



FERROVIE EMILIA ROMAGNA

Linea SFM2 Bologna-Portomaggiore: adeguamento della progettazione definitiva e coordinamento per sicurezza in fase di progettazione per la realizzazione del completamento dell'interramento della tratta urbana di Bologna della Linea SFM2 Bologna-Portomaggiore e Redazione del Progetto di Fattibilità Tecnica ed Economica relativo al raddoppio del binario tra la fermata di Bologna-Via Larga e la stazione di Budrio (CIG 754332765C).

PROGETTO DEFINITIVO



GALLERIE, TRINCEE DI LINEA E MANUFATTI - PROGETTO STRUTTURALE

GALLERIA A FORO CIECO (VIA BENTIVOGLI)

RELAZIONE DI CALCOLO

CARTELLA N° 3.3

FER BP D T1 STR_GN1_R_001_0

DATA	CODICE RELAZIONE		REV.
31/10/2019	FER BP D T0	STR_GEN_R_001	0

AGGIORNAMENTI						
RE V.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO	VISTO
0	Emissione finale	31/10/2019	C. Bertello	G. Quaglio N. Cuozzo	S. Stefanizzi	V. Floria

Responsabile del progetto e dell'integrazione fra le prestazioni specialistiche:

Ing. Vincenza Floria
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Torino, n. 8042
(Firmato digitalmente)

Il Progettista:

Ing. Stefania Stefanizzi
Ordine degli Ingegneri di Lecce, n. 2339
(Firmato digitalmente)

Il Responsabile Unico del Procedimento:

Ing. Fabrizio Maccari
(Firmato digitalmente)

INDICE

INDICE	1
INDICE DELLE FIGURE	3
INDICE DELLE TABELLE	5
1 INTRODUZIONE	6
2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	8
2.1 Documenti del progetto di riferimento	8
2.2 Elaborati grafici associati alla presente relazione tecnica	8
2.3 Normative	9
2.4 Riferimenti bibliografici	10
3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI	11
4 INQUADRAMENTO GEOLOGICO	14
4.1 Unità geotecniche	14
4.2 Inquadramento idrogeologico	15
4.3 Parametri geotecnici utilizzati nelle analisi numeriche	16
5 DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI IN PROGETTO DI RIFERIMENTO (PDR)	17
5.1 Descrizione della soluzione di progetto definitivo di riferimento	17
5.2 Adeguamento della soluzione tecnica	18
5.2.1 Soluzione progettuale proposta.....	18
5.2.2 Sezione tipo funzionale e tracciato altimetrico	21
5.2.3 Sostegni di prima fase e definitivi	22
5.2.4 Trattamento del terreno	23
5.2.5 Sequenze realizzative	25
6 STRUMENTI E TECNICHE PER IL DIMENSIONAMENTO GEOTECNICO E STRUTTURALE .	26
6.1 Modellazioni Numeriche	26
6.1.1 Simulazioni bidimensionali	27
6.1.2 Definizione dei materiali nei modelli numerici	28
6.2 Combinazioni di carichi e requisiti normativi	29
6.3 Caratterizzazione delle strutture e condizioni sismiche	30
6.3.1 Considerazioni generali	30
6.3.2 Accelerazione massima al suolo	31
6.4 Analisi del Comportamento sismico della struttura	32

6.4.1	Approccio per l'applicazione al modello numerico	32
6.4.2	Ovalizzazione del tunnel.....	33
7	ANALISI NUMERICHE VERIFICHE GEOTECNICHE E STRUTTURALI.....	36
7.1	Analisi dei carichi	36
	Azioni permanenti dall'impalcato.....	36
7.2	Analisi numeriche in condizioni statiche.....	37
7.2.1	Introduzione	37
7.2.2	Definizione dei materiali nei modelli numerici	38
7.2.3	Modellazione 2D	40
7.2.4	Modellazione 3D	46
7.2.5	Risultati	55
7.3	Analisi numeriche in condizioni sismiche	68
7.4	Verifiche strutturali.....	73
7.4.1	Verifiche del presostegno (ombrello di infilaggi).....	73
7.4.2	Verifiche del rivestimento di prima fase.....	76
7.4.3	Verifiche del rivestimento definitivo	80
8	VALUTAZIONE DEGLI IMPATTI DELL'OPERA IN PROGETTO SULLE PREESISTENZE.....	88
8.1	Il Ponte Bentivogli	88
8.1.1	Studi, indagini e stato di fatto	88
8.1.2	Analisi degli effetti indotti dallo scavo della galleria.....	95
8.1.3	Dimensionamento opera di presidio.....	102
8.2	Analisi degli effetti indotti sui sottoservizi	103
8.3	Analisi degli effetti indotti sugli edifici limitrofi	104
9	ANALISI DEI RISCHI DEL NODO BENTIVOGLI.....	105
9.1	Principi dell'Analisi del Rischio	105
9.1.1	Identificazione e valutazione degli <i>Hazards</i>	107
9.1.2	Probabilità di accadimento	107
9.1.3	Impatto.....	108
9.2	Registro dei Rischi per il nodo Bentivogli	109
10	MONITORAGGIO E CONTROLLO IN CORSO D'OPERA.....	112
10.1	Prime indicazioni sul sistema di monitoraggio.....	112
10.2	Altri controlli preventivi allo scavo.....	115
11	CONCLUSIONI	116

INDICE DELLE FIGURE

Figura 1: Ubicazione del sito in progetto su immagine satellitare Google Earth®.....	6
Figura 2: Soluzione PD di riferimento.....	17
Figura 3: Adeguamento della Soluzione PD di riferimento: consolidamento strutturale delle fondazioni del ponte in muratura – Pianta e Sezione	19
Figura 4: Adeguamento della Soluzione PD di riferimento: sostegni di prima fase per lo scavo della galleria	20
Figura 5: Adeguamento della Soluzione PD di riferimento: Sezione tipo funzionale.....	21
Figura 6: Adeguamento della Soluzione PD di riferimento: estensione dell'intervento di trattamento del suolo – Pianta e Sezione	24
Figura 7: Adeguamento della Soluzione PD di riferimento: sezione longitudinale con indicazioni del sistema di monitoraggio e controllo durante gli scavi.....	25
Figura 8: Modello bidimensionale RS2 (a) e modello tridimensionale FLAC3D (b).....	26
Figura 9: Metodo del rilascio tensionale.....	27
Figura 10: Criterio di Mohr-Coulomb	28
Figura 11: Modello Hardening Soil.....	29
Figura 12: Possibili modi di deformazione di un tunnel sotto azione sismica	33
Figura 13: Fattore moltiplicativo C (Hashash et al, 2001).....	34
Figura 14: Fattore moltiplicativo k (Hashash et al, 2001).....	34
Figura 15: Trial & error procedure	35
Figura 16: Modello Analisi RS2_A1.....	40
Figura 17: Modello Analisi RS2_A2.....	42
Figura 18: Modello Analisi RS2_A3a e RS2_A3b	44
Figura 19: Geometria modello 3D	46
Figura 20: Test sulla geometria del modello 3D.....	47
Figura 21: Condizioni al contorno modello 3D	48
Figura 22: Andamento stato tensionale verticale (Z)	49
Figura 23: Andamento stato tensionale orizzontale (X)	49
Figura 24: Impronta pile del ponte Bentivogli lungo lo sviluppo del modello	50
Figura 25: Modellazione impronta carichi derivanti dalle pile del ponte Bentivogli.....	50
Figura 26: Sezioni di attacco e di arrivo	51
Figura 27: Attivazione del trattamento del terreno	52
Figura 28: Avanzamento scavo monodirezionale	53
Figura 29: Marcatori in corrispondenza delle pile del ponte.....	53
Figura 30: Andamento degli spostamenti dovuto allo scavo nella generica sezione.....	54
Figura 31: Sforzo assiale (a), momento flettente (b) e taglio (c) sul riv. di prima fase (RS2_A1).....	55
Figura 32: Sforzo assiale (a), momento flettente (b) e taglio (c) sul riv. di prima fase (RS2_A2).....	56
Figura 33: Sforzo assiale (a), momento flettente (b) e taglio (c) sul riv. di prima fase (RS2_A3a).....	57
Figura 34: Sforzo assiale (a), momento flettente (b) e taglio (c) sul riv. di prima fase (RS2_A3b).....	58
Figura 35: Andamento dello sforzo assiale lungo il rivestimento definitivo.....	59
Figura 36: Andamento del momento flettente lungo il rivestimento definitivo.....	60
Figura 37: Andamento dello sforzo di taglio lungo il rivestimento definitivo.....	60
Figura 38: RS2_A1 - massimo spostamento.....	61
Figura 39: RS2_A2 - massimo spostamento.....	61
Figura 40: RS2_A3a - massimo spostamento.....	62
Figura 41: RS2_A3b - massimo spostamento.....	62
Figura 42: RS2_A1 - elementi plasticizzati.....	63
Figura 43: RS2_A2 - elementi plasticizzati.....	63
Figura 44: RS2_A3a - elementi plasticizzati.....	64
Figura 45: RS2_A3b - elementi plasticizzati.....	64
Figura 46: Numerazione pile ponte Bentivogli per modello 3D.....	65
Figura 47: Evoluzione cedimenti in corrispondenza dei punti di interesse con lo scavo	65
Figura 48: Cedimenti in superficie (scavo monodirezionale)	66
Figura 49: Confronto cedimento verticale pila 2 per i due metodi di scavo in esame.....	67

Figura 50: Cedimenti in superficie (scavo bidirezionale).....	67
Figura 51: Trial & error procedure	68
Figura 52: Modello trial & error	68
Figura 53: Spostamenti totali del modello "Trial & error"	69
Figura 54: Ovalizzazione della galleria naturale	69
Figura 55: Andamento del momento flettente lungo lo sviluppo del rivestimento definitivo	71
Figura 56: Andamento dello sforzo assiale lungo lo sviluppo del rivestimento definitivo	71
Figura 57: Andamento del taglio lungo lo sviluppo del rivestimento definitivo.....	72
Figura 58: Schemi di verifica infilaggi.....	74
Figura 59: Caratteristiche sostegni di prima fase	76
Figura 60: Sezione equivalente secondo Carranza-Torres (2004)	76
Figura 61: Involuppi di resistenza rivestimento primario - Analisi RS2_A1	77
Figura 62: Involuppi di resistenza rivestimento primario - Analisi RS2_A2	78
Figura 63: Involuppi di resistenza rivestimento primario - Analisi RS2_A3a	78
Figura 64: Involuppi di resistenza rivestimento primario - Analisi RS2_A3_b.....	79
Figura 65: Dominio di resistenza rivestimento definitivo condizioni statiche (6+6 □24).....	80
Figura 66: Dominio di resistenza rivestimento definitivo condizioni dinamiche (6+6 □24).....	84
Figura 67: Adeguamento dello Stato di fatto del ponte	88
Figura 68: Vista del ponte Bentivogli dalla linea ferroviaria lato Ovest (in direzione Portomaggiore)	90
Figura 69: Vista del ponte Bentivogli dalla linea ferroviaria lato est (in direzione Bologna)	90
Figura 70: Vista del ponte dall'attuale sedime ferroviario	91
Figura 71: Vista del ponte dall'attuale sedime ferroviario	91
Figura 72: Particolare della muratura portante del ponte.....	92
Figura 73: Documenti del progetto del 1915 - Vista/Sezione longitudinale e Pianta del ponte (Fonte Comune di Bologna)	92
Figura 74: Documenti del progetto del 1915 - Sezione trasversale (ponte (Fonte: Archivio Storico di Bologna).....	93
Figura 75: Foto storica del ponte Bentivogli (1922)	93
Figura 76: Pozzetti esplorativi PD 2009/2010 e relativa stratigrafia (Spalla lato Nord)	94
Figura 77: Pozzetti esplorativi PD 2009/2010 e relativa stratigrafia (Spalla lato Sud).....	94
Figura 78: Definizione dei limiti di controllo	96
Figura 79: Modello SAP2000, condizioni di vincolo e punti di controllo delle sollecitazioni.....	96
Figura 80: Valori di riferimento dei parametri meccanici della muratura (NTC 2018).....	97
Figura 81: Modello SAP2000 (Fase iniziale) - Andamento dello sforzo normale (a) e del momento flettente (b).....	98
Figura 82: Modello SAP2000 (Fase finale) - Andamento dello sforzo normale (a) e del momento flettente (b).....	99
Figura 83: Definizione del limite di attenzione (circa 6 mm).....	100
Figura 84: Definizione del limite di allarme (circa 15 mm)	101
Figura 85: Fognatura esistente (progetto del 1915).....	103
Figura 86: Curve di isocedimento in conseguenza allo scavo della galleria naturale.....	104
Figura 87: Edifici limitrofi dell'opera in progetto.....	104
Figura 88: Esempio di matrice del Rischio	105
Figura 89: Valori, Tipologia ed Azioni associati ai Rischi in matrice	105
Figura 90: Mitigazione del Rischio	106
Figura 91: Criteri di tolleranza al rischio per ambito di rischio.....	110
Figura 92: Analisi dei Rischi associati all'uso di micropali di fondazione	111
Figura 93: Prime indicazioni del sistema di monitoraggio e controllo durante gli scavi (1).....	112
Figura 94: Prime indicazioni del sistema di monitoraggio e controllo durante gli scavi (2).....	113
Figura 95: Schema per l'esecuzione dei Campi Prova	115

INDICE DELLE TABELLE

Tabella 1: Parametri di resistenza e deformabilità per le unità geotecniche.....	14
Tabella 2: Misure piezometriche lungo la linea	15
Tabella 3: Permeabilità dei terreni interessati dalle opere in progetto	15
Tabella 4: Parametri geotecnici di calcolo.....	16
Tabella 5: Parametri di riferimento Hardening Soil Model.....	16
Tabella 6: Coefficienti amplificativi dei carichi secondo NTC2018.....	29
Tabella 7: Coefficienti riduttivi dei parametri di resistenza del terreno secondo NTC2018	30
Tabella 8: Coefficienti riduttivi della resistenza globale del sistema secondo NTC2018	30
Tabella 9. Valori dei parametri spettrali.....	31
Tabella 10: Parametri spettrali corrispondenti alla vita nominale della costruzione.....	32
Tabella 11: Analisi numeriche per la validazione della soluzione proposta	37
Tabella 12: Parametri utilizzati nei modelli numerici 2D.....	38
Tabella 13: Parametri utilizzati nel modello numerico 3D	38
Tabella 14: Parametri del terreno trattato.....	39
Tabella 15: Materiali modello RS2_A1 ed RS2_A2	41
Tabella 16: Materiali modello RS2_A3a e RS2_A3b	45
Tabella 17. Risultati analisi sismica.....	70
Tabella 18: Verifica ombrello di infilaggi.....	75
Tabella 19: Fattori di sicurezza parziale dei materiali	77
Tabella 20: Fattori di sicurezza parziale dei materiali	80
Tabella 21: Caratteristiche e armature della sezione.....	81
Tabella 22: Input caratteristiche di resistenza al taglio in condizioni statiche	81
Tabella 23: Verifica a taglio in condizioni statiche.....	82
Tabella 24: Verifica SLE a fessurazione	83
Tabella 25. Combinazione delle azioni statiche e dinamiche sul rivestimento definitivo	84
Tabella 26: Caratteristiche e armature della sezione.....	85
Tabella 27: Input caratteristiche di resistenza al taglio in condizioni dinamiche	85
Tabella 28: Verifica a taglio in condizioni dinamiche.....	86
Tabella 29: Distanze "a" (cm), dell'asse dell'acciaio dalla superficie esposta al fuoco (prospetto A.1 norma UNI 9502:2001).....	87
Tabella 30: Valori di eccentricità per la fase iniziale	98
Tabella 31: Valori di eccentricità per la fase finale.....	99
Tabella 32: Valori di eccentricità limite	101
Tabella 33: Classi di probabilità considerate.....	107
Tabella 34: Classi di impatto considerate.....	108
Tabella 35: Classi di impatto riferite ai costi considerate nell'analisi.....	109
Tabella 36: Classi di impatto riferite ai tempi considerate nell'analisi	109
Tabella 37: Classi di impatto riferite alle altre famiglie di impatti considerate nell'analisi	109

1 INTRODUZIONE

La presente relazione è inquadrata nell'ambito dell'incarico di adeguamento della progettazione definitiva del completamento dell'interramento della Linea ferroviaria Bologna-Portomaggiore, volto all'eliminazione dei passaggi a livello nelle tratte urbane di Bologna tra Zanolini-Rimesse (Tratta 1) e Via Larga (Tratta 2).

La Tratta 1 (Zanolini-Rimesse) è compresa tra le progressive km 2+084,300 e km 3+328,107 della linea, e prevede la realizzazione del completamento della galleria di Zanolini, già realizzata, la predisposizione per la nuova fermata Libia e l'adeguamento dell'esistente Fermata Rimesse

La Tratta 2 (Via Larga) è compresa tra le progressive km 4+187,93 e km 5+169,95 in corrispondenza dei passaggi a livello di via Cellini e via Larga e consiste nell'abbassamento del binario esistente in corrispondenza della nuova fermata di via Larga e nel rimodellamento di via Scandellara, funzionale alla realizzazione di un parcheggio e di una nuova pista ciclo-pedonale.

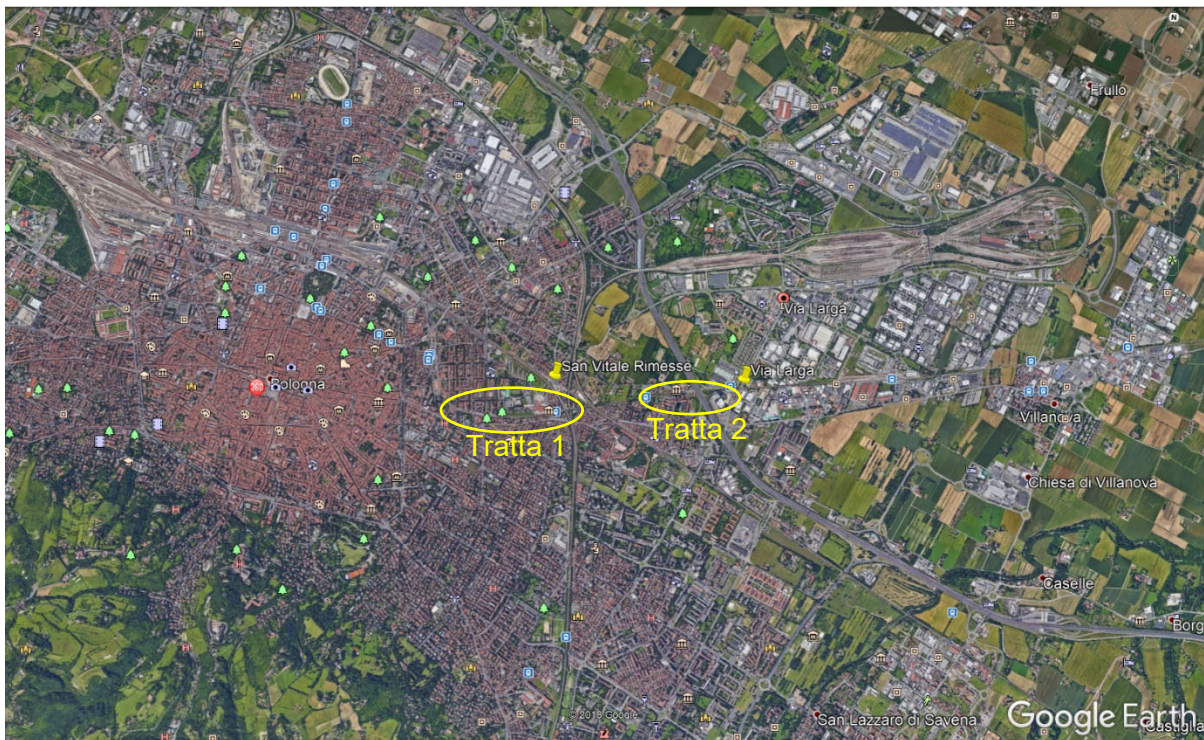


Figura 1: Ubicazione del sito in progetto su immagine satellitare Google Earth®

Relativamente alle indicazioni dettate in sede di Conferenza dei Servizi e di validazione del PD di riferimento si rivela una sola osservazione impattante l'adeguamento delle soluzioni progettuali della galleria a foro cieco:

Relativamente alla proposta deviazione della condotta fognaria esistente in Via Bentivogli, si rilevano alcune criticità correlate sia alla sua ridotta profondità dal piano di campagna che al suo sviluppo planimetrico, in relazione all'uso delle superfici e agli immobili che ne risulterebbero interessati. Si raccomanda quindi di adottare la soluzione di un consolidamento strutturale della condotta esistente, da lasciarsi nella stessa sede, tramite "relining", con "calze" in vetroresina.

Scopo della presente relazione è illustrare la disamina della soluzione di Progetto Definitivo di riferimento, i criteri progettuali adottati, le analisi numeriche e verifiche strutturali a supporto della validazione della stessa e delle modifiche introdotte nell'ambito dell'incarico assegnato alla RTP.

Si illustrano di seguito le soluzioni adottate per minimizzare i rischi di danneggiamento del ponte di intersezione con *via Bentivogli*, riconosciuta come unica opera di pregio architettonico interferente con i lavori previsti dal presente progetto e i rischi connessi alla interferenza con la condotta fognaria della quale si è mantenuta la stessa sede in accordo alle prescrizioni di HERA.

Trattandosi di un nodo nevralgico nella realizzazione del completamento dell'interramento della *galleria Zanolini*, si è ritenuto necessaria l'adozione di un approccio di analisi del rischio della soluzione di progetto definitivo, con implementazione di un *Registro dei Rischi* che dovrà essere opportunamente integrato nelle successive fasi progettuali e realizzative.

2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 DOCUMENTI DEL PROGETTO DI RIFERIMENTO

D0-L1-D-ST-OC-001 – Galleria San Vitale Rimesse – Relazione di Calcolo

D0-L1-D-ST-OS 001 – Galleria San Vitale Rimesse – Sezioni Tipo

D_L0_D_PG_GE_003_RT – Relazione Geologico-Sismica - Approfondimenti di III livello

2.2 ELABORATI GRAFICI ASSOCIATI ALLA PRESENTE RELAZIONE TECNICA

CARTELLA 2.5 – STUDI E INDAGINI - FABBRICATI ED ALTRE STRUTTURE IN INTERFERENZA		
FER_BP_D	T1_INT_GEN_S_002	PONTE BENTIVOGLI - INDAGINE FOTOGRAFICA
FER_BP_D	T1_INT_GEN_S_003	PONTE BENTIVOGLI - STATO DI FATTO: PIANTA - SEZIONI
CARTELLA 3.3 – OPERE CIVILI: TRACCIATO, GALLERIE E TRINCEE DI LINEA E MANUFATTI - GALLERIE, TRINCEE DI LINEA E MANUFATTI - PROGETTO STRUTTURALE		
FER_BP_D	T1_STR_GN1_S_001	GALLERIA A FORO CIECO (VIA BENTIVOGLI) - CONSOLIDAMENTI DALLA SUPERFICIE - PIANTA - SEZIONI
FER_BP_D	T1_STR_GN1_S_002	GALLERIA A FORO CIECO (VIA BENTIVOGLI) - OPERE DI PRESIDIO - PIANTA - SEZIONI - DETTAGLI
FER_BP_D	T1_STR_GN1_S_003	GALLERIA A FORO CIECO (VIA BENTIVOGLI) - SCAVO, CONSOLIDAMENTO E FASI ESECUTIVE - PIANTA - SEZIONI
FER_BP_D	T1_STR_GN1_S_004	GALLERIA A FORO CIECO (VIA BENTIVOGLI) - CARPENTERIA - PIANTA - SEZIONI
FER_BP_D	T1_STR_GN1_S_005	GALLERIA A FORO CIECO (VIA BENTIVOGLI) - FASI COSTRUTTIVE
CARTELLA 6.1 – OPERE DI PRESIDIO E MONITORAGGI - INTERVENTI DI MONITORAGGIO OPERE CIVILI - GALLERIA NATURALE		
FER_BP_D	T1_MOP_GN1_S_001	INTERVENTI DI MONITORAGGIO OPERE CIVILI - GALLERIA A FORO CIECO (VIA BENTIVOGLI)

2.3 NORMATIVE

Gli studi esposti nella presente relazione sono stati effettuati nel rispetto della Normativa in vigore, ed in particolare:

- D.M. 17 gennaio 2018 "Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni";
- CIRC. 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. "Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018";
- Manuale di Progettazione RFI (RFI DTC SI IFS 001 C);
- D.M. 11 marzo 1988 "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione" e successive istruzioni (superato dal D.M. 17 gennaio 2018 e circolare esplicativa);
- D.Lgs. 18 aprile 2016, n. 50 "Codice dei contratti pubblici";
- D.Lgs. 19 aprile 2017, n. 56 "Disposizioni integrative e correttive al decreto legislativo 18 aprile 2016, n. 50";
- Legge 21 dicembre 2001, n. 443 "Delega al Governo in materia di infrastrutture ed insediamenti produttivi strategici ed altri interventi per il rilancio delle attività produttive" pubblicata sulla Gazzetta Ufficiale n. 299 del 27 dicembre 2001, Suppl. Ordinario n.279;
- Dlgs 190/2002 - "Attuazione della legge 21 dicembre 2001, n. 443, per la realizzazione delle infrastrutture e degli insediamenti produttivi strategici e di interesse nazionale" pubblicato nella Gazzetta Ufficiale n. 199 del 26 agosto 2002 – Supplemento Ordinario n. 174;
- Legge 2 febbraio 1974, n. 64 "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche";
- O.P.C.M. n. 2788 (12/06/1998) "Individuazione delle zone ad elevato rischio sismico del territorio nazionale";
- O.P.C.M. n. 3274 (20/03/2003) "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e normative tecniche per le costruzioni in zona sismica";
- UNI EN 1997-1:2013 Parte 1: Regole generali;
- UNI EN 1997-2:2007 Parte 2: Indagini e prove nel sottosuolo;
- D.M. 16 febbraio 2007 "Classificazione di resistenza al fuoco di prodotti ed elementi costruttivi di opere da costruzione";
- UNI 9502:2001 "Procedimento analitico per valutare la resistenza al fuoco degli elementi costruttivi di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso" e UNI EN 1992-1-2:2019 "Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio";
- UNI EN 1993-1-2:2005 Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio;
- UNI EN 1994-1-2:2005 Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio;
- UNI EN 1996-1-2:2005 Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio.

2.4 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- International Tunneling Association (ITA) - "Guidelines for systematic Risk Management" (2004, and revisions)
- International Tunneling Insurance Group (ITIG) – "A Code of Practice for Risk Management of Tunnel Works" (2006)
- American Society of Civil Engineers (ASCE) – "Geotechnical Baseline Reports for Construction - Suggested Guidelines" (2007)
- Viggiani C. (1999): Fondazioni. Ed. Hevelius.
- Wroth C. P., Burland J. B. (1974): Settlement of building and associated damage". SOA
- Review, Conf. Settlement of structures, Cambridge. pp. 651-654.
- Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Wiesbaden, 2, pp. 135-137
- Vittorio Guglielmetti Ashraf Mahtab Shulin Xu Geodata S.p.A., Turin, Italy (2003). Mechanized Tunnelling in Urban Areas Design methodology and construction control.

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI

Con riferimento ai materiali utilizzati nell'ambito del progetto, si riportano nel seguito le principali caratteristiche utilizzate nel dimensionamento strutturale.

- **Calcestruzzo**

Calcestruzzo utilizzato per rivestimento di prima fase galleria

CLS PROIETTATO FIBRO RINFORZATO (SFRS)

Classe di resistenza:	C20/25
Resistenza media su carote $h/\phi=1$ (a 48h):	$\geq 15 \text{ MPa}$
Contenuto minimo di cemento:	300 kg/mc
Dosaggio di fibre:	$> 30 \text{ kg/mc}$

Calcestruzzo utilizzato per rivestimento definitivo galleria

Classe di resistenza:	C35/45
Modulo di deformazione:	$E_c = 31000 \text{ MPa}$
Resistenza caratteristica cubica:	$R_{ck} = 45 \text{ MPa}$
Resistenza caratteristica cilindrica:	$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$
Diametro massimo degli inerti:	$\phi = 25 \text{ mm}$
Peso per unità di volume:	$\gamma = 25 \text{ KN/mc}$
Classe di esposizione:	XC2
Classe di consistenza:	S3

- **Copriferro**

Rivestimento definitivo galleria	$c = 5,0 \text{ cm}$
----------------------------------	----------------------

- **Acciaio di armatura**

Tipo:	B450C
Modulo di deformazione:	$E_c = 210000 \text{ MPa}$
Resistenza a snervamento caratteristica:	$f_{ck} = 450 \text{ MPa}$
Resistenza a snervamento di progetto:	$f_{cd} = 391.3 \text{ MPa}$
Peso per unità di volume:	$\gamma = 75 \text{ KN/mc}$

- **Infilaggi**

Acciaio per tubi degli infilaggi

Tipo:	S355 J0	
	$t \leq 40mm$	$40mm < t \leq 80mm$
Modulo di deformazione:	$E_c=210000$ MPa	$E_c=210000$ MPa
Resistenza a snervamento caratteristica:	$f_{yk}=355$ MPa	$f_{yk}=335$ MPa
Resistenza a snervamento di progetto:	$f_{yd}=338$ MPa	$f_{yd}=319$ MPa
Resistenza a rottura caratteristica:	$f_{yk}=510$ MPa	$f_{yk}=470$ MPa
Peso per unità di volume:	$\gamma=78.5$ KN/m ³	$\gamma=78.5$ KN/m ³

Miscela cementizia per infilaggi

Classe di resistenza:	C20/25
Rapporto a/c :	0,5
Additivi:	fluidificante e anti-ritiro
Cementazione con iniezioni semplici (getto in unica soluzione – c.d. IGU)	

- **Profilati e piastre per centine**

Tipo:	S275
Tensione caratteristica di snervamento:	$f_{yk} = 275MPa$

- **Elemento compensatore tipo Bullflex**

Diametro del tubo vuoto = 320mm
 Diametro del tubo completamente riempito = 370mm
 Peso minimo di 600 g/m²
 Resistenza del tessuto non tessuto ≥ 20 MPa
 Larghezza del tubo appiattito = 565 mm
 Dilatazione elastica del geotessile = 15%
 Massima pressione di riempimento = 15 bar
 Pressione di iniezione = 6 bar
 Iniezione con cls proiettato C25/30.

- **Materiali per iniezioni dalla superficie**

UCS $\geq 0,5$ MPa

TUBI: in PVC valvolati \varnothing 1" 1/2-2" (muniti di valvole di non ritorno n.2-3 v/m)

DIAMETRO PERFORAZIONE MINIMO: 120mm

Composizione indicativa delle miscele di iniezione:

a) MISCELA DI GUAINA:

- classe cemento: 32,5 MPa
- rapporto cemento/acqua: $0,3 \leq C/A \leq 0,5$
- rapporto bentonite/acqua: $0,03 \leq B/A \leq 0,05$

b) MISCELA CEMENTIZIA:

- classe cemento: 52,5 MPa
- rapporto cemento/acqua: $0,35 \leq C/A \leq 0,5$
- rapporto bentonite/acqua: $0,03 \leq B/A \leq 0,05$ con bentonite a bassa resa (Limite Liquido $300 \leq BLL \leq 400$)
- rapporto additivo disperdente-antiflocculante/acqua: $0,003 \leq Add/A \leq 0,006$

- **Impermeabilizzazione**

Teli in PVC per impermeabilizzazione

Spessore: $2 \pm 0,5$ mm

Peso specifico: 1.3g/cm^q

Resistenza a trazione media: 15MPa

Tessuto non tessuto

Massa unitaria: 500g/m^q

Spessore: a 2kPa 3.8mm, a 200kPa 1.8mm

Resistenza a punzonamento: 5.0kN

Resistenza a trazione media: 45kN/m

Cordolino bentonitico

Dimensione: 20x25mm

Espansione a contatto con acqua: 6 volte il volume iniziale

Pressione di rigonfiamento dopo 48h: >600kPa

4 INQUADRAMENTO GEOLOGICO

La città di Bologna sorge sui sedimenti alluvionali (conoidi), che raggiungono spessori massimi di 300-400 metri e sono costituiti da alternanze di sedimenti grossolani (ghiaie, sabbie) e fini (limi) per spessori il cui ordine di grandezza varia dalla decina al centinaio di metri.

I terreni interessati dalle indagini svolte lungo la linea in progetto appartengono ad un deposito quaternario di conoide fluviale, continentale, che in accordo alla sua stessa genesi si compone da alternanze di livelli sabbioso ghiaiosi in matrice sabbioso limosa e livelli più fini, limoso argillosi e raramente argilloso limosi. Tutti i depositi dell'apparato di conoide si presentano normal-consolidati. Non sono presenti fenomeni di cementazione.

4.1 UNITÀ GEOTECNICHE

Sulla base delle indagini in sito e prove di laboratorio citate precedentemente, sono state riconosciute due differenti unità geotecniche lungo il tracciato. La suddivisione è stata attuata differenziando i terreni non coesivi a granulometria prevalente grossolana dai terreni coesivi, o debolmente coesivi, a granulometria prevalente fine.

- *Unità A:* ghiaie in matrice sabbiosa e limosa
- *Unità B:* limi più o meno argillosi, localmente sabbiosi

Esula da questi criteri la caratterizzazione dell'orizzonte più superficiale, costituito da terreni di riporto, i quali, a causa del loro modesto spessore (0,4-2,9 m) e della loro grande eterogeneità geotecnica, sono caratterizzati caso per caso.

L'Unità geotecnica A (ghiaie in matrice sabbiosa e limosa) è caratterizzata da una distribuzione spaziale variabile sia in senso orizzontale che verticale. Granulometricamente è rappresentata prevalentemente da sabbie e ghiaie, con frazione limosa variabile, con locale presenza di ciottoli di dimensione 2-4 cm, raramente superiori a 10 cm. Non si riscontra cementazione, né livelli localizzati di cementazione. I materiali sono normal-consolidati.

L'Unità geotecnica B (limi più o meno argillosi, localmente sabbiosi) è caratterizzata da livelli limoso argillosi con una continuità laterale tra sondaggi contigui presenti lungo la linea.

Nella tabella seguente sono riportati i parametri per le varie unità geotecniche. Per ogni parametro è indicata una forchetta di valori tipici e, tra parentesi, ove possibile un valore consigliato.

Tabella 1: Parametri di resistenza e deformabilità per le unità geotecniche

Unità geotecniche	γ	c'	c_u	ϕ'	E'	E_{ed}	E_u
	kN/m ³	kPa	kPa	[gradi]	MPa	MPa	MPa
Unità A Ghiaie e sabbie	19-21 (20)	0	0	38-42 (38)	35-50 (varia con la profondità)	-	-
Unità B Limi e argille	18-20 (19)	6-15 (10)	50-80 (varia con la profondità)	21-34 (25)	-	3-5 (varia con la profondità)	z = 0 - 6.5m $E_u = 8\text{MPa}$; z = 6.5 - 15m $E_u = 30\text{MPa}$; z = 15 - 25m $E_u = 50\text{MPa}$ (varia con la profondità)

(γ : peso di volume del terreno; c' : coesione di picco; c_u : coesione non drenata; ϕ' : angolo di resistenza al taglio; E' : modulo di elasticità; E_{ed} : modulo edometrico (drenato), E_u : modulo non drenato).

4.2 INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO

L'intervento in progetto si situa nell'ambito di conoide alluvionale del torrente *Sàvena*, nel più superficiale complesso acquifero denominato *A1*. Nella Tabella 2 sono riassunte le misure di profondità della falda (m da p.c.) effettuate nel piezometro *S1* posizionato in corrispondenza della galleria. A parte la prima misura in fase di perforazione, la profondità della falda risulta sempre inferiore a 28,80 m dal piano campagna.

Tabella 2: Misure piezometriche lungo la linea

Sondaggio/ Piezometro	Durante la perforazione	31/10/ 2003	16/12/ 2003	19/12/ 2004	15/03/ 2004	15/06/ 2004	12/10/ 2004	10/01 2005
S1 (v. Bentivogli)	12,2	28,8	29,03	28,95	29,90	>30	>30	>30

Si distinguono due unità idrogeologiche, alle quali si attribuiscono permeabilità medie per i limi e argille più o meno sabbiosi e permeabilità media per le ghiaie e sabbie in matrice sabbiosa e limosa. La tabella seguente indica i parametri idrodinamici di riferimento.

Tabella 3: Permeabilità dei terreni interessati dalle opere in progetto

Unità	Classe	Cond. Idraulica orizzontale (K_h) (m/s)	Porosità efficace %	Rapporto tra permeabilità verticale e orizzontale (K_v/K_h) (-)
A - Limi e argille	K1 - permeabilità molto bassa	1E-07 ÷ 1E-09*	5 ÷ 8***	1***
B - Ghiaie e sabbie	K3 - permeabilità media	1E-05 ÷ 1E-06**	23 ÷ 25***	0.1 ÷ 0.01***

Note: *: misurato in laboratorio e mediante prove Lefranc PE autostrada A14; **: misurato mediante prove Lefranc PE autostrada A14; ***: stimato da letteratura.

Per quanto riguarda il grado di aggressività dell'acqua sotterranea sul calcestruzzo, è stata condotta una verifica secondo i criteri indicati dalla Norma UNI-EN 206-1. Non si evidenzia pertanto un rischio di aggressività delle acque di falda nei confronti dei calcestruzzi.

4.3 PARAMETRI GEOTECNICI UTILIZZATI NELLE ANALISI NUMERICHE

Nelle analisi numeriche sono stati utilizzati i parametri riportati in Tabella 4.

Tabella 4: Parametri geotecnici di calcolo

Unità geotecniche		Peso di volume del terreno	Coesione		Angolo di resistenza al taglio	Modulo di elasticità	Modulo edometrico (drenato)	Modulo di elasticità non drenato	
			γ	c'	C_u	ϕ'	E'	E_{ed}	E_u
			[kN/m ³]	[kPa]	[kPa]	[°]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
Ghiaie e sabbie	A	20	0	0	38	35	-	-	
Limi e argille	B	19	10	50	25	-	3	7	

In funzione della verifica che si intende effettuare, saranno utilizzati coefficienti che riducono i parametri meccanici di resistenza del terreno o coefficienti che amplificano gli effetti delle azioni, in accordo con quanto prescritto al punto 6.2.3 delle Norme Tecniche per le Costruzioni (come descritto dettagliatamente nel Cap. 7).

Le tensioni geostatiche orizzontali sono state inizializzate utilizzando un coefficiente di spinta a riposo ottenuto mediante la nota relazione di Jaky (1944):

$$K_0 = 1 - \sin \phi'$$

In Tabella 5 sono riportati i parametri di riferimento utilizzati nel caso di adozione del modello di comportamento avanzato tipo *Hardening Soil*

Tabella 5: Parametri di riferimento Hardening Soil Model

P_{ref}	100	[kPa]
m	1	[-]
R_f	0,9	[-]
E_{50}	35	[MPa]
E_{ur}	105	[MPa]
E_{oed}	35	[MPa]

5 DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI IN PROGETTO DI RIFERIMENTO (PDR)

5.1 DESCRIZIONE DELLA SOLUZIONE DI PROGETTO DEFINITIVO DI RIFERIMENTO

L'intervento proposto in sede di progetto definitivo prevedeva un consolidamento delle fondazioni del ponte Bentivogli al fine di preservare la struttura da eventuali cedimenti dovuti allo scavo della galleria a foro cieco. Nello specifico erano previsti i seguenti interventi (Figura 2):

1. realizzazione di 3 ordini di micropali a sostegno della fondazione della pila del ponte;
2. iniezioni di preconsolidamento eseguite dal piano di campagna (per tutto lo sviluppo della galleria).

La geometria della galleria era definita dalle seguenti caratteristiche:

- sezione di larghezza interna, alla quota P.F. pari a 6,00 m;
- raggio interno di curvatura in calotta di 2,50 m;
- piedritti sub-verticali;
- altezza tra P.F. e chiave della calotta pari a 5,70 m.

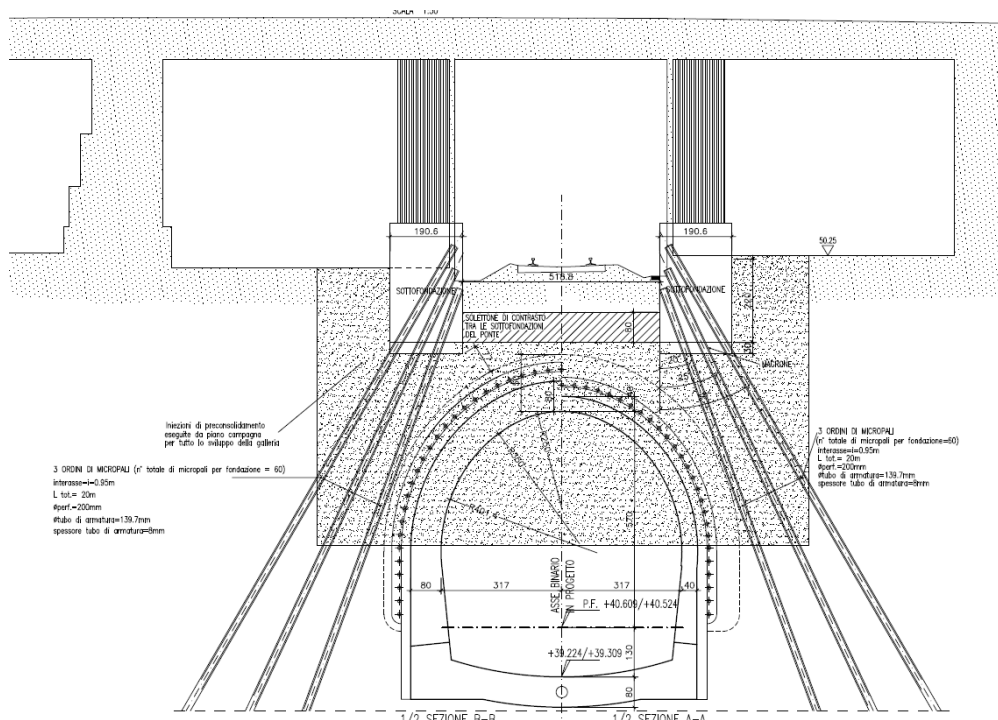


Figura 2: Soluzione PD di riferimento

5.2 ADEGUAMENTO DELLA SOLUZIONE TECNICA

5.2.1 Soluzione progettuale proposta

L'adeguamento della soluzione tecnica di riferimento è stato definito sulla base di un approccio di Analisi del Rischio come dettagliato nel Capitolo 8.

I rischi relativi alla soluzione di progetto definitivo sono stati ritenuti non accettabili (si veda il Registro dei Rischi in allegato alla presente) e come tale si è proceduto all'implementazione di studi integrativi con la finalità di ridurre il livello di incertezza, quali:

- Studi e indagini integrative sulle caratteristiche delle fondazioni e sullo stato di consistenza del ponte (indagini presso l'Archivio Storico della Città di Bologna, presso il Comune di Bologna e mediante sopralluoghi);
- Analisi numeriche bidimensionali e tridimensionali in condizioni statiche con simulazione dell'intera sequenza di scavo;
- Analisi di sensitività variando i principali parametri e analisi comparative tra la soluzione tecnica di PD e l'adeguamento della medesima alle prescrizioni di riferimento;
- Analisi dei cedimenti differenziali lungo la direzione di avanzamento e valutazione della risposta strutturale del ponte alle distorsioni imposte;
- Analisi numeriche con simulazione delle condizioni sismiche (metodo di ovalizzazione del tunnel);
- Definizione dei limiti di controllo del sistema di monitoraggio sulla base delle suddette analisi numeriche, definizione dei requisiti minimi di progetto per garantire la stabilità e il controllo delle deformazioni in fase realizzativa.

A valle degli studi ed indagini integrative e delle simulazioni numeriche sono state valutate le strategie di risposta e le misure di mitigazione dei rischi di danneggiamento del ponte Bentivogli, come indicato di seguito:

- Non si realizzano i micropali alla base delle fondazioni in quanto ritenuti interventi invasivi e compromettenti l'integrità strutturale del ponte in muratura. Si opta per un trattamento del suolo più esteso (interessando i due locali adiacenti il sedime ferroviario di proprietà del Comune di Bologna) e più profondo (si raggiunge la base della galleria).
- Si realizzano interventi non invasivi sulle fondazioni del ponte consistenti in cerchiature delle stesse mediante getto di calcestruzzo armato posto in compressione da un sistema di barre tipo *Dywidag* non interferenti con la fondazione stessa;
- Si installa un sistema di centinatura nei cerchi centrali del ponte nella zona in interferenza con la fognatura esistente;
- Si prevedono consolidamenti integrativi sub-orizzontali – eseguiti a partire dalle paratie frontali - da realizzare a valle di un campo prove sulle iniezioni eseguite dalla superficie. Tali consolidamenti sono essenziali contromisure nel caso in cui le iniezioni cementizie eseguite da superficie si rivelino di resistenza non adeguata o eterogenee a causa degli spazi limitati disponibili per la esecuzione delle stesse.

Le cerchiature delle fondazioni del ponte dovranno prevedere le seguenti fasi realizzative:

- 0) Attività preliminari: cantierizzazione e bonifica dell'area di intervento;
- 1) Installazione della strumentazione di monitoraggio;
- 2) Posa del sistema di centinatura nei cerchi centrali del ponte nella zona in interferenza con la fognatura esistente;
- 3) Scavo di sbancamento fino al raggiungimento della quota di fondazione delle pile per successivi ribassi di 0.50 m;
- 4) Posizionamento casseforme, barre tipo Dywidag e relative guaine di alloggiamento;
- 5) Tesatura barre mediante martinetti idraulici (previo raggiungimento della resistenza a compressione del calcestruzzo a 28 giorni).

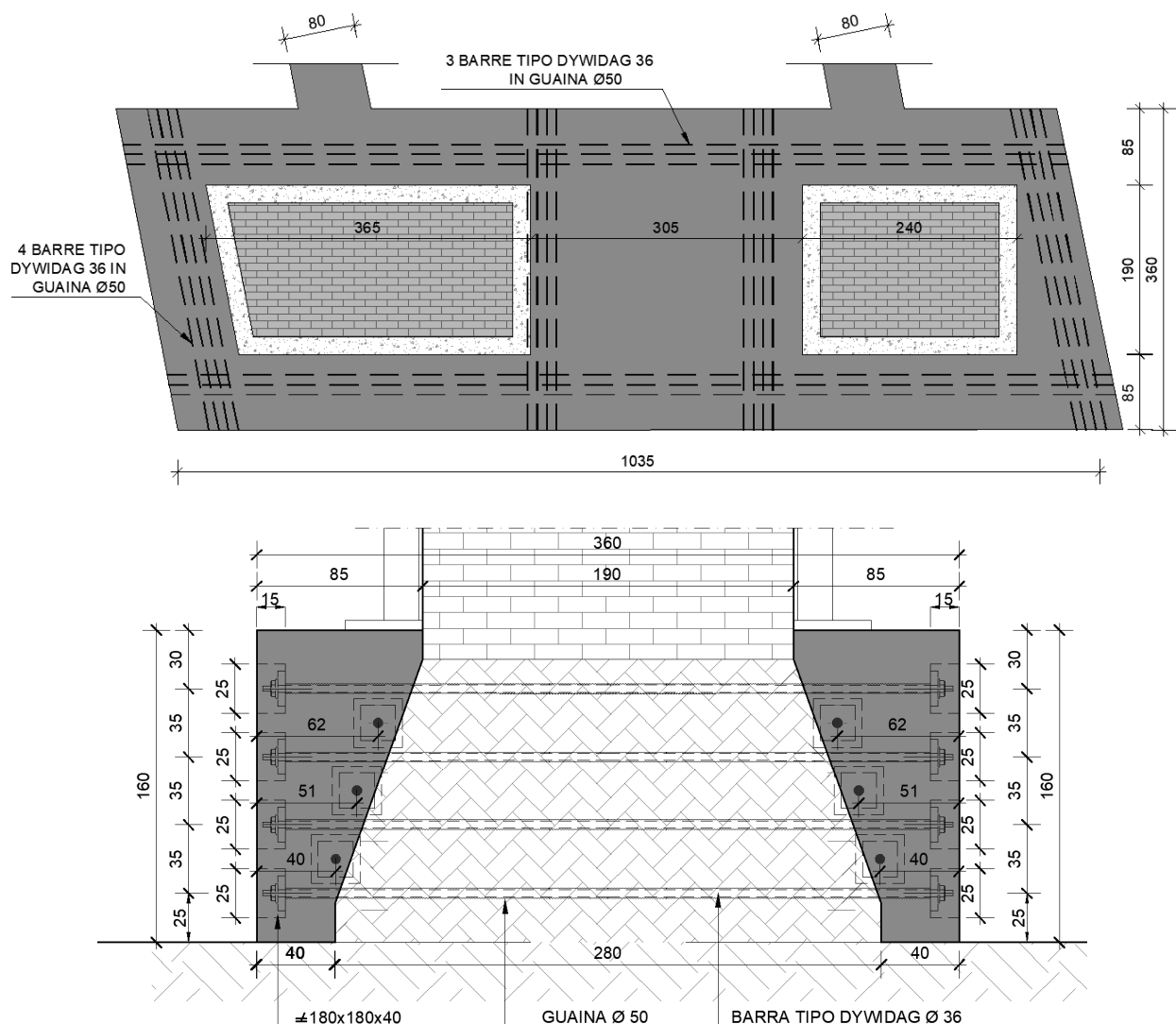


Figura 3: Adeguamento della Soluzione PD di riferimento: consolidamento strutturale delle fondazioni del ponte in muratura – Pianta e Sezione

Infine, sono state proposte le seguenti misure di mitigazione del rischio generale di fenomeni deformativi e di instabilità durante la fase di scavo della galleria che possono compromettere la stabilità delle preesistenze:

- Abbassamento della livelleta di progetto di circa 1.5 m;
- Applicazione di un sistema tipo Bullflex tra le centine installate e il suolo;
- Definizione di una sezione di scavo cilindrica (in luogo della sezione troncoconica prevista in sede di PD di riferimento) con avanzamento dello scavo contestuale da entrambi i lati;
- Utilizzo di elementi *Symmetrix* o equivalenti autopercoranti;
- Scavo con campi di avanzamento di lunghezza limitata (0.7 m);
- Rinforzo dei sostegni di scavo e chiusura della sezione di scavo in arco rovescio con centine metalliche accoppiate;
- Intervento di risanamento strutturale della fognatura esistente preventivamente allo scavo della galleria.

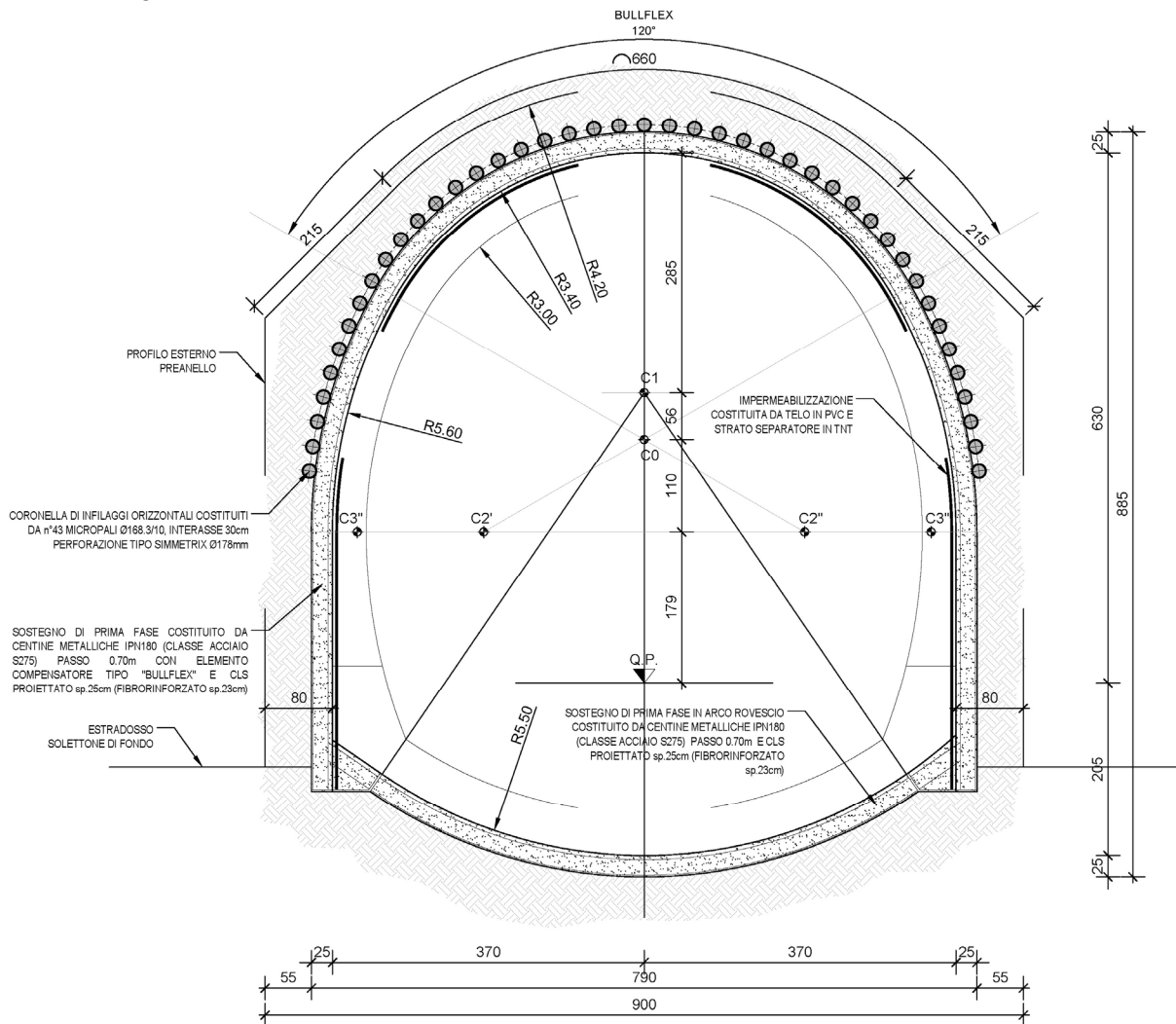


Figura 4: Adeguamento della Soluzione PD di riferimento: sostegni di prima fase per lo scavo della galleria

5.2.2 Sezione tipo funzionale e tracciato altimetrico

La sezione tipo funzionale è stata adeguata in accordo alle recenti indicazioni normative di riferimento. La geometria della galleria è definita dalle seguenti caratteristiche (Figura 5: Adeguamento della Soluzione PD di riferimento):

- sezione di larghezza interna, alla quota P.F. pari a 6,10 m;
- raggio interno di curvatura in calotta di 2,45 m;
- altezza tra P.F. e chiave della calotta pari a 5,90 m.

Inoltre è stato previsto l'abbassamento della livelletta del PD di riferimento di circa 1.5m, modifica dettata anche dalla necessità di preservare la fognatura esistente nella sua sede originaria, in accordo alla specifica prescrizione di HERA in merito alla deviazione prevista per la condotta fognaria in interferenza (*relativamente alla proposta deviazione della condotta fognaria esistente in Via Bentivogli, si rilevano alcune criticità correlate sia alla sua ridotta profondità dal piano di campagna che al suo sviluppo planimetrico, in relazione all'uso delle superfici e agli immobili che ne risulterebbero interessati*)

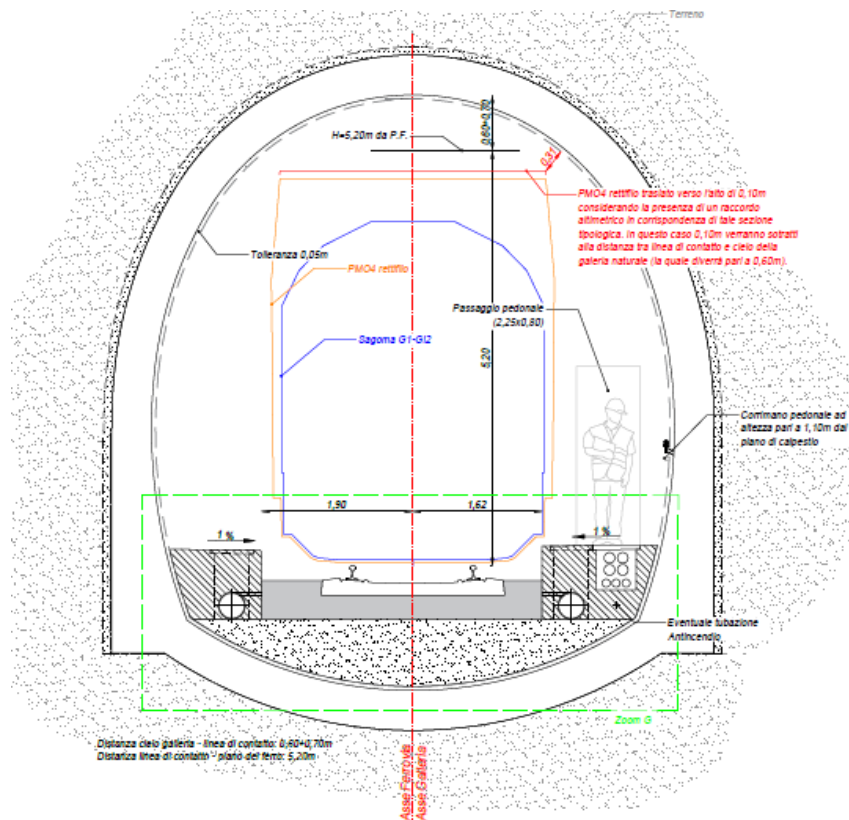


Figura 5: Adeguamento della Soluzione PD di riferimento: Sezione tipo funzionale

5.2.3 Sostegni di prima fase e definitivi

Sono indicati di seguito le componenti del sistema di presostegno e i supporti di prima fase e definitivi della galleria.

Ombrello di infilaggi

Il presostegno del cavo all'avanzare del fronte viene effettuato con una struttura ad ombrello di infilaggi orizzontali, costituita da elementi tubolari in acciaio disposti secondo un opportuno interasse e iniettati con malta cementizia, appoggiati sulle centine *2IPN180* aventi passo $a = 0,70\text{ m}$.

In particolare, il presostegno è realizzato per mezzo di una coronella di infilaggi orizzontali costituiti da n°43 tubi di acciaio tipo *S355 J0*, diametro $\varnothing 168,3\text{ mm}$, spessore $s = 10,0\text{ mm}$. La disposizione risulta lungo l'estradosso della calotta con interasse $i = 0,3\text{ m}$. La perforazione è di tipo "Symmetrix" $\varnothing 178\text{ mm}$.

Tale intervento è tale da garantire una buona cementazione del terreno tra i tubi ed evitare così possibili refluenti del materiale.

Rivestimento di prima fase

Il rivestimento di prima fase è costituito da due centine accoppiate *IPN180* aventi passo $a = 0,70\text{ m}$ e da calcestruzzo proiettato fibrorinforzato di spessore $s = 25\text{ cm}$, in calotta e arco rovescio. Si prevede un rinforzo di CLS alla base della centina dei piedritti per una più efficace ripartizione dei carichi e collegamento con le centine in arco rovescio.

A tergo delle centine metalliche sono previsti elementi compensatori tipo "Bullflex" aventi la funzione di limitare i cedimenti in superficie compensando eventuali sovrascavi.

Rivestimento definitivo

La sezione del rivestimento definitivo è variabile. In calotta lo spessore è pari a 40 cm, mentre in arco rovescio è prevista di 50 cm. In corrispondenza delle murette inoltre tale sezione risulta di spessore variabile, fino ad un massimo di 70 cm. Si prevede un'armatura principale pari a 6+6 $\varnothing 24$ per metro lineare.

Per le verifiche degli elementi strutturali si rimanda al § 7.4.

5.2.4 Trattamento del terreno

La stabilità dello scavo in corrispondenza della galleria a foro cieco è garantita dalla previa realizzazione di trattamenti di consolidamento del terreno eseguiti dalla superficie.

Tali consolidamenti saranno realizzati con iniezioni cementizie ad alta penetrabilità per l'intero tratto (costituito interamente da depositi ghiaioso/sabbiosi) con il duplice obiettivo di garantire le geometrie di terreno trattato indicate nelle tavole grafiche e migliorare le caratteristiche fisiche e meccaniche del terreno naturale. Per queste ragioni si ritiene adeguata l'adozione di una miscela confezionata con cemento 52.5 (maggiormente fine rispetto ai 32.5 e 42.5), bentonite a bassa resa e additivo disperdente/antiflocculante avente anche funzione fluidificante e stabilizzante (soluzione da calibrare in sede di progetto Esecutivo, in seguito ad ulteriori analisi).

Le caratteristiche di tale trattamento con iniezioni cementizie vengono di seguito riportate:

- Tubi PVC valvolati Ø 1" ½-2" muniti di valvole di non ritorno n.2-3 v/m;
- DIAMETRO PERFORAZIONE MINIMO: 120 mm
- Composizione indicativa delle miscele di iniezione:

a) MISCELA DI GUAINA:

- classe cemento: 32,5 MPa
- rapporto cemento/acqua: $0,3 \leq C/A \leq 0,5$
- rapporto bentonite/acqua: $0,03 \leq B/A \leq 0,05$

b) MISCELA CEMENTIZIA:

- classe cemento: 52,5 MPa
- rapporto cemento/acqua: $0,35 \leq C/A \leq 0,5$
- rapporto bentonite/acqua: $0,03 \leq B/A \leq 0,05$ con bentonite a bassa resa (Limite Liquido $300 \leq BLL \leq 400$)
- rapporto additivo disperdente-antiflocculante/acqua: $0,003 \leq Add/A \leq 0,006$

I materiali per il confezionamento delle miscele saranno scelti in anticipo rispetto alla campagna di indagini in laboratorio vera e propria.

In particolare, l'intervento è finalizzato al raggiungimento dei seguenti requisiti minimi prestazionali:

- **Coesione equivalente c'** (KPa) ≥ 244 kPa
- **Modulo elastico E** (MPa) ≥ 500 MPa

I criteri di tali assunzioni saranno specificati nei capitoli seguenti.

La soluzione proposta prevede l'adozione di una maglia 1,50 x 1,30 ml come indicato nell'elaborato grafico 35_FER_BP_D_T1_STR_GN1_S_001_0 (Figura 6).

La profondità delle perforazioni necessarie al trattamento varia da un minimo di 4,5 m a un massimo di 12 m.

Si rimanda alla fase esecutiva la definizione delle specifiche per l'esecuzione dei Campi Prova e la conseguente definizione dell'effettiva geometria del trattamento (maglia), modalità esecutive e parametri di iniezione (pressioni, volumi, portate e loro reciproci rapporti).

5.2.5 Sequenze realizzative

La realizzazione della galleria a foro cieco prevede, con riferimento ai vari elaborati a corredo dalla presente relazione, le seguenti fasi costruttive:

1. Esecuzione del trattamento del terreno mediante iniezioni cementizie eseguite dalla superficie. Eventuali iniezioni integrative pseudo orizzontali a partire dalle paratie frontali. Installazione del sistema di monitoraggio e controllo.
2. Realizzazione scavi in prossimità degli imbocchi della galleria.
3. Esecuzione del presostegno di calotta con coronella di infilaggi di micropali (perforazione tipo "Symmetrix") a partire dai diaframmi frontali lato Bologna (inizio galleria – lato Est).
4. Esecuzione dei preanelli su entrambi i fronti di avanzamento.
5. Scavo di avanzamento a sezione completa per sfondi pari a 0,70 m da entrambi i fronti e protezione del fronte di scavo con CLS proiettato fibrorinforzato (spessore 5 cm).
6. Collocazione in opera del sostegno di prima fase: centine metalliche (con elemento compensatore tipo "Bullflex" in calotta) e CLS proiettato fibrorinforzato in calotta e arco rovescio.
7. Posa del sistema di impermeabilizzazione. Getto di arco rovescio e murette, realizzazione del giunto strutturale con posa del cordone bentonitico. Completamento del rivestimento definitivo in calotta.

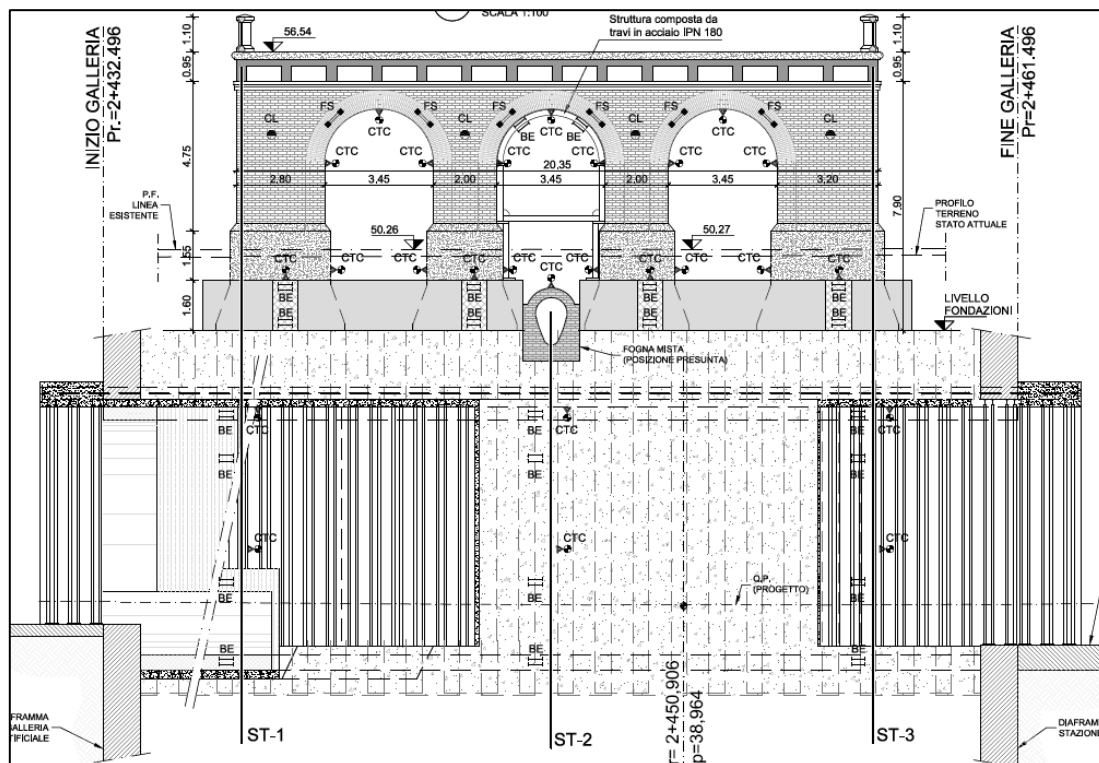


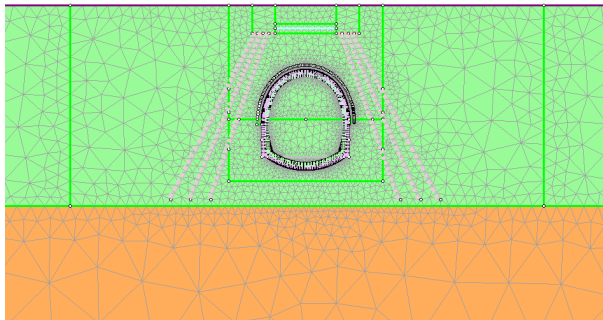
Figura 7: Adeguaento della Soluzione PD di riferimento: sezione longitudinale con indicazioni del sistema di monitoraggio e controllo durante gli scavi

6 STRUMENTI E TECNICHE PER IL DIMENSIONAMENTO GEOTECNICO E STRUTTURALE

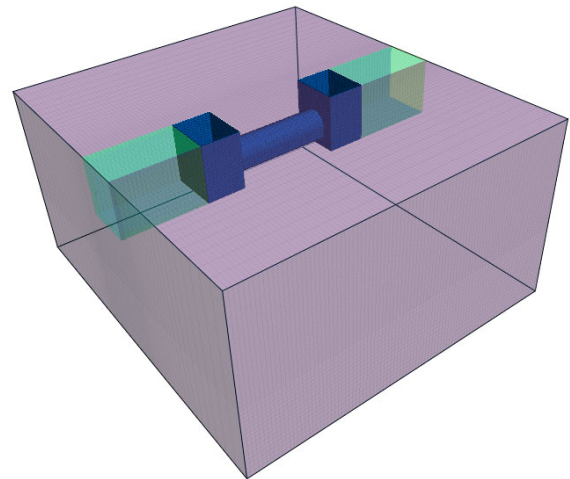
6.1 Modellazioni Numeriche

Le analisi tenso-deformative in campo statico bidimensionale sono state condotte mediante il codice di calcolo *RS2*, sviluppato da *Rocscience Inc*, il quale consente di eseguire analisi di stabilità e di deformazione per applicazioni geotecniche in condizioni di deformazioni piane.

Inoltre, è stato implementato un modello tridimensionale avvalendosi del programma *Flac3D* alle differenze finite, sviluppato da *Itasca Consulting Group*.



a)



b)

Figura 8: Modello bidimensionale RS2 (a) e modello tridimensionale FLAC3D (b)

6.1.1 Simulazioni bidimensionali

Nelle analisi bidimensionali per la simulazione dell'effetto del passaggio del fronte di scavo si è fatto riferimento al metodo del rilascio tensionale sintetizzato in Figura 9.

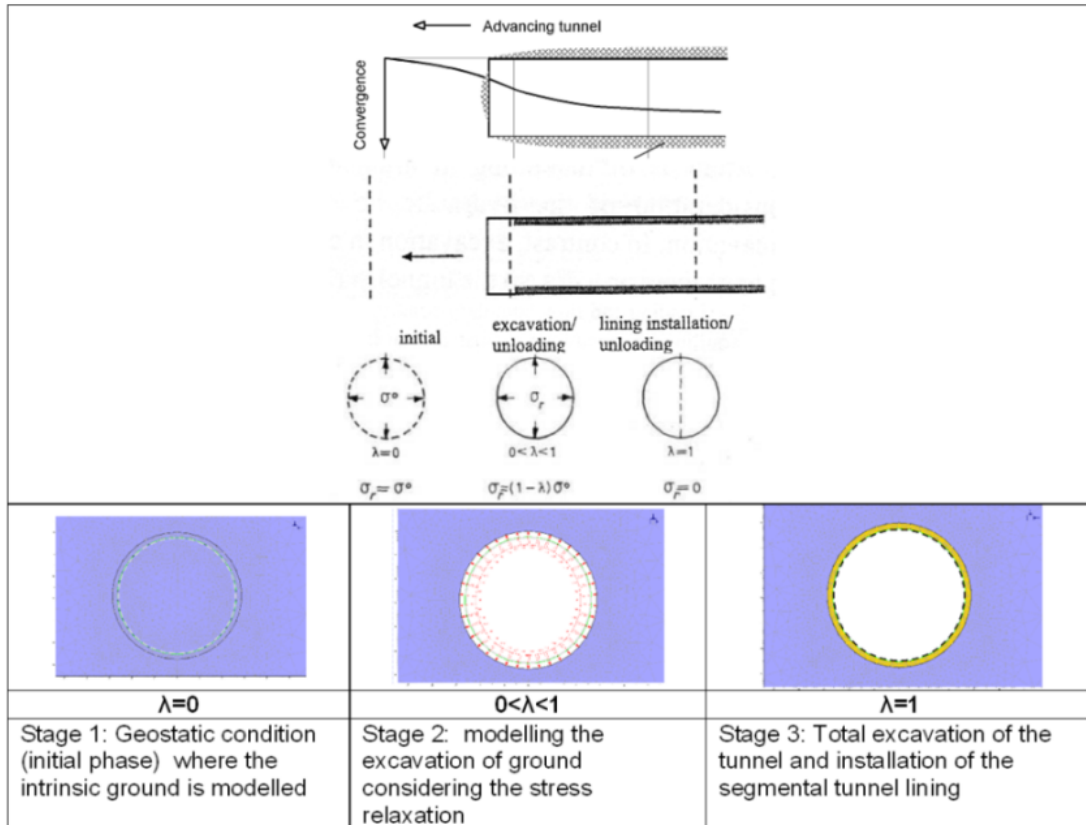


Figura 9: Metodo del rilascio tensionale

6.1.2 Definizione dei materiali nei modelli numerici

Il modello costitutivo adottato nelle analisi 2D è di tipo Mohr-Coulomb (MC) e di tipo Hardening Soil (HS) nelle analisi 3D. Come noto il modello HS consente una valutazione più realistica della risposta deformativa rispetto al modello MC ma risulta meno conservativo in termini di valutazione delle sollecitazioni sugli elementi strutturali. Pertanto in funzione dell'obiettivo dell'analisi è stato selezionato il modello costitutivo più adeguato

6.1.2.1 Modello di comportamento Mohr-Coulomb

Le due tipologie di terreno implementate nei modelli bidimensionali di RS2 (strato ghiaioso/sabbioso e limoso/argilloso) sono state caratterizzate con un criterio di rottura alla Mohr-Coulomb. Tale criterio si basa sul principio che la natura particellare del terreno gli conferisca una resistenza al taglio del tipo:

$$\tau_f = c' + \sigma' \cdot \tan\phi'$$

in base al quale la tensione tangenziale a rottura in un generico punto di una superficie di scorrimento potenziale interna al terreno è dato dalla somma di un termine coesivo (c') e di uno attritivo (ϕ').

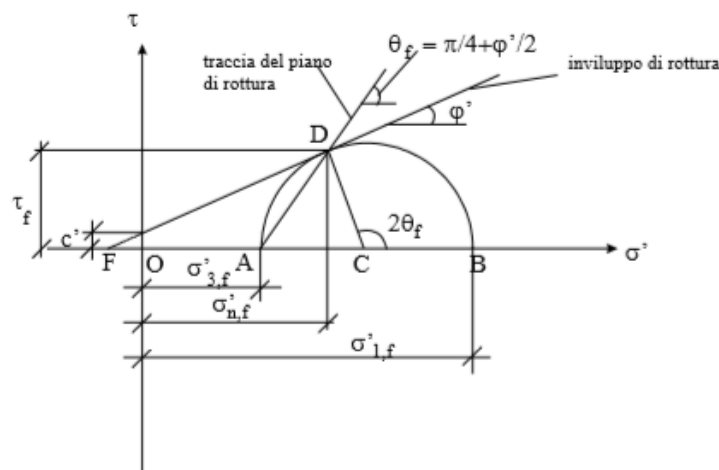


Figura 10: Criterio di Mohr-Coulomb

6.1.2.2 Modello di comportamento Hardening Soil

Il modello tridimensionale implementato in Flac3D di Itasca Consulting Group ha previsto l'utilizzo di un modello costitutivo avanzato di tipo elasto-plastico incrudente o "Hardening Soil". Come nel caso del criterio di Mohr-Coulomb la resistenza è di tipo attritivo, costituita dal termine coesivo (c') e da quello attritivo (ϕ'). L'angolo di dilatanza Ψ è considerato uguale 0° .

Questo modello è in grado di meglio rappresentare il comportamento del terreno lontano dalla condizione di rottura (Figura 11), attraverso la definizione di 3 parametri principali:

1. E_{50} : modulo di deformabilità secante al 50% del carico di rottura;
2. E_{Oed} : modulo edometrico;
3. E_{ur} : modulo di scarico e ricarico.

La pressione di riferimento è stata assunta pari a quella atmosferica (100 kPa), il coefficiente m è stato posto pari a 1, mentre il cosiddetto "failure ratio" $R_f = 0,9$.

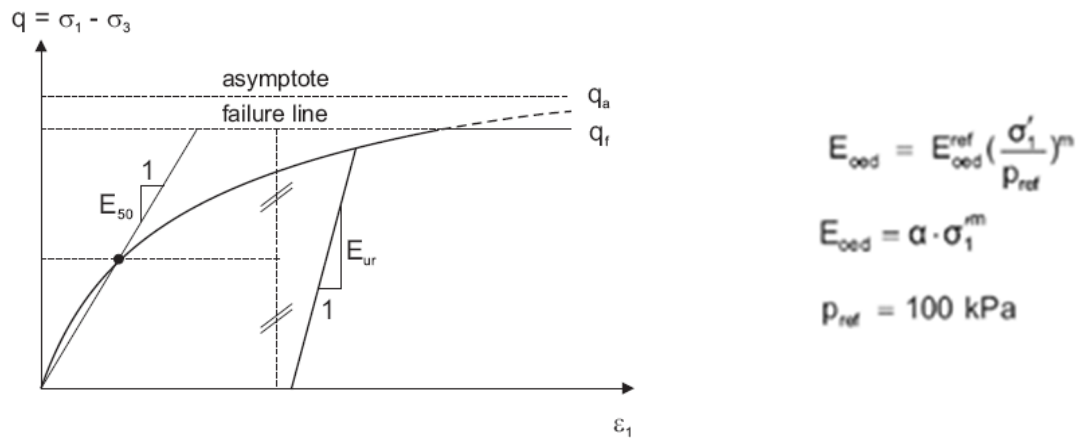


Figura 11: Modello Hardening Soil

6.2 COMBINAZIONI DI CARICHI E REQUISITI NORMATIVI

Le verifiche sono state condotte in accordo al D.M. 17/01/2018 (NTC2018), con riferimento allo Stato Limite Ultimo (SLU) e allo Stato Limite di Esercizio (SLE). Le strutture sono state verificate nelle seguenti combinazioni:

- Combinazione SLU-STR (A₁+M₁+R₁)
- Combinazione SLU-GEO (A₂+M₂+R₁)
- Combinazione SLU-STR (Sismica STR)

In particolare, per il dimensionamento strutturale si è utilizzato l'Approccio 1 combinazione 1 (DA1-C1), mentre per le verifiche geotecniche si è utilizzato l'Approccio 1 combinazione 2 (DA1-C2).

Si riportano di seguito i principali riferimenti normativi (NTC2018).

Tabella 6: Coefficienti amplificativi dei carichi secondo NTC2018

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Tabella 7: Coefficienti riduttivi dei parametri di resistenza del terreno secondo NTC2018

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

Tabella 8: Coefficienti riduttivi della resistenza globale del sistema secondo NTC2018

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

6.3 CARATTERIZZAZIONE DELLE STRUTTURE E CONDIZIONI SISMICHE

6.3.1 Considerazioni generali

Secondo quanto prescritto dalle NTC2018, ai fini delle verifiche di sicurezza delle strutture devono essere definiti i seguenti parametri:

- Vita nominale dell'opera: intesa come il numero di anni nei quali la struttura deve poter essere utilizzata per lo scopo al quale è stata destinata senza necessità di manutenzioni. Per l'opera oggetto del presente elaborato si considera una vita nominale di:

$$V_N \geq 100 \text{ anni};$$

- Classe d'uso: in presenza di azioni sismiche, in relazione alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso.

Nel caso in esame si fa riferimento alla classe d'uso II (coefficiente $C_U = 1$);

- Periodo di riferimento per l'azione sismica: viene definito come il prodotto tra la vita nominale ed il coefficiente d'uso.

Per il caso in esame il periodo di riferimento è:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 100 \text{ anni}.$$

La pericolosità sismica si definisce, nel caso oggetto di studio, in termini di accelerazione massima attesa in condizioni di campo libero a_g , su sito di riferimento rigido e con superficie topografica orizzontale, in considerazione di prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R sopradefinito.

Il valore di progetto dell'accelerazione a_g viene definito in funzione della "probabilità di superamento" in un dato "tempo di ritorno" T_R . Tali grandezze sono correlate tra loro dalla relazione:

$$T_R = -V_R / \ln(1 - P_{VR})$$

Si farà riferimento, nel seguito, alle condizioni sismiche relative allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV).

6.3.2 Accelerazione massima al suolo

A partire dalla posizione dell'opera sul territorio nazionale è possibile definire l'azione sismica di progetto. Le NTC2018 infatti non si basano sulla classificazione sismica del territorio ma definisce i parametri necessari direttamente per il sito in esame, utilizzando le informazioni disponibili nel reticolo di riferimento definito dall'INGV.

Il sito sul quale insiste l'opera oggetto del presente elaborato si trova all'interno delle aree di competenza del comune di Bologna.

I valori al sito sono ottenuti interpolando i parametri spettrali (a_g, F_0, T_c^*) dei quattro nodi più prossimi al sito stesso.

Per l'elaborazione dei parametri si è fatto uso del foglio di calcolo "SPETTRI-NTC ver. 1.0.3" rilasciato dal Consiglio Superiore dei LL. PP. che fornisce gli spettri di risposta rappresentativi delle componenti (orizzontale e verticale) delle azioni sismiche di progetto per il generico sito del territorio nazionale in riferimento alle NTC2018. La definizione dell'azione sismica di progetto è articolata in 3 fasi:

1. Individuazione della pericolosità del sito (sulla base dei risultati del progetto S1-INGV);
2. Scelta della strategia di progettazione;
3. Determinazione dell'azione di progetto.

La seguente Tabella 9 riporta i valori dei parametri spettrali per i periodi di ritorno di riferimento.

Tabella 9. Valori dei parametri spettrali

T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
30	0,053	2,478	0,258
50	0,066	2,482	0,272
72	0,077	2,481	0,278
101	0,088	2,473	0,285
140	0,102	2,459	0,288
201	0,120	2,410	0,292
475	0,166	2,404	0,310
975	0,212	2,436	0,315
2475	0,284	2,456	0,323

Per lo Stato Limite Ultimo considerato, ovvero quello relativo alla salvaguardia della vita (SLV), il probabilità di superamento nella vita utile di riferimento è posta pari a

$$P_{VR} = 10\%$$

che corrisponde ad un periodo di ritorno per la definizione dell'azione sismica di 949 anni. I parametri spettrali corrispondenti alla vita nominale della costruzione ed alla classe d'uso definite nel precedente § 6.3.1 sono riportati in Tabella 10.

Tabella 10: Parametri spettrali corrispondenti alla vita nominale della costruzione

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
SLO	60	0,072	2,481	0,275
SLD	101	0,088	2,473	0,285
SLV	949	0,210	2,435	0,314
SLC	1950	0,263	2,451	0,321

Definita la strategia di progetto è possibile giungere all'azione di progetto attraverso la definizione dell'amplificazione locale dovuta alla stratigrafia ed alla conformazione topografica.

La categoria di suolo più attinente è la C pertanto si considera un valore di coefficiente stratigrafico $S_S = 1,393$ (NTC2018 Tab.3.2.IV).

Per tener conto delle condizioni topografiche si utilizzano i valori del coefficiente topografico S_T riportati nella Tab.3.2.V delle NTC2018. Per il caso in esame si assume $S_T = 1$.

Alla luce delle considerazioni esposte si giunge al valore di accelerazione di progetto definito da:

$$a_{max} = a_g \cdot S_S \cdot S_T = 0,210 \text{ g}$$

6.4 ANALISI DEL COMPORTAMENTO SISMICO DELLA STRUTTURA

6.4.1 Approccio per l'applicazione al modello numerico

L'approccio utilizzato fa riferimento ad una condizione di free-field (secondo quanto descritto da Wang, 1993) che rappresenta una condizione conservativa (poiché ignora la presenza della struttura nel limitare le deformazioni del terreno). Tale condizione riporta dunque le deformazioni che il terreno avrebbe in assenza della struttura.

Se si escludono le deformazioni permanenti che possono portare a rottura il terreno, la progettazione del tunnel sotto azione sismiche si deve soffermare sulle deformazioni transienti indotte dal sisma al passaggio delle onde. Capire il comportamento delle deformazioni in relazione alla struttura può essere molto complesso, ma per strutture sotterranee quali i tunnel, il comportamento può essere approssimato a quello di una trave elastica soggetta a deformazioni imposte dal terreno circostante. Sotto evento sismico, il tunnel può subire tre principali tipi di deformazione (Figura 12):

- **Longitudinal extension/compression (a)**: deformazioni generate dalla componente delle onde viaggiante parallela all'asse del tunnel;
- **Longitudinal bending (c)**: deformazioni e curvature generate dalla componente perpendicolare all'asse del tunnel;
- **Racking/Ovaling (e)**: deformazioni causate dalle onde di taglio che si propagano normali all'asse del tunnel e provocano una ovalizzazione della cross-section.

Tra tutte le deformazioni la più severa in termini di sollecitazioni trasmesse alla struttura è quella di ovalizzazione. In fase di progettazione verrà quindi presa in considerazione esclusivamente quest'ultima per le analisi e le verifiche, a meno di particolari richieste dalla normativa o dal committente. La scelta è giustificata inoltre dal fatto che la componente di taglio delle onde sismiche risulta la più importante e significativa.

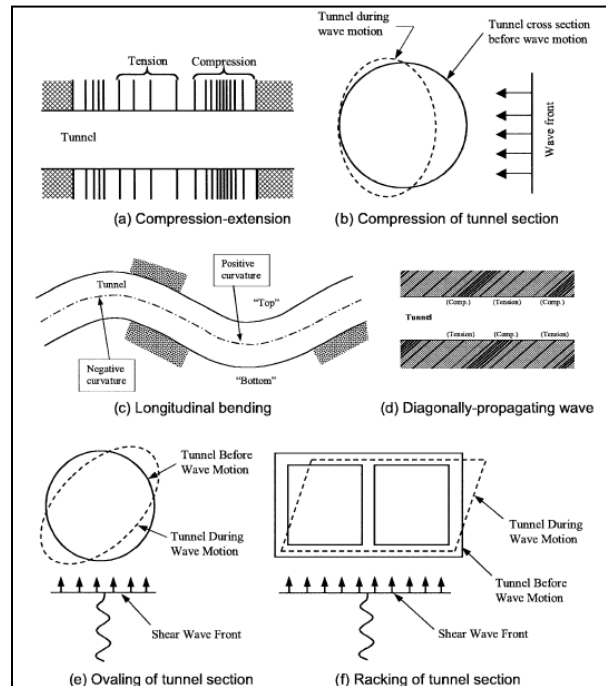


Figura 12: Possibili modi di deformazione di un tunnel sotto azione sismica

6.4.2 Ovalizzazione del tunnel

Per la verifica nelle condizioni di ovaling si segue quanto proposto da Youssef M.A. Hashash, Jeffrey J. Hooka, Birger Schmidt, John I-Chiang Yooa nell'articolo "Seismic design and analysis of underground structures", 2001.

La condizione di free-field considerata, prevede che la struttura, durante un evento sismico, si muova insieme con il terreno circostante: sarà quindi soggetta alle stesse deformazioni a cui è soggetto il terreno. Tali deformazioni vengono imposte alla struttura al fine di ricavare le tensioni e per integrazione le caratteristiche di sollecitazione $M - N - V$.

Ovviamente la verifica è tanto più importante quanto più il tunnel è coperto da terreni deformabili (maggiori sono le deformazioni del terreno, maggiori sono quelle del tunnel) o da coperture poco approfondite.

La metodologia da seguire per calcolare gli effetti di ovalizzazione è la seguente:

- 1) Ottenimento della PGA (ottenuta su bedrock o affioramento roccioso, outcrop) e della magnitudo di momento M_w del terremoto di riferimento.
- 2) Deamplificazione dell'accelerazione trovata in funzione dell'approfondimento del tunnel

$$a_{z,max} = a_{max} \cdot C$$

Il fattore C viene definito con l'ausilio della tabella seguente in Figura 13.

Tunnel depth (m)	Ratio of ground motion at tunnel depth to motion at ground surface
≤ 6	1.0
6–15	0.9
15–30	0.8
> 30	0.7

Figura 13: Fattore moltiplicativo C (Hashash et al, 2001)

- 3) Il valore di $a_{z,max}$ viene utilizzato per trovare la deformazione massima nelle condizioni di free-field, che è funzione della V_S (velocità di picco delle onde di taglio, funzione a sua volta della magnitudo e della distanza dalla fonte sismica, k).

$$\gamma_{max} = \frac{V_S}{C_S}$$

$$V_S = k \cdot a_{z,max}$$

Il fattore k viene definito con la tabella seguente.

Moment magnitude (M_w)	Ratio of peak ground velocity (cm/s) to peak ground acceleration (g)		
	Source-to-site distance (km)		
	0–20	20–50	50–100
<i>Rock^a</i>			
6.5	66	76	86
7.5	97	109	97
8.5	127	140	152
<i>Stiff soil^a</i>			
6.5	94	102	109
7.5	140	127	155
8.5	180	188	193
<i>Soft soil^a</i>			
6.5	140	132	142
7.5	208	165	201
8.5	269	244	251

^aIn this table, the sediment types represent the following shear wave velocity ranges: rock ≥ 750 m/s; stiff soil is 200–750 m/s; and soft soil < 200 m/s. The relationship between peak ground velocity and peak ground acceleration is less certain in soft soils.

Figura 14: Fattore moltiplicativo k (Hashash et al, 2001)

I valori di magnitudo attesa e di distanza epicentrale sono stati ricavati dal documento del presente PD, *RELAZIONE GEOLOGICA, IDROGEOLOGICA E DI CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA (codice T0_GEO_GEN_R_002)*.

C_S rappresenta la velocità reale di propagazione delle onde di taglio, così definita:

$$C_S = \sqrt{\frac{G}{\rho}}$$

disponendo del modulo di taglio (dinamico) da prove in sito o in laboratorio. In questo caso è stato preso in considerazione il valore specificato nel sopramenzionato documento tecnico del presente progetto.

Una volta trovata la deformazione massima γ_{max} , occorre determinare le sollecitazioni indotte sul rivestimento della galleria. Tale distorsione può essere introdotta con la procedura "Trial & error", che prevede l'imposizione al modello di uno spostamento proporzionale alla deformata che si vuole ottenere (Figura 51).

$$\Delta x_{max} = \gamma_{max} \left(\frac{h_{mod}}{2} \right)$$

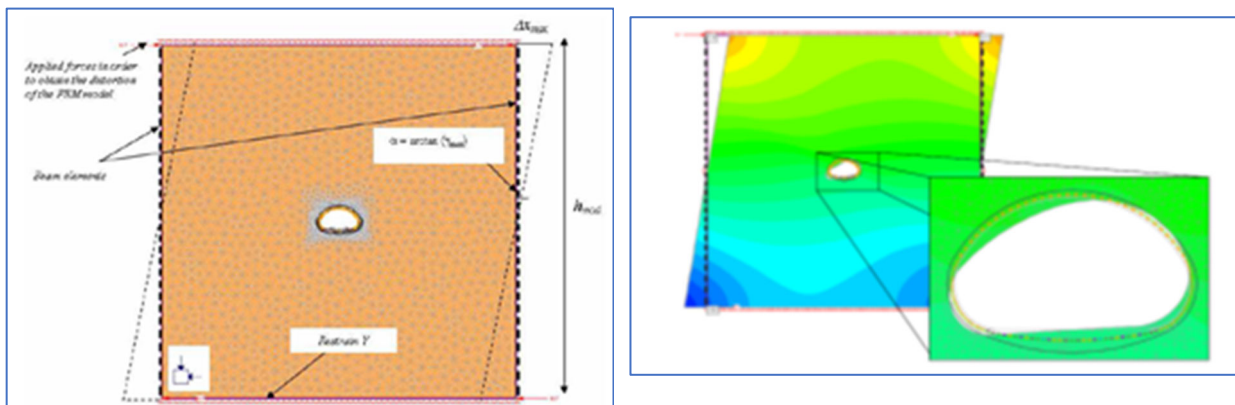


Figura 15: Trial & error procedure

7 ANALISI NUMERICHE VERIFICHE GEOTECNICHE E STRUTTURALI

7.1 ANALISI DEI CARICHI

Di seguito si presenta l'analisi dei carichi effettuata sul ponte Bentivogli, manufatto che insiste sull'opera in progetto.

Azioni permanenti dall'impalcato

G1: Pesi Propri

$$\text{Impalcato in c.a.} \quad 0,75 \text{ H} * 20,00 * 25,00 \text{ kN/mc} = \quad 375,00 \quad \text{kN/m}$$

La reazione sulla pila vale, assumendo due campate appoggiate di luce $L = 7,10 \text{ m}$

$$N = 375,00 * 7,10 = \quad 2 \text{ 662,5 kN}$$

G2: Sovraccarichi Permanenti

parapetto sx	$0,25 * 1,40 * 24,00 \text{ kN/mc} =$	8,40 kN/m
cordolo sx	$3,00 * 0,15 * 25,00 \text{ kN/mc} =$	11,25 kN/m
guard-rail sx		0,00 kN/m
Paviment.ne bit.	$0,15 * (20,00 - 2 * 3,00) * 22 \text{ kN/mc} =$	46,20 kN/m
guard-rail dx		0,00 kN/m
cordolo dx	$3,00 * 0,15 * 25,0 \text{ kN/mc} =$	11,25 kN/m
parapetto dx	$0,25 * 1,40 * 24,0 \text{ kN/mc} =$	8,40 kN/m
G2=		85,50 kN/m

La reazione sulla pila vale:

$$N = 85,50 * 7,10 = \quad 607,1 \text{ kN}$$

Pertanto, nell'analisi numerica il valore del carico trasmesso in fondazione è pari a circa 220 kPa , portato a 250 kPa per tenere conto delle incertezze nell'analisi del manufatto e della presenza dei rinforzi in corrispondenza delle pile. Tale carico è stato altresì oggetto di un'analisi di sensitività in cui è stato assunto pari a 400 kPa .

7.2 ANALISI NUMERICHE IN CONDIZIONI STATICHE

7.2.1 Introduzione

Nel presente capitolo si riportano le principali assunzioni e i risultati delle analisi numeriche realizzate per la validazione della soluzione progettuale proposta, con particolare attenzione alla necessità di preservare il ponte Bentivogli e la condotta fognaria posta alla base dello stesso. Nello specifico, si è fatto riferimento a due codici di calcolo differenti, ovvero RS2 (Metodo agli elementi finiti – 2D) sviluppato da *Rocscience Inc.* e FLAC3D (Metodo alle differenze finite – 3D) rilasciato da *Itasca Consulting Group*.

Nella seguente Tabella 11 si riportano le caratteristiche delle analisi numeriche realizzate.

Tabella 11: Analisi numeriche per la validazione della soluzione proposta

Modello di calcolo	Algoritmo	Analisi	Criterio	Trattamento terreno	Profondità trattamento	UCS trattamento	Micropali
Analisi RS2_A1	FEM	2D	M-C	Consolidamento da p.c.	7,6 m	1,0 MPa	SI
Analisi RS2_A2	FEM	2D	M-C	Consolidamento da p.c.	7,6 m	1,0 MPa	NO
Analisi RS2_A3a	FEM	2D	M-C	Consolidamento da p.c.	15 m	1,0 MPa	NO
Analisi RS2_A3b	FEM	2D	M-C	Consolidamento da p.c.	15 m	0,5 MPa	NO
Analisi Flac3D	FDM	3D	HS	Consolidamento da p.c.	15 m	0,5 MPa	NO

7.2.2 Definizione dei materiali nei modelli numerici

7.2.2.1 Terreno (Mohr-Coulomb)

Le due tipologie di terreno implementate nei modelli bidimensionali di RS2 (strato ghiaioso/sabbioso e limoso/argilloso) sono state caratterizzate con un criterio di rottura alla Mohr-Coulomb.

Le tensioni geostatiche orizzontali sono state inizializzate utilizzando un coefficiente di spinta a riposo ottenuto mediante la nota relazione di Jaky (1944):

$$K_0 = 1 - \sin \varphi'$$

I parametri utilizzati nel modello numerico 2D per le unità geotecniche considerate sono riportati in Tabella 12. L'unità geotecnica A (Ghiaia/Sabbia) si estende dal piano campagna fino alla profondità di 16,9 m mentre l'unità geotecnica B (Limo/Argilla) da tale quota fino ai limiti inferiori del modello.

Tabella 12: Parametri utilizzati nei modelli numerici 2D

Terreno	γ	k_0	E	ν	σ_t	ϕ	c
[-]	[kN/m ³]	[-]	[MPa]	[-]	[kPa]	[°]	[kPa]
Ghiaia/Sabbia	20	0,38	35	0,3	0	38	0
Limo/Argilla	19	0,58	50	0,3	0	25	10

7.2.2.2 Terreno (Hardening Soil)

Il modello tridimensionale implementato in Flac3D di Itasca Consulting Group ha previsto l'utilizzo di un modello costitutivo avanzato di tipo elasto-plastico incrudente o "Hardening Soil". Come nel caso del criterio di Mohr-Coulomb la resistenza è di tipo attritivo, costituita dal termine coesivo (c') e da quello attritivo (ϕ'). L'angolo di dilatanza Ψ è considerato uguale 0°.

La pressione di riferimento è stata assunta pari a quella atmosferica (100 kPa), il coefficiente m è stato posto pari a 1, mentre il cosiddetto "failure ratio" $R_f = 0,9$.

Anche in questo caso le tensioni geostatiche orizzontali sono state inizializzate utilizzando il coefficiente di spinta a riposo ottenuto mediante la relazione di Jaky (1944).

I parametri utilizzati nel modello numerico 3D sono riportati in Tabella 13.

Tabella 13: Parametri utilizzati nel modello numerico 3D

γ	k_0	E	ν	σ_t	ϕ	ψ	c	p_{ref}	m	R_f
[kN/m ³]	[-]	[MPa]	[-]	[kPa]	[°]	[°]	[kPa]	[kPa]	[-]	[-]
20	0,38	35	0,3	0	38	38	0	0	1	0,9

7.2.2.3 Terreno trattato con iniezioni di miscela cementizia

La stabilità dello scavo della galleria naturale sarà garantita dalla precedente realizzazione di trattamenti di consolidamento del terreno da eseguirsi preferibilmente dalla superficie.

I consolidamenti intorno alla galleria saranno realizzati con iniezioni cementizie ad alta penetrabilità per l'intero tratto, costituito interamente da depositi ghiaioso/sabbiosi, con il duplice obiettivo di garantire le geometrie di terreno trattato indicate nelle tavole grafiche e migliorare le caratteristiche fisiche e meccaniche del terreno naturale.

Il terreno trattato con iniezioni cementizie è stato modellato utilizzando il modello costitutivo di Mohr-Coulomb.

Per la determinazione dei parametri equivalenti del terreno trattato si è fatto riferimento alle relazioni proposte da Almer E. C. van der Stoel (2001) per quanto riguarda:

- Coesione equivalente $c = \frac{f_c (1 - \sin \phi)}{2 \cos \phi} \quad [MPa]$
- Modulo elastico $E_{cm} = 500 f_c^{\frac{2}{3}} \quad [MPa]$

in cui f_c rappresenta la resistenza a compressione uniassiale. Tale valore è stato assunto in via cautelativa compreso tra 0,5 e 1 MPa. Sono stati eseguiti studi di sensitività assumendo i due valori del range (la seguente Tabella 14 riassume i parametri utilizzati nelle analisi nei due casi).

Tabella 14: Parametri del terreno trattato

Terreno	Modelli	γ	k_0	E	ν	σ_t	ϕ	c
[-]	[-]	[kN/m ³]	[-]	[MPa]	[-]	[kPa]	[°]	[kPa]
Terreno trattato con iniezioni cementizie T1	Analisi RS2_A1 Analisi RS2_A2 Analisi RS2_A3a	20	0,38	500	0,3	0	38	244
Terreno trattato con iniezioni cementizie T2	Analisi RS2_A3b Analisi Flac3D	20	0,38	297	0,3	0	38	122

7.2.3 Modellazione 2D

Le analisi bidimensionali condotte per la sezione in esame possono essere suddivise in 3 unità, così definite:

1. Soluzione di progetto definitivo, comprendente l'utilizzo di fondazioni profonde in micropali e trattamento del terreno superficiale mediante iniezioni fino ad una quota pari a circa 7,6 m dal piano campagna (Analisi RS2_A1).
2. Soluzione da progetto definitivo nell'ipotesi di non realizzazione delle fondazioni profonde in micropali (Analisi RS2_A2).
3. Soluzione non comprendente la realizzazione di fondazioni profonde ed estensione della quota di trattamento del terreno fino a 15 metri dal piano campagna, ipotizzando un caso in cui la resistenza a compressione non confinata del terreno trattato mediante iniezioni sia pari a 1 MPa (Analisi RS2_A3.a) e un caso in cui sia ridotta a 0,5 MPa (Analisi RS2_A3.b).

7.2.3.1 Analisi RS2_A1

Il modello relativo all'analisi RS2_A1 è presentato nella seguente Figura 16.

Il sovraccarico derivante dal manufatto che sovrasta lo scavo, nello specifico un ponte stradale, è stato considerato come distribuito e stimato in $q_{d,pila} = 0,25 \text{ MN/m}^2$ (cfr. § 7.1) per ciascuna pila (2 in totale).

La griglia del modello è stata generata utilizzando elementi triangolari a 3 nodi ed infittita in corrispondenza dello scavo.

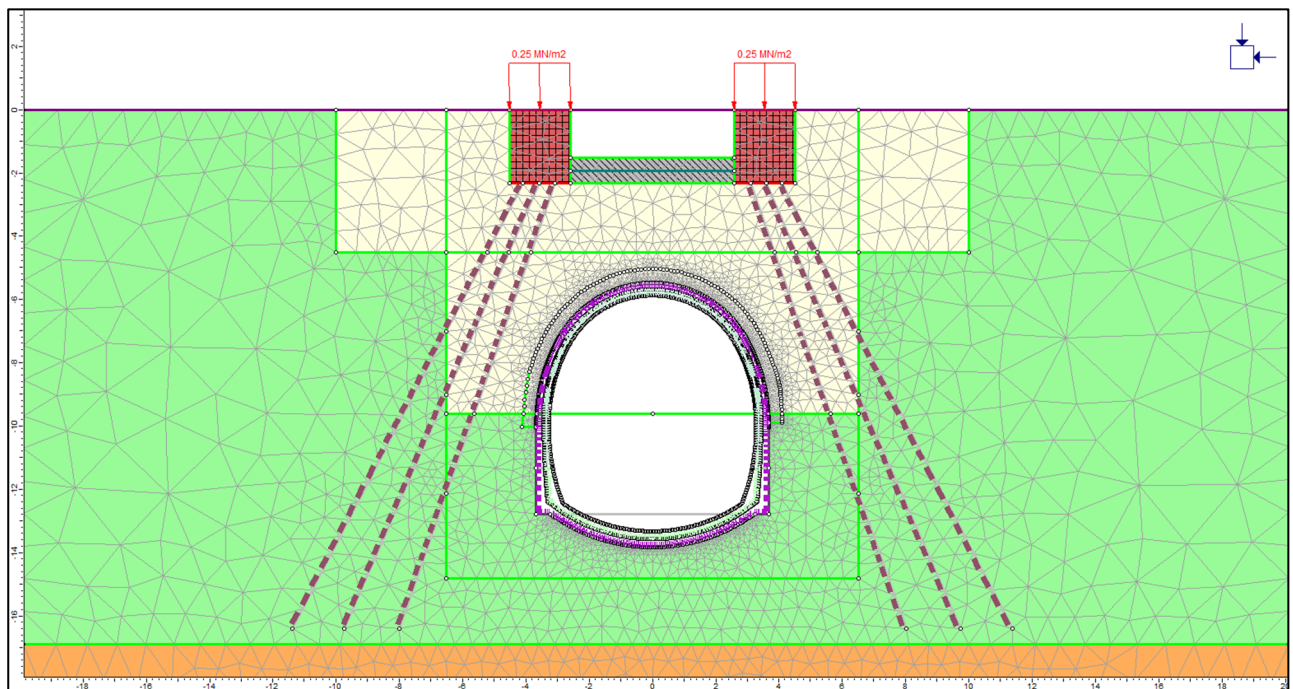


Figura 16: Modello Analisi RS2_A1

In Tabella 15 sono riassunte le caratteristiche dei materiali inserite nel modello, con riferimento allo stesso, come da paragrafo 7.2.2.

Tabella 15: Materiali modello RS2_A1 ed RS2_A2

Terreno	IDc	γ	k_0	E	ν	Criterio di rottura	Tipo di materiale	σ_c	ϕ	c
[-]	[-]	[kN/m ³]	[-]	[MPa]	[-]	[-]	[-]	[kPa]	[°]	[kPa]
Ghiaia/Sabbia		20	0,38	35	0,3	M-C	Elasto-plastico	0	38	0
Limo/Argilla		19	0,58	50	0,3	M-C	Elasto-plastico	0	25	10
Terreno trattato		20	0,38	500	0,3	M-C	Elasto-plastico	0	38	244
Muratura		24	-	5000	0,2	-	Elastico	-	-	-
CLS C35/45		25	-	32000	0,2	-	Elastico	-	-	-

La sequenza esecutiva relativa alla modellazione comprende l'inizializzazione dello stato tensionale, l'applicazione dei carichi, i consolidamenti e il passaggio del fronte di scavo.

Gli stage del modello si riassumono quindi in:

1. Condizione geostatica;
2. Attivazione del carico superficiale delle pile del ponte stradale;
3. Attivazione del consolidamento della porzione di terreno che va dal piano campagna alla linea dei medi dello scavo in direzione verticale e che si estende verso l'esterno delle pile per circa 2 m in direzione orizzontale;
4. Attivazione dei 2 set di micropali;
5. Situazione al fronte di scavo sezione superiore (calotta e strozzo, $\lambda = 0,6$);
6. Installazione del sostegno di prima fase (2 centine IPN180 accoppiate ad interasse 1 m e calcestruzzo proiettato fibrorinforzato classe C20/25 di spessore 25 cm);
7. Scavo sezione arco rovescio ($\lambda = 0,5$);
8. Chiusura rivestimento di prima fase nell'arco rovescio;
9. Installazione rivestimento definitivo a spessore variabile (40, 50, 70 cm);
10. Condizione di lungo termine: disattivazione fondazioni profonde in micropali e consolidamento.

7.2.3.2 Analisi RS2_A2

Il modello relativo all'analisi RS2_A2 è presentato nella seguente Figura 17.

Il sovraccarico derivante dal manufatto che sovrasta lo scavo, nello specifico un ponte stradale, è stato considerato come distribuito e stimato in $q_{d,pila} = 0,25 \text{ MN/m}^2$ (cfr. § 7.1) per ciascuna pila (2 in totale).

La mesh del modello è stata generata utilizzando elementi triangolari a 3 nodi ed infittita in corrispondenza dello scavo.

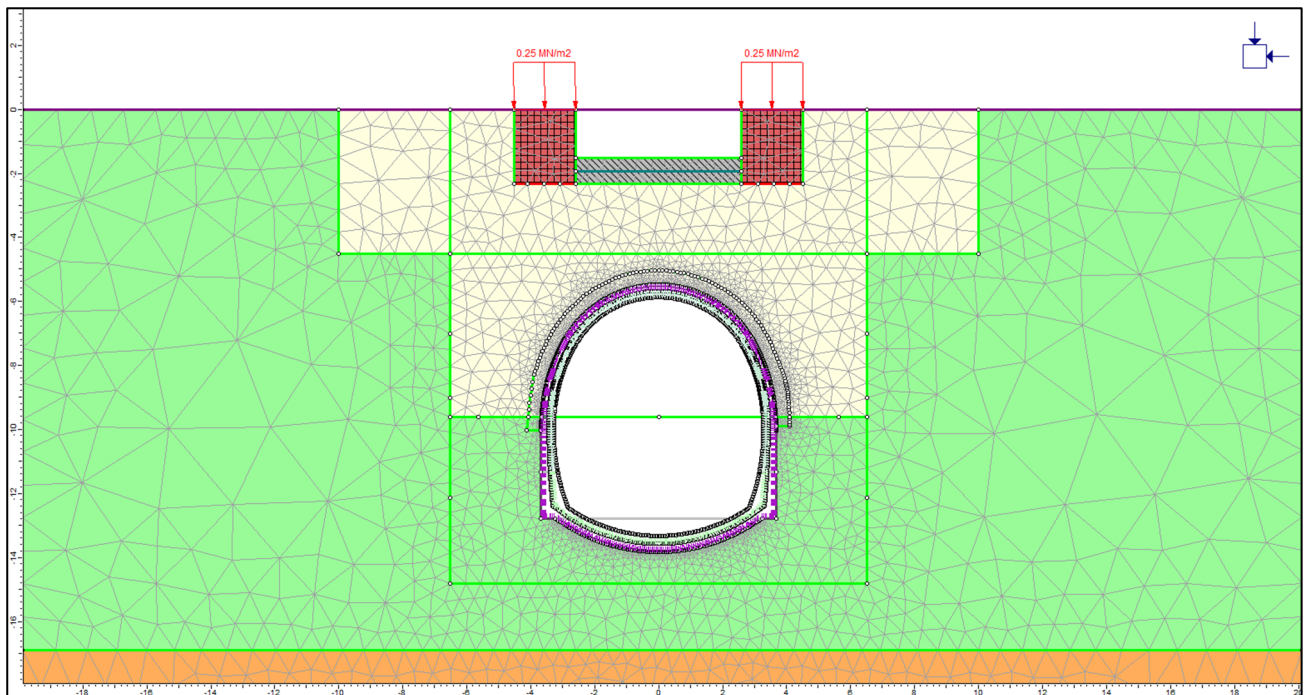


Figura 17: Modello Analisi RS2_A2

Le caratteristiche dei materiali inserite nel modello sono le medesime del modello "Analisi RS2_A1" e riportate in Tabella 15 e assunzioni di progetto sui materiali da costruzione.

La sequenza esecutiva relativa alla modellazione comprende l'inizializzazione dello stato tensionale, l'applicazione dei carichi, i consolidamenti e il passaggio del fronte di scavo.

Le fasi della simulazione si riassumono quindi come di seguito:

1. Condizione geostatica;
2. Attivazione del carico superficiale delle pile del ponte stradale;
3. Attivazione del consolidamento della porzione di terreno che va dal piano campagna alla linea dei medi dello scavo in direzione verticale e che si estende verso l'esterno delle pile per circa 2 m in direzione orizzontale;
4. Situazione al fronte di scavo sezione superiore (calotta e strozzo, $\lambda = 0,6$);
5. Installazione del sostegno di prima fase (2 centine IPN180 accoppiate ad interasse 1 m e calcestruzzo proiettato fibrorinforzato classe C20/25 di spessore 25 cm);
6. Scavo sezione arco rovescio ($\lambda = 0,5$);
7. Chiusura rivestimento di prima fase nell'arco rovescio;
8. Installazione rivestimento definitivo a spessore variabile (40, 50, 70 cm);
9. Condizione di lungo termine: disattivazione consolidamento.

7.2.3.3 Analisi RS2_A3a e Analisi RS2_A3b

Il modello relativo all'analisi RS2_A3 è presentato nella seguente Figura 18.

Il sovraccarico derivante dal manufatto che sovrasta lo scavo, nello specifico un ponte stradale, è stato considerato come distribuito e stimato in $q_{d,pila} = 0,25 \text{ MN/m}^2$ (cfr. § 7.1) per ciascuna pila (2 in totale).

La mesh del modello è stata generata utilizzando elementi triangolari a 3 nodi ed infittita in corrispondenza dello scavo.

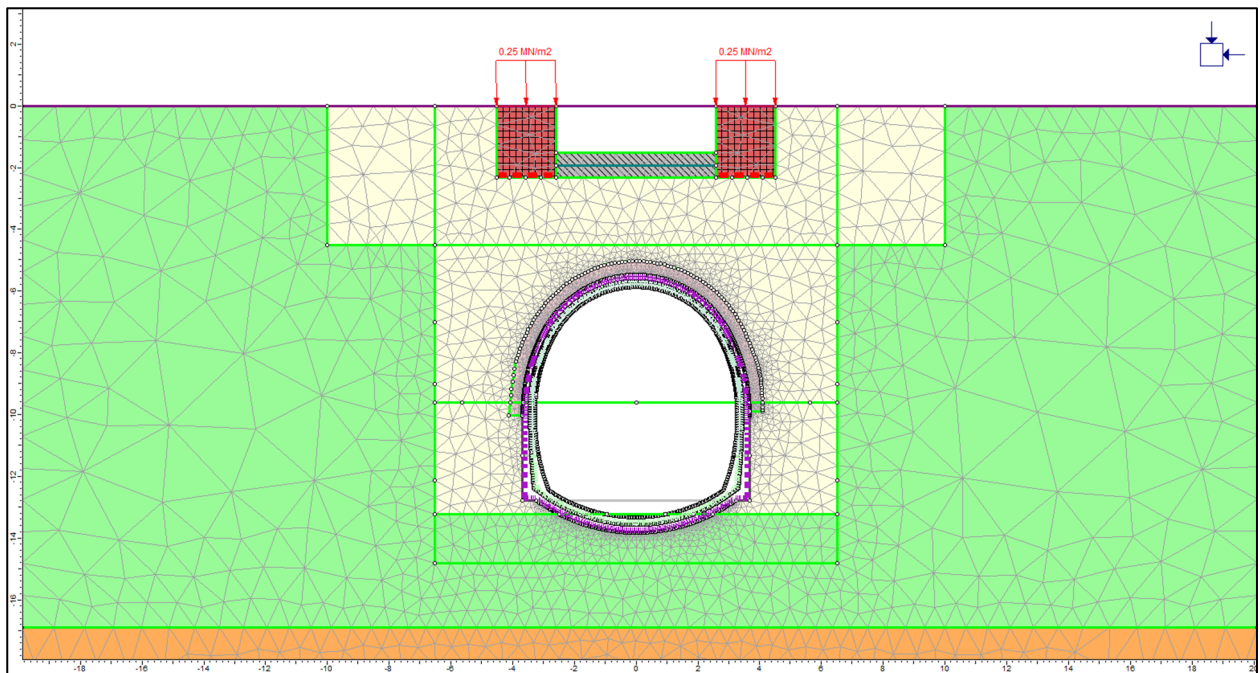


Figura 18: Modello Analisi RS2_A3a e RS2_A3b

In Tabella 16 sono riportate le caratteristiche dei materiali inserite nel modello desunte da relazione geologica del presente PD e le assunzioni di progetto sui materiali da costruzione.

Tabella 16: Materiali modello RS2_A3a e RS2_A3b

Terreno	IDc	γ	k_0	E	ν	Criterio di rottura	Tipo di materiale	σ_c	ϕ	c
[-]	[-]	[kN/m ³]	[-]	[MPa]	[-]	[-]	[-]	[kPa]	[°]	[kPa]
Ghiaia/Sabbia		20	0,38	35	0,3	M-C	Elasto-plastico	0	38	0
Limo/Argilla		19	0,58	50	0,3	M-C	Elasto-plastico	0	25	10
Terreno trattato (caso A)		20	0,38	500	0,3	M-C	Elasto-plastico	0	38	244
Terreno trattato (caso B)		20	0,38	297	0,3	M-C	Elasto-plastico	0	38	122
Muratura		24	-	5000	0,2	-	Elastico	-	-	-
CLS C35/45		25	-	32000	0,2	-	Elastico	-	-	-

La sequenza esecutiva relativa alla modellazione comprende l'inizializzazione dello stato tensionale, l'applicazione dei carichi, i consolidamenti e il passaggio del fronte di scavo.

Gli stage del modello si riassumono quindi in:

1. Condizione geostatica;
2. Attivazione del carico superficiale delle pile del ponte stradale;
3. Attivazione del consolidamento della porzione di terreno che va dal piano campagna alla quota di fondo scavo in direzione verticale e che si estende verso l'esterno delle pile per circa 2 m in direzione orizzontale;
4. Situazione al fronte di scavo sezione superiore (calotta e strozzo, $\lambda = 0,6$);
5. Installazione del sostegno di prima fase (2 centine IPN180 accoppiate ad interasse 1 m e calcestruzzo proiettato fibrorinforzato classe C20/25 di spessore 25 cm);
6. Scavo sezione arco rovescio ($\lambda = 0,5$);
7. Chiusura rivestimento di prima fase nell'arco rovescio;
8. Installazione rivestimento definitivo a spessore variabile (40, 50, 70 cm);
9. Condizione di lungo termine: disattivazione consolidamento.

7.2.4 Modellazione 3D

Il modello tridimensionale dell'opera implementato nel codice di calcolo numerico alle differenze finite Flac3D ha previsto le seguenti fasi di analisi:

1. Generazione della geometria dell'opera e relativa verifica;
2. Imposizione delle condizioni al contorno e inizializzazione del modello con proprietà elastiche dei materiali;
3. Attivazione del modello costitutivo Hardening Soil per tutte le zone del modello;
4. Attivazione dei carichi derivanti dal manufatto che insiste sull'opera;
5. Scavo delle sezioni di attacco e di arrivo;
6. Attivazione del trattamento del terreno;
7. Scavo della galleria a foro cieco (monodirezionale e confronto con bidirezionale);

7.2.4.1 Generazione della geometria e relativa verifica

La geometria di base è stata generata attraverso un'operazione di estrusione di un modello bidimensionale realizzato in Flac2D, a sua volta derivato da elaborati di progetto digitali al fine di ottenere il massimo livello di consistenza alla reale configurazione. I limiti del modello sono stati definiti in modo da rendere trascurabili gli effetti di bordo (Figura 19):

100 m in direzione X

90 m in direzione Y

50 m in direzione Z

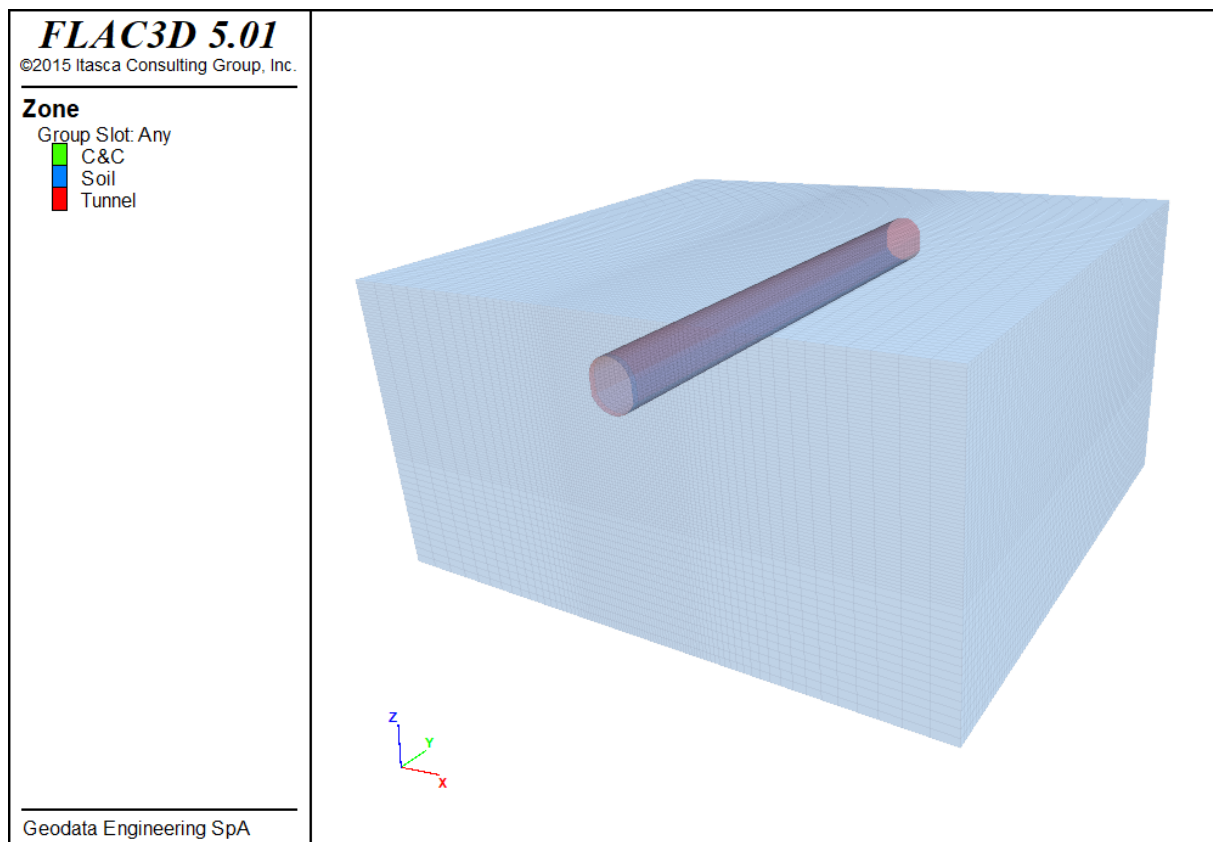


Figura 19: Geometria modello 3D

Attraverso lo strumento di verifica della mesh messo a disposizione dal codice si sono verificati i requisiti di qualità del modello in termini di ortogonalità, rapporto di proporzione e planarità delle facce (Figura 20).

```
flac3d>GEOM_TEST
```

*** After looping through all zones in the range the worst case results are
 *** Orthogonality (must be close to 1.0): 0.224567
 *** Aspect ratio (must be close to 1.0): 0.113921
 *** Face Planarity (must be close to 0.0): 0

Range	Orthogonality	Aspect Ratio	Face Planarity
[-1.000 - -0.900]	0	0	0
[-0.900 - -0.800]	0	0	0
[-0.800 - -0.700]	0	0	0
[-0.700 - -0.600]	0	0	0
[-0.600 - -0.500]	0	0	0
[-0.500 - -0.400]	0	0	0
[-0.400 - -0.300]	0	0	0
[-0.300 - -0.200]	0	0	0
[-0.200 - -0.100]	0	0	0
[-0.100 - 0.000]	0	0	0
[0.000 - 0.100]	0	0	591120
[0.100 - 0.200]	0	64800	0
[0.200 - 0.300]	180	52830	0
[0.300 - 0.400]	180	75060	0
[0.400 - 0.500]	720	79830	0
[0.500 - 0.600]	810	296010	0
[0.600 - 0.700]	990	9360	0
[0.700 - 0.800]	1620	8550	0
[0.800 - 0.900]	3510	4230	0
[0.900 - 1.000]	583110	450	0

Figura 20: Test sulla geometria del modello 3D

7.2.4.2 Imposizione delle condizioni al contorno e inizializzazione del modello con proprietà elastiche dei materiali

In questa fase si sono definiti i gruppi relativi alle zone del modello ed imposte le condizioni al contorno (spostamenti impediti nelle direzioni perpendicolari alle facce del modello), come riportato in Figura 21.

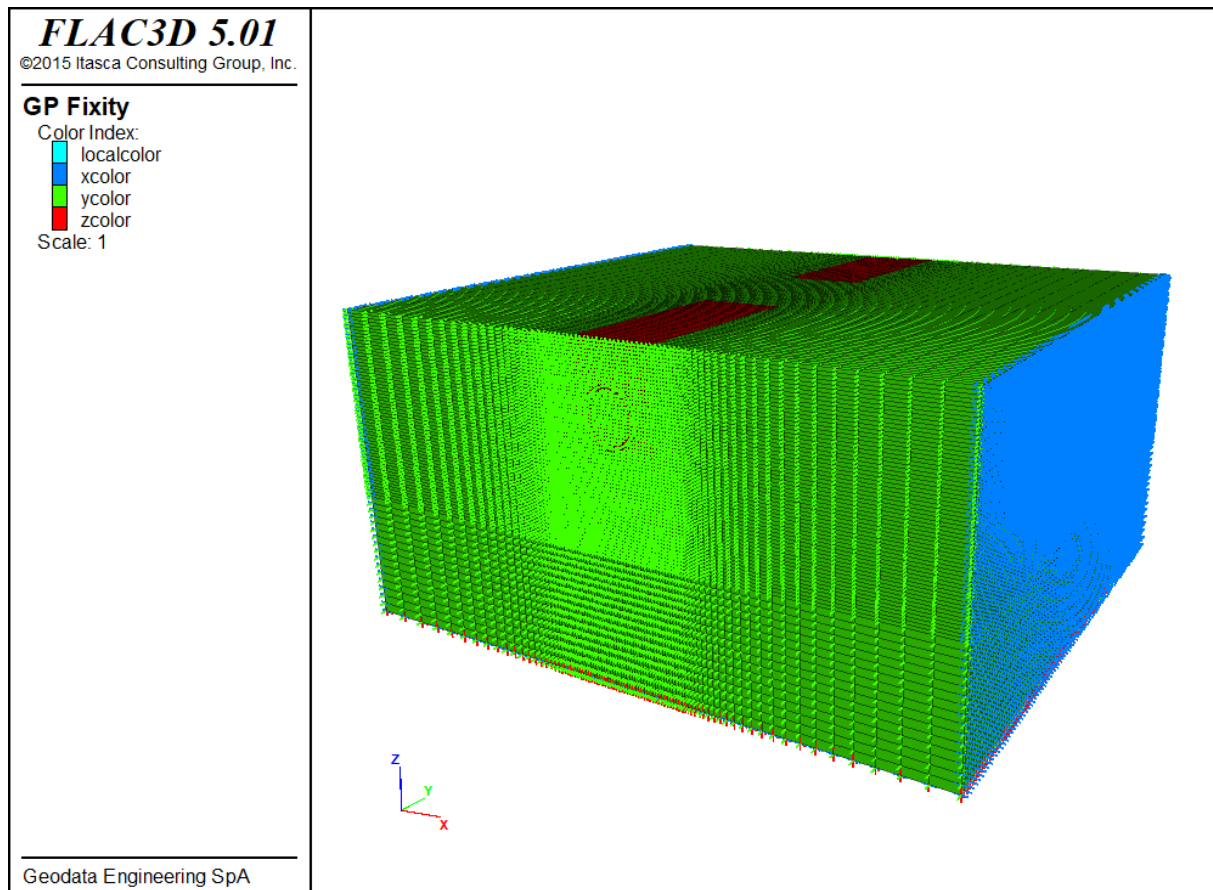


Figura 21: Condizioni al contorno modello 3D

Per ottenere una iniziale calibrazione del modello è consigliabile una inizializzazione come modello elastico. La Figura 22 e la Figura 23 riportano rispettivamente l'andamento dello stato tensionale verticale ed orizzontale del modello.

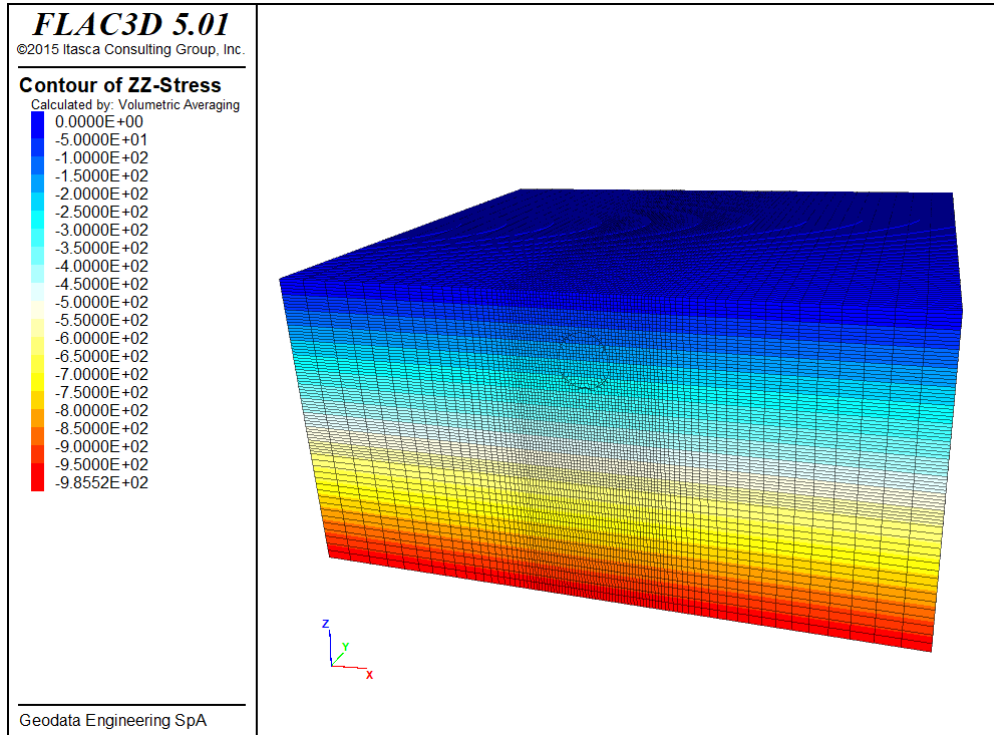


Figura 22: Andamento stato tensionale verticale (Z)

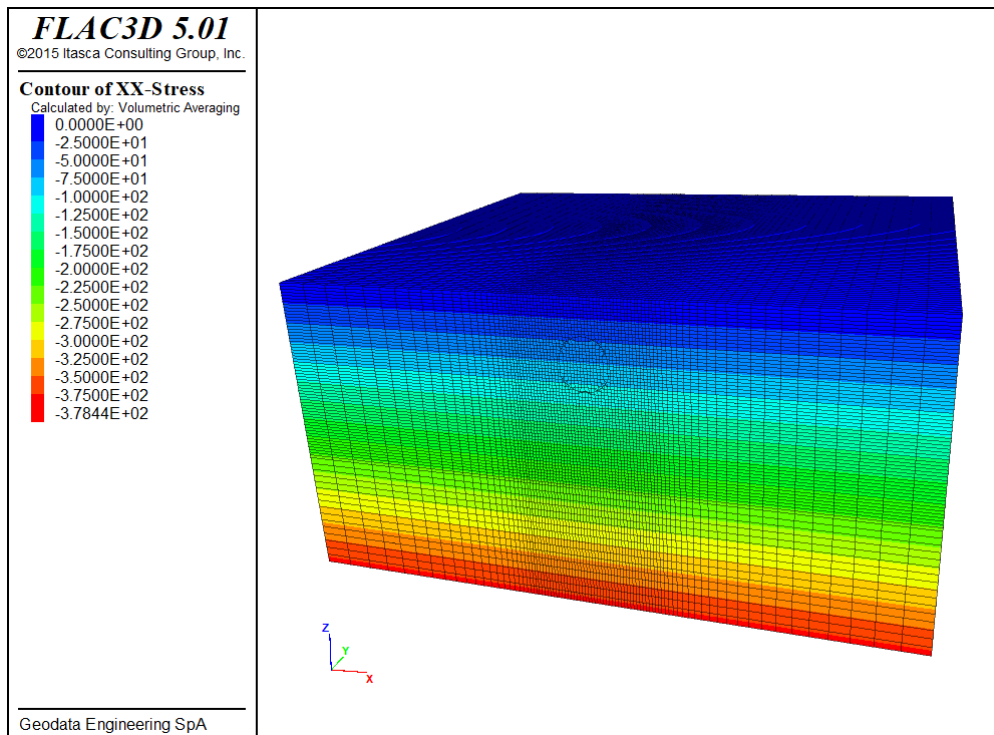


Figura 23: Andamento stato tensionale orizzontale (X)

7.2.4.3 Attivazione dei carichi derivanti dal manufatto che insiste sull'opera

In considerazione dell'analisi dei carichi (§ 7.1) svolta per la definizione delle sollecitazioni derivanti dal ponte che insiste sull'opera in esame si è modellata l'impronta delle pile lungo lo sviluppo del modello (Figura 25) a partire dai disegni di progetto (Figura 24).

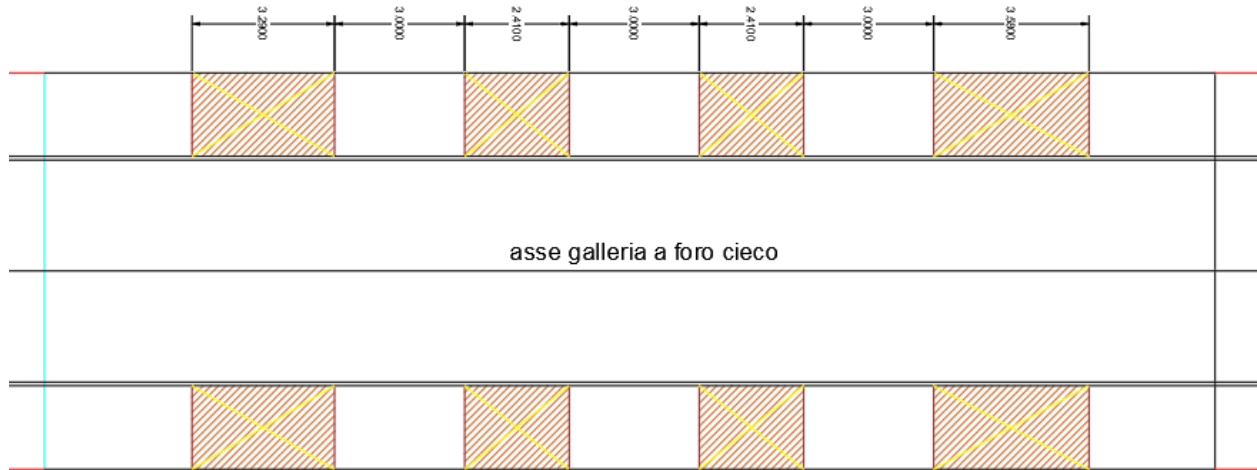


Figura 24: Impronta pile del ponte Bentivogli lungo lo sviluppo del modello

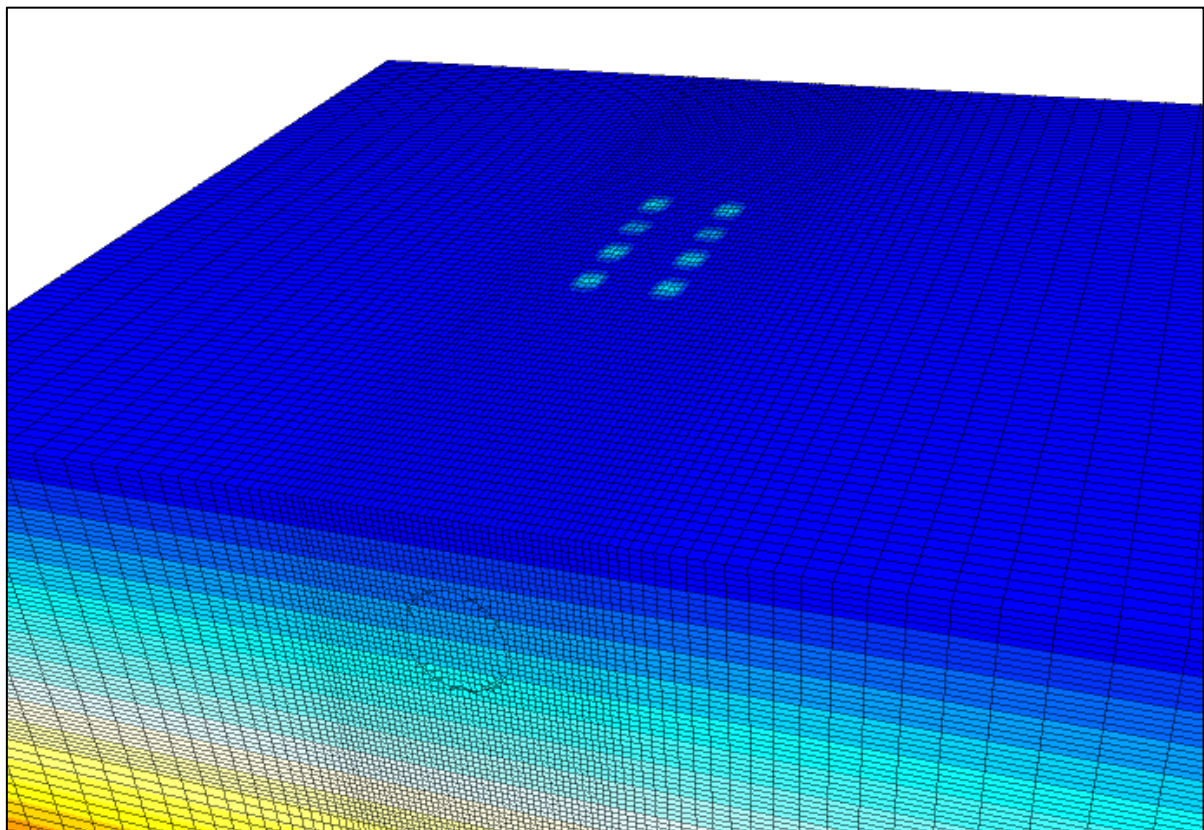


Figura 25: Modellazione impronta carichi derivanti dalle pile del ponte Bentivogli

7.2.4.4 Scavo delle sezioni di attacco e di arrivo

Le sezioni di attacco e di arrivo sono state scavate e successivamente rivestite con elementi *Shell* (Figura 26), in modo da meglio simulare le condizioni di inizio e fine dei successivi scavi della galleria a foro cieco.

Successivamente, si sono resettati gli spostamenti al fine di analizzare gli effetti dovuti esclusivamente allo scavo della galleria naturale.

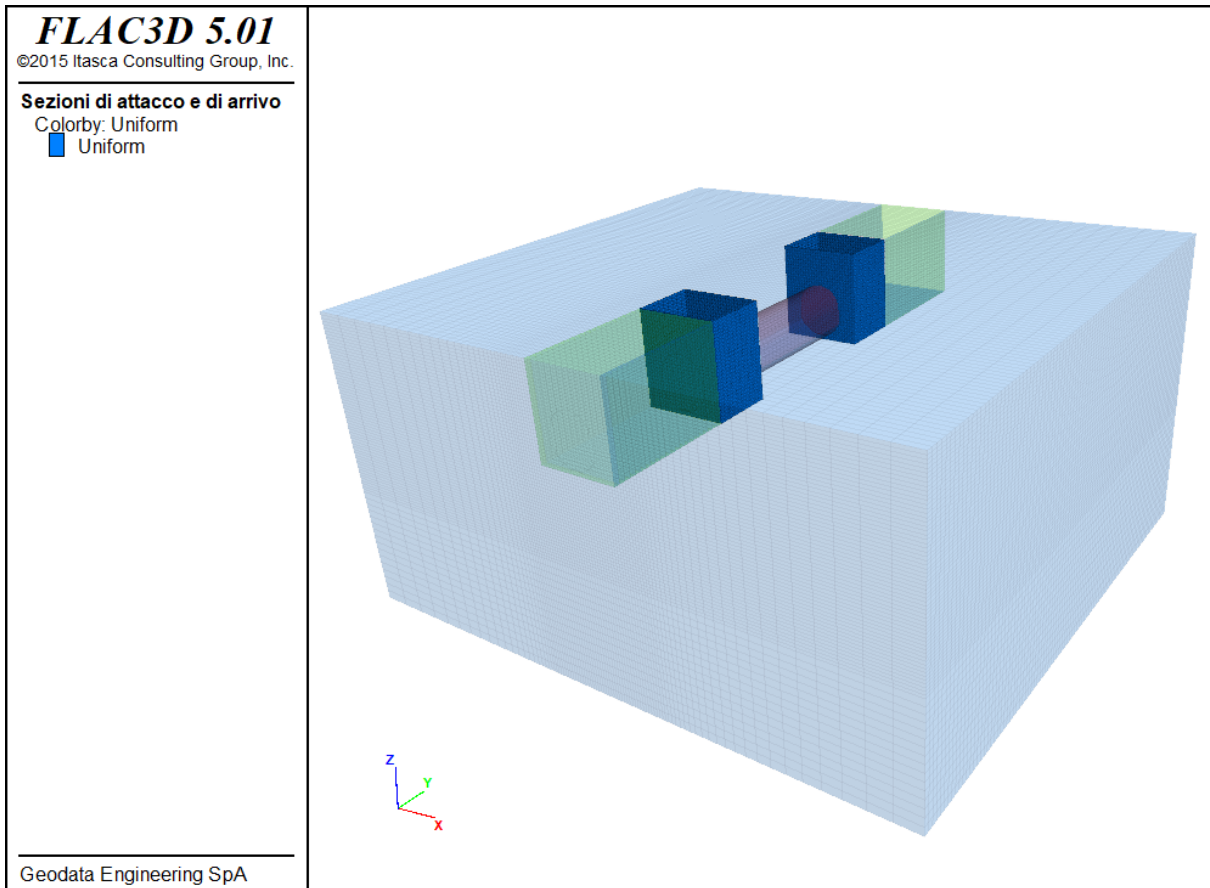


Figura 26: Sezioni di attacco e di arrivo

7.2.4.5 Attivazione del trattamento del terreno

I parametri equivalenti del trattamento del terreno sono stati ampiamente discussi nel paragrafo § 7.2.2.3.

Nel modello numerico sono stati inseriti considerando un criterio di rottura alla Mohr-Coulomb, maggiormente rappresentativo del materiale.

La seguente Figura 27 riporta una sezione del modello in cui è possibile apprezzare l'entità del trattamento.

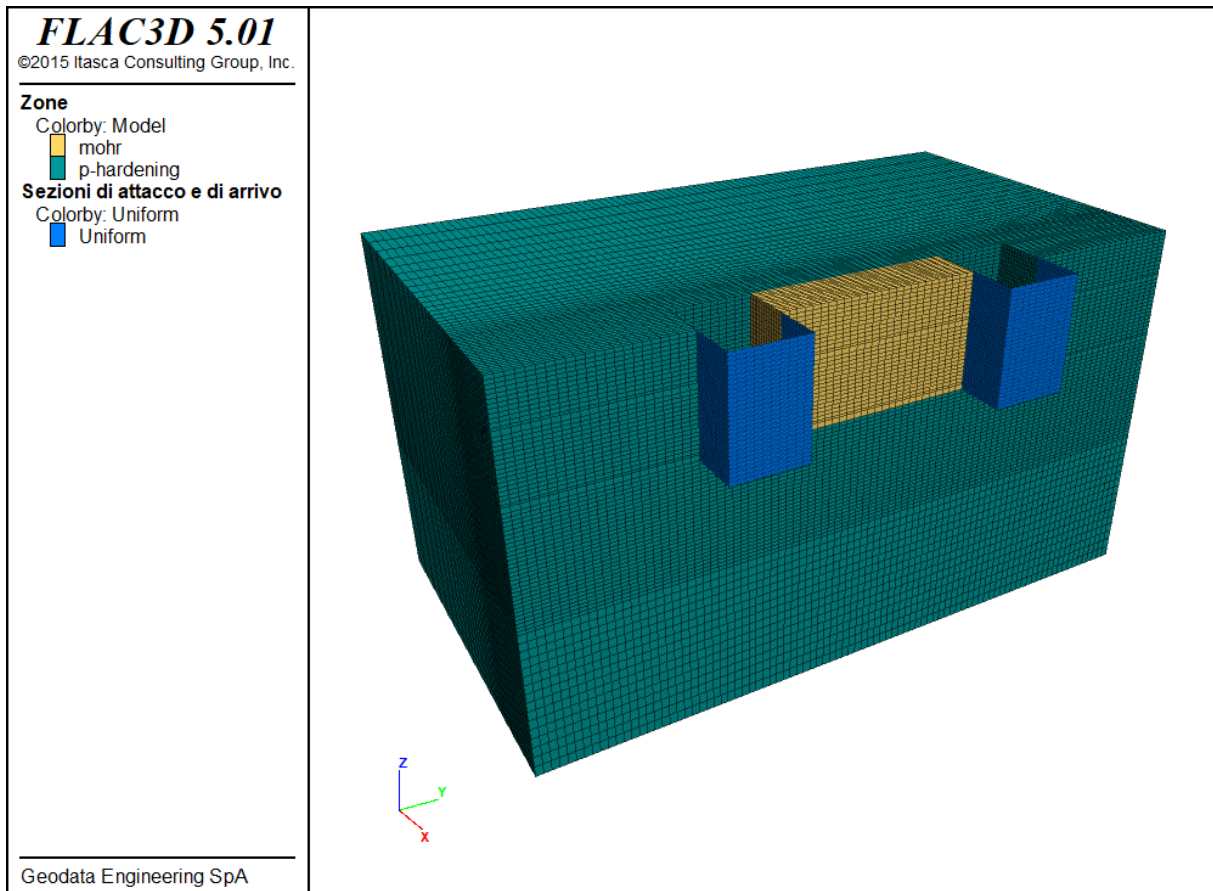


Figura 27: Attivazione del trattamento del terreno

7.2.4.6 Scavo della galleria a foro cieco

Lo scavo della galleria è stato modellato attraverso avanzamenti monodirezionali (Figura 28) di 1 m. Al termine di ogni avanzamento è stato attivato il rivestimento di prima fase (rappresentato attraverso elementi tipo *Shell*) per il tratto relativo all'avanzamento precedente (in questo modo la lunghezza del tratto non supportato si è mantenuta pari alla lunghezza di avanzamento ad ogni step).

I parametri equivalenti del rivestimento di prima fase sono stati trattati nell'apposita sezione.

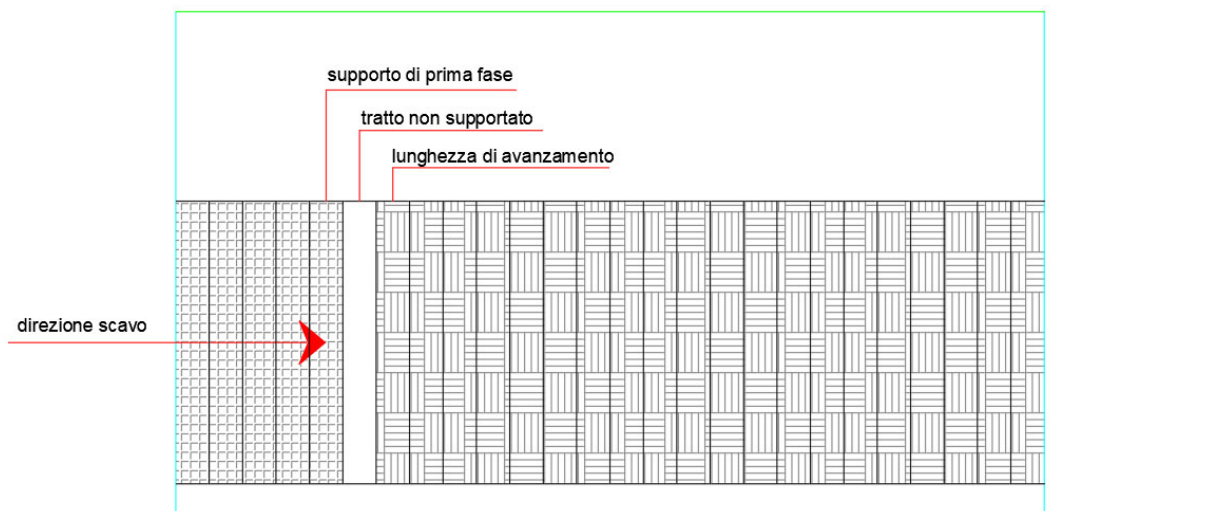


Figura 28: Avanzamento scavo monodirezionale

In corrispondenza dei baricentri geometrici delle pile del ponte che insiste sull'opera sono stati collocati i marcatori utili al tracciamento degli spostamenti durante l'avanzamento del fronte di scavo (Figura 29).

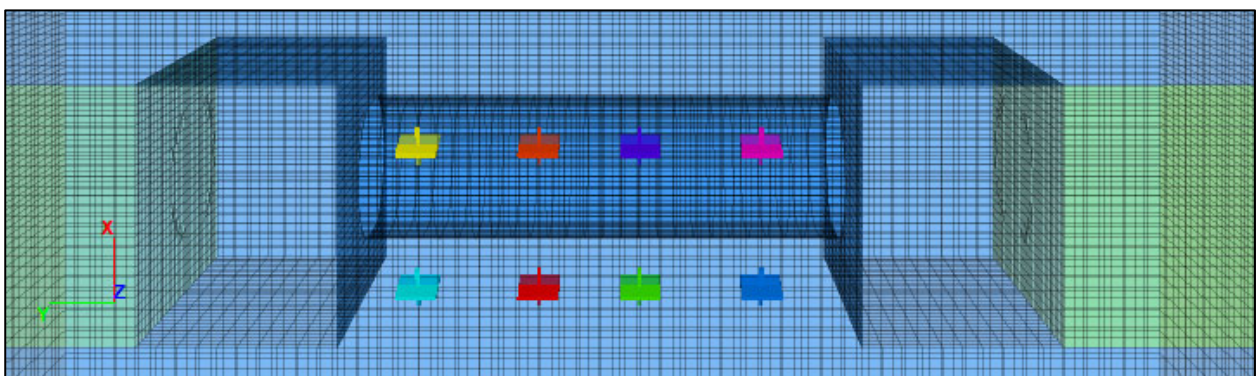


Figura 29: Marcatori in corrispondenza delle pile del ponte

In Figura 30 è riportata a titolo di esempio la situazione relativa agli spostamenti totali per effetto dello scavo in una generica sezione.

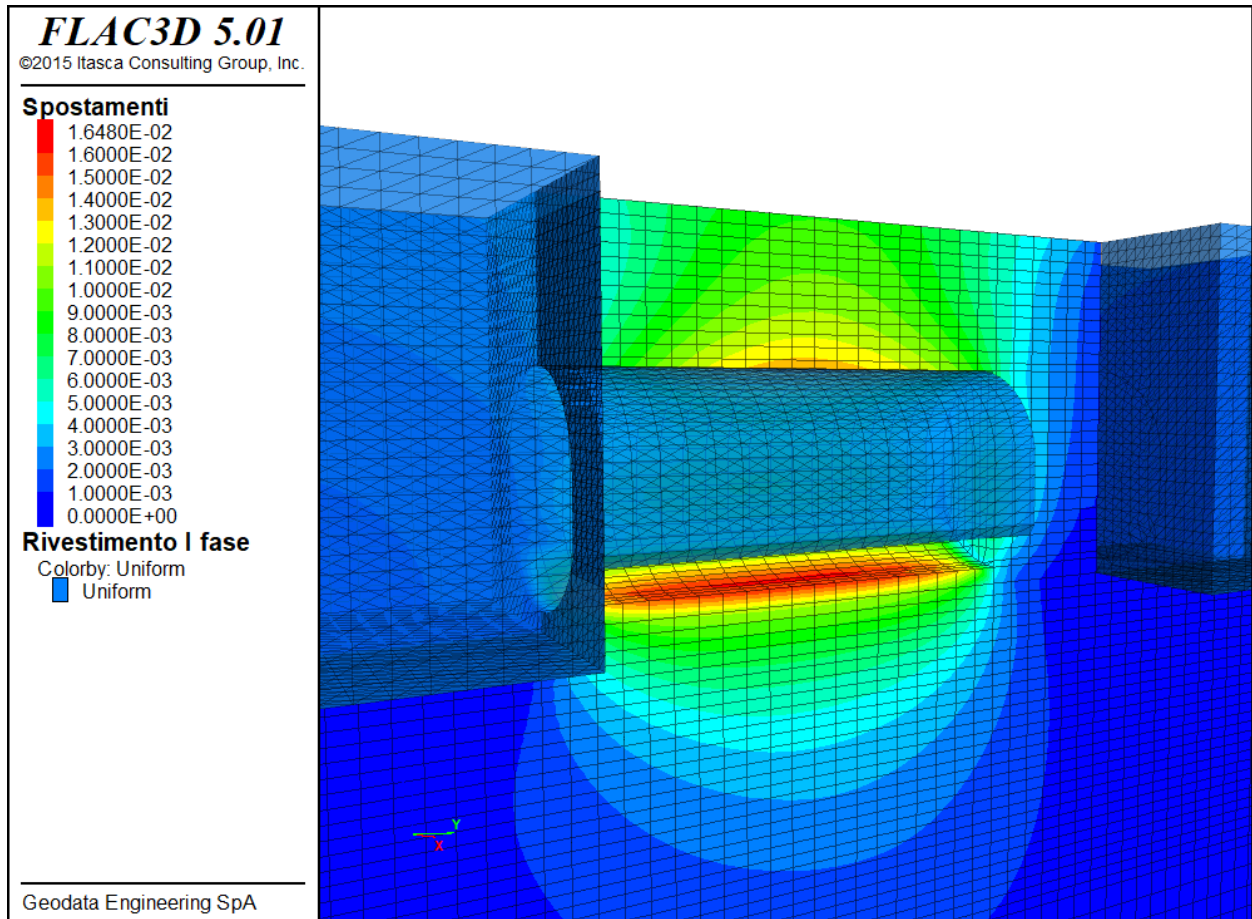


Figura 30: Andamento degli spostamenti dovuto allo scavo nella generica sezione

7.2.5 Risultati

7.2.5.1 Sollecitazioni rivestimento primario – Analisi RS2_A1

Di seguito si riportano gli output della modellazione numerica in termini di N, M e T sul rivestimento.

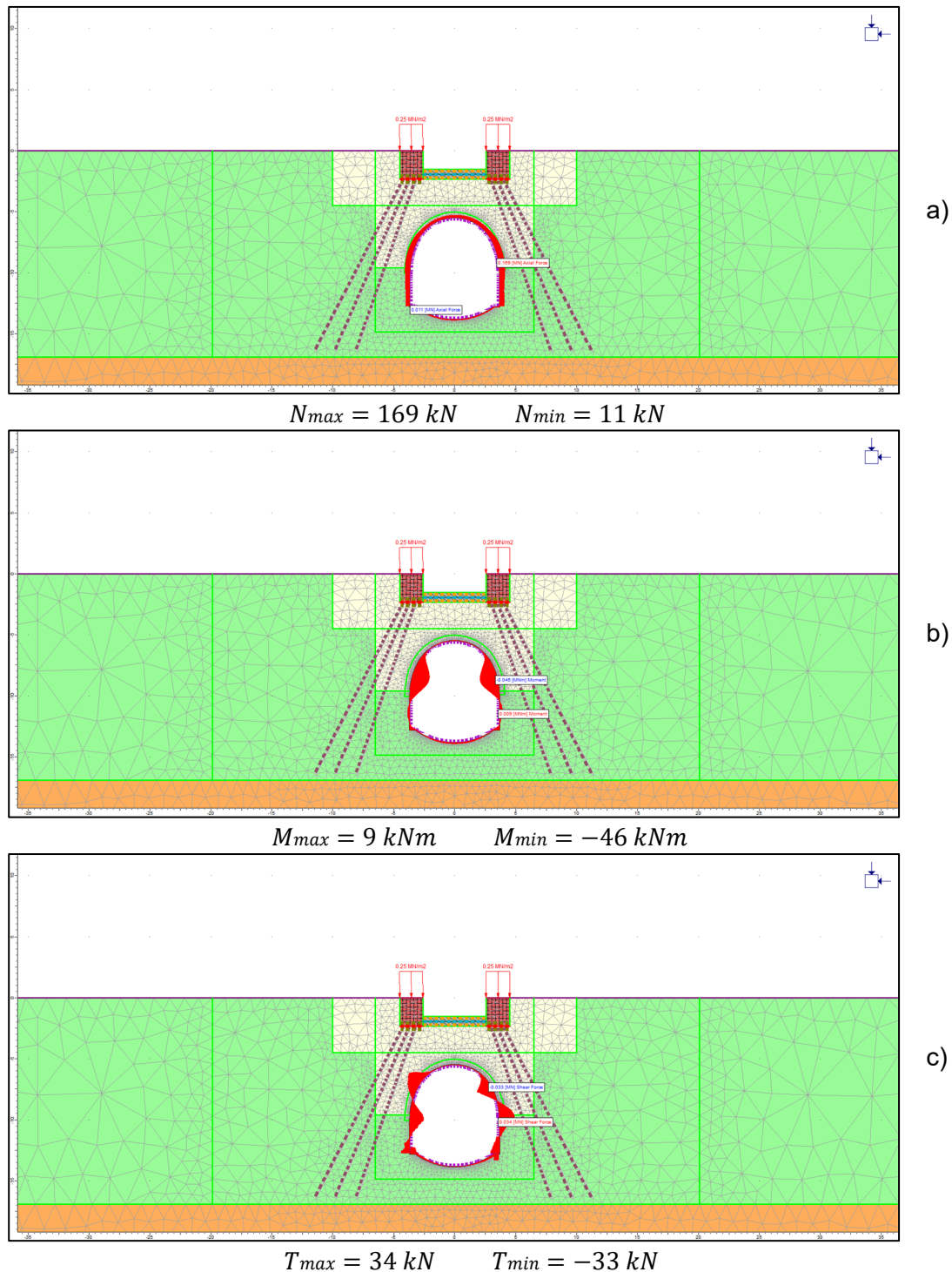


Figura 31: Sforzo assiale (a), momento flettente (b) e taglio (c) sul riv. di prima fase (RS2_A1)

7.2.5.2 Sollecitazioni rivestimento primario – Analisi RS2_A2

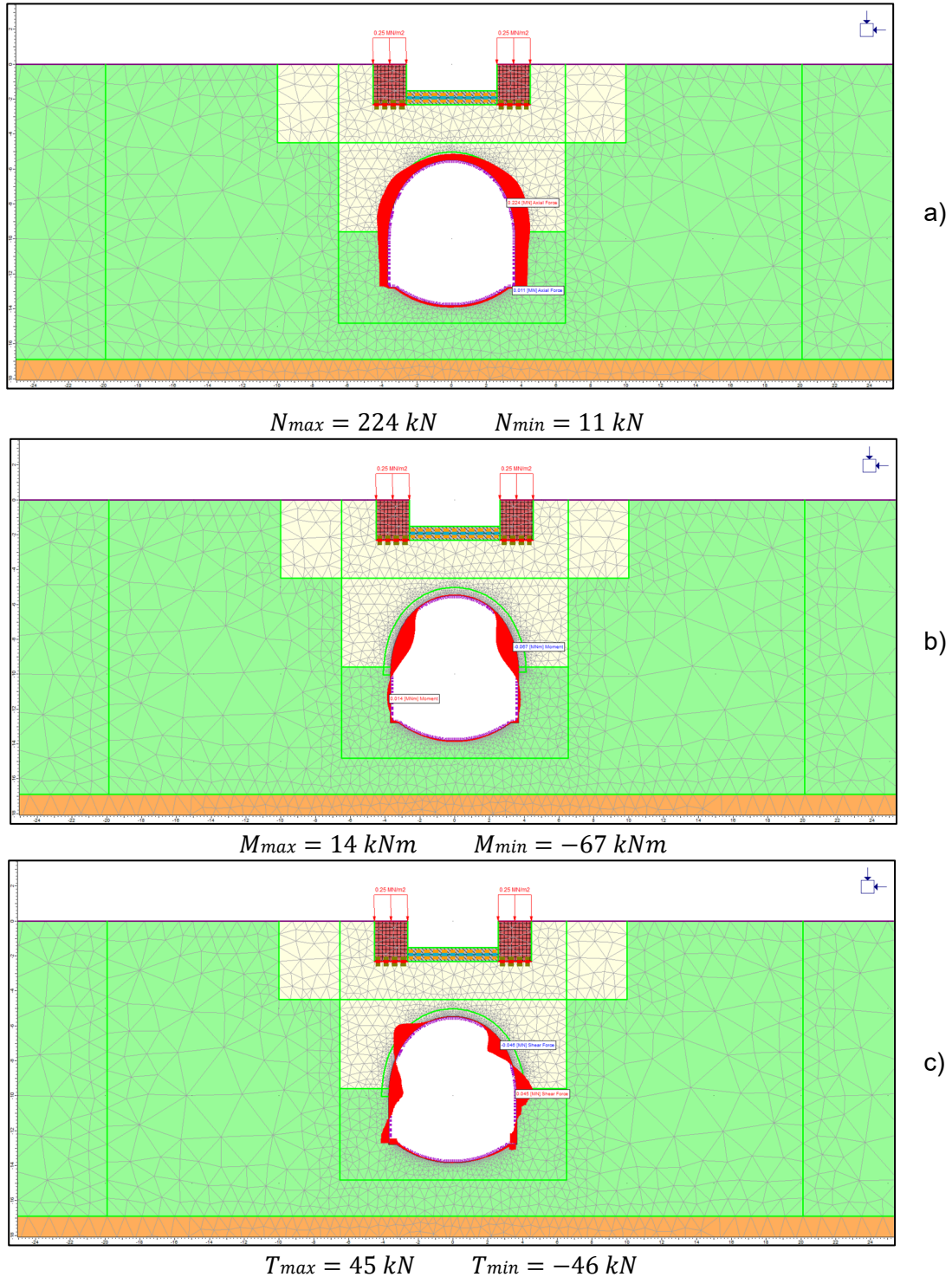


Figura 32: Sforzo assiale (a), momento flettente (b) e taglio (c) sul riv. di prima fase (RS2_A2)

7.2.5.3 Sollecitazioni rivestimento primario – Analisi RS2_A3a

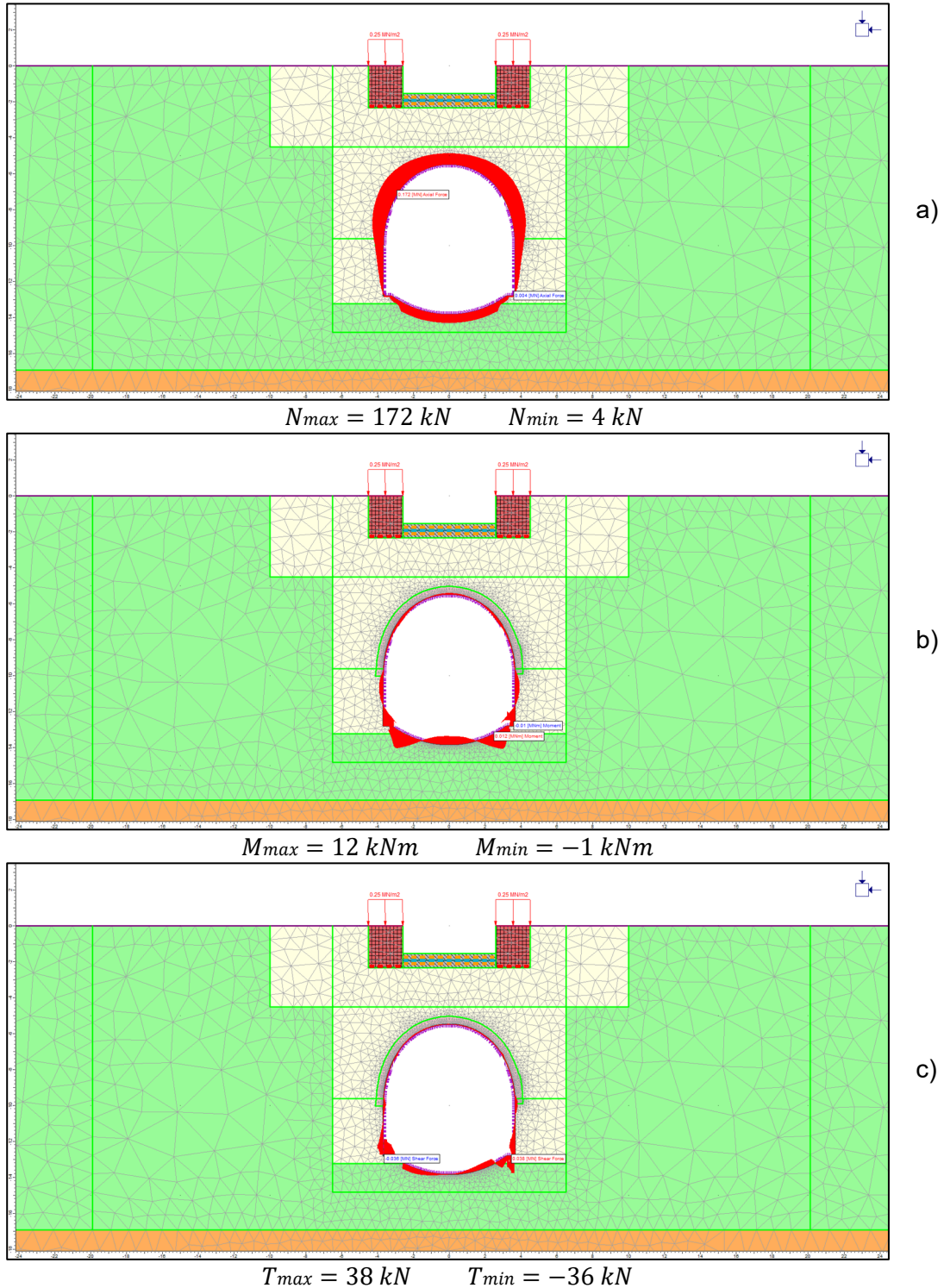


Figura 33: Sforzo assiale (a), momento flettente (b) e taglio (c) sul riv. di prima fase (RS2_A3a)

7.2.5.4 Sollecitazioni rivestimento primario – Analisi RS2_A3b

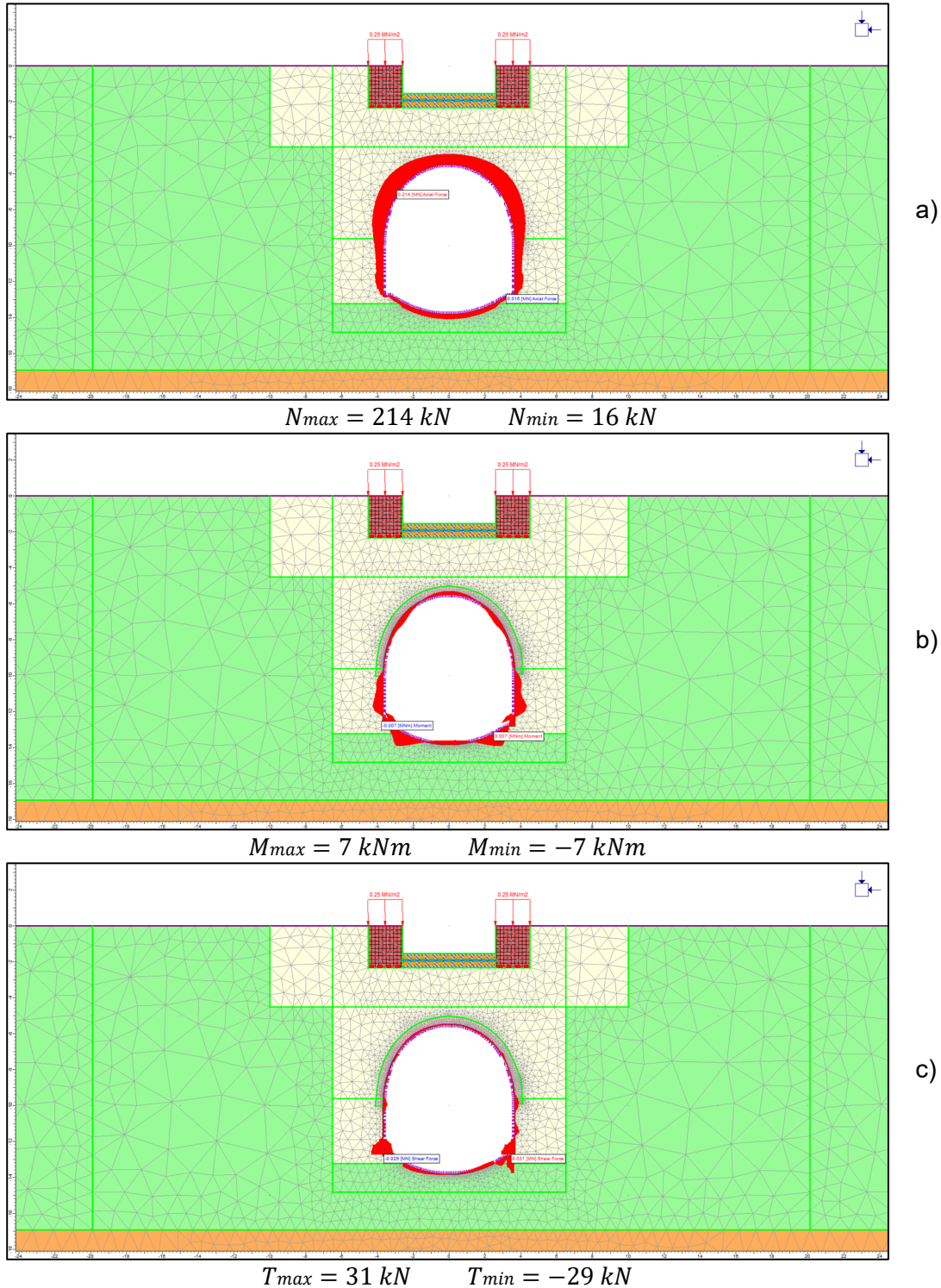


Figura 34: Sforzo assiale (a), momento flettente (b) e taglio (c) sul riv. di prima fase (RS2_A3b)

7.2.5.5 Sollecitazioni rivestimento definitivo

Le azioni utilizzate, sono riferite a valori di calcolo, ottenute da quelle caratteristiche derivanti dal modello di RS2 (valore del coefficiente parziale di sicurezza delle azioni permanenti $\gamma_G = 1,30$).

L'andamento dello sforzo assiale lungo il rivestimento definitivo della galleria è riportato in Figura 35 prendendo in considerazione l'Analisi RS2_A3b, ovvero quella maggiormente a favore di sicurezza tra quelle proposte in questo elaborato.

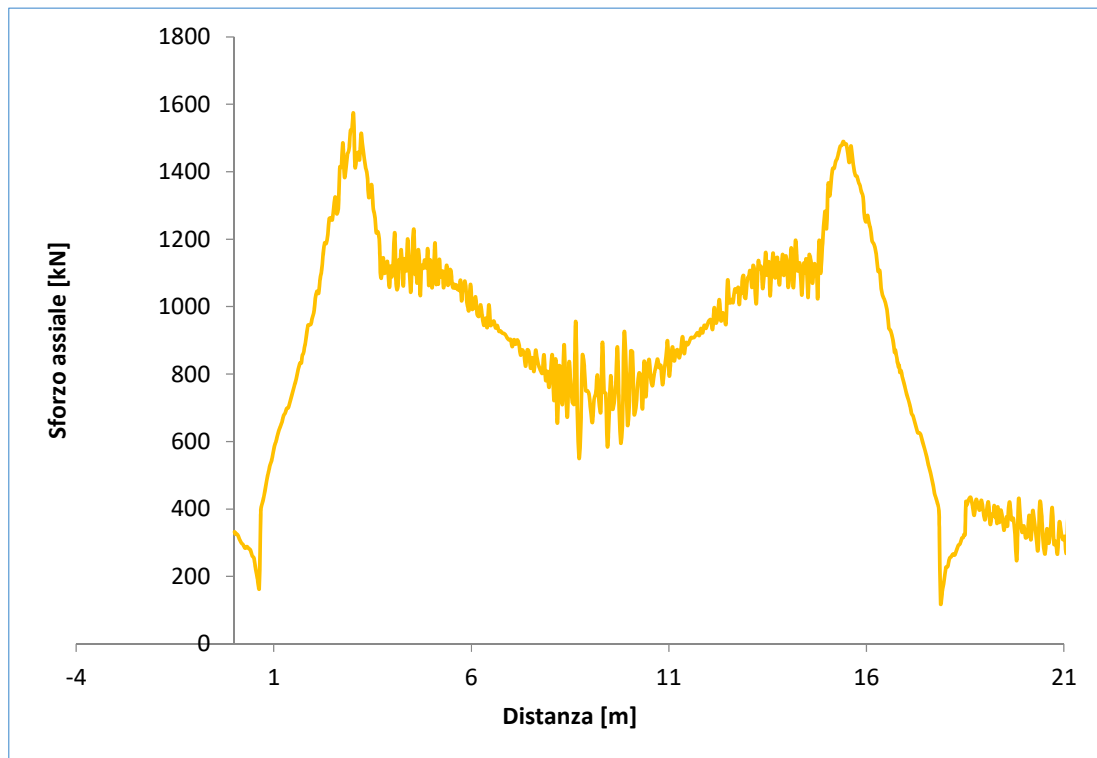


Figura 35: Andamento dello sforzo assiale lungo il rivestimento definitivo

L'andamento del momento flettente lungo il rivestimento definitivo della galleria è riportato in Figura 36.

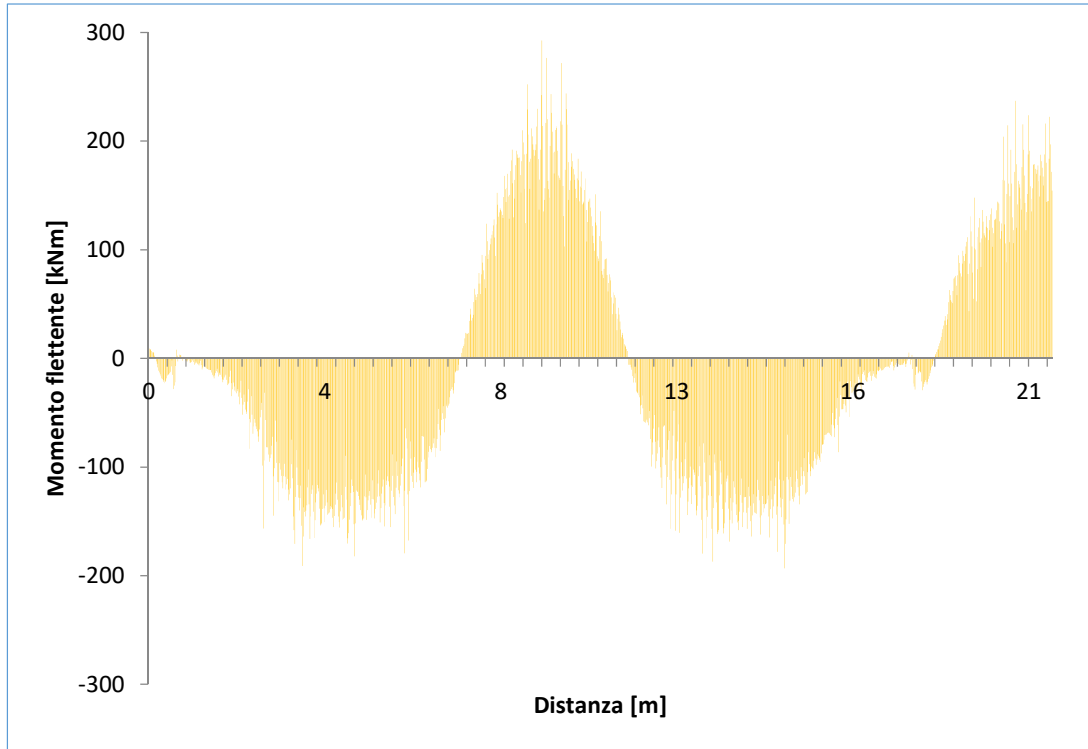


Figura 36: Andamento del momento flettente lungo il rivestimento definitivo

Lo sforzo di taglio lungo il rivestimento definitivo della galleria è riportato in Figura 37.

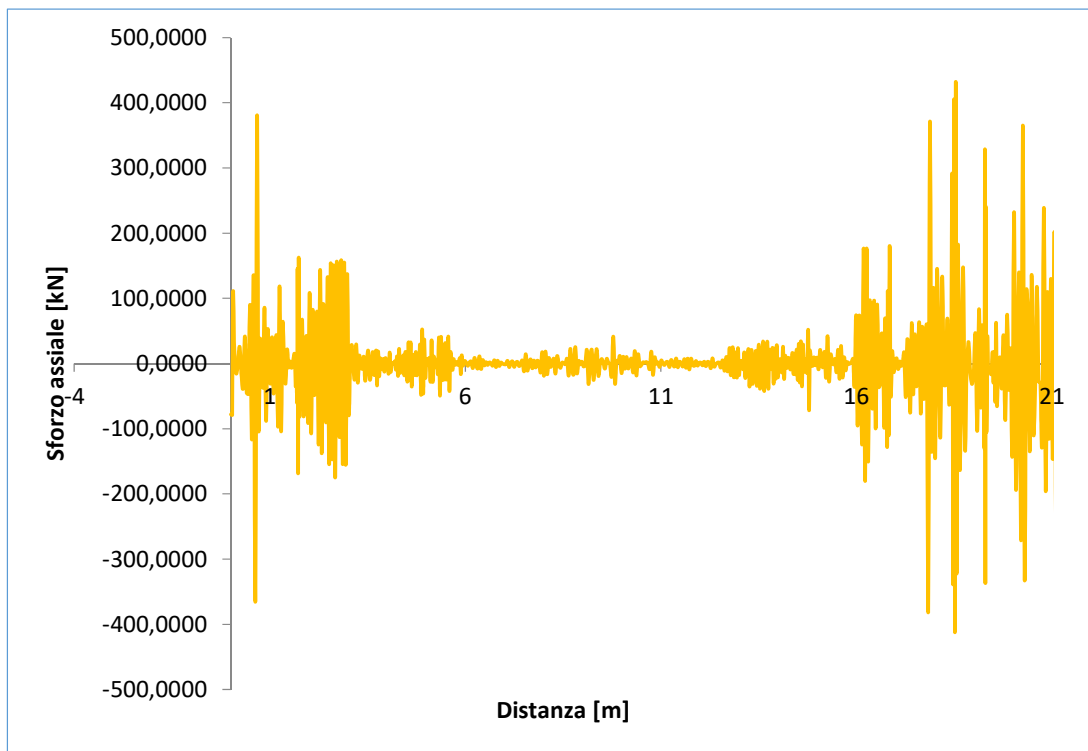


Figura 37. Andamento dello sforzo di taglio lungo il rivestimento definitivo

7.2.5.6 Cedimenti superficiali – Analisi RS2_A1

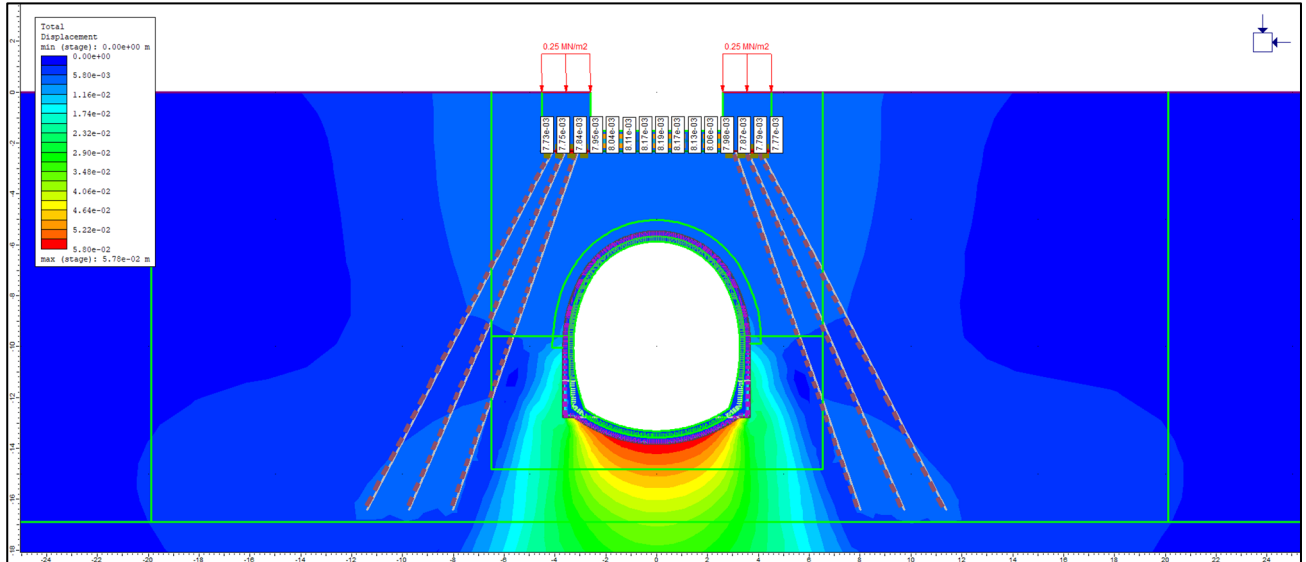


Figura 38: RS2_A1 - massimo spostamento

Il massimo spostamento per l'analisi RS2_A1 è pari a 8,2 mm (Figura 38).

7.2.5.7 Cedimenti superficiali – Analisi RS2_A2

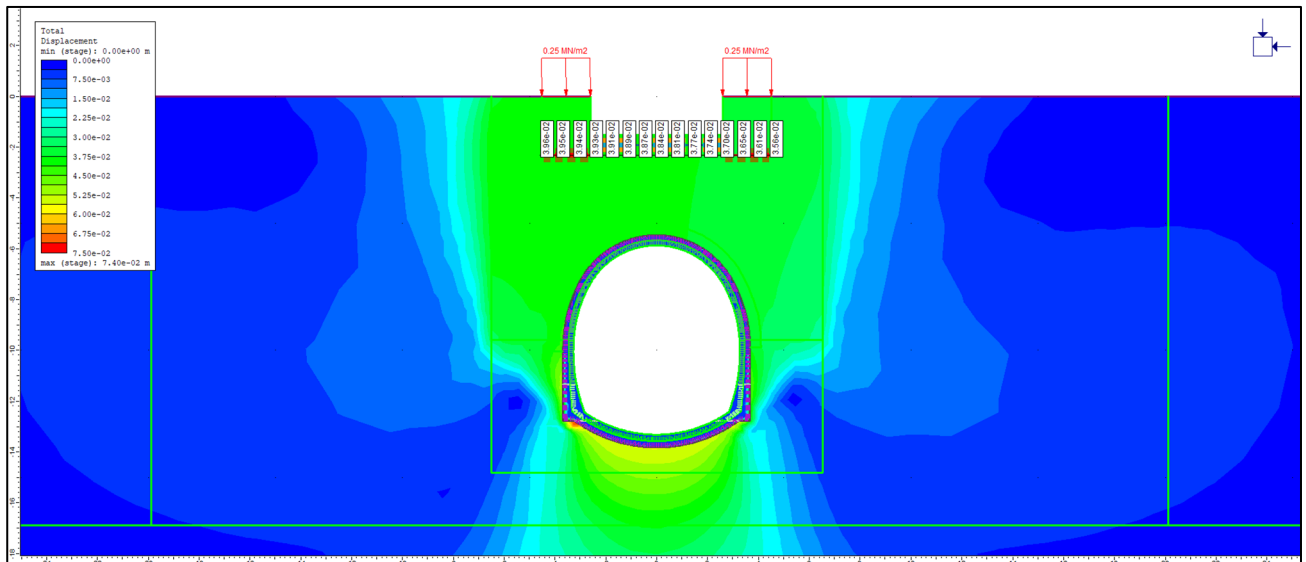


Figura 39: RS2_A2 - massimo spostamento

Il massimo spostamento per l'analisi RS2_A2 è pari a 39 mm (Figura 39).

7.2.5.8 Cedimenti superficiali – Analisi RS2_A3a

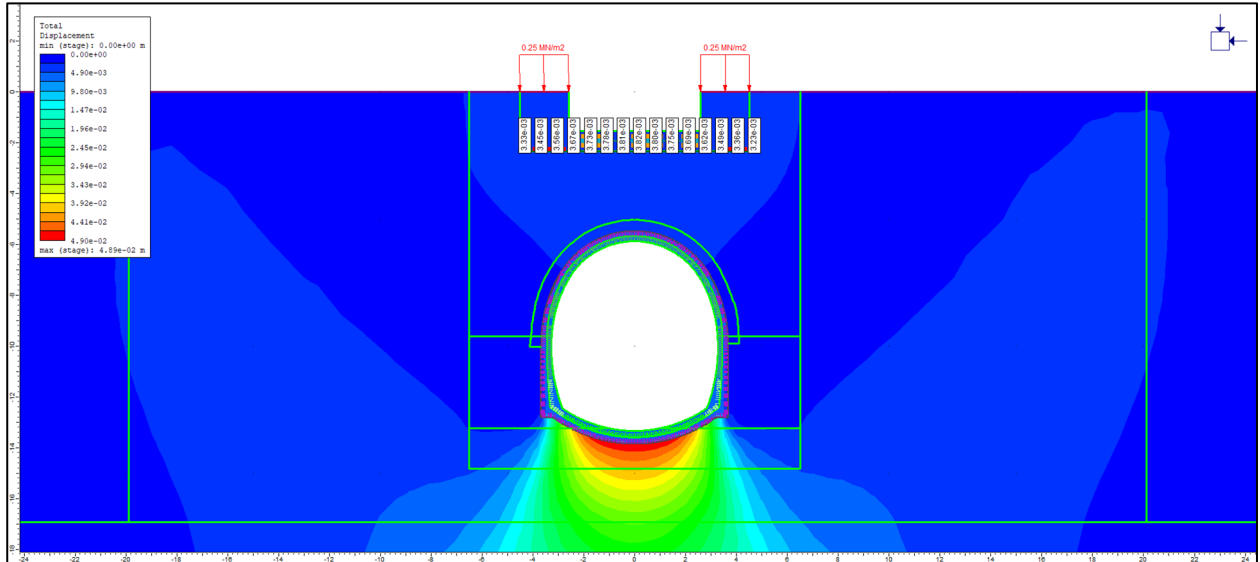


Figura 40: RS2_A3a - massimo spostamento

Il massimo spostamento per l'analisi RS2_A3a è pari a 3,8 mm (Figura 40).

7.2.5.9 Cedimenti superficiali – Analisi RS2_A3b

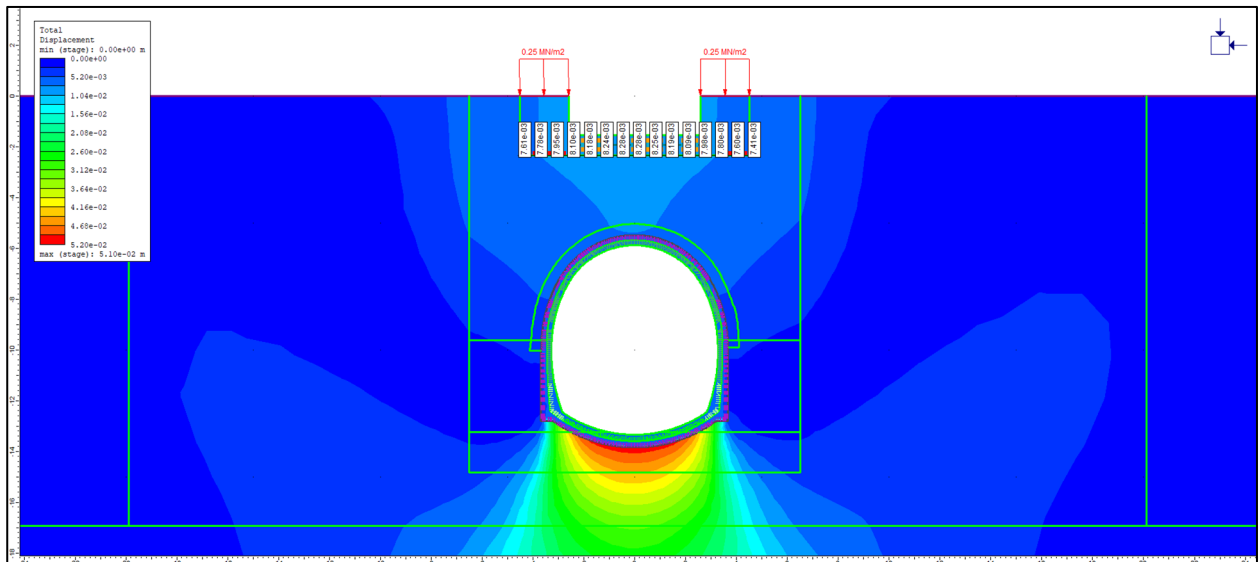


Figura 41: RS2_A3b - massimo spostamento

Il massimo spostamento per l'analisi RS2_A3b è pari a 8,3 mm (Figura 41).

7.2.5.10 Fasce plastiche – Analisi RS2_A1

In Figura 42 si riporta la distribuzione degli elementi plasticizzati.

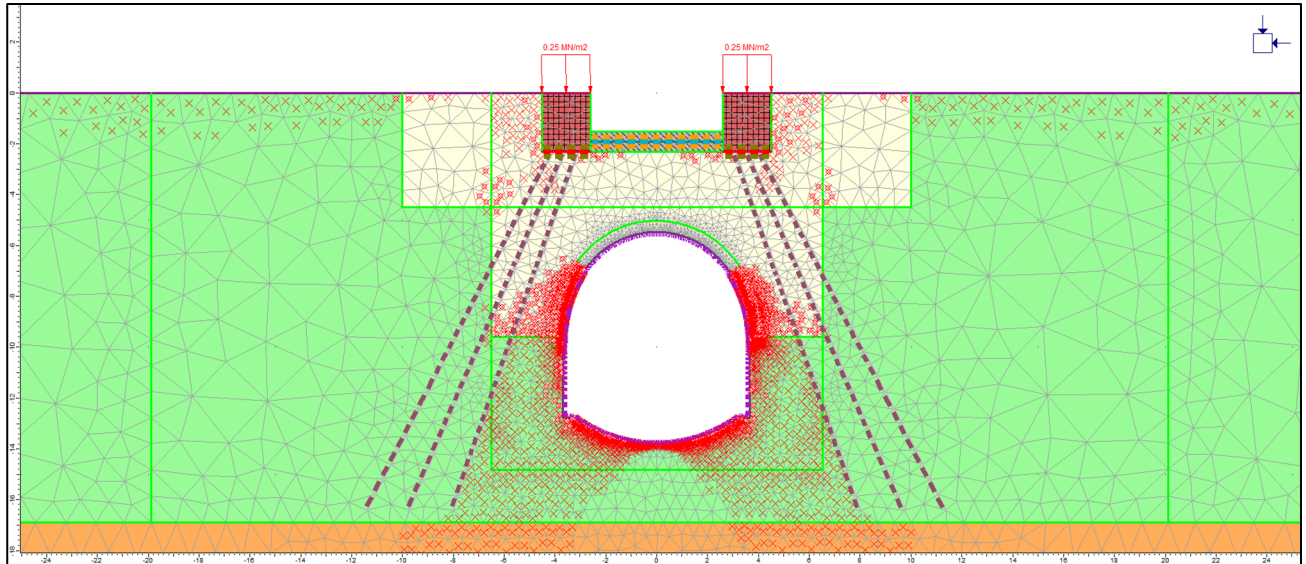


Figura 42: RS2_A1 - elementi plasticizzati

7.2.5.11 Fasce plastiche – Analisi RS2_A2

In Figura 43 si riporta la distribuzione degli elementi plasticizzati.

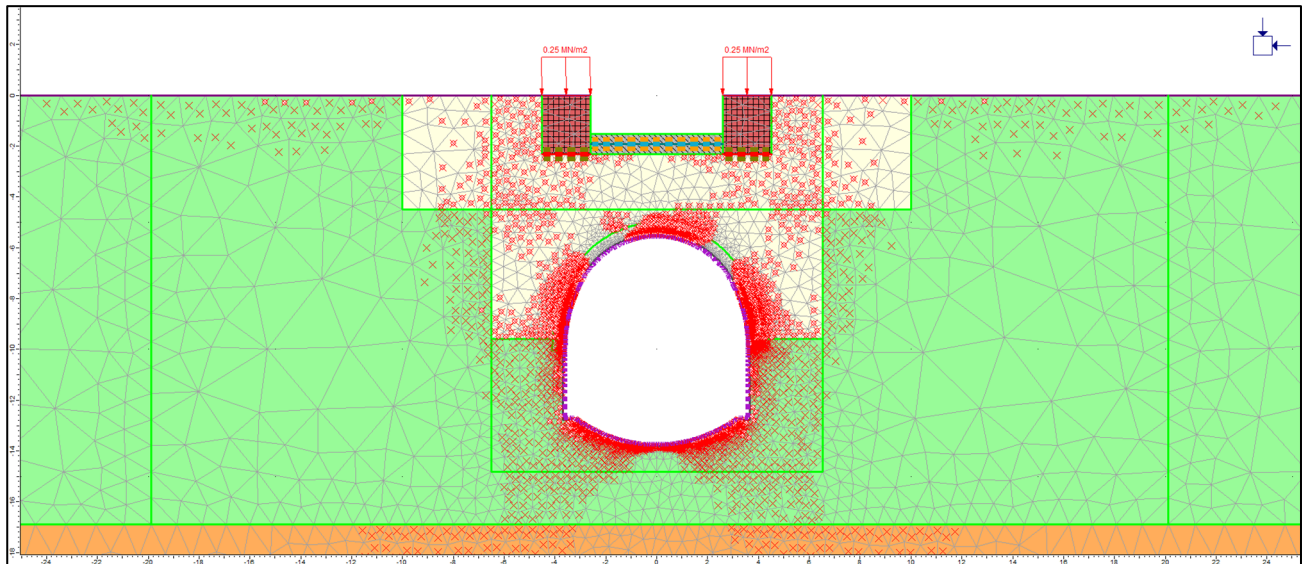


Figura 43: RS2_A2 - elementi plasticizzati

7.2.5.12 Fasce plastiche – Analisi RS2_A3a

In Figura 44 si riporta la distribuzione degli elementi plasticizzati.

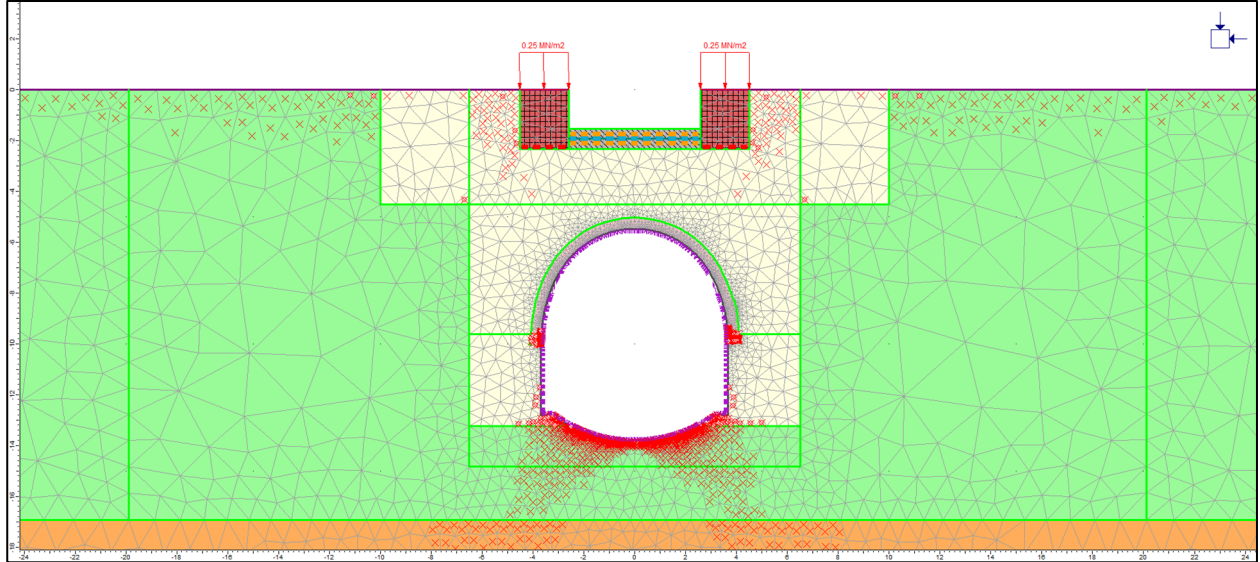


Figura 44: RS2_A3a - elementi plasticizzati

7.2.5.13 Fasce plastiche – Analisi RS2_A3b

In Figura 45 si riporta la distribuzione degli elementi plasticizzati.

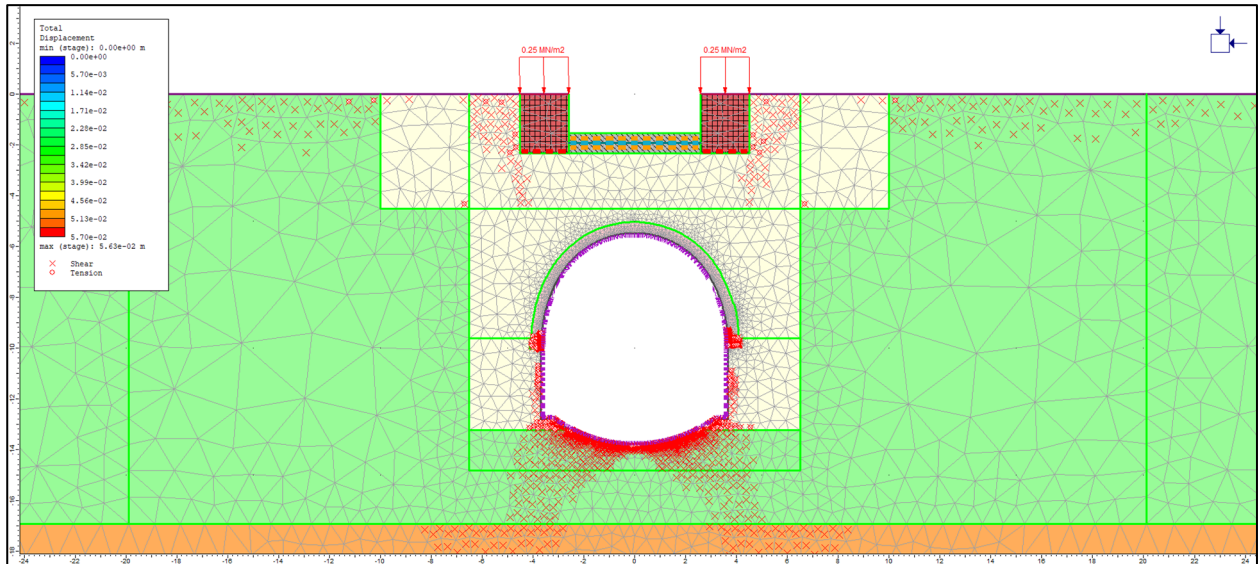


Figura 45: RS2_A3b - elementi plasticizzati

7.2.5.14 Cedimenti superficiali – Analisi Flac3D

Il modello tridimensionale consente di avere una più accurata stima dei cedimenti superficiali e della loro evoluzione durante il processo di scavo della galleria. In particolare, sono stati analizzati i cedimenti in corrispondenza dei baricentri geometrici delle pile del ponte Bentivogli (Figura 46).

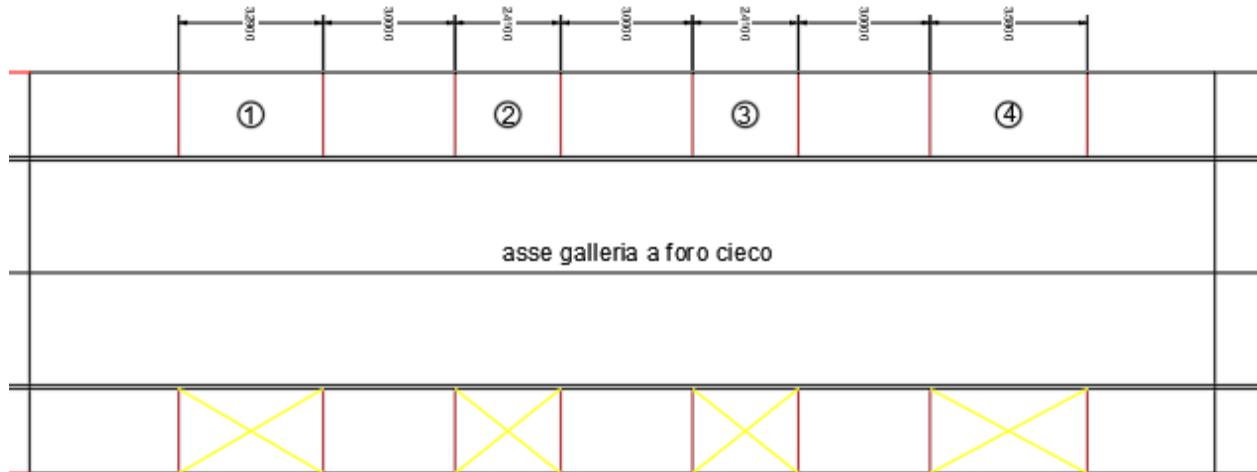


Figura 46: Numerazione pile ponte Bentivogli per modello 3D

In Figura 47 è riportata l'evoluzione dei cedimenti in corrispondenza dei punti di interesse sopraccitati per effetto dell'avanzamento dello scavo.

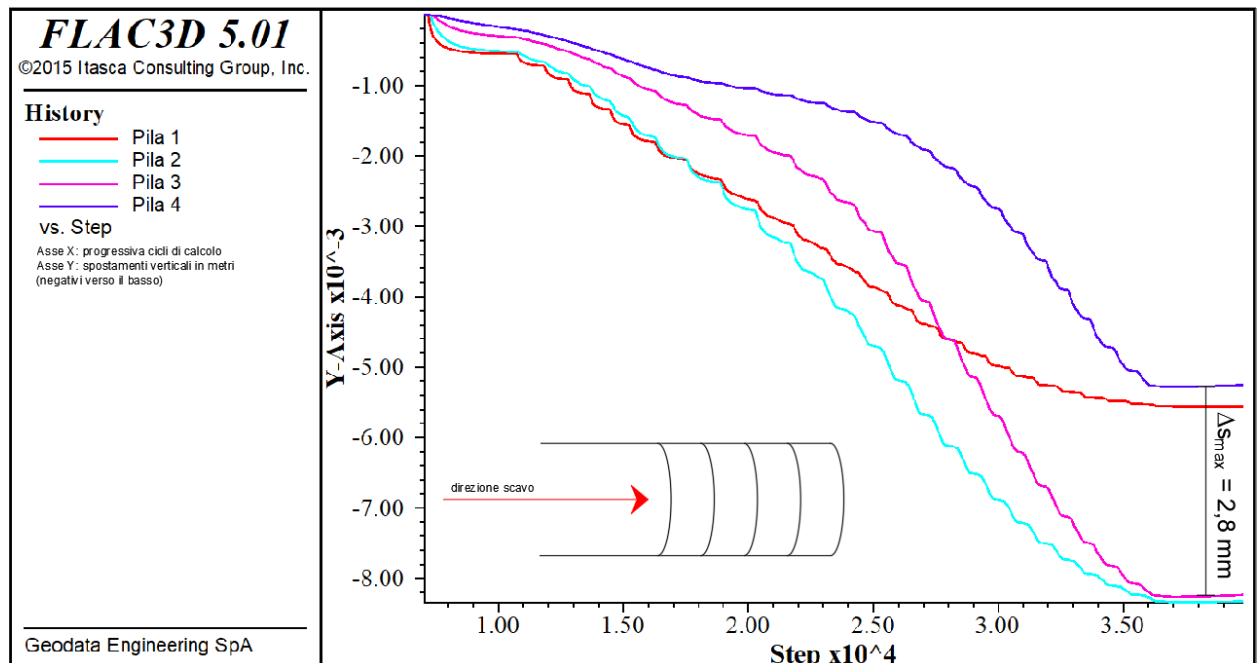


Figura 47: Evoluzione cedimenti in corrispondenza dei punti di interesse con lo scavo

Si nota che il massimo cedimento differenziale tra due pile adiacenti non centrali (Pila 1-2 o Pila 3-4) è di circa 3 mm. Le pile centrali non mostrano significativi cedimenti differenziali. Il cedimento assoluto è dell'ordine di 8,5 mm (congruentemente con i risultati dell'analisi RS2_A3b in cui si erano stimati 7,8 mm).

La distribuzione e magnitudo dei cedimenti in superficie è riportata in Figura 48.

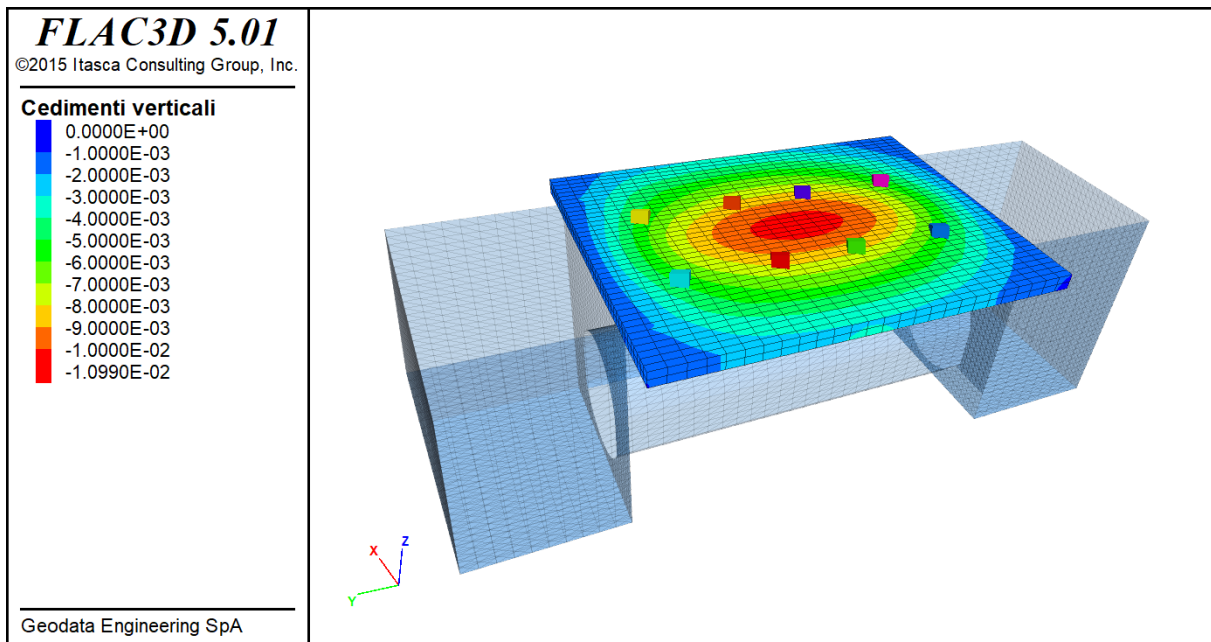


Figura 48: Cedimenti in superficie (scavo monodirezionale)

Nelle medesime condizioni, si è analizzato anche il caso in cui lo scavo avvenga partendo da due pozzi di attacco posti alle estremità della galleria naturale. In questo modo, lo scavo diventa bidirezionale.

Prendendo in considerazione una delle due pile centrali, e confrontandola con l'ipotesi di scavo monodirezionale, si registra la situazione riportata in Figura 49. Nel caso di scavo bidirezionale i cedimenti si riducono a circa 5,5 mm, quindi 3 mm in meno (pari a circa il 35%). C'è tuttavia da registrare un incremento nel cedimento differenziale tra pile contigue non centrali fino a 4,5 mm.

La distribuzione e magnitudo dei cedimenti in superficie è riportata in Figura 50.

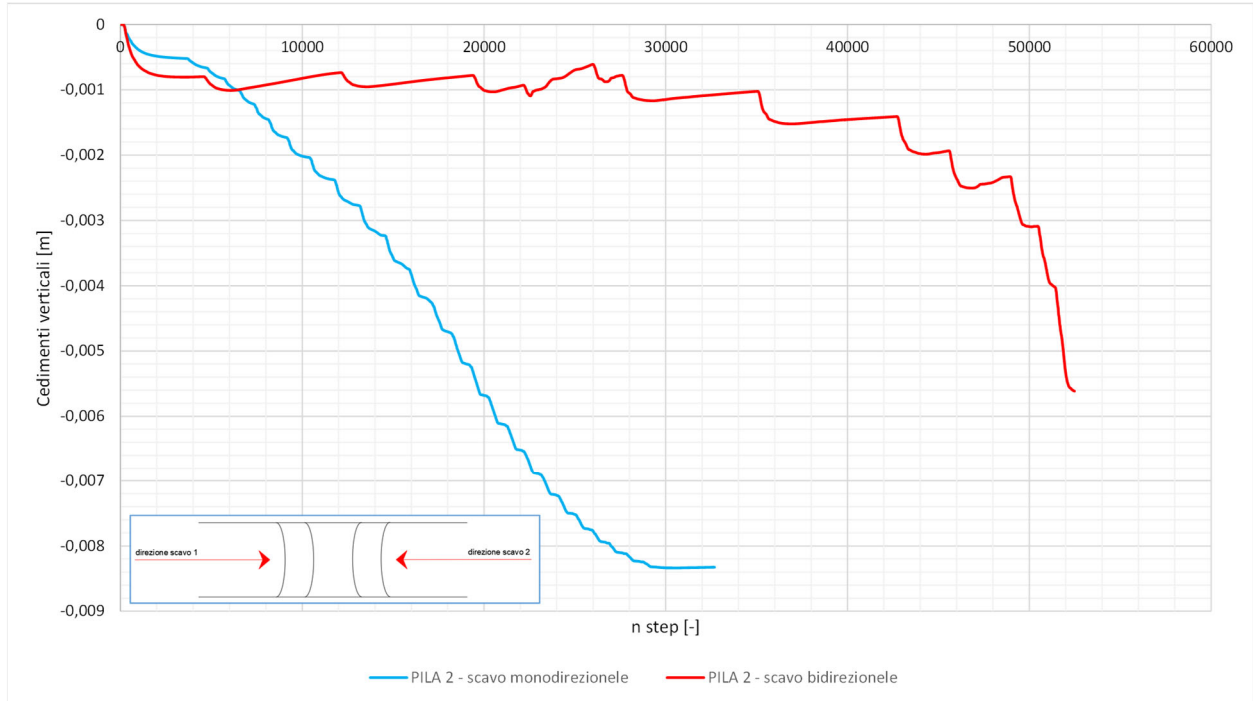


Figura 49: Confronto cedimento verticale pila 2 per i due metodi di scavo in esame

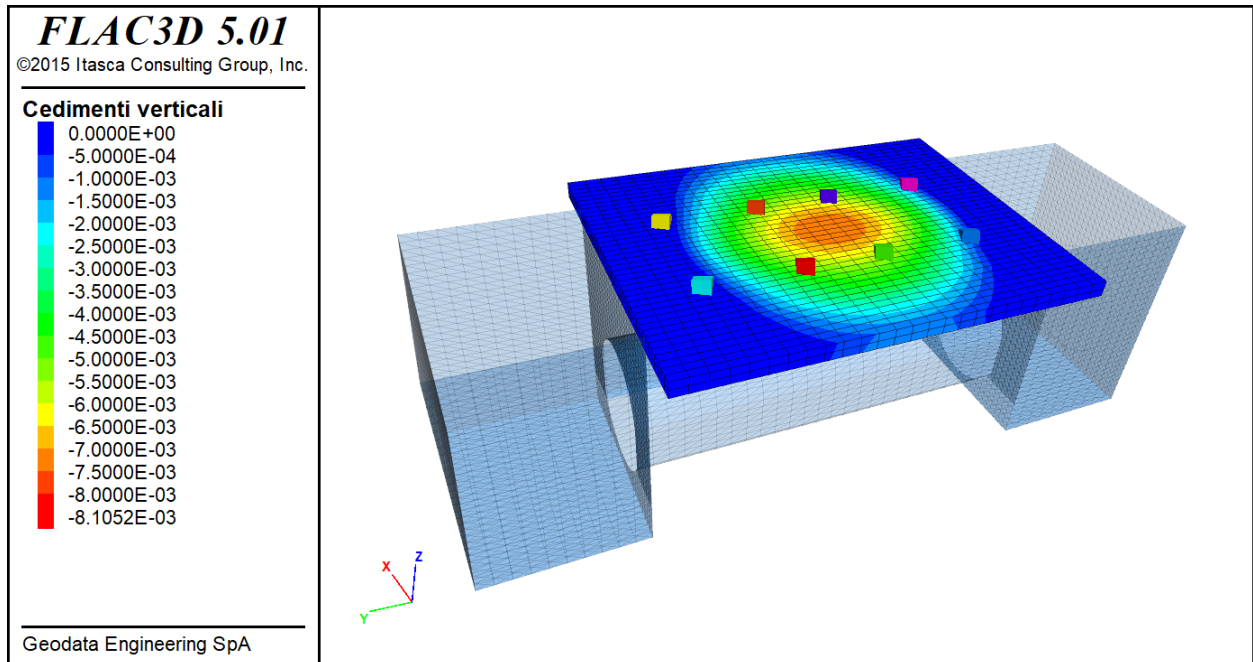


Figura 50: Cedimenti in superficie (scavo bidirezionale)

7.3 ANALISI NUMERICHE IN CONDIZIONI SISMICHE

Con l'ausilio del software *RS2*, tale distorsione può essere introdotta con la procedura "Trial & error", che prevede l'imposizione al modello di uno spostamento proporzionale alla deformata che si vuole ottenere (Figura 51).

$$\Delta x_{max} = \gamma_{max} \left(\frac{h_{mod}}{2} \right)$$

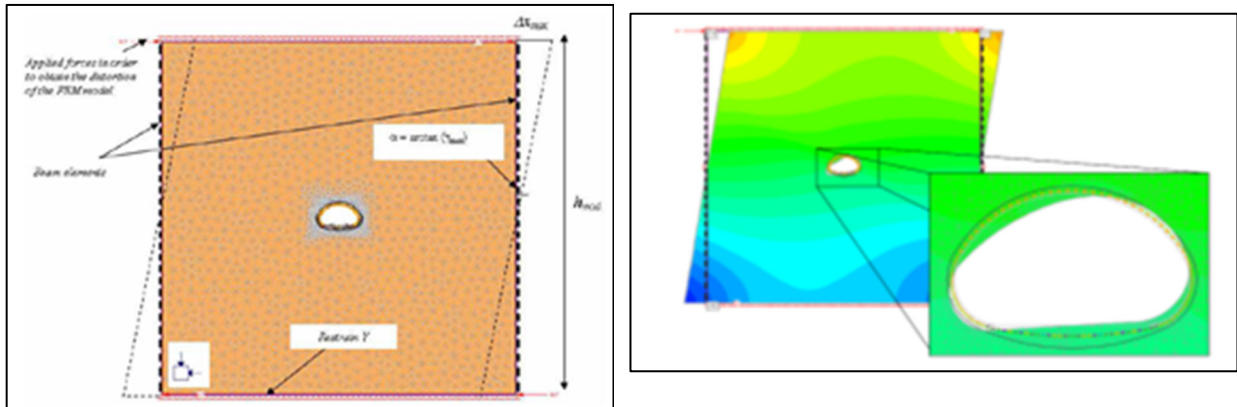


Figura 51: Trial & error procedure

In base alle considerazioni svolte nei paragrafi § 6.2 e § 6.3 si è scelto di considerare una distorsione del modello pari a (dimensione del modello 100 m × 100 m):

$$\Delta x_{max} = 0,06 \text{ m}$$

Il modello così definito è riportato in Figura 52.

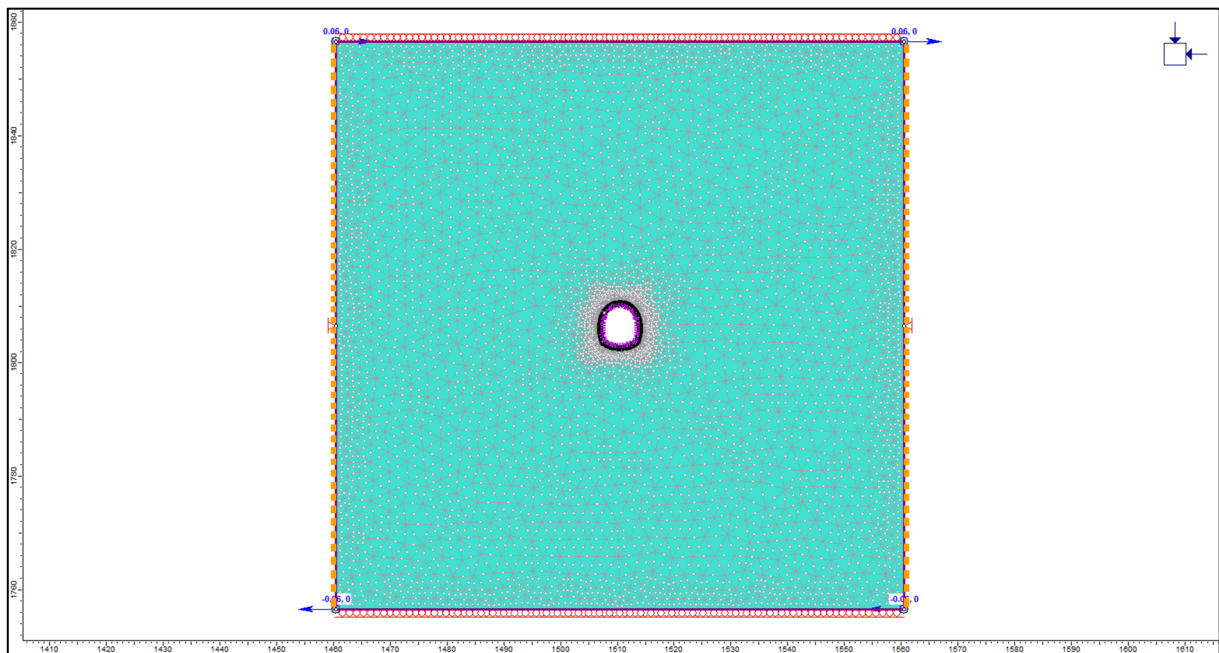


Figura 52: Modello trial & error

Il risultato per quanto concerne gli spostamenti totali è riportato in Figura 53, in cui è possibile apprezzare la distorsione applicata al modello e la distorsione della galleria naturale modellata.

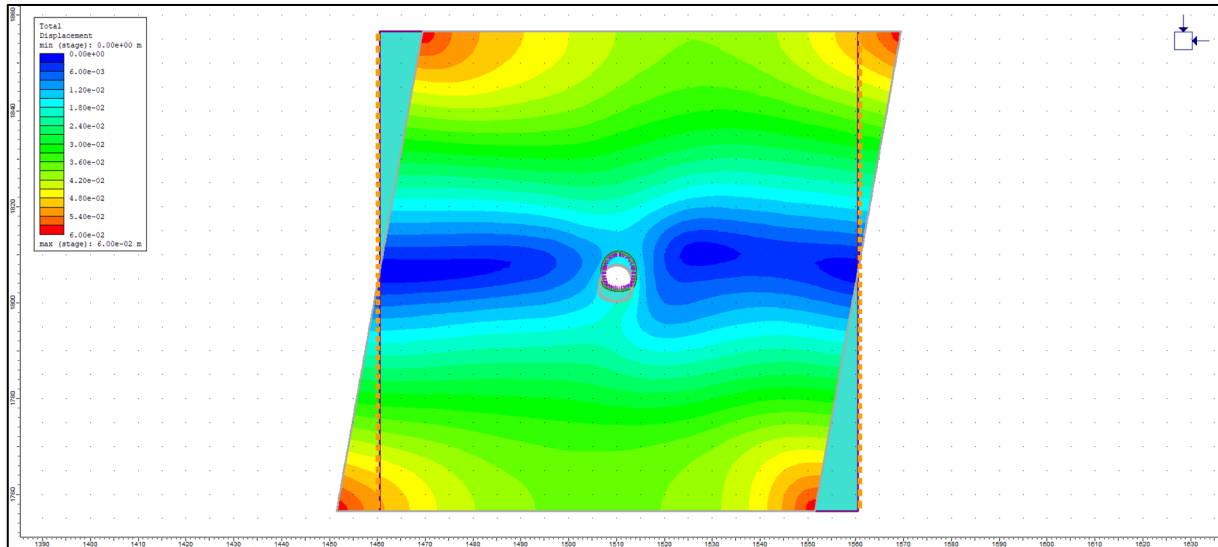


Figura 53: Spostamenti totali del modello "Trial & error"

In Figura 54 si riporta il dettaglio relativo al contorno dello scavo della galleria naturale soggetto ad ovalizzazione per effetto della distorsione sopra definita.

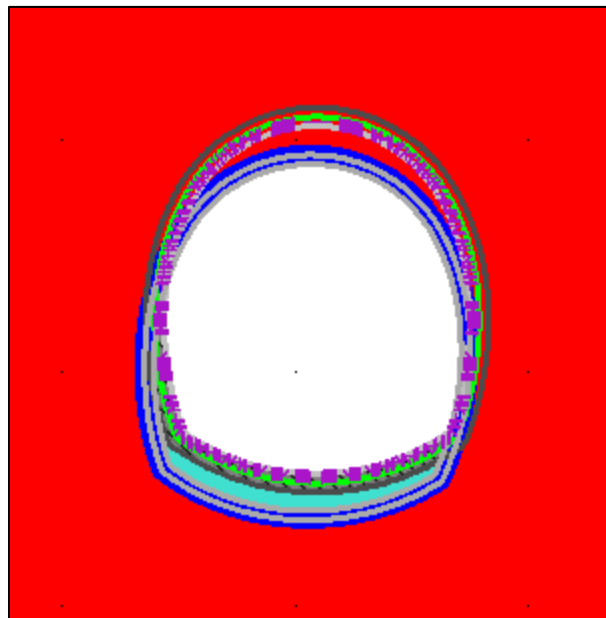


Figura 54: Ovalizzazione della galleria naturale

Una volta determinate le sollecitazioni è possibile sommarle a quelle ottenute dai modelli statici per sovrapposizione degli effetti al fine di effettuare le verifiche sulle sezioni e dimensionare le armature anche in condizioni sismiche.

Il metodo ovviamente è cautelativo poiché la deformazione massima si basa su una accelerazione massima che però non è costante per tutta la durata dell'evento, anzi, viene raggiunta solo in un determinato istante di tempo.

In Tabella 17 sono riportate in via riepilogativa le massime e minime caratteristiche di sollecitazione di momento flettente e sforzo normale sul rivestimento definitivo della galleria a foro cieco.

Tabella 17. Risultati analisi sismica

ANALISI SISMICA - RIEPILOGO			
	TR = 949 anni		
	Vs = 180 m/s		
	Momento	Sforzo assiale	Taglio
	[kNm]	[kN]	[kN]
MIN	-15,31	5,60	-9,68
MAX	13,40	25,92	9,96

L'andamento del momento flettente lungo lo sviluppo del rivestimento definitivo della galleria è riportato in Figura 55.

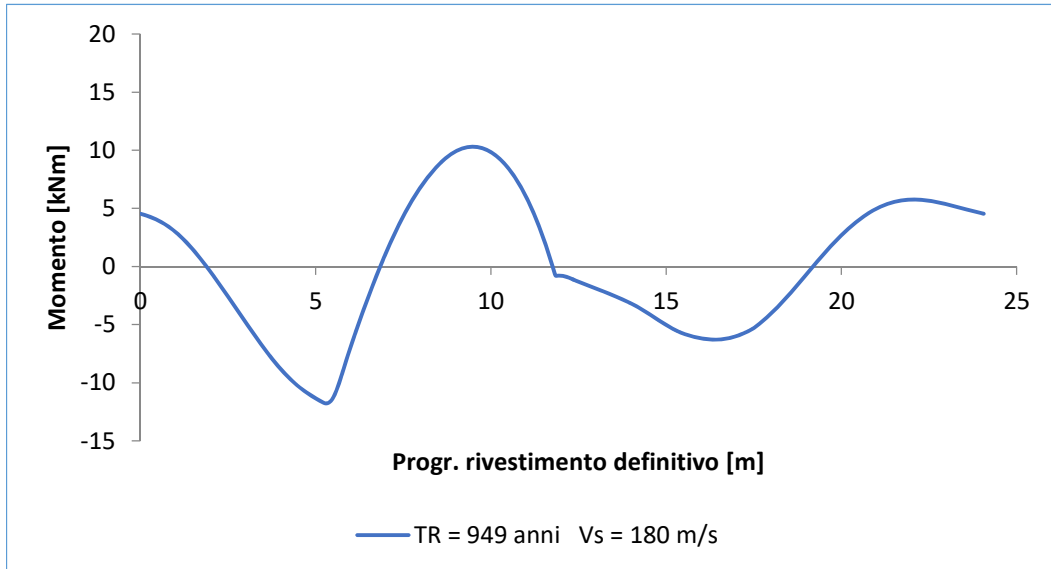


Figura 55: Andamento del momento flettente lungo lo sviluppo del rivestimento definitivo

L'andamento dello sforzo assiale lungo lo sviluppo del rivestimento definitivo della galleria è riportato in Figura 56.

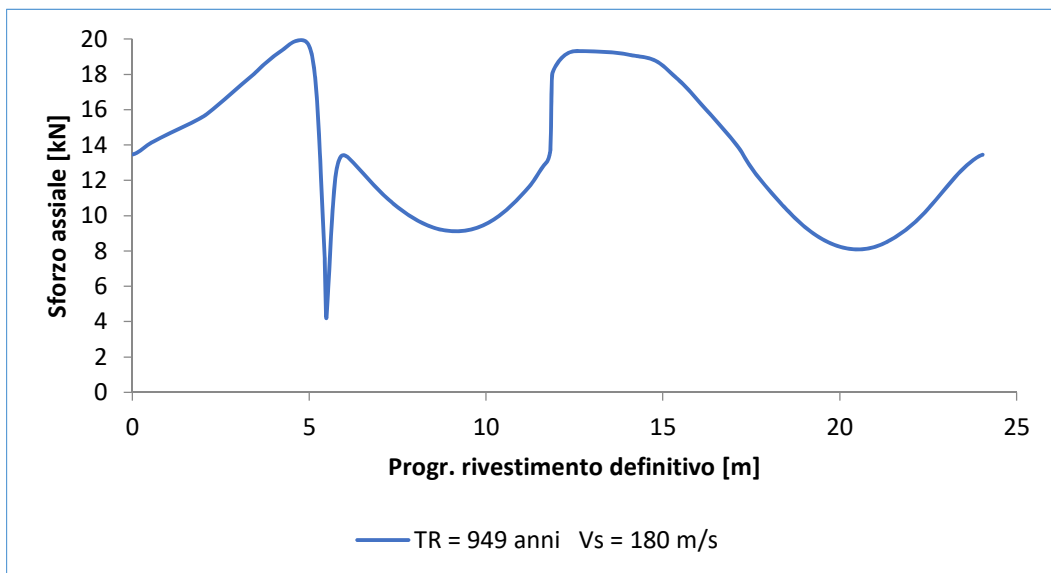


Figura 56: Andamento dello sforzo assiale lungo lo sviluppo del rivestimento definitivo

L'andamento del taglio lungo lo sviluppo del rivestimento definitivo della galleria è riportato in Figura 57.

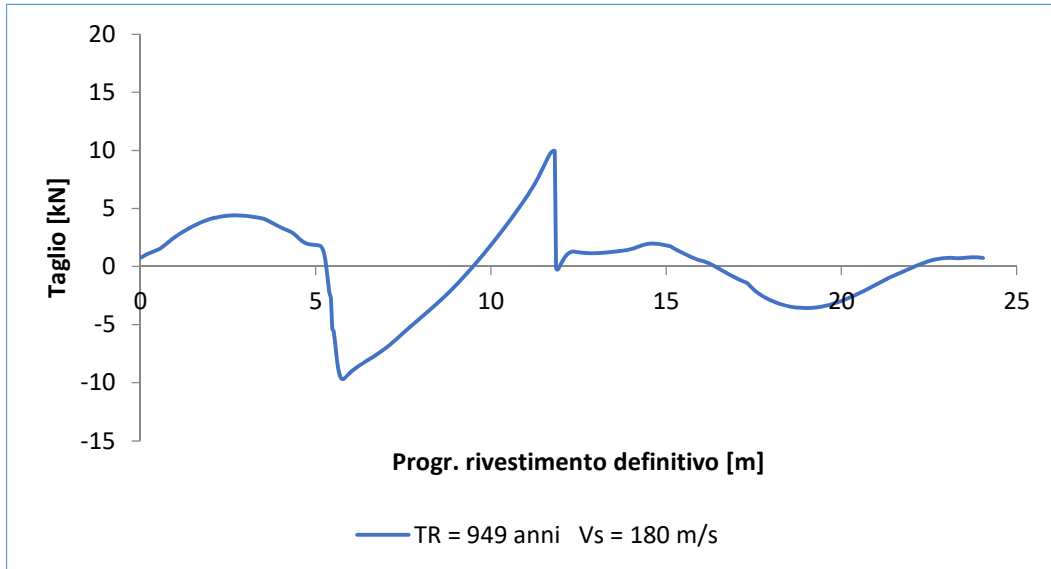


Figura 57: Andamento del taglio lungo lo sviluppo del rivestimento definitivo

7.4 Verifiche strutturali

7.4.1 Verifiche del presostegno (ombrello di infilaggi)

Nelle zone prossime agli imbocchi, la necessità di presostenere il cavo all'avanzare del fronte viene garantita con l'applicazione di una struttura ad ombrello di infilaggi, realizzato con elementi tubolari in acciaio disposti secondo un opportuno interasse e iniettati con malta cementizia, appoggiati sulle centine *2IPN180* aventi passo $a = 0,80\text{ m}$. Nello specifico, il presostegno è realizzato per mezzo di una coronella di infilaggi orizzontali costituiti da n°43 tubi di acciaio tipo *S355 J0*, diametro $\varnothing 168,3\text{ mm}$, spessore $s = 10,0\text{ mm}$. La disposizione risulta lungo l'estradosso della calotta con interasse $i = 0,3\text{ m}$. La perforazione è di tipo "Symmetrix" $\varnothing 178\text{ mm}$. Tale intervento è tale da garantire una buona cementazione del terreno tra i tubi ed evitare così possibili rifluimenti del materiale.

Per la determinazione della sezione resistente richiesta si considera il tubo vincolato secondo lo schema della trave appoggiata su più appoggi incastrata ad un estremo, come avverrà al fronte di scavo immediatamente prima della messa in opera dell'ultima centina; in tale fase, infatti, le sollecitazioni risultano maggiori rispetto alla fase successiva quando la centina è posta in opera, in quanto la luce tra le estremità vincolate è superiore.

Ipotizzando che il vincolo si realizzi ad una lunghezza di immorsamento $g = 0,5\text{ m}$ dal fronte, l'ultima "campata" dei tubi risulta lunga:

$$L = d + s + g = 0,7 + 0,5 + 0,5 = 1,7\text{ m}$$

in cui:

d rappresenta l'interasse fra le centine;

s scavo effettivo oltre la linea teorica della centina da installare;

g lunghezza di immorsamento del tubo, necessaria perché si realizzi il vincolo ad incastro.

Si considerano due schemi statici (Figura 58) per il calcolo delle sollecitazioni sull'elemento tubolare.

Lo *schema A* prevede l'incastro in corrispondenza del fronte, per cui il massimo momento sollecitante è definito da:

$$M_{max} = \frac{1}{12} q_d (d + s + g)^2 = 29,1\text{ kNm}$$

Lo *schema B* prevede un semplice appoggio in corrispondenza del fronte, per cui il massimo momento sollecitante è definito da:

$$M_{max} = \frac{1}{8} q_d (d + s + g)^2 = 43,7\text{ kNm}$$

Lo *schema A/B* prevede uno scenario intermedio tra quelli precedentemente definiti, il cui massimo momento sollecitante è definito da:

$$M_{max} = \frac{1}{10} q_d (d + s + g)^2 = 36,1\text{ kNm}$$

essendo q_d il carico massimo per metro lineare di tubo, nei punti di maggior sollecitazione, definito come:

$$q_d = q_u \cdot \gamma_{azioni} = P_v \cdot i \cdot \gamma_{azioni} = 300 \cdot 0,31 \cdot 1,3 = 120,9 \text{ kPa}$$

dove:

$$P_v = 300 \text{ kPa}$$

carico verticale in calotta;

$$i = 0,31 \text{ m}$$

interasse massimo tra i tubi;

$$\gamma_{azioni} = 1,3$$

coefficiente di amplificazione dei carichi;

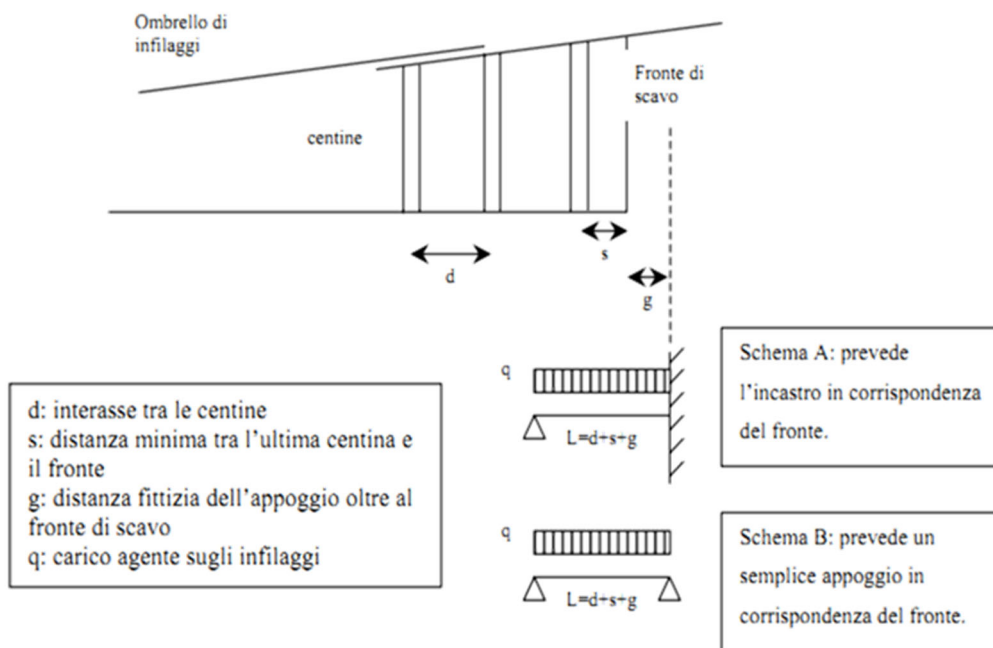


Figura 58: Schemi di verifica infilaggi

Nota il modulo di resistenza della sezione ($W = 1,86 \cdot 10^{-4}$) dell'elemento tubolare, la tensione di esercizio in esso è quindi calcolata come:

$$\sigma_{es} = \frac{M_{max}}{W}$$

Come sintetizzato in Tabella 18, la verifica risulta soddisfatta essendo rapporto tra la tensione ammissibile e quella in esercizio maggiore dell'unità.

Per gli elementi dunque la tensione di esercizio risulta inferiore a quella ammissibile:

$$\sigma_{amm} = 308,7 \text{ MPa} > \sigma_{es,schema A} = 156,7 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{amm} = 308,7 \text{ MPa} > \sigma_{es,schema B} = 235 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{amm} = 308,7 \text{ MPa} > \sigma_{es,schema A/B} = 194,2 \text{ MPa}$$

Tabella 18: Verifica ombrello di infilaggi

Acting loads			Acting loads			Acting loads		
q_k	[kN/m]	93,0	q_k	[kN/m]	93,0	q_k	[kN/m]	93,0
γ	[-]	1,3	γ	[-]	1,3	γ	[-]	1,3
q_d	[kN/m]	120,9	q_d	[kN/m]	120,9	q_d	[kN/m]	120,9
Schema A			Schema B			Schema A/B		
M_{max}	[kNm]	29,1	M_{max}	[kNm]	43,7	M_{max}	[kNm]	36,1
σ_d	[MPa]	156,7	σ_d	[MPa]	235,0	σ_d	[MPa]	194,2
Verification			Verification			Verification		
Ω	[-]	1,15	Ω	[-]	1,15	Ω	[-]	1,15
$\sigma_{adm}=f_y/\Omega$	[MPa]	308,7	$\sigma_{adm}=f_y/\Omega$	[MPa]	308,7	$\sigma_{adm}=f_y/\Omega$	[MPa]	308,7
Verified?		OK	Verified?		OK	Verified?		OK
Verification			Verification			Verification		
$\varnothing_{Tubo,e}$	[mm]	168,3	$\varnothing_{Tubo,e}$	[mm]	168,3	$\varnothing_{Tubo,e}$	[mm]	168,3
s_{Tubo}	[mm]	10,0	s_{Tubo}	[mm]	10,0	s_{Tubo}	[mm]	10,0
$i_{radiale}$	[m]	0,31	$i_{radiale}$	[m]	0,31	$i_{radiale}$	[m]	0,31
d	[m]	0,70	d	[m]	0,70	d	[m]	0,70
s	[m]	0,50	s	[m]	0,50	s	[m]	0,50
g	[m]	0,50	g	[m]	0,50	g	[m]	0,50
f_y	[MPa]	355	f_y	[MPa]	355	f_y	[MPa]	355
f_d	[MPa]	309	f_d	[MPa]	309	f_d	[MPa]	309
σ_d	[MPa]	157	σ_d	[MPa]	235	σ_d	[MPa]	194
Verified?		OK	Verified?		OK	Verified?		OK

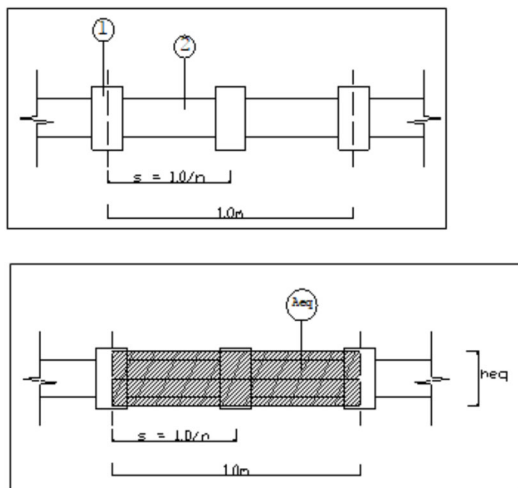
7.4.2 Verifiche del rivestimento di prima fase

In questa sezione si riportano i criteri generali di verifica dei rivestimenti di prima fase. Il sostegno di prima fase è stato modellato attraverso elementi *liner* in RS2 aventi comportamento elastico-lineare. Tali elementi, trattandosi di compositi costituiti da due centine *IPN180* accoppiate e calcestruzzo proiettato (Figura 59), nel modello matematico sono stati simulati con un materiale di rigidezza equivalente ed è considerata la sezione omogeneizzata (composta da centina-calcestruzzo proiettato). Il sostegno di prima fase è stato verificato in condizioni di completa maturazione.

Le caratteristiche della sezione equivalente sono state calcolate facendo riferimento alla metodologia proposta da Carranza-Torres (2004), come riportato in Figura 60.

Materiale	Tipo	spessore	spacing	E	σ_t	ν
[-]	[-]	[m]	[m]	[MPa]	[MPa]	[-]
Calcestruzzo proiettato	C25/30	0,25	-	10000	2,21	0,2
Centina (ACCIAIO S275)	2*IPN180	-	1	200000	275	0,25

Figura 59: Caratteristiche sostegni di prima fase



Carlos - Carranza - Torres - Torino, 2004

$$h_{eq} = 2 \frac{\sqrt{3} C_A C_1}{C_A}$$

$$E_{eq} = \frac{\sqrt{3} C_1^2}{6 \sqrt{C_A C_1}} \times \frac{1}{1.0m}$$

$$C_A = n(A_1 E_1 + A_2 E_2)$$

$$C_1 = n(I_1 E_1 + I_2 E_2)$$

$$N_1 = \frac{N}{n} \frac{A_1 E_1}{A_1 E_1 + A_2 E_2}$$

$$N_2 = \frac{N}{n} \frac{A_2 E_2}{A_1 E_1 + A_2 E_2}$$

$$M_1 = \frac{M}{n} \frac{I_1 E_1}{I_1 E_1 + I_2 E_2}$$

$$M_2 = \frac{M}{n} \frac{I_2 E_2}{I_1 E_1 + I_2 E_2}$$

$$V_1 = \frac{V}{n} \frac{I_1 E_1}{I_1 E_1 + I_2 E_2}$$

$$V_2 = \frac{V}{n} \frac{I_2 E_2}{I_1 E_1 + I_2 E_2}$$

$$A_{eq} = h_{eq} \times 1.0m$$

$$I_{eq} = \frac{h_{eq}^3}{12} \times 1.0m$$

Figura 60: Sezione equivalente secondo Carranza-Torres (2004)

Le azioni permanenti utilizzate, sono riferite ai valori caratteristici ottenuti dal modello di RS2, per cui le successive verifiche sono rapportate al valore del coefficiente parziale di sicurezza delle azioni permanenti $\gamma_G = 1,30$. I valori di calcolo delle resistenze dei materiali si ricavano dividendo ciascun valore caratteristico per il fattore di sicurezza parziale γ_M specifico del materiale considerato (Tabella 20).

Tabella 19: Fattori di sicurezza parziale dei materiali

Stato limite	Acciaio carpenteria γ_a	Calcestruzzo γ_c
SLU	1.05	1.50

7.4.2.1 Verifiche del rivestimento primario – Analisi RS2_A1

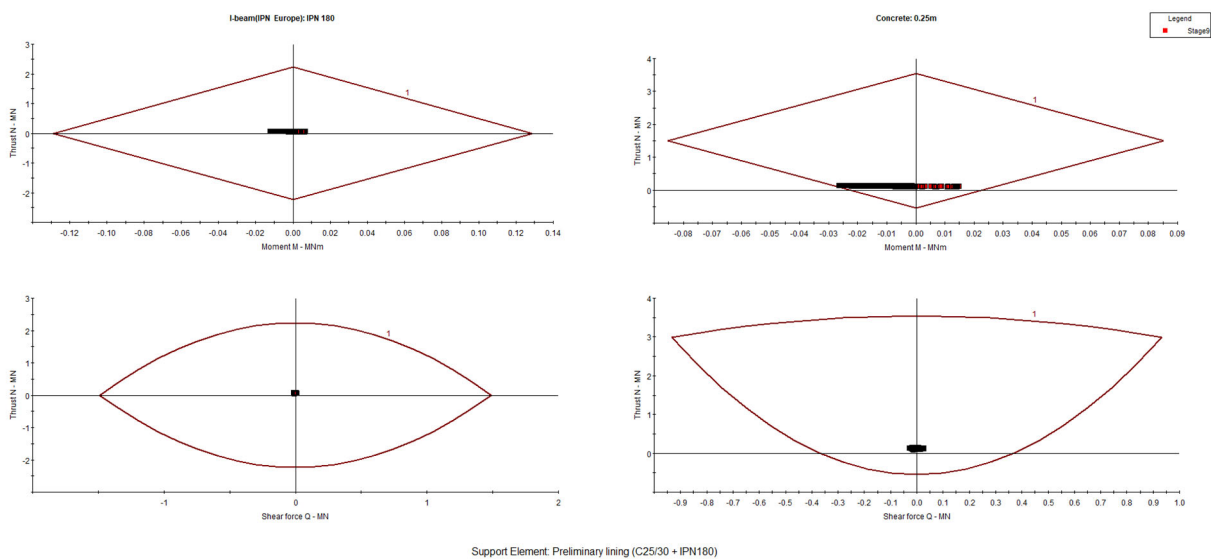


Figura 61: Involuppi di resistenza rivestimento primario - Analisi RS2_A1

Come mostrato in Figura 61, le verifiche in questa analisi risultano soddisfatte.

7.4.2.2 Verifiche del rivestimento primario – Analisi RS2_A2

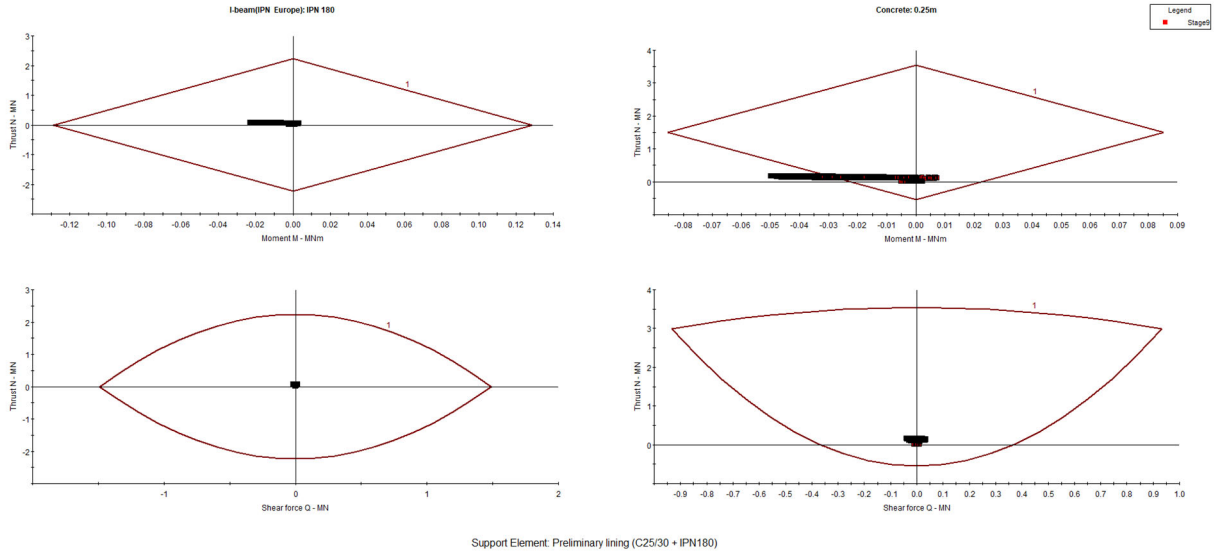


Figura 62: Involuppi di resistenza rivestimento primario - Analisi RS2_A2

Come mostrato in Figura 62 le verifiche in questa analisi non risultano soddisfatte, pertanto tale soluzione non risulta adottabile.

7.4.2.3 Verifiche del rivestimento primario – Analisi RS2_A3.a

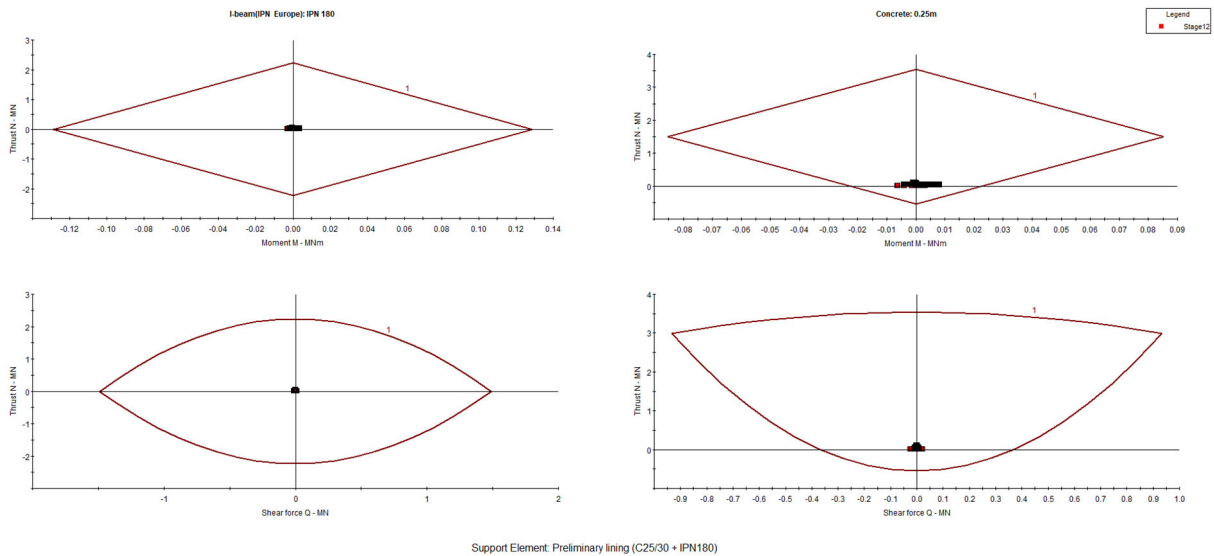


Figura 63: Involuppi di resistenza rivestimento primario - Analisi RS2_A3a

Come mostrato in Figura 63, le verifiche in questa analisi risultano soddisfatte.

7.4.2.4 Verifiche del rivestimento primario – Analisi RS2_A3.b

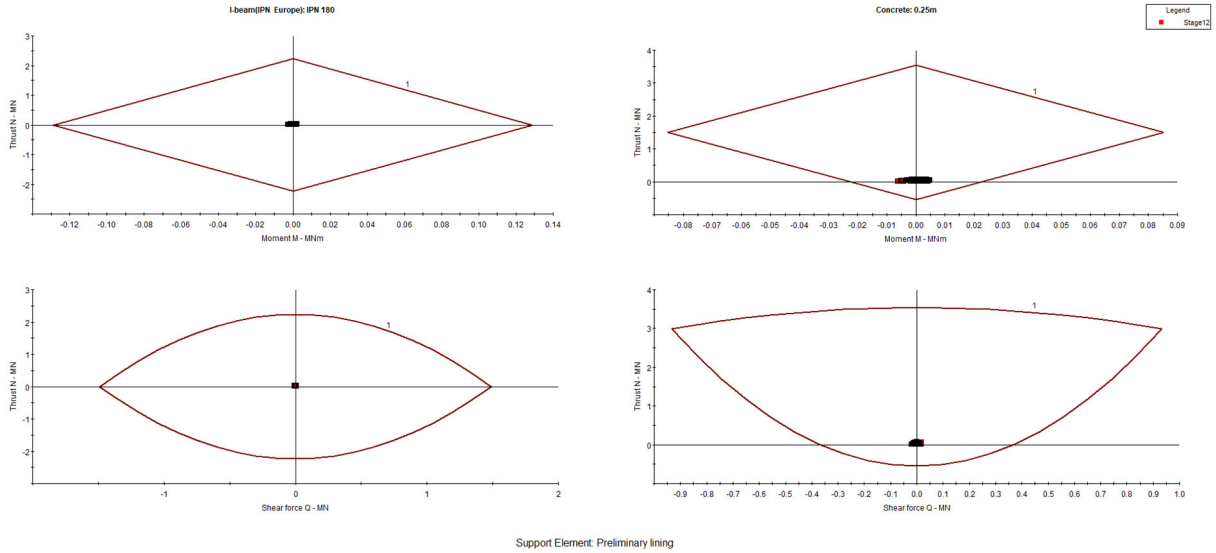


Figura 64: Involupi di resistenza rivestimento primario - Analisi RS2_A3_b

Come mostrato in Figura 64, le verifiche in questa analisi risultano soddisfatte.

7.4.3 Verifiche del rivestimento definitivo

I valori di calcolo delle resistenze dei materiali si ricavano dividendo ciascun valore caratteristico per il fattore di sicurezza parziale γ_m specifico del materiale considerato (si veda la Tabella 20).

Tabella 20: Fattori di sicurezza parziale dei materiali

Stato limite	Acciaio γ_s	Calcestruzzo γ_c
SLU	1.15	1.50

Sono state effettuate le seguenti verifiche:

- in condizioni statiche (condizioni di normale esercizio):
 - Verifica a S.L.U. per flessione;
 - Verifica a S.L.U. per taglio;
 - Verifica a S.L.E. fessurazione ($w = 0,3 \text{ mm}$);
- in condizioni dinamiche (condizioni sismiche):
 - Verifica a S.L.U. per flessione;
 - Verifica a S.L.U. per taglio.

Per quanto riguarda la sezione di riferimento, di seguito sono illustrate le verifiche relative all'analisi numerica RS2_A3b, considerata più rappresentativa perché le sollecitazioni risultanti sono maggiori.

Condizioni statiche – SLU flessione (RS2_A3b)

Combinando i massimi e i minimi valori di momento flettente e sforzo assiale opportunamente amplificati secondo normativa, la verifica è soddisfatta utilizzando un'armatura a barre 6+6 $\phi 24$.

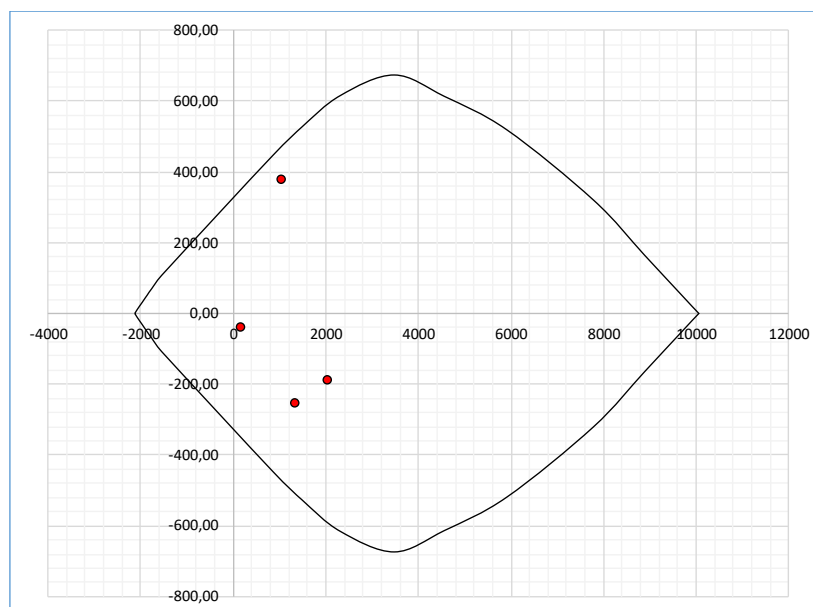


Figura 65: Dominio di resistenza rivestimento definitivo condizioni statiche (6+6 $\phi 24$)

Condizioni statiche – SLU taglio (RS2_A3b)

Tabella 21: Caratteristiche e armature della sezione

Opera:	Galleria a foro cieco		
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE			
$b_w =$	1000	Larghezza minima della sezione lungo l'altezza efficace [mm]	
$H =$	400	Altezza della sezione [mm]	
$c =$	50	Copriferro (distanza baricentro armatura - bordo) [mm]	
		L'armatura tesa è interrotta per più del 50% [sì/no]:	no
$A_c =$	400000	Area totale della sezione trasversale di cls [mm ²]	
$d =$	350	Altezza utile della sezione [mm]	
$k =$	1,3	Costante relativa all'altezza della sezione e all'interruzione delle armature longitudinali [-]	
$v =$	0,513	Fattore di efficienza [-]	
ARMATURA DELLA SEZIONE			
$A_{sl} =$	5429	Area dell'armatura di trazione (sufficientemente ancorata) [mm ²] (EC2 4.3.2.3)	
$\rho_l =$	0,01551	Rapporto di armatura corrispondente a A_{sl} [-] ($\rho_l \leq 0,02$)	
$A_{sw} =$	402	Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio (deve essere $\geq A_{swmin}$) [mm ²]	
$\rho_w =$	0,0020	Rapporto di armatura corrispondente a A_{sw} [-]	
$\rho_{wmin} =$	0,0012	Rapporto minimo di armatura a taglio [-]	
$A_{swmin} =$	240,00	Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio corrispondente a ρ_{wmin} [mm ²]	
$s =$	200	Passo armatura a taglio (deve essere $\leq s_{max}$) [mm]	
$s_{max} =$	210,0000	Passo massimo armatura a taglio [mm]	
$V_{wd} =$	248	Contributo dell'armatura a taglio [kN]	

Tabella 22: Input caratteristiche di resistenza al taglio in condizioni statiche

Elemento strutturale:	RIVESTIMENTO DEFINITIVO		
Sezione di verifica:			
SOLLECITAZIONI DI CALCOLO			
$N_{sd} =$	0,000	Forza longitudinale di calcolo agente nella sezione (compressione positiva) [kN]	
$V_{sd} =$	432,000	Forza di taglio di calcolo agente nella sezione [kN]	
$\sigma_{cp} =$	---	Tensione media nel calcestruzzo dovuta alla forza assiale [kN/mm ²]	
CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI MATERIALI			
$R_{ck} =$	45	Resistenza cubica caratteristica del calcestruzzo [N/mm ²]	
$f_{ck} =$	37,4	Resistenza cilindrica caratteristica del calcestruzzo [N/mm ²] ($f_{ck} = 0,83R_{ck}$)	
$\gamma_c =$	1,6	Coefficiente di minorazione della resistenza del calcestruzzo [-]	
$f_{cd} =$	23,375	Resistenza di calcolo del calcestruzzo [N/mm ²] ($f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c$)	
$f_{ctm} =$	3,416	Resistenza media a trazione [N/mm ²] ($f_{ctm} = 0,27(R_{ck}^{2/3})$)	
$f_{ctk} =$	2,390	Resistenza caratteristica a trazione [N/mm ²] ($f_{ctk} = 0,7f_{ctm}$)	
$\tau_{Rd} =$	0,373	Resistenza unitaria a taglio di calcolo di elementi senza armatura a taglio [N/mm ²]	
$f_{yk} =$	450	Tensione di snervamento caratteristica dell'acciaio compresso [N/mm ²]	
$\gamma_f =$	1,15	Coefficiente di minorazione della resistenza dell'acciaio [-]	
$f_{yd} =$	391	Tensione di snervamento di calcolo dell'acciaio compresso e teso [N/mm ²] ($f_{yd} = f_{yk}/1,15 \leq 400$ N/mm ²)	

In Tabella 23 si riportano i risultati della verifica a taglio in condizioni statiche del rivestimento definitivo della galleria. La sezione necessita di armatura a taglio e la verifica risulta soddisfatta utilizzando staffe $\phi 16$ con spaziatura pari a 200 mm.

Tabella 23: Verifica a taglio in condizioni statiche

$V_{Rd,c}$	$V_{Rd,max}$	$V_{Rd,s}$	V_{Sd}	Verifica
[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	✔
297,08	1888,64	544,64	432	

Condizioni statiche – SLE fessurazione (RS2_A3b)

In Tabella 24 si riporta la verifica a fessurazione, soddisfatta per la coppia sollecitante di momento e sforzo normale più vicina al confine del dominio di resistenza in condizioni statiche.

Tabella 24: Verifica SLE a fessurazione

Geometria della sezione	
Altezza della sezione	h = 400 [mm]
Larghezza della sezione	b = 1000 [mm]
Altezza utile della sezione	d = 322 [mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d' = 78 [mm]
Ricoprimento dell'armatura	c = 50 [mm]
Armatura tesa ordinaria	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{f,1}$ = 6 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{f,1}$ = 24 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{sf,1}$ = 2714 [mm ²]
Armatura tesa di infittimento	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{f,2}$ = 0 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{f,2}$ = 0 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{sf,2}$ = 0 [mm ²]
Caratteristiche dei materiali	
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f_{ck} = 35 [MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f_{ctm} = 3,2 [MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E_{cm} = 34077 [MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f_{yk} = 450 [MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E_s = 200000 [MPa]
DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE	
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s = 191 [MPa]
Asse neutro della sezione	x = 154 [mm]
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s = 144 [mm]
Diametro equivalente delle barre	ϕ_{eq} = 24,00 [mm]
Spaziatura massima di riferimento	$s_{max,rif}$ = 310 [mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	
	k_1 = 0,800 [-]
	k_2 = 0,500 [-]
	k_3 = 3,400 [-]
	k_4 = 0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	
	$s_{r,max,1}$ = 293 [mm]
	$s_{r,max,2}$ = 320 [mm]
	$s_{r,max}$ = 293 [mm]
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	$w_{k,lim}$ = 0,30 [mm]
Ampiezza delle fessure (di calcolo)	w_k = 0,21 [mm]

Condizioni dinamiche – SLU flessione (RS2_A3b)

Per il calcolo in condizioni sismiche si è applicato il principio di sovrapposizione degli effetti considerando sia il modello statico che quello derivante dall'ovalizzazione imposta del § 6.4.

Le combinazioni considerate sono riportate nella seguente Tabella 25.

Tabella 25. Combinazione delle azioni statiche e dinamiche sul rivestimento definitivo

ANALISI RS2_A3b - SISMICA									
COMBINAZIONI									
RS2_A3b - Vs 180 m/s - TR 949 anni	STATICA				SISMICA				d [m]
	M _{max}	292,68	N	796,85	M	10,15	N	9,12	9,19
	M _{min}	-193,24	N	1023,53	M	-4,53	N	18,83	14,76
	N _{max}	1570,41	M	-144,73	M	-4,75	N	17,25	3,01
	N _{min}	121,27	M	-28,76	M	-4,41	N	11,76	17,87
	SISMICA				STATICA				d [m]
	M _{max}	13,40	N	9,17	M	225,92	N	396,22	9,49
	M _{min}	-15,31	N	14,85	M	-121,77	N	935,09	5,31
	N _{max}	25,92	M	-10,90	M	-139,55	N	864,76	4,77
	N _{min}	5,60	M	-11,41	M	-117,11	N	958,30	5,48

Combinando i massimi e i minimi valori di momento flettente e sforzo assiale, la verifica è soddisfatta utilizzando l'armatura introdotta nell'analisi statica.

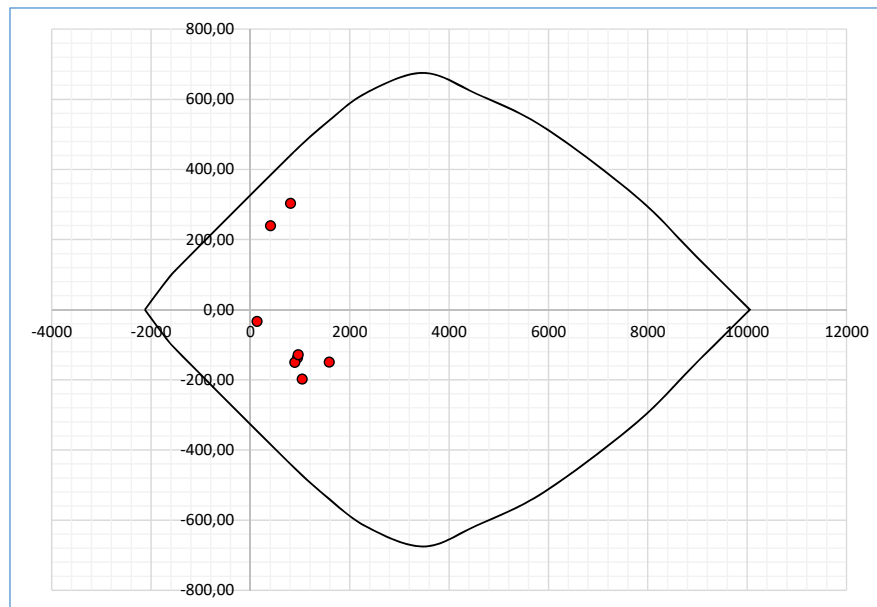


Figura 66: Dominio di resistenza rivestimento definitivo condizioni dinamiche (6+6 φ24)

Condizioni dinamiche – SLU taglio (RS2_A3b)

Tabella 26: Caratteristiche e armature della sezione

Opera:	Galleria a foro cieco		
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE			
$b_w =$	1000	Larghezza minima della sezione lungo l'altezza efficace [mm]	
$H =$	400	Altezza della sezione [mm]	
$c =$	50	Copriferro (distanza baricentro armatura - bordo) [mm]	
		L'armatura tesa è interrotta per più del 50% [sì/no]:	no
$A_c =$	400000	Area totale della sezione trasversale di cls [mm ²]	
$d =$	350	Altezza utile della sezione [mm]	
$k =$	1,3	Costante relativa all'altezza della sezione e all'interruzione delle armature longitudinali [-]	
$v =$	0,513	Fattore di efficienza [-]	
ARMATURA DELLA SEZIONE			
$A_{sl} =$	5429	Area dell'armatura di trazione (sufficientemente ancorata) [mm ²] (EC2 4.3.2.3)	
$\rho_l =$	0,01551	Rapporto di armatura corrispondente a A_{sl} [-] ($\rho_l \leq 0,02$)	
$A_{sw} =$	402	Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio (deve essere $\geq A_{swmin}$) [mm ²]	
$\rho_w =$	0,0020	Rapporto di armatura corrispondente a A_{sw} [-]	
$\rho_{wmin} =$	0,0012	Rapporto minimo di armatura a taglio [-]	
$A_{swmin} =$	240,00	Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio corrispondente a ρ_{wmin} [mm ²]	
$s =$	200	Passo armatura a taglio (deve essere $\leq s_{max}$) [mm]	
$s_{max} =$	210,0000	Passo massimo armatura a taglio [mm]	
$V_{wd} =$	248	Contributo dell'armatura a taglio [kN]	

Tabella 27: Input caratteristiche di resistenza al taglio in condizioni dinamiche

Elemento strutturale:	RIVESTIMENTO DEFINITIVO		
Sezione di verifica:			
SOLLECITAZIONI DI CALCOLO			
$N_{sd} =$	0,000	Forza longitudinale di calcolo agente nella sezione (compressione positiva) [kN]	
$V_{sd} =$	441,600	Forza di taglio di calcolo agente nella sezione [kN]	
$\sigma_{cp} =$	---	Tensione media nel calcestruzzo dovuta alla forza assiale [kN/mm ²]	
CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI MATERIALI			
$R_{ck} =$	45	Resistenza cubica caratteristica del calcestruzzo [N/mm ²]	
$f_{ck} =$	37,4	Resistenza cilindrica caratteristica del calcestruzzo [N/mm ²] ($f_{ck} = 0,83R_{ck}$)	
$\gamma_c =$	1,6	Coefficiente di minorazione della resistenza del calcestruzzo [-]	
$f_{cd} =$	23,375	Resistenza di calcolo del calcestruzzo [N/mm ²] ($f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c$)	
$f_{ctm} =$	3,416	Resistenza media a trazione [N/mm ²] ($f_{ctm} = 0,27(R_{ck}^{2/3})$)	
$f_{ctk} =$	2,390	Resistenza caratteristica a trazione [N/mm ²] ($f_{ctk} = 0,7f_{ctm}$)	
$\tau_{Rd} =$	0,373	Resistenza unitaria a taglio di calcolo di elementi senza armatura a taglio [N/mm ²]	
$f_{yk} =$	450	Tensione di snervamento caratteristica dell'acciaio compresso [N/mm ²]	
$\gamma_f =$	1,15	Coefficiente di minorazione della resistenza dell'acciaio [-]	
$f_{yd} =$	391	Tensione di snervamento di calcolo dell'acciaio compresso e teso [N/mm ²] ($f_{yd} = f_{yk}/1,15 \leq 400$ N/mm ²)	

In Tabella 28 si riportano i risultati della verifica a taglio in condizioni dinamiche del rivestimento definitivo della galleria. La sezione necessita di armatura a taglio e la verifica risulta soddisfatta utilizzando staffe $\phi 16$ con spaziatura pari a 200 mm.


$V_{Rd,c}$	$V_{Rd,max}$	$V_{Rd,s}$	V_{Sd}	Verifica
[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	
297,08	1888,64	544,64	441,6	

Tabella 28: Verifica a taglio in condizioni dinamiche

Verifica di resistenza al fuoco

Il rivestimento definitivo della galleria a foro cieco è stato dimensionato per garantire una classe di resistenza al fuoco *R120*.

La verifica analitica del criterio di capacità portante è stata effettuata avvalendosi del metodo semplificato con sistema tabellare secondo le indicazioni contenute nella normativa *UNI 9502:2001* (Appendice A.1). Secondo tale prescrizione la verifica analitica può essere omessa quando i valori della distanza "a" dell'asse dell'acciaio ordinario delle barre più esposte dalla superficie esterna sono non minori di quelli riportati nella seguente Tabella 29.

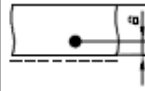
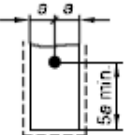
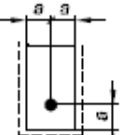
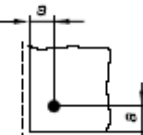
Acciaio	Tempo di esposizione <i>t</i> (min)	Fuoco su un lato	Fuoco su 2 lati	Fuoco su 3 lati	Fuoco sullo spigolo
					
Per acciaio ordinario (tipo 1)	30	2,00	2,60	3,00	2,05
	60	2,00	4,30	5,00	3,65
	90	2,72	5,60	6,40	4,60
	120	3,40	6,80	7,70	5,80
	180	4,50	8,60	9,80	7,50
	240	5,44	10,20	11,70	9,00
Per barre (o cautelativamente per acciaio tipo 2)	30	2,00	3,15	3,60	2,70
	60	2,73	5,20	5,90	4,50
	90	3,70	6,70	7,60	6,00
	120	4,50	8,00	9,00	7,10
	180	5,84	10,20	11,50	9,10
	240	7,00	12,00	13,60	10,70
Per acciaio da precompressione	30	2,00	3,60	4,10	3,20
	60	3,25	5,80	6,50	5,10
	90	4,20	7,30	8,30	6,70
	120	5,20	8,80	9,90	8,00
	180	6,70	11,10	12,50	10,00
	240	8,00	13,00	14,60	11,90

Tabella 29: Distanze "a" (cm), dell'asse dell'acciaio dalla superficie esposta al fuoco (prospetto A.1 norma UNI 9502:2001)

La capacità portante dell'elemento costruttivo è dunque ritenuta garantita qualora sia verificato che la distanza "a" per tutte le armature dimensionate per il calcolo a freddo sia uguale o maggiore di quella riportata in tabella.

Considerando la condizione di fuoco su un lato (scenario più plausibile) per un acciaio ordinario (tipo 1), il prospetto indica una distanza $a = 3,40 \text{ cm}$ (tempo di esposizione 120').

La medesima verifica con sistema tabellare effettuata secondo le indicazioni contenute nella norma *UNI EN 1992-1-2:2019* (che sostituisce la citata *UNI 9502:2001*) restituisce risultati analoghi.

Alla luce di quanto sopra descritto e dell'armatura prevista per il rivestimento definitivo della galleria a foro cieco la verifica di resistenza al fuoco risulta pertanto soddisfatta.

8 VALUTAZIONE DEGLI IMPATTI DELL'OPERA IN PROGETTO SULLE PREESISTENZE

8.1 Il Ponte Bentivogli

8.1.1 Studi, indagini e stato di fatto

I rischi relativi alla soluzione di progetto definitivo sono stati ritenuti non accettabili in considerazione dei potenziali impatti sul ponte in muratura. Pertanto, si è proceduto all'implementazione di studi integrativi con la finalità di ridurre il livello di incertezza, quali indagini sulle caratteristiche delle fondazioni e sullo stato di consistenza del ponte (indagini presso l'Archivio Storico della Città di Bologna, presso il Comune di Bologna e mediante sopralluoghi)

Di seguito si riportano alcuni stralci della attualizzazione dello stato di consistenza eseguito nell'ambito del presente incarico, alcune foto significative del bene tutelato ed alcuni stralci del progetto storico dello stesso.

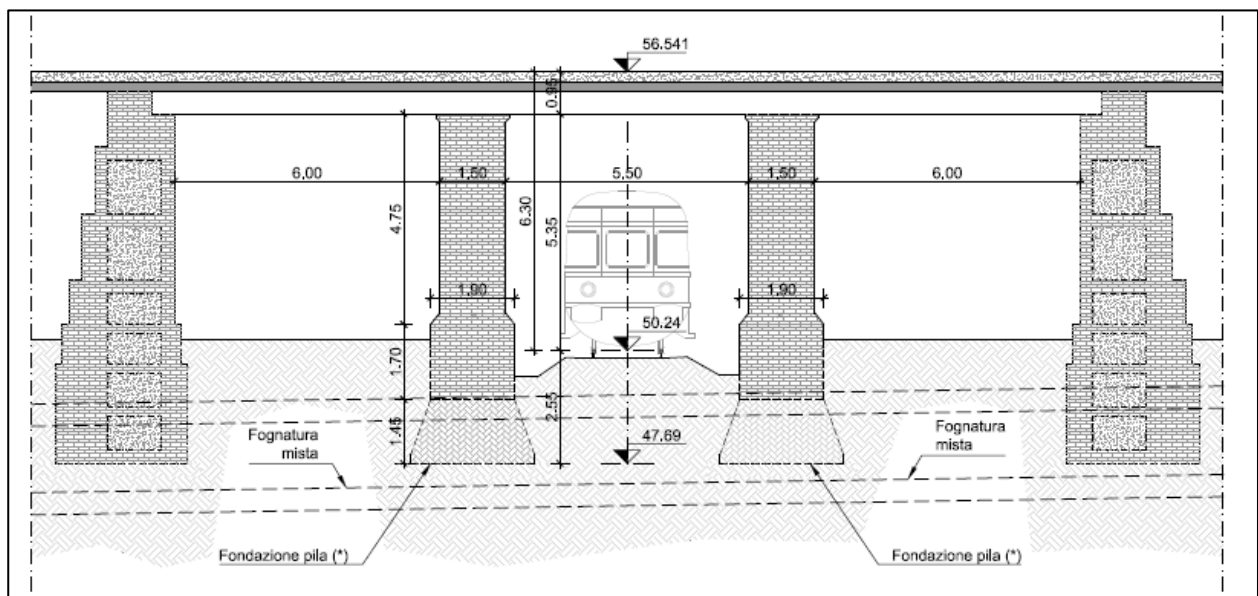


Figura 67: Adeguamento dello Stato di fatto del ponte



Figura 68: Vista del ponte Bentivogli dalla linea ferroviaria lato Ovest (in direzione Portomaggiore)



Figura 69: Vista del ponte Bentivogli dalla linea ferroviaria lato est (in direzione Bologna)



Figura 70: Vista del ponte dall'attuale sedime ferroviario



Figura 71: Vista del ponte dall'attuale sedime ferroviario



Figura 72: Particolare della muratura portante del ponte

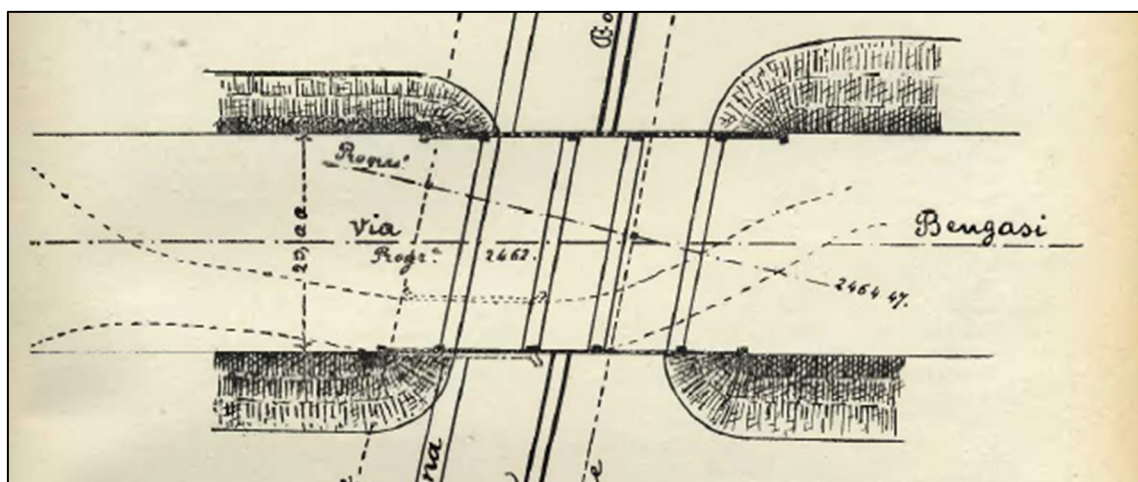
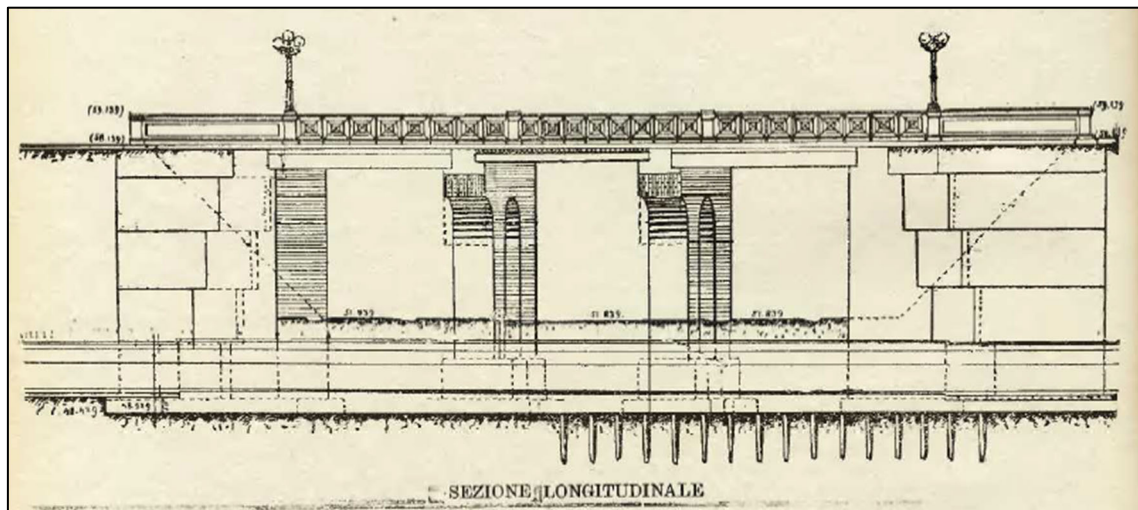


Figura 73: Documenti del progetto del 1915 - Vista/Sezione longitudinale e Pianta del ponte (Fonte Comune di Bologna)

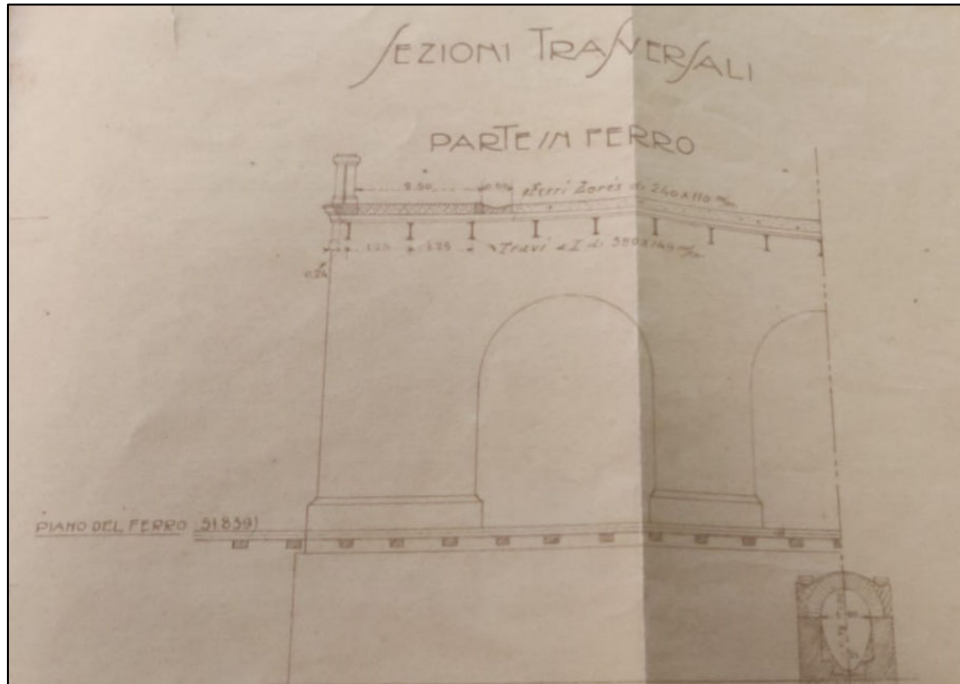


Figura 74: Documenti del progetto del 1915 - Sezione trasversale (ponte (Fonte: Archivio Storico di Bologna)



Figura 75: Foto storica del ponte Bentivoglio (1922)

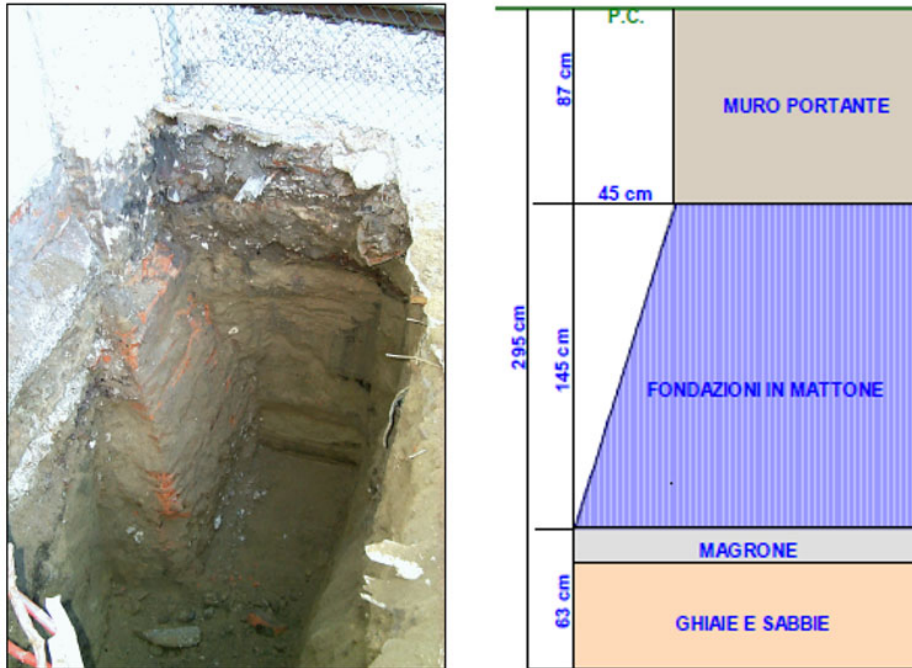


Figura 76: Pozzetti esplorativi PD 2009/2010 e relativa stratigrafia (Spalla lato Nord)

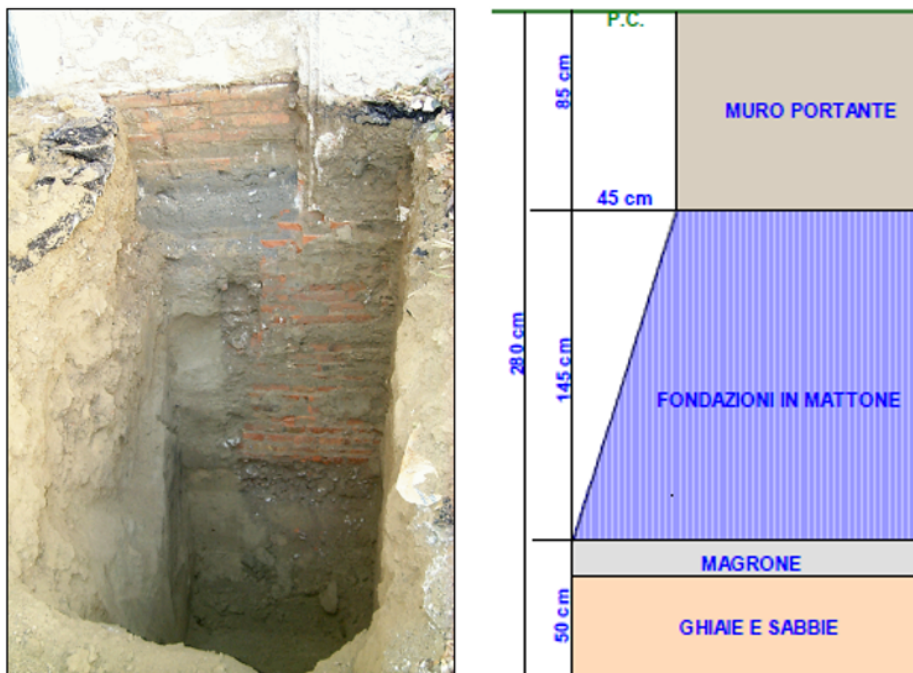


Figura 77: Pozzetti esplorativi PD 2009/2010 e relativa stratigrafia (Spalla lato Sud)

Le indagini integrative eseguite in questa sede hanno portato a tracciare le fasi salienti dello storico del ponte:

- Il progetto iniziale è datato 1915;
- Nei documenti dell'archivio storico si accenna a un consolidamento del suolo di fondazione (affidato ad appalto specifico del quale non si hanno altre evidenze);
- L'inizio lavori è datato Aprile 1920, la fine lavori Maggio 1921;
- Lo stato di fatto rileva alcune incongruenze rispetto al progetto del 1915: oltre alle geometrie diverse (il ponte presenta due campate in più), l'impalcato centrale in corrispondenza del sedime ferroviario previsto originariamente in ferro è stato realizzato con travetti in c.a. in uniformità con gli altri impalcati;
- Nel 2016 il ponte è interessato a lavori di manutenzione straordinaria sulla fognatura posta a livello delle fondazioni del ponte con chiusura della strada al traffico;
- I muri di chiusura dei vani sottostanti in ponte sono state realizzati posteriormente e non hanno carattere strutturale (tamponature).

L'intervento in progetto consentirà l'eliminazione delle suddette tamponature posticce, dell'impianto di trazione elettrica e delle necessarie installazioni di sicurezza oggi installate sul ponte. L'opera tutelata potrà così recuperare il suo pregio originario sotto l'aspetto architettonico.

Si ritengono comunque necessari ulteriori approfondimenti con particolare riferimento alle indagini proprie delle strutture in muratura, che, nell'incarico in corso, non sono compatibili con le tempistiche e gli obiettivi del progetto. Gli effetti degli scavi sottostanti sul bene tutelato sono infatti fortemente dipendenti dalle resistenze e dalle rigidità degli elementi strutturali. La conoscenza della geometria e della resistenza della struttura muraria portante e del suo rinzaffo non è al momento totalmente nota e dovrà essere oggetto di ulteriori approfondimenti nelle fasi successive del progetto che dovrà contemplare i tempi necessari alle indagini proprie delle strutture in muratura. Scartata l'ipotesi da noi proposta di "smontaggio e rimontaggio" del ponte esistente per ragioni economiche e di tempistiche approvative, saranno gli Enti Pubblici preposti alla conservazione del patrimonio artistico e culturale, che, esprimendosi sul livello di tollerabilità del danneggiamento, consentiranno di calibrare studi e modellazioni numeriche più approfondite in sede di Progetto Esecutivo, dalle quali discenderanno attività di monitoraggio e di mitigazione opportunamente calibrate sugli obiettivi scelti compatibilmente con le disponibilità tecnologiche attualmente impiegabili.

8.1.2 Analisi degli effetti indotti dallo scavo della galleria

Lo stato di fatto delle sollecitazioni in fondazione del ponte viene perturbato dalla nuova opera che detensione il terreno al di sotto del piano fondale. Nella direzione longitudinale del ponte (ortogonalmente all'asse ferroviario) i cedimenti differenziali tra i sostegni non provocano variazioni delle sollecitazioni né agli impalcati né alle elevazioni essendo tutti gli impalcati da considerarsi con schema statico a trave appoggiata. La continuità del parapetto in corrispondenza dei giunti, invece, potrà derivarne effetti negativi.

Nella direzione trasversale del ponte (ossia parallelamente all'asse ferroviario) la pila è composta da un telaio in muratura a tre luci ($L=3.50$ m) realizzato con grossi piedritti ed archi a tutto sesto. La certezza di provocare cedimenti differenziali tra i sostegni degli archi nelle operazioni di scavo del perforo è assoluta, vista la natura dei terreni interessati e la contiguità delle due opere nell'assetto ricevuto.

Al fine di definire la risposta strutturale del ponte in muratura e fornire le prime indicazioni sui limiti di attenzione ed allarme del sistema di monitoraggio è stata modellato il solo arco posto nella direzione trasversale del ponte. Si tratta di una modellazione semplificata a spostamenti imposti

che consente di valutare l'evoluzione dello stato di pressoflessione nella struttura in funzione di uno spostamento verticale incrementale applicato ad uno dei due vincoli esterni del modello. L'approccio semplificato consente la definizione dei seguenti limiti di controllo:

- Limite di attenzione: correlato al valore del cedimento differenziale per il quale in almeno una sezione dell'arco l'eccentricità raggiunge il valore di $H/6$ (centro di pressione al limite del nocciolo centrale di inerzia);
- Limite di allarme: correlato al valore del cedimento differenziale per il quale almeno una sezione dell'arco si parzializza e il valore di tensione massima raggiunge il limite ammissibile $\sigma_{max} = f_{ck}$.

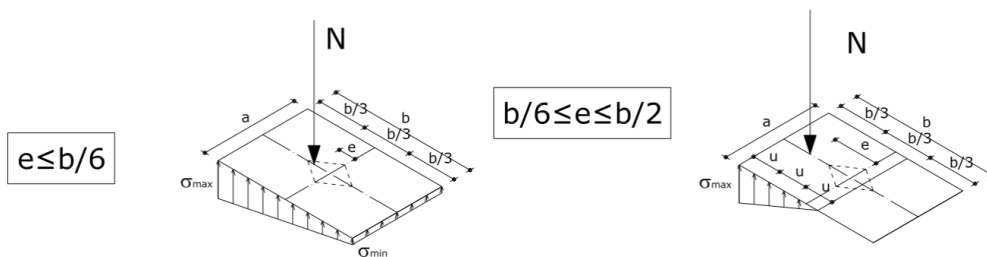


Figura 78: Definizione dei limiti di controllo

L'arco, modellato mediante il software "SAP 2000", ha una luce pari a 4,05 m ed è discretizzato mediante elementi di 20 cm lungo tutto il suo sviluppo. Il modello relativo all'analisi strutturale dell'arco in muratura è presentato nella seguente Figura 79.

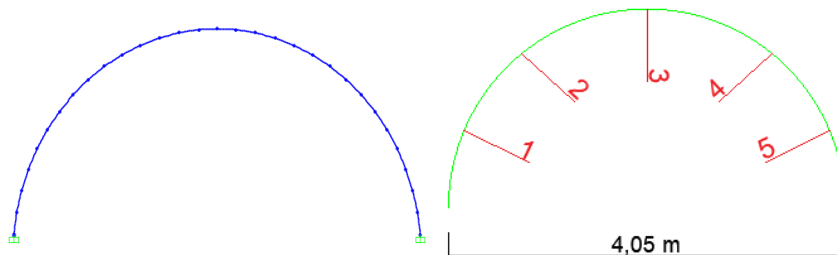


Figura 79: Modello SAP2000, condizioni di vincolo e punti di controllo delle sollecitazioni

Il modulo elastico assegnato è 1500 MPa ed il peso per unità di volume $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ sono stati definiti in accordo alle indicazioni Figura 80 relative a murature in mattoni pieni e malta di calce.

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

Tipologia di muratura	f	f_t	f_{vt}	E	G	w
	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(kN/m ³)
	min-max	min-max		min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,0-2,0	0,018-0,032	-	690-1050	230-350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo (*)	2,0	0,035-0,051	-	1020-1440	340-480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	2,6-3,8	0,056-0,074	-	1500-1980	500-660	21
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,4-2,2	0,028-0,042	-	900-1260	300-420	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 squadrati	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 80: Valori di riferimento dei parametri meccanici della muratura (NTC 2018)

La sezione resistente analizzata ha dimensioni $b = 0,6 \times a = 1 \text{ m}$ in accordo allo stato di fatto rilevato in questa sede progettuale.

I carichi applicati sono il peso proprio dell'arco, il peso dei rinfianchi ed infine il peso dell'impalcato superiore come riportati nel § 7.1:

- Pesi propri impalcato in c.a.: $G1 = 133,125 \text{ kN/m}$
- Sovraccarichi permanenti: $G2 = 30,355 \text{ kN/m}$
- Peso proprio dell'arco: $G3 = 10,8 \text{ kN/m}$

Di seguito si riportano rispettivamente le sollecitazioni di sforzo normale e momento flettente nei punti di controllo nella fase iniziale indisturbata.

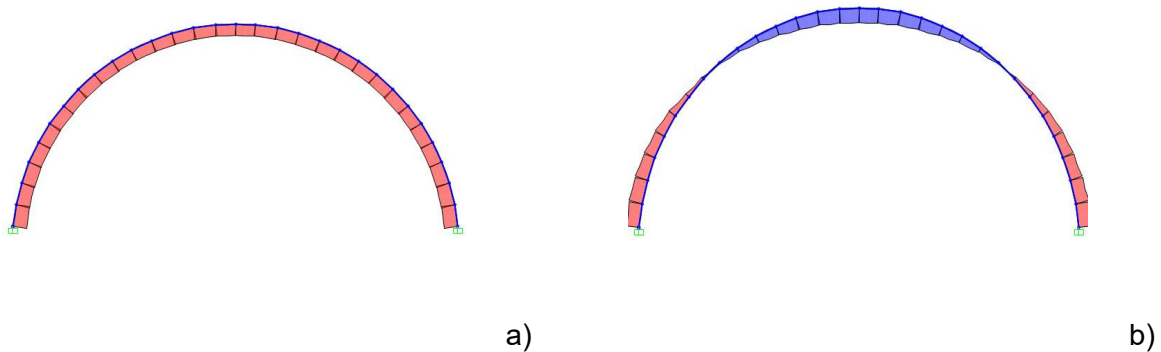


Figura 81: Modello SAP2000 (Fase iniziale) - Andamento dello sforzo normale (a) e del momento flettente (b)

In tale fase, tutte le sezioni risultano interamente compresse, infatti l'eccentricità è inferiore ad 1/6 dell'altezza della sezione (0,1 m) e quindi lo sforzo normale applicato ricade all'interno del terzo medio.

Di seguito si riportano i valori di eccentricità per i diversi valori di cedimenti imposti alla struttura (Tabella 30):

Tabella 30: Valori di eccentricità per la fase iniziale

SEZIONI	N [kN]	M [kNm]	eccentricità [m]
1	-388,064	-13,073	0,034
2	-356,084	4,855	0,014
3	-341,788	16,559	0,048
4	-356,084	4,855	0,014
5	-388,064	-13,073	0,034

Dopo questa prima fase di analisi, in corrispondenza dell'appoggio destro dell'arco, si sono applicati diversi valori di cedimenti in maniera incrementale fino ad individuare la prima sezione per la quale lo sforzo normale applicato fuoriesce dal nocciolo centrale di inerzia ($e > h/6$). I diagrammi di sollecitazione individuati hanno il seguente andamento per un generico valore di cedimento:

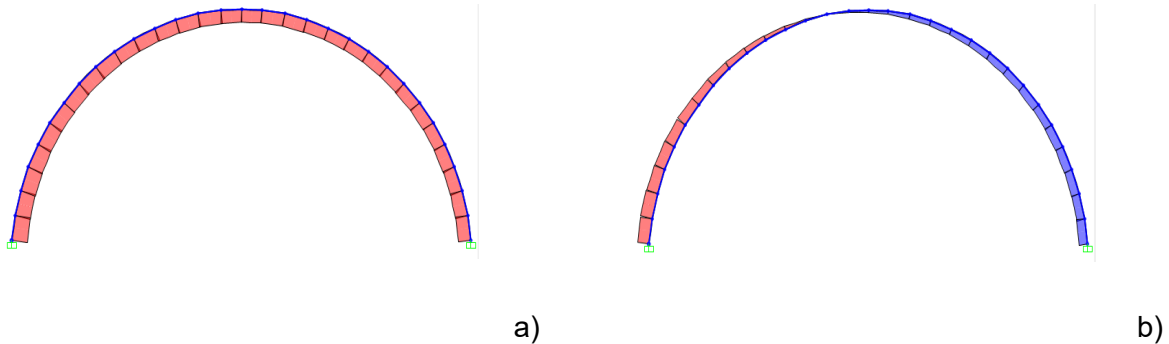


Figura 82: Modello SAP2000 (Fase finale) - Andamento dello sforzo normale (a) e del momento flettente (b)

Di seguito si riportano i valori di eccentricità per i diversi valori di cedimenti imposti alla struttura (Tabella 31):

Tabella 31: Valori di eccentricità per la fase finale

SEZIONI	Cedimento:2,5 mm			Cedimento:5 mm		
	N [kN]	M [kN*m]	eccentricità [m]	N [kN]	M [kN*m]	eccentricità [m]
1	-392,98	-23,30	0,06	-397,90	-33,54	0,08
2	-358,98	-1,55	0,00	-361,88	-7,96	0,02
3	-342,13	15,51	0,05	-342,36	14,47	0,04
4	-346,65	15,86	0,05	-344,23	20,23	0,06
5	-371,28	2,75	0,01	-366,69	11,71	0,03
SEZIONI	Cedimento:7 mm			Cedimento:10 mm		
	N [kN]	M [kN*m]	eccentricità [m]	N [kN]	M [kN*m]	eccentricità [m]
1	-401,83	-41,72	0,10	-407,74	-54,00	0,13
2	-364,20	-13,08	0,04	-367,68	-20,77	0,06
3	-342,55	13,63	0,04	-342,83	12,38	0,04
4	-342,30	23,73	0,07	-339,40	28,98	0,09
5	-363,02	18,88	0,05	-357,51	29,64	0,08
SEZIONI	Cedimento:15 mm			Cedimento:20 mm		
	N [kN]	M [kN*m]	eccentricità [m]	N [kN]	M [kN*m]	eccentricità [m]
1	-417,57	-74,46	0,18	-455,66	-94,92	0,21
2	-373,48	-33,58	0,09	-379,28	-46,40	0,12
3	-343,31	10,29	0,03	-343,78	8,20	0,02
4	-334,57	37,73	0,11	-329,74	46,48	0,14
5	-348,33	47,56	0,14	-339,15	65,49	0,19

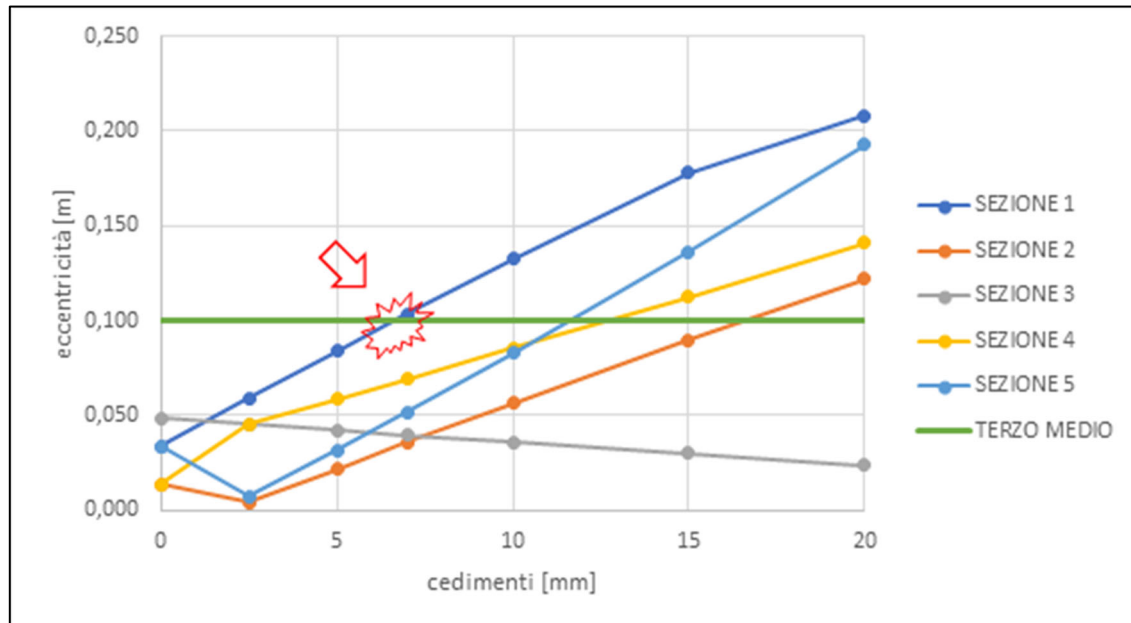


Figura 83: Definizione del limite di attenzione (circa 6 mm)

La sezione critica si conferma la sezione alle reni (punto di controllo N.1 - circa 30° rispetto all'asse orizzontale). Tale sezione in corrispondenza di un cedimento imposto di 6 mm, presenta un'eccentricità maggiore di 0,1 m e quindi si è parzializzata.

Un secondo parametro di controllo è rappresentato dalla parzializzazione della sezione ($e > H/6$) fino al raggiungimento della resistenza a compressione della muratura in corrispondenza del lembo superiore: $f_{ck} = 2400$ kPa, mentre al di sotto dell'asse neutro le tensioni sono nulle perché per la muratura si ipotizza resistenza a trazione nulla. In tale condizione, l'area della sezione resistente è inferiore all'area totale e la formula per poter valutare il valore di tensione al lembo superiore è la seguente:

$$\sigma_{max} = -\frac{2}{3} \frac{N}{u \cdot b}$$

Dove:

- N è lo sforzo normale sollecitante per la sezione in esame;
- $a = 1m$ è la base della sezione;
- $u = (\frac{b}{2} - e)$ rappresenta la differenza tra la semialtezza della sezione e l'eccentricità.

Dall'inversione della precedente formulazione è possibile, quindi, ricavare l'eccentricità massima che la sezione è in grado di sopportare fino al raggiungimento della condizione ultima $\sigma_{max} = f_{ck}$.

Nella Tabella 32 si riporta sia il valore di eccentricità effettivo della sezione dovuto alle sollecitazioni agenti che il valore di eccentricità limite per la quale si è giunti nella condizione di f_{ck} come valore di tensione, al variare dei cedimenti.

Tabella 32: Valori di eccentricità limite

SEZIONI	cedimento:0 mm		Cedimento:2,5 mm		Cedimento:5 mm	
	eccentricità [m]	e limite [m]	eccentricità [m]	e limite [m]	eccentricità [m]	e limite [m]
1	0,034	0,192	0,059	0,191	0,084	0,189
2	0,014	0,201	0,004	0,200	0,022	0,199
3	0,048	0,205	0,045	0,205	0,042	0,205
4	0,014	0,203	0,046	0,204	0,059	0,204
5	0,034	0,196	0,007	0,197	0,032	0,198
SEZIONI	Cedimento:10 mm		Cedimento:15 mm		Cedimento:20 mm	
	eccentricità [m]	e limite [m]	eccentricità [m]	e limite [m]	eccentricità [m]	e limite [m]
1	0,132	0,187	0,178	0,184	0,208	0,181
2	0,056	0,198	0,090	0,196	0,122	0,195
3	0,036	0,205	0,030	0,205	0,024	0,205
4	0,085	0,206	0,113	0,207	0,141	0,208
5	0,083	0,201	0,137	0,203	0,193	0,206

Si nota come anche per il secondo parametro di controllo, la sezione che oltrepassa per primo tale limite è sempre quella in corrispondenza delle reni (sezione 1) per un valore di cedimento circa di 15 mm.

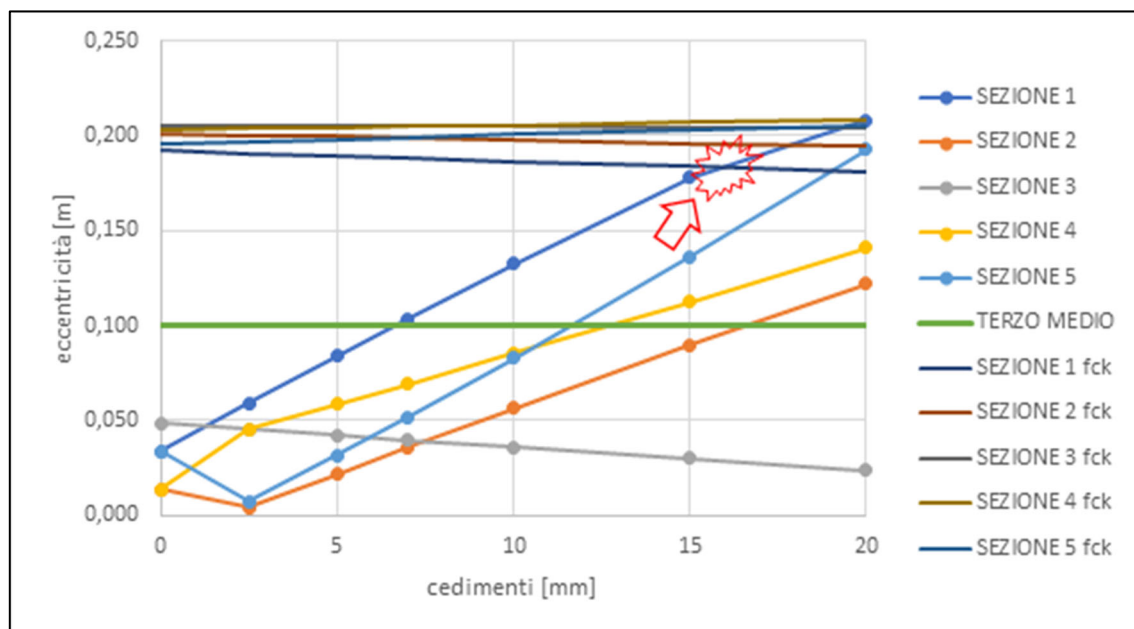


Figura 84: Definizione del limite di allarme (circa 15 mm)

8.1.3 Dimensionamento opera di presidio

Come indicato in § 5.2.1 l'intervento a presidio delle fondazioni del ponte è realizzato attraverso cerchiature delle stesse mediante getto di calcestruzzo armato posto in compressione da un sistema di barre tipo *Dywidag* non interferenti con le pile esistenti.

Al fine di dimensionare le barre tipo *Dywidag* si considerano i carichi agenti sulla fondazione nel suo stato finale, ossia di superficie in pianta (Figura 3) pari a:

$$A_{impornta_tot} = 10,35 \text{ m} \cdot 3,60 \text{ m} = 37 \text{ m}^2$$

Il nuovo getto di calcestruzzo armato "abbraccia" la fondazione esistente e la sua superficie di impronta vale:

$$A_{impornta_CLS} = 2,80 \text{ m} \cdot (3,65 + 2,40) \text{ m} = 17 \text{ m}^2$$

I carichi applicati sono riportati, approssimando per eccesso, nel seguente prospetto:

- Pesì propri impalcato in c.a.: $G1 = 150 \text{ kN/m}$
- Sovraccarichi permanenti: $G2 = 40 \text{ kN/m}$
- Peso proprio elevazioni: $G3 = 220 \text{ kN/m}$
- Carichi mobili: $Q = 90 \text{ kN/m}$

Per effetto dello scavo della galleria naturale le tensioni sul terreno tendono a redistribuirsi in modo tale che, nella condizione maggiormente sfavorevole per le barre la tensione sul terreno che le dimensiona sia pari a quella che si avrebbe se la fondazione nella configurazione "finale" fosse stata costruita al tempo "iniziale" dell'opera.

Per cui la tensione trasmessa al terreno vale:

$$\sigma_{terreno} = (G1 + G2 + G3 + Q) \cdot \frac{10\text{m}}{3,60\text{m} \cdot 10,35\text{m}} = 135 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Il carico verticale che migra dalla struttura esistente alla nuova fondazione sarà dunque pari a:

$$N = 135 \cdot (37 - 17) = 2700 \text{ kN}$$

La superficie verticale minima di trasferimento tra muratura e nuovo getto è data dal contorno delle pile esistenti:

$$A_{\tau} = 1,60 \text{ m} \cdot 2 \cdot [(3,65 \text{ m} + 1,90 \text{ m}) + (2,40 \text{ m} + 1,90 \text{ m})] = 32 \text{ m}^2$$

Da cui:

$$\tau = \frac{N}{A_{\tau}} = 0,09 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Le tensioni normali prodotte dalle barre sulle relative superfici di applicazione sono le seguenti:

$$\sigma_{1,h} = 4 \cdot 4 \cdot 1014 \text{ mm}^2 \cdot 0,90 \cdot 722,5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \div (10,35 \text{ m} \cdot 1,60 \text{ m}) = 0,637 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{2,h} = 3 \cdot 2 \cdot 1014 \text{ mm}^2 \cdot 0,90 \cdot 722,5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \div (3,60 \text{ m} \cdot 1,60 \text{ m}) = 0,686 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Si evince che la minima tensione di aderenza tra calcestruzzo e muratura necessaria al trasferimento delle sollecitazioni vale:

$$\frac{\tau}{\sigma_{1_h}} = 0,14$$

Tale valore è senz'altro disponibile nel contatto tra i due materiali che, al minimo, può assumere un valore di almeno 0,40.

8.2 ANALISI DEGLI EFFETTI INDOTTI SUI SOTTOSERVIZI

Il complesso delle analisi condotte (analisi numeriche 2D e 3D) non evidenziano situazioni di criticità sulla sicurezza dei sottoservizi interferenti con lo scavo della galleria sia pur considerando gli scenari più pessimistici in termini di deformazioni attese nell'intorno dell'area di scavo. Il massimo spostamento in asse tunnel è pari a circa 8mm e come tale si ritiene ammissibile sia per la condotta fognaria in muratura posta in asse ponte (condotta peraltro oggetto di risanamento strutturale) che per le condotte in acciaio poste all'interno dell'impalcato stradale.

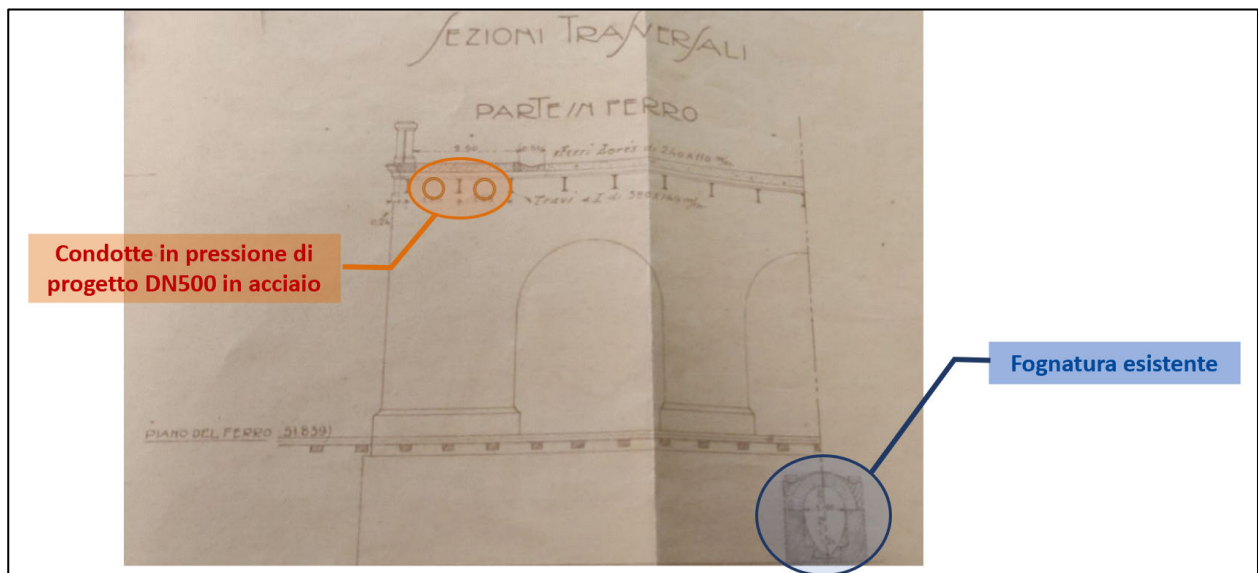


Figura 85: Fognatura esistente (progetto del 1915)

8.3 ANALISI DEGLI EFFETTI INDOTTI SUGLI EDIFICI LIMITROFI

Il complesso delle analisi condotte (analisi numeriche 2D e 3D) non evidenziano situazioni di criticità sulla sicurezza degli edifici e delle infrastrutture interessate dal potenziale bacino di subsidenza dell'opera in progetto, sia pur considerando gli scenari più pessimistici in termini di vulnerabilità delle strutture e di deformazioni attese nell'intorno dell'area di scavo. Nella figura seguente sono mostrate le curve di isocedimento indotte dallo scavo della galleria. Per maggiori dettagli si rimanda all'elaborato T0_MOP_GEN_R_001 *Analisi delle subsidenze*.



Figura 86: Curve di isocedimento in conseguenza allo scavo della galleria naturale



Figura 87: Edifici limitrofi dell'opera in progetto

9 ANALISI DEI RISCHI DEL NODO BENTIVOGLI

9.1 PRINCIPI DELL'ANALISI DEL RISCHIO

L'approccio di Analisi del Rischio consiste sostanzialmente nell'individuare ed elencare i potenziali *Hazards* associati alle attività di progettazione e costruzione, assegnarne la Probabilità di accadimento (P) e definirne l'Impatto (I). Una volta determinati probabilità e impatto il livello di rischio viene calcolato attraverso la ben nota relazione:

$$\text{RISCHIO} = \text{PROBABILITA}' \times \text{IMPATTO}$$

Le matrici di accettabilità del rischio (a titolo di esempio se ne riporta una in Figura 88) sono utilizzate come riferimenti essenziali nei processi decisionali per l'attivazione delle misure di mitigazione (in fase progettuale) e delle contromisure in fase costruttiva.

		Rischio ($P \times I$)				
PROBABILITA' bassa ←-----→ alta	5	10	15	20	25	
	4	8	12	16	20	
	3	6	9	12	15	
	2	4	6	8	10	
	1	2	3	4	5	
		basso ←----- IMPATTO -----> alto				

Figura 88: Esempio di matrice del Rischio

Mediante le matrici di rischio è possibile classificare il rischio e definire la tipologia di azione. I rischi sono classificati come: *inaccettabili*, *indesiderati*, *accettabili* o *trascurabili* a seconda della tolleranza al rischio applicata al progetto (Figura 89).

Valore del Rischio	Tipologia	Azioni
15-25	Inaccettabile	Il rischio deve essere almeno ridotto al tipo "Non desiderato", indipendentemente dai costi necessari
5-12	Non desiderato	Le misure di mitigazione del rischio devono essere identificate ed implementate (applicazione del principio ALARP)
3-4	Accettabile	Il pericolo sarà gestito tramite il progetto
1-2	trascurabile	Non sono necessarie considerazioni ulteriori del pericolo

Figura 89: Valori, Tipologia ed Azioni associati ai Rischi in matrice

Nei casi in cui il livello di rischio iniziale non sia accettabile, devono essere identificate e progettate le relative misure di mitigazione/contromisure. Dopo l'applicazione di queste misure, deve essere eseguita un'analisi per rivalutare il livello del rischio, ottenendo un livello aggiornato ("*livello di rischio residuo*", Figura 90). Questo sarà esaminato come il livello massimo per l'approvazione e comparato rispetto al suo "costo globale", necessario per ridurre o eliminare completamente il rischio stesso.



Figura 90: Mitigazione del Rischio

Il processo di analisi dei rischi conduce allo sviluppo del Registro dei Rischi (RR). Il RR viene dapprima derivato nelle fasi preliminari del progetto e continuamente rivisto durante le fasi di progettazione. Quando i nuovi rischi vengono identificati durante la progettazione o la natura percepita dei rischi identificati cambia nel tempo, i rischi vengono aggiunti o modificati nel registro dei rischi.

I rischi geotecnici del progetto (compresi geologia, idrogeologia) richiedono attenzione all'interno del processo di gestione del rischio, poiché tali rischi sono spesso fonte di problemi tecnici durante la costruzione.

I componenti di base del Registro dei Rischi del progetto includono quanto descritto di seguito.

9.1.1 Identificazione e valutazione degli *Hazards*

L'identificazione degli *hazard* si basa su un approccio dall'alto verso il basso di quattro livelli con incremento di dettagli, come indicato di seguito:

- Livello 1: **Categoria**
- Livello 2: **Ambito**
- Livello 3: **Hazard**
- Livello 4: **Localizzazione hazard specifici**

Relativamente al livello 1 sono stati considerati i soli "**hazard di costruzione**", connessi alle criticità in fase realizzativa delle opere in progetto.

Nella fase attuale l'approccio considerato per la valutazione del rischio si basa su giudizio ingegneristico supportato da modellazione numerica bidimensionale e tridimensionale con annesse verifiche strutturali.

9.1.2 Probabilità di accadimento

La frequenza di accadimento è valutata a intervalli standardizzati, sviluppate per questo progetto in base alle Linee guida ITA per la gestione dei rischi (2004). La frequenza può essere riferita al numero previsto di volte in cui il particolare rischio si sarebbe verificato durante la costruzione del progetto.

Tabella 33: Classi di probabilità considerate

PROBABILITA' (P) – Frequenza di accadimento degli hazard (nell'intero periodo costruttivo)				
Classe di frequenza	Descrizione classi di frequenza	Intervallo	Valore centrale	Descrizione
5	Molto probabile	>0.3		Probabilmente si verificherà ripetutamente durante la costruzione del progetto sotterraneo (aspettarsi che accada)
4	Probabile	0.03 a 0.3	0.1	Probabilmente si verificherà più volte durante la costruzione del progetto sotterraneo (più probabile che accada che no)
3	Occasionale	0.003 a 0.03	0.01	Probabilmente si verificherà almeno una volta durante la costruzione del progetto sotterraneo (circa 1 su 100)
2	Improbabile	0.0003 a 0.003	0.001	Improbabile che si verifichi durante la costruzione del progetto sotterraneo (circa 1 su 1.000)
1	Molto improbabile (remoto)	<0.0003	0.0001	E Estremamente improbabile che si verifichi durante la costruzione del progetto sotterraneo (circa 1 su 10.000)

9.1.3 Impatto

Le Linee guida ITA per la gestione dei rischi (2004) suggeriscono che le conseguenze siano classificate in cinque fattori che affrontano una vasta gamma di impatti derivanti dall'incontro con gli *hazard*.

Nel presente progetto definitivo si fa riferimento ai seguenti fattori di impatto:

- **Perdita economica:** perdita economica delle terze parti e/o del proprietario;
- **Ritardi:** ritardi nella costruzione;
- **Salute e sicurezza:** lesioni personali e perdita della vita;
- **Ambiente:** inquinamento ambientale e/o danneggiamento della flora e fauna;
- **Sociale:** residenti e politici.

Un criterio di classificazione viene applicato a ciascun fattore per quantificare/qualificare l'intensità dell'impatto (Tabella 34).

Tabella 34: Classi di impatto considerate

IMPATTO - Conseguenze degli hazard						
Classe di conseguenza (gravità)	Descrizione delle classi di conseguenza	Perdita economica delle terze parti e/o proprietà [€ Milioni]	Ritardi [giorni/hazard]	Salute e sicurezza (lesioni a terze parti o ai lavoratori)	Danni all'ambiente	Impatto sociale (politico, culturale, consenso e soddisfazione)
		A	B	C	D	E
5	Disastroso (molto alto)	>10	>300	Diverse lesioni gravi o mortalità	Permanent, seri danni	Impatto negativo a livello nazionale/urbano
4	Grave (alto)	1-10	30-300	Lesioni multiple gravi o singola mortalità	Permanent, danni minori	Impatto su città minori o minimo impatto a livello nazionale
3	Grave (medio)	0.1-1	5-30	Singola lesione grave/mortalità e/o diverse lesioni minori	Effetti a lungo termine	Gravi impatti sulla città
2	Moderato (basso)	0.01-0.1	1-5	Singola lesione grave o diverse lesioni minori	Danni gravi temporanei	Impatto sulla città
1	Insignificante (molto basso)	<0.01	<1	Singola (o limitare) lesioni minori	Danni minori temporanei	Impatto localizzato o insignificante

9.2 REGISTRO DEI RISCHI PER IL NODO BENTIVOGLI

Con riferimento allo scavo della galleria naturale in corrispondenza del nodo di via Bentivogli, sono state considerate le classi di probabilità e impatto riportate nelle seguenti tabelle.

Tabella 35: Classi di impatto riferite ai costi considerate nell'analisi

Valore	Impatto	Impatto Importo lavori riferito a Opera Completa	Impatto Importo lavori riferita a Tratta di 100m di tracciato *
5	Disastroso (Molto Elevato)	> 10 M€	> 1 M€
4	Severo (Elevato)	Da 2 a 10 M€	200 k€ a 1 M€
3	Serio (Medio)	Da 500 k € a 2 M€	Da 50 a 200 k€
2	Considerevole (Basso)	Da 100 a 500 k€	Da 10 a 50 k€
1	Insignificante (Molto Basso)	<100 k€	<10 k€

Per il criterio di Impatto sui tempi si considera la scala in Tabella 36, basata su ITA Guidelines for Tunnelling Risk Management (2004).

Tabella 36: Classi di impatto riferite ai tempi considerate nell'analisi

Valore	Impatto	Impatto Tempi riferito a Opera Completa	Impatto Tempi riferita a Tratta di 100m di tracciato *
5	Disastroso (Molto Elevato)	> 18 mesi	> 1 mese
4	Severo (Elevato)	Da 12 mesi a 18 mesi	Da 7 giorni a 1 mese
3	Serio (Medio)	Da 6 mesi a 12 mesi	Da 1 giorno a 7 giorni
2	Considerevole (Basso)	Da 1 mese a 6 mesi	Da 1 turno a 1 giorno
1	Insignificante (Molto Basso)	< 1 mese	< 1 turno

Tabella 37: Classi di impatto riferite alle altre famiglie di impatti considerate nell'analisi

Note	Impatto	Rischio in termini di sicurezza	Rischio in termini di Ambiente	Rischio in termini di Impatto sociale
5	Disastroso (Molto Elevato)	Vari feriti e/o vari decessi	Danno permanente severo	Impatto negativo Nazionale / Cittadino
4	Severo (Elevato)	Vari feriti gravi, un decesso	Danno permanente minore	Impatto negativo minore a livello Nazionale o Impatto negativo importante a livello Cittadino
3	Serio (Medio)	Un ferito grave, un decesso e/o vari feriti minori	Effetti a lungo termine	Impatto negativo serio a livello Cittadino
2	Considerevole (Basso)	Un ferito grave, vari feriti minori	Danno temporaneo severo	Impatto a livello Cittadino
1	Insignificante (Molto Basso)	Un ferito minore (o limitato)	Danno minore temporaneo	Impatto a livello di quartiere, o insignificante

Sono state dunque identificate cinque classificazioni di tolleranza al rischio specifiche per i fattori di impatto del rischio: Impatto economico, Ritardi, Salute e sicurezza, Ambiente, e Sociale.

I criteri di tolleranza adottati sono indicati in Figura 91.

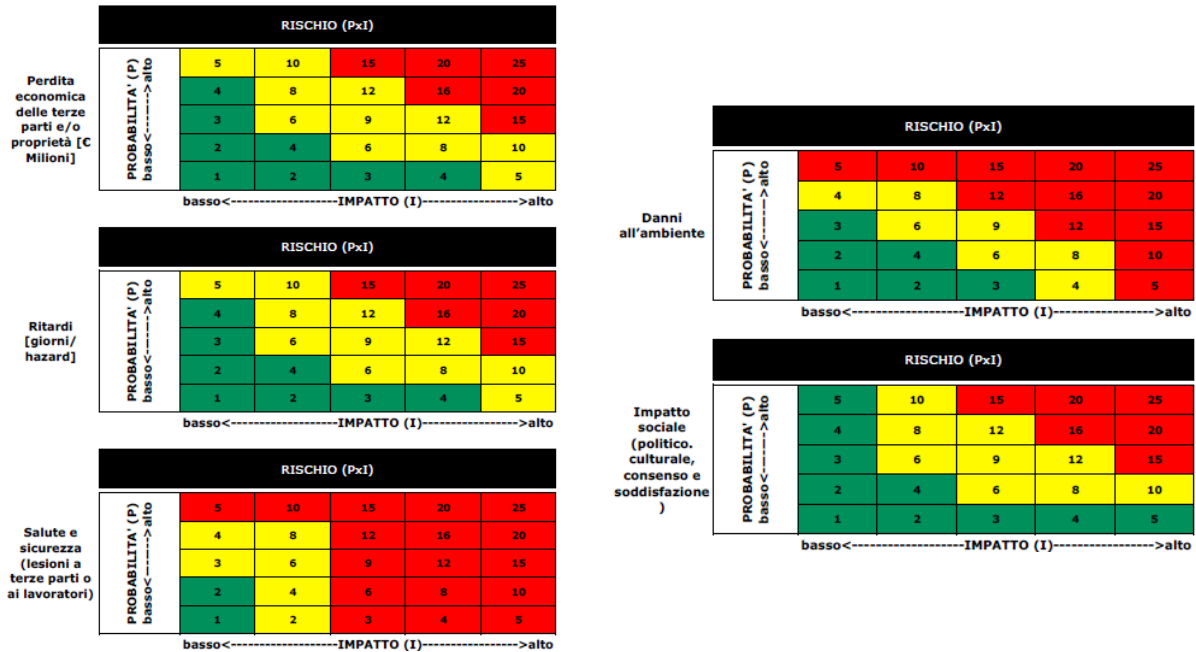


Figura 91: Criteri di tolleranza al rischio per ambito di rischio

Per i rischi legati a “Salute e la Sicurezza” e “Ambiente” è stata definita una tolleranza al rischio relativamente bassa rispetto agli altri fattori. Tale scelta comporta un maggiore attenzione nella adozione di misure di mitigazione in questi ambiti.

I rischi relativi alla soluzione di progetto definitivo di riferimento sono stati ritenuti non accettabili e come tale si è proceduto all'implementazione di studi integrativi con la finalità di ridurre il livello di incertezza (studi e indagini integrative sulle caratteristiche delle fondazioni e sullo stato di consistenza del ponte presso l'Archivio Storico della Città di Bologna, presso il Comune di Bologna e mediante sopralluoghi, analisi numeriche di interazione terreno/struttura e strutturali, analisi comparative) unitamente alla definizione di strategie di risposta e le misure di mitigazione dei rischi di danneggiamento del ponte Bentivogli.

L'implementazione del Registro dei Rischi ha evidenziato rischi non accettabili associati alla adozione dei micropali, a causa dei potenziali impatti sulle fondazioni del ponte in muratura e per le incertezze legate alla efficacia della soluzione in una condizione di potenziale detensionamento del suolo interagente nella zona di scavo della galleria. La strategia di risposta nella fattispecie è stata quella di “Evitare il Rischio” mediante l'eliminazione dei micropali e lo studio di una soluzione alternativa (estensione dei trattamenti del suolo, interventi di cerchiatura della fondazione e collegamento tra le fondazioni adiacenti con travi in c.a., rinforzo dei sostegni della galleria con chiusura della sezione di scavo).

1.1.4	Danneggiamento del Ponte in muratura (bene tutelato) legato alla esecuzione dei micropali: la realizzazione dei micropali è fortemente invasiva e può danneggiare irrimediabilmente le fondazioni in muratura	5	3	2	1	1	3	15	10	5	5	15	Unica strategia di risposta al Rischio è "Evitare il Rischio" = Non realizzare i micropali - Si opta per un intervento di cerchiaggio delle fondazioni, allargando contestualmente l'area di appoggio in modo da ridurre i carichi
1.1.5	Danneggiamento del Ponte in muratura (bene tutelato) legato alla esecuzione dei micropali: Ridotta capacità portante dei micropali (e conseguenti cedimenti) per mancanza di confinamento laterale durante lo scavo della galleria	5	3	2	1	1	3	15	10	5	5	15	Unica strategia di risposta al Rischio è "Evitare il Rischio" = Non realizzare i micropali - Si opta per un intervento di cerchiaggio delle fondazioni, allargando contestualmente l'area di appoggio in modo da ridurre i carichi
1.1.6	Danneggiamento del Ponte in muratura (bene tutelato) legato alla esecuzione dei micropali: Ridotta capacità portante dei micropali (e conseguenti cedimenti) per immersione nello strato di argille e deformazioni dovute a processi time-dependent (consolidazione delle	5	3	2	1	1	3	15	10	5	5	15	Unica strategia di risposta al Rischio è "Evitare il Rischio" = Non realizzare i micropali - Si opta per un intervento di cerchiaggio delle fondazioni, allargando contestualmente l'area di appoggio in modo da ridurre i carichi

Figura 92: Analisi dei Rischi associati all'uso di micropali di fondazione

Per maggiori dettagli si rimanda al Registro dei Rischi in allegato alla presente relazione tecnica.

10 MONITORAGGIO E CONTROLLO IN CORSO D'OPERA

10.1 PRIME INDICAZIONI SUL SISTEMA DI MONITORAGGIO

Il sistema di monitoraggio definito per lo scavo della galleria in condizioni di sicurezza è stato dettagliato nell'elaborato grafico FER_BP_D_T1_MOP_GN1_S_001 del quale si riportano degli stralci di seguito.

Il sistema consta essenzialmente di strumentazioni atte a monitorare i seguenti parametri:

- tensioni, deformazioni e spostamenti nella galleria (nei sostegni di prima fase e definitivi);
- spostamenti sulla superficie del suolo, in corrispondenza delle fondazioni del ponte e della condotta fognaria in interferenza;
- stato fessurativo del ponte;
- deformazioni e stato tensionale delle travi rovesce di collegamento tra le strutture in c.a. che realizzano la cerchiatura delle fondazioni.

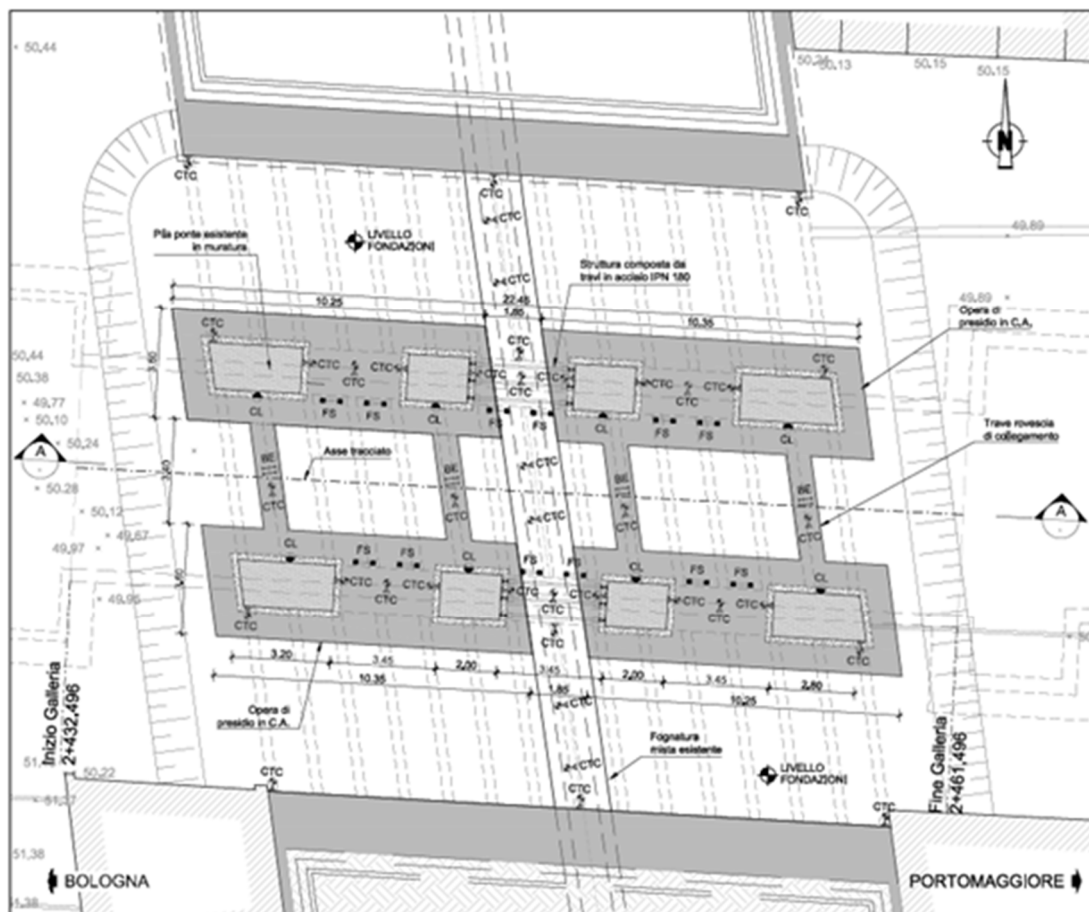


Figura 93: Prime indicazioni del sistema di monitoraggio e controllo durante gli scavi (1)

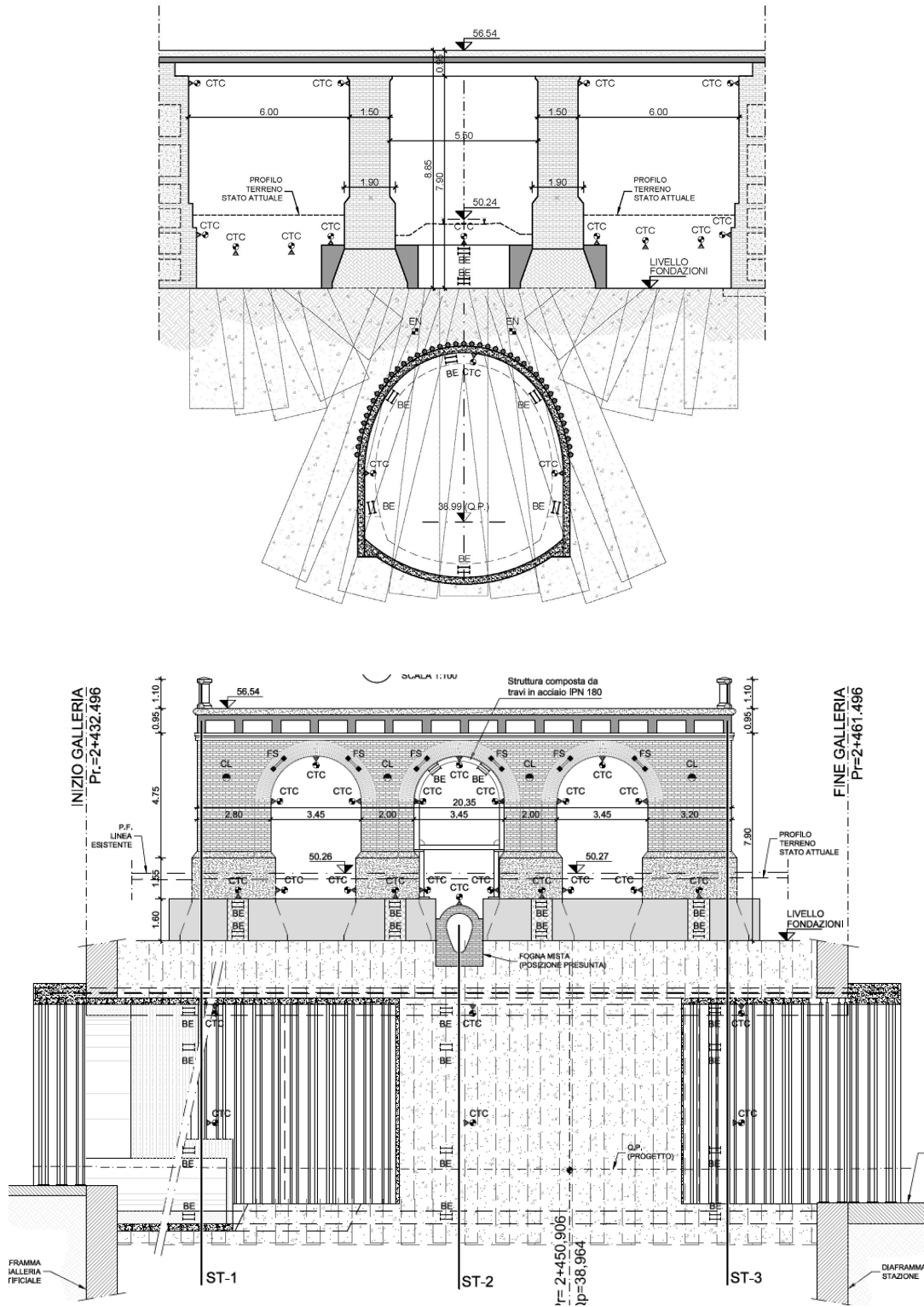


Figura 94: Prime indicazioni del sistema di monitoraggio e controllo durante gli scavi (2)

Relativamente ai limiti di controllo dei cedimenti verticali, sulla base delle analisi numeriche (di interazione terreno-struttura e strutturali) eseguite si definiscono i seguenti valori:

- Limite di attenzione: circa 4mm (80% del valore del cedimento differenziale per il quale in almeno una sezione dell'arco l'eccentricità raggiunge il valore di $H/6$ ($e > h/6$ centro di pressione al limite del nocciolo centrale di inerzia);
- Limite di allarme: circa 12mm (80% del valore per il quale almeno una sezione dell'arco si parzializza e il valore di tensione massima raggiunge il limite ammissibile $\sigma_{max} = f_{ck}$).

In fase esecutiva andranno affinate le definizioni dei limiti di controllo eseguite in questa sede unitamente alla:

- definizione delle strumentazioni e delle tipologie di monitoraggio (manuale, automatico);
- definizione delle frequenze di lettura;
- definizione dei Piani di Emergenza con le procedure operative da attivare nel caso di superamento dei limiti di controllo.

10.2 ALTRI CONTROLLI PREVENTIVI ALLO SCAVO

La validità della soluzione progettuale proposta è strettamente subordinata alla adeguata realizzazione dei trattamenti del suolo previsti:

- Trattamenti con iniezioni cementizie realizzate dalla superficie;
- Consolidamenti integrativi da realizzare (a mezzo di perforazioni orizzontali dalle due paratie frontali) in funzione degli esiti del campo prove sulle iniezioni eseguite dalla superficie. Tali consolidamenti sono da intendersi come contromisure preventive allo scavo della galleria, nel caso in cui le iniezioni cementizie eseguite da superficie si rivelino di resistenza non adeguata o eterogenee a causa degli spazi limitati disponibili per l'esecuzione delle stesse.

Si rimanda alla fase esecutiva la definizione delle specifiche per l'esecuzione dei Campi Prova e la conseguente definizione della effettiva geometria del trattamento (maglia). In quella sede dovranno essere definite le attività preliminari e successive al consolidamento di prova (numero di sondaggi, tipo, quantità, prove in sito e di laboratorio, geosismica etc.).

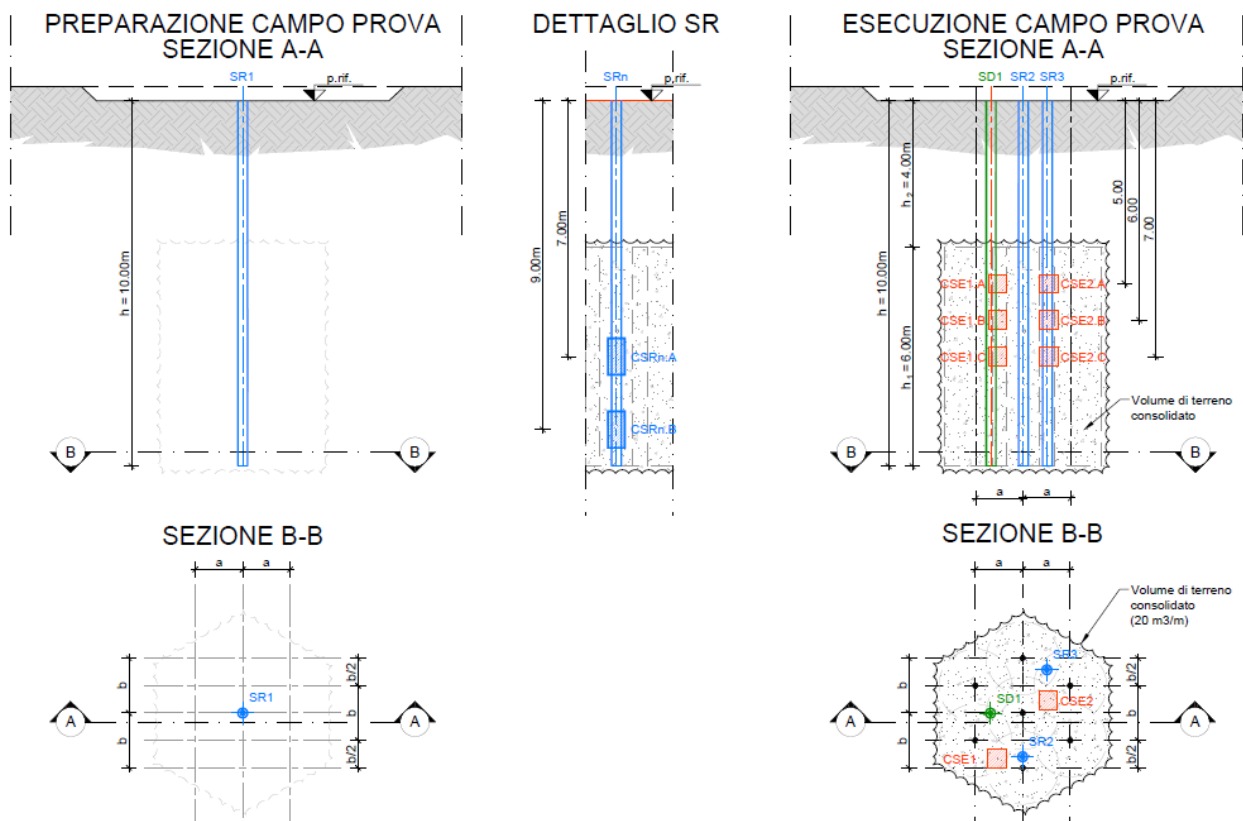


Figura 95: Schema per l'esecuzione dei Campi Prova

11 CONCLUSIONI

Nella presente relazione è stata illustrata la disamina della soluzione di Progetto Definitivo di Riferimento, i criteri progettuali adottati, le analisi numeriche e verifiche strutturali a supporto della validazione della stessa e delle modifiche introdotte nell'ambito dell'incarico assegnato alla RTP.

Relativamente alle indicazioni dettate in sede di Conferenza dei Servizi e di validazione del PD di riferimento si rivela una sola osservazione impattante l'adeguamento delle soluzioni progettuali della galleria a foro cieco (prescrizione HERA): *“relativamente alla proposta deviazione della condotta fognaria esistente in Via Bentivogli, si rilevano alcune criticità correlate sia alla sua ridotta profondità dal piano di campagna che al suo sviluppo planimetrico, in relazione all'uso delle superfici e agli immobili che ne risulterebbero interessati. Si raccomanda quindi di adottare la soluzione di un consolidamento strutturale della condotta esistente, da lasciarsi nella stessa sede, tramite "relining", con "calze" in vetroresina”*.

Tale prescrizione, unitamente alla necessità di mitigare i rischi di danneggiamento del ponte in muratura - riconosciuta come unica opera di pregio architettonico interferente con i lavori previsti dal presente progetto - ha portato alla ridefinizione della soluzione del PD di riferimento. Le misure di mitigazione dei rischi in fase realizzativa della galleria a foro cieco sono state validate mediante modellazioni numeriche con particolare attenzione ai cedimenti indotti nell'intorno dello scavo.

Il complesso delle analisi condotte (analisi numeriche 2D e 3D) non evidenziano situazioni di criticità sulla sicurezza del ponte e degli edifici limitrofi interessati dal potenziale bacino di subsidenza dell'opera in progetto, sia pur considerando gli scenari più pessimistici in termini di vulnerabilità delle strutture e di deformazioni attese nell'intorno dell'area di scavo.

Trattandosi di un nodo nevralgico nella realizzazione del completamento dell'interramento della galleria Zanolini, si è ritenuto necessaria l'adozione di un approccio di analisi del rischio della soluzione di progetto definitivo, con implementazione di un *Registro dei Rischi* che dovrà essere opportunamente integrato nelle successive fasi progettuali e realizzative, riducendo ulteriormente il livello di incertezza della attuale fase di progettazione.

Codice	CATEGORIA	AMBITO	HAZARD	UBICAZIONE	Descrizione	Livello di Rischio Iniziale (Valutazione)										Misure di Mitigazione (Strategia di risposta ai rischi)	Rischio Residuale																	
						CATEGORIA	AMBITO	HAZARD	UBICAZIONE	I.D.	Ubicazione	Probabilità / Livello di incertezza	Impatto [I]					Rischio [R = P x I]					Probabilità / Livello di incertezza	Impatto [I]					Rischio [R = P x I]					
													Perdita Economica	Ritardi	Salute e Sicurezza		Ambiente	Sociale	Perdita Economica	Ritardi	Salute e Sicurezza	Ambiente		Sociale	Perdita Economica	Ritardi	Salute e Sicurezza	Ambiente	Sociale	Perdita Economica	Ritardi	Salute e Sicurezza	Ambiente	Sociale
Galleria a foro cieco: criticità / eventi legati allo scavo della galleria																																		
1	1	1	1	1.1.1	Deformazioni durante lo scavo e conseguenti cedimenti in superficie tali da compromettere la stabilità strutturale delle preesistenze	5	3	2	1	1	3	15	10	5	5	15	<ul style="list-style-type: none"> Analisi numeriche di interazione terreno/struttura e valutazione cedimenti attesi Definizione Vulnerabilità e Categorie di Danno degli edifici Rinforzo sostegni di prima fase della galleria e chiusura della sezione in arco rovescio Applicazione Bullflex tra centine e suolo Abbassamento della livelletta di progetto Definizione degli strumenti di Monitoraggio e controllo in fase esecutiva (M&C) Definizione di una nuova sequenza di scavo (attacco da due fronti) 	2	3	2	1	1	3	6	4	2	2	6						
1	1	2	1.1.2	Cedimenti differenziali indotti dallo scavo inficiano la stabilità strutturale del ponte (in particolare archi delle pile in muratura)	5	3	2	1	1	3	15	10	5	5	15	<ul style="list-style-type: none"> Analisi dei cedimenti differenziali lungo la direzione di avanzamento Analisi della risposta strutturale del ponte Rinforzo sostegni di prima fase della galleria e chiusura della sezione in arco rovescio Applicazione Bullflex tra centine e suolo Cerchiatura delle fondazioni e centinatura dell'arco centrale Definizione degli strumenti di Monitoraggio e controllo in fase esecutiva (M&C) Definizione di una nuova sequenza di scavo (attacco da due fronti) Studi e indagini integrative sulle caratteristiche delle fondazioni e sullo stato di consistenza del ponte 	2	3	2	1	1	3	6	4	2	2	6							
1	1	3	1.1.3	Cedimenti indotti dallo scavo causano danni nella fognatura esistente (in muratura)	5	3	2	1	1	3	15	10	5	5	15	<ul style="list-style-type: none"> Abbassamento della livelletta di progetto Utilizzo di una sezione cilindrica di scavo Relining della condotta fognaria Definizione degli strumenti di Monitoraggio e controllo in fase esecutiva (M&C) Definizione di una nuova sequenza di scavo (attacco da due fronti) 	2	3	2	1	1	3	6	4	2	2	6							
1	1	4	1.1.4	Danneggiamento del Ponte in muratura (bene tutelato) legato alla esecuzione dei micropali: la realizzazione dei micropali è fortemente invasiva e può danneggiare irrimediabilmente le fondazioni in muratura	5	3	2	1	1	3	15	10	5	5	15	Unica strategia di risposta al Rischio è "Evitare il Rischio" = Non realizzare i micropali - Si opta per un intervento di cerchiaggio delle fondazioni, allargando contestualmente l'area di appoggio in modo da ridurre i carichi	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0						
1	1	5	1.1.5	Danneggiamento del Ponte in muratura (bene tutelato) legato alla esecuzione dei micropali: Ridotta capacità portante dei micropali (e conseguenti cedimenti) per mancanza di confinamento laterale durante lo scavo della galleria	5	3	2	1	1	3	15	10	5	5	15	Unica strategia di risposta al Rischio è "Evitare il Rischio" = Non realizzare i micropali - Si opta per un intervento di cerchiaggio delle fondazioni, allargando contestualmente l'area di appoggio in modo da ridurre i carichi	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0						
1	1	6	1.1.6	Danneggiamento del Ponte in muratura (bene tutelato) legato alla esecuzione dei micropali: Ridotta capacità portante dei micropali (e conseguenti cedimenti) per immersione nello strato di argille e deformazioni dovute a processi time-dependent (consolidazione delle argille)	5	3	2	1	1	3	15	10	5	5	15	Unica strategia di risposta al Rischio è "Evitare il Rischio" = Non realizzare i micropali - Si opta per un intervento di cerchiaggio delle fondazioni, allargando contestualmente l'area di appoggio in modo da ridurre i carichi	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0						
1	1	7	1.1.7	Deformazioni durante lo scavo e conseguenti cedimenti in superficie durante la realizzazione delle perforazioni per presostegno	4	3	2	1	1	3	12	8	4	4	12	Utilizzo di elementi Simmetrix o equivalenti autoporforanti	2	3	2	2	1	3	6	4	4	2	6							

Codice	CATEGORIA	AMBITO	HAZARD	UBICAZIONE	Descrizione	Livello di Rischio Iniziale (Valutazione)										Misure di Mitigazione (Strategia di risposta ai rischi)	Rischio Residuale																
						CATEGORIA	AMBITO	HAZARD	UBICAZIONE	Descrizione	Probabilità / Livello di incertezza	Impatto [I]					Rischio [R = P x I]					Probabilità / Livello di incertezza	Impatto [I]					Rischio [R = P x I]					
												Perdita Economica	Ritardi	Salute e Sicurezza	Ambiente		Sociale	Perdita Economica	Ritardi	Salute e Sicurezza	Ambiente		Sociale	Perdita Economica	Ritardi	Salute e Sicurezza	Ambiente	Sociale					
Galleria a foro cieco: criticità / eventi legati allo scavo della galleria																																	
1	1	8	1.1.8	Sovrascavo durante l'avanzamento e conseguenti cedimenti in superficie	4	3	2	1	1	3	12	8	4	4	12	Applicazione Bullflex tra centine e suolo - Scavo con avanzamento limitato (0.8m)	2	3	2	2	1	3	6	4	4	2	6						
1	1	9	1.1.9	Interferenza con pali in legno con la finalità di costipazione del suolo (previa alla realizzazione del ponte 1920-22)	4	3	2	1	1	3	12	8	4	4	12	<ul style="list-style-type: none"> Consolidamento del suolo previo allo scavo Prevedere in sede esecutiva indagini integrative: Tomografia / Cross-hole Studi e indagini integrative sulle caratteristiche delle fondazioni e sullo stato di consistenza del ponte 	3	3	2	2	1	3	9	6	6	3	9						
1	1	10	1.1.10	Deformazioni e sollecitazioni nel complesso delle strutture derivanti da azioni sismiche	4	3	2	1	1	3	12	8	4	4	12	<ul style="list-style-type: none"> Analisi in condizioni sismiche (metodo di ovalizzazione del tunnel) Verifiche del rivestimento nell'ipotesi di trattamenti del suolo e sostegni di prima fase non attivi 	2	3	2	1	1	3	6	4	2	2	6						
1	1	11	1.1.11	Instabilità del fronte tunnel (interventi di sostegno/presostegno inadeguati)	5	3	2	1	1	3	15	10	5	5	15	<ul style="list-style-type: none"> Si prevede un intervento di trattamento del terreno esteso fino alla base della galleria (PD lo prevedeva fino a piano centri) Scavo con campi di avanzamento limitati (0.7m) e chiusura della sezione in arco rovescio Definizione di una nuova sequenza di scavo (attacco da due fronti) 	2	3	2	1	1	3	6	4	2	2	6						
1	1	12	1.1.12	Trattamenti del suolo non efficaci o di difficile realizzazione / Interventi che inficiano la stabilità strutturale del ponte	5	3	2	1	1	3	15	10	5	5	15	<ul style="list-style-type: none"> Definizione dei requisiti minimi per le iniezioni cementizie (UCS = 0.5 - 1 MPa) Modellazione numerica con analisi di sensitività Studio delle configurazioni geometriche di iniezione in relazione agli spazi disponibili Si propongono Campi Prova in fase esecutiva con valutazione delle caratteristiche meccaniche e del grado di omogeneità del trattamento Si propongono a valle degli esiti del Campo Prova in fase esecutiva iniezioni orizzontali a partire dalle paratie frontali per garantire l'omogeneità del trattamento 	3	3	2	1	1	3	9	6	3	3	9						
Si rimanda alla fase esecutiva la definizione e implementazione di un Piano di Contingenza includendo contromisure quali la chiusura al traffico del ponte di Via Bentivogli																																	