriche sono state eseguite con lo scopo di verificare l'assetto litostratigrafico e le caratteristiche geotecniche dei materiali presenti in corrispondenza del ponte oggetto di analisi. L'ubicazione delle prove è stata riportata in figura 3.43, di seguito si riportano i risultati ottenuti dalle prove CPT e DPSH. Per la prova CPT vengono illustrati i diagrammi di resistenza all'avanzamento per la punta conica ( $q_c$ ) e per attrito laterale ( $f_s$ ).

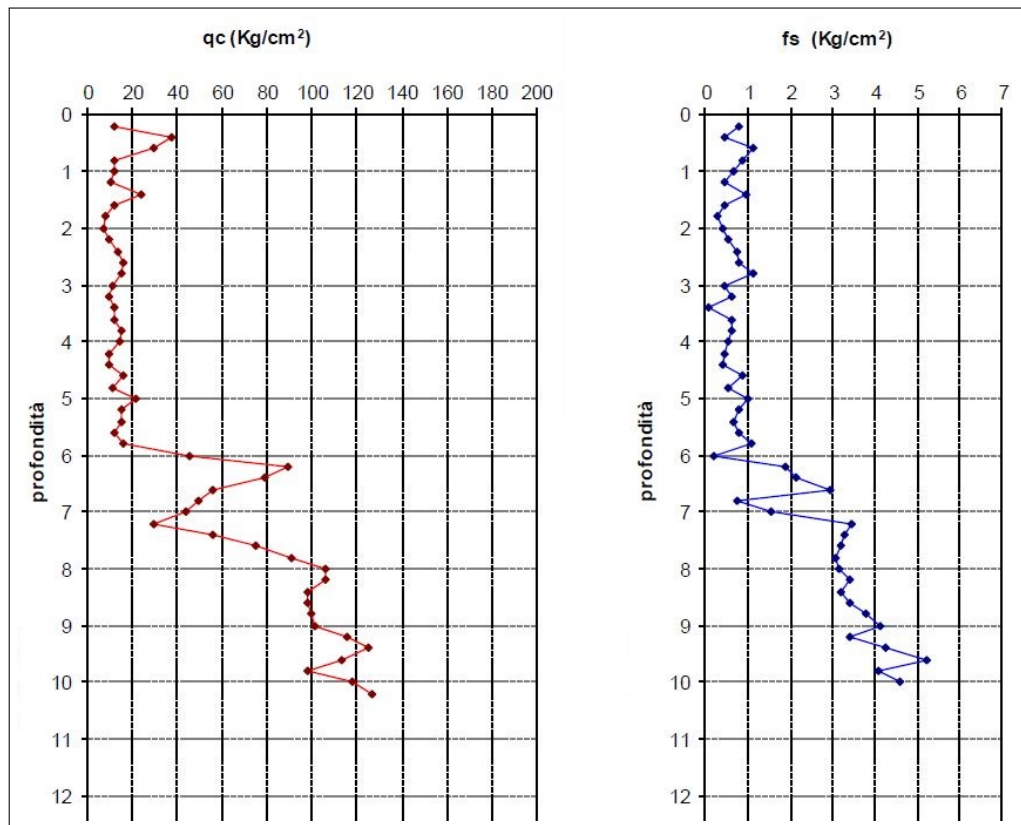
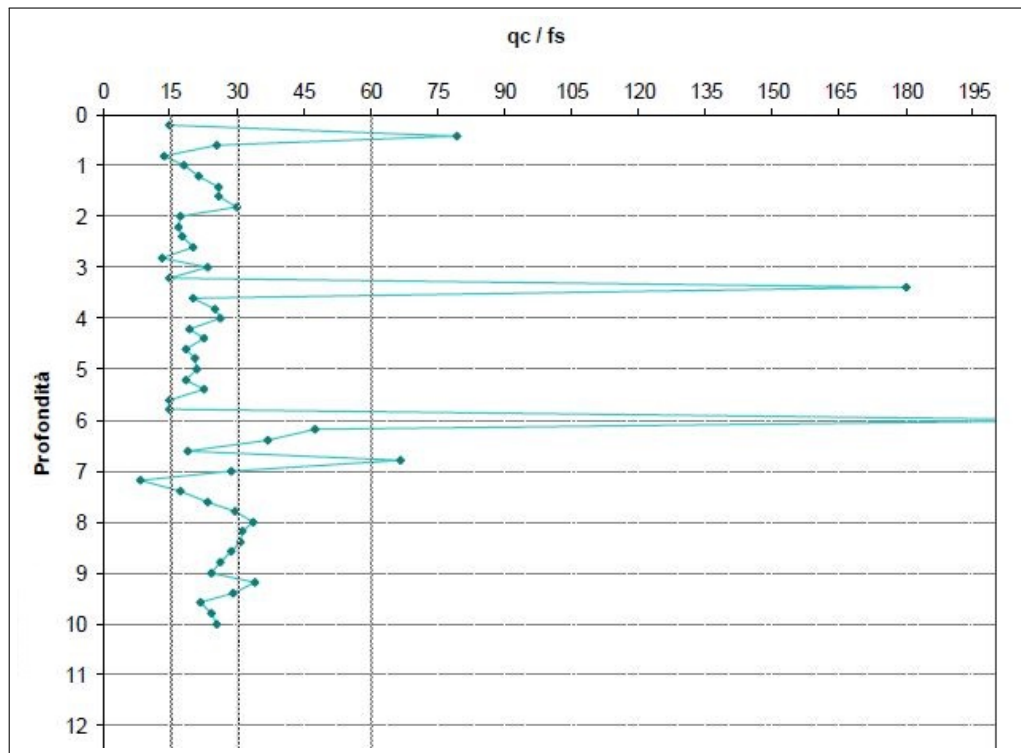


Figura 3.49: Diagrammi di resistenza



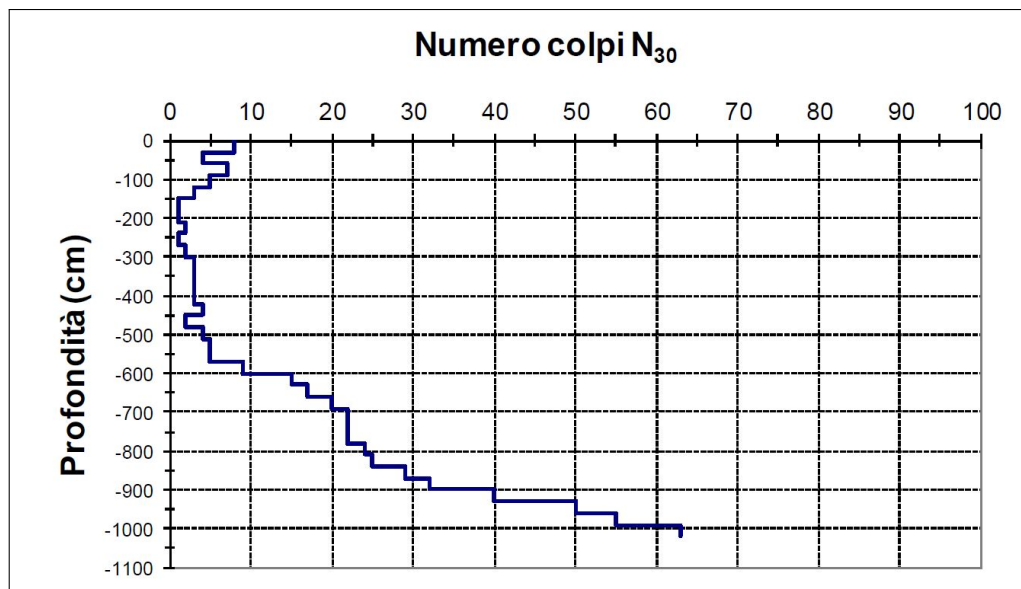
**Figura 3.50:** *Diagramma rapporto resistenze ( $q_c/f_s$ )*

Il diagramma riportato in figura 3.50, rappresenta i valori derivanti dal rapporto tra le due resistenze ( $q_c/f_s$ ). Un'interpretazione di tali valori è fornita nella tabella seguente (Tab. 3.4), la quale permette di definire la stratigrafia del sottosuolo. Si denota infatti come la composizione litostratigrafica individuata dai carotaggi trova conferma anche nell'interpretazione della prova CPT, la quale fornisce infatti una stratigrafia composta maggiormente da: limi argillosi, limi sabbiosi e strati poco spessi di sabbie scarsamente addensate.

**Tabella 3.4:** Interpretazione risultati prova CPT

qc/fs	Interpretazione
0 - 15	Torbe - Argille organiche
15 - 30	Limi - Argille
30 - 60	Limi sabbiosi - Sabbie limose
60 - 200	Sabbie - Sabbie e ghiaie

Per la prova DPSH eseguita nei pressi del sondaggio "S1", viene di seguito diagrammato il numero di colpi della massa battente in funzione della profondità. Tali risultati sono stati correlati ai valori delle prove SPT, insieme ai quali è stato possibile ricavare alcuni parametri meccanici delle terre costituenti il sottosuolo come descritto successivamente al paragrafo 3.7.

**Figura 3.51:** Diagramma numero di colpi - Prova DPSH

### 3.5.3 Prospezione sismica in foro

Il presente paragrafo illustra e descrive le misure sismiche di tipo "Down-Hole" eseguite in corrispondenza delle spalle, destra e sinistra, del ponte. L'indagine ha

il compito di calcolare il parametro  $V_{S,eq}$  al fine di fornire una caratterizzazione sismica del suolo di fondazione dell'opera. I dati raccolti sono stati organizzati e presentati come un sismogramma complessivo definito dall'ampiezza dei segnali sismici in dominio di tempo; sullo stesso sismogramma è stato effettuato il picking dei primi arrivi delle onde di taglio e di compressione per il calcolo della velocità di intervallo e per il calcolo della velocità equivalente ( $V_{S,eq}$ ), necessaria alla definizione della classe sismica di sito secondo il Decreto Ministeriale 17/01/2018 [10]. Alla luce del DM 17/01/2018 e della nuova zonizzazione sismica della Regione Piemonte, decretata dalla D.G.R. n. 4-3084 del 12.12.2011 e successive integrazioni, il Comune di Asti rientra in Zona Sismica 4. La velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio  $V_{S,eq}$  (in m/s) viene calcolata mediante l'espressione:

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{S,i}}}$$

dove  $h_i$  e  $V_i$  indicano rispettivamente lo spessore (in m) e la velocità (in m/s) delle onde di taglio (per deformazioni di taglio  $\gamma < 10^{-6}$ ) dello strato  $i$ -esimo, per un totale di  $N$  strati presenti tra il piano campagna ed il substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da  $V_S$  non inferiore a 800 m/s. Per depositi con profondità  $H$  del substrato superiore a 30 metri, la velocità equivalente delle onde di taglio  $V_{S,eq}$  è definita dal parametro  $V_{S,30}$ , ottenuto ponendo  $H=30$  m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

**Tabella 3.5:** Classificazione del tipo di suolo secondo la vigente normativa sismica italiana

TIPO DI TERRENO	PROFILO STRATIGRAFICO	VS,eq [m/s]
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.	> 800
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.	< 800 > 360
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, 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.	< 360 > 180
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 a 180 m/s.	< 180 > 100
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C e D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.	

Le suddette classi di suolo consentono il calcolo semplificato delle azioni sismiche secondo le indicazioni fornite al capitolo 3.2.3 delle NTC 2018 [10]. Si riportano di seguito i sismogrammi delle onde sismiche P ed S (Fig. 3.52) e il profilo di velocità

delle onde di taglio (3.53), relativi alla prova Down-Hole eseguita in corrispondenza della spalla destra del ponte.

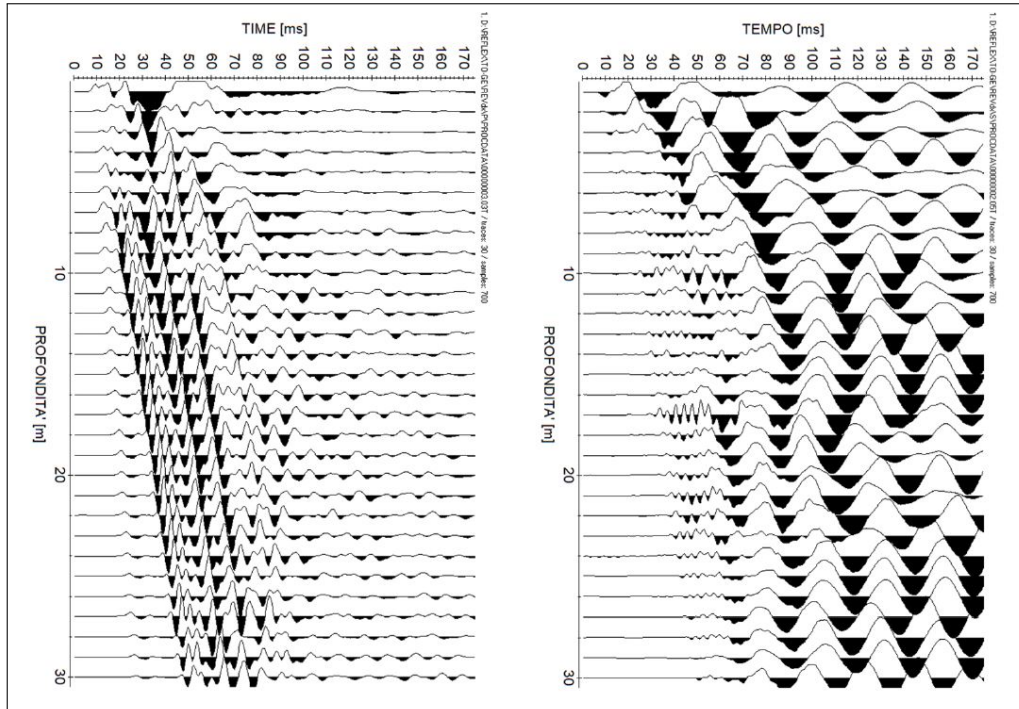
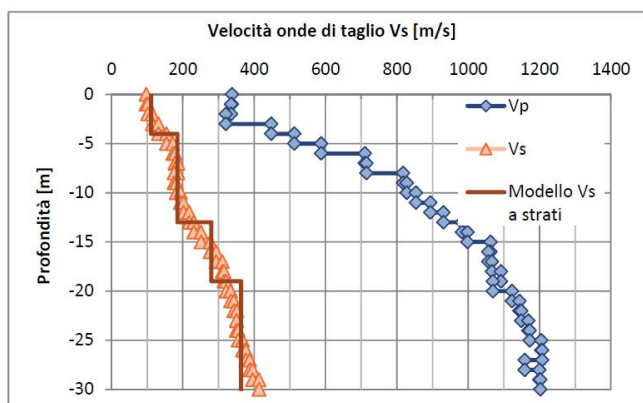


Figura 3.52: Sismogrammi onde sismiche P ed S



MODELLO Vs A STRATI			
Strato	Profondità [m]		Vs [m/s]
	da	a	
1	0	-4	111
2	-4	-13	185
3	-13	-19	280
4	-19	-30	363

Figura 3.53: Profilo di velocità delle onde di taglio



L'analisi del profilo stratigrafico riportato, evidenzia un assetto sismo - stratigrafico descritto nella tabella seguente.

**Tabella 3.6:** Assetto sismo-stratigrafico emerso dalla prova MASW (spalla destra)

Livello	Profondità [m da p.c.]	Descrizione	Velocità $V_s$ [m/s]
1	0 ÷ 4	Livello superficiale costituito da depositi sciolti	110
2	4 ÷ 30	Secondo sismostrato esteso oltre la massima profondità di indagine, costituito da depositi da scarsamente a mediamente addensati	190 ÷ 360

Il valore di  $V_{S,30}$  calcolato al piano campagna è pari a 220 m/s. E' pertanto possibile definire il contesto geotecnico esaminato come suolo di **classe sismica "C"**.

Si riportano di seguito i sismogrammi delle onde sismiche P ed S (Fig. 3.54) e il profilo di velocità delle onde di taglio (3.55), relativi alla prova Down-Hole eseguita in corrispondenza della **spalla sinistra** del ponte.

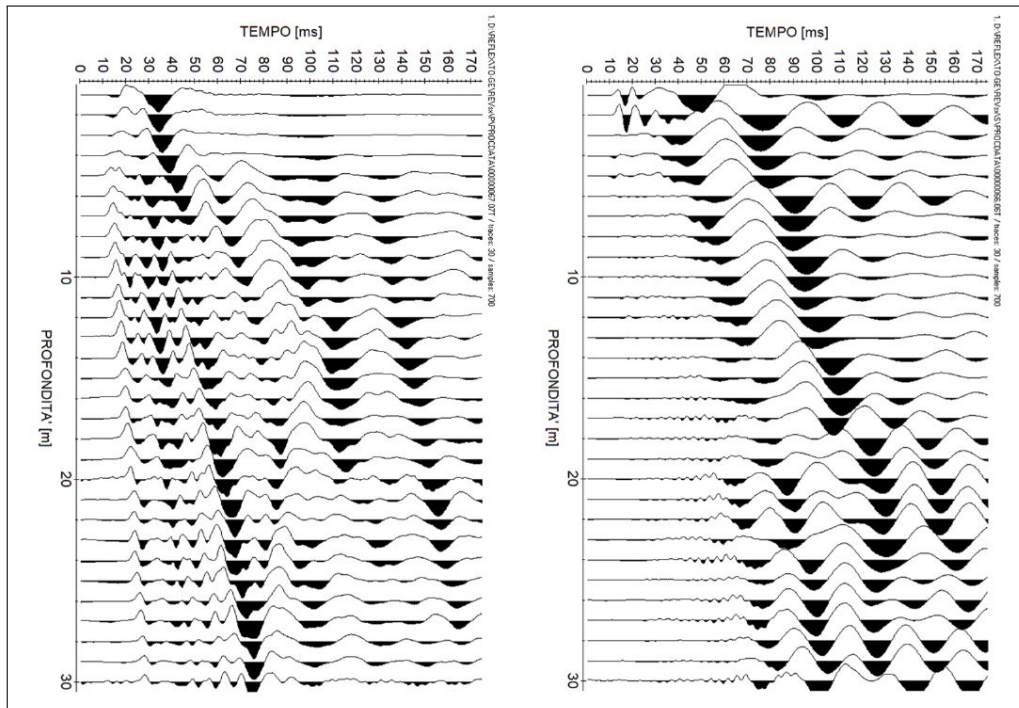


Figura 3.54: Sismogrammi onde sismiche P ed S

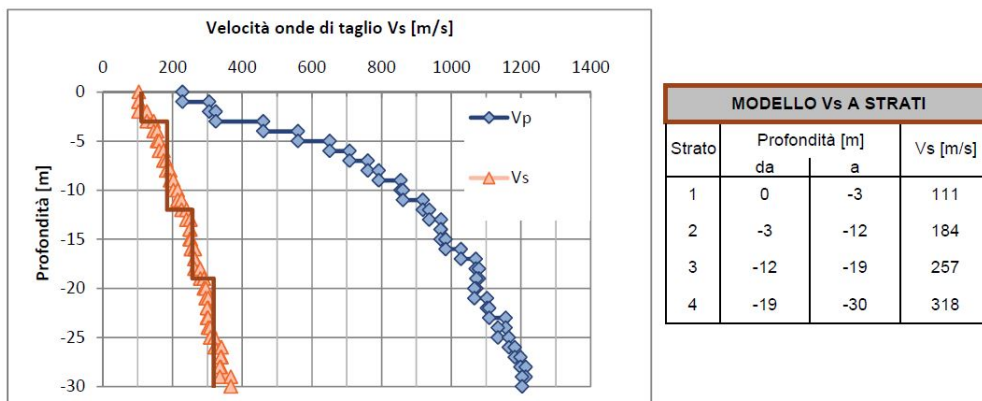


Figura 3.55: Profilo di velocità delle onde di taglio

L'analisi del profilo stratigrafico riportato, evidenzia un assetto sismo-stratigrafico descritto nella tabella seguente.

**Tabella 3.7:** Assetto sismo-stratigrafico emerso dalla prova MASW (spalla sinistra)

Livello	Profondità [m da p.c.]	Descrizione	Velocità $V_s$ [m/s]
1	0 ÷ 3	Livello superficiale costituito da depositi sciolti	110
2	3 ÷ 30	Secondo sismostrato esteso oltre la massima profondità di indagine, costituito da depositi da scarsamente a mediamente addensati	180 ÷ 320

Il valore di  $V_{S,30}$  calcolato al piano campagna è pari a 216 m/s. E' pertanto possibile definire il contesto geotecnico esaminato come suolo di **classe sismica "C"**.

### 3.5.4 Prove di laboratorio

Le prove geotecniche di laboratorio sono state eseguite per i 4 campioni indisturbati prelevati durante i due sondaggi a carotaggio continuo. Su ogni campione sono state eseguite le seguenti prove:

- analisi granulometrica per setacciatura e sedimentazione;
- determinazione dei limiti di Atterberg;
- prova di taglio diretto con apparecchio di Casagrande;
- prova di compressione triassiale consolidata non drenata.

Di seguito vengono rappresentate le tabelle riassuntive dei risultati ottenuti dalle prove di laboratorio succitate.

**Tabella 3.8:** Tabella riassuntiva analisi granulometrica

Sondaggio	Profondità [m]	Nome AGI terreno	Analisi Granulometrica		
			Sabbia [%]	Limo [%]	Argilla [%]
S1	6 - 6,40	Limo debolmente sabbioso	7,7	89,2	3,1
	9 - 9,50	Limo debolmente sabbioso	7,5	91,0	1,5
S2	4 - 4,50	Limo argilloso debolmente sabbioso	9,8	68,5	21,4
	10,50 - 10,90	Limo sabbioso	13,2	84,4	2,4

**Tabella 3.9:** Tabella riassuntiva limiti di Atterberg

Sondaggio	Profondità [m]	Nome AGI terreno	Limiti di Atterberg		
			wl [%]	wp [%]	IP [%]
S1	6 - 6,40	Limo debolmente sabbioso	28,7	25,05	3,65
	9 - 9,50	Limo debolmente sabbioso	31,0	27,55	3,45
S2	4 - 4,50	Limo argilloso debolmente sabbioso	39,7	17,39	22,31
	10,50 - 10,90	Limo sabbioso	30,4	25,52	4,88

**Tabella 3.10:** Tabella riassuntiva caratteristiche fisiche

Sondaggio	Profondità [m]	Nome AGI terreno	Caratteristiche fisiche		
			w [%]	Pv [kN/m <sup>3</sup> ]	Gs [kN/m <sup>3</sup> ]
S1	6 - 6,4	Limo debolmente sabbioso	23,7	20,47	2,70
	9 - 9,5	Limo debolmente sabbioso	24,6	20,24	2,51
S2	4 - 4,5	Limo argilloso debolmente sabbioso	30,2	19,09	2,62
	10,5 - 10,9	Limo sabbioso	25,8	20,43	2,51

**Tabella 3.11:** Tabella riassuntiva prova di taglio diretto e compressione triassiale

Sondaggio	Profondità [m]	Nome AGI terreno	Taglio diretto		Triassiale CiU	
			$\varphi'$ [°]	$c'$ [kPa]	$\varphi'$ [°]	$c'$ [kPa]
S1	6 - 6,40	Limo debolmente sabbioso	30,5	6,9	-	-
	9 - 9,50	Limo debolmente sabbioso	-	-	-	-
S2	4 - 4,50	Limo argilloso debolmente sabbioso	-	-	16,1	41,1
	10,50 - 10,90	Limo sabbioso	29,2	25,0	-	-

Dalla tabella 3.11 si nota come non è stato possibile eseguire la prova di taglio diretto nè quella di compressione triassiale sul secondo campione del sondaggio "S1", poichè all'apertura della fustella il campione è risultato secco e non lavorabile. I valori dei parametri fisici e meccanici ottenuti dalle analisi di laboratorio e dalle

prove in sito, hanno permesso una caratterizzazione del sottosuolo necessaria alla realizzazione di un modello FEM che tenesse conto dell'interazione terreno-struttura. Tutte le valutazioni del caso sono affrontate al capitolo 4.

## **3.6 Caratterizzazione geometrica e meccanica dell'opera**

L'opera oggetto di analisi è un ponte ad arco in muratura pluricampata, tipologia strutturale caratteristica dell'epoca di costruzione della linea, per la quale risulta spesso complicato risalire alla geometria effettiva dei principali elementi strutturali nella loro interezza, pur disponendo degli elaborati grafici progettuali. Come introdotto al paragrafo 3.4.1., la geometria adottata per la modellazione FEM del ponte risulta essere desunta dalle indagini strutturali oppure da considerazioni strutturali a vantaggio di sicurezza in termini di resistenza globale. Lo stesso ragionamento è stato adottato per le caratteristiche meccaniche, le quali sono state desunte dalle prove eseguite in sito sui componenti strutturali e dalla normativa vigente in merito alle costruzioni esistenti, capitolo 8.5.3 della Circolare N. 7 del 21 Gennaio 2019 "Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018." [5]. Le caratteristiche geometriche e meccaniche degli elementi che compongono l'opera vengono descritte nei seguenti paragrafi.

### **3.6.1 Elementi orizzontali**

Gli **elementi orizzontali strutturali** che costituiscono, insieme agli elementi verticali, la struttura portante di un ponte ad arco in muratura sono i seguenti:

- **Volta:** superficie di intradosso degli archi in muratura o in calcestruzzo. Rappresenta l'elemento strutturale portante in grado di trasferire i carichi permanenti e variabili agli elementi verticali (pile e spalle).
- **Arco:** superficie della volta visibile dal prospetto sinistro e dal prospetto destro dell'opera.
- **Timpano:** muro frontale ad altezza variabile sovrastante l'arco che delimita il ponte nel senso trasversale. I due timpani sono distinti come timpano destro e timpano sinistro, individuati una volta fissato il verso di percorrenza dell'impalcato.

Gli **elementi orizzontali non strutturali** sono:

- **Parapetto:** elemento di protezione posto lateralmente ai camminamenti o marciapiedi e serve ad evitare la caduta nel vuoto di persone o oggetti.
- **Cordolo:** elemento molto versatile utilizzato nel completamento delle costruzioni e viene utilizzato come ferma getti degli impalcati da ponte.
- **Piazzola di rifugio:** piazzole presenti a lato dell'impalcato e necessarie al ricovero del personale tecnico che percorre il marciapiede e/o camminamento.

L'elemento "**Timpano**" è stato indagato attraverso il carotaggio "C1" (come riportato al paragrafo 3.4.1). La carota estratta, essendo stata eseguita ad una distanza ridotta dal piano d'imposta, non presenta alcuna variazione netta in termini di materiale. Da ciò si è dedotto che il carotaggio fosse stato eseguito in prossimità della zona di rinfianco, rendendo di fatto impossibile la determinazione dello spessore del timpano. Pertanto è stato necessario ricorrere agli abaci progettuali (Fig.3.56) contenuti nel manuale "Modalità da adottarsi per la compilazione dei progetti dei manufatti - muri e gallerie" [4], dai quali si è evinto uno spessore del timpano pari

a **0,90 metri**, ottenuto considerando la luce delle campate pari a 7,00 metri e un grado di ribassamento di circa 1/4 (come riportato all'inizio del capitolo).

Luce	s''	c (valore minimo)	u					b			
			Archi a tutto sesto	Archi ribassati ad:				Archi a tutto sesto	Archi ribassati ad:		
				$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{5}$	$\frac{1}{6}$ , $\frac{1}{8}$ ed $\frac{1}{10}$		$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{4}$ ed $\frac{1}{5}$	$\frac{1}{6}$ , $\frac{1}{8}$ ed $\frac{1}{10}$
m.	m.	m.					m.	m.	m.		
1.00	0.05	0.10	18°	18°	18°	18°	17°	0.70	0.70	0.70	
1.50	0.05	0.10	18°	16°30'	15°	14°	14°	0.70	0.70	0.70	
2.00	0.05	0.10	18°	15°	13°	12°	12°	0.70	0.70	0.70	
2.50	0.05	0.10	18°	14°	12°	11°	11°	0.70	0.70	0.70	
3.00	0.05	0.15	18°	13°	11°	10°	10°	0.70	0.70	0.70	
3.50	0.06	0.15	18°	12°30'	10°30'	9°30'	9°30'	0.80	0.80	0.70	
4.00	0.06	0.15	18°	12°	10°	9°	9°	0.80	0.80	0.80	
5.00	0.06	0.20	18°	11°30'	9°30'	8°30'	8°30'	0.90	0.80	0.80	
6.00	0.07	0.20	18°	11°	9°	8°	8°	0.90	0.80	0.80	
7.00	0.07	0.20	18°	11°	8°30'	8°	7°30'	1.00	0.90	0.80	
8.00	0.08	0.25	18°	10°30'	8°30'	7°30'	7°30'	1.00	0.90	0.80	
9.00	0.08	0.25	18°	10°30'	8°30'	7°30'	7°30'	1.00	0.90	0.80	
10.00	0.10	0.25	18°	10°30'	8°	7°30'	7°	1.00	1.00	0.90	
12.00	0.10	0.25	18°	10°30'	8°	7°	7°	1.10	1.00	0.90	
15.00	0.10	0.25	18°	10°30'	8°	7°	7°	1.20	1.00	0.90	

Figura 3.56: Tabella per la determinazione dello spessore del timpano

L' "Arco" e la "Volta" risultano a sezione variabile, con uno spessore in chiave pari a **0,64 metri**, e uno spessore al piano d'imposta di **0,82 metri**. Dal carotaggio "C3" si evince invece la presenza di materiale grigio dopo circa 1 metro di perforazione. Tale informazione ha permesso di ricostruire il profilo della cappa di impermeabilizzazione, la quale funge anche da superficie di separazione tra "Rinfianco" e "Riempimento", i quali presentano caratteristiche meccaniche differenti, il primo decisamente migliore del secondo, definite al paragrafo 6.3.6. Il "Rinfianco" è costituito dalla porzione di muratura posta all'estradosso di volte e archi, in corrispondenza delle reni, con l'obbiettivo di rinforzarne i punti più deboli. E' costituito, in genere, da un conglomerato con discrete caratteristiche meccaniche, inferiori rispetto a quelle della muratura delle arcate, e di peso maggiore rispetto a quello della volta. Il rinfianco, aumentando la massa e, dunque, il peso, in tali zone critiche ne aumenta il carico verticale, stabilizzando il funzionamento della struttura. Il sovraccarico alle reni, costituito da materiale ad alto peso specifico,



introduce nell'equilibrio del sistema una componente verticale che riconduce verso il basso la curva delle pressioni che in tali zone tenderebbe a raggiungere e oltrepassare il limite esterno della sezione dell'arco, sottoponendola così a una pressoflessione. Tale sforzo genererebbe nella sezione stessa sforzi di trazione che la muratura non è in grado di sopportare, fessurandosi. Il "**Riempimento**" deve essere abbastanza leggero, permeabile all'acqua senza originare rigonfiamenti e disgregazioni. Per questi motivi è costituito in genere da materiale sciolto, spesso da ghiaia, con caratteristiche meccaniche decisamente inferiori a quelle della muratura.

I "**Parapetti**" risultano essere costituiti in muratura di mattoni pieni con altezza pari a circa 1 metro e spessore di **0,40 metri**. La parte in acciaio risulta essere realizzata con elementi modulari e contribuisce ad incrementare l'altezza del parapetto di circa **0,53 metri**.

Infine il "**Cordolo**" in pietra presenta una sezione con altezza pari a circa **0,35 metri** e una larghezza di **0,70 metri**.

### 3.6.2 Elementi verticali

Gli **elementi verticali strutturali** che costituiscono, insieme agli elementi orizzontali, la struttura portante di un ponte ad arco in muratura sono:

- **Spalla:** la spalla ha la funzione di trasferire i carichi verticali alle strutture di fondazione e di equilibrare le spinte del terreno provenienti dal rilevato. Il componente può essere realizzato con struttura a gravità, la quale equilibra le spinte per effetto del suo peso, oppure con struttura di tipo scatolare, usata principalmente quando gli impalcati sono in c.a. o in acciaio.
- **Muro andatore:** ha la funzione di contenere il rilevato ferroviario e costituisce una prosecuzione del componente spalla. Il componente muro prende la denominazione di "andatore" quando è perpendicolare al muro frontale della spalla. La generica spalla prevede un muro frontale e due laterali che, fissata

la direzione di percorrenza dell'impalcato, si definiscono uno sinistro ed uno destro.

- **Pila:** rappresenta la struttura portante verticale che sorregge due arcate o travate contigue di un ponte, mediante la quale si trasmettono alla fondazione i carichi permanenti e quelli accidentali.
  
- **Fondazione:** trasferisce i carichi dalle strettature verticali al terreno. Può essere superficiale, a pozzo, oppure profonda realizzata con pali.

L'elemento "**Spalla**" lato Genova è stato indagato attraverso i carotaggi "C4, C6, C7 e C8" (come riportato al paragrafo 3.4.1). Le carote estratte, hanno permesso di identificare la geometria e i materiali costituenti che la costituiscono. La carota estratta dal sondaggio "C4", in quanto perpendicolare al fusto spalla, determina lo spessore della muratura in mattoni pieni, che risulta essere di circa **2,40 metri**, oltre i quali si evince la presenza di "limo sabbioso scarsamente addensato". Lo spessore della spalla al piano d'imposta è stato valutato facendo riferimento agli abaci di progettazione del manuale "Modalità da adottarsi per la compilazione dei progetti dei manufatti - muri e gallerie" [4], dai quali risulta uno spessore all'imposta di **2,24 metri**, ottenuto dalla tabella in (Fig.3.57) per archi con grado di ribassamento pari a  $1/4$ . I valori di input utilizzati sono quelli di "luce" pari a 7 metri e di "altezza dei piedritti dalla risega" di circa 3 metri. Si evince pertanto che l'elemento spalla ha una scarpa con inclinazione pari a circa  $1/5$ .

Luce	Raggio di intradosso	Groszezza s del volto per carico di rottura al mm. <sup>2</sup> di chilog.			Groszezza s' dei piedritti per altezze dalla risega di metri										Luce
		1	2	3	1.00	1.50	2.00	2.50	3.00	3.50	4.00	4.50	5.00		
		m.	m.	m.	m.	m.	m.	m.	m.	m.	m.	m.	m.	m.	
<b>Archi ribassati ad 1/3 (<math>u_1 = 67^\circ 22' 84''</math>, 5).</b>															
1.00	0.541667	0.42	0.35	0.29	0.64	0.66	0.68	0.70	—	—	—	—	—	1.00	
1.50	0.8125	0.44	0.37	0.30	0.80	0.84	0.86	0.88	—	—	—	—	—	1.50	
2.00	1.083333	0.47	0.39	0.32	0.94	0.98	1.00	1.04	1.06	—	—	—	—	2.00	
2.50	1.354167	0.49	0.42	0.34	1.06	1.10	1.14	1.16	1.20	—	—	—	—	2.50	
3.00	1.625	0.52	0.44	0.36	1.18	1.22	1.24	1.28	1.32	1.36	—	—	—	3.00	
3.50	1.895833	0.54	0.46	0.37	1.28	1.32	1.36	1.40	1.44	1.48	—	—	—	3.50	
4.00	2.166667	0.57	0.48	0.39	1.36	1.42	1.46	1.50	1.54	1.58	1.64	—	—	4.00	
5.00	2.708333	0.62	0.52	0.43	1.54	1.58	1.64	1.68	1.74	1.78	1.84	—	—	5.00	
6.00	3.25	0.67	0.57	0.46	1.70	1.74	1.80	1.86	1.90	1.96	2.02	2.06	—	6.00	
7.00	3.791667	0.72	0.61	0.50	1.84	1.90	1.94	2.00	2.06	2.12	2.18	2.24	—	7.00	
8.00	4.333333	0.78	0.65	0.53	1.96	2.02	2.08	2.14	2.22	2.28	2.34	2.40	2.46	8.00	
9.00	4.875	0.83	0.70	0.57	2.08	2.16	2.22	2.28	2.34	2.42	2.48	2.54	2.62	9.00	
10.00	5.416667	0.88	0.74	0.60	2.20	2.28	2.34	2.42	2.48	2.56	2.62	2.68	2.76	10.00	
12.00	6.50	0.98	0.83	0.67	2.42	2.50	2.56	2.64	2.72	2.80	2.88	2.96	3.02	12.00	
15.00	8.125	1.14	0.96	0.78	2.70	2.80	2.88	2.96	3.04	3.14	3.22	3.30	3.40	15.00	
<b>Archi ribassati ad 1/4 (<math>u_1 = 53^\circ 7' 48''</math>, 5).</b>															
1.00	0.625	0.43	0.36	0.29	0.68	0.70	0.72	0.74	—	—	—	—	—	1.00	
1.50	0.9375	0.46	0.38	0.31	0.86	0.88	0.92	0.94	—	—	—	—	—	1.50	
2.00	1.25	0.48	0.41	0.33	1.02	1.04	1.08	1.10	1.14	—	—	—	—	2.00	
2.50	1.5625	0.51	0.43	0.35	1.14	1.18	1.22	1.26	1.28	—	—	—	—	2.50	
3.00	1.875	0.54	0.45	0.37	1.28	1.30	1.34	1.38	1.42	1.46	—	—	—	3.00	
3.50	2.1875	0.57	0.48	0.39	1.38	1.42	1.46	1.50	1.54	1.58	—	—	—	3.50	
4.00	2.50	0.60	0.50	0.40	1.48	1.54	1.58	1.62	1.66	1.70	1.76	—	—	4.00	
5.00	3.125	0.66	0.55	0.44	1.68	1.72	1.78	1.82	1.88	1.92	1.98	—	—	5.00	
6.00	3.75	0.71	0.60	0.48	1.84	1.90	1.96	2.02	2.06	2.12	2.18	2.22	—	6.00	
7.00	4.375	0.77	0.64	0.52	2.00	2.06	2.12	2.18	2.24	2.30	2.36	2.42	—	7.00	
8.00	5.00	0.83	0.69	0.56	2.16	2.22	2.28	2.34	2.40	2.46	2.52	2.58	2.64	8.00	
9.00	5.625	0.88	0.74	0.60	2.28	2.36	2.42	2.48	2.56	2.62	2.68	2.74	2.82	9.00	
10.00	6.25	0.94	0.79	0.64	2.42	2.48	2.56	2.62	2.70	2.76	2.84	2.90	2.98	10.00	
12.00	7.50	1.06	0.88	0.71	2.66	2.74	2.80	2.88	2.96	3.04	3.12	3.18	3.26	12.00	
15.00	9.375	1.23	1.03	0.83	2.98	3.06	3.14	3.24	3.32	3.40	3.48	3.58	3.66	15.00	
<b>Archi ribassati ad 1/5 (<math>u_1 = 43^\circ 36' 10''</math>, 2).</b>															
1.00	0.725	0.44	0.37	0.29	0.70	0.72	0.74	0.78	—	—	—	—	—	1.00	
1.50	1.0875	0.47	0.39	0.31	0.90	0.94	0.96	0.98	—	—	—	—	—	1.50	
2.00	1.45	0.50	0.42	0.33	1.08	1.10	1.14	1.18	1.20	—	—	—	—	2.00	
2.50	1.8125	0.53	0.44	0.36	1.22	1.26	1.30	1.32	1.36	—	—	—	—	2.50	
3.00	2.175	0.56	0.47	0.38	1.36	1.40	1.44	1.48	1.52	1.54	—	—	—	3.00	
3.50	2.5375	0.60	0.50	0.40	1.48	1.52	1.56	1.60	1.64	1.68	—	—	—	3.50	
4.00	2.90	0.63	0.52	0.42	1.60	1.64	1.68	1.72	1.78	1.82	1.86	—	—	4.00	
5.00	3.625	0.69	0.58	0.46	1.80	1.86	1.90	1.96	2.00	2.06	2.10	—	—	5.00	
6.00	4.35	0.75	0.63	0.50	2.00	2.04	2.10	2.16	2.20	2.26	2.32	2.38	—	6.00	
7.00	5.075	0.82	0.68	0.54	2.16	2.22	2.28	2.34	2.40	2.46	2.52	2.58	—	7.00	
8.00	5.80	0.88	0.73	0.59	2.32	2.38	2.44	2.50	2.58	2.64	2.70	2.76	2.82	8.00	
9.00	6.525	0.94	0.79	0.63	2.48	2.54	2.60	2.68	2.74	2.80	2.86	2.94	3.00	9.00	
10.00	7.25	1.01	0.84	0.67	2.62	2.68	2.76	2.82	2.90	2.96	3.04	3.10	3.18	10.00	
12.00	8.70	1.13	0.94	0.75	2.88	2.96	3.02	3.10	3.18	3.26	3.34	3.40	3.48	12.00	
15.00	10.875	1.32	1.10	0.88	3.22	3.32	3.40	3.48	3.56	3.66	3.74	3.82	3.90	15.00	

Figura 3.57: Tabella per la determinazione dello spessore della spalla al piano d'imposta

Dalle carote estratte dai sondaggi inclinati "C6" e "C7" è stato possibile individuare la quota alla quale termina lo strato di muratura in mattoni pieni costituente

la spalla, ottenendo un'altezza della spalla stessa di circa **4,10 metri**. Il materiale riscontrato successivamente risulta essere calcestruzzo, per uno spessore tale da definire un'altezza della "**Fondazione**" di circa **1 metro**, oltre la quale si evince nuovamente la presenza di "limo sabbioso scarsamente addensato". L'ultimo carotaggio che interessa la spalla, identificato come "C8", è stato eseguito in corrispondenza del "**Muro andatore**" lato monte, dal quale si evince una profondità del suddetto muro di circa **4,00 metri**, poggiante sulla fondazione in calcestruzzo, che si conferma essere quindi una platea di fondazione dallo spessore di **1 metro**.

Per quanto riguarda gli elementi "**Pila**", è stato indagato il quarto elemento, ovvero la pila della quinta campata, attraverso i carotaggi "C5, C9, C10 e C11" (come riportato al paragrafo 3.4.1). Dalle carote estratte è stato possibile individuare la stessa tipologia di muratura costituente gli altri elementi strutturali, verticali ed orizzontali. Inoltre, dai carotaggi inclinati (C9, C10 e C11), si evince la presenza di una fondazione in calcestruzzo di altezza **1 metro**, così come per le spalle, che presenta in pianta le dimensioni sezionali della pila con una risega di circa **0,20 metri**. Lo spessore e la larghezza delle pile risultano essere, come individuato da rilievo geometrico, rispettivamente **1,90 metri** e **11,35 metri**.

### 3.6.3 Parametri meccanici dei materiali

La valutazione delle proprietà meccaniche dei materiali che costituiscono l'opera ha richiesto un'accurata valutazione ed interpretazione delle prove eseguite in sito. È stato poi necessario confrontare i risultati ottenuti dalle prove con le indicazioni fornite dalle normative vigenti in merito alla caratterizzazione meccanica dei materiali per strutture esistenti. Occorre anzitutto distinguere i diversi materiali che costituiscono i vari componenti dell'opera.

- **Muratura in mattoni pieni e malta di calce:** è la muratura con la quale è stata realizzata buona parte dell'opera. Gli elementi composti da tale

materiale sono: *Spalle, Pile, Volte, Archi, Timpani e Parapetti*.

- **Muratura in pietrame disordinata:** è la muratura costituente il *Rinfianco*.
- **Materiale di riempimento - Ghiaia:** costituisce quella parte di struttura definita come *Riempimento*.
- **Calcestruzzo:** materiale utilizzato per la realizzazione delle platee di fondazione delle pile e delle spalle del ponte.

Le prove effettuate sui materiali sono sostanzialmente le prove con martinetti piatti descritte al paragrafo 3.4.2, eseguite sugli elementi strutturali principali, costituiti da "Muratura in mattoni pieni e malta di calce". Dalle prove con martinetti piatti doppi (MPD) è stato possibile ricavare dei valori medi di modulo elastico ( $E$ ) e dei valori di tensione riconducibili alla tensione di snervamento ( $\sigma_y$ ) e a quella di rottura ( $\sigma_u$ ) del materiale. Considerando una media tra il valore di  $E_{medio} = 1291MPa$  ottenuto dalla MPD1 e il valore di  $E_{medio} = 1367MPa$  ottenuto dalla MPD2, si ottiene un valore del **modulo elastico caratteristico** della muratura  $E_{muratura} = 1329MPa$ . Dai valori medi di  $\sigma_y = 2,224MPa$  ottenuto dalla MPD1 e  $\sigma_y = 2,233MPa$  ottenuto dalla MPD2 si considera un valore della **tensione di snervamento caratteristica** della muratura  $\sigma_y = 2,229MPa$ . Infine dai valori medi di  $\sigma_u = 3,113MPa$  desunto dalla MPD1 e  $\sigma_u = 3,126MPa$  desunto dalla MPD2, si determina il valore della **resistenza media a compressione** della muratura  $f = 3,120MPa$ .

Data l'esigua quantità di prove eseguite per la caratterizzazione meccanica della muratura, e l'assenza totale di prove eseguite sulle altre tipologie di materiali, sono stati adottati i parametri meccanici definiti al capitolo 8.5.3 della Circolare N. 7 del 21 Gennaio 2019 "Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018." [5]. Si

riporta di seguito la tabella dei valori di riferimento dei parametri meccanici della muratura, estratta dalla Circolare succitata.

Tipologia di muratura	f	$\tau_0$	$f_{v0}$	E	G	w
	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>3</sup> )
	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 sbazzati, 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

**Figura 3.58:** Valori di riferimento dei parametri meccanici della muratura

La normativa fornisce indicazioni in merito al valore da utilizzare tra gli intervalli riportati in tabella (Fig.3.58), a seconda del "**Livello di conoscenza**" (LC) raggiunto in seguito alle indagini. Per la "**Muratura in mattoni pieni e malta di calce**" si considera raggiunto un livello di conoscenza "**LC2**", con annesso "**Fattore di confidenza**" (FC) pari a 1,2; tale livello di conoscenza permette di considerare i **valori medi** degli intervalli definiti in tabella, sia per le resistenze che per i moduli elastici. Nel caso degli altri materiali elencati precedentemente, non essendo stati indagati con prove di caratterizzazione meccanica, si considera raggiunto un livello di conoscenza "**LC1**", con annesso "**Fattore di confidenza**" (FC) pari a 1,35; tale livello di conoscenza permette di considerare i **valori minimi** degli intervalli riportati in tabella per le resistenze, e i **valori medi** degli intervalli definiti per i moduli elastici. Vengono riassunti di seguito in forma tabellare i valori dei **parametri meccanici caratteristici** utilizzati per le diverse tipologie di murature.

**Tabella 3.12:** Parametri meccanici dei materiali

Tipologia di muratura	f [N/mm <sup>2</sup> ]	E [N/mm <sup>2</sup> ]	G [N/mm <sup>2</sup> ]	w [kN/m <sup>3</sup> ]
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	3,4	1500	500	18
Muratura in pietrame disordinata	1,0	870	290	19
Riempimento con ghiaia	1,0	150	50	19

Come riportato in tabella, per il materiale di *"Riempimento"* sono stati adottati valori dei moduli elastici pari a 1/10 dei valori relativi al materiale *"Muratura in mattoni pieni"*, in quanto risulta essere decisamente più scadente in termini di proprietà meccaniche.

Per il calcestruzzo costituente le *"Fondazioni"* non sono state eseguite prove tali da permettere la caratterizzazione meccanica del materiale, pertanto si è fatto riferimento ad un'opera simile al ponte in esame (Ponte sul Borbore al km 50,957), sia per tipologia costruttiva che per dimensioni. La struttura di riferimento risulta essere il *"Ponte ad arco in muratura sul Borbore al km 54,797"*, anch'esso costituito da 5 campate, risalente alla stessa epoca di costruzione. Per il ponte al km 54,797 sono state eseguite prove di compressione in laboratorio sui provini di calcestruzzo, estratti dai carotaggi effettuati sulle fondazioni. I risultati ottenuti vengono interpretati come definito nelle "Linee Guida per la valutazione delle caratteristiche del calcestruzzo in opera, del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici" [11], di cui segue un estratto:

*«Il valore della resistenza ricavata dalle prove di compressione sui campioni ottenuti per carotaggio, da confrontare con il valore della resistenza caratteristica di progetto, deve essere elaborato con molta prudenza, in ragione della notevole influenza che diversi fattori hanno sulle caratteristiche delle carote, quali la messa*

*in opera del calcestruzzo indagato, le condizioni di maturazione e le modalità di prelievo delle stesse carote. La stima, e quindi il giudizio, della qualità del calcestruzzo in opera, formulata sulla scorta della resistenza determinata su carote prelevate, deve fare ricorso a correttivi per compensare il maggiore o minore effetto di confinamento, in funzione della snellezza del campione, applicato dalle piastre alle estremità del campione nella prova di compressione, ma soprattutto dell'effetto del disturbo causato dalle operazioni di prelievo: detensionamento del campione, annullamento del confinamento degli aggregati, deterioramento del legame all'interfaccia legante-aggregato dovuto alle azioni meccaniche di prelievo. Si può infatti affermare che la resistenza alla compressione, determinata su carota, è penalizzata dalla riduzione in quota parte del contributo proveniente dagli aggregati presenti sulla superficie laterale della carota. Tale effetto, a parità di diametro del provino, viene minimizzato per calcestruzzi di classe di resistenza elevata e si riduce al crescere della dimensione massima degli aggregati presenti. Questa riduzione di resistenza deve essere considerata nel calcolo della resistenza strutturale, tramite l'introduzione di un coefficiente moltiplicativo detto **Fattore di disturbo**  $F_d$ .»*

Nella tabella seguente si riportano i risultati ottenuti dalle prove di laboratorio eseguite su 3 campioni estratti dalle fondazioni dell'opera, correlati al rispettivo fattore di disturbo come definito da "Linee Guida".

**Tabella 3.13:** Valori di resistenza cubica dei provini di calcestruzzo

Campione	$f_{carota}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$F_d$	$R_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]
1	40,6	1	40,6
2	35,3	1,04	36,7
3	21,8	1,09	23,7

Da una media dei valori di resistenza cubica ( $R_c$ ) valutata per i tre provini, si



ottiene un valore di  $R_{c,medio} = 33,6N/mm^2$ . In definitiva si ritiene opportuna la scelta di considerare un calcestruzzo di classe **C25/30**.

### 3.7 Caratterizzazione fisico-meccanica del sottosuolo

Disponendo di un'ingente quantità di indagini geognostiche, descritte al paragrafo 3.5, è stato possibile caratterizzare il terreno, con l'obiettivo di tener conto dell'interazione terreno-struttura nel modello agli elementi finiti (FEM) del ponte. Dalle carote estratte durante i sondaggi a carotaggio continuo (cap.3.5.1), si è evinto che la tipologia di sottosuolo al livello del piano di fondazione e a tergo delle spalle del ponte, risulta essere un **"Limo debolmente Sabbioso scarsamente addensato"**. Alcuni parametri meccanici relativi a tale tipologia di materiale sono reperibili in letteratura. Un caso è quello della costante di sottofondo (o coefficiente di Winkler K), la quale caratterizza il terreno con un valore di rigidezza elastica. Questa associazione permette di schematizzare il terreno come un letto di molle con rigidezza K, al quale vengono trasferite le azioni derivanti dalle fondazioni, a loro volta derivanti dalla sovrastruttura. Tipici valori della costante di sottofondo sono riportati nella tabella seguente:

**Tabella 3.14:** Tipici valori (Pozzati) della costante di sottofondo

Terreno	Costante di sottofondo [ $kg/cm^3$ ]
Torba leggera	0,6 - 1,2
Torba pesante	1,2 - 1,8
Terra vegetale	1,0 - 1,5
Depositi recenti	1,0 - 2,0
Sabbia di mare fina	1,5 - 2,0
Sabbia poco coerente	2,0 - 4,0
Terra molto umida	2,0 - 3,5
Terra poco umida	3,0 - 6,0
Terra secca	5,0 - 10,0
Argilla con sabbia	8,0 - 10,0
Argilla grassa	10,0 - 12,0
sabbia compata	8,0 - 15,0
Ghiaia con sabbia	10,0 - 25,0
Ghiaia compatta	20,0 - 30,0

Data la tipologia di sottosuolo interagente con l'opera oggetto di analisi, si è ritenuto opportuno adottare un coefficiente di Winkler:

$$K = 8kg/cm^3$$

Dalle prove eseguite in sito (SPT, CPT e DPSH) e dalle prove sui campioni eseguite in laboratorio (compressione triassiale e di taglio diretto) sono stati valutati i parametri utili al calcolo della **spinta del terreno** sugli elementi "**Spalla**", il cui calcolo viene trattato nel seguente paragrafo. In definitiva il terreno è stato caratterizzato con i valori dei principali parametri meccanici riportati nella seguente tabella:

**Tabella 3.15:** Principali parametri meccanici dello strato di limo sabbioso

Angolo di attrito	$\varphi'$	30,00°
Peso specifico	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	20,0
Coesione	$c'$ [kPa]	6,90
Costante di sottofondo	$K$ [kg/cm <sup>3</sup> ]	8

## 3.8 Analisi dei carichi

In termini di carichi agenti sull'opera, viene fatta una distinzione tra carichi indotti dal solo peso della struttura (azioni permanenti), e quelli indotti dai carri propri della categoria di linea per cui si verifica l'opera (azioni variabili).

### 3.8.1 Azioni Permanenti

Le azioni permanenti possono essere suddivise nei seguenti gruppi di carico:

- a) **Carichi permanenti portanti**
- b) **Carichi permanenti portati**
- c) **Spinta delle terre**

#### Carichi permanenti portanti

**Tabella 3.16:** Carichi permanenti portanti

Elemento	$\gamma[kg/m^3]$
Arco, Pila, Spalla, Volta e Timpano (Muratura in mattoni pieni)	1800
Rinfianco (Muratura in pietrame disordinata)	1900

#### Carichi permanenti portati

**Tabella 3.17:** Carichi permanenti portati

Elemento	$\gamma[kg/m^3]$
Parapetto (Muratura in mattoni pieni)	1800
Ballast (massicciata, armamento e impermeabilizzazione)	1800
Riempimento	1900

Il **Ballast** viene applicato sulla larghezza media compresa fra i parapetti, per un'altezza media fra piano del ferro (P.F.) ed estradosso impalcato pari a 0,80 metri. Risulta quindi come carico per unità di superficie pari a  $1440\text{kg}/\text{m}^2$ . Il **Parapetto** viene moltiplicato per la sua altezza, approssimata ad 1 metro, ed applicato come carico per unità di superficie pari a  $1800\text{kg}/\text{m}^2$ .

### Spinta delle terre

Per quanto riguarda le azioni derivanti dal terreno, sono stati calcolati i valori di **Spinta delle terre** adottando la formulazione proposta da "Mononobe-Okabe", la quale tiene conto anche della componente di spinta dovuta all'azione del sisma. In particolare i coefficienti di spinta attiva ( $K_a$ ) e di resistenza passiva ( $K_p$ ) sono stati definiti attraverso le seguenti espressioni:

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\Psi + \varphi' - \theta)}{\cos(\theta)\text{sen}^2(\Psi) \cdot \text{sen}(\Psi - \theta - \delta) \cdot [1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi'+\delta) \cdot \text{sen}(\varphi'-\varepsilon-\theta)}{\text{sen}(\Psi-\theta-\delta) \cdot \text{sen}(\Psi+\varepsilon)}}]^2}$$

$$K_p = \frac{\text{sen}^2(\Psi + \varphi' - \theta)}{\cos(\theta)\text{sen}^2(\Psi) \cdot \text{sen}(\Psi + \theta) \cdot [1 - \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi') \cdot \text{sen}(\varphi'+\varepsilon-\theta)}{\text{sen}(\Psi+\varepsilon) \cdot \text{sen}(\Psi+\theta)}}]^2}$$

Dove:

- $\Psi$  è l'inclinazione del paramento interno della spalla (angolo che forma con l'orizzontale);
- $\varphi'$  è l'angolo di attrito efficace del terreno a tergo della spalla;
- $\delta$  è l'angolo d'attrito terra-paramento (in prima approssimazione pari a  $2/3$  di  $\varphi'$ );
- $\varepsilon$  è l'inclinazione del terreno a tergo della spalla rispetto all'orizzontale;
- $\theta = \arctan\left(\frac{K_h}{1 \pm K_v}\right)$

- $K_h = \frac{\beta_m \cdot a_{max}}{g}$
- $K_v = 0,5 \cdot K_h$
- $\beta_m$  è un coefficiente definito pari a 0.38 nelle verifiche allo stato limite ultimo (SLV) e pari a 0.47 nelle verifiche allo stato limite di esercizio (SLD)

E' stata calcolato poi il valore di **spinta attiva** complessiva (statica + sismica) e di **resistenza passiva** con le seguenti formule:

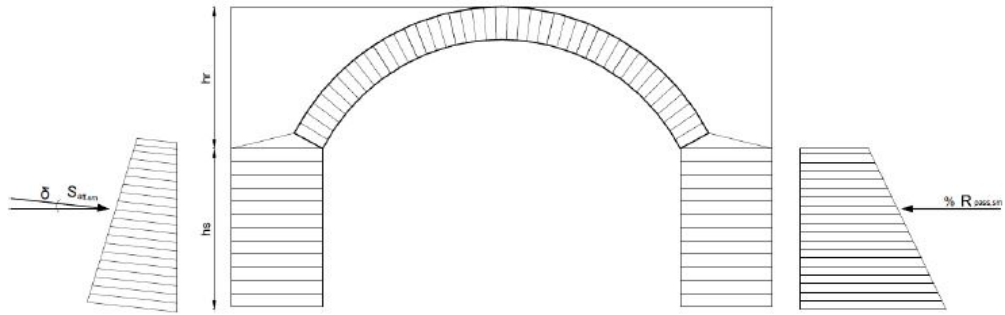
$$S_{attiva} = K_a \cdot \left( \frac{\gamma_t \cdot h_s^2}{2} + \gamma_t \cdot h_r \cdot h_s + q \cdot h_s \right)$$

$$R_{passiva} = K_p \cdot \left( \frac{\gamma_t \cdot h_s^2}{2} + \gamma_t \cdot h_r \cdot h_s + q \cdot h_s \right)$$

Dove:

- $\gamma_t$  è il peso per unità di volume del terreno a tergo delle spalle;
- $q$  è il sovraccarico agente sul terrapieno;
- $h_r, e h_s$  sono le dimensioni riportate in figura 3.59

Si dovrà trascurare, a vantaggio di sicurezza, la resistenza passiva a valle della porzione interrata della spalla sinistra, mentre si dovrà considerare un'aliquota della resistenza passiva a valle della spalla destra non superiore al 30%. Inoltre, poiché le spalle prendono parte al cinematismo, si assume che esse siano libere di traslare o ruotare e pertanto l'incremento di spinta dovuto al sisma agisce nello stesso punto della risultante della spinta statica (Fig.3.59).



**Figura 3.59:** Spinte delle terre – meccanismo arco-spalle

Si riportano i valori dei calcoli effettuati nella tabella seguente (Tab.3.18).

**Tabella 3.18:** Calcolo "Spinta delle terre"

Parametro	Valore	Unità
$\varphi'$	0,523599	[rad]
$\Psi$	1,570796	[rad]
$\delta$	0,349066	[rad]
$\varepsilon$	0	[rad]
$\beta_m$	0,38	[-]
$a_{max}$	0,656	[m/s <sup>2</sup> ]
$K_h$	0,02541	[-]
$K_v$	0,01270	[-]
$\theta$	0,02573	[-]
$K_a$	0,567	[-]
$K_p$	1,266	[-]
$h_r$	2,47	[m]
$h_s$	5,56	[m]
$\gamma_t$	20	[kN/m <sup>3</sup> ]
q	0	[kN/m <sup>2</sup> ]
$S_{attiva}$	331	[kN/m]
$R_{passiva}$	739	[kN/m]

### 3.8.2 Azioni Variabili da traffico

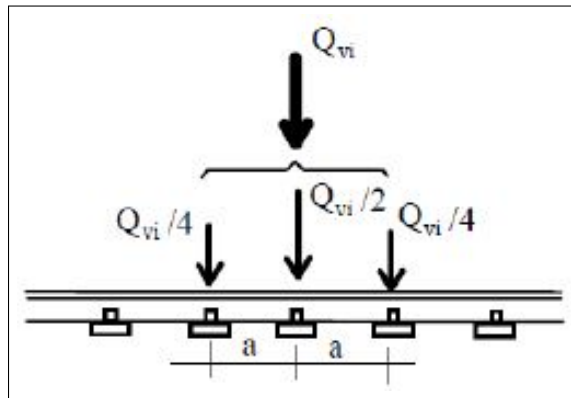
I carichi derivanti dal traffico ferroviario, variabili nel tempo, vengono distinti in "azioni variabili verticali" e "azioni variabili orizzontali".

#### Azioni variabili verticali:

le azioni variabili verticali associate ai convogli ferroviari sono definite tramite modelli di carico "teorici" (LM71, SW/0, SW/2) descritti nel DM 17.01.2018[3], e modelli di carico di tipo "treno reale" associati alle categorie di linea e già descritti al Capitolo 1 del presente elaborato. Nel caso studio del "Ponte sul fiume Borbore al km 50,957" interessato da un incremento di velocità dei convogli di categoria **D4** a **100 km/h** e di categoria **D2** a **200 km/h**, sono stati adottati i modelli di tipo "treno reale" amplificando i valori dei carichi tramite il calcolo del coefficiente di amplificazione dinamica, secondo quanto riportato al paragrafo 1.1.1, e descritto al Capitolo 4. Poichè i carichi vengono applicati nel modello FEM al livello del piano di posa del ballast, occorre effettuare una ripartizione locale che permetta di ottenere dei valori di carico per unità di superficie. Nel caso delle **forze concentrate**, rappresentative del carico per asse del carro, la ripartizione tra le traverse e attraverso il ballast viene eseguita secondo quanto riportato nel "Manuale di Progettazione" di RFI, di seguito illustrato.

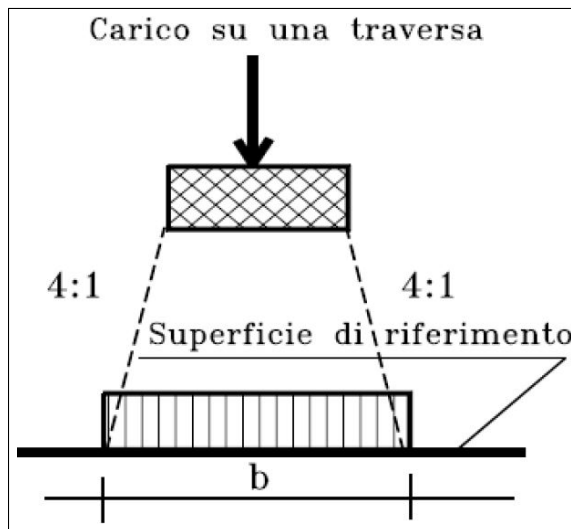
Un carico assiale ( $Q_{vi}$ ) può essere distribuito su tre traverse consecutive poste ad interasse (a) uniforme, ripartendolo fra la traversa che la precede, quella su cui insiste e quella successiva, nelle seguenti proporzioni 25%, 50%, 25% (Fig.3.60).





**Figura 3.60:** Ripartizione longitudinale dei carichi assiali

Successivamente si ripartisce il carico al di sotto delle traverse attraverso il ballast con un'inclinazione di 4:1, in entrambe le direzioni longitudinale e trasversale (Fig.3.61).



**Figura 3.61:** Distribuzione longitudinale dei carichi attraverso il ballast

Nel caso in esame le traverse hanno lunghezza pari a 2,20 metri e larghezza pari a 0,25 metri posizionate con passo 0,60 metri. Lo spessore del ballast è di circa 0,80 metri. Pertanto **l'area d'impronta del carico concentrato** ( $Q_{vi}$ ) per singola

traversa risulta essere:

$$A = [2,20 + (\frac{0,8 \cdot 2}{4})] \cdot [0,25 + (\frac{0,8 \cdot 2}{4})] = 2,60 \cdot 0,65 = 1,70m^2$$

Si ottengono quindi dei **valori di carico per unità di superficie**, per entrambe le categorie di linea, relativi al singolo asse del carro ripartito tra le tre traverse.

$$Q_{D2}(50\%) = 0,5 \cdot 225/1,70 = 66,2kN/m^2$$

$$Q_{D2}(25\%) = 0,25 \cdot 225/1,70 = 33,1kN/m^2$$

$$Q_{D4}(50\%) = 0,5 \cdot 225/1,70 = 66,2kN/m^2$$

$$Q_{D4}(25\%) = 0,25 \cdot 225/1,70 = 33,1kN/m^2$$

Si riportano i due schemi di carico relativi alle due categorie di carro, i quali raffigurano le aree sulle quali spalmare i valori di carico concentrato appena calcolati.

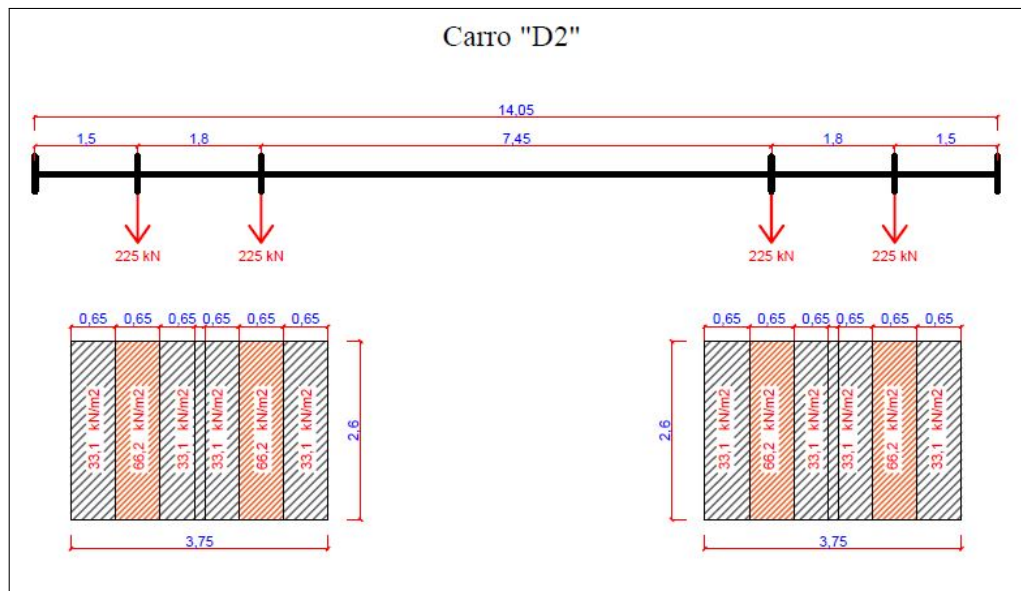


Figura 3.62: Schema di applicazione del carico "carro D2"

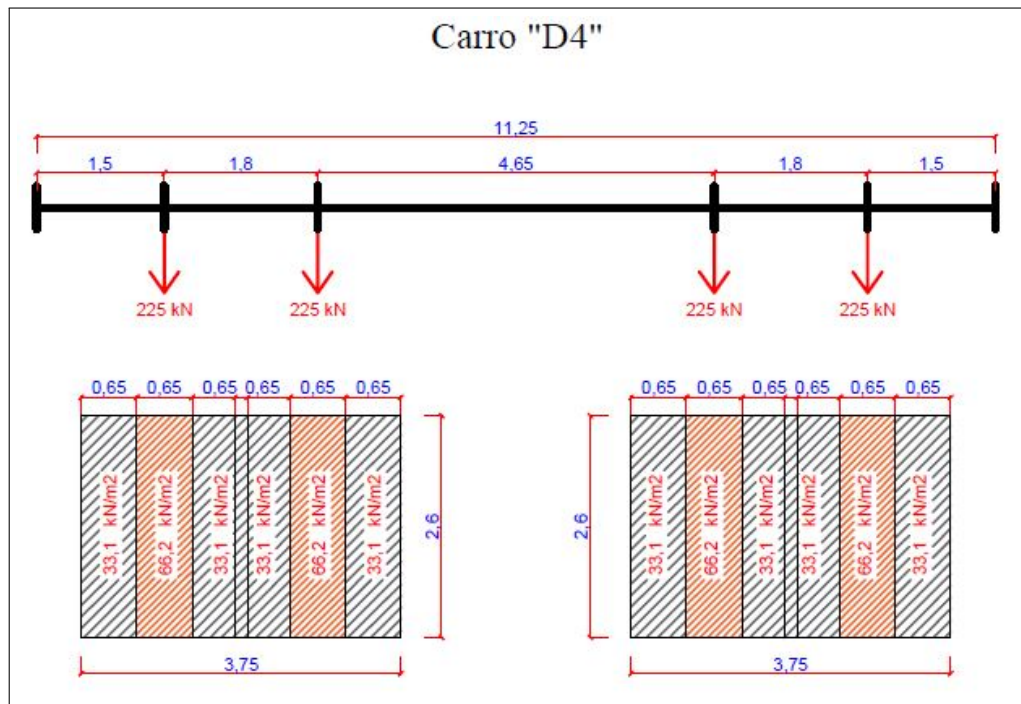


Figura 3.63: Schema di applicazione del carico "carro D4"

Considerando il **carico distribuito al metro lineare** ( $q_v$ ), la ripartizione trasversale attraverso il ballast permette di considerare il carico linearmente distribuito per l'intero sviluppo longitudinale del ponte, su una fascia di larghezza:

$$s = 2,20 + \left(\frac{0,8 \cdot 2}{4}\right) = 2,60m$$

Pertanto il valore del carico distribuito per le due categorie di linea,  $q_{D2}$  e  $q_{D4}$ , trasformato in carico per unità di superficie risulta essere:

$$q_{D4} = 80/2,60 = 30,8kN/m^2$$

$$q_{D2} = 64/2,60 = 24,6kN/m^2$$

#### Azioni variabili orizzontali:

le azioni variabili orizzontali associate ai convogli ferroviari sono:

- **Forza centrifuga:** deve essere considerata per i ponti ferroviari al di sopra dei quali il binario presenta un tracciato in curva, agente su tutta l'estensione del tratto in curva. Nel caso del tracciato ferroviario del ponte al km 50,957 risulta trascurabile.
- **Serpeggio:** forza laterale indotta dal serpeggio considerata come una forza concentrata agente orizzontalmente, applicata alla sommità della rotaia più alta, perpendicolarmente all'asse del binario. Tale azione si applica sia in rettilineo che in curva. Il valore caratteristico di tale forza viene assunto pari a  $Q_{sk}=100$  kN. Tale valore deve essere moltiplicato per il coefficiente di adattamento  $\alpha$  (se  $\alpha > 1$ ), ma non per il coefficiente di incremento dinamico  $\Phi$ . Considerando di applicare l'azione in corrispondenza degli assi del carro, viene distribuita sulla superficie d'impronta dovuta alla diffusione del carico attraverso il ballast, come nel caso dei carichi assiali del carro. Pertanto il valore della forza concentrata viene trasformato in carico superficiale come calcolato di seguito:

$$Q_{serpeggio} = 100[kN]/(2,60 \cdot 0,60) = 64,1kN/m^2$$

- **Azioni di avviamento e frenatura:** agiscono sulla sommità del binario, nella direzione longitudinale dello stesso. Dette forze sono da considerarsi uniformemente distribuite su una lunghezza di binario L determinata per ottenere l'effetto più gravoso sull'elemento strutturale considerato. I valori caratteristici da considerare sono quelli relativi all' "Avviamento" e alla "Frenatura". Nel caso di ponti a doppio binario, come nel caso del ponte analizzato, si devono considerare due treni in transito in versi opposti, uno in fase di avviamento, l'altro in fase di frenatura. Considerando tali forze uniformemente distribuite per l'intera lunghezza del ponte, su una fascia di larghezza pari a 2,60 metri, applicando le formule definite dal "Manuale di Progettazione" [1], si ottengono

i seguenti valori.

$$Q_{avv,k} = 33[kN/m]/2,60[m] = 12,7kN/m^2$$

per modelli di carico LM71, SW/0, SW/2

$$Q_{fren,k} = 20[kN/m]/2,60[m] = 7,7kN/m^2$$

per modelli di carico LM71, SW/0

$$Q_{fren,k} = 35[kN/m]/2,60[m] = 13,5kN/m^2$$

per modelli di carico SW/2

I valori caratteristici dell'azione di frenatura e di quella di avviamento devono essere moltiplicati per  $\alpha$  e non devono essere moltiplicati per  $\Phi$ . Nel caso del ponte analizzato, ovvero di ponte a doppio binario, sono stati considerati due treni in transito in versi opposti, uno in fase di avviamento, l'altro in fase di frenatura, in modo tale da applicare tali azioni longitudinali con verso concorde.

Nella tabella seguente (Tab.3.19) sono riassunti i valori caratteristici di tutti i carichi che interessano il ponte oggetto di analisi.

**Tabella 3.19:** Analisi dei carichi

<b>Azione</b>	<b>Valore caratteristico</b>	<b>Unità</b>
Peso proprio muratura	1800	[kg/m <sup>3</sup> ]
Peso proprio riempimento	1900	[kg/m <sup>3</sup> ]
Peso proprio rinfiacco	1900	[kg/m <sup>3</sup> ]
Peso proprio ballast	1800	[kg/m <sup>3</sup> ]
Spinta attiva delle terre $S_a$	350	[kN/m]
Resistenza passiva terre $R_p$	596,5	[kN/m]
$Q_{D2}$ (50%)	66,2	[kN/m <sup>2</sup> ]
$Q_{D2}$ (25%)	33,1	[kN/m <sup>2</sup> ]
$Q_{D4}$ (50%)	66,2	[kN/m <sup>2</sup> ]
$Q_{D4}$ (25%)	33,1	[kN/m <sup>2</sup> ]
$q_{D2}$	24,6	[kN/m <sup>2</sup> ]
$q_{D4}$	30,8	[kN/m <sup>2</sup> ]
$Q_{serpeggio}$	100	[kN]
$Q_{avviamento}$	12,7	[kN/m <sup>2</sup> ]
$Q_{frenatura}$	7,7	[kN/m <sup>2</sup> ]

## Capitolo 4

# Analisi agli Elementi Finiti

Nel presente capitolo sono state riportate le verifiche statiche dell'opera esistente seguendo la procedura prevista dal "Manuale di progettazione delle opere civili" di RFI [1] in merito alla *"velocizzazione della linea ferroviaria"* per *"Ponti ad arco in Muratura"*. La modellazione agli elementi finiti è stata realizzata attraverso il software di analisi strutturale: **MIDAS FEA NX**.

### 4.1 Modellazione geometrica

Il primo passo verso la realizzazione di un modello agli elementi finiti del ponte è stato quello di definire la geometria dell'opera e delle singole componenti strutturali. Relativamente alla caratterizzazione geometrica dell'opera, come già riportato ai paragrafi 3.6.1 e 3.6.2, sono state considerate le dimensioni desunte dai carotaggi strutturali e dai rilievi eseguiti. Laddove non è stato possibile ottenere informazioni geometriche dalle indagini, sono state adottate le dimensioni riportate nel "Progetto storico" oppure desunte tramite "Modalità da adottarsi per la compilazione dei progetti dei manufatti - muri e gallerie" del 1907 [4]. La geometria è stata quindi ricostruita così come rappresentata nelle figure 4.1 e 4.2.

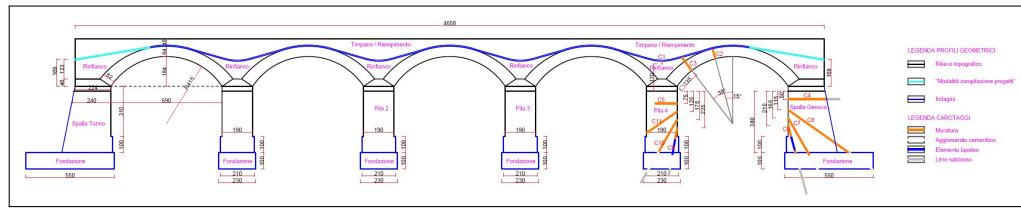


Figura 4.1: Sezione longitudinale Ponte

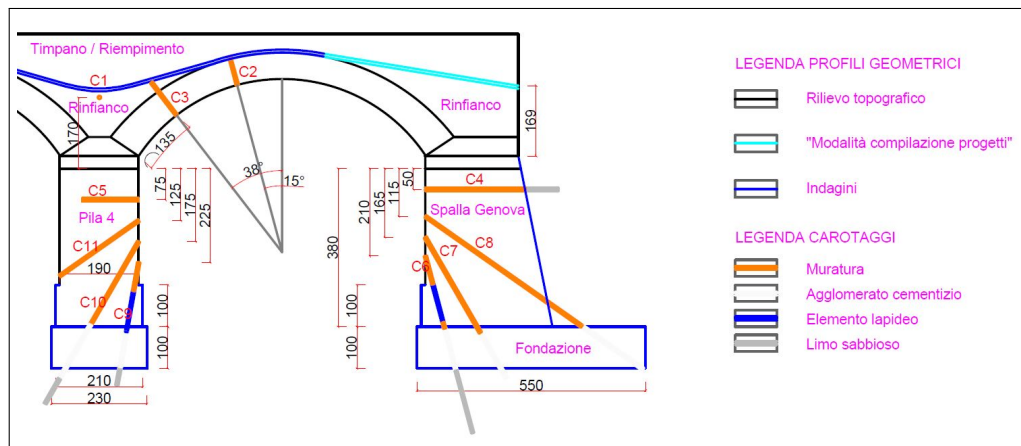


Figura 4.2: Sezione longitudinale della singola campata lato Genova

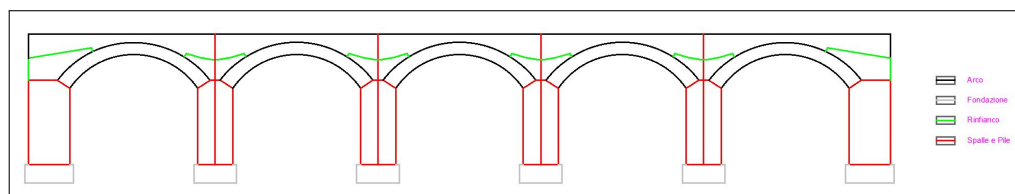
Per la realizzazione del modello geometrico solido tridimensionale è stato utile partire da un rilievo geometrico 2D composto da linee in formato *.dxf* (attraverso l'utilizzo del software AutoCAD). In questa fase sono state adoperate delle semplificazioni alla geometria effettiva dell'opera, a vantaggio di sicurezza, ai fini di una efficiente modellazione agli elementi finiti. Si elencano di seguito le suddette semplificazioni geometriche.

- L'elemento "**Spalla**" è stato considerato come blocco unico dallo spessore costante di 2,24 metri, pari allo spessore minimo all'altezza del piano di imposta dell'arco, anziché considerare lo spessore variabile reale fino al piano di fondazione pari a 3,06 metri.



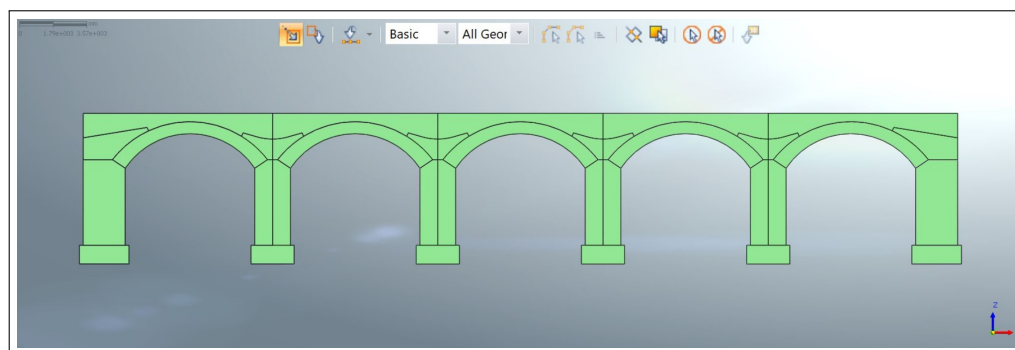
- L'elemento "**Fondazione**" alla base delle spalle è stato ridimensionato lungo la direzione longitudinale così da avere una risega pari a 20 cm per ognuno dei 4 lati. La dimensione longitudinale risulta quindi pari a 2,64 metri, a differenza di quella reale pari 5,50 metri.
- Gli elementi "**Pila**" sono stati considerati con spessore longitudinale costante pari a 1,90 metri. Nella realtà tali elementi presentano un ringrosso sezionele di 0,40 metri lungo il tratto terminale fino in fondazione.

Il risultato di tali semplificazioni è rappresentato in figura 4.3.



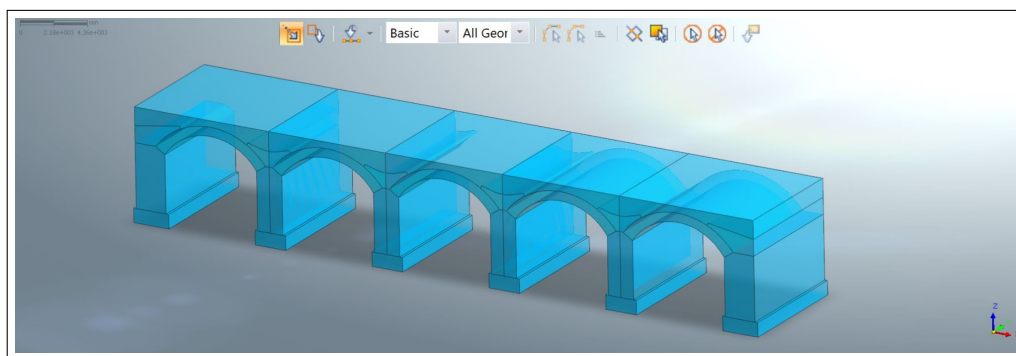
**Figura 4.3:** DXF 2D del profilo del Ponte

Si procede quindi all'importazione in MIDAS FEA NX del modello 2D in formato DXF. Si passa poi da un modello geometrico composto da linee ad un modello composto da superfici geometriche, definite nell'ambiente software con il termine "Surface". E' stato quindi necessario eseguire l'operazione di creazione "Surface" per ogni regione chiusa da linee. Il risultato è riportato in figura 4.4.



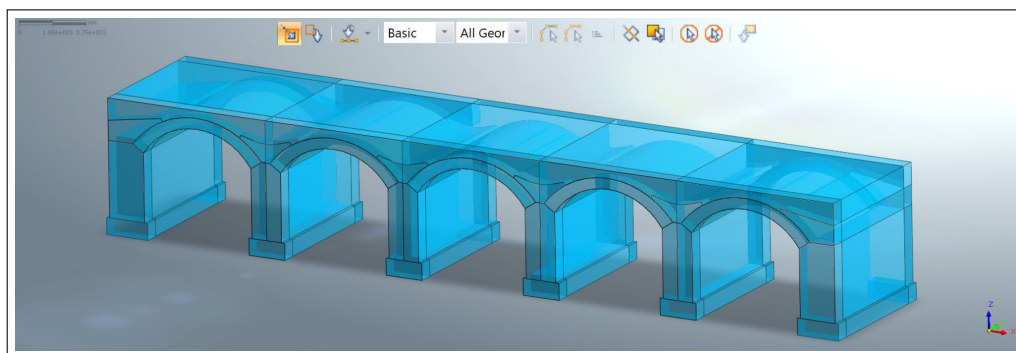
**Figura 4.4:** Creazione elementi "Surface"

Successivamente si è proceduto all'estrusione delle superfici appena create attraverso l'utilizzo del comando "Extrude", ottenendo così dei solidi geometrici. Le superfici geometriche sono state estruse di 9,00 metri, pari alla dimensione trasversale del Ponte, ottenendo così gli elementi "Solid" rappresentati in figura 4.5.



**Figura 4.5:** Creazione elementi "Solid"

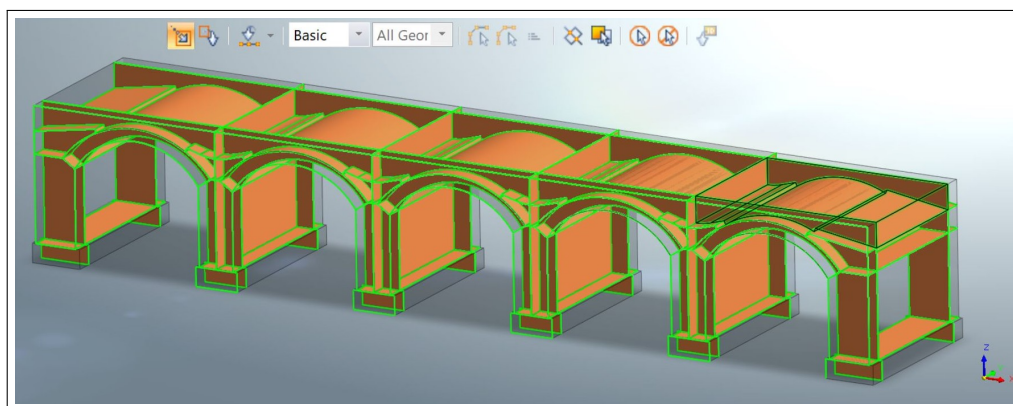
Si adopera poi un "taglio" degli elementi secondo due piani verticali, distanti 0,90 m dalle estremità, così da distinguere gli elementi "Solid" che costituiscono i "Timpani", dagli elementi che costituiscono il "Rinfianco" e il "Riempimento".



**Figura 4.6:** Divisione elementi "Solid"

In sintesi, partendo dalla geometria filiforme 1D e passando successivamente a quella 2D (composta da superfici), tramite l'estrusione di tali superfici è stato possibile ottenere il modello geometrico solido 3D del manufatto, che sarà oggetto

della creazione della mesh. Per ottenere una mesh congruente tra i vari elementi è stato necessario connettere tra loro i solidi appena creati, tramite il comando "Auto Connect". Tale operazione non è una fusione, gli elementi solidi del manufatto continuano ad essere separati e distinti tra loro ma una volta meshati, la mesh risulterà congruente (connessa).



**Figura 4.7:** *Superfici di contatto tra elementi Solid*

Le superfici evidenziate (Fig.4.7) rappresentano le superfici di contatto tra i solidi, su queste superfici evidenziate sarà garantita la congruenza della mesh.

## 4.2 Modello Elastico Lineare

Lo step successivo è stato quello di definire le proprietà dei materiali che costituiscono i vari elementi del Ponte, le cui caratteristiche fisico-meccaniche sono state elencate nella tabella 3.12 al paragrafo 3.6.3. Si riportano di seguito le figure rappresentanti i diversi elementi con associate le rispettive **proprietà meccaniche dei materiali in campo elastico lineare**.

Per gli elementi portanti in muratura, ovvero "*Arco, Volta, Pile, Spalle e Timpano*" si fa riferimento alle figure 4.8 e 4.9.

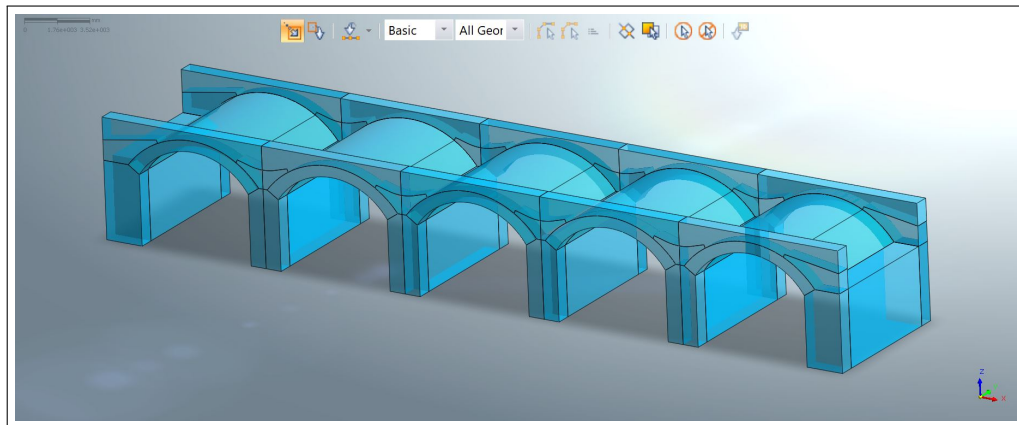


Figura 4.8: Elementi portanti in muratura

Material

ID 1 Name Muratura Color  

Model Type Elastic  Structure

General Thermal Time Dependent Temperature Dependent

Elastic Modulus(E) 1500 N/mm<sup>2</sup> ...

Inc. of Elastic Modulus 0 N/mm<sup>2</sup>

Inc. of Elastic Modulus Ref. Height 0 mm

Poisson's Ratio( $\nu$ ) 0.3

Unit Weight( $\gamma$ ) 1.8e-005 N/mm<sup>3</sup>

Initial Stress Parameters

Ko Determination 1

Automatic  Manual  Anisotropy

Thermal Parameter

Thermal Coefficient 1e-006 1/[T]

Molecular vapor diffusion coefficient 0 mm<sup>2</sup>/sec

Thermal diffusion enhancement 0

Damping Ratio(For Dynamic)

Damping Ratio 0.05

Safety Result(Mohr-Coulomb)

Cohesion(C) 0.03 N/mm<sup>2</sup>

Frictional Angle( $\Phi$ ) 36 [deg]

Tensile Strength 0 N/mm<sup>2</sup>

DB

Figura 4.9: Proprietà fisico-meccaniche della Muratura in mattoni pieni

Per l'elemento "Rinfianco" si fa riferimento alle figure 4.10 e 4.11.

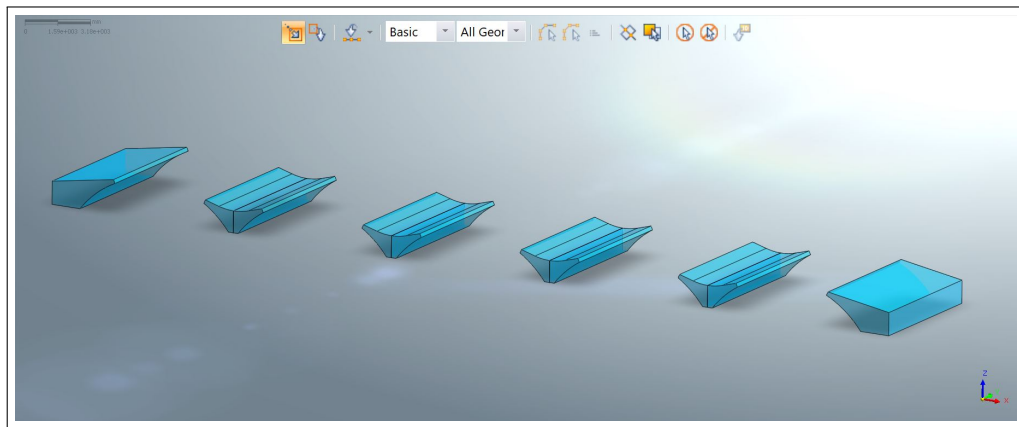


Figura 4.10: *Elemento Rinfianco*

Material	
ID	4
Name	Rinfianco
Color	
Model Type	Elastic
<input checked="" type="checkbox"/> Structure	
General Thermal Time Dependent Temperature Dependent	
Elastic Modulus(E)	870 N/mm <sup>2</sup>
Inc. of Elastic Modulus	0 N/mm <sup>3</sup>
Inc. of Elastic Modulus Ref. Height	0 mm
Poisson's Ratio( $\nu$ )	0.3
Unit Weight( $\gamma$ )	1.9e-005 N/mm <sup>3</sup>
Initial Stress Parameters	
Ko Determination	1
<input checked="" type="radio"/> Automatic	
<input type="radio"/> Manual	
<input type="checkbox"/> Anisotropy	
Thermal Parameter	
Thermal Coefficient	1e-006 1/[T]
Molecular vapor diffusion coefficient	0 mm <sup>2</sup> /sec
Thermal diffusion enhancement	0
Damping Ratio(For Dynamic)	
Damping Ratio	0.05
<input type="checkbox"/> Safety Result(Mohr-Coulomb)	
Cohesion(C)	0.03 N/mm <sup>2</sup>
Frictional Angle( $\Phi$ )	36 [deg]
<input type="checkbox"/> Tensile Strength	0 N/mm <sup>2</sup>
DB	

Figura 4.11: *Proprietà fisico-meccaniche del materiale di rinfianco*

Per l'elemento "Riempimento" si fa riferimento alle figure 4.12 e 4.13.

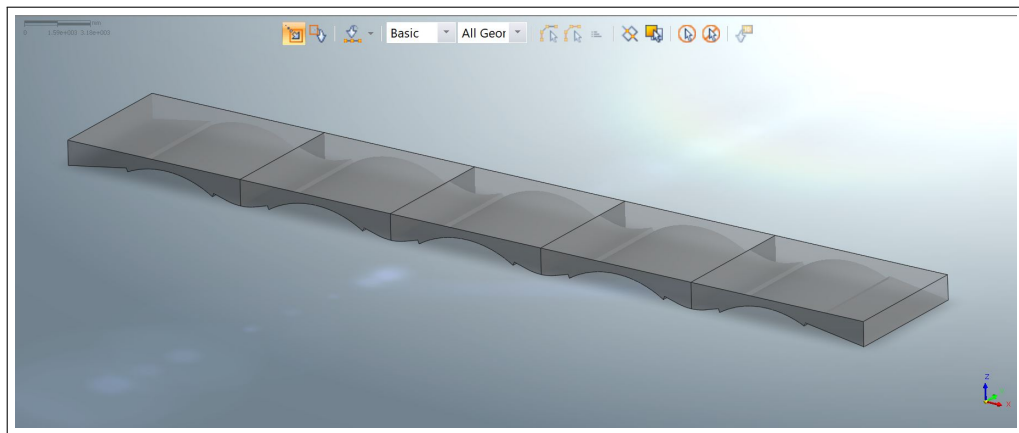


Figura 4.12: *Riempimento*

Material

ID  Name  Color

Model Type   Structure

General Thermal Time Dependent Temperature Dependent

Elastic Modulus(E)  N/mm<sup>2</sup> ...

Inc. of Elastic Modulus  N/mm<sup>2</sup>

Inc. of Elastic Modulus Ref. Height  mm

Poisson's Ratio( $\nu$ )

Unit Weight( $\gamma$ )  N/mm<sup>3</sup>

Initial Stress Parameters

Ko Determination

Automatic  Manual  Anisotropy

Thermal Parameter

Thermal Coefficient  1/[T]

Molecular vapor diffusion coefficient  mm<sup>2</sup>/sec

Thermal diffusion enhancement

Damping Ratio(For Dynamic)

Damping Ratio

Safety Result(Mohr-Coulomb)

Cohesion(C)  N/mm<sup>2</sup>

Frictional Angle( $\Phi$ )  [deg]

Tensile Strength  N/mm<sup>2</sup>

Figura 4.13: *Proprietà fisico-meccaniche del materiale di riempimento*

Infine per gli elementi di "Fondazione" si fa riferimento alle figure 4.14 e 4.15.

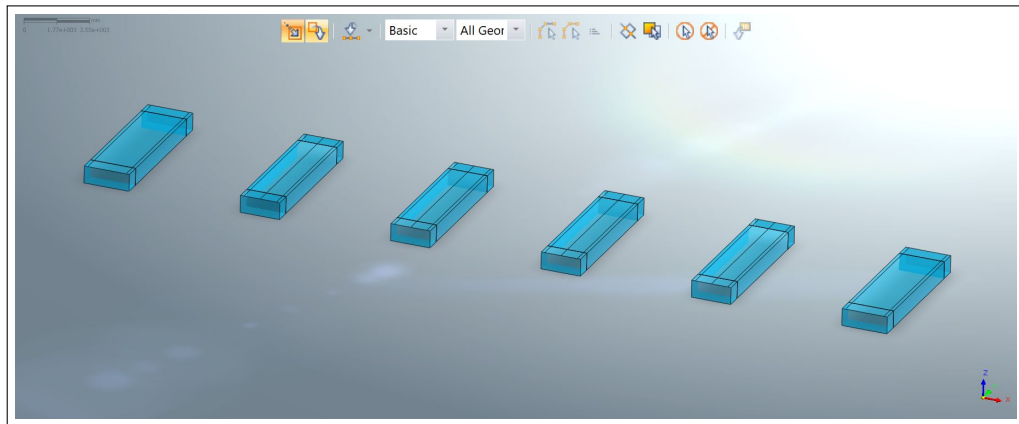
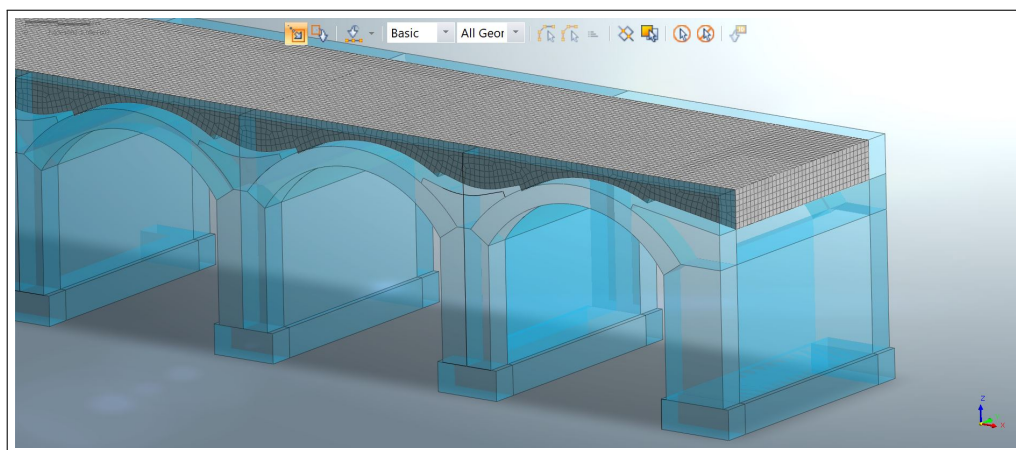


Figura 4.14: Elementi di fondazione

Material	
ID	3
Name	Calcestruzzo
Color	[Color Selection]
Model Type	Elastic
	<input checked="" type="checkbox"/> Structure
<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> <span>General</span> <span>Thermal</span> <span>Time Dependent</span> <span>Temperature Dependent</span> </div>	
Elastic Modulus(E)	30000 N/mm <sup>2</sup>
Inc. of Elastic Modulus	0 N/mm <sup>3</sup>
Inc. of Elastic Modulus Ref. Height	0 mm
Poisson's Ratio( $\nu$ )	0.3
Unit Weight( $\gamma$ )	2.3e-005 N/mm <sup>3</sup>
Initial Stress Parameters	
Ko Determination	1
<input checked="" type="radio"/> Automatic <input type="radio"/> Manual	
<input type="checkbox"/> Anisotropy [ID]	
Thermal Parameter	
Thermal Coefficient	1e-006 1/[T]
Molecular vapor diffusion coefficient	0 mm <sup>2</sup> /sec
Thermal diffusion enhancement	0
Damping Ratio(For Dynamic)	
Damping Ratio	0.05
<input type="checkbox"/> Safety Result(Mohr-Coulomb)	
Cohesion(C)	0.03 N/mm <sup>2</sup>
Frictional Angle( $\Phi$ )	36 [deg]
<input type="checkbox"/> Tensile Strength	0 N/mm <sup>2</sup>
DB	

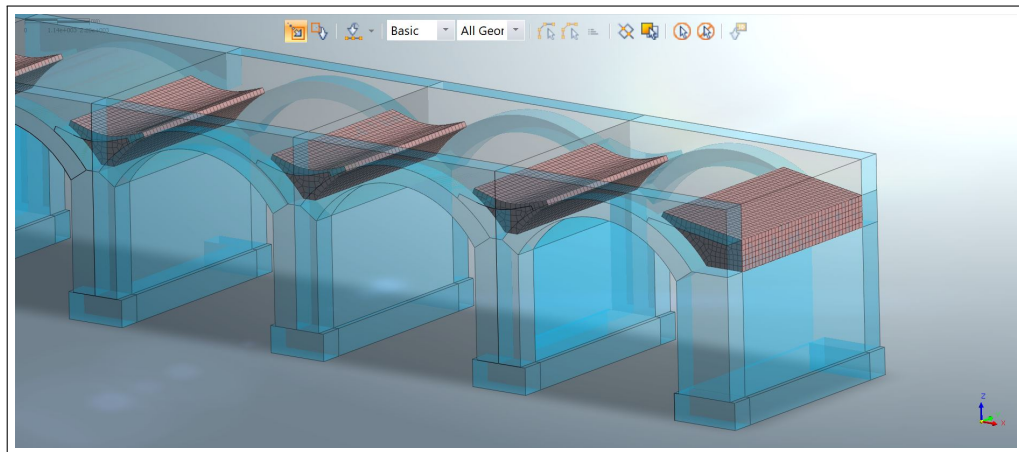
Figura 4.15: Proprietà fisico-meccaniche del calcestruzzo

Definita la geometria e le proprietà meccaniche dei materiali, è stata realizzata la mesh del modello settando dimensione media e tipologia di "Elementi Finiti" risultanti dall'operazione di meshatura dei solidi. Sia per gli elementi costituenti il Rinfiango, il Riempimento e le Fondazioni, che per i componenti strutturali in muratura è stata assegnata una dimensione del singolo elementino costituente la mesh pari a 20 centimetri. Per la definizione della dimensione del singolo elemento della mesh, si è considerata la necessità di avere nello spessore dell'arco del ponte almeno tre elementi disitinti della mesh; per tale motivo, è stata definito un elemento solido della mesh avente dimensione pari a 20 cm. Questa dimensione della mesh, per semplicità, è stata successivamente estesa a tutti gli altri elementi solidi del modello (rinfianchi, spalle, pile, timpani, riempimento e fondazioni) (Fig. 4.16, 4.17, 4.18 e 4.19).

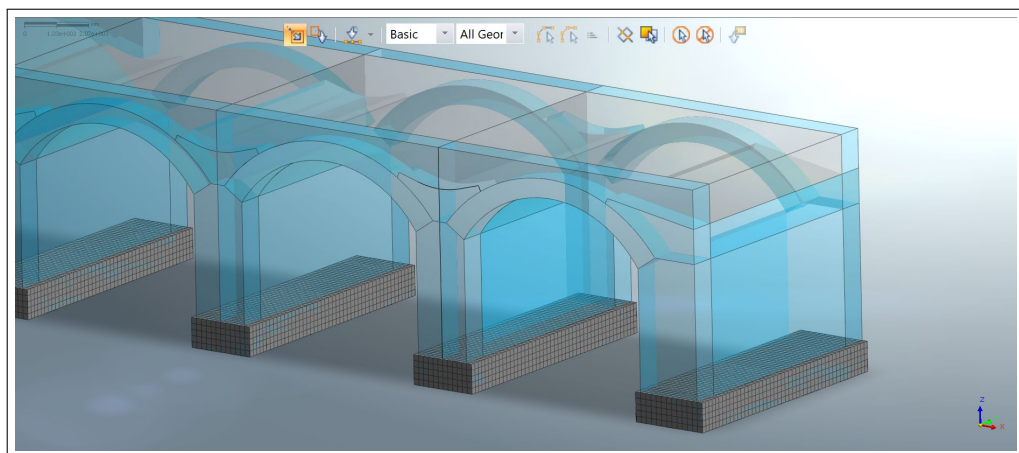


**Figura 4.16:** *Mesh Riempimento*





**Figura 4.17:** *Mesh Rinfiancio*



**Figura 4.18:** *Mesh Fondazioni*

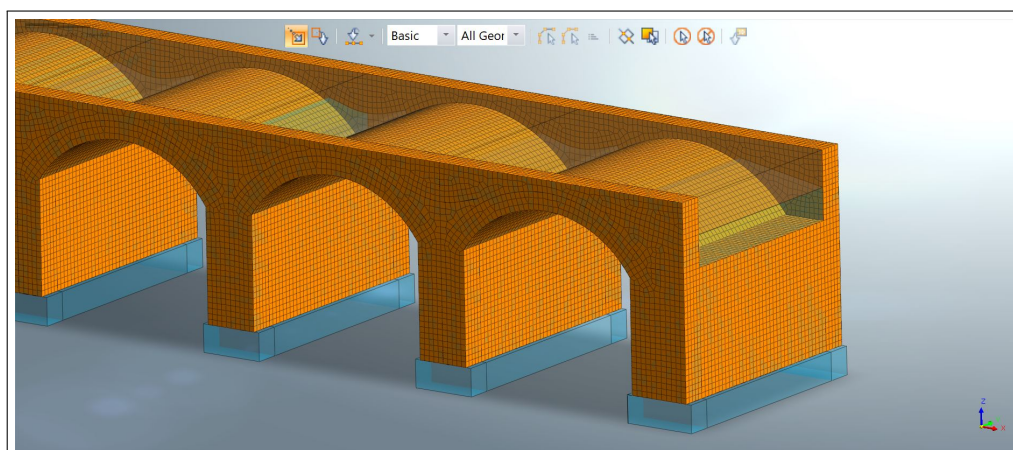


Figura 4.19: *Mesh Struttura*

Il modello tridimensionale meshato (Fig. 4.20) risulta costituito da **190.995** elementi finiti.

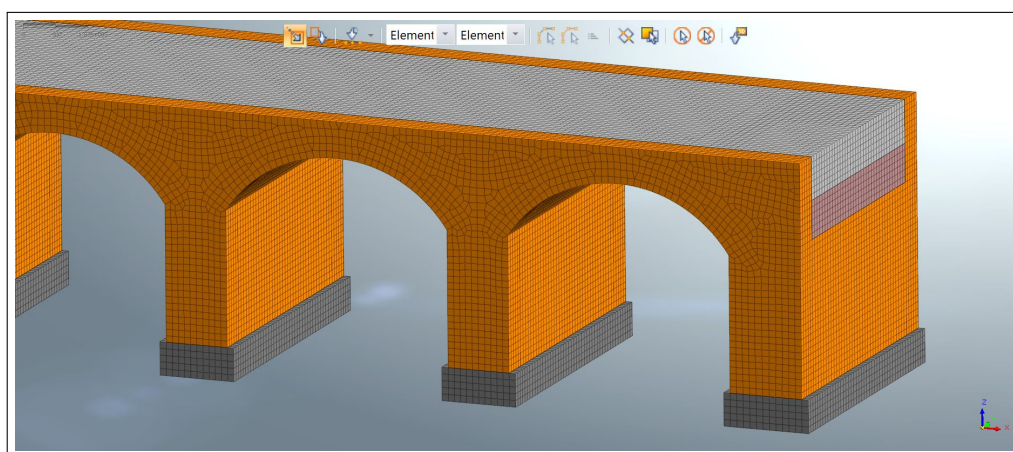
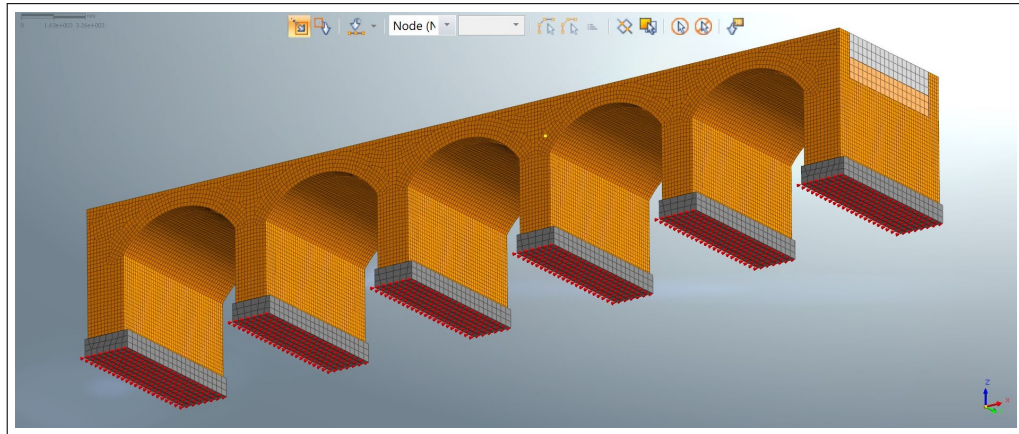


Figura 4.20: *Mesh modello completo*

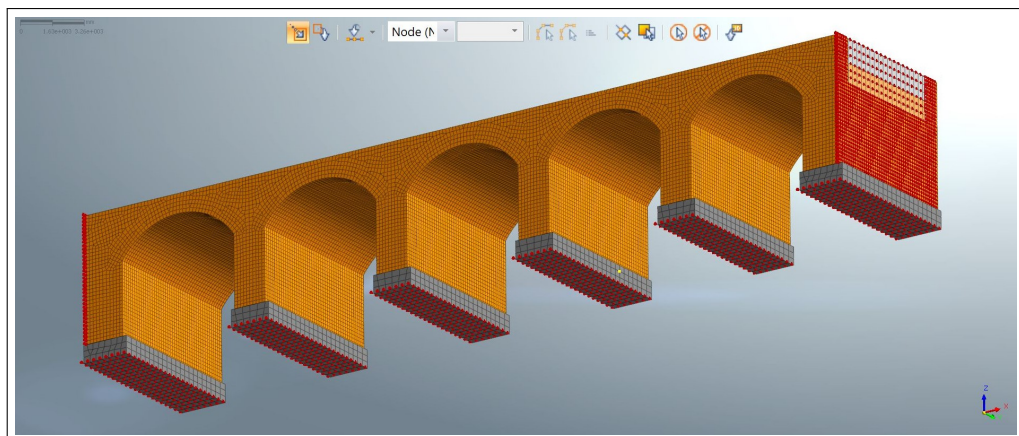
#### 4.2.1 Condizioni di Vincolo

A questo punto sono stati applicati i **vincoli** alla struttura tenendo conto delle proprietà meccaniche del terreno di fondazione e del banco di terra a tergo delle spalle. Alla base delle platee di fondazione sono stati applicati dei vincoli ideali

alla traslazione nelle due direzioni ortogonali del piano XY. A tergo delle spalle si è considerato il solo vincolo alla traslazione in direzione trasversale Y.



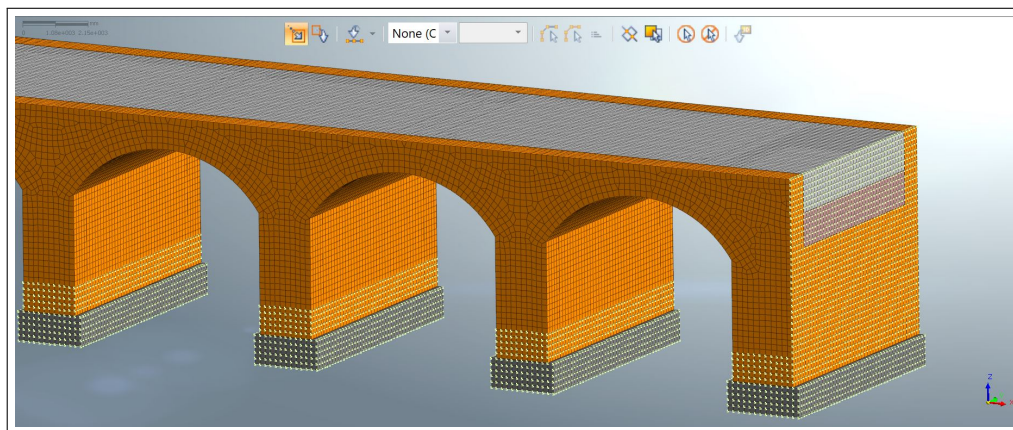
**Figura 4.21:** *Vincoli alla traslazione in direzione X*



**Figura 4.22:** *Vincoli alla traslazione in direzione Y*

Il grado di vincolo in direzione verticale Z è stato considerato modellando il terreno come letto di molle con rigidezza "**K**", derivata dal "**Coefficiente di Winkler**" (o costante di sottofondo) già calcolato al paragrafo 3.7 pari a 8 Kg/m<sup>3</sup>. Essendo tale valore espresso in Kg/m<sup>3</sup>, è stato moltiplicato per l'area del singolo elemento della mesh così da poter modellare delle molle puntuali con rigidezza K lineare e quindi espressa in Kg/m. Un ulteriore grado di vincolo applicato alla

struttura è costituito dalle molle orizzontali che simulano la presenza del terreno ai lati delle platee di fondazione e delle pile, e del banco di terra a tergo delle spalle. Per le molle orizzontali si è ritenuto opportuno adottare un valore di rigidezza pari alla metà della rigidezza delle molle verticali.

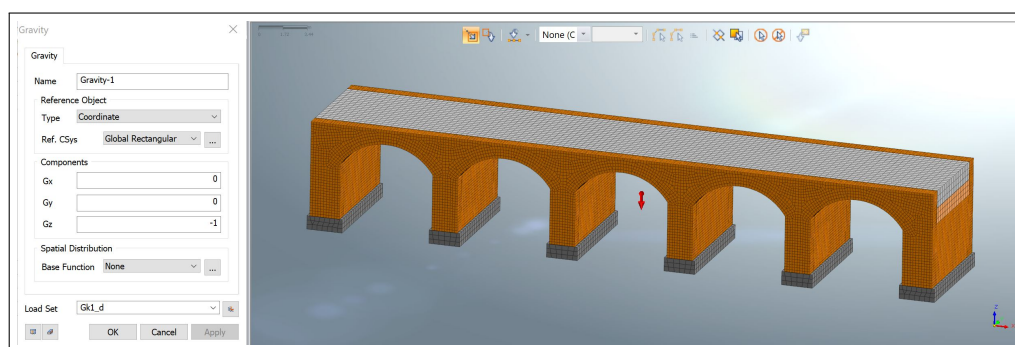


**Figura 4.23:** *Molle puntuali terreno*

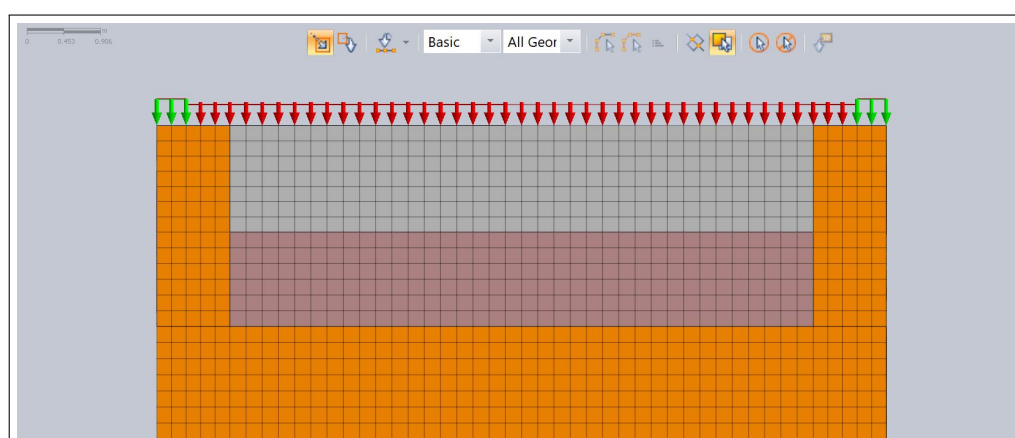
## 4.2.2 Modellazione delle Azioni Permanenti

Una volta caratterizzata la struttura e vincolata esternamente, sono state applicate le azioni derivanti dal peso proprio degli elementi modellati tramite il comando "Self Weight" (Fig. 4.24). Il peso proprio degli elementi "Ballast" e "Parapetto" non essendo stati modellati, sono stati applicati come carichi di superficie (Fig. 4.25), calcolati precedentemente e riportati al paragrafo 3.8.1.





**Figura 4.24:** Applicazione peso proprio elementi modello

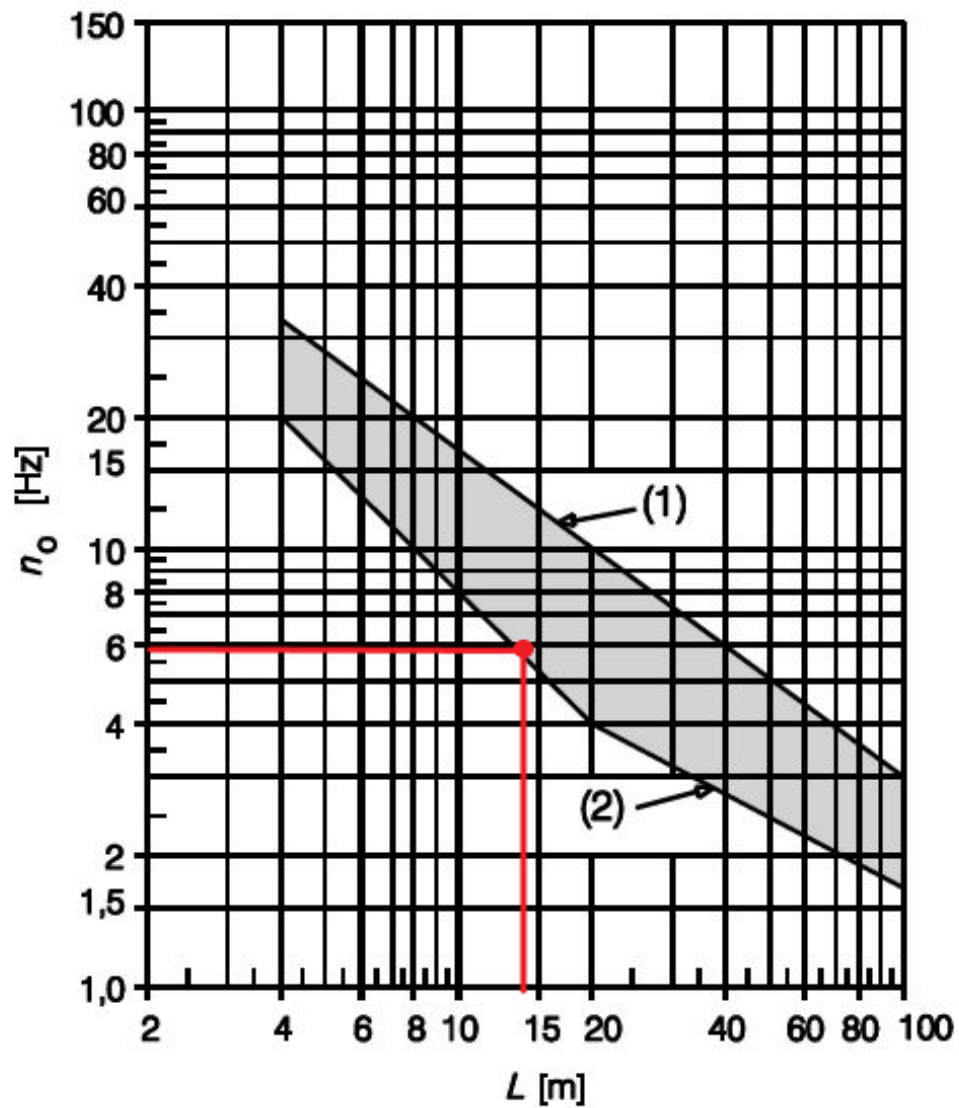


**Figura 4.25:** Applicazione peso proprio Ballast (in rosso) e Parapetti (in verde) (Sezione trasversale)

### 4.2.3 Analisi Modale

Raggiunto il livello di modellazione descritto fin'ora, è stato possibile eseguire un'analisi agli autovalori per determinare i **modi propri di vibrare** della struttura. I modi di vibrare forniscono informazioni in merito alla bontà del modello agli elementi finiti e alla sua affidabilità in termini di coerenza con il reale comportamento strutturale dell'opera. E' stato possibile valutare la frequenza relativa al primo modo flessionale, ottenendo un valore di **5,906 Hz**. Pertanto, in accordo con quanto previsto nel "Manuale di progettazione delle Opere Civili di RFI - Parte

II - Sezione 2" [1], poiché la prima frequenza flessionale ricade all'interno del fuso, definito dai limiti di frequenza funzione della lunghezza caratteristica  $L_\phi$  (Fig 4.26), non è richiesta l'analisi dinamica e si può ricorrere ad un'analisi statica con coefficiente di amplificazione dinamica.



**Figura 4.26:** Limiti della frequenza naturale del ponte  $n_0$  [Hz] in funzione di  $L$  [m]

Dove il limite superiore di  $n_0$  è caratterizzato da:

$$n_0 = 94,76 \cdot L^{-0,748}$$

mentre il limite inferiore è dato da:

$$n_0 = \frac{80}{L}$$

per  $4m \leq L \leq 20m$

$$n_0 = 23,58 \cdot L^{-0,592}$$

per  $20m \leq L \leq 100m$

Dove:

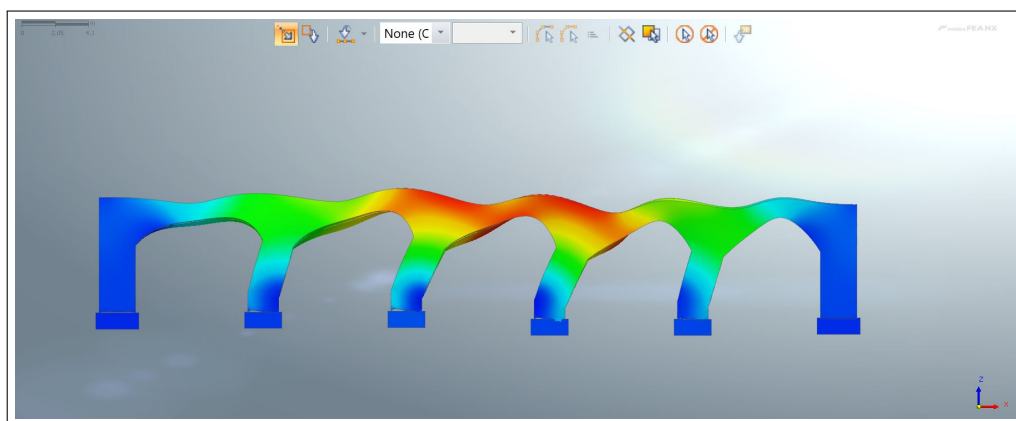
- $n_0$  è la prima frequenza flessionale del ponte;
- $L$  è la luce della campata per ponti in semplice appoggio oppure  $L_\phi$  per ponti continui.

Considerando la lunghezza caratteristica  $L_\phi$  dell'opera pari a 13,8 metri (cioè il doppio della luce netta tra le pile), i limiti di frequenza risultano essere:

$$n_{0,superiore} = 12,02Hz$$

$$n_{0,inferiore} = 5,79Hz$$

Si riporta per completezza la deformata modale relativa al primo modo di vibrare flessionale (Fig.4.27) con frequenza  $n_0 = 5,906$  Hz.



**Figura 4.27:** *Deformata del primo modo di vibrare flessionale*

#### 4.2.4 Calcolo Coefficiente di incremento Dinamico

La valutazione della frequenza legata al primo modo di vibrare flessionale del Ponte ha permesso il calcolo del **coefficiente di incremento dinamico reale** attraverso le formulazioni descritte al paragrafo 1.1.1, con riferimento ai modelli di carico con treni reali, nel caso di linee con normale standard manutentivo. Per la categoria di linea D2, la cui velocità di transito massima è di 200 km/h, risultano i seguenti valori:



**Tabella 4.1:** Calcolo coefficiente di incremento dinamico per una velocità di 200km/h

Velocità 200km/h		
$n_0$	5,906	[Hz]
$L_{\Phi}$	13,8	[m]
v	55,6	[m/s]
K	0,34082	[-]
$\varphi'$	0,5066	[-]
$\alpha$	1	[-]
$\varphi''$	0,0378	[-]
$\varphi''^*$	0,0378	[-]
$\varphi$ reale	1,54	[-]

Per la categoria di linea D4, la cui velocità di transito massima è di 100 km/h, risultano i seguenti valori:

**Tabella 4.2:** Calcolo coefficiente di incremento dinamico per una velocità di 100km/h

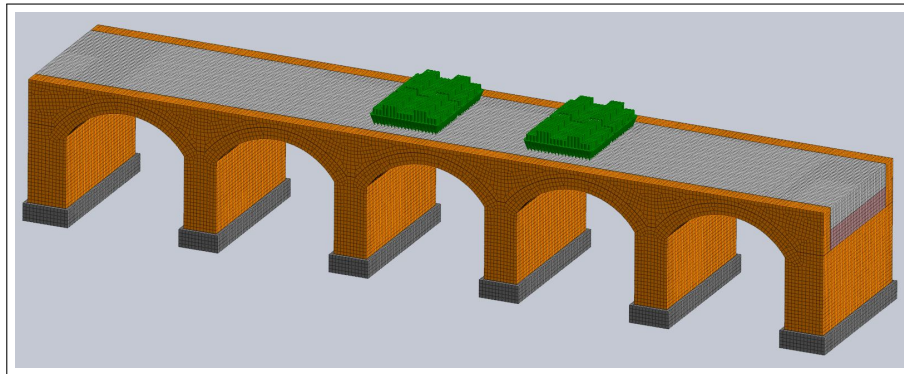
Velocità 100km/h		
$n_0$	5,906	[Hz]
$L_{\Phi}$	13,8	[m]
v	27,8	[m/s]
K	0,1704	[-]
$\varphi'$	0,2052	[-]
$\alpha$	1	[-]
$\varphi''$	0,0378	[-]
$\varphi''^*$	0,0378	[-]
$\varphi$ reale	1,24	[-]

## 4.2.5 Analisi Statica Lineare

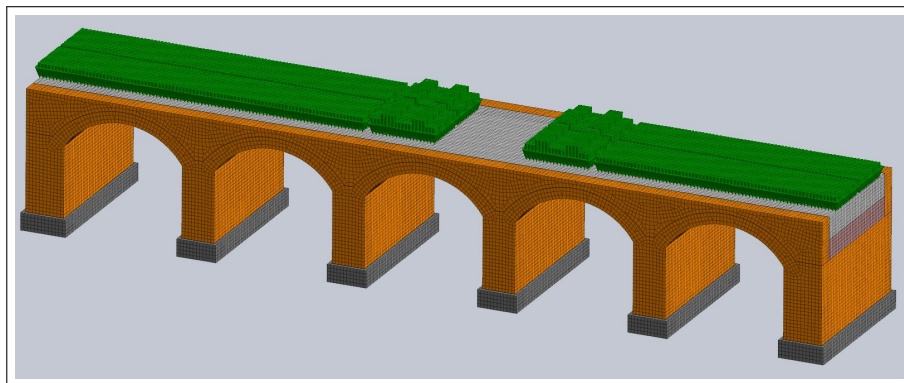
Il "Manuale di Progettazione delle Opere Civili" di RFI definisce la metodologia da applicarsi per la **stima della capacità portante del ponte mediante analisi 3D lineare ad elementi finiti** ai fini della velocizzazione della linea ferroviaria. In questo tipo di analisi tutti gli elementi del ponte vengono presi in considerazione e le esemplificazioni adottate per rappresentarne la geometria sono di numero ridotto. Il modello costitutivo da utilizzare in questo passo della procedura è quello di un solido omogeneo, isotropo ed elastico. L'analisi tridimensionale elastica agli elementi finiti viene condotta imponendo al modello, dapprima, le forze indotte dal solo peso della struttura (peso proprio + carichi permanenti) e, successivamente, quelle indotte dai carri propri della categoria di linea per cui si verifica il ponte. Durante le analisi i pesi dei convogli vengono amplificati attraverso il coefficiente di incremento dinamico  $\varphi$ . Oltre all'azione del solo peso proprio si considerano altre tre condizioni di carico, ne risulta che le condizioni di carico utilizzate sono 4 e sono costituite come descritto di seguito:

- 1) la prima è costituita dal **peso proprio** del ponte;
- 2) la seconda è costituita dal **peso proprio** del ponte e dal carico di un **singolo carro isolato**, posizionato nella condizione più sfavorevole tra quelle esplorate, ovvero con il baricentro del carro anteriore posto ad  $1/3$  della luce dell'arco;
- 3) la terza è costituita dal **peso proprio** del ponte e dal carico di un **treno a pieno carico** distribuito su tutto il ponte;
- 4) la quarta è costituita dal **peso proprio** del ponte e dal carico di un **treno caricato a scacchiera** e disposto su solo metà del ponte.

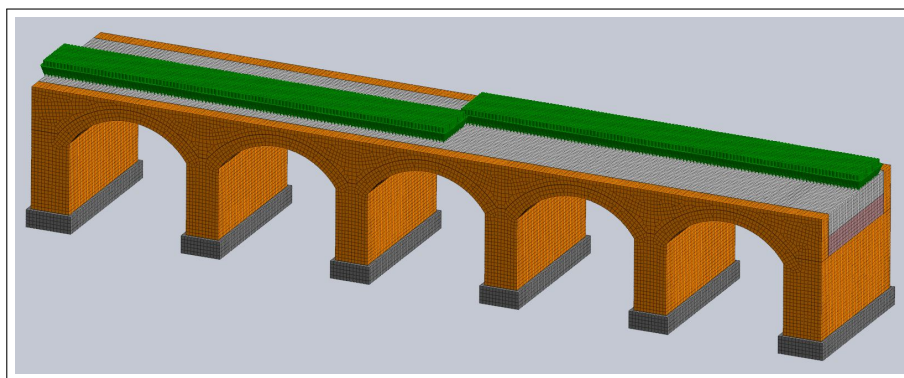
Vengono di seguito raffigurate le azioni verticali relative alle **condizioni di carico n.2, n.3 e n.4** per il treno associato alla **categoria di linea D2**.



**Figura 4.28:** *Condizione di carico n.2 per la categoria di linea D2*

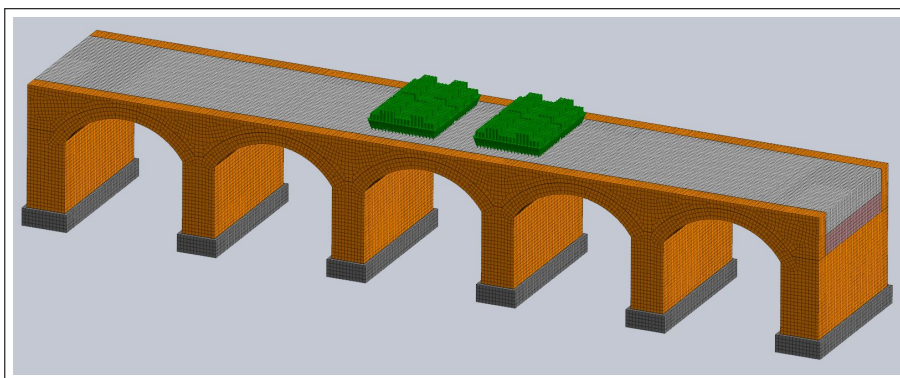


**Figura 4.29:** *Condizione di carico n.3 per la categoria di linea D2*

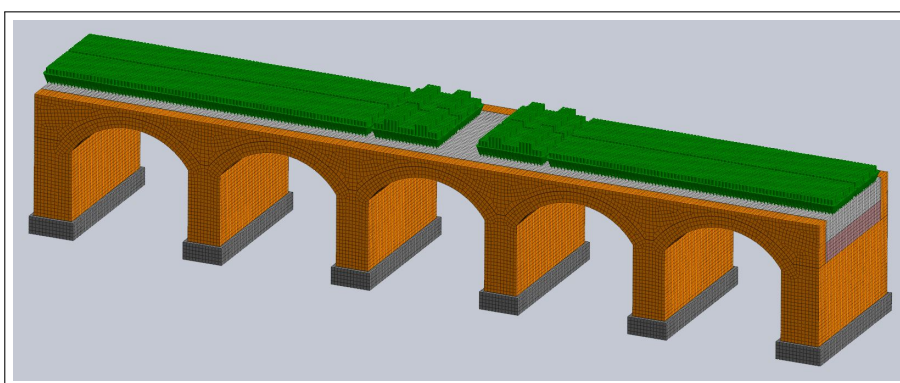


**Figura 4.30:** *Condizione di carico n.4 per la categoria di linea D2*

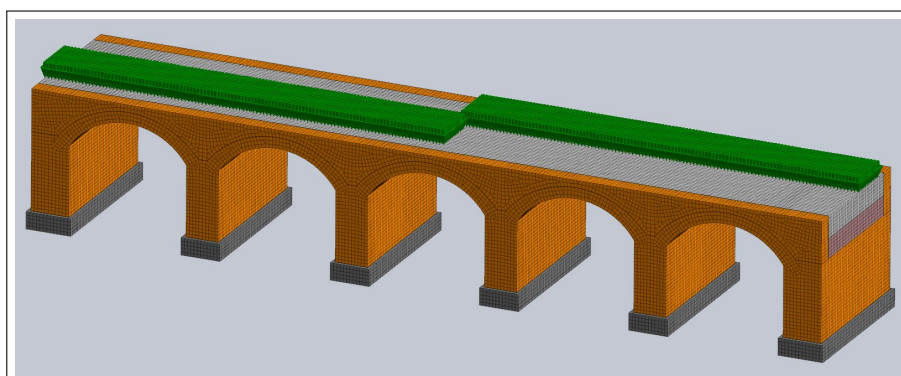
Vengono di seguito raffigurate le azioni verticali relative alle **condizioni di carico n.2, n.3 e n.4** per il treno associato alla **categoria di linea D4**.



**Figura 4.31:** *Condizione di carico n.2 per la categoria di linea D4*



**Figura 4.32:** *Condizione di carico n.3 per la categoria di linea D4*



**Figura 4.33:** *Condizione di carico n.4 per la categoria di linea D4*

Per ognuna delle condizioni di carico, gli effetti dei carichi verticali dovuti alla presenza dei convogli sono stati combinati con le azioni orizzontali derivanti dal traffico ferroviario, adottando i coefficienti indicati nelle "Norme Tecniche per le costruzioni" 2018 [10], riportati nella tabella rappresentata in figura 4.34. Si specifica che sono stati considerati soltanto i gruppi di carico 1 e 3, poichè risultano essere i più gravosi nei confronti della verifica per capacità portante del ponte.

TIPO DI CARICO	Azioni verticali		Azioni orizzontali			Commenti
	Gruppi di carico	Carico verticale (1)	Treno scarico	Frenatura e avviamento	Centrifuga	
Gruppo 1 (2)	1,0	-	0,5 (0,0)	1,0 (0,0)	1,0 (0,0)	massima azione verticale e laterale
Gruppo 2 (2)	-	1,0	0,0	1,0 (0,0)	1,0 (0,0)	stabilità laterale
Gruppo 3 (2)	1,0 (0,5)	-	1,0	0,5 (0,0)	0,5 (0,0)	massima azione longitudinale
Gruppo 4	0,8 (0,6;0,4)	-	0,8 (0,6;0,4)	0,8 (0,6;0,4)	0,8 (0,6;0,4)	Fessurazione

**Figura 4.34:** *Coefficienti di combinazione carichi da traffico ferroviario*

La combinazione delle azioni adottata per la verifica del ponte è la "combinazione

fondamentale per gli stati limite ultimi (SLU)":

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

Dove il valore dei coefficienti parziali di sicurezza ( $\gamma$ ) e dei coefficienti di combinazione ( $\Psi$ ) sono stati dedotti dalle tabelle contenute nelle NTC 2018 [10] e riportate nelle figure 4.35 e 4.36.

Coefficiente			EQU <sup>(1)</sup>	A1	A2
Azioni permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Ballast <sup>(3)</sup>	favorevoli	$\gamma_B$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico <sup>(4)</sup>	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25
Azioni variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Precompressione	favorevole	$\gamma_P$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 <sup>(5)</sup>	1,00 <sup>(6)</sup>	1,00
Ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente	favorevole	$\gamma_{Ce}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole	d	1,20	1,20	1,00

<sup>(1)</sup> Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

**Figura 4.35:** Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

Azioni		$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
Azioni singole	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
da traffico	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
	gr <sub>1</sub>	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(2)</sup>	0,0
Gruppi di	gr <sub>2</sub>	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(2)</sup>	-
carico	gr <sub>3</sub>	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(2)</sup>	0,0
	gr <sub>4</sub>	1,00	1,00 <sup>(2)</sup>	0,0
Azioni del vento	F <sub>wk</sub>	0,60	0,50	0,0
Azioni da	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	T <sub>k</sub>	0,60	0,60	0,50

<sup>(1)</sup> 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

<sup>(2)</sup> Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti  $\Psi_0$  relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

**Figura 4.36:** Coefficienti di combinazione delle azioni

Pertanto i valori di progetto di tutte le azioni sono stati ottenuti moltiplicando i valori caratteristici, riassunti nella tabella 3.20 al paragrafo 3.8.3, per i coefficienti parziali di sicurezza. Inoltre le azioni verticali da traffico ferroviario sono state ulteriormente amplificate attraverso il coefficiente di incremento dinamico. I carichi di progetto vengono tabellati di seguito e fanno riferimento ai 2 gruppi di carico considerati (Gruppo 1 e 3) e alle due categorie di linea (D2 e D4).

**Tabella 4.3:** Carichi Permanenti strutturali e non strutturali di progetto

Azione	Valore	Unità
Peso proprio muratura	2430	[kg/m <sup>3</sup> ]
Peso proprio riempimento	2850	[kg/m <sup>3</sup> ]
Peso proprio rinfiacco	2850	[kg/m <sup>3</sup> ]
Peso proprio ballast per m	2160	[kg/m <sup>2</sup> ]
Peso proprio parapetto	2700	[kg/m <sup>3</sup> ]
Spinta attiva delle terre	473	[kN/m]
30% Resistenza passiva terre	242	[kN/m]
Pressione del vento	0,315	[kN/m <sup>2</sup> ]

**Tabella 4.4:** Carichi variabili di progetto per treni di categoria D2 alla velocità di 200km/h (Gruppo 1)

Azione	Valore	Unità
Q asse (50%)	147,8	[kN/m <sup>2</sup> ]
Q asse (25%)	73,9	[kN/m <sup>2</sup> ]
q distribuito	54,9	[kN/m <sup>2</sup> ]
Q serpeggio	92,9	[kN/m <sup>2</sup> ]
Q avviamento	9,2	[kN/m <sup>2</sup> ]
Q frenatura	5,6	[kN/m <sup>2</sup> ]

**Tabella 4.5:** Carichi variabili di progetto per treni di categoria D4 alla velocità di 100km/h (Gruppo 1)

Azione	Valore	Unità
Q asse (50%)	119,0	[kN/m <sup>2</sup> ]
Q asse (25%)	59,5	[kN/m <sup>2</sup> ]
q distribuito	55,4	[kN/m <sup>2</sup> ]
Q serpeggio	92,9	[kN/m <sup>2</sup> ]
Q avviamento	9,2	[kN/m <sup>2</sup> ]
Q frenatura	5,6	[kN/m <sup>2</sup> ]

**Tabella 4.6:** Carichi variabili di progetto per treni di categoria D2 alla velocità di 200km/h (Gruppo 3)

Azione	Valore	Unità
Q asse (50%)	147,8	[kN/m <sup>2</sup> ]
Q asse (25%)	73,9	[kN/m <sup>2</sup> ]
q distribuito	54,9	[kN/m <sup>2</sup> ]
Q serpeggio	46,5	[kN/m <sup>2</sup> ]
Q avviamento	18,4	[kN/m <sup>2</sup> ]
Q frenatura	11,2	[kN/m <sup>2</sup> ]

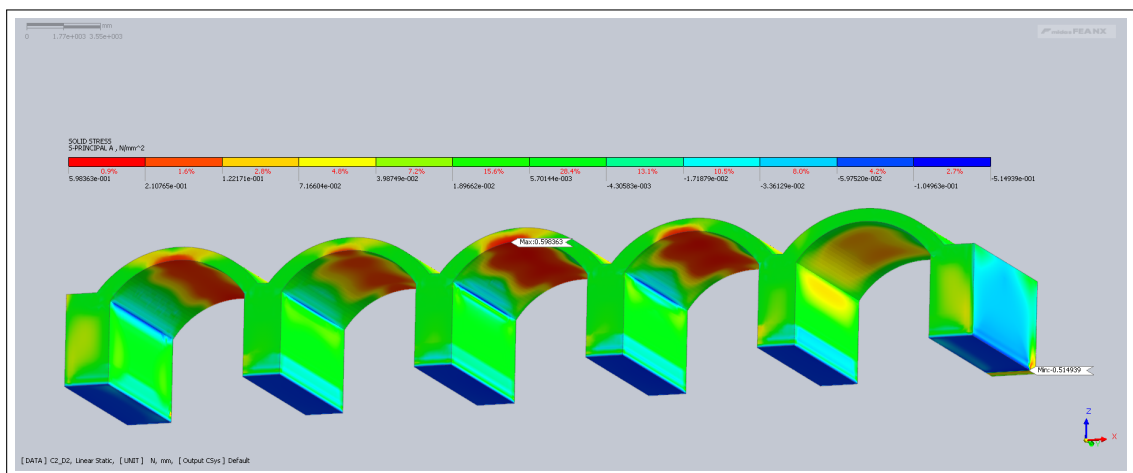
**Tabella 4.7:** Carichi variabili di progetto per treni di categoria D4 alla velocità di 100km/h (Gruppo 3)

Azione	Valore	Unità
Q asse (50%)	119,0	[kN/m <sup>2</sup> ]
Q asse (25%)	59,5	[kN/m <sup>2</sup> ]
q distribuito	55,4	[kN/m <sup>2</sup> ]
Q serpeggio	46,5	[kN/m <sup>2</sup> ]
Q avviamento	18,4	[kN/m <sup>2</sup> ]
Q frenatura	11,2	[kN/m <sup>2</sup> ]



Analizzate tutte e quattro le condizioni di carico, sono state valutate per ognuna di esse le **tensioni massime e minime** (rispettivamente di trazione e di compressione). Di seguito vengono riportate le schermate ottenute dal programma di calcolo raffiguranti le tensioni principali di compressione e di trazione, con una vista dal basso, al fine di individuare le zone critiche all'intradosso delle arcate. In tutte le immagini, gli elementi "*Fondazione*" vengono tenuti volutamente nascosti in quanto non risultano di interesse ai fini della verifica tensionale poichè decisamente più resistenti degli elementi in muratura. Gli elementi "*Riempimento*", "*Rinfianco*" e "*Timpano*" vengono tenuti nascosti in quanto non partecipano al meccanismo resistente della struttura. Le zone colorate in **rosso** rappresentano i valori **massimi** delle tensioni. Le zone colorate in **blu** rappresentano i valori **minimi** delle tensioni. Si nota dalla terza condizione di carico che il Gruppo di carico 3 genera sollecitazioni maggiori rispetto al Gruppo 1, pertanto le altre condizioni sono state analizzate per il solo Gruppo 3.

**Tensioni principali di trazione per treni di categoria D2:**



**Figura 4.37:** *Combinazione di carico n.2 gruppo 3*

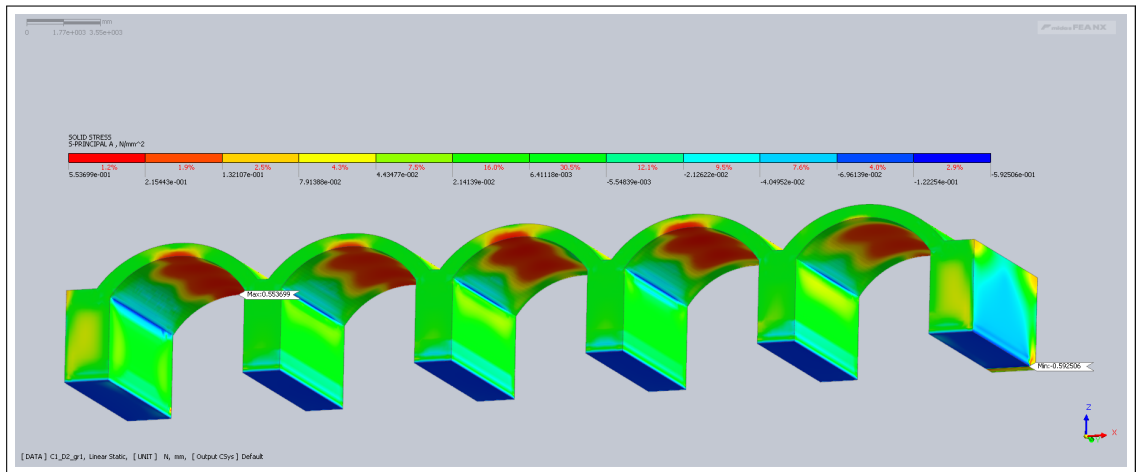


Figura 4.38: Combinazione di carico n.3 gruppo 1

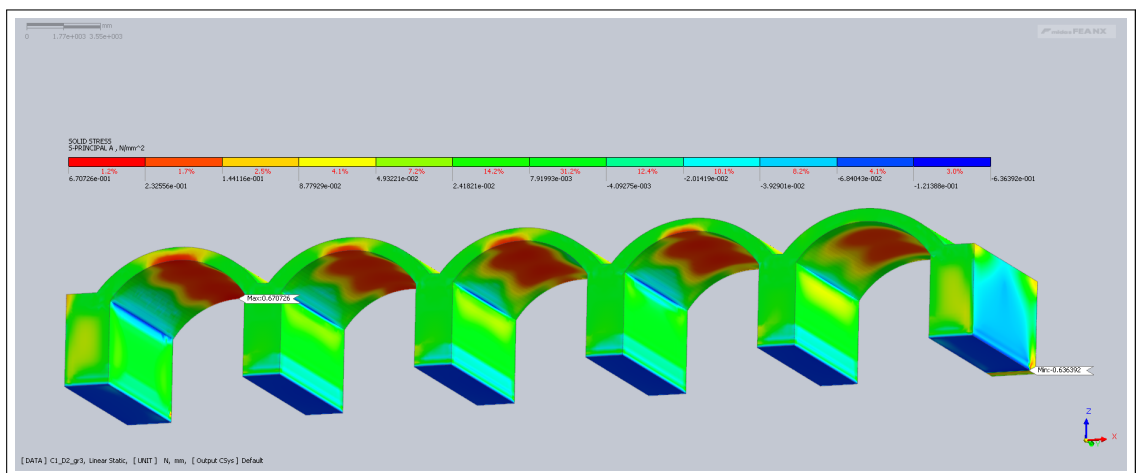


Figura 4.39: Combinazione di carico n.3 gruppo 3

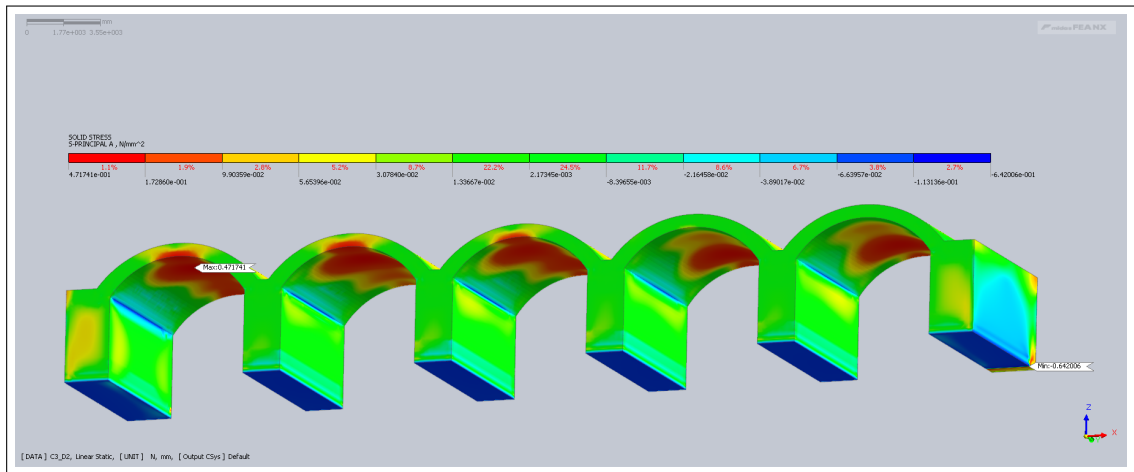


Figura 4.40: Combinazione di carico n.4 gruppo 3

Tensioni principali di compressione per treni di categoria D2:

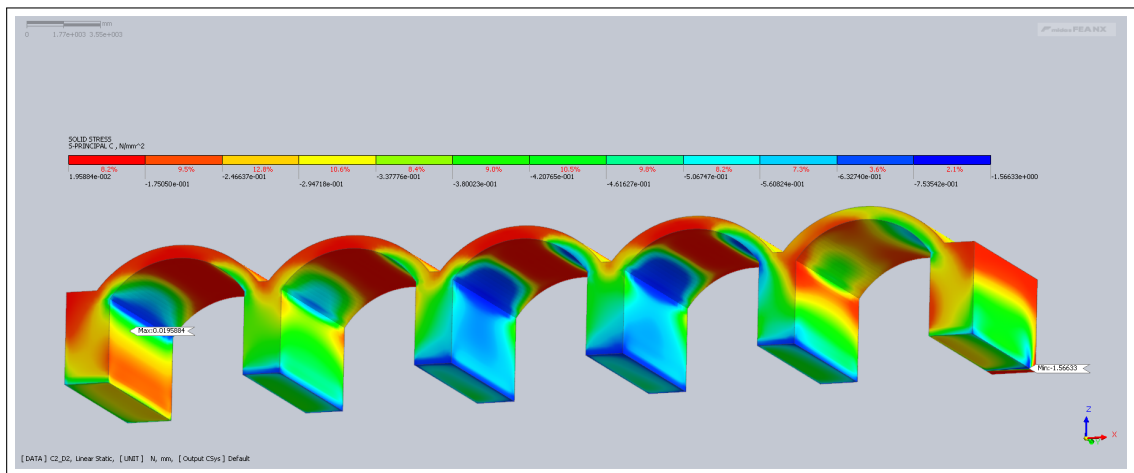


Figura 4.41: Combinazione di carico n.2 gruppo 3

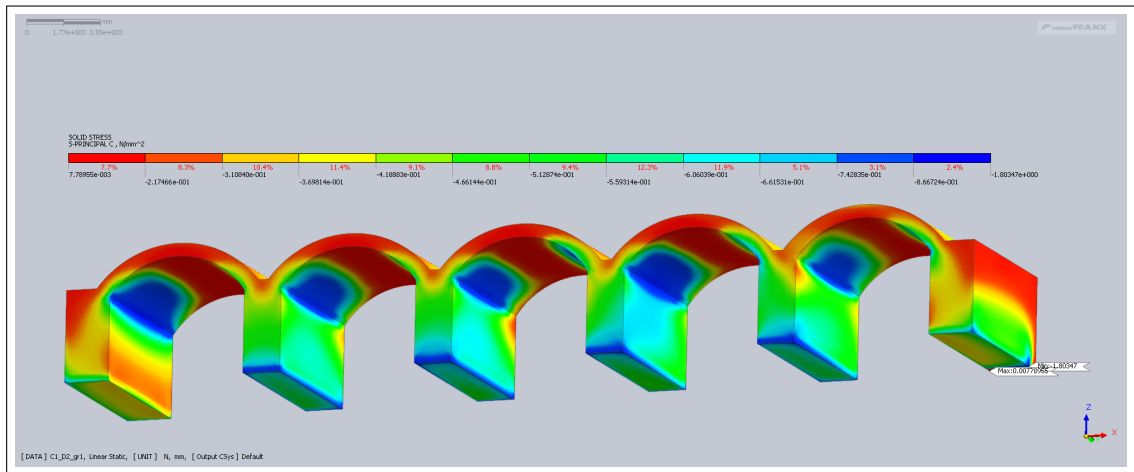


Figura 4.42: Combinazione di carico n.3 gruppo 1

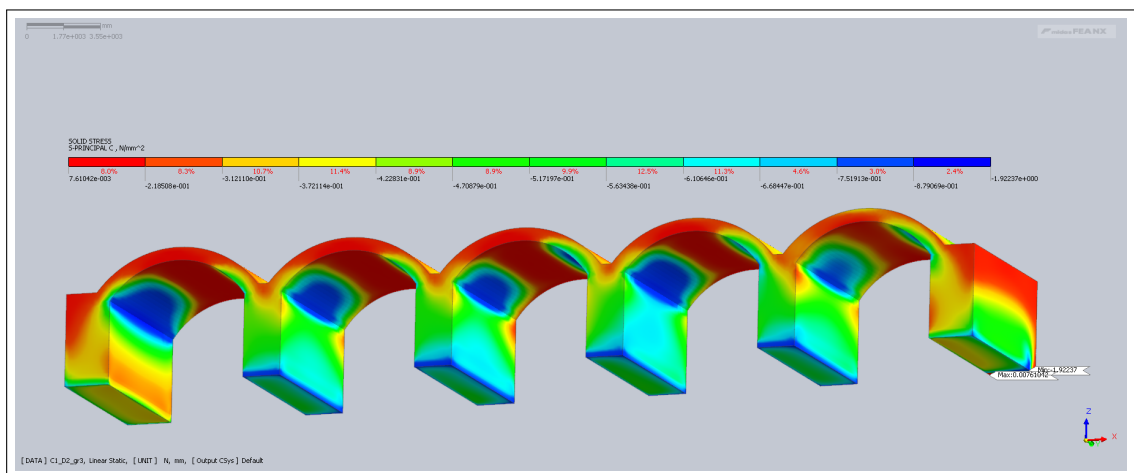


Figura 4.43: Combinazione di carico n.3 gruppo 3

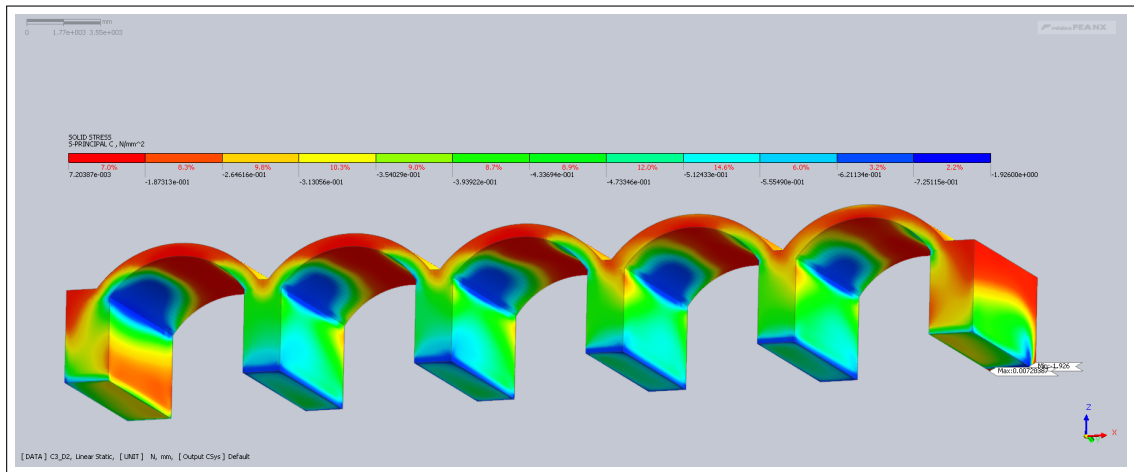


Figura 4.44: Combinazione di carico n.4 gruppo 3

Tensioni principali di trazione per treni di categoria D4

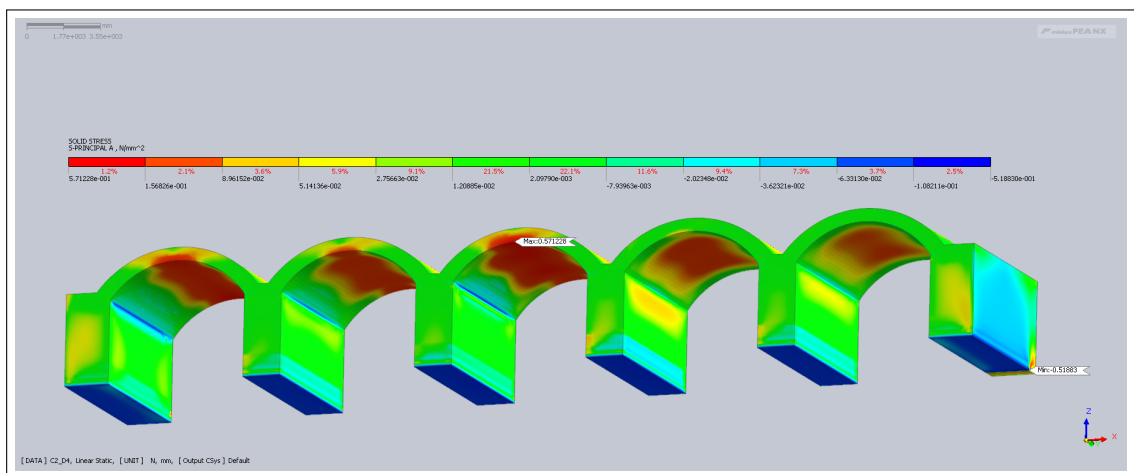


Figura 4.45: Combinazione di carico n.2 gruppo 3

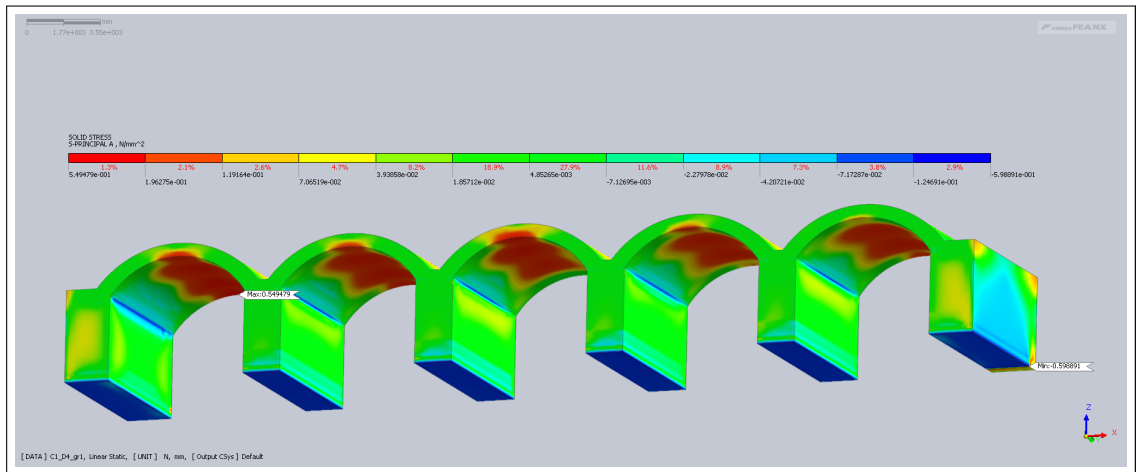


Figura 4.46: Combinazione di carico n.3 gruppo 1

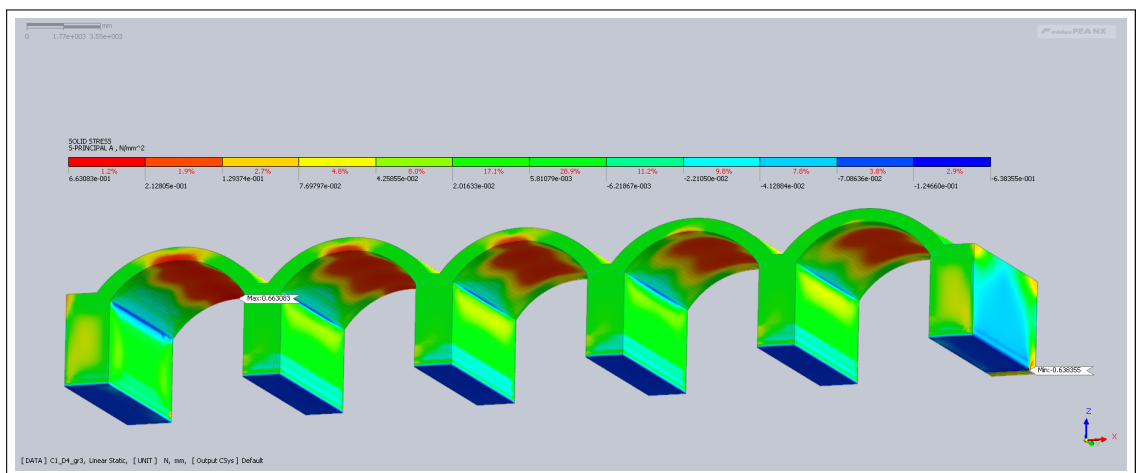


Figura 4.47: Combinazione di carico n.3 gruppo 3

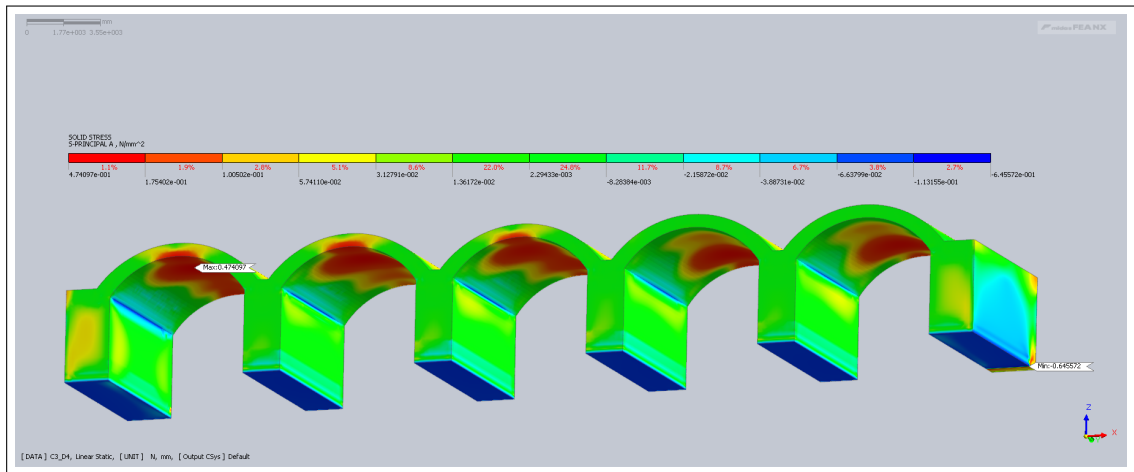


Figura 4.48: Combinazione di carico n.4 gruppo 3

Tensioni principali di compressione per treni di categoria D4:

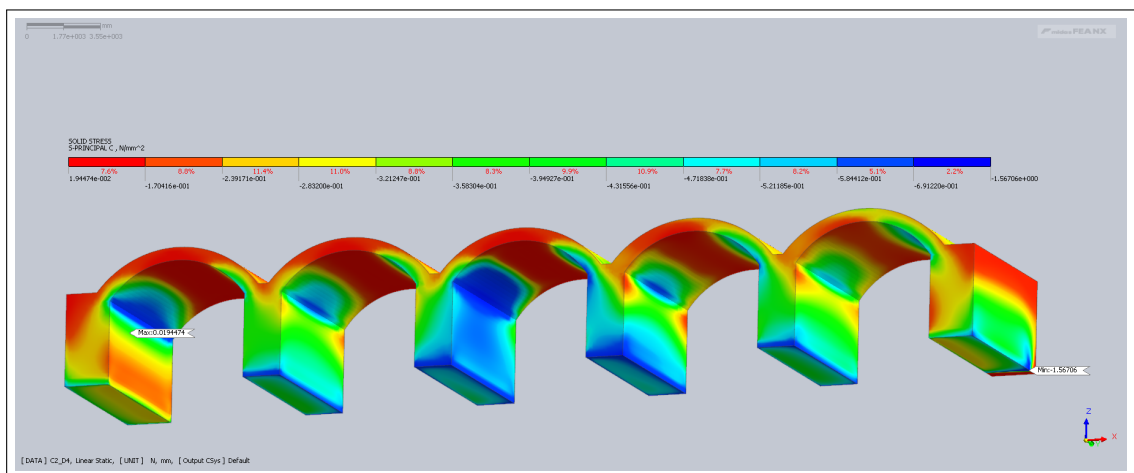


Figura 4.49: Combinazione di carico n.2 gruppo 3

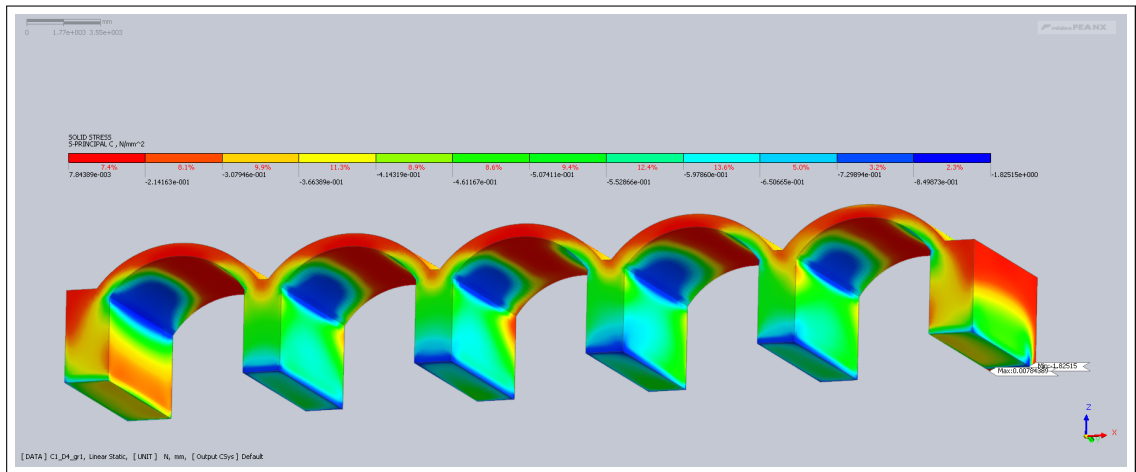


Figura 4.50: *Combinazione di carico n.3 gruppo 1*

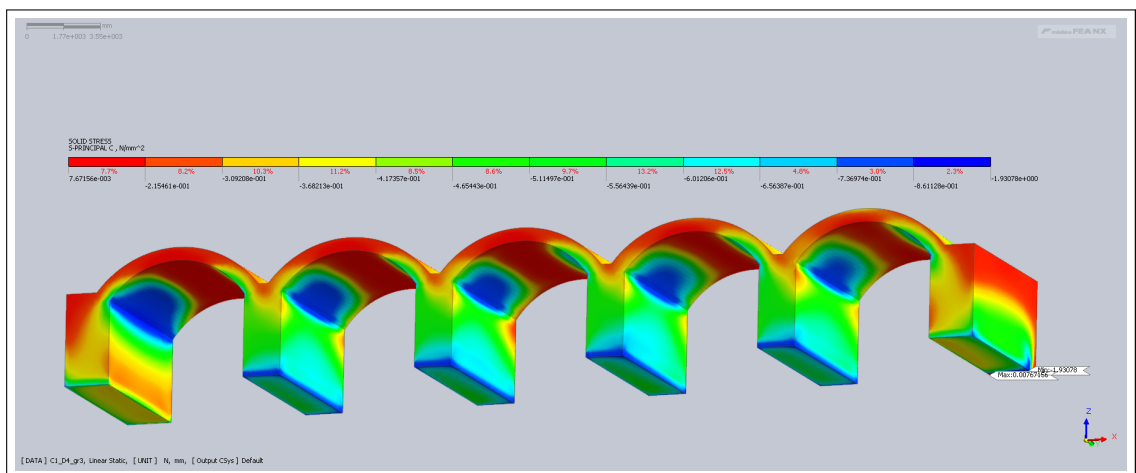
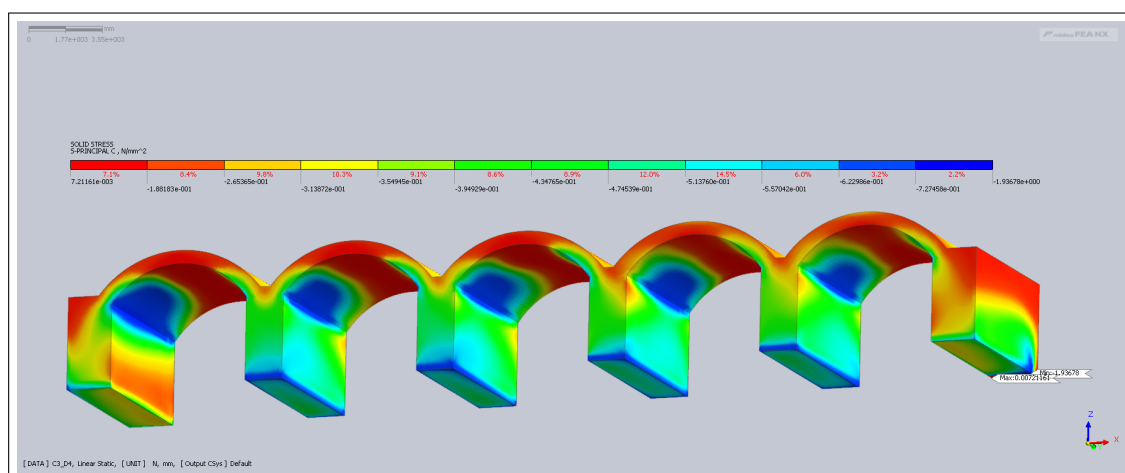


Figura 4.51: *Combinazione di carico n.3 gruppo 3*





**Figura 4.52:** *Combinazione di carico n.4 gruppo 3*

Dai risultati ottenuti per le diverse combinazioni di carico si evince che la condizione più sfavorevole, cioè quella per cui si sviluppano le massime tensioni, risulta essere la **condizione di carico n.3 relativa al gruppo 3 per i treni di categoria D2** (Fig. 4.39 e 4.43. Tale condizione porta ad un **valore massimo della tensione di trazione** in corrispondenza dell'intradosso della chiave della volta e dell'arco.

$$\sigma_{1,max} = 0,67MPa$$

Il **valore massimo della tensione di compressione** invece risulta essere in corrispondenza dell'intradosso dei fianchi della volta e dell'arco.

$$\sigma_{3,max} = 1,93MPa$$

Le tensioni presenti nella struttura sono state confrontate con la resistenza della muratura. Il valore di "calcolo"  $f_{cd}$  di resistenza a compressione è stato valutato riducendo il valore "caratteristico"  $f_{ck}$  (pari a 3,4 MPa) mediante il fattore di confidenza  $FC=1,2$  (avendo raggiunto un Livello di Conoscenza della struttura LC2) ed il fattore di sicurezza  $\gamma_M = 3$ , da cui si ricava:

$$f_{cd} = 3,4/(1,20 \cdot 3) = 0,9MPa$$

La resistenza a trazione della muratura risulta invece trascurabile.

### Considerazioni:

A causa delle tensioni di trazione, seppur di modesta intensità, si innesca una fessura in chiave nella zona intradossale della volta, per ciascuna delle 5 campate. Alle reni del sistema arco-volta si ritiene invece superata la resistenza a compressione della muratura. Ne consegue che la capacità portante del Ponte non è adeguata a resistere ai carichi di progetto considerati. Si procede pertanto ad una valutazione più accurata della capacità portante attraverso un'analisi di tipo non lineare.

## 4.3 Modello Non Lineare

La realizzazione di un modello che consideri la risposta non lineare della muratura, ha permesso di indagare in maniera più dettagliata lo stato tensionale generatosi nella struttura in seguito all'applicazione della combinazione di carico più gravosa, desunta dalla precedente analisi statica lineare. Il legame costitutivo utilizzato per modellare il comportamento non lineare della muratura, inclusi i fenomeni di fessurazione, rientra nella classe dei modelli di danneggiamento a fessura diffusa "*Smearred Crack Models*". Tale legame costitutivo può essere utilizzato per modellare i giunti di malta, i mattoni e, come nel caso in esame la muratura nel suo complesso. Lo sviluppo delle fessure viene modellato variando in modo opportuno la matrice di elasticità senza aumentare il numero dei nodi e consentendo dunque di non modificare la mesh originaria e non imporre alcuna restrizione all'orientazione della fessura stessa. Sostanzialmente ipotizza il solido fessurato come un continuo e la fessura come distribuita su una banda di elementi finiti. Il legame costitutivo "**Smearred Crack Model**" simula il comportamento a compressione usando un tipico **modello Elasto-Plastico** con legge "*Parabolica*" (Fig.4.53).

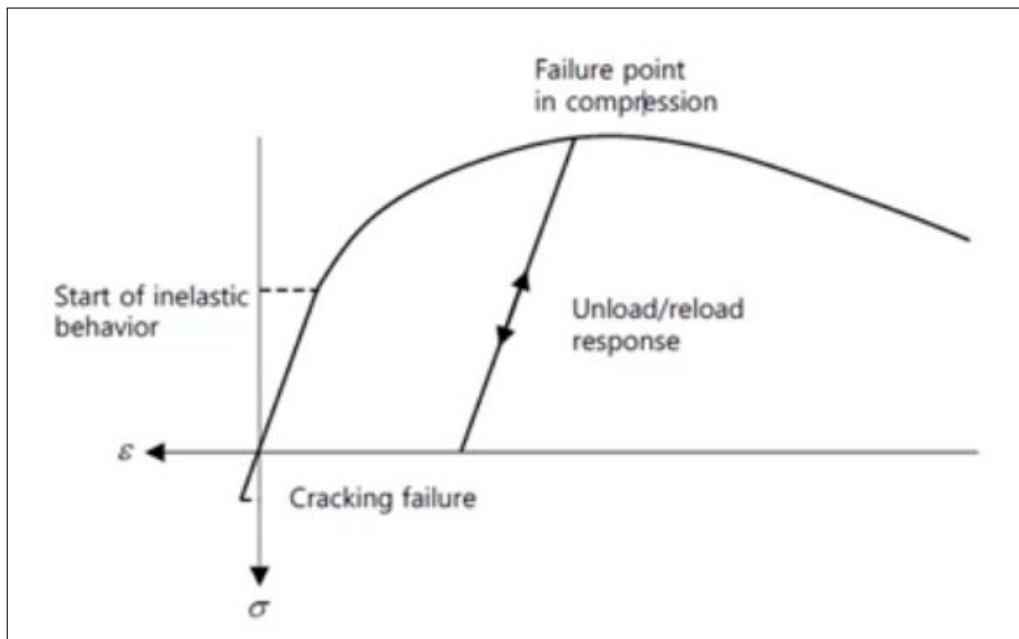


Figura 4.53: *Comportamento a compressione Parabolico*

Il comportamento a trazione viene simulato attraverso una legge di tipo "Softening" (Fig.4.54).

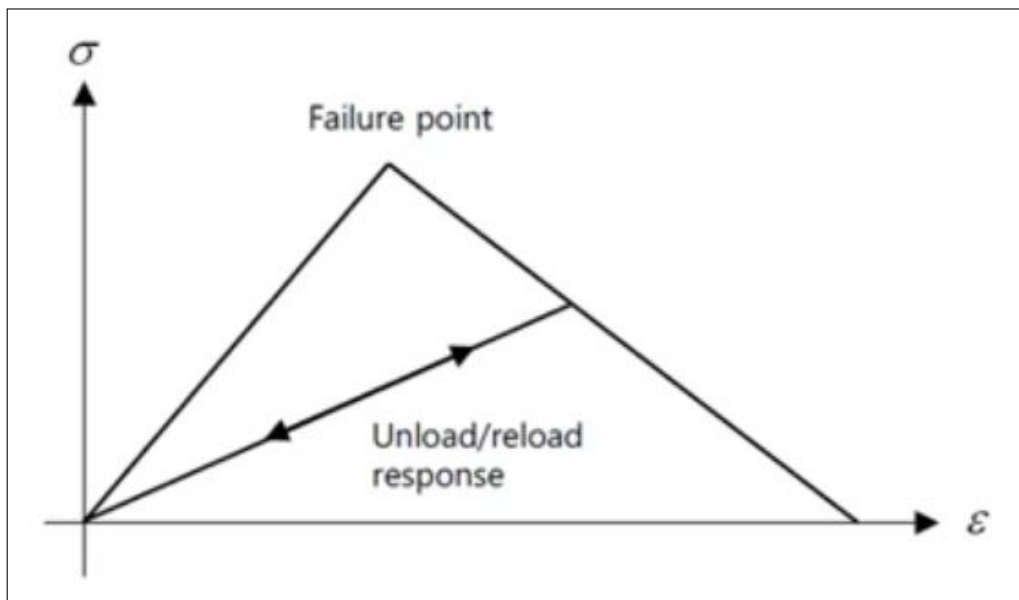


Figura 4.54: *Comportamento a trazione Lineare*

I parametri utilizzati per poter definire le funzioni del modello costitutivo sono i seguenti:

- **Resistenza a trazione ( $f_t$ ):** posta pari a **0,1 MPa** esclusivamente ai fini della convergenza di calcolo del software in quanto andrebbe considerata nulla.
- **Resistenza a compressione ( $f_c$ ):** pari al *valore di progetto* ottenuto riducendo il valore caratteristico attraverso il Fattore di Confidenza (FC=1,2), mentre il fattore di sicurezza  $\gamma_M$  si adotta unitario.

$$f_{cd} = 3,4 / (1,20 \cdot 1) = 2,8 MPa$$

- **Dimensione caratteristica dell'elemento finito ( $h$ ):** pari a **200 mm**.
- **Energia di frattura in trazione ( $G_f$ ):** calcolata secondo la formulazione riportata in "*Guidelines for Nonlinear Finite Element Analysis of Concrete Structures*"[12], utilizzabile anche nel caso della muratura:

$$G_f = 0,073 \cdot f_{cm}^{0,18} = 0,091 MPa$$

- **Energia di frattura in compressione ( $G_c$ ):** calcolata sempre secondo la formulazione riportata in "*Guidelines for Nonlinear Finite Element Analysis of Concrete Structures*"[12], in funzione dell'energia di frattura a trazione:

$$G_c = 250 \cdot G_f = 22,74 MPa$$

I diagrammi di tensione-deformazione in compressione ed in trazione, applicati al modello costitutivo e realizzati tramite i parametri appena descritti, risultano essere i seguenti. Per il comportamento a trazione è stato utilizzato un diagramma con legge di tipo "*Softening-Esponenziale*" (Fig.4.55).

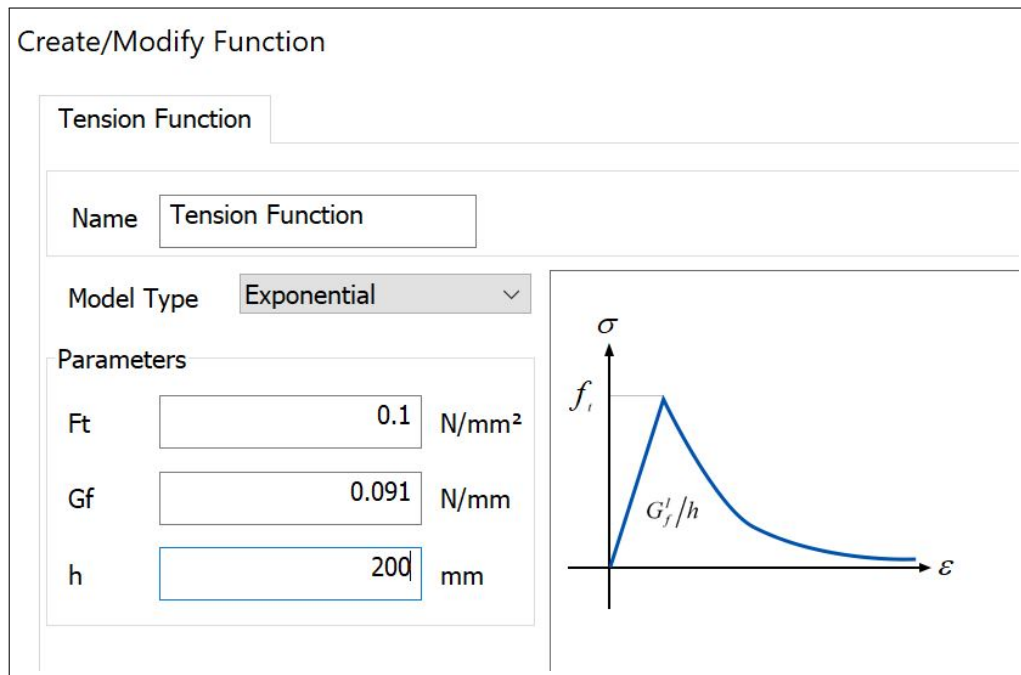
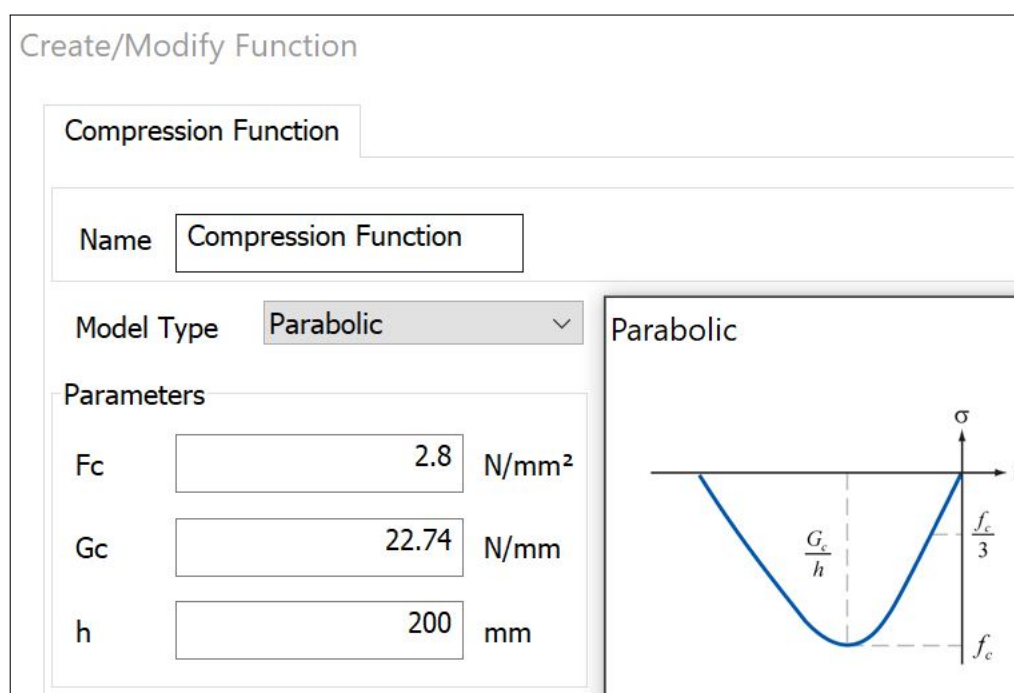


Figura 4.55: Diagramma tensione-deformazione a trazione

L'area al di sotto della curva sforzo-deformazione risulta essere uguale all'energia di frattura ( $G_f$ ) divisa per la lunghezza caratteristica dell'elemento finito ( $h$ ). Dopo il completo "Softening", cioè quando non vengono più trasmesse sollecitazioni, si dice che la fessura è "completamente aperta".

Per il comportamento a compressione è stato utilizzato un diagramma con legge di tipo "Parabolica" (Fig.4.56).



**Figura 4.56:** *Diagramma tensione-deformazione a compressione*

Il ramo di "Softening" è basato sul valore dell'energia di frattura da compressione ( $G_c$ ) al fine di ridurre la sensibilità della dimensione della mesh durante la localizzazione della deformazione di compressione.

### 4.3.1 Analisi Statica Non Lineare

Questo tipo di analisi consente di ottenere una stima più precisa della capacità portante del ponte. Il "Manuale di Progettazione" di RFI [1] suggerisce di effettuare la verifica soltanto per la condizione di carico peggiore riscontrata nella precedente analisi statica lineare. Tale condizione risulta essere la numero 3 per lo schema di carro relativo alla categoria D2. Il parametro di maggior interesse è il moltiplicatore dei carichi delle azioni da traffico  $\lambda$ . Si incrementa il moltiplicatore e si verifica per quale valore si ha che  $S_d$  supera  $R_d$ . Il valore di  $\lambda$  calcolato imponendo l'uguaglianza tra  $S_d$  e  $R_d$  fornisce una stima della resistenza ultima del manufatto. Se  $\lambda > 1$  ci

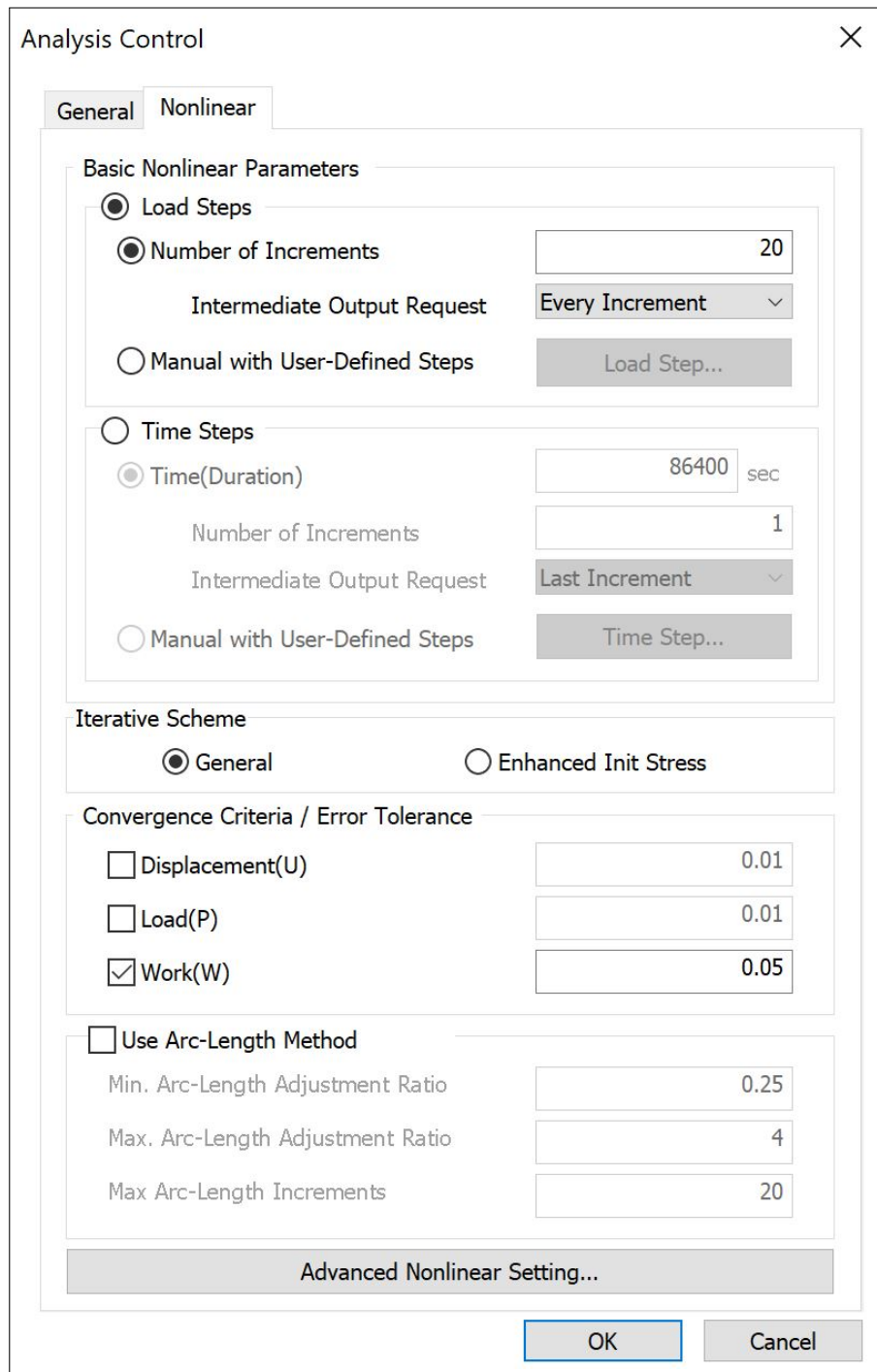
troviamo in presenza di stati sicuri altrimenti vuol dire che la struttura non è in grado di sopportare neppure i carichi per i quali è stata progettata. Dovrebbero essere incrementate in un'altra condizione di carico anche le azioni orizzontali da traffico e gli altri variabili, nel caso in esame però sono stati incrementati soltanto i variabili verticali in quanto per questo genere di strutture sono quelli più severi.

L'applicazione di un moltiplicatore dei carichi alle sole azioni variabili verticali da traffico ha reso necessaria la definizione di due fasi di carico distinte. La prima considera applicate tutte le azioni permanenti (peso proprio e spinta delle terre) e le azioni variabili da traffico orizzontali (frenatura, avviamento e serpeggio), le quali non risulteranno incrementate attraverso il moltiplicatore  $\lambda$ . La seconda fase prevede l'applicazione delle azioni variabili verticali tramite "*Step incrementali*" di carico, ottenuti attraverso il moltiplicatore  $\lambda$ . Nella pratica, le impostazioni del software sono state settate in maniera tale da avere degli incrementi di carico per ogni Step pari al 25% del carico di progetto, ciò significa che il moltiplicatore del carico allo Step 1 ( $\lambda_1$ ) risulta essere pari a 0,25 e proseguendo con gli Step successivi  $\lambda_2 = 0,50$ ;  $\lambda_3 = 0,75$ ;  $\lambda_4 = 1,00$  per il quale risulterà applicato il valore esatto del carico di progetto (come nel caso dell'analisi statica lineare). Sono stati considerati 20 Step di carico, e quindi un incremento totale di carico fino a 4 volte il valore di progetto ( $\lambda_1 = 4,00$ ), per i quali è stato analizzato lo stato tensionale, deformativo e fessurativo del Ponte.

L'obiettivo di tale analisi è quello di identificare quale sia il moltiplicatore  $\lambda$  che comporta la nascita di tensioni pari a  $f_c$  nella muratura portante, secondo quanto indicato nel "Manuale di Progettazione" e riportato al paragrafo 1.1.3 del presente lavoro di tesi.

$$S_d = \gamma_G \cdot G_k + \lambda \cdot (\gamma_Q \cdot \phi \cdot Q_{1k}) = R_d(f_k/\gamma_{FC})$$

Si illustrano di seguito i parametri settati per l'analisi non lineare eseguita tramite il software di calcolo.

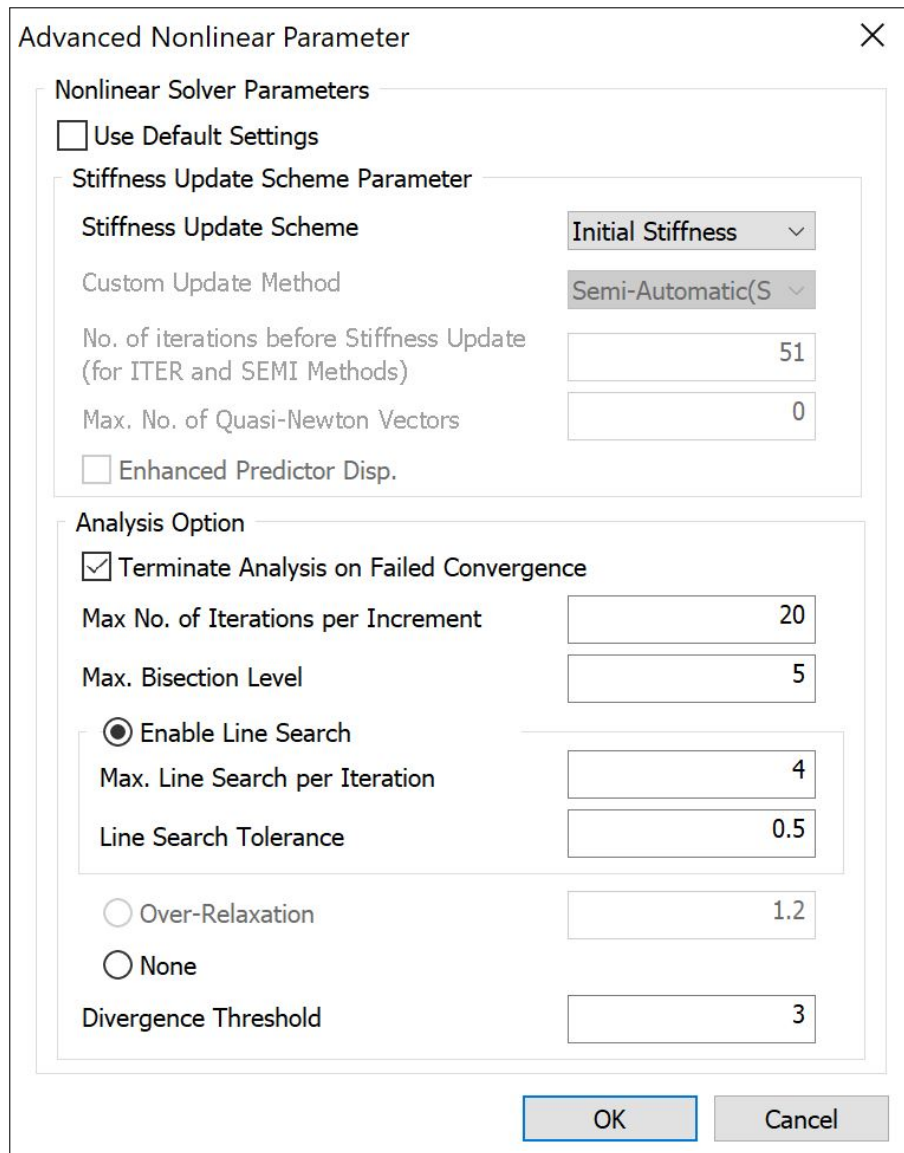


**Figura 4.57:** Parametri di controllo per l'analisi non lineare

Dalla figura 4.57 si evince come il criterio di convergenza della soluzione adottato



risulta essere il "Lavoro".

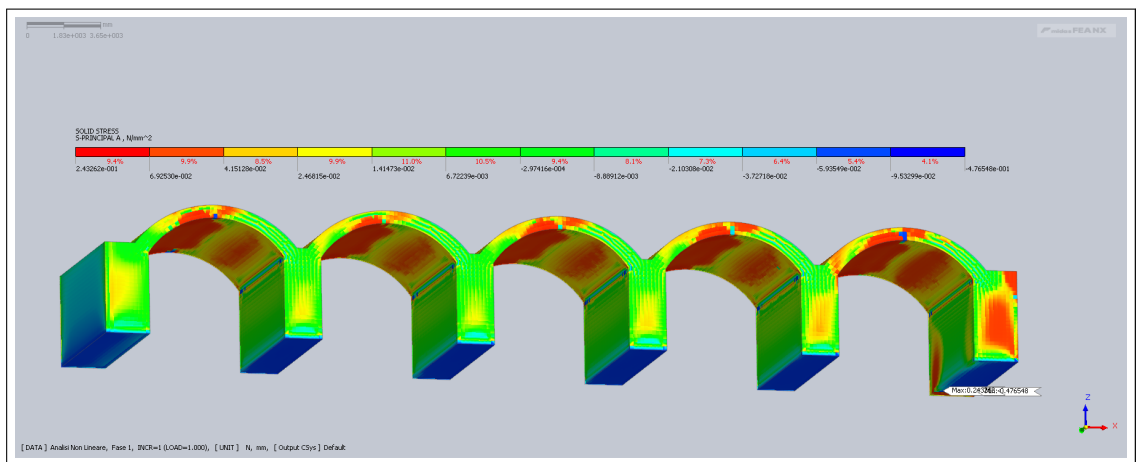


**Figura 4.58:** *Parametri di controllo avanzati per l'analisi non lineare*

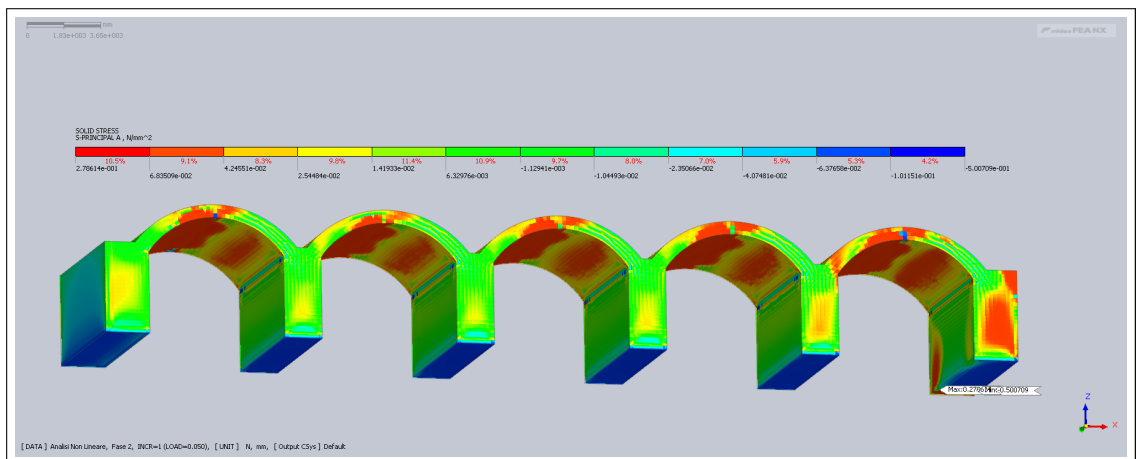
Analizzata la condizione di carico più gravosa (n.3, gruppo 3, categoria D2), sono state valutate le tensioni massime e minime (rispettivamente di trazione e di compressione) per ogni Step (incremento) di carico. Di seguito vengono riportate le schermate ottenute dal programma di calcolo raffiguranti le tensioni principali di

compressione e di trazione, come già visto nel caso dell'analisi statica lineare.

**Tensioni principali di trazione:**



**Figura 4.59:** Solo carichi permanenti + variabili orizzontali ( $\lambda = 0$ )



**Figura 4.60:**  $\lambda = 0,25$

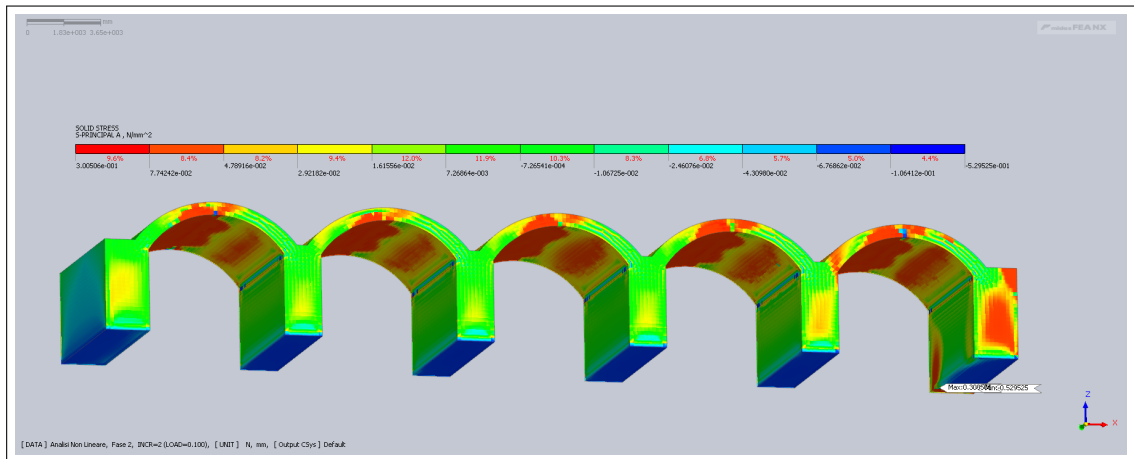


Figura 4.61:  $\lambda = 0,50$

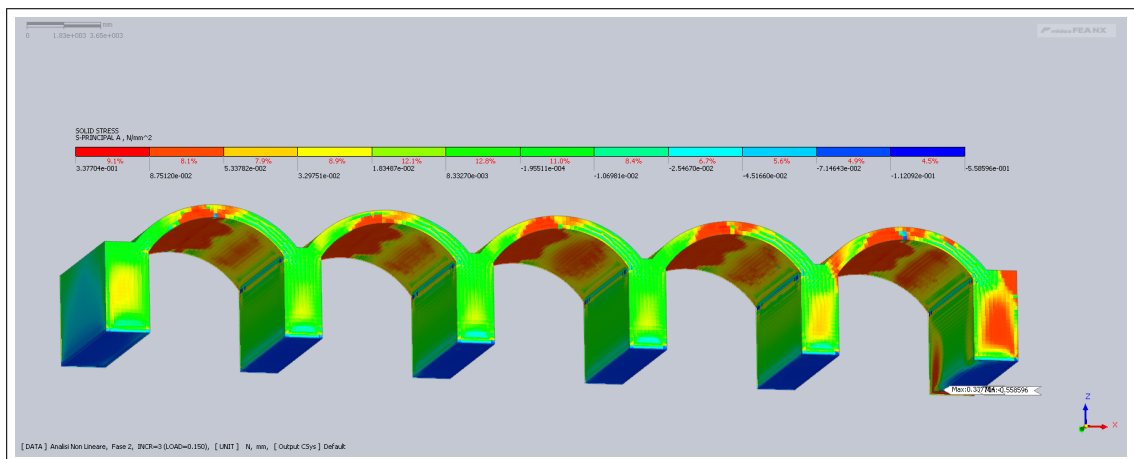


Figura 4.62:  $\lambda = 0,75$

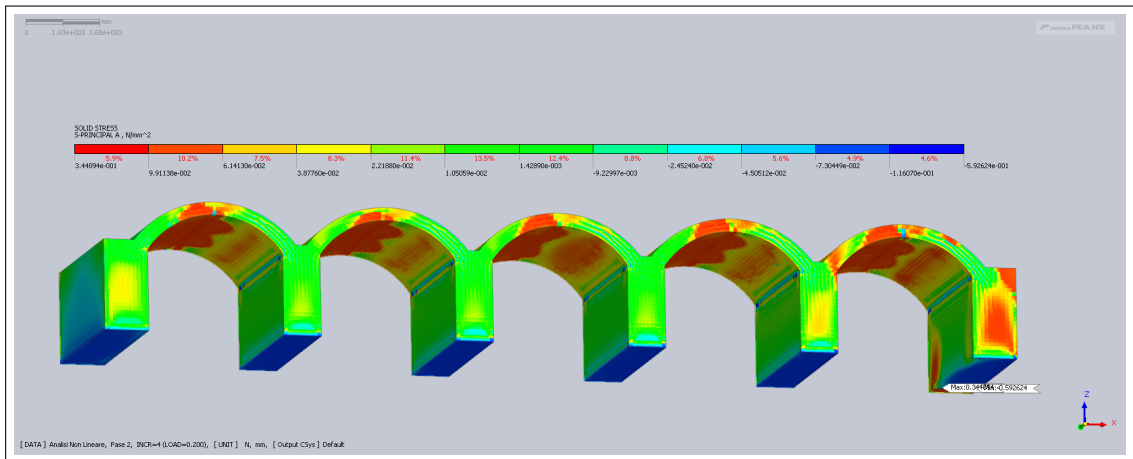


Figura 4.63:  $\lambda = 1,0$

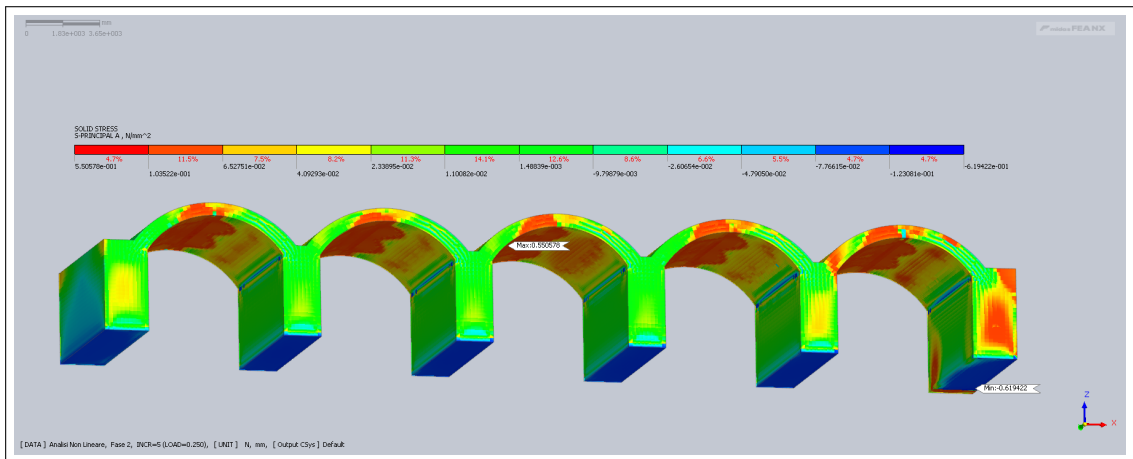


Figura 4.64:  $\lambda = 1,25$

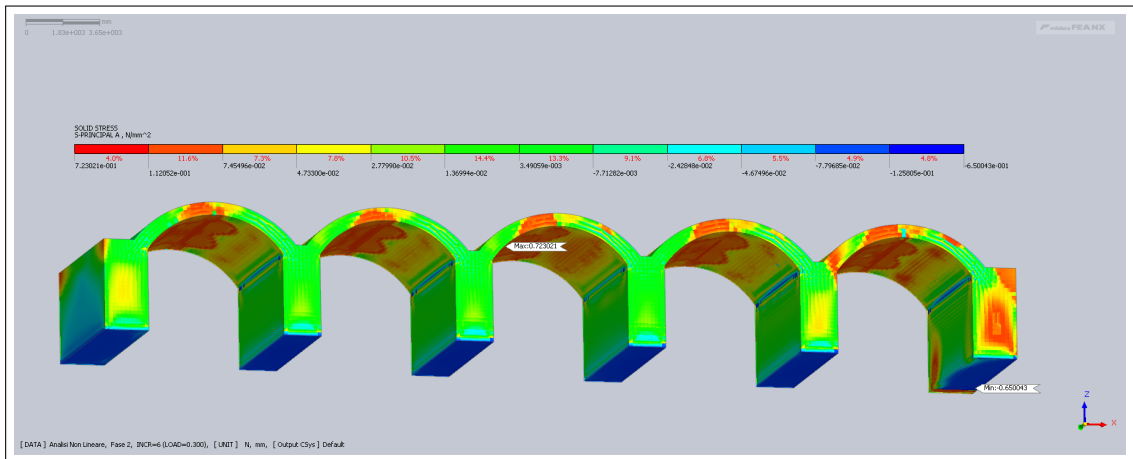


Figura 4.65:  $\lambda = 1,50$

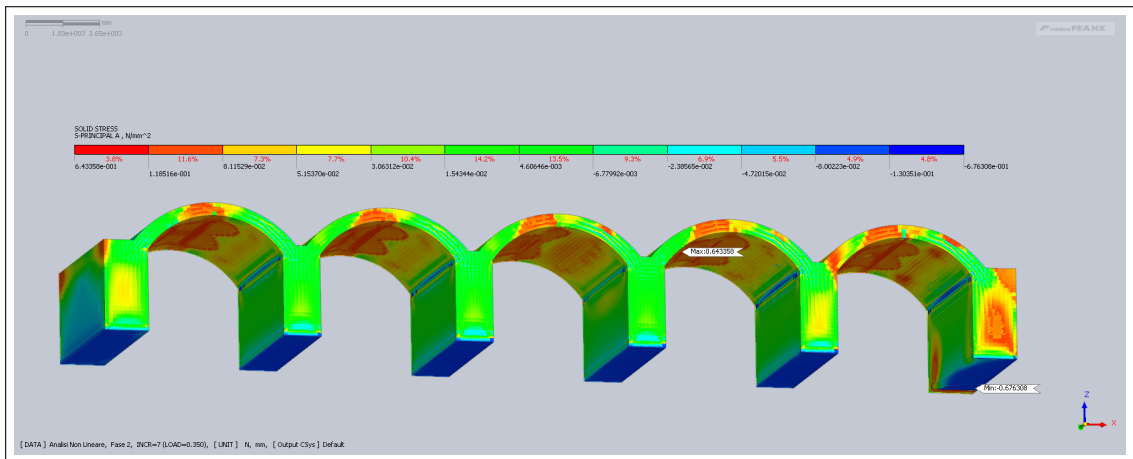


Figura 4.66:  $\lambda = 1,75$

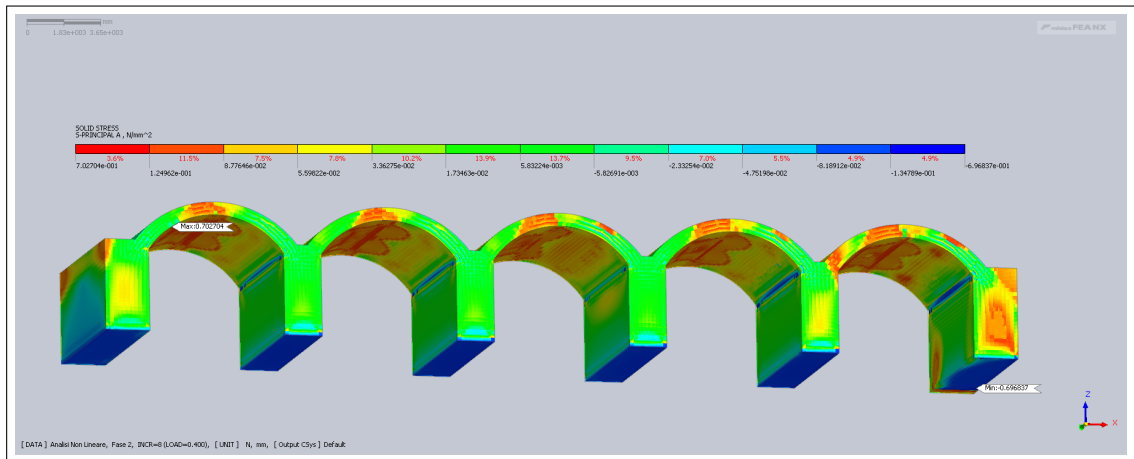


Figura 4.67:  $\lambda = 2,0$

Tensioni principali di compressione:

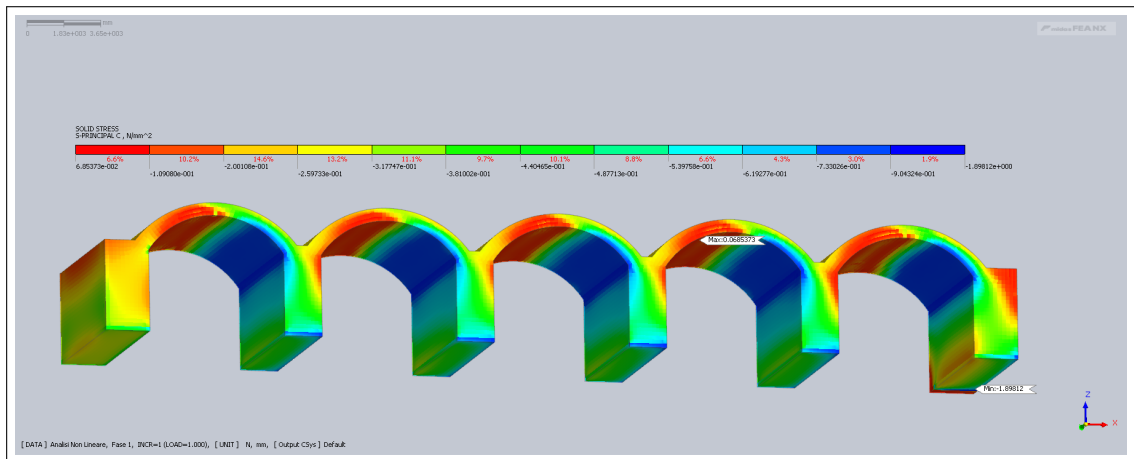


Figura 4.68: Solo carichi permanenti + variabili orizzontali ( $\lambda = 0$ )

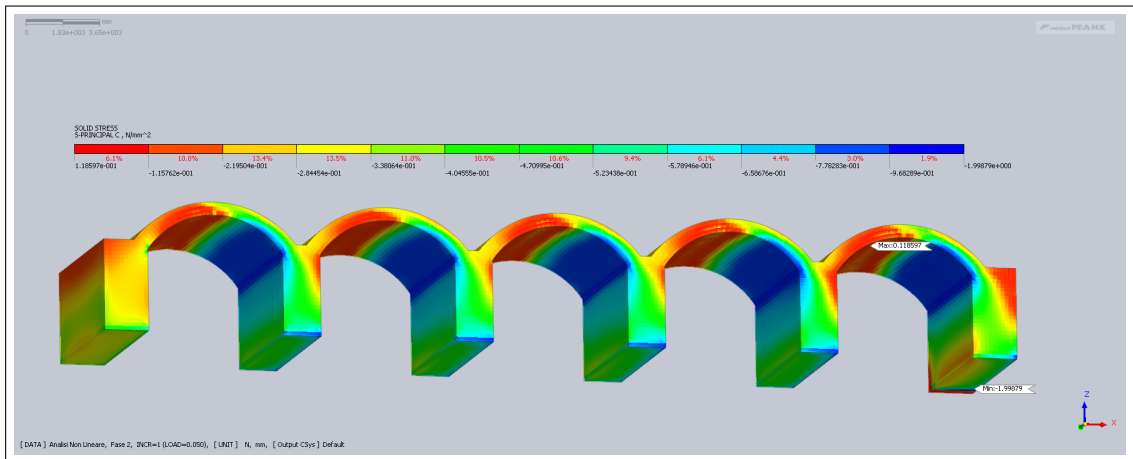


Figura 4.69:  $\lambda = 0,25$

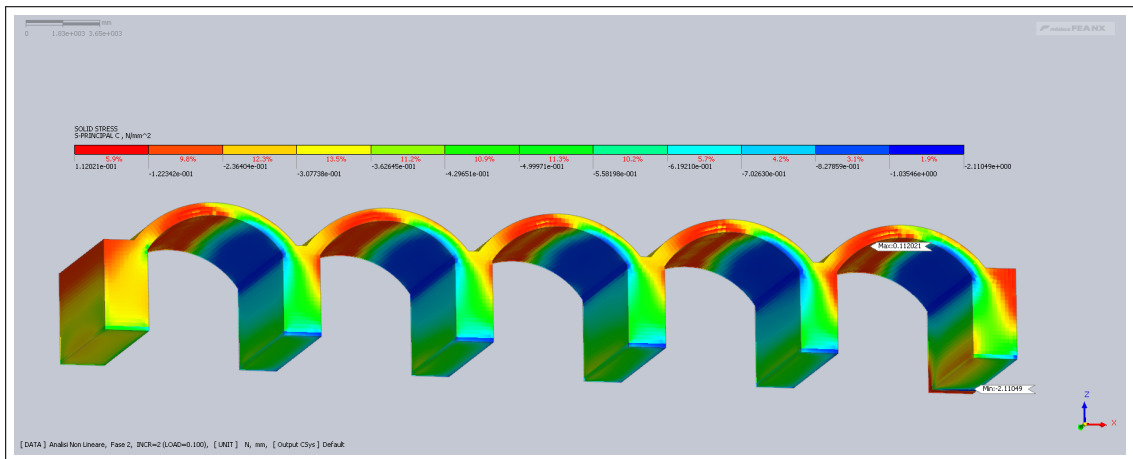


Figura 4.70:  $\lambda = 0,50$

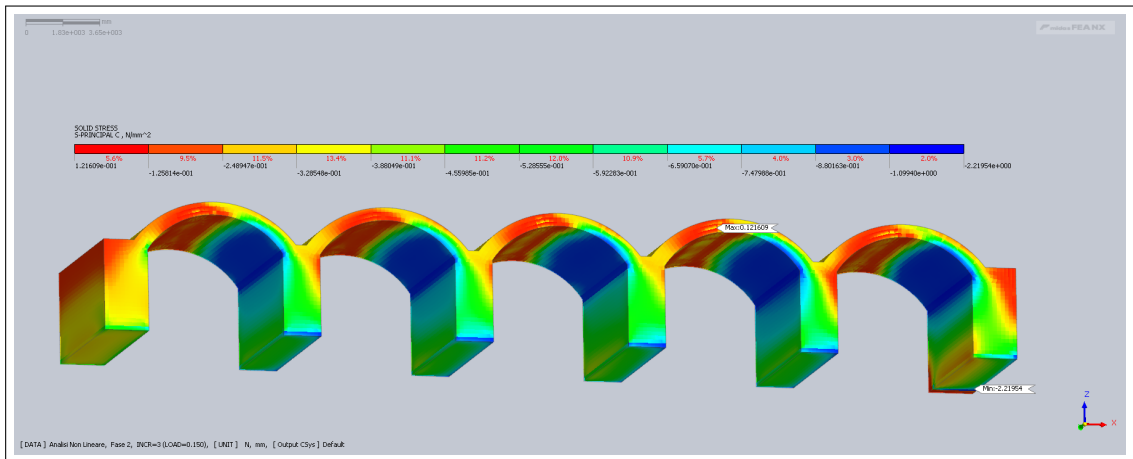


Figura 4.71:  $\lambda = 0,75$

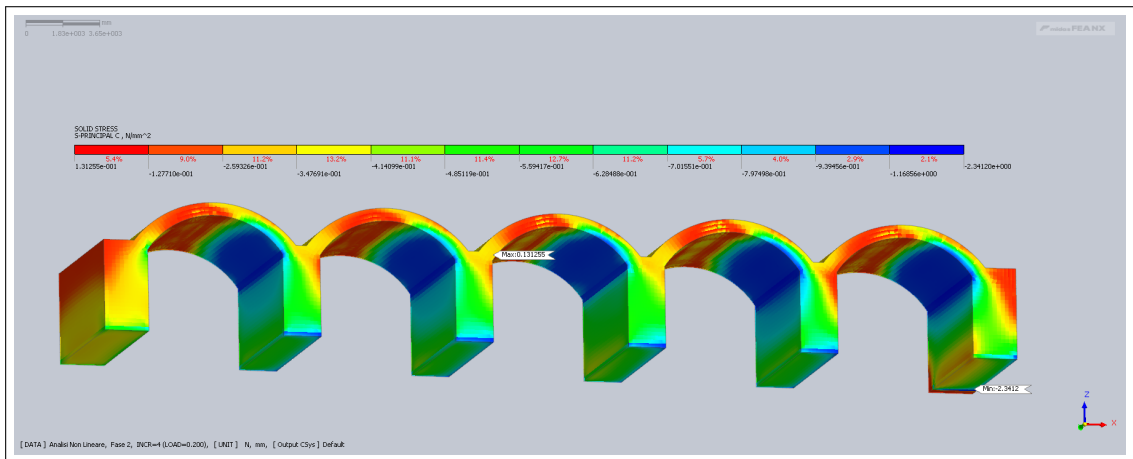


Figura 4.72:  $\lambda = 1,0$



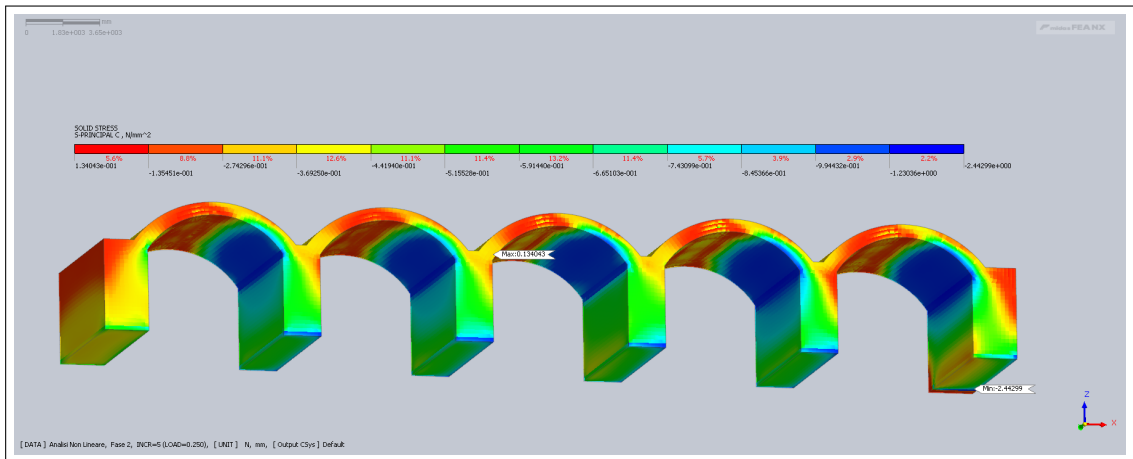


Figura 4.73:  $\lambda = 1,25$

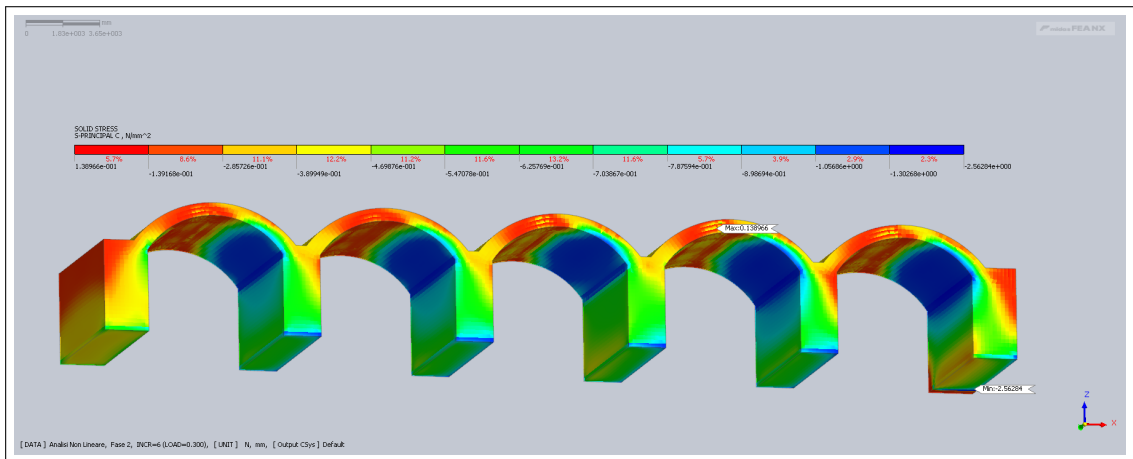


Figura 4.74:  $\lambda = 1,50$

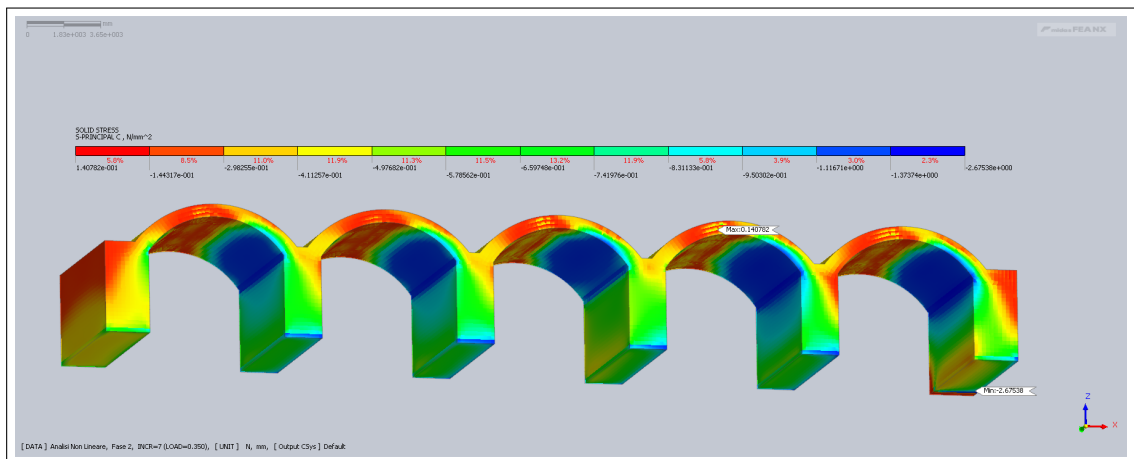


Figura 4.75:  $\lambda = 1,75$

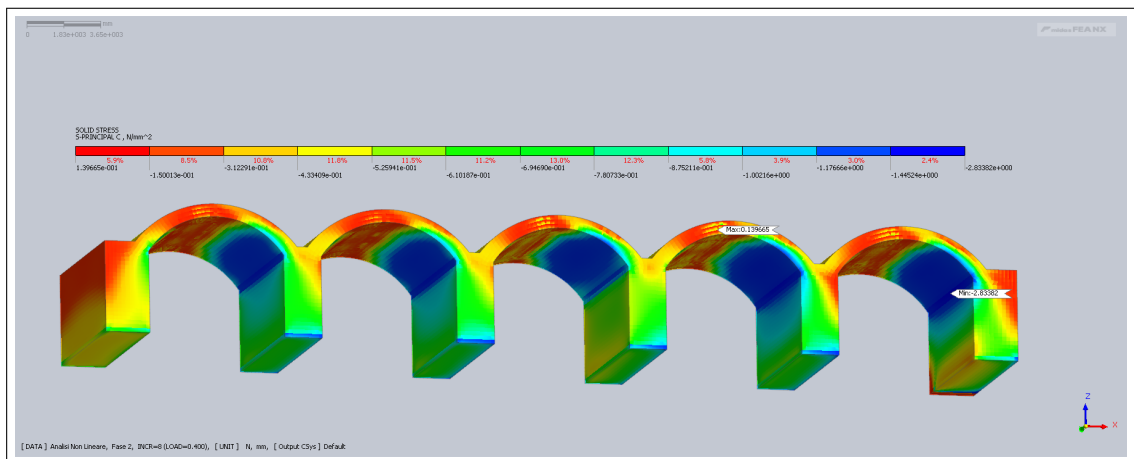


Figura 4.76:  $\lambda = 2,0$

Dai risultati ottenuti si evince che il valore del moltiplicatore di collasso ( $\lambda$ ), tale per cui la massima tensione di compressione ( $\sigma_{3,max}$ ) supera la resistenza di progetto del materiale ( $f_{cd}$ ), risulta pari a 2.

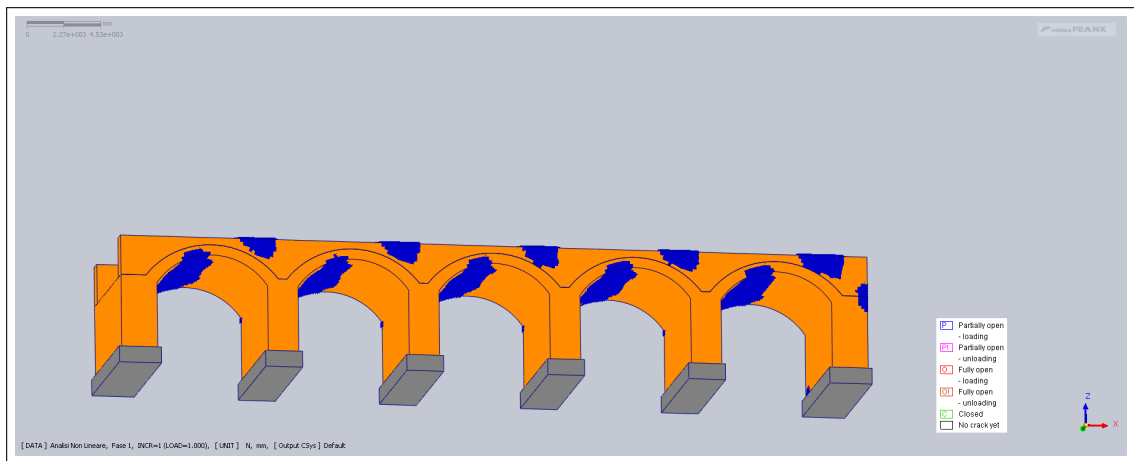
$$\sigma_{3,max} = 2,83MPa \approx f_{cd} = 2,80MPa$$

Nell'ottica dell'analisi incrementale siffatta, si può definire il "**Coefficiente di Sicurezza**" (CS) come il rapporto tra il moltiplicatore ultimo ( $\lambda = 2$ ) e il

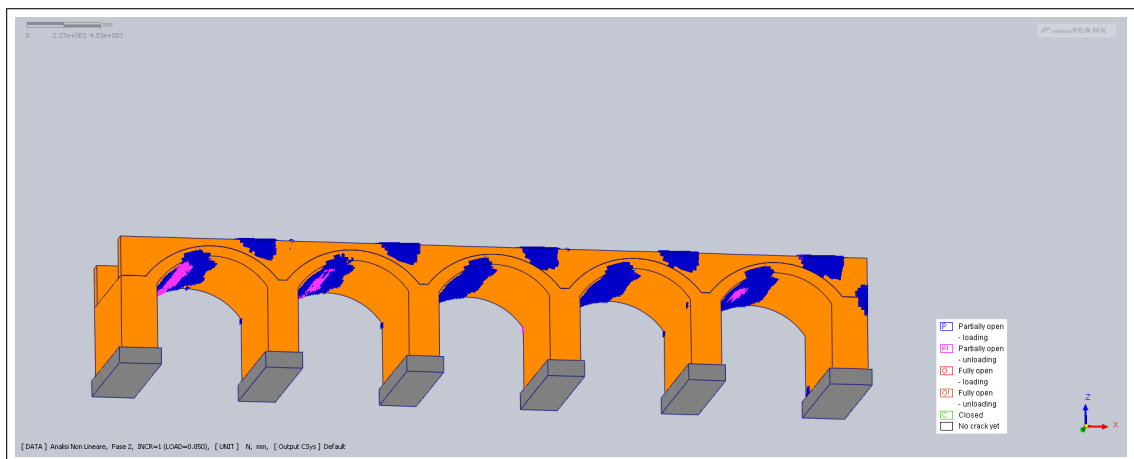
coefficiente parziale sull'azione variabile ( $\gamma_Q = 1,45$ ). Tale valore risulta essere:

$$CS = 2/1,45 = 1,38$$

Si riporta di seguito l'evoluzione dello stato fessurativo dell'opera in funzione dell'incremento delle azioni verticali da traffico.



**Figura 4.77:** Solo carichi permanenti + variabili orizzontali ( $\lambda = 0$ )



**Figura 4.78:**  $\lambda = 0,25$

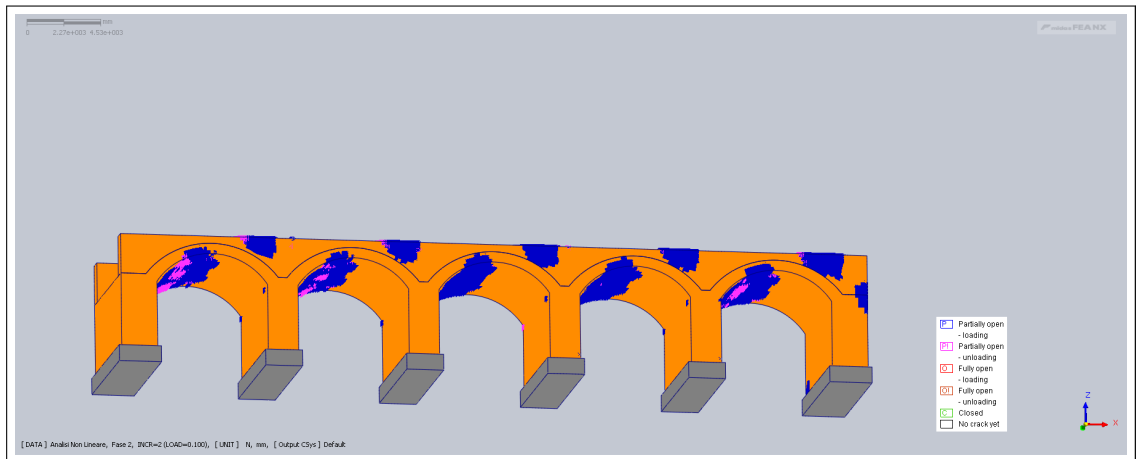


Figura 4.79:  $\lambda = 0,5$

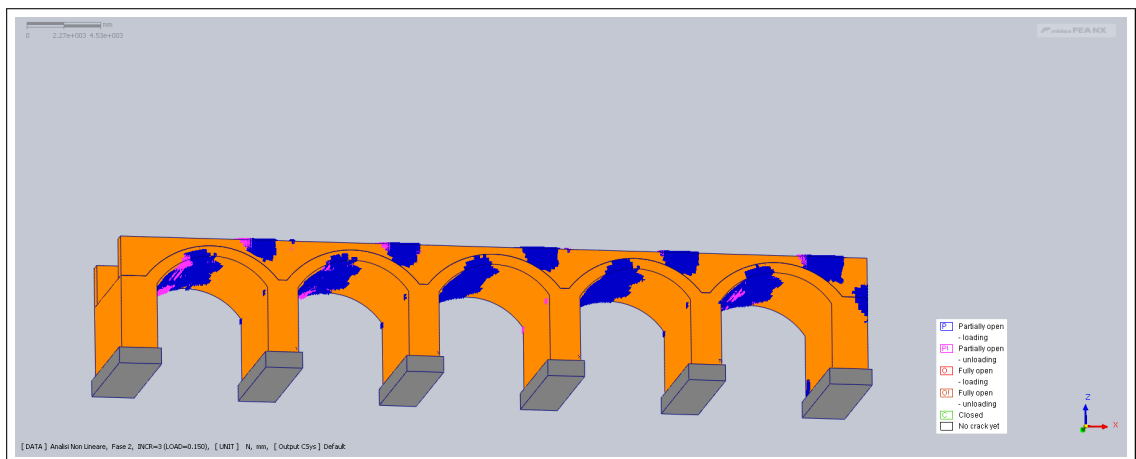


Figura 4.80:  $\lambda = 0,75$

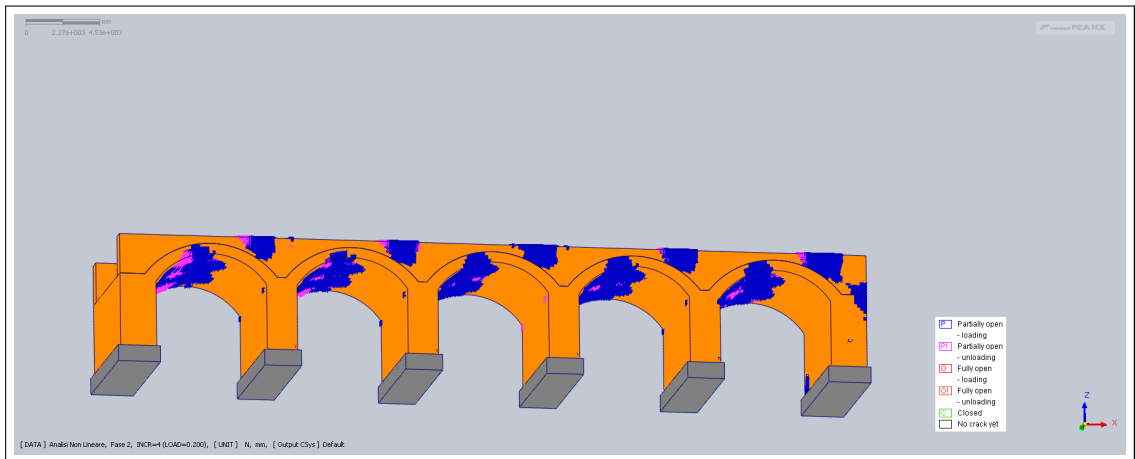


Figura 4.81:  $\lambda = 1,0$

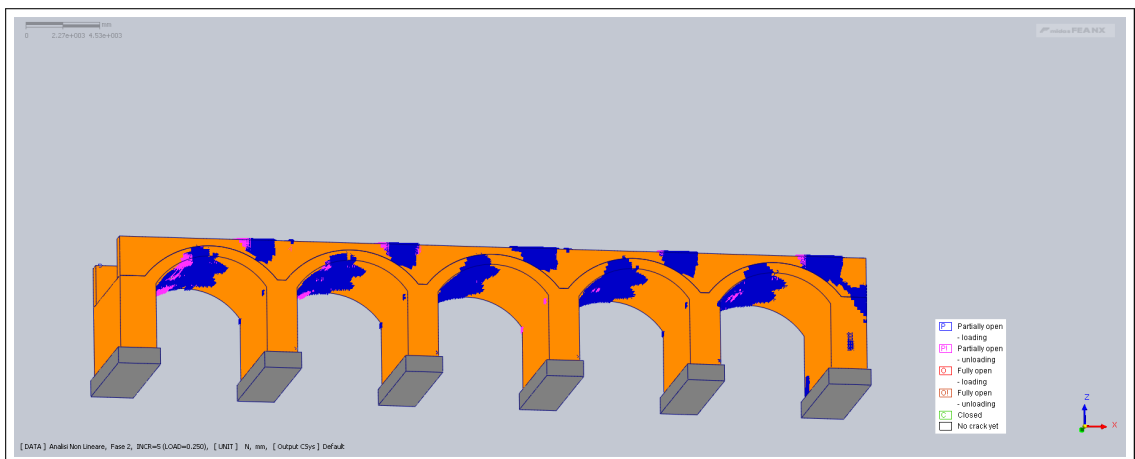


Figura 4.82:  $\lambda = 1,25$

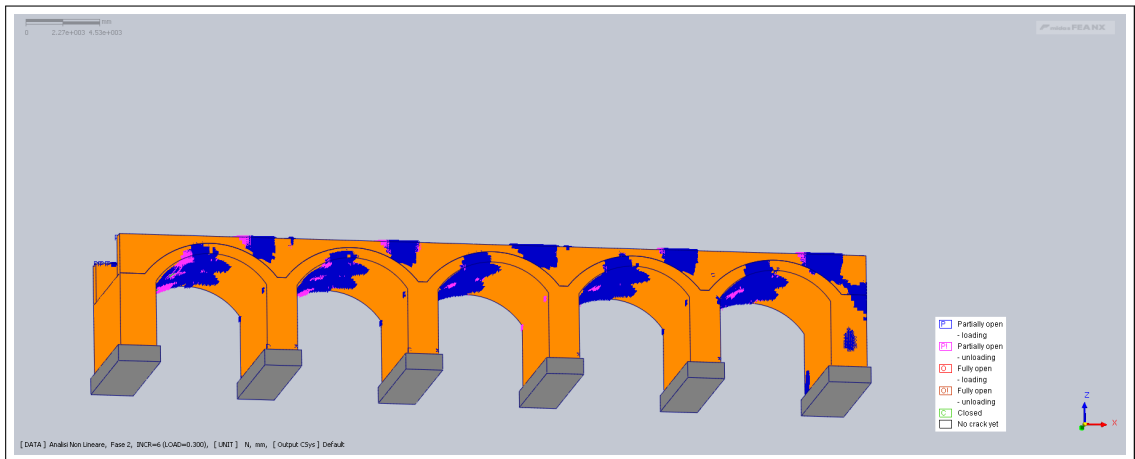


Figura 4.83:  $\lambda = 1,5$

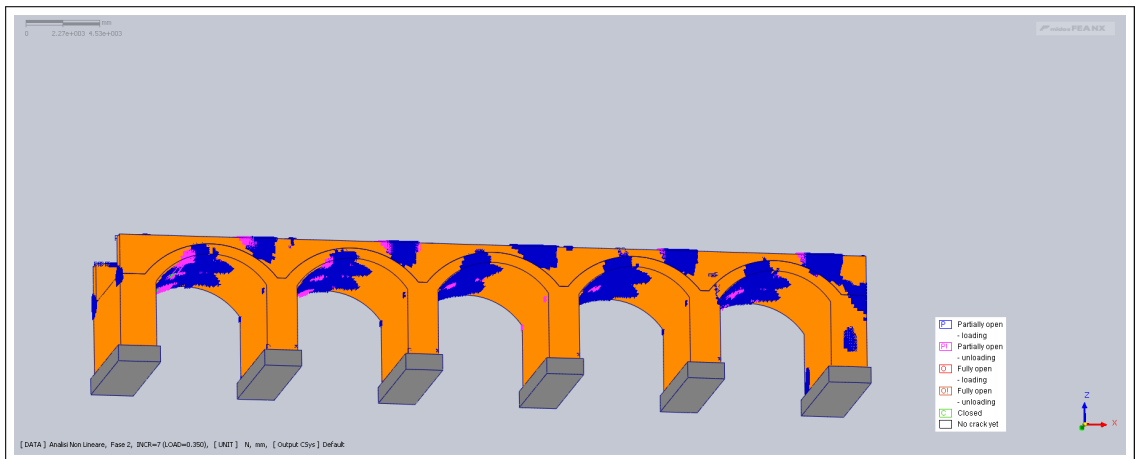
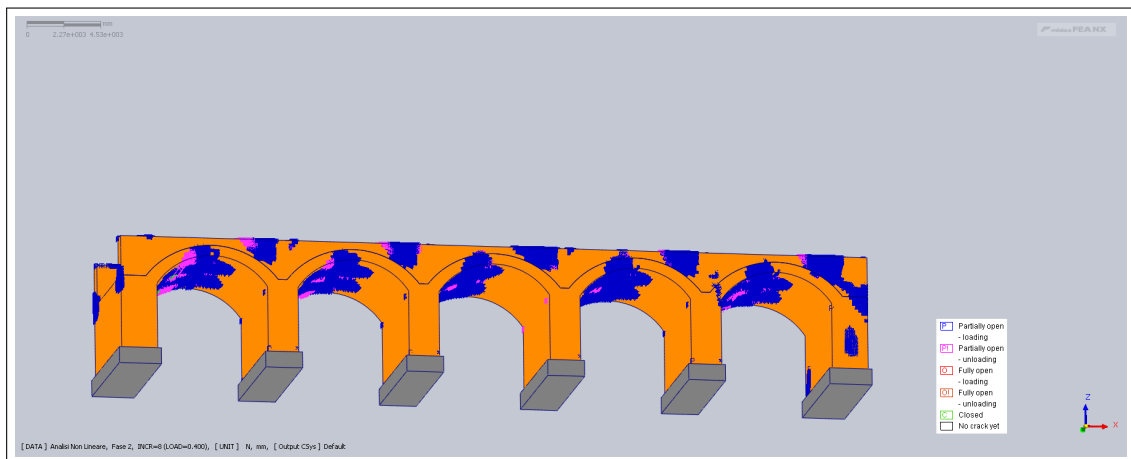


Figura 4.84:  $\lambda = 1,75$



**Figura 4.85:**  $\lambda = 2,0$

Si deduce che la parte intradossale delle volte e degli archi risulta essere la zona maggiormente critica in termini di fessurazione, e cioè di deformazione. Ciò comporta lo sviluppo di fessure anche lungo i timpano, il quale si deforma per continuità strutturale insieme all'arco.

### Considerazioni:

A causa delle tensioni di trazione, seppur di modesta intensità, si innesca una frattura estesa in chiave nella zona intradossale della volta, per ciascuna delle 5 campate. Alle reni del sistema arco-volta si ritiene invece superata la resistenza a compressione della muratura per lo step incrementale di carico n.8, corrispondente ad un moltiplicatore dei carichi  $\lambda = 2$ , ottenendo così un Coefficiente di Sicurezza poco maggiore dell'unità. Si consiglia pertanto di effettuare una nuova campagna indagini, volta ad ottenere una più accurata definizione delle proprietà meccaniche del materiale, attraverso il prelievo di campioni di muratura sui quali effettuare prove di compressione in laboratorio. Una volta eseguite tali prove, insieme ai risultati già elaborati dalla precedente campagna indagini, si riterrebbe raggiunto un Livello di Conoscenza del materiale di livello LC3, tale per cui si adotterebbe

un Fattore di Confidenza  $FC=1,0$ , e quindi un valore di resistenza di progetto della muratura maggiore del 20% rispetto a quello adottato per la modellazione FEM. Inoltre dai risultati di prova sulla muratura si potrebbero ottenere dei valori di resistenza caratteristica del materiale maggiori del valore adottato nel modello, dedotti dalla: Circolare N. 7 del 21 Gennaio 2019 "Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018." [5].



## Capitolo 5

# Proposta interventi di ripristino sull'opera

### 5.1 Interventi manutentivi ordinari

La "Modellazione agli Elementi Finiti" non tiene conto dello stato di degrado attuale dell'opera, pertanto, al fine di conferire una maggiore valenza ai risultati ottenuti in merito alla valutazione della capacità portante del Ponte, si ritiene necessario riportare l'opera in una condizione di perfetto stato manutentivo tramite il ripristino delle difettosità e dei fenomeni di degrado strutturale. Sulla base di tali considerazioni e valutato lo stato di degrado dell'opera, riportato al paragrafo 3.3.3, si considera opportuna l'adozione dei seguenti interventi manutentivi, ripresi dalle *"Schede tipologiche di interventi di ripristino su ponti in muratura"* allegate al *Capitolato - Parte II - Sezione 6 "Opere in conglomerato cementizio e in acciaio"* [7].

- **Pulizia** del materiale depositato in **alveo** che riduce la capacità di deflusso della prima e seconda campata.

- **Ripristino della continuità strutturale tra volta e armilla sulle cam-pate 3 e 4**, procedendo prima ad un intervento di sostituzione con tecnica **cuci-scuci** (2) degli elementi rotti o fessurati, avendo cura preventivamente di pulire e spazzolare le parti stabili e di utilizzare una malta a base di calce di tipologia scelta in ragione di quella preesistente, tissotropica e fibrorinforzata ad elevata duttilità. Procedere poi con **cucitura armata** delle lesioni (1), realizzando fori pilota su cui successivamente inserire delle barre elicoidali in acciaio inox ad altissima resistenza, e concludere con successiva iniezione di malta a base di calce fibrorinforzata ad elevata duttilità. (Codice intervento: M11).

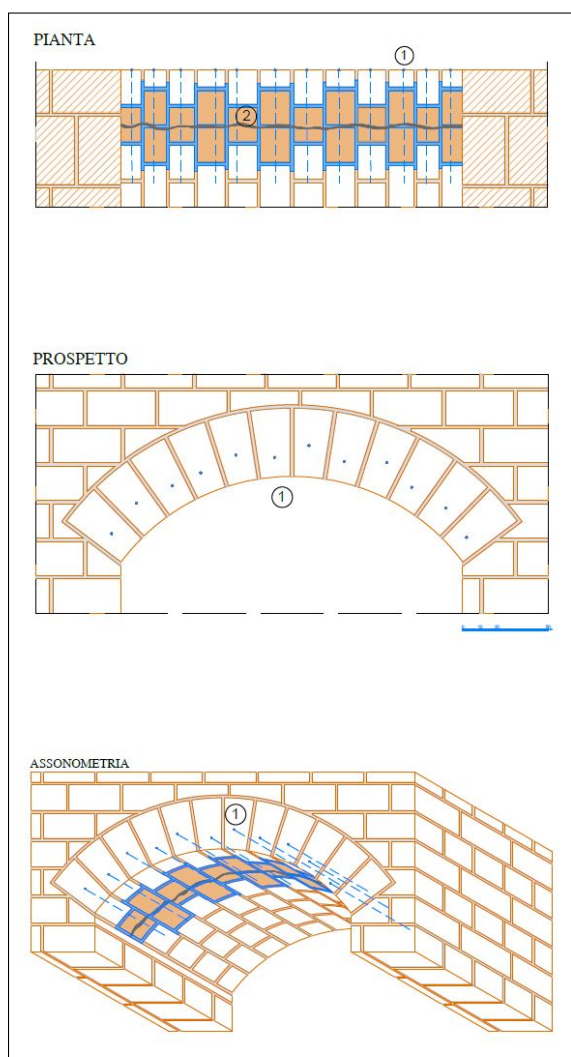


Figura 5.1: Cucitura armata e scuci-cuci della muratura

- **Ripristino dei letti di malta dilavati**, specialmente su volte e muri andatori, con ristilatura dei giunti utilizzando malta premiscelata a base di calce idraulica e esente da cemento, fibrorinforzata ad elevata duttilità. (Codice intervento: M5, M6).

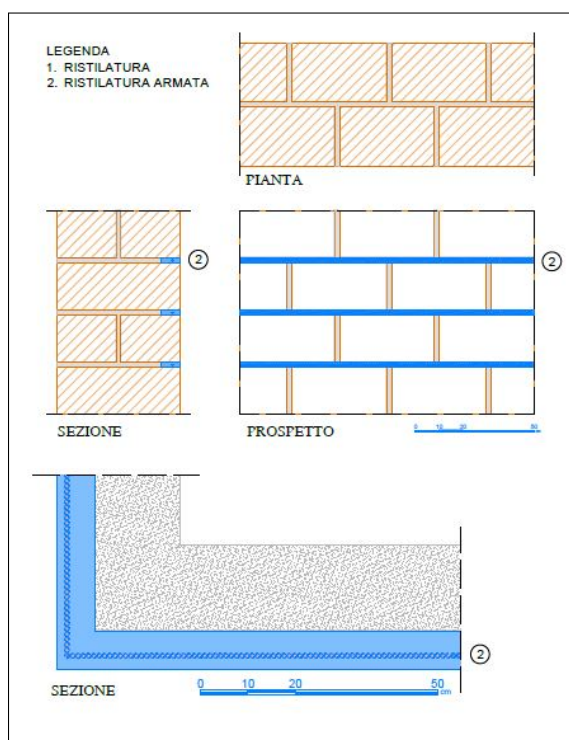


Figura 5.2: *Ristilatura dei giunti di malta*

- **Consolidamento delle murature dei parapetti** mediante ripristino dell'integrità dei mattoni soggetti a fessurazione, disgregazione, rottura o vacanza. Procedendo dapprima con il **riempimento** della parte danneggiata **con una malta premiscelata** a base di calce idraulica e esente da cemento, fibrorinforzata ad elevata duttilità, previa pulitura e spazzolatura delle parti interessate. Eseguire successivamente un intervento di sostituzione con tecnica **cuci-scuci** degli elementi rotti, fessurati o degradati. (Codice intervento: M8).

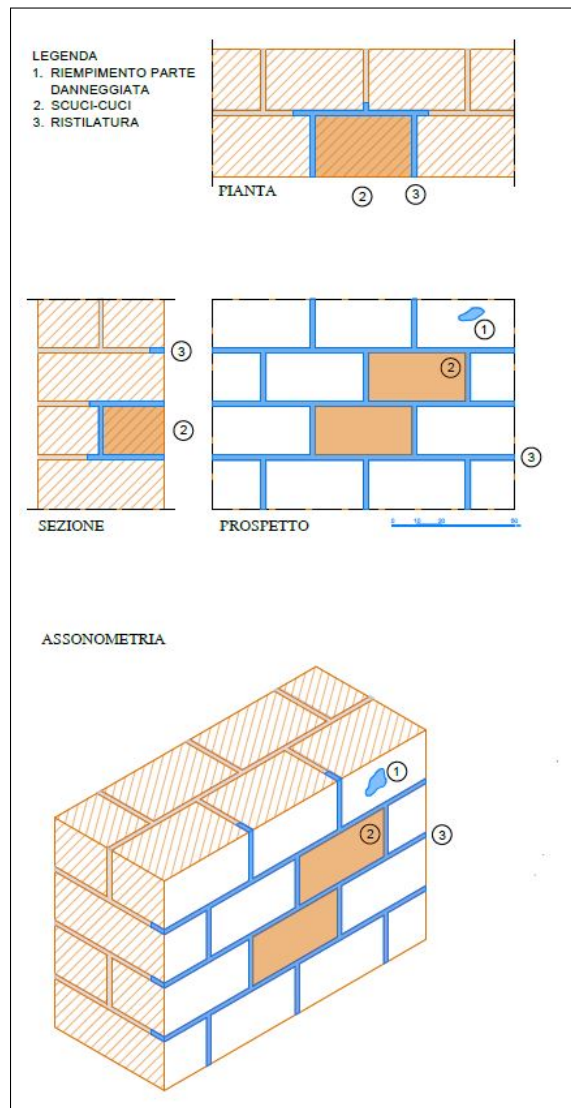


Figura 5.3: Ripristino di elementi in muratura digregati

- **Ripristino di elementi in muratura dell'armilla sulla campata 3 lato valle**, procedendo prima ad un intervento di sostituzione con tecnica cuci-scuci (B1, B2) degli elementi rotti o fessurati, avendo cura preventivamente di pulire e spazzolare (A1) le parti stabili e di utilizzare una malta (A2) a base di calce di tipologia scelta in ragione di quella preesistente, tissotropica e fibrorinforzata ad elevata duttilità. Completare l'intervento con una ristilatura dei giunti per

assicurare una migliore ammorsatura tra vecchio e nuovo elemento murario.  
(Codice intervento: M9).

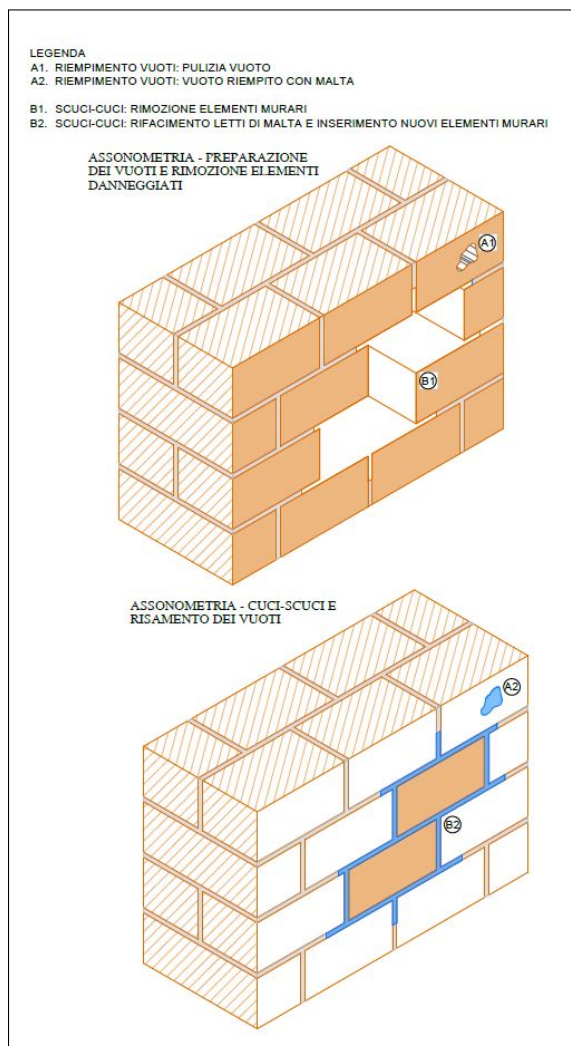


Figura 5.4: Ripristino di elementi in muratura mancanti

# Bibliografia

- [1] Rete Ferroviaria Italiana. «Manuale di progettazione delle opere civili». In: *Documento interno* - Parte II - Sezione II (2016) (cit. alle pp. ii, 1, 3, 5, 7, 14, 38, 147, 150, 165, 189).
- [2] Rete Ferroviaria Italiana. «Prefazione generale all'orario di servizio». In: *Documento interno* (2016), p. 232 (cit. alle pp. 1, 45).
- [3] Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. «Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018 (2018)-Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni». In: *Gazzetta Ufficiale* 42 () (cit. alle pp. 3, 33, 143).
- [4] Ferrovie dello stato. «Modalità da adottarsi per la compilazione dei progetti dei manufatti - muri e gallerie». In: 42 (1907) (cit. alle pp. 15, 101, 126, 129, 150).
- [5] MIT. *Circolare N. 7 del 21 Gennaio 2019 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti. Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme Tecniche per le Costruzioni”» di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018.* 2019 (cit. alle pp. 16, 125, 132, 207).
- [6] Rete Ferroviaria Italiana. «Caratteristiche tecnico-funzionali dell'Infrastruttura Ferroviaria Nazionale gestita da RFI». In: *Documento interno* (2022), p. 81 (cit. a p. 40).

- [7] Rete Ferroviaria Italiana. «RFI DTC SI PS SP IFS 001 F-Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili-Parte II-Sezione 6-Opere in conglomerato cementizio e in acciaio». In: *Documento interno* (2022), p. 171 (cit. alle pp. 59, 70, 208).
- [8] Rete Ferroviaria Italiana. «RFI DTC PSE 44 1 1-Visite di controllo ai ponti, alle gallerie e alle altre opere d'arte dell'infrastruttura ferroviaria». In: *Documento interno* (2019), p. 21 (cit. alle pp. 59, 62–64, 76, 91, 93).
- [9] Rete Ferroviaria Italiana. «DOI MO SE 02 1 0-Metodologia Operativa Compilazione dei verbali di visita alle opere d'arte». In: *Documento interno* (2023), p. 29 (cit. alle pp. 59, 63, 65).
- [10] Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti. «NTC 2018-Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al DM 17/01/2018». In: *Gazzetta Ufficiale* 42 (2018) (cit. alle pp. 117, 118, 172, 173).
- [11] Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. «Linee Guida per la valutazione delle caratteristiche del calcestruzzo in opera». In: *Gazzetta Ufficiale* () (cit. a p. 134).
- [12] et al. Water. «Guidelines for Nonlinear Finite Element Analysis of Concrete Structures.» In: (2020) (cit. a p. 187).