

Politecnico di Torino

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile – Geotecnica

Tesi di Laurea Magistrale



Politecnico
di Torino

*Analisi di una galleria superficiale in presenza di
consolidamenti: il prolungamento ovest della Linea 1
della Metropolitana di Torino*

Relatore:

Prof. Marco Barla

Candidato:

Alexandra Ferrante

Correlatori esterni:

Ing. Cécile Crémer

Ing. Luca Mancinelli

Anno accademico 2020/2021

Sommario

L'incessante sviluppo che caratterizza la società odierna necessita di collegamenti ed infrastrutture sempre più efficienti e, nell'ambito di aree fortemente urbanizzate, come le città metropolitane, il sottosuolo si configura come un'ottima soluzione nei confronti della carenza di spazi, garantendo contestualmente un ridotto impatto ambientale.

Il presente lavoro si pone l'obiettivo di approfondire ed analizzare alcuni aspetti tecnici che caratterizzano il progetto e la costruzione di gallerie superficiali in ambito urbano al fine di verificare, con riferimento ad un caso reale, l'efficacia delle ipotesi progettuali e delle soluzioni geotecniche adottate, alla luce delle evidenze di monitoraggio.

Il caso studio è rappresentato dal prolungamento in direzione ovest, verso Cascine Vica, della Linea 1 della Metropolitana Automatica di Torino - Lotto Funzionale 1 e l'argomento preso in analisi è il consolidamento impiegato a protezione preventiva dello scavo della galleria naturale a foro cieco prevista con metodo di scavo tradizionale.

Nello sviluppo della trattazione, dopo aver identificato il contesto geologico e geotecnico del sottosuolo di Torino, si procede con la disamina del consolidamento proposto per l'avanzamento, costituito da trattamento colonnare in jet-grouting eseguito dalla superficie e assunto quale soluzione per garantire la stabilità del sistema e limitare i cedimenti indotti in superficie.

A questa fase segue la modellazione numerica di una sezione di galleria ritenuta rappresentativa, su cui viene condotta un'analisi a ritroso basata sulle subsidenze rilevate in sede di monitoraggio. Primo obiettivo dello studio è identificare i moduli di deformabilità che consentono di tarare il modello numerico. Sulla base dei dati a disposizione si procede poi (secondo obiettivo) con una valutazione dei rilasci tensionali osservati che, correlati a ogni fase costruttiva modellata, conducono a una visione critica del set di tassi di confinamento assunti in sede di progetto.

Lo studio presentato consente dunque, seppur con riferimento a una determinata situazione, di verificare gli stati di sollecitazione agenti all'interno dei rivestimenti di galleria dimensionati in fase di progetto, mettendoli a confronto con quelli ottenuti sulla base delle assunzioni fatte.

Abstract

Our society is characterized by a continuous development, that needs more and more efficient connections and infrastructures; in highly urbanized areas of metropolitan cities, underground represents an excellent solution to the lack of space and to ensure a reduced environmental impact.

The aim of this study is to examine and analyse some of the technical aspects that characterise the project and the construction of shallow tunnels to verify the effectiveness of the design hypotheses and geotechnical solutions adopted, with reference to the monitoring data of a real case.

The case study is represented by the Western extension, towards Cascine Vica, of Torino Automatic Metro Line 1 - Lot 1. The main analysed aspect is the ground improvement adopted to protect the natural subway tunnel's excavation, built with traditional methods.

After the geological and geotechnical characterization of the Turin subsoil, the study proceeds with the examination of the consolidation system, consisting of columnar jet-grouting treatment performed by the surface. The aim of this process is to ensure the stability of the system and limit the surface settlements.

This following step includes 2D numerical modelling of a tunnel section, on which a back analysis is carried out based on the surface settlement trough monitoring. The first goal is to identify deformability moduli that allow the numerical model calibration. Then, on the basis of the available data, an evaluation of the observed stress reliefs is proposed (second goal). Their correlation to each construction phase leads to a critical view of the confinement rates set, assumed in the design.

Therefore, the present study allows to verify the design state of stress acting on the preliminary tunnel lining, comparing them with the results based on the assumptions made for the specific case.

Indice

Sommario	I
Abstract	II
Indice delle figure	VI
Indice delle tabelle	X
Capitolo 1	
Introduzione	1
Capitolo 2	
Le caratteristiche geotecniche del sottosuolo di Torino	
2.1. Introduzione	7
2.2. Obiettivi della caratterizzazione geotecnica.....	7
2.3. Principali scavi sotterranei eseguiti in città: il passante ferroviario e la Linea 1 della Metropolitana.....	8
2.3.1. Descrizione generale delle opere	9
2.3.2. Inquadramento geologico e idrogeologico dell'area.....	12
2.3.3. Indagini geologiche e geotecniche svolte	15
2.3.4. Studi di caratterizzazione geotecnica.....	19
2.4. Considerazioni conclusive.....	25
Capitolo 3	
Gallerie superficiali in ambito urbano	
3.1. Introduzione	27
3.2. Tecniche di scavo	27
3.3. Il fenomeno della subsidenza	31
3.4. La stabilità del fronte di scavo	32
3.5. Interventi di miglioramento del terreno mediante iniezioni.....	35
3.6. Trattamenti di miscelazione in sito (gettiniezione o jet-grouting).....	36
3.6.1. Compatibilità del sistema jet-grouting nelle condizioni di lavoro.....	38
3.6.2. Soluzioni tecniche adottate per il passante ferroviario di Torino	39
3.7. Iniezioni di compensazione	42
3.8. Congelamento artificiale dei terreni	43
3.9. Il monitoraggio geotecnico.....	45

Capitolo 4

Il prolungamento ovest della Linea 1 della Metropolitana di Torino

4.1. Introduzione	49
4.2. Descrizione del caso studio	49
4.3. Modello geotecnico di riferimento e sintesi della caratterizzazione	53
4.4. Il campo prove del consolidamento	63
4.5. Esiti delle indagini eseguite.....	70
4.5.1. Caratteristiche geometriche delle colonne	74
4.5.2. Caratteristiche di resistenza delle colonne	88
4.5.3. Caratteristiche di deformabilità delle colonne	91
4.6. Esito del campo prove e implicazioni sulle modalità di realizzazione della galleria	92
4.7. Il piano di monitoraggio della galleria a foro cieco	95
4.7.1. Convergenze	96
4.7.2. Subsidenze	98

Capitolo 5

Simulazione numerica della realizzazione della galleria naturale

5.1. Introduzione	103
5.2. Metodi adottati per il calcolo numerico	103
5.3. Il software PLAXIS 2D.....	105
5.4. Analisi della sezione di scavo	109
5.4.1. Creazione e discretizzazione del modello numerico.....	112
5.4.2. Definizione delle condizioni al contorno	113
5.4.3. Assegnazione delle proprietà dei materiali	114
5.4.4. Assegnazione dello stato tensionale.....	117
5.4.5. Definizione delle fasi di calcolo	118
5.4.6. Calcolo e analisi dei risultati.....	121
5.5. Analisi a ritroso	126
5.4.1. Messa a punto del consolidamento in virtù delle evidenze di campo.....	126
5.4.2. Messa a punto dei rilasci tensionali in virtù delle evidenze di campo.....	128

Capitolo 6

Conclusioni133

Allegati	137
Allegato 1: Planimetria e profilo longitudinale tracciato galleria.....	137
Allegato 2: Stato di tensione e plasticizzazione e spostamenti totali modello numerico ..	140
Riferimenti bibliografici	145
Ringraziamenti	149

Indice delle figure

Figura 1.1 Via di corsa della metropolitana di Torino (www.infrato.it).....	2
Figura 1.2 Veicolo VAL 208 della metropolitana di Torino (www.infrato.it).....	3
Figura 1.3 Tracciato della Linea 1 della Metropolitana di Torino (www.infrato.it).....	4
Figura 2.1 Pianta dell'area metropolitana di Torino con indicazione delle linee ferroviarie (www.torino.mobilita.org).....	8
Figura 2.2 Tratto del passante ferroviario tra la stazione di Lingotto e quella di Stura (Barla et al., 1993).....	10
Figura 2.3 Sezione trasversale della galleria (Barla e Barla, 2005).....	11
Figura 2.4 Foto della galleria finita (Barla e Barla, 2005).....	12
Figura 2.5 Sezione geologico – stratigrafica del sottosuolo di Torino (Bottino e Civita, 1986).....	13
Figura 2.6 Linee di flusso dell'acquifero libero di Torino (Civita e Pizzo, 2001).....	14
Figura 2.7 Curve granulometriche ottenute dai macro - campioni (Barla & Barla, 2012).....	17
Figura 2.8 Set di campioni numerici (FLAC) per diversi gradi di cementazione (Barla & Barla, 2012).....	20
Figura 2.9 Set di campioni numerici (PFC) per differenti gradi di cementazione (Barla & Barla, 2012).....	21
Figura 2.10 Confronto tra le curve di sforzo – deformazione (Barla & Barla, 2012).....	22
Figura 2.11 Moduli di deformabilità in funzione del grado di cementazione (Barla & Barla, 2012).....	22
Figura 2.12 Resistenza a compressione monoassiale in funzione del grado di cementazione (Barla & Barla, 2012).....	23
Figura 2.13 Involuppi di rottura per diversi gradi di cementazione (Barla & Barla, 2012).....	24
Figura 2.14 Foto del fronte di scavo di un tratto di galleria scavata per il passante ferroviario (Barla et al., 2011).....	25
Figura 2.15 Frammenti di terreno cementato e non-cementato (Barla & Barla, 2012).....	26
Figura 2.16 Strato cementato (Barla & Barla, 2012).....	26
Figura 3.1 Scavo a sezione piena (Barla, 2020/2021).....	28
Figura 3.2 Scavo a sezione parzializzata: a sinistra “ad attacchi laterali”, a destra “a calotta e ribasso” (Barla, 2020/2021).....	28
Figura 3.3 Tunnel Boring Machine (Damiani et al., 2018).....	29
Figura 3.4 Rivestimento definitivo in anelli di calcestruzzo armato prefabbricati (Damiani et al., 2018).....	29
Figura 3.5 Metodo top-down utilizzato nella costruzione della Metropolitana di Milano (Società Italiana Gallerie).....	30
Figura 3.6 Vista tridimensionale del bacino di subsidenza indotto dall'avanzamento dello scavo di una galleria (Barla, 2020/2021).....	31
Figura 3.7 Profilo trasversale di subsidenza (www.stradeautostrade.it).....	31
Figura 3.8 Profilo longitudinale di subsidenza (Barla, 2020/2021).....	32
Figura 3.9 Schematizzazione del problema di stabilità del fronte di scavo: in alto la sezione longitudinale, in basso la sezione trasversale (Barla, 2020/2021).....	33

Figura 3.10 Grafico proposto da Cesarin & Mair (1981) (Barla, 2020/2021).....	34
Figura 3.11 Schema del trattamento con jet-grouting: A: perforazione; B: inserimento dell'iniezione; C: iniezione, rotazione ed estrazione; C: ripetizione con/senza sovrapposizione del trattamento (Como e Como, 2005)	36
Figura 3.12 Schema di funzionamento dei tre metodi jetting: a) monofluido; b) bfluido; c) trifluido (Como e Como, 2005)	37
Figura 3.13 Intervento di consolidamento adottato nel tratto normale (Barla et al., 1993).....	40
Figura 3.14 Intervento di consolidamento adottato nel primo sotto-tratto del tratto speciale (Barla et al., 1993)	41
Figura 3.15 Intervento di consolidamento adottato nel secondo sotto-tratto del tratto speciale (Barla et al., 1993)	41
Figura 3.16 Iniezioni di compensazione durante lo scavo di una galleria (Tanzini, 2006).....	42
Figura 3.17 Pozzo per l'esecuzione delle iniezioni di compensazione (www.trevispa.com)..	43
Figura 3.18 Metodo indiretto a ciclo chiuso (Colombo, 2010).....	44
Figura 3.19 Metodo diretto a ciclo aperto (Colombo, 2010)	44
Figura 3.20 Disposizione delle sonde congelatrici per lo scavo di una galleria di banchina (Colombo, 2010).....	45
Figura 3.21 Esempio di piano di monitoraggio per galleria superficiale (Barla, 2010)	46
Figura 4.1 Tracciato del prolungamento ovest della linea 1 (www.infrato.it).....	50
Figura 4.2 Planimetria con ubicazione del tracciato e delle opere del primo lotto funzionale Fermi-Collegno Centro (www.infrato.it).....	51
Figura 4.3 Foto aerea con indicazione del tracciato ricadente nel primo lotto funzionale Fermi-Collegno Centro (Cortesia di Lombardi Ingegneria S.r.l.)	51
Figura 4.4 Schema avanzamento della Sezione Tipo JG1 (Cortesia di Lombardi Ingegneria S.r.l.).....	52
Figura 4.5 Ubicazione delle indagini eseguite - area via De Amicis (in giallo) (Cortesia di Lombardi Ingegneria S.r.l.).....	54
Figura 4.6 Ubicazione delle indagini eseguite - area stazione Certosa / via Risorgimento (in giallo) (Cortesia di Lombardi Ingegneria S.r.l.)	54
Figura 4.7 Ubicazione delle indagini eseguite - area via Risorgimento / C.so Francia (in giallo) (Cortesia di Lombardi Ingegneria S.r.l.).....	55
Figura 4.8 NSPT al variare della profondità (Cortesia di Lombardi Ingegneria S.r.l.)	56
Figura 4.9 Diagrafia S1 e corrispondenze con stratigrafia (linee tratteggiate) (Cortesia di Lombardi Ingegneria S.r.l.).....	57
Figura 4.10 Diagrafia S4 (Cortesia di Lombardi Ingegneria S.r.l.)	58
Figura 4.11 Curve granulometriche con diversi stili di linea che indicano le differenti profondità di prelievo eseguite sul singolo sondaggio (Cortesia di Lombardi Ingegneria S.r.l.)	59
Figura 4.12 Cassetta catalogatrice BH2. La linea rossa indica il limite UG0-UG1(Cortesia di Lombardi Ingegneria S.r.l.).....	60
Figura 4.13 Sondaggi BH4 (a sinistra) e BH7 (a destra), dettaglio carote tra i 20 e 25 metri di profondità dal p.c.; si individuano presenti livelli di spessore da decimetrico fino a metrico particolarmente addensati (Cortesia di Lombardi Ingegneria S.r.l.).....	61
Figura 4.14 Profilo geotecnico (Cortesia di Lombardi Ingegneria S.r.l.)	63

Figura 4.15 Ubicazione campo prove (Cortesia di Lombardi Ingegneria S.r.l.)	64
Figura 4.16 Ubicazione delle prove geotecniche di controllo e delle colonne jet-grouting (Cortesia di Lombardi Ingegneria S.r.l.)	67
Figura 4.17 Sezione trasversale A-A e sezioni orizzontali 1-1 e 2-2 (Cortesia di Lombardi Ingegneria S.r.l.)	68
Figura 4.18 Sezione trasversale B-B e sezioni orizzontali 1-1 e 2-2 (Cortesia di Lombardi Ingegneria S.r.l.)	69
Figura 4.19 Stratigrafia sondaggio SNT1 (Cortesia di Lombardi Ingegneria S.r.l.)	70
Figura 4.20 Stratigrafia sondaggio SNT2 (Cortesia di Lombardi Ingegneria S.r.l.)	70
Figura 4.21 Curve granulometriche dei diversi campioni analizzati	72
Figura 4.22 Prova cross-hole su terreno non trattato	73
Figura 4.23 Prova MASW2D su terreno non trattato (Cortesia di Lombardi Ingegneria S.r.l.)	73
Figura 4.24 Stratigrafia sondaggio ST1 (Cortesia di Lombardi Ingegneria S.r.l.)	75
Figura 4.25 Stratigrafia sondaggio ST2 (Cortesia di Lombardi Ingegneria S.r.l.)	75
Figura 4.26 Stratigrafia e foto cassetta sondaggio ST5 (Cortesia di Lombardi Ingegneria S.r.l.)	76
Figura 4.27 Stratigrafia e foto cassetta sondaggio ST6 (Cortesia di Lombardi Ingegneria S.r.l.)	77
Figura 4.28 Stratigrafia e foto cassetta sondaggio ST4 (Cortesia di Lombardi Ingegneria S.r.l.)	78
Figura 4.29 Prova MASW2D su terreno trattato (Cortesia di Lombardi Ingegneria S.r.l.).....	79
Figura 4.30 Risultati prove cross-hole ST1-ST2, ST2-ST3 e confronto con rispettive stratigrafie	80
Figura 4.31 Risultati prove cross-hole ST5-ST6, ST5-ST7 e confronto con rispettive stratigrafie	80
Figura 4.32 Confronto velocità di avanzamento terreno trattato e terreno non trattato.....	84
Figura 4.33 Scheda di registrazione parametri del trattamento (Cortesia di Lombardi Ingegneria S.r.l.).....	86
Figura 4.34 Stralcio planimetrico con ubicazione e denominazione delle singole colonne jet-grouting	87
Figura 4.35 Valori indicativi della resistenza in funzione del peso di cemento (Croce et al., 2004)	90
Figura 4.36 Sezioni trasversali delle diverse macro-geometrie del trattamento (Cortesia di Lombardi Ingegneria S.r.l.).....	93
Figura 4.37 Schema di trattamento tipo JG2 (Cortesia di Lombardi Ingegneria S.r.l.).....	94
Figura 4.38 Schema di trattamento tipo JG1 (Cortesia di Lombardi Ingegneria S.r.l.).....	94
Figura 4.39 Schema monitoraggio del cavo (Cortesia di Lombardi Ingegneria S.r.l.).....	96
Figura 4.40 Andamento convergenze nel tempo	97
Figura 4.41 Schema monitoraggio di superficie (Cortesia di Lombardi Ingegneria S.r.l.)	98
Figura 4.42 Bacini di subsidenza SC35	99
Figura 4.43 Bacini di subsidenza SC36	99
Figura 4.44 Bacini di subsidenza SC37	100
Figura 4.45 Bacini di subsidenza SC38	100

Figura 4.46 Bacini di subsidenza SC39	101
Figura 4.47 Bacini di subsidenza SC40	101
Figura 4.48 Profilo longitudinale delle subsidenze.....	102
Figura 5.1 Esempio di un problema di deformazione piana (sinistra) e assialsimetrico (destra) (Plaxis Reference Manual).....	106
Figura 5.2 Posizione dei nodi e degli “stress points” (Plaxis Reference Manual).....	106
Figura 5.3 Applicazioni che prevedono l’utilizzo di geogriglie (Plaxis Reference Manual)	107
Figura 5.4 Applicazioni che prevedono l’utilizzo di piastre, rivestimenti, ancoraggi e interfacce (Plaxis Reference Manual).....	107
Figura 5.5 Vista in planimetria del tratto analizzato e della sezione di calcolo (Cortesia di Lombardi Ingegneria S.r.l.).....	109
Figura 5.6 Sezione trasversale della sezione di avanzamento tipo 1 (Cortesia di Lombardi Ingegneria S.r.l.)	110
Figura 5.7 Pianta della sezione di avanzamento tipo 1 (Cortesia di Lombardi Ingegneria S.r.l.)	111
Figura 5.8 Sezione longitudinale della sezione di avanzamento tipo 1 (Cortesia di Lombardi Ingegneria S.r.l.)	111
Figura 5.9 Dimensioni del modello e definizione stratigrafia	112
Figura 5.10 Mesh del modello	113
Figura 5.11 Condizioni al contorno del modello	114
Figura 5.12 Ripartizione dei carichi sulle centine e sullo spritz beton (Carranza-Torres, 2004)	116
Figura 5.13 Sezione equivalente (Carranza-Torres, 2004)	116
Figura 5.14 Fasi del modello di calcolo.....	120
Figura 5.15 Entità e localizzazione dello stato di plasticizzazione – Stage 3.....	121
Figura 5.16 Entità e localizzazione dello stato di plasticizzazione – Stage 4.....	121
Figura 5.17 Entità e localizzazione dello stato di plasticizzazione – Stage 5.....	122
Figura 5.18 Entità e localizzazione degli spostamenti totali – Stage 3.....	122
Figura 5.19 Entità e localizzazione degli spostamenti totali – Stage 4.....	123
Figura 5.20 Entità e localizzazione degli spostamenti totali – Stage 5.....	123
Figura 5.21 Confronto sforzo normale sul rivestimento di prima fase – Stage 4-5.....	124
Figura 5.22 Confronto taglio sul rivestimento di prima fase – Stage 4-5.....	124
Figura 5.23 Confronto momento flettente sul rivestimento di prima fase – Stage 4-5.....	125
Figura 5.24 Profilo trasversale di subsidenza in tutte le fasi del modello	125
Figura 5.25 Confronto tra bacini di subsidenza ricavati a partire dai dati monitorati e quelli ottenuti numericamente con l’analisi a ritroso.....	130
Figura 5.26 Confronto tra sforzo normale ottenuto con set di rilasci tensionali assunto nell’analisi di progetto e quello ottenuto con set di rilasci tensionali ricavati con l’analisi a ritroso	131
Figura 5.27 Confronto tra taglio ottenuto con set di rilasci tensionali assunto nell’analisi di progetto e quello ottenuto con set di rilasci tensionali ricavati con l’analisi a ritroso.....	131
Figura 5.28 Confronto tra momento flettente ottenuto con set di rilasci tensionali assunto nell’analisi di progetto e quello ottenuto con set di rilasci tensionali ricavati con l’analisi a ritroso	132

Indice delle tabelle

Tabella 2.1 Range del grado di cementazione ed energia specifica per le quattro unità geotecniche (Barla & Barla, 2012)	16
Tabella 2.2 Percentuali frazioni granulometriche (sistema di classificazione USCS) (Barla & Barla, 2012).....	17
Tabella 2.3 Densità relative delle unità geotecniche (Barla & Barla, 2012)	18
Tabella 2.4 Risultati di indagini sismiche ed elettriche (Barla & Barla, 2012).....	18
Tabella 2.5 Prove di laboratorio sul materiale cementato - Passante ferroviario (Barla & Barla, 2012)	19
Tabella 2.6 Prove di laboratorio sul materiale cementato - Linea 1 metropolitana (Barla & Barla, 2012).....	19
Tabella 2.7 Parametri meccanici assegnati per l'analisi numerica (Barla & Barla, 2012)	20
Tabella 2.8 Parametri geotecnici raccomandati per il sottosuolo di Torino (Barla & Barla, 2012)	24
Tabella 4.1 Analisi per setacciatura, distribuzione percentuale delle principali classi granulometriche.	59
Tabella 4.2 Parametri geotecnici del terreno	61
Tabella 4.3 Set di parametri di iniezione	64
Tabella 4.4 Risultati prove Lefranc su terreno non trattato	71
Tabella 4.5 Risultati prove di laboratorio su terreno non trattato	71
Tabella 4.6 Risultati prova cross – hole ST1 - ST2	81
Tabella 4.7 Risultati prova cross – hole ST2 – ST3	81
Tabella 4.8 Risultati prova cross – hole ST5 – ST6	82
Tabella 4.9 Risultati prova cross – hole ST5 – ST7	82
Tabella 4.10 Moduli elastici dinamici	83
Tabella 4.11 Risultati prove Lefranc su terreno trattato	85
Tabella 4.12 Tipici valori di energia per unità di lunghezza del trattamento (Croce et al., 2004)	86
Tabella 4.13 Valori di energia per unità di lunghezza relativa alle colonne indicate	87
Tabella 4.14 Valori indicativi di diametri di colonna per diverse tipologie di terreni (C. Kutzner)	88
Tabella 4.15 Valori di sforzo a rottura dei diversi campioni e rispettivi valori minimi, massimi, medi e deviazioni standard.....	89
Tabella 4.16 Valori indicativi di resistenza e modulo elastico di terreni trattati con jetting (RODIO).	90
Tabella 4.17 Valori di modulo di rigidezza dei diversi campioni e rispettivi valori medi e deviazioni standard	91
Tabella 4.18 Valori convergenza media	97
Tabella 4.19 Associazione subsidenze osservate - posizione del fronte.....	102
Tabella 5.1 Parametri per la simulazione numerica dei terreni	115
Tabella 5.2 Parametri per la simulazione numerica del consolidamento.....	115
Tabella 5.3 Parametri per la simulazione numerica del rivestimento di prima fase	117

Tabella 5.4 Procedura utilizzata per la definizione dei fattori ΣM_{stage}	119
Tabella 5.5 Subsidenze in asse della galleria in funzione di $E_{consolidamento}$	127
Tabella 5.6 Subsidenze in asse della galleria in funzione di $E_{consolidamento}$ e E_{50}^{ref}	127
Tabella 5.7 Subsidenze in asse della galleria in funzione del rilascio tensionale.....	128

Capitolo 1

Introduzione

Il presente lavoro si pone l'obiettivo di approfondire ed analizzare alcuni aspetti tecnici che caratterizzano il progetto e la costruzione di gallerie superficiali in ambito urbano al fine di verificare l'efficacia delle ipotesi progettuali e delle soluzioni geotecniche adottate, alla luce delle evidenze di monitoraggio. Il caso studio è rappresentato dal prolungamento in direzione ovest, verso Cascine Vica, della Linea 1 della Metropolitana Automatica di Torino - Lotto Funzionale 1 e l'argomento preso in analisi è il consolidamento impiegato a protezione preventiva dello scavo della galleria naturale a foro cieco prevista con metodo di scavo tradizionale.

La linea 1 della Metropolitana di Torino, primo esempio di sistema di trasporto sotterraneo completamente automatico sperimentato in Italia, costituisce uno dei punti fondamentali del programma di miglioramento del sistema di trasporto pubblico della città. La realizzazione, inserita nel quadro dei lavori previsti in occasione dei XX giochi olimpici invernali, ebbe inizio a fine anno 2000, con inaugurazione della prima tratta avvenuta il 4 febbraio del 2006.

Il percorso della linea, lungo 15,1 km, percorribili in appena 25 minuti, collega il comune di Collegno, sito nella periferia ovest della città, e piazza Bengasi, nella periferia sud, al centro di Torino e alle stazioni ferroviarie di Porta Susa e Porta Nuova. Dato un tempo medio di percorrenza tra una fermata e l'altra di circa 60 secondi e l'integrazione con il sistema di trasporto pubblico di superficie, che permette un rapido interscambio e un elevato grado di mobilità sul territorio cittadino, l'opera si configura come una metropolitana veloce ed integrata. Nella *Figura 1.1* si riporta una foto della tipica via di corsa della metropolitana.



Figura 1.1 Via di corsa della metropolitana di Torino (www.infrato.it)

La tecnologia VAL (Veicolo Automatico Leggero), consente di gestire e controllare la metropolitana in modo completamente automatico, garantendo alti livelli di sicurezza, prestazioni e comfort di viaggio. Inoltre, è stata scelta anche perché ritenuta particolarmente adatta alle caratteristiche e ai requisiti della metropolitana automatica di Torino in termini di capacità di trasporto (con una portata massima per direzione, prevista in 15.000 passeggeri/ora), facilità di integrazione nell'ambiente urbano grazie alle contenute dimensioni del treno (2,08 m di larghezza), flessibilità ed economicità dell'esercizio. Il sistema, completamente automatizzato, ovvero senza conducente, è controllato per mezzo di telecomandi e telemisure dal posto di controllo e di comando, che per la Linea 1 è ubicato nei pressi della Stazione Fermi. Nella *Figura 1.2* si riporta una foto del veicolo VAL 208.



Figura 1.2 Veicolo VAL 208 della metropolitana di Torino (www.infrato.it)

Il progetto e la relativa esecuzione della Linea 1 della Metropolitana sono stati suddivisi in quattro tratte (Figura 1.3):

- la prima tratta, attualmente in esercizio, presenta una lunghezza di 9,5 km ed è compresa tra le stazioni Fermi e Porta Nuova; oltre alla galleria di linea include 15 stazioni, 15 pozzi di ventilazione e 2 interconnessioni con le linee ferroviarie che attraversano la città. La realizzazione della galleria è avvenuta prevalentemente per mezzo di tre frese a piena sezione del tipo a contropressione di terra (EPB-TBMs). L'esercizio della linea tra le stazioni Fermi e XVIII dicembre è avvenuto nel febbraio del 2006, mentre tra le stazioni XVIII dicembre e Porta Nuova è avvenuto nell'ottobre del 2007;
- la seconda tratta, attualmente in esercizio, presenta una lunghezza di circa 3,7 km ed è compresa tra la stazione di Porta Nuova e la stazione Lingotto; oltre alla galleria di linea include 6 stazioni, 7 pozzi di ventilazione ed una interconnessione con la linea ferroviaria; la realizzazione della galleria è avvenuta prevalentemente per mezzo di una fresa del tipo a contropressione di terra (EPB-TBMs). L'esercizio della linea è avvenuto nel marzo del 2011;
- la terza tratta, attualmente in esercizio, costituisce il prolungamento verso sud. Presenta una lunghezza di circa 1,9 km con origine all'estremità della stazione Lingotto, e capolinea terminale in piazza Bengasi. Essa comprende 2 stazioni, 2 pozzi ventilazione di intertratta e il pozzo terminale ubicato circa 200 m oltre la stazione Bengasi; la realizzazione della galleria è avvenuta per mezzo di una fresa del tipo a contropressione di terra (EPB-TBMs). L'esercizio della linea è avvenuto nell'aprile del 2021;

- la quarta tratta, attualmente in fase di costruzione, costituisce il prolungamento verso ovest. Presenta una lunghezza di 3,4 km con origine dalla diramazione del deposito metro di Collegno, in prossimità dell'attuale capolinea Fermi, e capolinea terminale nella frazione Cascine Vica del comune di Rivoli. Essa comprende 4 stazioni, 4 pozzi ventilazione di intertratta e il pozzo terminale ubicato oltre la stazione Cascine Vica. I lavori di costruzione della linea sono stati avviati nel maggio del 2019.

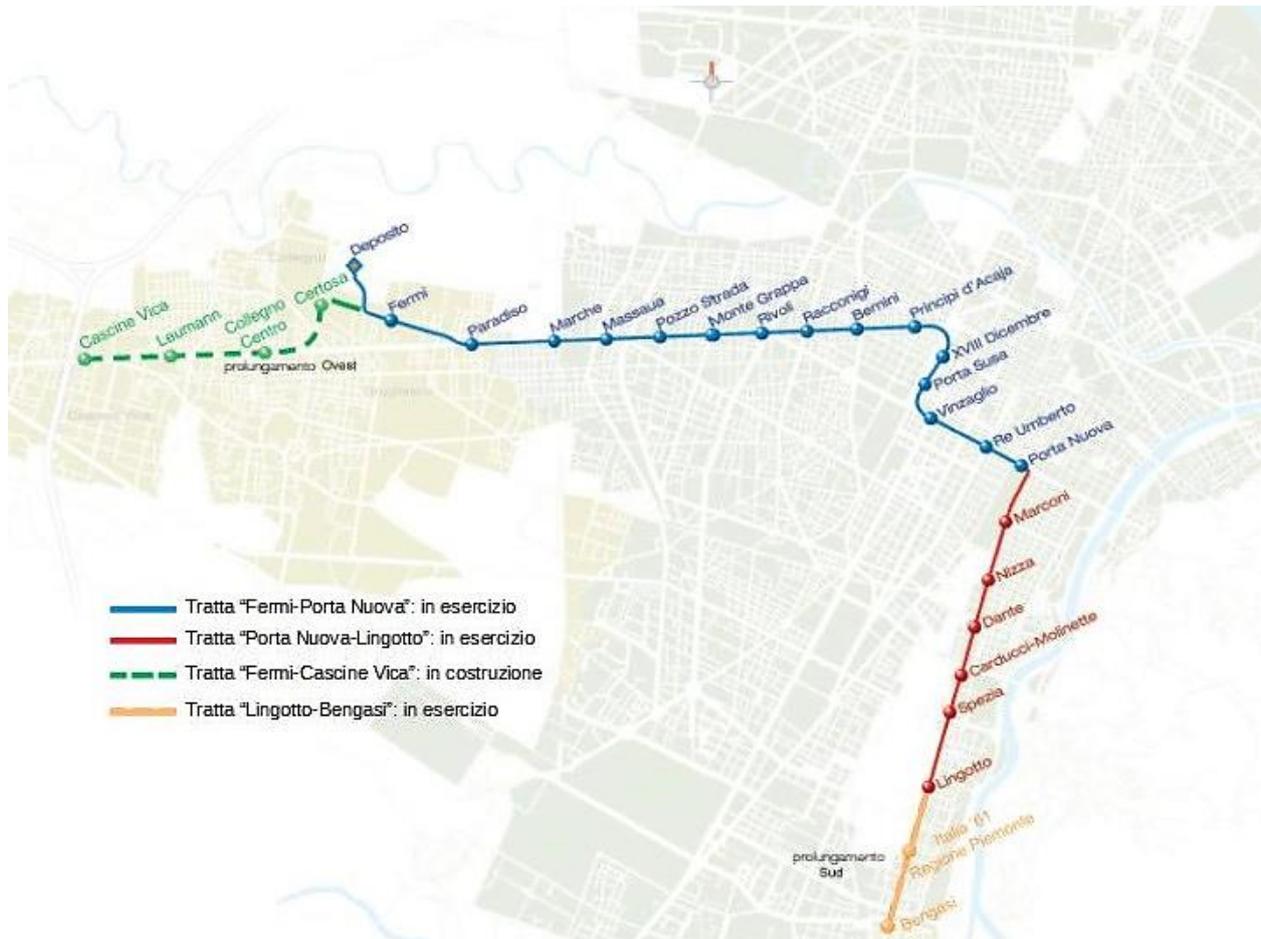


Figura 1.3 Tracciato della Linea 1 della Metropolitana di Torino (www.infrato.it)

Il lavoro è organizzato in cinque capitoli principali.

Nel Capitolo 1, come mostrato, si fornisce una descrizione generale della Linea 1 della Metropolitana di Torino, la cui realizzazione è stata suddivisa in quattro tratte, evidenziandone le caratteristiche funzionali, prestazionali e costruttive.

Nel Capitolo 2, al fine di identificare il contesto geologico e geotecnico del sottosuolo di Torino, si analizza la storia degli scavi in sotterraneo eseguiti nella città, con particolare riferimento alle principali opere realizzate: il Passante ferroviario e la Linea 1 della Metropolitana. Configurandosi come opere senza precedenti per la città, numerose sono state le campagne di indagini geologiche e geotecniche estremamente approfondite succedutesi negli ultimi 30 anni.

Le cospicue pubblicazioni di carattere bibliografico e compilativo di cui si dispone hanno consentito dunque l'inquadramento geologico e idrogeologico dell'area e la conseguente definizione delle caratteristiche geotecniche del terreno.

Nel Capitolo 3 si descrivono le tecniche di scavo nonché le principali problematiche che si riscontrano nel caso delle gallerie superficiali in ambito urbano: il fenomeno della subsidenza e la stabilità del fronte di scavo. Si effettua in seguito una disamina sulle principali tecniche in uso atte a limitare le subsidenze indotte dallo scavo: iniezioni, jet-grouting, iniezioni di compensazione, congelamento artificiale del terreno. Particolare attenzione è volta alla tecnica del jet-grouting, in quanto adottata quale tipologia di consolidamento per la galleria naturale realizzata per il prolungamento ovest della metropolitana, citando come esempio di applicazione nel contesto torinese quello relativo alla galleria naturale sotto il fascio binari in corrispondenza della stazione Zappata realizzata per il passante ferroviario, nella tratta Porta Susa-Lingotto.

Nel Capitolo 4, dedicato al caso studio, si procede inizialmente con la descrizione delle opere previste nel Lotto funzionale 1 del tracciato, focalizzandosi sulle caratteristiche costruttive delle sezioni tipo di avanzamento; successivamente si sintetizza la caratterizzazione geotecnica svolta, in modo da pervenire alla definizione del modello geotecnico di riferimento. Si passa poi alla disamina del consolidamento proposto per l'avanzamento, costituito da trattamento colonnare in jet-grouting eseguito dalla superficie e assunto quale soluzione per garantire la stabilità del sistema e limitare i cedimenti indotti in superficie. L'analisi delle indagini geotecniche di controllo svolte sul campo prove consente la valutazione dei diametri e delle caratteristiche di resistenza e deformabilità delle colonne realizzate. Infine si analizzano i dati di monitoraggio disponibili per la galleria in esame.

Nel Capitolo 5 si descrive la simulazione numerica bidimensionale della realizzazione della galleria naturale, effettuata tramite il codice di calcolo agli elementi finiti PLAXIS 2D. In particolare, con riferimento a una sezione di galleria ritenuta rappresentativa, si conduce un'analisi a ritroso basata sulle subsidenze rilevate in sede di monitoraggio: il primo obiettivo è quello di identificare i moduli di deformabilità che consentono di tarare il modello numerico; il secondo obiettivo è quello di valutare i rilasci tensionali osservati che, correlati a ogni fase costruttiva modellata, conducono a una visione critica del set di tassi di confinamento assunti in sede di progetto.

Capitolo 2

Le caratteristiche geotecniche del sottosuolo di Torino

2.1. Introduzione

Nel seguente capitolo si effettua una disamina sulla storia degli scavi in sotterraneo eseguiti nella città di Torino con particolare riferimento alle principali opere realizzate: il Passante ferroviario e la Linea 1 della Metropolitana. L'obiettivo è identificare il contesto geologico e geotecnico del sottosuolo: dopo un inquadramento idrogeologico dell'area, si descrive il complesso delle indagini geologiche e geotecniche svolte, nonché gli studi di caratterizzazione geotecnica effettuati. Configurandosi come opere senza precedenti per la città, la loro progettazione e realizzazione ha visto un succedersi di numerose campagne di indagini estremamente approfondite. L'analisi dei dati raccolti nelle cospicue pubblicazioni di carattere bibliografico e compilativo disponibili ha consentito infine la definizione delle caratteristiche geotecniche del terreno.

2.2. Obiettivi della caratterizzazione geotecnica

La progettazione di opere civili richiede la definizione di ogni dettaglio dell'opera, e questa necessita di un lavoro coordinato e integrato e di una perfetta sinergia tra diverse competenze: quella geotecnica, in stretta connessione con quella geologica, durante la fase di indagine e di definizione del modello geotecnico, e con quella dello strutturista, durante la definizione delle soluzioni progettuali.

Il successo nella progettazione di un'opera geotecnica dipende dunque dall'abilità del progettista nell'individuare i parametri di comportamento dei materiali con particolare riguardo al comportamento tenso-deformativo ed alla risposta in presenza dei sostegni messi in atto durante la costruzione. Le condizioni reali dei materiali naturali (terreni o rocce) presenti in sito devono essere descritte con un modello interpretativo, possibilmente semplice e, a tal fine, in fase di caratterizzazione geotecnica, vengono eseguite indagini in sito e prove in laboratorio rivolte ad esaminare la parte di sottosuolo influenzata, direttamente o indirettamente, dalla costruzione dell'opera.

Lo scopo della caratterizzazione geotecnica è dunque quello di individuare, per il sito in esame ed in coerenza con il modello geologico-strutturale ricostruito:

- le zone omogenee interessate dall'opera ed i parametri geotecnici che si prevede di utilizzare per il progetto e per il controllo dell'opera nel suo insieme;
- il modello geotecnico che sarà utilizzato nei calcoli di progetto, con riferimento sia alle fasi di costruzione che alla fase definitiva;
- l'eventuale presenza di falde acquifere, i moti di filtrazione ed il regime delle pressioni interstiziali nella zona interessata dallo scavo

I valori dei parametri geotecnici definiti in fase di caratterizzazione saranno soggetti necessariamente a conferma o affinamento in corso d'opera grazie al monitoraggio, finalizzato alla misura delle grandezze d'interesse (spostamenti, tensioni, livelli piezometrici, ecc.) e alla verifica del complesso opera-terreno, in esercizio (Barla, 2010; Tanzini, 2006).

2.3. Principali scavi sotterranei eseguiti in città: il passante ferroviario e la Linea 1 della Metropolitana

La città di Torino ha visto negli ultimi 30 anni un interesse significativo nella costruzione di nuove infrastrutture sotterranee, tra le quali le principali sono rappresentate dal Passante Ferroviario e dalla Linea 1 della Metropolitana (Figura 2.1). La costruzione di tali opere ha reso necessario analizzare l'interazione tra il suolo, e i movimenti in esso indotti, e le strutture esistenti, comprendenti diverse categorie di edifici, da quelli in muratura, di interesse storico, alle più recenti costruzioni in cemento armato. Ciò ha richiesto particolare attenzione sia durante le fasi di progettazione che di costruzione, dal momento che queste gallerie sono state le prime importanti grandi opere sotterranee realizzate in città.



Figura 2.1 Pianta dell'area metropolitana di Torino con indicazione delle linee ferroviarie (www.torino.mobilita.org)

2.3.1. Descrizione generale delle opere

Il Passante Ferroviario di Torino è parte integrante del complesso di opere previste per la sistemazione del nodo ferroviario, che ha comportato la costruzione di un insieme di collegamenti finalizzati alla separazione funzionale della rete ferroviaria per la media e lunga distanza da quella per il trasporto locale, data la presenza, fino a 30 anni fa, di una sola rete ferroviaria comune alle diverse tipologie di trasporto. L'opera ha dunque contribuito alla soluzione dei problemi di trasporto in una prospettiva cittadina e regionale, collegando tra loro tutte le ferrovie di carattere locale che convergono su Torino, costituendo una rete ferroviaria regionale, separata da quella dedicata al traffico a media e lunga distanza, e consentendo contestualmente l'instradamento in città della linea ad alta velocità Torino-Milano-Lione.

La tratta più propriamente urbana del passante, costruita nel corso degli anni Novanta e facente parte del primo Lotto, è quella che collega la stazione di Lingotto a quella di Torino Porta Susa, e si sviluppa in galleria su una lunghezza di circa 5 km, con parti in artificiale, con paratie dal piano campagna, e parti in naturale, a foro cieco. Il secondo Lotto si estende per circa 4 km in direzione Sud-Nord, in una zona fortemente urbanizzata, dal Corso Vittorio Emanuele II sino all'intersezione con Corso Grosseto, comprendendo l'intero rifacimento delle stazioni Porta Susa e Dora, la realizzazione della nuova stazione sotterranea Rebaudengo, oltre ai lavori per portare in sotterraneo la linea veloce Torino-Milano e le linee destinate al traffico locale e di interscambio con la Linea 1 della Metropolitana. La *Figura 2.2* illustra la tratta del passante Ferroviario sopradescritta tra la stazione di Lingotto e la stazione di Stura (*Barla et al., 1993*).

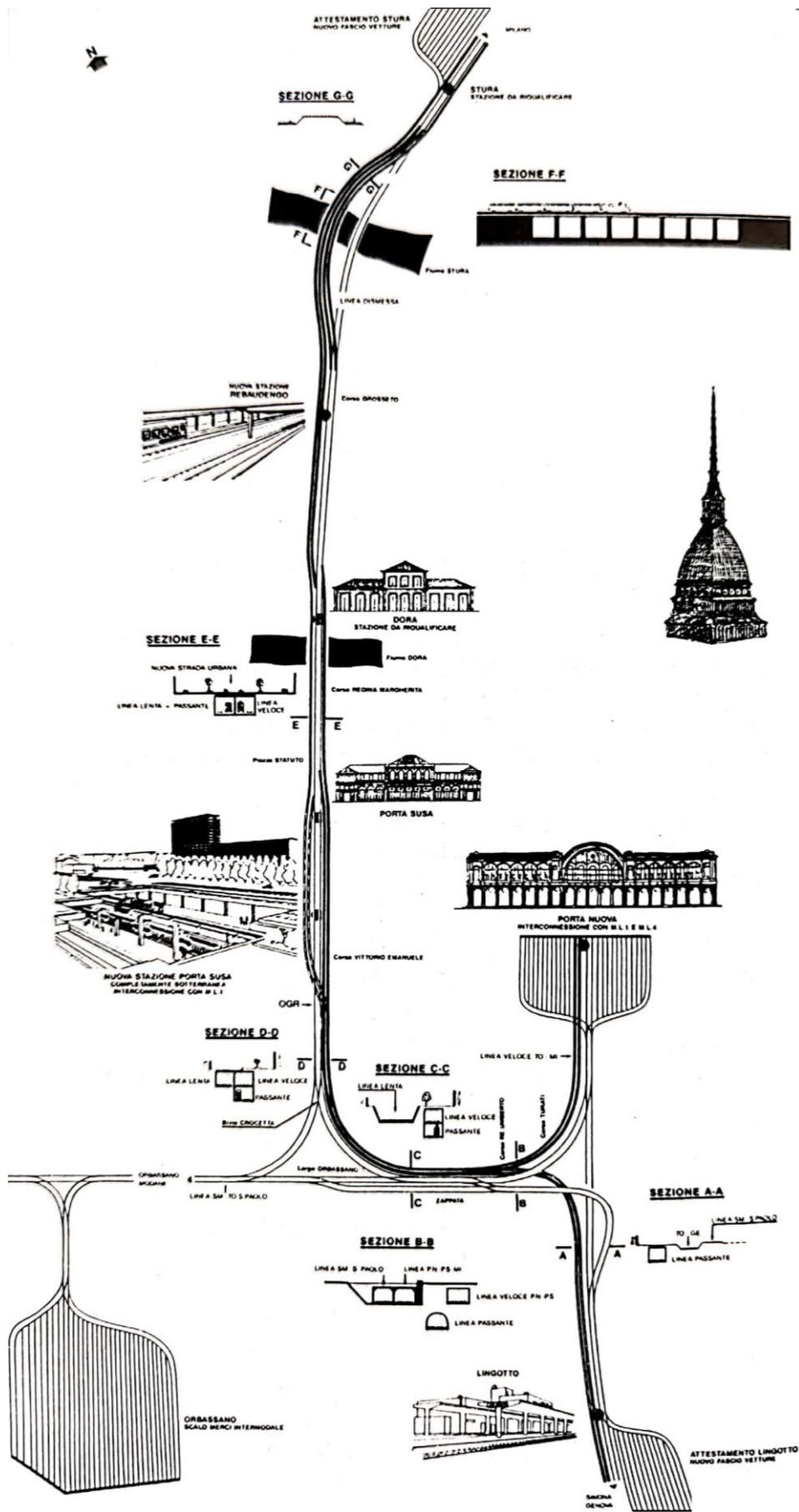


Figura 2.2 Tratto del passante ferroviario tra la stazione di Lingotto e quella di Stura (Barla et al., 1993)

La linea 1 della Metropolitana che, con una lunghezza complessiva di circa 28 km, collega il centro città ai piccoli centri ubicati ad ovest e a sud dell'area metropolitana, è stata quasi interamente scavata ad una profondità di 15-20 m usando frese a contropressione di terra (Earth Pressure Balance Tunnel Boring Machine), di diametro e di lunghezza pari rispettivamente a 7,8 m e 80 m., che hanno permesso la contemporanea installazione del rivestimento interno, costituito da anelli prefabbricati in conci di calcestruzzo armato, di spessore pari a 0,3 m e di lunghezza pari a 1,4 m (Figura 2.3). Il diametro interno della galleria è di 6,9 m, con un diametro di scavo di 7,8 m e il tasso medio di avanzamento di 10 m al giorno. Si è ricorso all'uso di una lastra di cemento, realizzata tramite iniezioni effettuate dalla superficie al di sopra della sezione della galleria, per evitare lo sviluppo di possibili instabilità locali durante lo scavo (Figura 2.4) (Barla e Barla, 2005; Damiani et al., 2018).

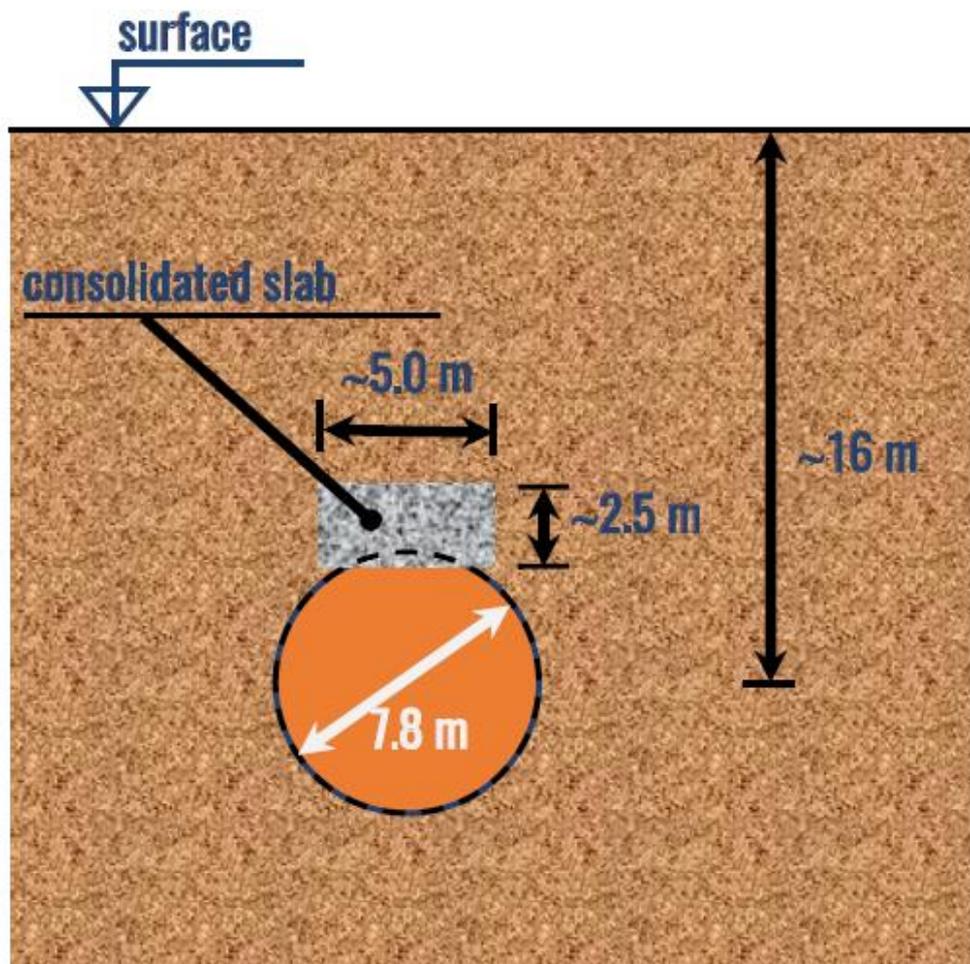


Figura 2.3 Sezione trasversale della galleria (Barla e Barla, 2005)



Figura 2.4 Foto della galleria finita (Barla e Barla, 2005)

2.3.2. Inquadramento geologico e idrogeologico dell'area

Il territorio di Torino si estende sul margine occidentale della pianura del Po per circa 130 km² ed è compreso tra l'arco alpino a ovest e la collina di Torino est. La città, si estende per circa l'80% su un'area semi-pianeggiante, delimitata dai fiumi Stura di Lanzo, Sangone e Po, costituita dalle conoidi fluvio-glaciali poste allo sbocco delle valli alpine della Dora Riparia e della Stura di Lanzo, successivamente rimodellate ed alluvionate dai corsi d'acqua dell'attuale reticolo idrografico. Il restante 20% è costituito dai rilievi collinari adiacenti Il Po a Est della città. Dal punto di vista morfologico, il territorio di pianura degrada lievemente da ovest verso est, con quote che vanno da 260-270 m s.l.m. a circa 220 m s.l.m. In sintesi, il sottosuolo della città di Torino è caratterizzato dalla successione di tre complessi (Figura 2.5):

- Un orizzonte superficiale di alluvioni prevalentemente grossolane, costituito da ciottoli, ghiaie e sabbie in una matrice sabbiosa-limosa, di spessore variabile tra 20 e 50 m, legato ai depositi fluvio-glaciali e fluviali della Doria Riparia e della Stura di Lanzo (Pleistocene medio-Olocene). Questo strato è caratterizzato dalla presenza di cementazione distribuita in modo casuale, che viene anche definita localmente con il termine di “puddinga”.
- Un complesso di depositi lacustri e fluviolacustri, costituito da un'alternanza di livelli argillosi e sabbioso-ghiaiosi (Pliocene superiore - Pleistocene inferiore), anche nota come formazione Villafranchino.
- Una serie terziaria di origine marina, caratterizzata da depositi di sabbia e argillosi e fossiliferi (Pliocene-medio).

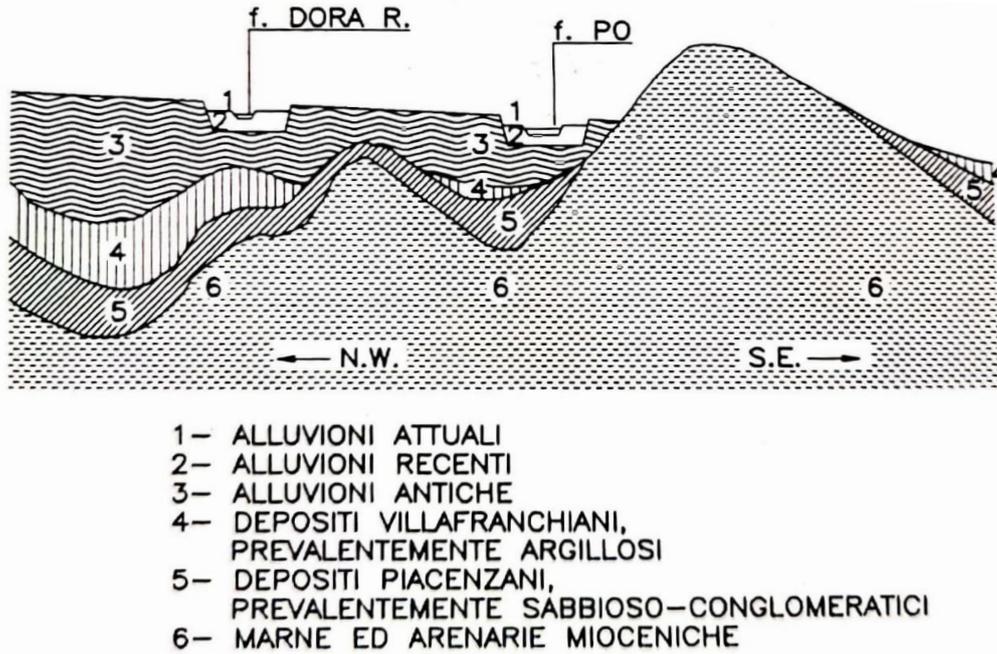


Figura 2.5 Sezione geologico – stratigrafica del sottosuolo di Torino (Bottino e Civita, 1986)

Lo studio mineralogico effettuato sulla cementazione dei sedimenti alluvionali quaternari ha permesso di identificare un “struttura tipo menisco” che può essere attribuita a un ambiente vadoso. Questo ha portato ad una riformulazione delle ipotesi inizialmente avanzate sulla formazione della cementazione: la causa principale non è l'incontro e la miscelazione di acque dure e fredde provenienti dalle Alpi, ad ovest, con altre acque più temperate aventi un pH diverso, piuttosto l'acqua meteorica leggermente acida che, filtrando nel sottosuolo, discioglie i carbonati di calcio e di magnesio degli strati di terreno attraversati; i carbonati potrebbero quindi precipitare ulteriormente verso il basso nell'ambiente vadoso, dove l'acqua tenderebbe a perdere l'anidride carbonica in essa disciolta e a sovra saturarsi, favorendo così la precipitazione di carbonato di calcio. Questo meccanismo spiegherebbe la formazione di cementazione al di sopra del livello di falda.

La falda freatica in città si attesta ad una profondità compresa tra circa 15 e 25 m al di sotto del piano campagna. Lo spessore di questo acquifero, confinato nella parte inferiore da uno strato di argilla, varia tra i 15 ed i 30 m ed è costituito principalmente dalle frazioni ghiaiose-sabbiose. La direzione del flusso va da ovest ad est, verso il fiume Po, che rappresenta il livello base della falda, nonché il punto di confluenza delle acque superficiali e sotterranee (Figura 2.6). A partire dagli anni Ottanta e per circa un decennio, la falda nel sottosuolo di Torino è risultata in costante risalita a causa della decentralizzazione dell'assetto produttivo dalla città. Ciò è stato evidenziato dall'analisi, dei dati registrati dai piezometri, eseguita durante la costruzione del passante ferroviario. Tuttavia, l'analisi di dati più recenti, raccolti durante la costruzione della Linea 1 della Metropolitana, ha suggerito una stabilizzazione del livello della falda, che attualmente risulta essere caratterizzata da limitate fluttuazioni, con un massimo incremento di 1,5 m negli anni estremamente piovosi (Barla et al., 1993; Barla & Barla, 2012).

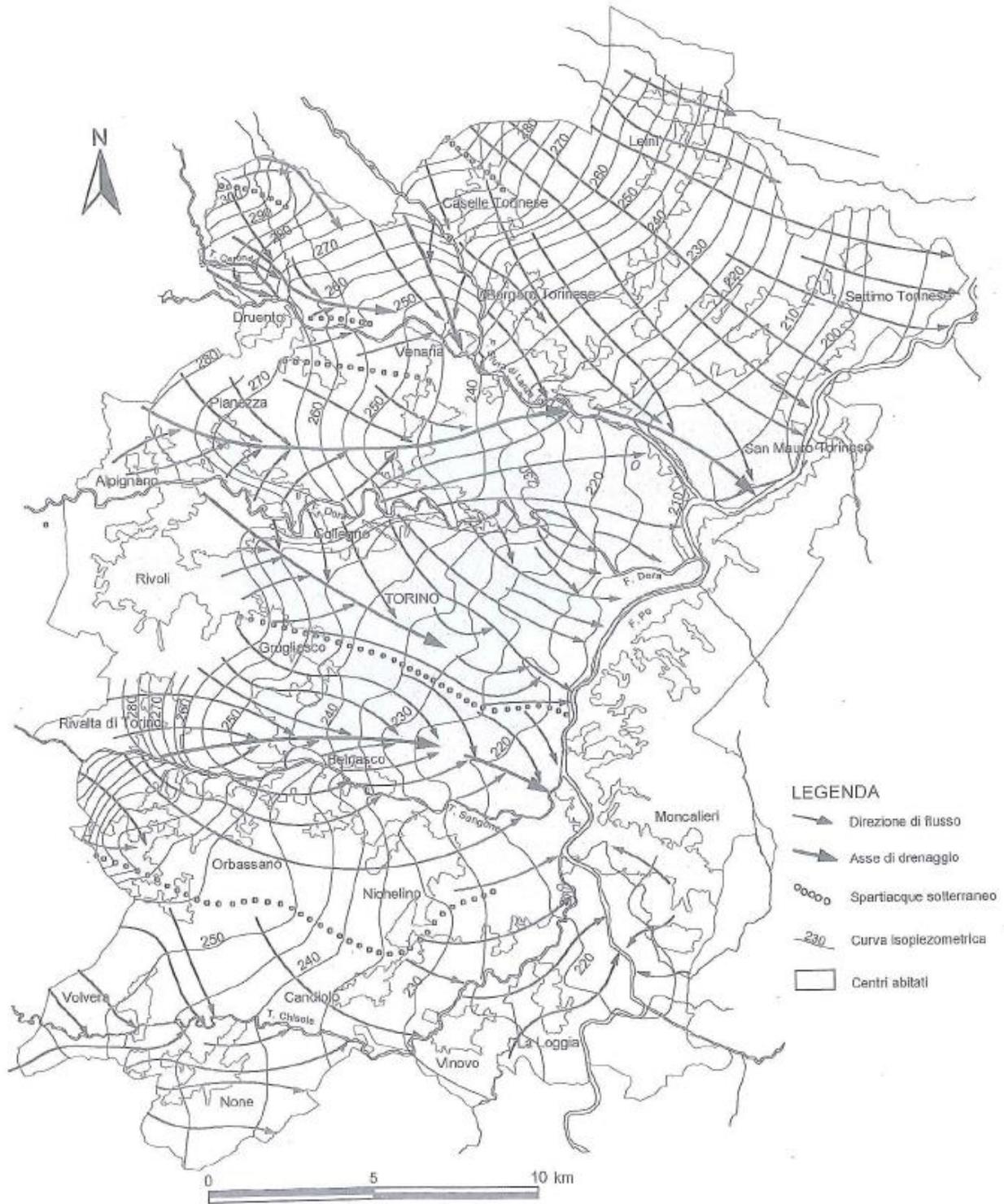


Figura 2.6 Linee di flusso dell'acquifero libero di Torino (Civita e Pizzo, 2001)

2.3.3. Indagini geologiche e geotecniche svolte

Il passante ferroviario e la Linea 1 della Metropolitana si pongono come opere senza precedenti nell'ambito della città di Torino. I dati geologico-stratigrafici e geotecnici esistenti, derivati da opere precedenti o realizzate, non erano sufficienti per consentire una stima dei parametri geotecnici del terreno, in relazione soprattutto alla tipologia di opere previste e delle tecnologie esecutive da adottare (*Barla et al., 1993*). Come riportato nello studio effettuato da *Barla & Barla, 2012*, negli ultimi 30 anni, sia durante la fase di progetto che di costruzione delle due infrastrutture sotterranee, si sono così effettuate campagne di indagini geologiche e geotecniche estremamente approfondite, principalmente con riferimento ai primi 40-50 m di profondità; le indagini sono state volte alla classificazione del terreno in zone omogenee, ovvero in Unità Geotecniche, sulla base di un appropriato modello geologico-geotecnico in grado di tener conto anche dell'influenza della cementazione.

In particolare, al fine di definire la sequenza stratigrafica dei terreni e i corrispondenti parametri geotecnici, da usare in fase di progetto, e di determinarne la distribuzione granulometrica e le proprietà meccaniche, si sono analizzate le indagini eseguite nell'ambito della progettazione esecutiva del 1° e del 2° Lotto del Passante Ferroviario e che, come descritto nello studio di *Barla & Vai, 1999*, hanno comportato l'esecuzione di prove in sito ed in laboratorio.

Le prove eseguite in sito sono le seguenti:

- perforazioni geognostiche
- prove penetrometriche dinamiche SPT (Standard Penetration Test)
- perforazioni strumentate
- indagini geofisiche (metodi sismici ed elettrici)
- scavo di pozzi di grande diametro
- misure piezometriche
- prove di permeabilità
- prove di carico su piastra

Le prove eseguite in laboratorio sono le seguenti:

- analisi granulometriche su campioni rappresentativi della natura dei terreni sciolti
- prove meccaniche su campioni di terreno cementati

La distribuzione e il grado di cementazione presente nel sottosuolo di Torino sono stati inizialmente dedotti dall'osservazione diretta del materiale estratto attraverso i sondaggi geognostici. Sono state riconosciute tre differenti tipologie di materiale cementato classificate come materiale debolmente cementato, materiale con grado di cementazione medio e materiale altamente cementato (*De Rienzo, 2002*). Data l'assenza di una continuità in direzione orizzontale e dunque l'impossibilità di considerare il materiale cementato come un'unità stratigrafica, lo si è classificato sulla base della frequenza e della persistenza dei livelli cementati, indagate attraverso perforazioni a distruzione con tricono (perforazioni strumentate) (*Barla et al., 1993*). Sulla base dei parametri registrati, è stato calcolato, su intervalli regolari di profondità, il valore di energia specifica, intesa come quantità di lavoro che deve essere spesa per la perforazione di un'unità di volume di terreno.

Nell’ambito della progettazione del Passante Ferroviario e della Linea 1 della Metropolitana, due differenti metodi sono stati utilizzati per la determinazione dell’energia specifica (Barla & Vai, 1999; Barla et al., 1993): metodo 1 (conosciuto come “tecnica PA.PE.RO.” – “PARAMetri di PERforazione ROdio”) e metodo 2 (conosciuto come tecnica DAC-Test – “Diagrafia Automatica Continua”). Le perforazioni sono state eseguite mantenendo costanti la spinta applicata sull’utensile, la velocità di rotazione e la coppia applicata e dunque l’energia specifica è risultata funzione della sola velocità di avanzamento, a sua volta influenzata dalla sola perforabilità del terreno. È stato quindi possibile definire un criterio per l’individuazione dei livelli cementati, basato sulla seguente disequaglianza:

$$E_s(z) \geq K \cdot z + E_{s,0} \quad (2.1)$$

dove K tiene conto della variazione di energia specifica con la profondità z e $E_{s,0}$ è l’energia specifica del terreno cementato. Il terreno è stato considerato cementato ogni qualvolta tale disuguaglianza fosse verificata per uno spessore superiore a 40 cm. I valori di K e di $E_{s,0}$ dipendono dalla tipologia di tecnica usata. Accertata la presenza o meno dei livelli cementati e individuatane la distribuzione spaziale, si è determinato il grado di cementazione del terreno investigato come segue, con riferimento ad una data lunghezza di perforazione:

$$C\% = \frac{\sum(L_c)_{\geq 40cm}}{L} \cdot 100 \quad (2.2)$$

dove $\sum(L_c)_{\geq 40cm}$ è la somma degli spessori di terreno cementato superiori a 40 cm, in accordo con l’equazione (2.1).

L’analisi dei valori medi di energia specifica e di cementazione di tutte le perforazioni effettuate lungo il tracciato delle due infrastrutture, unitamente alla descrizione del terreno estratto con i sondaggi geognostici, portò dunque alla classificazione del sottosuolo di Torino in 4 unità geotecniche (GU):

- GU1: terreno di riporto antropico (sabbioso/ limo argilloso)
- GU2: ghiaia e sabbia debolmente cementate
- GU3: ghiaia e sabbia mediamente cementate
- GU4: ghiaia e sabbia fortemente cementate

Le GU sono caratterizzate dai valori di grado di cementazione ed energia specifica mostrati nella *Tabella 2.1*.

Tabella 2.1 Range del grado di cementazione ed energia specifica per le quattro unità geotecniche (Barla & Barla, 2012)

Geotechnical Unit	C% [%]	E_s [MJ/m ³]
GU1:anthropic backfill (sandy/clayey silt)	–	–
GU2:gravel and sand weakly cemented	0 – 25	70 – 140
GU3:gravel and sand medium cemented	25 – 50	140 – 210
GU4:gravel and sand highly cemented	50 – 75	210 – 280

Le analisi granulometriche effettuate sui campioni di terreno, prelevati dalle carote e dai pozzi di grande diametro, durante la costruzione del Passante Ferroviario (230 dati) e della Linea 1 della Metropolitana (183 dati), hanno evidenziato quanto segue: nel suo insieme il terreno risulta eterogeneo e caratterizzato dalla presenza uniforme di tutte le frazioni granulometriche, principalmente costituite da frazione grossolana; il coefficiente di uniformità C_u (rapporto tra il D_{60} e D_{10} , rispettivamente diametri dei setacci che lasciano passare il 60% e il 10% del materiale) ha un valore medio particolarmente elevato e pari a circa 30 (Barla et al., 1993). Sulla base dei risultati ottenuti, il terreno è risultato dunque appartenente alla classe G (ghiaia) e S (Sabbia) dell'“Unified Soil Classification System” (USCS) e alle classi A1 e A2-4 dell'“AASHTO Soil Classification System. Inoltre, dal momento che l'indice di plasticità della frazione fine è inferiore a 9,1, il terreno è risultato non-plastico (Tabella 2.2) (Figura 2.7).

Tabella 2.2 Percentuali frazioni granulometriche (sistema di classificazione USCS) (Barla & Barla, 2012)

Fraction	Grain size [mm]	Soil percentage from boreholes [%]		Soil percentage from macro-samples [%]
		Underground Railway Link [6]	Metro Line 1 [4]	Metro Line 1 [4]
Cobbles	> 75	51	4.37	14.87
Gravel	4.75 -75	51	44.86	58.33
Sand	0.075 -4.75	31	35.31	22.73
Silt and clay	< 0.075	18	16.05	4.06

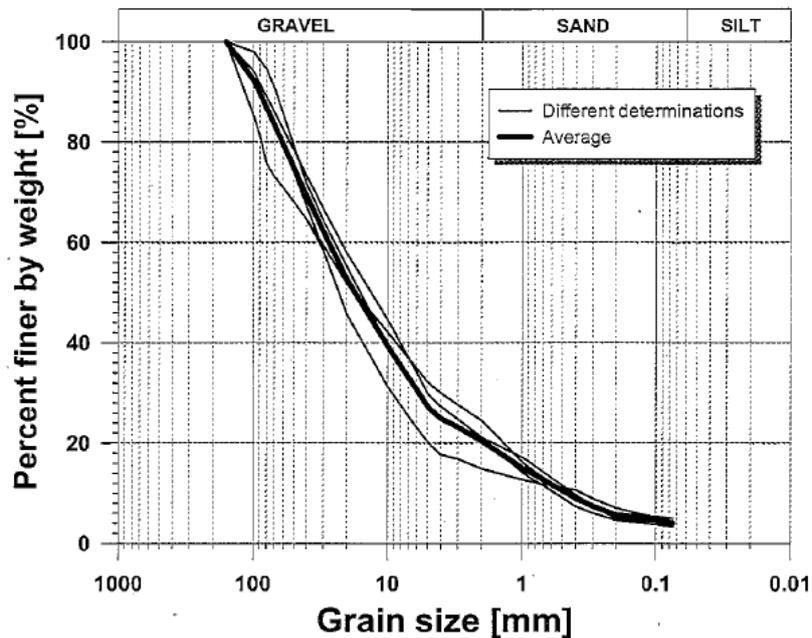


Figura 2.7 Curve granulometriche ottenute dai macro - campioni (Barla & Barla, 2012)

La densità relativa del terreno è stata dedotta ricorrendo a correlazioni empiriche presenti in letteratura (Skempton e Yoshida et al.) e basate sui risultati delle prove penetrometriche dinamiche, in termini di N_{SPT} (somma del numero di colpi necessari per un avanzamento del campionatore nel terreno di 30 cm) (Tabella 2.3). La presenza di grandi ciottoli e di uno spessore significativo di cementazione ha causato considerevoli problemi durante le prove, che dunque sono state considerate attendibili solo per le prime due unità geotecniche.

Tabella 2.3 Densità relative delle unità geotecniche (Barla & Barla, 2012)

Geotechnical Unit	N _{SPT} [-]	Relative density [%]		
		[7]	[8]	Chosen range
GU1	19 – 39	56 – 81	54 – 73	50 – 60
GU2	29 – 68*	49 – 81	52 – 77	50 – 70
GU3	37* – 86*	–	–	60 – 80
GU4	45* – 98*	–	–	60 – 80

Le prove di carico su piastra, sia in direzione verticale che orizzontale e a differenti profondità, sono state eseguite nei pozzi di grande diametro scavati durante la costruzione del Passante Ferroviario (23 prove) e della Linea 1 della Metropolitana (4 prove); attraverso tali prove è stato possibile ottenere i valori del modulo di deformabilità, correlato al grado di cementazione. Infatti i risultati ottenuti attraverso le correlazioni presenti in letteratura, che permettono la stima del modulo di deformabilità sulla base delle prove SPT, erano stati ritenuti eccessivamente conservativi (Barla & Vai, 1999). Le indagini geofisiche (sismiche ed elettriche con il metodo cross-hole, tomografia sismica) hanno permesso di identificare la distribuzione della cementazione lungo le sezioni verticali selezionate e le correlazioni con la velocità delle onde sismiche di compressione V_p e con la resistività elettrica ρ (Tabella 2.4).

Tabella 2.4 Risultati di indagini sismiche ed elettriche (Barla & Barla, 2012)

Soil properties	V_p [m/s]	ρ [$\Omega \cdot m$]
Soil with void (probably)	330 – 660	–
Loose to weakly cemented soil	600 – 1,400	< 80 – 100
Weakly to medium cemented soil	1,400 – 2,000	80 – 200
Medium to highly cemented soil	2,000 – 2,500	200 – 500
Highly cemented soil	> 2,500	> 500

Al fine di determinare le caratteristiche di resistenza del terreno cementato attraverso prove di laboratorio, si sono estratti macro-campioni di materiale cementato dai pozzi di grande diametro, in modo che questi fossero rappresentativi del reale comportamento del terreno. Nell'ambito della progettazione del Passante Ferroviario (Barla et al., 1993) sono state effettuate prove di compressione monoassiale e misure di velocità di onde ultrasoniche, mentre nell'ambito della progettazione della Linea 1 della Metropolitana sono state eseguite prove di compressione monoassiale e di taglio diretto su campioni di terreno cementato. I risultati delle due campagne di indagine sono elencati rispettivamente nelle Tabelle 2.5 – 2.6, dove γ è il peso dell'unità di volume del terreno, σ_{ci} è la resistenza a compressione monoassiale, $E_{t,50\%}$ e $E_{s,50\%}$ i moduli tangente e secante valutati per una mobilitazione di resistenza del 50%.

Tabella 2.5 Prove di laboratorio sul materiale cementato - Passante ferroviario (Barla & Barla, 2012)

Sample	γ [kN/m ³]	Ultrasonic velocity		Strength properties	
		Horiz. [m/s]	Vert. [m/s]	σ_{ci} [MPa]	$E_{t,50\%}$ [MPa]
R1	22.00	-	-	6.02	2,550
R2	21.17	-	-	6.06	1,533
R3	20.63	3,334	2,730	1.94	1,538
R4	20.98	3,358	3,210	2.86	1,325
R5	21.58	3,279	3,083	4.61	714
R6	23.22	3,192	3,443	3.70	2,52188
Mean	21.60	3,291	3,117	4.20	1,697

Tabella 2.6 Prove di laboratorio sul materiale cementato - Linea 1 metropolitana (Barla & Barla, 2012)

Sample	σ_{ci} [MPa]	$E_{t,50\%}$ [MPa]	$E_{s,50\%}$ [MPa]
ibz1	2.13	140	100
ibz3	4.64	980	580
ibz4	7.20	1,630	1,070
ibz6	3.05	1,000	580
ibz8	1.86	830	330
ibz9	1.46	490	230
Mean	3.39	845	482

2.3.4. Studi di caratterizzazione geotecnica

I parametri geotecnici per lo strato superficiale (GU1) sono stati determinati attraverso correlazioni empiriche basata sui valori di N_{SPT} . (ovvero in termini del criterio di rottura di Mohr-Coulomb). La definizione dei parametri geotecnici degli altri strati (GU2, GU3, GU4), parzialmente cementati, ha invece richiesto il ricorso ad un approccio che fosse in grado di considerare l'effetto del grado di cementazione, data l'impossibilità di condurre prove di laboratorio su campioni di terreno rappresentativi (Barla e Barla, 2005). Così sono state eseguite una serie di analisi numeriche sia con il metodo alle differenze finite (FDM) per le analisi continue, sia con il metodo degli elementi distinti (DEM) per le analisi discontinue (Barla & Barla, 2012).

L'analisi numerica continua del sottosuolo di Torino è stata eseguita contestualmente agli studi progettuali della Linea 1 della Metropolitana, usando il software FLAC e simulando delle prove di compressione monoassiale. Sulla base delle osservazioni effettuate in sito, la cementazione del materiale (in rosso nella Figura 2.8) è stata distribuita lungo piani orizzontali, in aree prescelte del campione. Si sono considerati differenti gradi di cementazione, variabili tra 0% e 100% e tre differenti distribuzioni per ogni grado, al fine di limitare gli effetti geometrici sui risultati ottenuti.

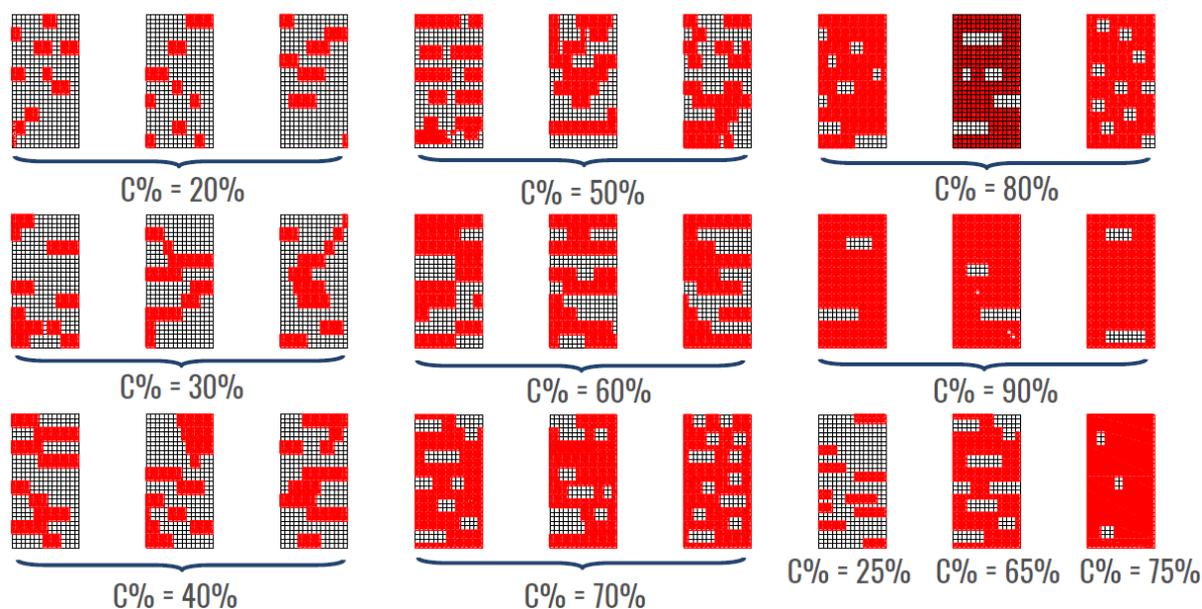


Figura 2.8 Set di campioni numerici (FLAC) per diversi gradi di cementazione (Barla & Barla, 2012)

È stato assunto un comportamento elastico perfettamente plastico e i parametri meccanici, riportati nella Tabella 2.7, sono stati assegnati alle aree rappresentati il terreno non cementato e quello cementato, rispettivamente secondo i criteri di rottura di Mohr-Coulomb e di Hoek-Brown.

Tabella 2.7 Parametri meccanici assegnati per l'analisi numerica (Barla & Barla, 2012)

Parameter	Symbol	Non cemented soil	Cemented soil
Deformation modulus	E_d [MPa]	150	480
Poisson ratio's	ν [-]	0.3	0.3
Cohesion	c [kPa]	0	-
Friction angle	ϕ [°]	37	-
Unconfined compressive strength	σ_{ci} [MPa]	-	3.4
Hoek and Brown constant	m_i [-]	-	20

L'analisi numerica discontinua, eseguita con il software PFC^{2D} in linea con l'approccio sopra descritto per l'analisi continua, ha permesso di valutare la capacità del metodo agli elementi distinti di simulare il comportamento meccanico del sottosuolo di Torino. Infatti, il metodo discontinuo, contrariamente a quello continuo, ben riproduce le caratteristiche meccaniche proprie di un mezzo granulare attritivo. In questo caso, dato che il comportamento del provino è controllato dai parametri micromeccanici e dai contatti tra le particelle, si è reso necessario un preliminare processo di calibrazione al fine di riprodurre la deformabilità ed il comportamento di resistenza del sottosuolo.

Questo processo è stato eseguito con riferimento ai campioni caratterizzati da un grado di cementazione di 0 e 100%, per i quali le proprietà meccaniche sono note, e una volta ottenuta una soddisfacente simulazione, si è analizzata l'influenza sul comportamento meccanico di diversi gradi di cementazione (*Figura 2.9*).

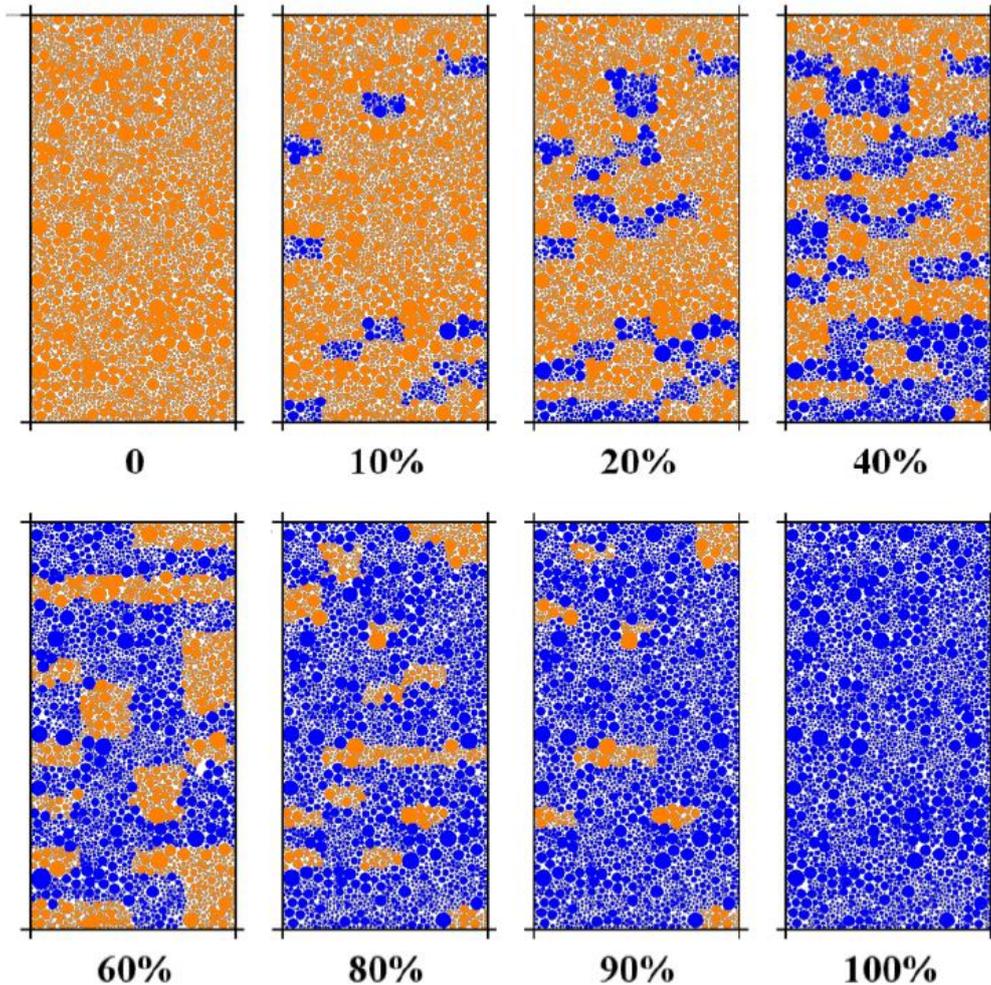


Figura 2.9 Set di campioni numerici (PFC) per differenti gradi di cementazione (Barla & Barla, 2012)

Nella *Figura 2.10* sono rappresentate le curve di sforzo-deformazione ottenute dai modelli numerici continui (linea tratteggiata) e discontinui (linea continua). Nelle *Figure 2.11 – 2.12*, oltre ai dati relativi alle indagini in sito, sono riportati rispettivamente i valori del modulo di deformabilità e della resistenza a compressione monoassiale al variare del grado di cementazione, ottenuti sia dalle analisi continue che da quelle discontinue. I risultati delle analisi discontinue mostrano una deformabilità più elevata e una resistenza poco più elevata rispetto ai risultati delle analisi continue (*Barla & Barla, 2012*).

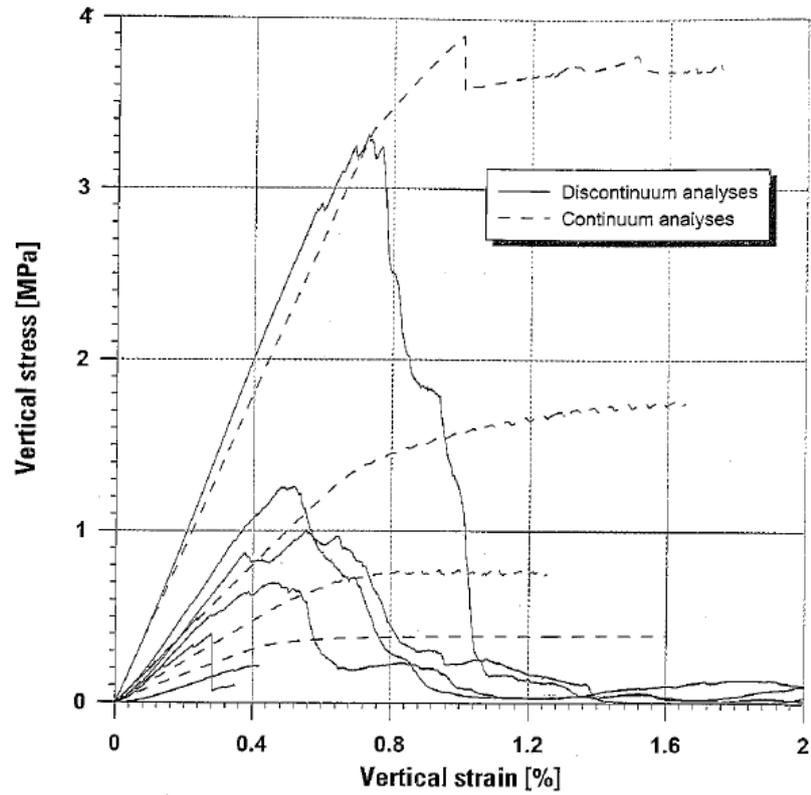


Figura 2.10 Confronto tra le curve di sforzo – deformazione (Barla & Barla, 2012)

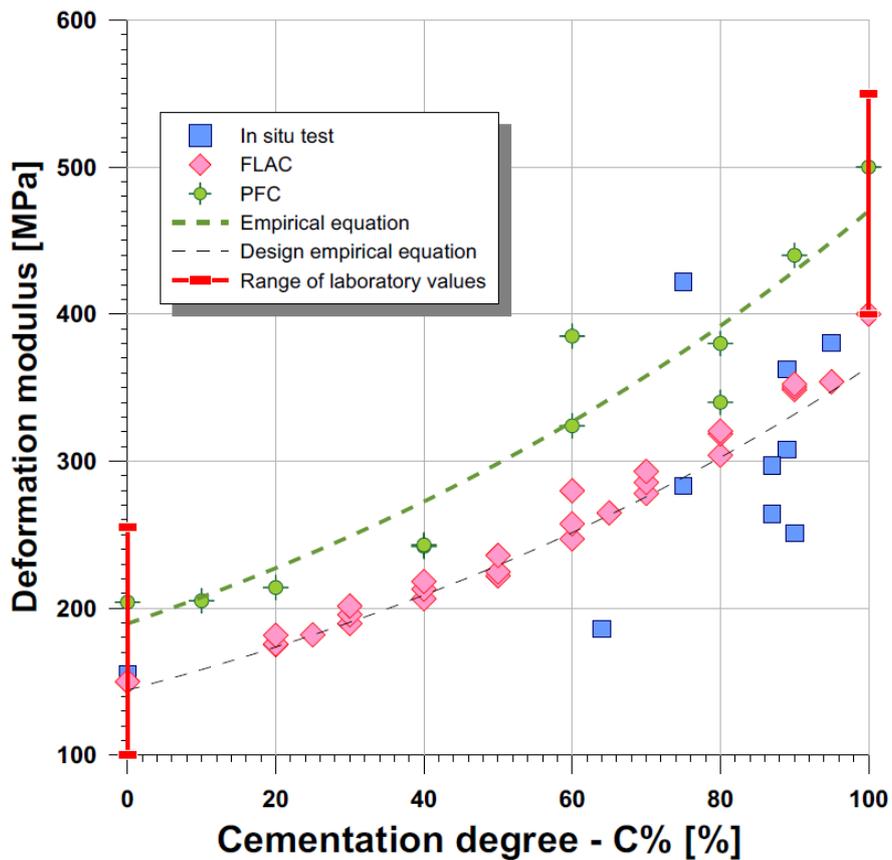


Figura 2.11 Moduli di deformabilità in funzione del grado di cementazione (Barla & Barla, 2012)

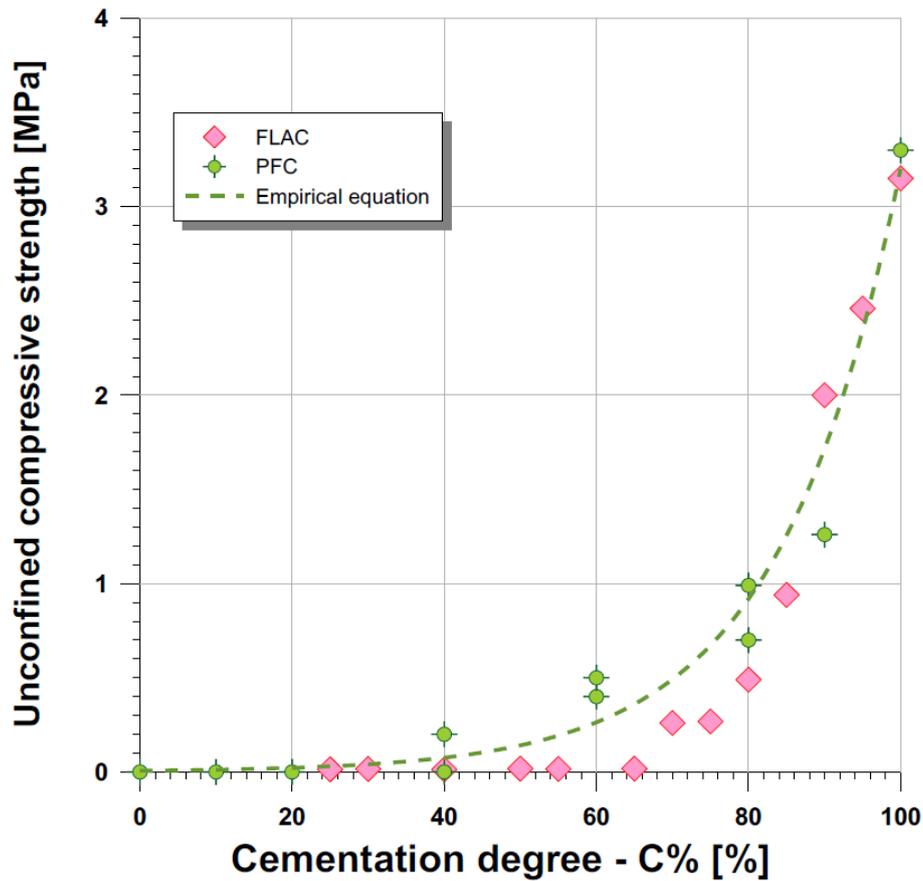


Figura 2.12 Resistenza a compressione monoassiale in funzione del grado di cementazione (Barla & Barla, 2012)

Sulla base dei risultati numerici sopradescritti, è stato possibile definire, tramite il fitting delle curve, delle correlazioni tra il modulo di deformabilità e il grado di cementazione e tra la resistenza a compressione monoassiale e il grado di cementazione, che hanno permesso la valutazione dei parametri geotecnici del terreno parzialmente cementato. Con riferimento alla resistenza del materiale, il criterio di Mohr-Coulomb è stato usato per il terreno non cementato, mentre, quello di Hoek-Brown per il terreno cementato. Al fine di descrivere il comportamento del terreno al variare del grado di cementazione, si è adottato il criterio di Papantonopoulos & Atmatzidis (1993), intermedio tra i due precedenti ed espresso dalla seguente equazione (Barla e Barla, 2005):

$$(\sigma_1 - \sigma_3)^{(1+k)} = m \cdot \sigma_c^k \cdot \sigma_3 + \sigma_{ci}^{(1+k)} \quad (2.3)$$

dove k è un coefficiente che governa la transizione tra il criterio di Mohr-Coulomb ($k=0$) e quello di ($k=1$) e m è un parametro direttamente correlato al valore di k , attraverso la seguente relazione (Barla e Barla, 2005):

$$m = (1 - k) \cdot (K_p - 1) + k \cdot m_i \quad (2.4)$$

Dunque, la variazione del coefficiente k (nel range $0 \div 1$) e l'uso dell'equazioni consente di descrivere in modo completo il comportamento del terreno per differenti gradi di cementazione, come mostrato nella Figura 2.13. Per ogni criterio di snervamento, pertinente ad un dato grado di cementazione, è poi possibile ottenere valori puntuali di coesione e di angolo di attrito.

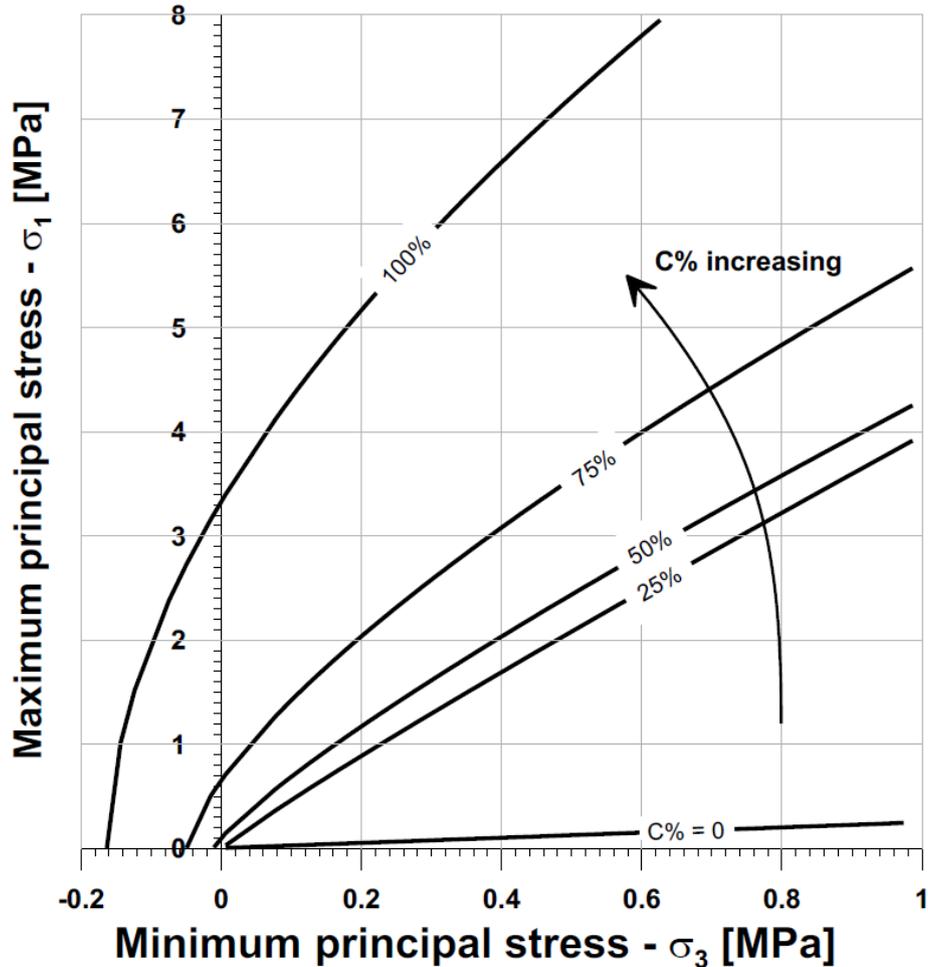


Figura 2.13 Involupi di rottura per diversi gradi di cementazione (Barla & Barla, 2012)

Lo studio di caratterizzazione geotecnica effettuato ha permesso la definizione delle caratteristiche di resistenza e di deformabilità del terreno. Valori raccomandati dei parametri geotecnici per il sottosuolo di Torino, determinati in un range di sforzo ragionevole per la costruzione di gallerie superficiali in città, sono riportati nella *Tabella 2.8* (Barla & Barla, 2012).

Tabella 2.8 Parametri geotecnici raccomandati per il sottosuolo di Torino (Barla & Barla, 2012)

Geotechnical Unit	C% [%]	D _R [%]	γ [kN/m ³]	E _d [MPa]	ν [-]	σ _c [MPa]	m [-]	c [kPa]	φ [°]
GU1	-	50 - 60	17 - 19	10 - 20	0.35	0	-	0	36 - 37
GU2	0 - 25	50 - 70	18 - 21	190 - 240	0.30	0 - 0.05	3 - 4.8	0 - 30	37 - 39
GU3	25 - 50	60 - 80	19 - 22	240 - 300	0.30	0.05 - 0.14	4.8 - 7.8	15 - 80	37 - 42
GU4	50 - 75	60 - 80	19 - 22	300 - 370	0.30	0.14 - 0.67	7.8 - 12.5	50 - 200	39 - 48

2.4. Considerazioni conclusive

I depositi di origine fluvioglaciale e fluviale formano lo strato superficiale di vasta parte del territorio comunale di Torino e sono costituiti prevalentemente da *ghiaie*, frazione preponderante in termini percentuali, che si accompagnano a *sabbie medio-grossolane*, a livelli lentiformi di materiali a granulometria più fine quali *limi* e *argille* e a *ciottoli*, di dimensioni molto variabili, tali da raggiungere, talvolta, carattere di veri e propri trovanti. Nonostante il sottosuolo appaia ben definito dal punto di vista geologico, la presenza di una *cementazione diffusa*, che varia di grado sia in direzione orizzontale che verticale, rende di fatto estremamente eterogenee le proprietà degli strati di terreno che accolgono le opere sotterranee. Osservazioni di campo dirette hanno mostrato che i livelli di cementazione sono generalmente distribuiti lungo strati orizzontali, di spessore variabile tra qualche centimetro fino a qualche metro.

Come riportato nello studio di *Barla & Barla, 2012*, la presenza della litografia sopra descritta è ben rappresentata nella *Figura 2.14*, che mostra una tipica sezione trasversale del terreno incontrato nell'ambito di un tratto di galleria scavata per il passante ferroviario. Lo strato superiore di terreno debolmente addensato di colore grigio tende gradualmente a mutare nello strato di colore marrone, che è localmente intercettato da lenti di materiale cementato, evidenziate in rosso.

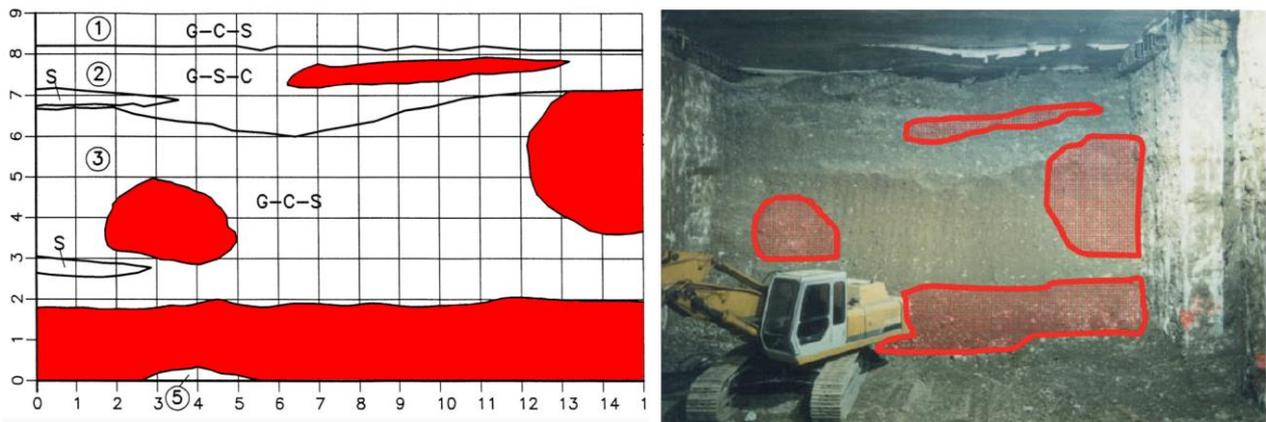


Figura 2.14 Foto del fronte di scavo di un tratto di galleria scavata per il passante ferroviario (Barla et al., 2011)

La *Figura 2.15* mostra la differenza tra frammenti di terreno cementato (in primo piano nella foto) e non cementato (in secondo piano nella foto) presenti nel sottosuolo di Torino. Nella *Figura 2.16* viene mostrato uno strato cementato.



Figura 2.15 Frammenti di terreno cementato e non-cementato (Barla & Barla, 2012)



Figura 2.16 Strato cementato (Barla & Barla, 2012)

Capitolo 3

Gallerie superficiali in ambito urbano

3.1. Introduzione

Nel seguente capitolo si descrivono le tecniche di scavo nonché le principali problematiche che si riscontrano nel caso delle gallerie superficiali in ambito urbano: il fenomeno della subsidenza e la stabilità del fronte di scavo. Si effettua in seguito una disamina sulle principali tecniche in uso atte a limitare le subsidenze indotte dallo scavo: iniezioni, jet-grouting, iniezioni di compensazione, congelamento artificiale del terreno. Particolare attenzione è volta alla tecnica del jet-grouting, in quanto adottata quale tipologia di consolidamento per la galleria naturale realizzata per il prolungamento ovest della metropolitana, citando come esempio di applicazione nel contesto torinese quello relativo alla galleria naturale sotto il fascio binari in corrispondenza della stazione Zappata realizzata per il passante ferroviario, nella tratta Porta Susa-Lingotto. Si analizza infine il ruolo del monitoraggio geotecnico nell'ambito della progettazione e della realizzazione delle gallerie.

3.2. Tecniche di scavo

Per la realizzazione di gallerie in ambito urbano si ricorre generalmente a due tipologie di scavo: scavo a foro cieco o in sotterraneo e scavo a cielo aperto (metodo del “cut and cover”).

Nell'ambito degli scavi in sotterraneo si distinguono due principali tecniche:

- Scavo tradizionale o convenzionale: prevede in successione le fasi di consolidamento del terreno, di scavo e asportazione del terreno, di posa del rivestimento provvisorio o di prima fase (centine + spritz-beton fibrorinforzato), di posa dell'impermeabilizzazione, di posa delle gabbie di armatura e infine di getto del rivestimento definitivo, costituito da un anello di calcestruzzo gettato in opera. Lo scavo può essere realizzato a sezione intera (Figura 3.1) o parzializzata (scavo ad attacchi laterali, scavo a calotta e ribasso) (Figura 3.2), tramite l'utilizzo di martello demolitore, fresa puntuale, esplosivo o benna rovescia a seconda delle caratteristiche del terreno attraversato.



Figura 3.1 Scavo a sezione piena (Barla, 2020/2021)

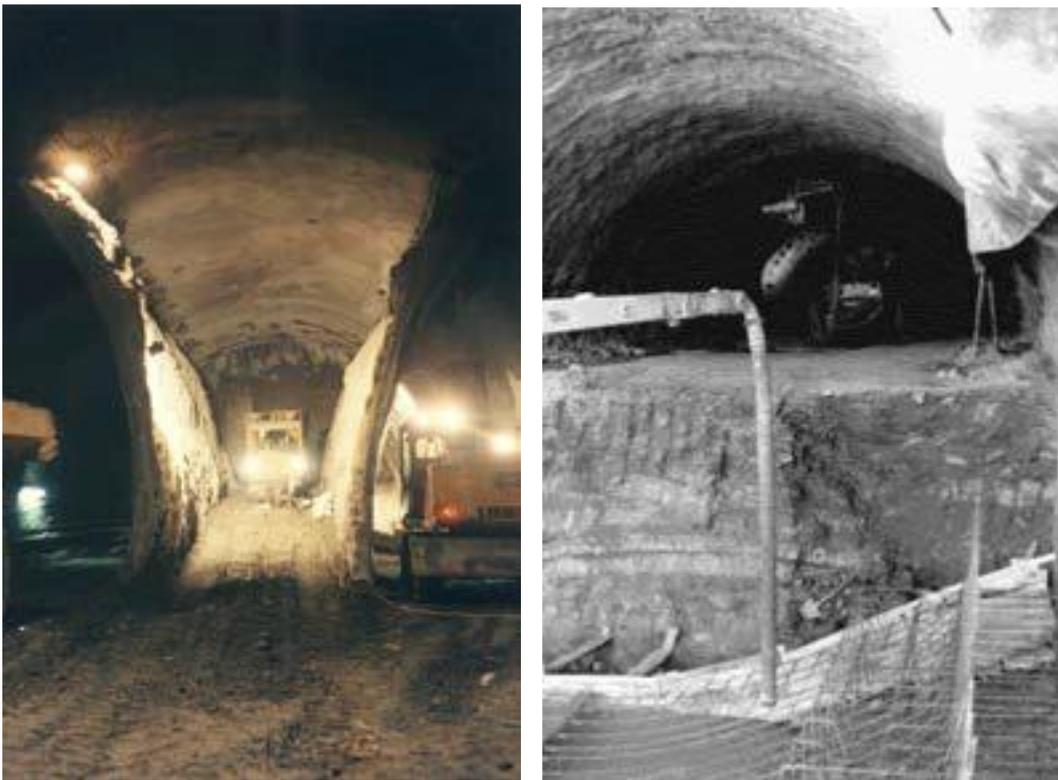


Figura 3.2 Scavo a sezione parzializzata: a sinistra “ad attacchi laterali”, a destra “a calotta e ribasso” (Barla, 2020/2021)

- Scavo meccanizzato: prevede l'utilizzo di una TBM (Tunnel Boring Machine) (Figura 3.3), macchina corredata di tutte le attrezzature necessarie allo scavo (testa fresante) e che garantiscono la stabilità del fronte, lo smaltimento dei detriti e la realizzazione del rivestimento definitivo della galleria (Figura 3.4). Con questi strumenti la rimozione del terreno viene generalmente effettuata a sezione piena attraverso una serie di corone dentate. Le TBM scudate a fronte chiuso, usate ogniqualvolta il contesto geologico è tale da non garantire la stabilità del contorno di scavo dietro la testa fresante, oltre a garantire il continuo supporto del contorno di scavo riescono ad isolare il fronte di scavo dal resto della macchina e quindi applicare una idonea pressione di supporto, attraverso l'utilizzo di un fluido.



Figura 3.3 Tunnel Boring Machine (Damiani et al., 2018)



Figura 3.4 Rivestimento definitivo in anelli di calcestruzzo armato prefabbricati (Damiani et al., 2018)

La tecnica di scavo a cielo aperto è caratterizzata dal preliminare scavo di una trincea e da una successiva esecuzione delle opere strutturali (galleria artificiale), cui fa seguito il ricoprimento dell'opera stessa. Si distinguono due principali tecniche:

- Metodo *bottom-up*, in cui si costruisce il solettone di calcestruzzo armato di fondo scavo e procedendo dal basso verso l'alto si realizzano gli altri eventuali solettoni fino al ripristino della sede stradale.
- Metodo *top-down* (o metodo Milano), in cui, al fine di ripristinare la viabilità prima ancora della realizzazione della galleria stessa, il solettone di copertura è gettato fin da subito e il resto dello scavo è completato sotto la protezione di tale piastra superiore.

La scelta della tipologia di scavo dipende da diversi aspetti, come la litologia, le interferenze superficiali, ovvero la presenza di manufatti e infrastrutture prossime agli scavi, l'idrogeologia e le interferenze sotterranee, ovvero opere e manufatti presenti nel sottosuolo. Lo scavo a foro cieco, non interferendo con l'ambiente superficiale, è una soluzione largamente utilizzata nel caso di elevate coperture di terreno ed in presenza di strutture o aree densamente urbanizzate. Lo scavo a cielo aperto, invece, è una soluzione maggiormente impiegata nel caso di basse coperture del terreno e in aree poco urbanizzate. Sicuramente tra i due metodi di scavo a cielo aperto descritti, il *top-down*, ampiamente utilizzato nella costruzione della Metropolitana di Milano (Figura 3.5), è quello che risponde meglio all'esigenza di minimizzare i disagi dell'interruzione della viabilità superficiale.



Figura 3.5 Metodo *top-down* utilizzato nella costruzione della Metropolitana di Milano (Società Italiana Gallerie)

3.3. Il fenomeno della subsidenza

La costruzione di una galleria è accompagnata inevitabilmente da movimenti nel terreno circostante che, in corrispondenza del piano campagna, si manifestano con la formazione di un bacino di subsidenza più o meno esteso di forma tridimensionale (*Figura 3.6*). Lo scavo di una galleria è dunque un problema tridimensionale (3D), in quanto le deformazioni che avvengono dipendono dalla distanza rispetto al fronte di scavo.

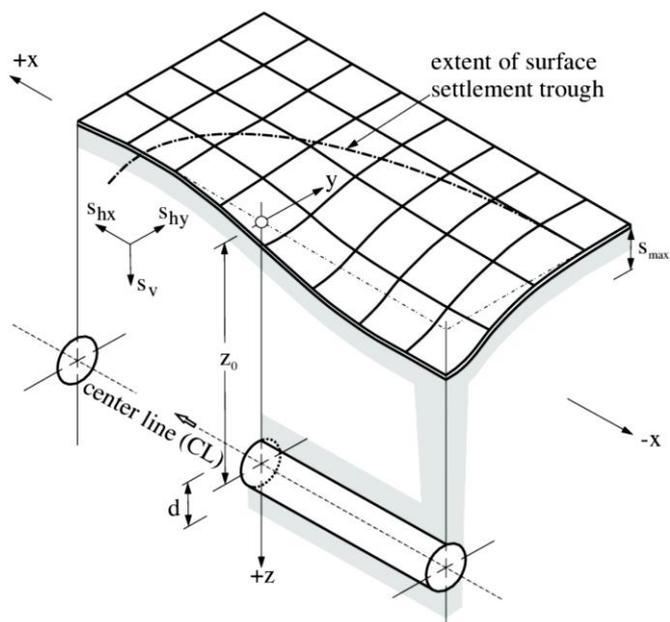


Figura 3.6 Vista tridimensionale del bacino di subsidenza indotto dall'avanzamento dello scavo di una galleria (Barla, 2020/2021)

In condizioni di campo libero, l'andamento dei cedimenti in corrispondenza di una sezione trasversale all'asse della galleria è molto prossimo a quello di una distribuzione normale o gaussiana (*Figura 3.7*) mentre il profilo longitudinale dei cedimenti superficiali segue una forma simile a quella della curva di convergenza, definita per gallerie profonde, ovvero la forma di una curva di probabilità cumulata con uno spostamento diverso da zero in corrispondenza del fronte di scavo e pari a metà spostamento massimo (*Figura 3.8*).

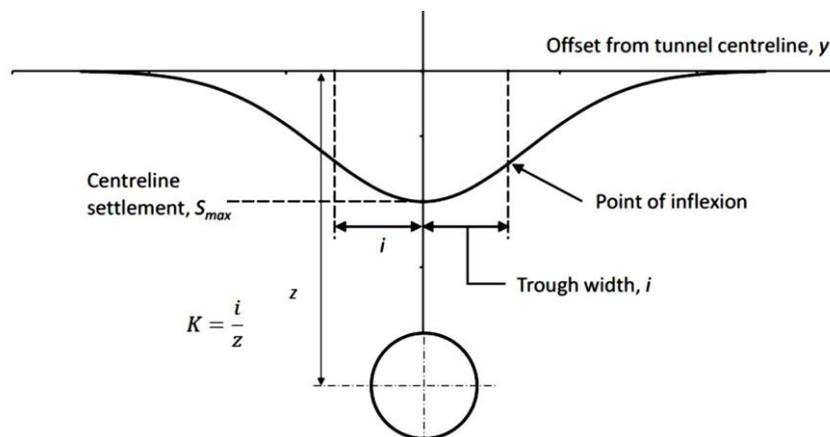


Figura 3.7 Profilo trasversale di subsidenza (www.stradeeautostrade.it)

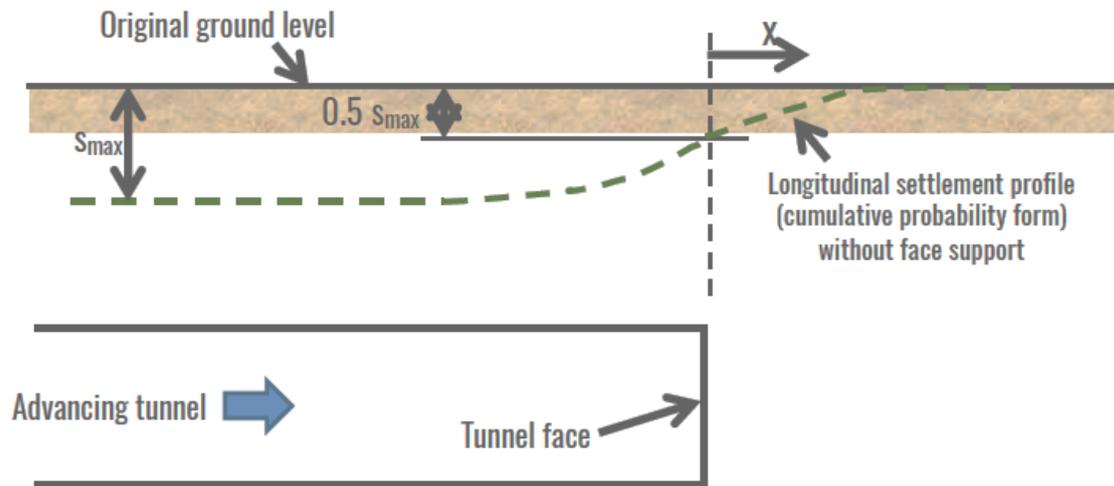


Figura 3.8 Profilo longitudinale di subsidenza (Barla, 2020/2021)

Qualora le misure protettive che si possono adottare dalla galleria non siano sufficientemente efficaci, dal punto di vista tecnico, o troppo costose è necessario considerare la possibilità di eseguire degli interventi di rinforzo dei terreni interessati dallo scavo dall'esterno, atti ad incrementarne le proprietà geomeccaniche e a limitarne il volume perso in prossimità del fronte della galleria (Tanzini, 2006).

3.4. La stabilità del fronte di scavo

La conoscenza del comportamento del mezzo nelle vicinanze del fronte di scavo di una galleria è molto importante: è qui, infatti, che si verificano i maggiori problemi di stabilità, a causa del fatto che la posa in opera delle strutture di sostegno-stabilizzazione avviene quando si è già verificata una certa aliquota di deformazione. Il mantenimento di un adeguato grado di stabilità durante la costruzione è dunque di primaria importanza, in modo particolare in aree urbane dove le conseguenze di un crollo o di un collasso in galleria potrebbero essere catastrofiche sui manufatti presenti in superficie. Il problema della stabilità del fronte di scavo, assumendo l'ipotesi semplificativa di una sezione circolare, può essere analizzato nelle condizioni geometriche semplificate mostrate nella Figura 3.9. Al fronte di scavo può eventualmente essere applicata una pressione di stabilizzazione dovuta all'aria compressa o a fanghi bentonitici nel caso di scavo meccanizzato con lo scudo, oppure ad un intervento di preconsolidamento del fronte con elementi strutturali nel caso di scavo in tradizionale. La distanza P riportata nella Figura 3.9 si riferisce alla distanza tra il fronte di scavo ed il rivestimento provvisorio di prima fase o il rivestimento definitivo.

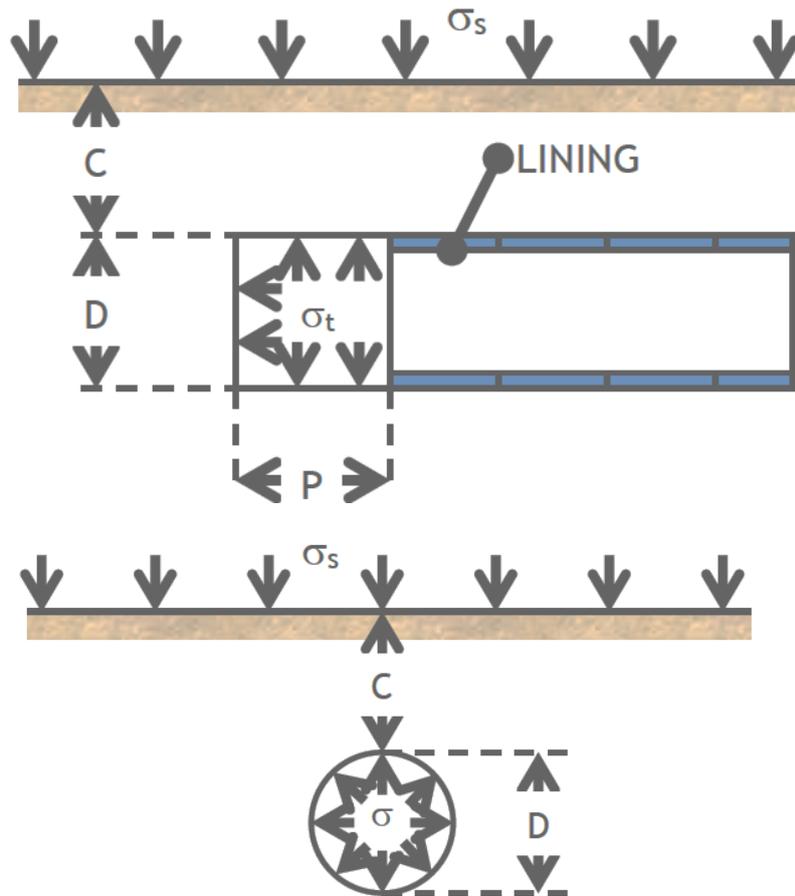


Figura 3.9 Schematizzazione del problema di stabilità del fronte di scavo: in alto la sezione longitudinale, in basso la sezione trasversale (Barla, 2020/2021)

La forma e l'estensione della zona di rottura sono funzione di diversi parametri del terreno e dell'opera; un ruolo fondamentale sulla stabilità del fronte giocano le caratteristiche meccaniche del terreno, la profondità della galleria e dunque il suo grado di copertura, la forma della sezione e le modalità costruttive. Nel caso di terreni inoltre è importante definire se ci si trova in condizioni drenate o non drenate. La valutazione di tali condizioni dipende dalla permeabilità del terreno, dalla velocità d'avanzamento degli scavi e dalle dimensioni della galleria. Anagnostou e Kovari, sulla base di analisi di filtrazione e studi parametrici, hanno riscontrato che le condizioni drenate tendono effettivamente a verificarsi per valori di permeabilità superiori a 10^{-7} - 10^{-6} m/s e velocità di avanzamento inferiori a 0.1-1 m/ora. Pertanto in terreni prevalentemente sabbiosi la stabilità del fronte dovrebbe essere analizzata in condizioni drenate, mentre in terreni argillosi a bassa permeabilità le condizioni non drenate sono da ritenersi più realistiche.

In condizioni non drenate, Cesarin & Mair (1981) hanno proposto un insieme di curve (Figura 3.10) per determinare gli spostamenti in superficie, in calotta e al fronte, in funzione di un rapporto di stabilità N , valutato attraverso la seguente equazione:

$$N = \frac{\sigma_s + \left(c + \frac{D}{2}\right) - \sigma_t}{c_u} \leq 6 \div 7 \quad (3.1)$$

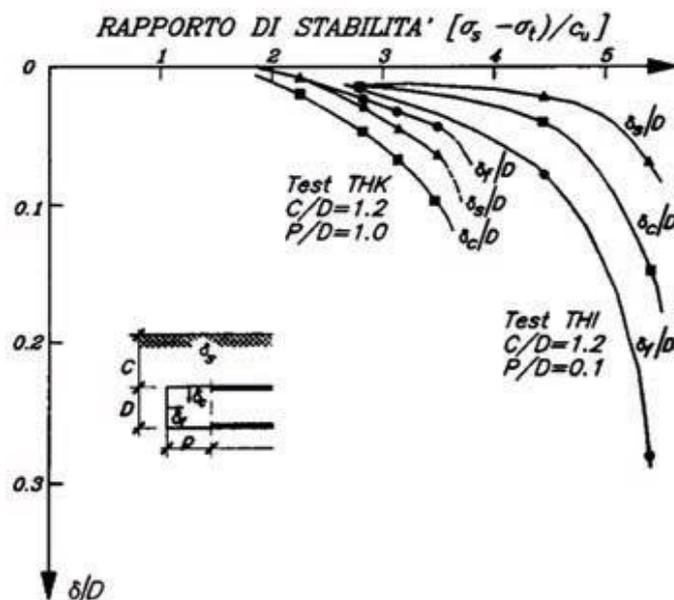


Figura 3.10 Grafico proposto da Cesarin & Mair (1981) (Barla, 2020/2021)

Un approccio puramente analitico al problema della stabilità del fronte prevede il ricorso ai teoremi dell'analisi limite della teoria della plasticità al fine di determinare un limite inferiore ed uno superiore del carico di collasso. A tale scopo, diversi autori hanno analizzato il problema della stabilità del fronte in terreni incoerenti, caratterizzati da condizioni drenate, rappresentando il meccanismo di rottura secondo varie forme ed estensioni del volume instabile.

Leca e Dormieux (1990) hanno supposto uno sviluppo del meccanismo di collasso secondo un volume di forma conica con sezione trasversale circolare esteso sino in superficie; le condizioni di stabilità possono essere valutate attraverso la seguente formula:

$$\sigma_t = -c' \cot \varphi' + Q_\gamma \gamma \frac{D}{2} + Q_s (\sigma_s + c' \cot \varphi') \quad (3.2)$$

Chambon e Cortè (1994) hanno proposto per la linea di rottura una spirale semplice o doppia e generalmente la pressione da applicare al fronte al fine di garantire la stabilità può essere valutata come:

$$\sigma_t = \alpha_s \sigma_s + \alpha_\gamma \gamma D \quad (3.3)$$

Inoltre, le geometrie dei meccanismi di rottura per gallerie in argilla, sabbie e ghiaie sono notevolmente differenti. La Figura illustra i differenti tipi di meccanismi di rottura osservati mediante prove su modelli eseguite in centrifuga su argille e su sabbie. Come si può notare nel caso delle argille, il meccanismo di rottura si propaga sia lateralmente sia verso l'alto; al contrario nel caso di sabbie la rottura avviene con la formazione di un "camino" stretto e pressoché verticale (Tanzini, 2006).

3.5. Interventi di miglioramento del terreno mediante iniezioni

L'iniezione è una tecnica atta a modificare le caratteristiche meccaniche (resistenza e deformabilità) e idrauliche (permeabilità) di corpi solidi porosi, con l'immissione di fluidi stabilizzanti (sospensioni, soluzioni ed emulsioni) per mezzo di fori di piccolo diametro. Nell'ambito dei terreni, i corpi solidi iniettabili comprendono i terreni alluvionali o detritici fino ad un certo limite inferiore di permeabilità (dalle ghiaie ai limi sabbiosi). Il trattamento del terreno può essere effettuato con un grande varietà di tecniche, senza indurre degli spostamenti oppure causandone delle deformazioni e, eventualmente, la stessa sostituzione del terreno con la miscela. La conoscenza della permeabilità del terreno costituisce un aspetto di fondamentale importanza, in quanto influenza la scelta delle miscele e delle diverse tecniche di iniezione per poter ottenere un efficace risultato del consolidamento.

La progettazione di un intervento di miglioramento del terreno prevede dunque la definizione del volume nel quale i parametri geomeccanici d'interesse devono essere modificati e dell'entità della variazione necessaria in funzione degli scopi da raggiungere. A questo segue la scelta della tecnica di iniezione e la definizione dei parametri d'esecuzione al fine di garantire il raggiungimento del risultato prefissato.

Con riferimento ai terreni, si identificano le seguenti tecniche d'iniezione: iniezione di permeazione, iniezione di compattazione, iniezione per microfratturazione, trattamenti di miscelazione in sito (gettiniezione o jet-grouting) (capitolo 3, paragrafo 3.3).

- Iniezione di permeazione: un predefinito volume di miscela è iniettato nei vuoti del terreno, sostituendone l'acqua presente e non alterandone la struttura. Tale tecnica è normalmente impiegata per ridurre la permeabilità, controllare e ridurre infiltrazioni o venute d'acqua e incrementare la rigidità dei terreni trattati, comprendenti una vasta gamma di terreni granulari che può estendersi fino alle sabbie limose.
- Iniezione di compattazione (compaction grouting): una miscela densa o una malta è iniettata nel terreno per compattarlo, permettendone un aumento della stabilità, della rigidità e della capacità portante. Con tale tecnica la miscela rimane omogenea e forma nel terreno dei corpi solidi sferici o cilindrici, che crescono di volume al progredire dell'iniezione. È utilizzata in differenti tipi di terreno, ma è particolarmente adatta in quelli a grana grossa.
- Iniezione per microfratturazione: mediante l'iniezione di una miscela in pressione, si causa deliberatamente la formazione e l'apertura di fessure secondo un reticolo più o meno fitto che permette di permeare il terreno con miscele reologicamente idonee. Può essere applicata a diverse tipologie di terreno, ma è generalmente impiegata per trattare i terreni a grana fine.

3.6. Trattamenti di miscelazione in sito (gettiniezione o jet-grouting)

La tecnologia del jet-grouting consiste nell'iniettare ad altissima pressione, attraverso appositi ugelli, una miscela stabilizzante che determina un complesso fenomeno di disgregazione, miscelazione e/o permeazione del terreno in sito, seguito da una fase di presa e indurimento. Ciò porta alla formazione di un elemento di terreno cementato, di forma approssimativamente cilindrica, denominato colonna consolidata, avente adeguate caratteristiche meccaniche. L'obiettivo principale di questo metodo è quello di riuscire ad ottenere il miglioramento in maniera controllata, sia fisicamente, delimitando il raggio del trattamento, sia qualitativamente, ottenendo delle caratteristiche dell'elemento consolidato predefinite, obiettivi di norma difficilmente raggiungibili mediante iniezioni convenzionali.

Il fluido viene iniettato attraverso degli ugelli situati alla base delle aste di iniezione, che nella maggior parte dei casi sono le stesse aste di perforazione. In particolare, il procedimento consiste nell'esecuzione della perforazione, realizzata con utensili di uso normale in terreno sciolto e con spurgo adeguato alle esigenze della perforazione stessa, e nel successivo trattamento mediante graduale e progressiva estrazione delle aste in rotazione, a velocità prestabilite, e contemporanea iniezione del fluido (*Figura 3.11*).

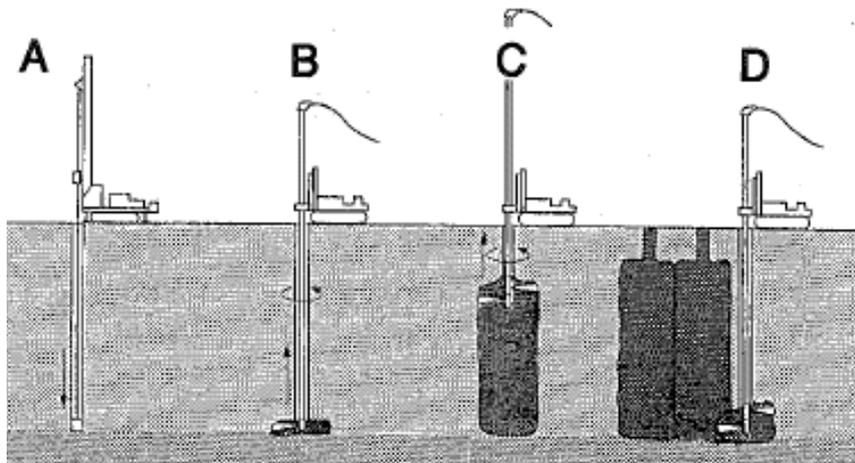


Figura 3.11 Schema del trattamento con jet-grouting: A: perforazione; B: inserimento dell'iniezione; C: iniezione, rotazione ed estrazione; D: ripetizione con/senza sovrapposizione del trattamento (Como e Como, 2005)

Una volta raggiunta la profondità desiderata, un dispositivo a valvola chiude le vie di accesso all'utensile di perforazione in modo che il materiale che viene inviato nel foro attraverso le aste sia obbligato a uscire da uno o più ugelli di sezione molto ridotta. Dagli ugelli il fluido legante a elevata pressione, normalmente dai 20 ai 70 N/mm² equivalenti a 200 e 700 bar, esce con una velocità che si aggira sui 180-280 m/sec. Il terreno viene così investito da un getto dotato di notevole energia e di conseguenza disgregato, entro un certo limite, nei suoi componenti litoidi che sono così costretti a miscelarsi con il fluido legante.

Con la rotazione della batteria di aste si ottiene così un cilindro di terreno miscelato, la cui sezione dipende dalla resistenza del terreno stesso e dalla quantità e qualità di energia che il sistema è in grado di trasmettere al punto di applicazione.

Attualmente sono utilizzati tre diversi metodi, per l'esecuzione del jet-grouting, che si differenziano per la posizione degli ugelli lungo le aste, ma in particolare per il tipo e il numero di fluidi utilizzati durante il trattamento. Questi metodi hanno differenti gradi d'efficacia e sono impiegati in base al tipo di terreno da trattare.

Si distinguono:

- jetting monofluido o monofase (*Figura 3.12 a*): la stessa miscela stabilizzante è utilizzata per disgregare il terreno e creare l'elemento. Questo metodo è quello utilizzato in sotterraneo per l'esecuzione di colonne suborizzontali. I metodi successivi non si adattano, per motivi tecnici, a questo scopo;
- jetting bifluido o bifase (*Figura 3.12 b*): all'iniezione ad alta pressione del fluido si associa un getto coassiale di aria compressa al fine di incrementare il raggio d'azione del trattamento, limitando la dispersione della miscela, e di favorire la fuoriuscita del materiale di spurgo;
- jetting trifluido o trifase (*Figura 3.12 c*): l'azione disgregatrice è svolta dall'insieme dei getti contemporanei e coassiali di acqua ad alta pressione e aria compressa, iniettati attraverso un ugello posto al di sopra di quello dal quale fuoriesce la miscela, a pressioni comunque inferiori rispetto ai metodi descritti in precedenza. Questo metodo è quello più potente e porta a un raggio d'azione maggiore e a una più accentuata rimozione della componente fine del terreno. Per tali motivi è il metodo indicato per terreni più consistenti.

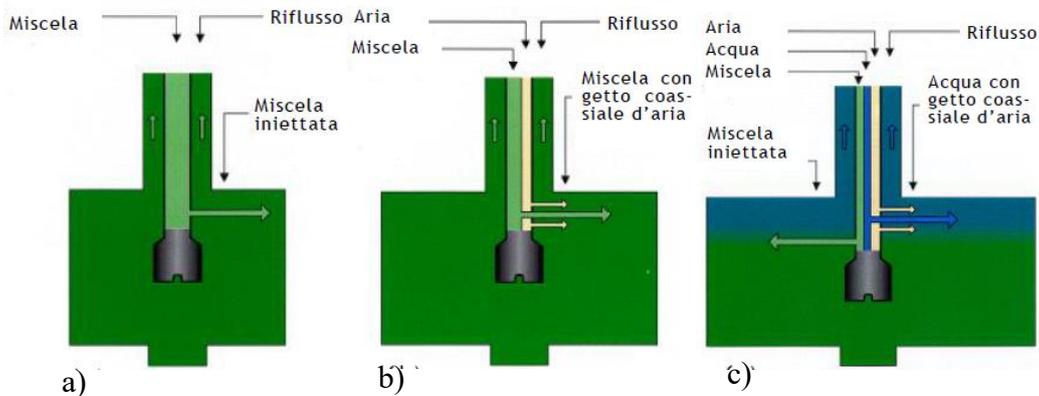


Figura 3.12 Schema di funzionamento dei tre metodi jetting: a) monofluido; b) bifluido; c) trifluido (Como e Como, 2005)

In tutti gli elementi realizzati con le tecnologie illustrate è possibile introdurre armature quali tubi o barre d'acciaio. Queste possono essere inserite immediatamente dopo l'iniezione oppure in un secondo tempo, previa riperforazione della colonna. Questa possibilità amplia di molto il campo d'applicazione di questa tecnologia fornendo la possibilità di passare da quello semplice di trattamento del terreno a quello strutturale simile per impiego a pali o le paratie (Como e Como, 2005).

3.6.1. Compatibilità del sistema jet-grouting nelle condizioni di lavoro

Il campo di applicazione del jet-grouting è legato alla disgregazione e parziale sostituzione del terreno, quindi l'erosibilità, intesa come predisposizione di un mezzo granulare a modificare il proprio stato (o configurazione), sotto l'azione dinamica dell'acqua o di un altro fluido, gioca un ruolo fondamentale sui risultati. L'erosibilità aumenta all'aumentare della dimensione dei grani e al diminuire della resistenza al taglio del terreno. In generale, i terreni sabbiosi non cementati sono i materiali più idonei a essere trattati, tanto che le colonne di diametro maggiore si ottengono solitamente in terreni sciolti. Per i terreni ghiaiosi, soprattutto se privi di componente fine e ben addensati, l'interlocking (mutuo incastro di particelle di grosse dimensioni) tra le particelle può essere tale da rendere modesta o addirittura nulla la capacità di rimaneggiamento del getto che, in casi del genere, funziona quasi esclusivamente per permeazione, consentendo comunque di ottenere colonne di grande diametro.

Per i terreni a grana fine dotati di elevata plasticità l'erosibilità è minima; i materiali a grana fine chimicamente inerti, viceversa, sono trattabili in modo molto efficace. Inoltre, per i terreni a grana fine, oltre alla plasticità del materiale, gioca un ruolo negativo anche l'elevato valore della consistenza e del grado di sovraconsolidazione.

Dunque, la resistenza del terreno rappresenta, di fatto, la sola limitazione all'applicazione del jet-grouting, al contrario delle normali iniezioni la cui applicabilità è condizionata dallo spessore delle fessure nelle rocce e dalla dimensione e volume dei pori nei terreni sciolti. La resistenza del terreno è caratterizzata da diverse proprietà: in terreni coesivi essa è determinata dalla coesione stessa e, in questo caso, i limiti applicativi sono dati dalla scarsa resa, determinata dalla bassa velocità di ritiro delle aste e dal conseguente incremento dei tempi esecutivi; in terreni non coesivi, essa è determinata dal grado di compattazione del terreno.

Sulla base di quanto sopraesposto è possibile affermare che tutti i tipi di terreno, dalla ghiaia grossolana (≤ 60 mm) fino alle argille, possono essere trattati con il jetting, e che, dunque i limiti all'applicazione di questa tecnologia sono rappresentati da fattori non tecnici.

I criteri per giudicare l'efficacia del jetting sono principalmente il diametro, la resistenza e la permeabilità delle colonne e i parametri controllabili che ne influenzano e ne possono determinare la qualità esecutiva sono:

- la velocità di rotazione delle aste d'iniezione;
- la velocità di ritiro delle aste d'iniezione;
- la pressione d'iniezione;
- la sezione degli ugelli d'iniezione.

Tali parametri si influenzano vicendevolmente. In particolare, con il crescere della resistenza del terreno aumenta l'energia indispensabile alla disgregazione del materiale. L'energia è determinata dalla velocità del getto, quindi dall'apertura degli ugelli e dalla pressione d'iniezione.

Inoltre, a parità di resistenza del terreno le dimensioni degli elementi aumentano con il crescente apporto di energia, determinato dalla velocità di rotazione e di estrazione delle aste.

Per ottenere una dimensione costante degli elementi con il crescere della profondità è necessario aumentare l'apporto di energia e il tempo di lavorazione, dal momento che la resistenza del terreno cresce a sua volta con la profondità. La resistenza finale degli elementi dipende dalla composizione del fluido legante, dal rapporto della miscela fluido legante – terreno, dal terreno stesso e infine dall'omogeneità degli elementi.

Sulla base delle osservazioni precedenti, si può comprendere come il primo passo nel progetto di un intervento di jet-grouting debba consistere nell'esecuzione delle indagini finalizzate alla caratterizzazione geotecnica del sottosuolo. Infatti, particolare attenzione deve essere posta all'esame delle condizioni stratigrafiche, in modo da individuare possibili variazioni anche locali delle caratteristiche del terreno, vista la spiccata influenza di queste ultime sugli effetti del jet-grouting.

Sulla base di questi dati sperimentali è possibile verificare l'idoneità dei terreni al trattamento. Si raccomanda, in particolare, di non prevedere interventi di jet-grouting in argille fortemente sovraconsolidate, terreni cementati e rocce per i quali il trattamento è inefficace. È necessario successivamente valutare dal punto di vista logistico e ambientale la compatibilità delle lavorazioni previste. Nel caso in cui le verifiche precedenti diano esito positivo, si può procedere alla scelta del sistema di trattamento (monofluido, bifluido o trifluido) e conseguentemente a una stima preliminare delle caratteristiche geometriche e meccaniche delle colonne, mediante l'esecuzione di campi prova, realizzati nelle medesime condizioni geotecniche previste per l'intervento, con il duplice obiettivo dunque di ottimizzare il procedimento esecutivo, tarando i parametri jetting, e di verificare i risultati dei trattamenti (*Como e Como, 2005*).

3.6.2. Soluzioni tecniche adottate per il passante ferroviario di Torino

Un esempio di utilizzo del jet-grouting, quale tecnica di consolidamento, è rappresentato dal passante ferroviario di Torino. In un tratto di linea di lunghezza 352 m circa, il passante corre in galleria naturale vicino alcuni edifici di civile abitazione e importanti infrastrutture viarie con coperture piuttosto ridotte. Per limitare l'entità delle deformazioni e delle sollecitazioni indotte intorno al cavo e poter contenere i cedimenti in superficie si sono utilizzate diverse tecniche di preconsolidamento. Data la natura del terreno, piuttosto addensato e iniettabile con difficoltà, si è ricorso ad interventi con jet-grouting, capaci di offrire resistenze elevate in piccoli volumi, rispetto alle resistenze mediocri prodotte su volumi estesi da interventi con iniezioni. Si identificano due tratti in cui gli interventi sono stati differenziati in relazione alle problematiche esecutive: “tratto normale” e “tratto speciale”.

Nel “tratto normale”, in cui le coperture risultano variabili da 7 a 9 m e la galleria è adiacente alle esistenti trincee ferroviarie e ad alcuni edifici di civile abitazione, è stato adottato il seguente intervento di consolidamento, riportato nella *Figura 3.13*:

- doppia corona o singola corona di colonne suborizzontali di jet-grouting sull’estradosso della calotta;
- colonne subverticali di jet-grouting nel terreno all’esterno dei piedritti.

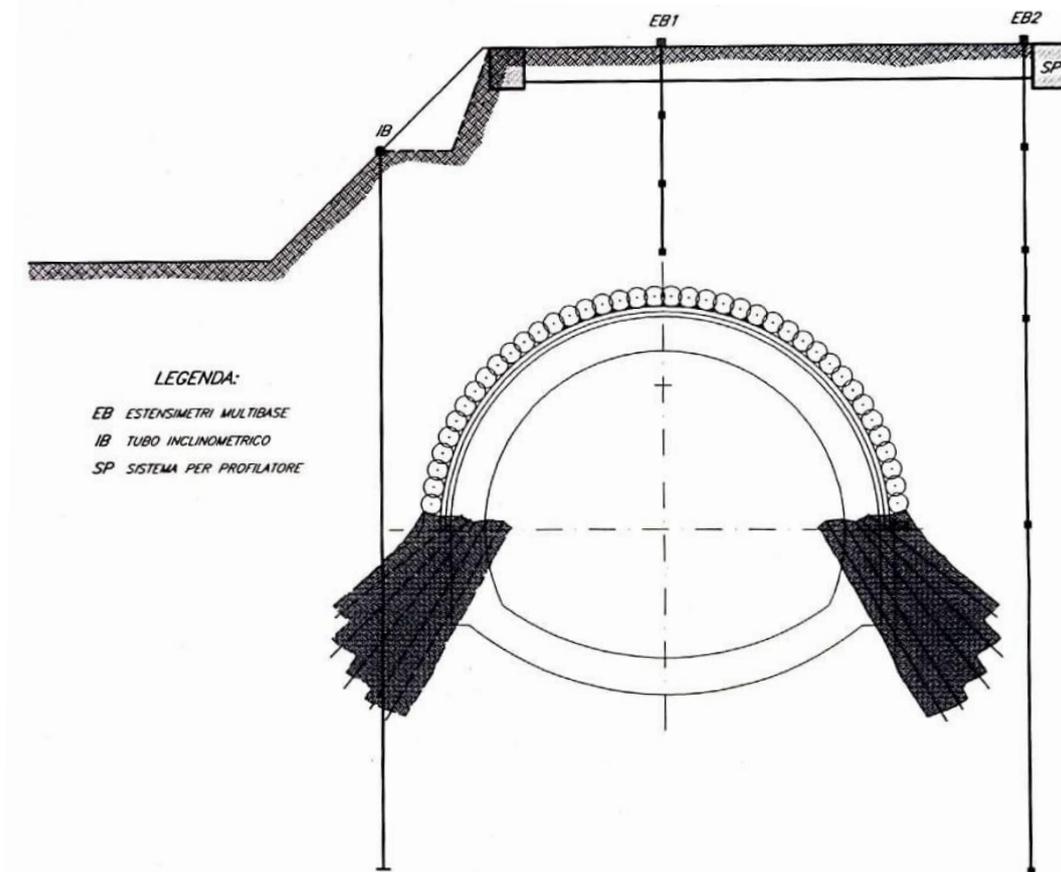


Figura 3.13 Intervento di consolidamento adottato nel tratto normale (Barla et al., 1993)

Nel “tratto speciale”, in cui le coperture risultano molto modeste, la galleria attraversa la linea ferroviaria in esercizio tra le stazioni di Porta Susa e Porta Nuova e inoltre confina con le linee del quadrivio Zappata, creando un’interferenza con una cavità artificiale. Data la particolare situazione sono stati adottati due differenti interventi di consolidamento.

Nel primo sotto-tratto sono state eseguite colonne suborizzontali di jet-grouting sull’estradosso del cunicolo di avanzamento; in seguito si sono realizzate iniezioni cementizie per il consolidamento del terreno al di sopra della calotta della galleria e colonne subverticali di jet-grouting nel terreno all’esterno dei piedritti (*Figura 3.14*).

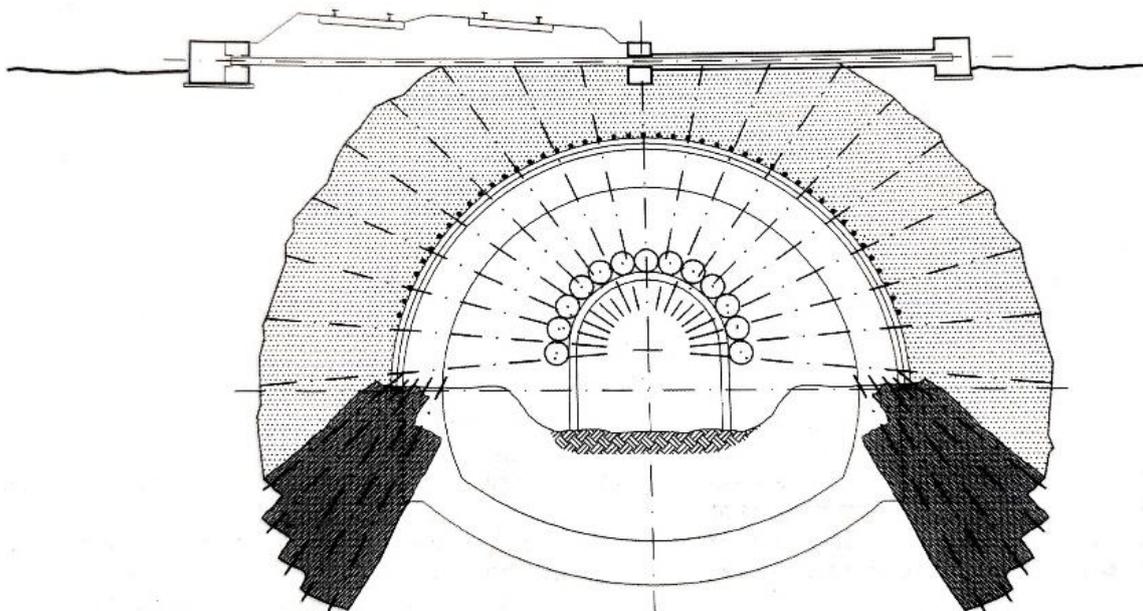


Figura 3.14 Intervento di consolidamento adottato nel primo sotto-tratto del tratto speciale (Barla et al., 1993)

Nel secondo sotto-tratto è stato eseguito un consolidamento dall'alto, con colonne subverticali di jet-grouting nel terreno sovrastante e adiacente la galleria, oltre alla realizzazione di una corona di colonne suborizzontali di jet-grouting sull'estradosso della calotta (Figura 3.15).

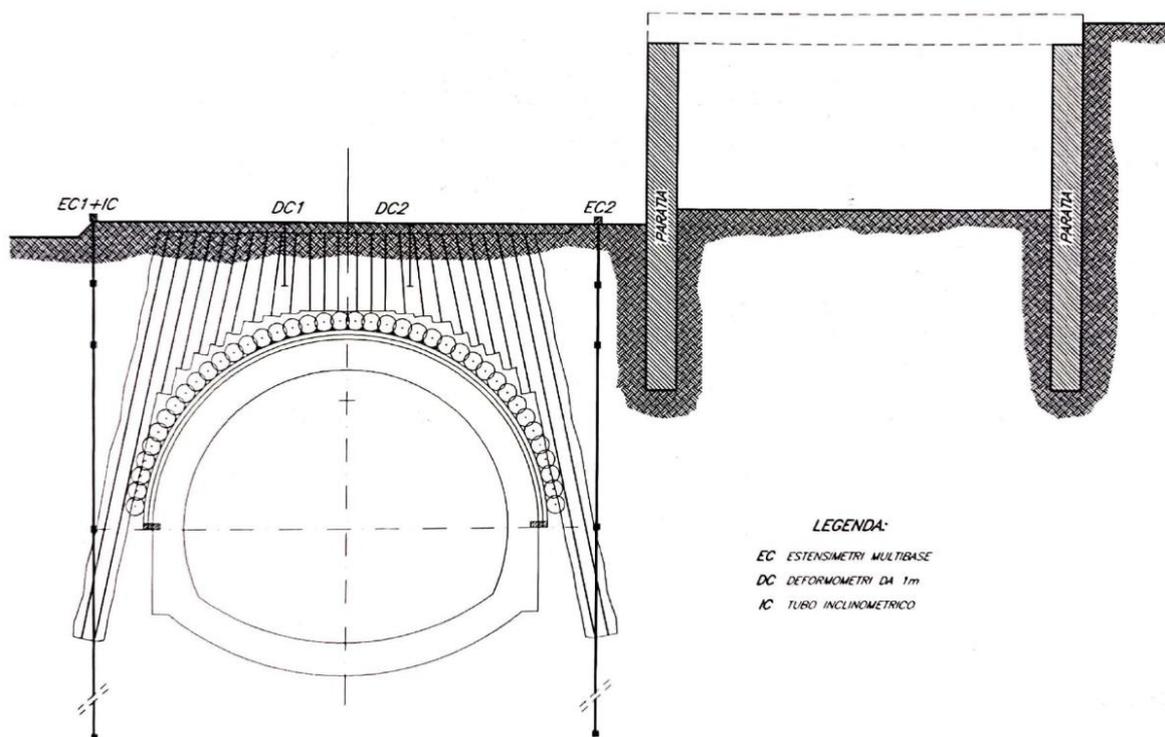


Figura 3.15 Intervento di consolidamento adottato nel secondo sotto-tratto del tratto speciale (Barla et al., 1993)

I risultati dei riscontri in corso d'opera, attuati a mezzo di misure e controlli strumentali, hanno confermato l'idoneità delle tecnologie di consolidamento adottate, ed in particolare del metodo del jet-grouting, a trattare il terreno del sottosuolo di Torino (Barla et al., 1993).

3.7. Iniezioni di compensazione

Le iniezioni di compensazione (compensation grouting) (*Figura 3.16*) vengono utilizzate con i seguenti scopi: controbilanciare le perdite di volume verso il fronte di scavo della galleria, causate dal detensionamento che si produce intorno al cavo durante lo scavo; limitare le deformazioni del terreno; prevenire o limitare il più possibile i cedimenti indotti sulle strutture che insistono sul bacino di subsidenza creato dalla galleria.

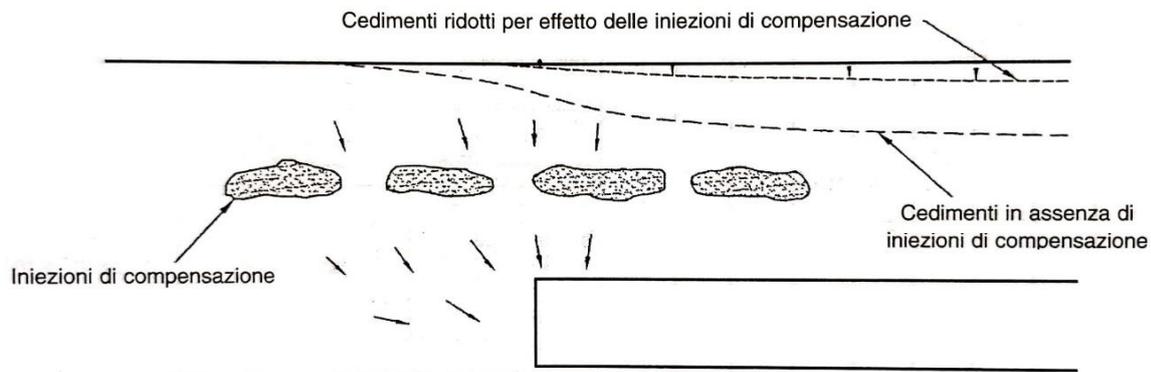


Figura 3.16 Iniezioni di compensazione durante lo scavo di una galleria (Tanzini, 2006)

La procedura di realizzazione prevede l'iniezione della miscela nella zona decompressa o nel terreno compreso fra la zona decompressa e quella nella quale insistono direttamente le fondazioni delle strutture, permettendo così dei successivi sollevamenti del terreno stesso di modesta entità, che sono in grado di controbilanciare le perdite di volume man mano che si manifestano. Le iniezioni sono solitamente eseguite in anticipo rispetto allo sviluppo dei cedimenti o quando dei limiti predefiniti di cedimento, in profondità o in superficie, sono stati raggiunti e superati. La loro efficacia può essere valutata sulla base dell'ammontare del sollevamento del terreno o del volume compensato per un dato volume di miscela iniettata. La scelta della tecnologia d'iniezione (permeazione, microfratturazione, compattazione) dipende dalle condizioni del terreno, dallo scopo del lavoro, dalle limitazioni del sito: nei terreni a grana fine, l'iniezione per microfratturazione costituisce il metodo più efficace; nei terreni a grana grossa, l'iniezione di permeazione o compattazione è generalmente preferibile (*Tanzini, 2006*).

Tale tipologia di consolidamento è stata adottata nella realizzazione della tratta T3 della Linea C della metropolitana di Roma, come tecnologia atta a mitigare e compensare il bacino di subsidenza indotto sotto l'impronta delle fondazioni delle Mura Aureliane e sotto l'impronta dell'esistente stazione Colosseo della Linea B, durante lo scavo e la realizzazione delle gallerie di linea con tecnologia TBM. La miscela di cemento è stata iniettata tra le gallerie e le fondazioni delle strutture interessate tramite tubi a manchettes (TAMs), che vengono inseriti nel terreno attraverso le pareti di un pozzo posizionato nelle adiacenze delle gallerie. Nella *Figura 3.17* si riporta un'immagine del pozzo realizzato per effettuare gli interventi di compensation grouting a difesa delle Mura Aureliane.



Figura 3.17 Pozzo per l'esecuzione delle iniezioni di compensazione (www.trevispa.com)

3.8. Congelamento artificiale dei terreni

Il congelamento artificiale dei terreni è una tecnica di consolidamento utilizzata generalmente nell'ambito di opere di non trascurabile rilevanza, come l'esecuzione di scavi superficiali, o di aperture sotterranee, in terreni granulari al di sotto del livello di falda. Dal punto di vista applicativo, il raffreddamento del terreno, fino al raggiungimento del congelamento dell'acqua in esso contenuta, si ottiene utilizzando un fluido refrigerante che circola all'interno di un circuito costituito da sonde congelatrici collocate in apposite perforazioni, effettuate nel volume da trattare.

Nel processo si distinguono due fasi: fase di congelamento, che termina con il raggiungimento nel terreno delle temperature di progetto; fase di mantenimento, nella quale si dosa opportunamente l'assorbimento di calore per mantenere le temperature costanti nel tempo. A seconda del tipo di fluido refrigerante utilizzato, che risulta il parametro fondamentale di intervento, si definiscono i diversi procedimenti di congelamento (*Colombo, 2010*):

- Metodo indiretto (schematizzato nella *Figura 3.18*), che utilizza una soluzione satura di acqua e cloruro di calcio che percorre senza interruzione un circuito chiuso, attraverso le sonde congelatrici ed uno scambiatore di calore facente parte di un impianto frigorifero. La temperatura di utilizzazione è variabile tra i -25°C ed i -40°C .

- Metodo diretto (schematizzato nella *Figura 3.19*), che impiega azoto che viene immesso nelle sonde congelatrici in fase liquida e rilasciato nell'atmosfera dopo l'evaporazione. L'azoto liquido è immesso a -197°C e rilasciato a temperature comprese tra i -60°C ed i -100°C .
- Metodo misto, che utilizza una combinazione dei due procedimenti descritti o che alterna l'uso dei due procedimenti nell'ambito dello stesso congelamento.

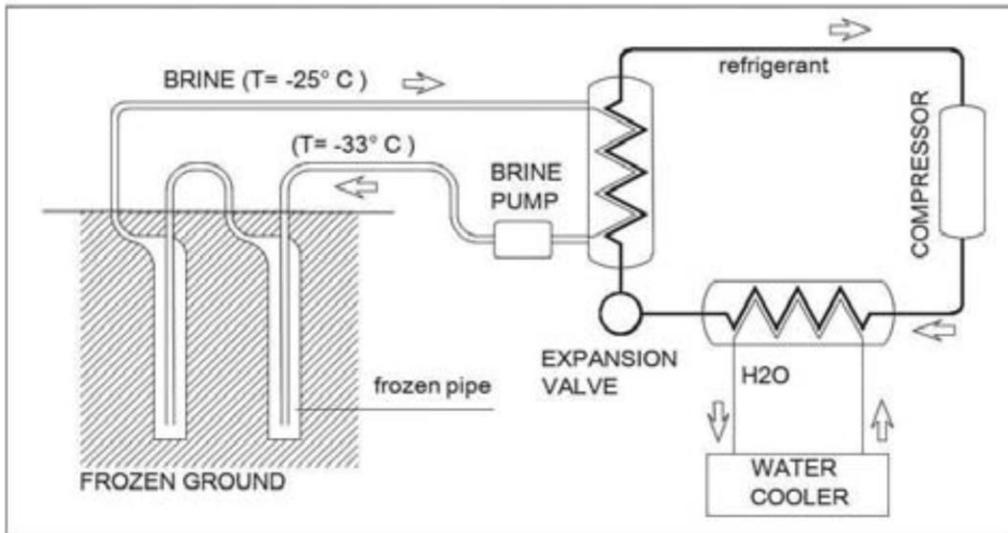


Figura 3.18 Metodo indiretto a ciclo chiuso (Colombo, 2010)

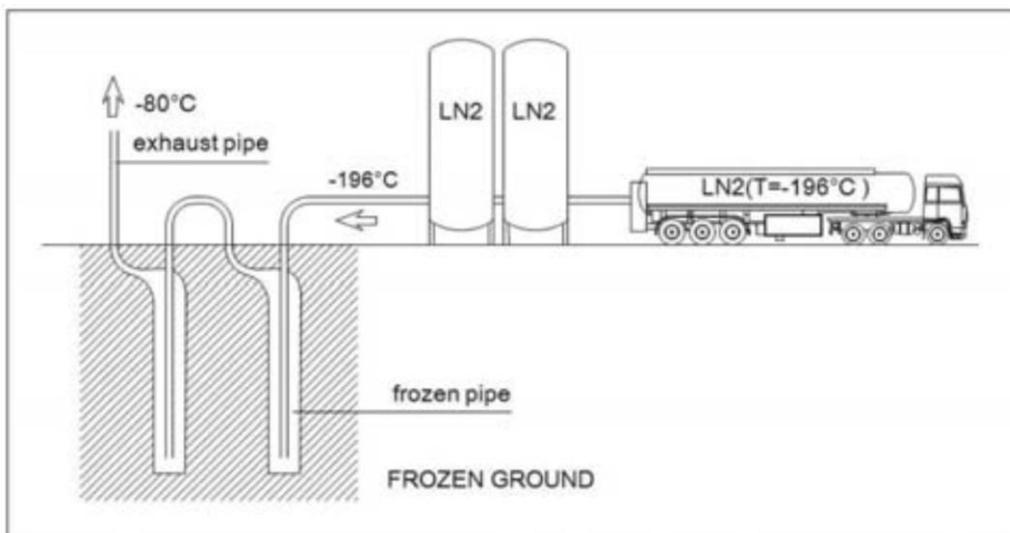


Figura 3.19 Metodo diretto a ciclo aperto (Colombo, 2010)

Un esempio di applicazione di tale tipologia di consolidamento è rappresentato dallo scavo delle gallerie di banchina delle stazioni della linea 1 della metropolitana di Napoli, comprese tra piazza Dante e piazza Garibaldi.

L'estrema difficoltà e i costi elevati previsti per la realizzazione di un trattamento di impermeabilizzazione dello scavo con iniezioni, ha condotto all'adozione, in fase progettuale, della tecnica del congelamento artificiale del terreno per lo scavo delle gallerie di 4 delle 5 stazioni comprese nella tratta. L'intervento è stato realizzato all'interno di uno strato di tufo fratturato sottofalda, con congelamento di un volume significativo di terreno, pari a circa 33000 m³. Nella *Figura 3.20* è schematizzata la disposizione delle sonde congelatrici adottata per lo scavo di una delle gallerie di banchina.

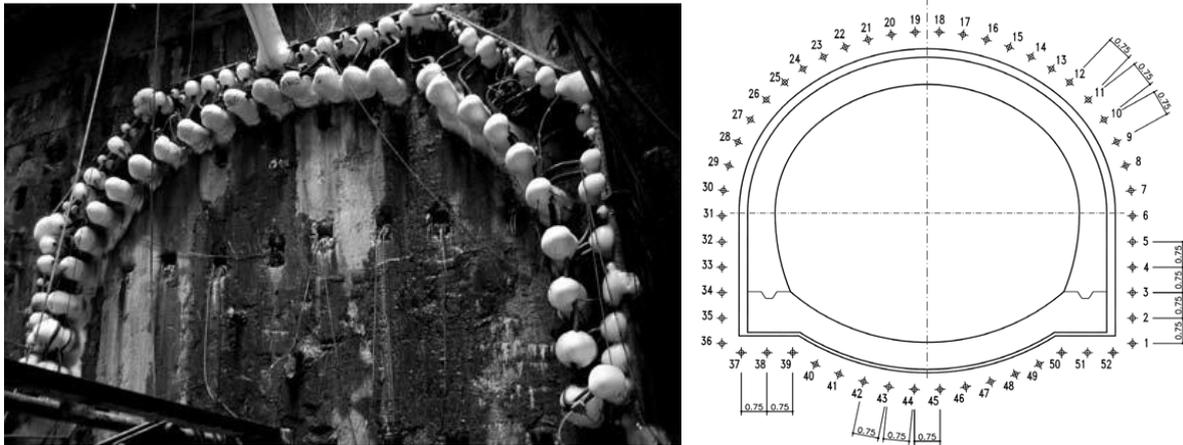


Figura 3.20 Disposizione delle sonde congelatrici per lo scavo di una galleria di banchina (Colombo, 2010)

3.9. Il monitoraggio geotecnico

La realizzazione di un'opera in sotterraneo è sempre accompagnata da molte incertezze legate alle condizioni geologiche e geotecniche che si incontrano durante lo scavo. Ciò mette in luce l'importanza del monitoraggio geotecnico nell'ambito della progettazione e della realizzazione delle gallerie e di qualsiasi altra opera in sotterraneo. Lo scopo del monitoraggio è quello di:

- verificare la validità delle previsioni progettuali attraverso un confronto sistematico, in corso d'opera, tra le stesse previsioni e le prestazioni/comportamento del terreno e dell'interazione tra terreno e struttura di sostegno;
- assicurare che l'opera espliciti le sue funzioni, risultando idonea all'esercizio, resistente e stabile senza riduzioni significative della sua integrità o manutenzioni non previste.

Il monitoraggio presuppone la definizione di un piano di monitoraggio, che rappresenta un vero e proprio progetto dell'attività di misura che deve essere effettuata, e la scelta degli strumenti in relazione alle grandezze da monitorare (deformazioni e spostamenti nel terreno o nelle strutture di rinforzo, i valori e le variazioni delle pressioni interstiziali nel terreno, le tensioni indotte nelle strutture e nei rivestimenti).

Il monitoraggio, nella progettazione geotecnica, costituisce l'ultimo livello di accertamento ed è strettamente connesso all'applicazione del metodo osservazionale, la cui formulazione è dovuta a Peck (1969). L'applicazione di tale metodo nella progettazione è prevista nelle NTC e nell'EC7 per i casi in cui, a causa della particolare complessità della situazione geotecnica e dell'importanza e impegno dell'opera, dopo estese ed approfondite indagini permangono documentate ragioni di incertezza risolvibili solo in fase costruttiva. Nell'applicazione di tale metodo si devono stabilire i limiti di accettabilità dei valori di alcune grandezze rappresentative del comportamento del complesso manufatto-terreno; occorre successivamente dimostrare che la soluzione prescelta è accettabile in rapporto a tali limiti. Inoltre, devono essere previste soluzioni alternative, congruenti con il progetto, e definiti i relativi oneri economici. Infine, deve essere istituito un adeguato sistema di monitoraggio in corso d'opera, con i relativi piani di controllo, tale da consentire tempestivamente l'adozione di una delle soluzioni alternative previste, qualora i limiti indicati siano raggiunti.

La Figura 3.21 mostra un esempio di piano di monitoraggio tipico per gallerie superficiali. Nelle illustrazioni sono indicati le tipologie di strumenti da utilizzare e la loro disposizione schematica (Barla, 2010).

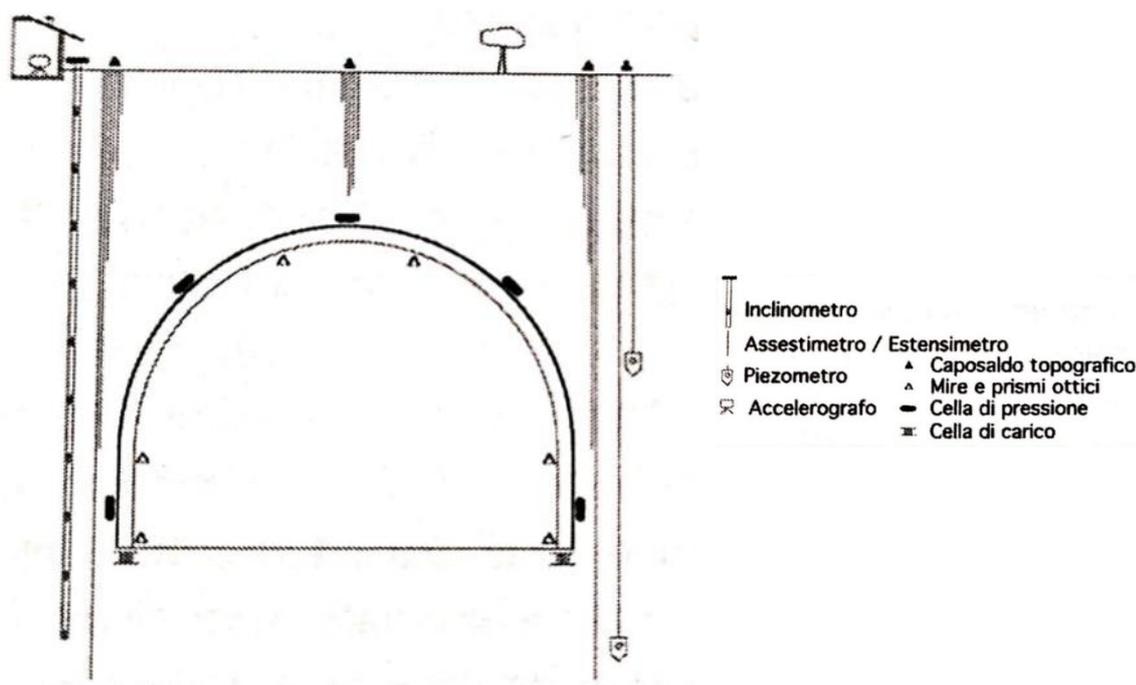


Figura 3.21 Esempio di piano di monitoraggio per galleria superficiale (Barla, 2010)

Gli inclinometri consentono di rilevare la distribuzione degli spostamenti orizzontali con la profondità, attraverso la misura delle rotazioni rispetto alla verticale di un tubo reso solidale con il terreno. Sono generalmente utilizzati per il monitoraggio dei versanti, ma assumono altrettanta importanza anche nel caso di gallerie poco profonde o nelle zone limitrofe l'imbocco delle gallerie, dove sia lo scavo della galleria che gli scavi a cielo aperto per le opere d'imbocco modificano considerevolmente le condizioni geotecniche preesistenti. Esistono inoltre inclinometri che consentono, se installati su edifici o strutture, di ricavarne le rotazioni.

Gli assestimetri e gli estensometri consentono, come gli inclinometri, di rilevare l'andamento delle deformazioni nell'intorno della galleria. Gli assestimetri sono in grado di misurare i movimenti verticali del terreno a varie quote, al di sotto del piano campagna; sono messi in opera in fori di sondaggio realizzati dalla superficie, oppure, in galleria. Gli estensimetri consentono di misurare gli spostamenti relativi tra due o più punti allineati; sono installati all'interno di un foro di sondaggio o di un foro creato appositamente.

Il piezometro misura le pressioni interstiziali ad una data profondità, il livello di falda e le sue oscillazioni. Generalmente è costituito da un elemento poroso, messo in opera nel terreno o nella roccia, nel quale si raggiunge la condizione di equilibrio della pressione idrostatica con la falda circostante: il livello o la pressione dell'acqua fornisce il valore della pressione interstiziale nel punto in cui è installato lo strumento.

Le celle di carico e di pressione consentono la misura delle variazioni di carico all'interno degli elementi strutturali di rinforzo, nel terreno, al contatto tra terreno e struttura. Nel caso delle gallerie, le celle di pressione vengono disposte in calotta ed in corrispondenza dei piedritti, tra l'ammasso e il rivestimento di prima fase o annegate nel calcestruzzo del rivestimento definitivo stesso; possono essere installate per le misure di sforzi sia radiali sia tangenziali. Le celle di carico funzionano in maniera analoga alle precedenti, ma data la maggior robustezza sono in grado di misurare carichi maggiori; sono impiegate maggiormente alla base delle centine per valutare il carico che esse trasmettono al piede e quindi la pressione a cui sono sottoposte.

Il monitoraggio topografico consente il controllo plano-altimetrico dell'area superficiale potenzialmente interessata dal bacino di subsidenza indotto dallo scavo; è il primo tipo di controllo da attuare quando si hanno gallerie caratterizzate da basse coperture. Tale monitoraggio permette di determinare la posizione di alcuni punti nello spazio, disposti lungo sezioni parallele e ortogonali all'asse della galleria, rispetto ad un caposaldo di riferimento fisso. Le misure sono effettuate per mezzo di un teodolite o una stazione totale traguardando mire e prismi ottici.

Il monitoraggio topografico consente anche di stimare le deformazioni del cavo della galleria, ovvero delle convergenze, attraverso il sistematico rilievo ad alta precisione delle coordinate di punti di misura disposti lungo il perimetro del cavo stesso. Su tali punti, che costituiscono la stazione di misura, vengono installati dei chiodi di convergenza, sporgenti per circa 10 cm dallo spritz-beton del rivestimento di prima fase, sui quali vengono montati altrettanti marcatori costituiti da mire ottiche. Il sistema d'acquisizione dei dati comprende una stazione totale topografica dotata di distanziometro elettronico che misura la posizione assoluta dei punti rispetto ad un sistema di riferimento tridimensionale costituito da caposaldi situati in galleria.

Le barrette estensimetriche (strain gauges) sono utilizzate per misurare le deformazioni assiali e sollecitazioni all'interno del rivestimento definitivo in calcestruzzo. Sono installate a coppie in intradosso ed estradosso in direzione assiale lungo l'intero sviluppo dell'anello di rivestimento. Quelle a corda vibrante sono costituiti da un corpo tubolare d'acciaio dotato alle estremità di due blocchi di ancoraggio. La deformazione indotta tra questi due ancoraggi produce una variazione della lunghezza del filo d'acciaio, presente all'interno del tubo, e la conseguente variazione del segnale in uscita (*Barla, 2010; Tanzini, 2006*).

Capitolo 4

Il prolungamento ovest della Linea 1 della Metropolitana di Torino

4.1. Introduzione

Nel seguente capitolo, dedicato al caso studio, si procede inizialmente con la descrizione delle opere previste nel Lotto funzionale 1 del tracciato, focalizzandosi sulle caratteristiche costruttive delle sezioni tipo di avanzamento; successivamente si sintetizza la caratterizzazione geotecnica svolta, in modo da pervenire alla definizione del modello geotecnico di riferimento. Si passa poi alla disamina del consolidamento proposto per l'avanzamento, costituito da trattamento colonnare in jet-grouting eseguito dalla superficie e assunto quale soluzione per garantire la stabilità del sistema e limitare i cedimenti indotti in superficie. L'analisi delle indagini geotecniche di controllo svolte sul campo prove consente la valutazione dei diametri e delle caratteristiche di resistenza e deformabilità delle colonne realizzate. Infine si analizzano i dati di monitoraggio disponibili per la galleria in esame.

4.2. Descrizione del caso studio

La tratta Collegno-Cascine Vica (*Figura 4.1*), attualmente in fase di costruzione, costituisce il prolungamento ovest della Linea 1 della Metropolitana automatica di Torino. Il tracciato attraversa in galleria il territorio dei comuni di Collegno e Rivoli, per una lunghezza complessiva di 3,4 km. Partendo dalla diramazione del deposito metro di Collegno, in prossimità dell'attuale capolinea Fermi, il tracciato si sviluppa in galleria lungo via De Amicis fino all'incrocio con corso Pastrengo; sottopassa la ferrovia Torino-Modane e, dopo aver percorso via Risorgimento, procede al di sotto di corso Francia, fino alla frazione Cascine Vica nel comune di Rivoli, terminando in corrispondenza dell'intersezione con la tangenziale ovest.

Lungo il percorso è prevista la realizzazione di quattro nuove stazioni: Certosa, Collegno Centro, Leumann e Cascine Vica. La fermata Certosa costituirà inoltre il nodo di interscambio con la stazione ferroviaria di Collegno, mentre presso Cascine Vica sarà realizzato un parcheggio di interscambio in sotterraneo a tre livelli. I lavori di costruzione del tracciato sono iniziati nel maggio del 2019 e dureranno circa quattro anni. Il tracciato è stato suddiviso in due lotti funzionali: Fermi-Collegno Centro e Collegno Centro-Cascine Vica.

La galleria di linea è realizzata utilizzando due tecniche di scavo. La prima parte, compresa tra l'inizio della nuova tratta (inizio prolungamento ovest in *Figura 4.2*) e il suo sviluppo lungo via De Amicis, è già stata scavata con il metodo del “cut and cover”, mentre la restante parte, compresa tra l'incrocio con via S. Massimo e Cascine Vica, verrà scavata *a foro cieco*.

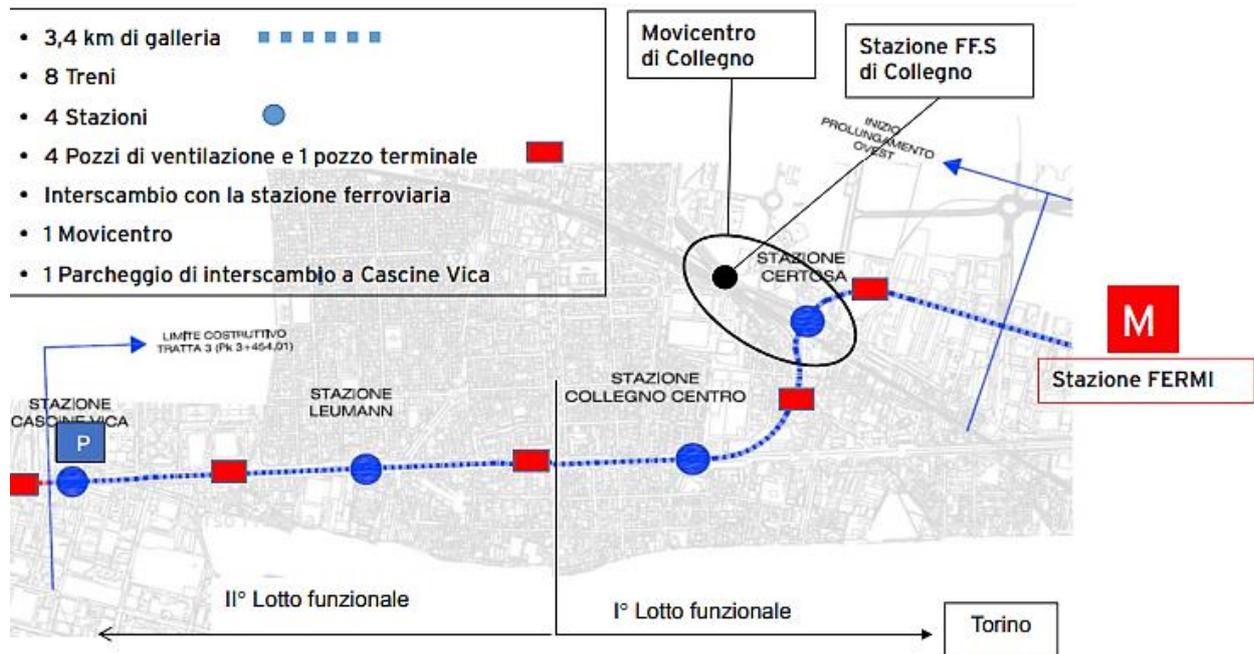


Figura 4.1 Tracciato del prolungamento ovest della linea 1 (www.infrato.it)

Se lo scavo della metropolitana di Torino è stato effettuato quasi interamente con il metodo di scavo meccanizzato, la galleria a foro cieco prevista per la realizzazione di una parte del prolungamento ovest verso Cascine Vica, sarà invece realizzata con il metodo di scavo tradizionale. Il primo lotto funzionale Fermi – Collegho Centro (*Figura 4.2 - 4.3*) si estende per circa 1,7 km: partendo dal bivio deposito, percorre via De Amicis, sotto attraversa la linea ferroviaria Torino-Modane e, dopo un tratto lungo via Risorgimento, si immette sul corso Francia. Il primo lotto funzionale risulta pertanto costituito dalle seguenti opere:

- due stazioni (Certosa e Collegho Centro);
- due pozzi di intertratta (PC1, PC2);
- un nuovo pozzo terminale (PCT1);
- un tratto di galleria artificiale (linea azzurra in *Figura 4.3*), dall'inizio del prolungamento ovest (stazione Fermi) alla progressiva km 0+677.025;
- un tratto di galleria naturale a foro cieco (linea blu in *Figura 4.3*) dalla progressiva km 0+677.025, ubicata in corrispondenza del tratto terminale della galleria artificiale, fino alla progressiva 1+752,966 corrispondente alla fine del primo lotto costruttivo. Lo sviluppo complessivo del tratto di galleria naturale è pari a circa 930 m.

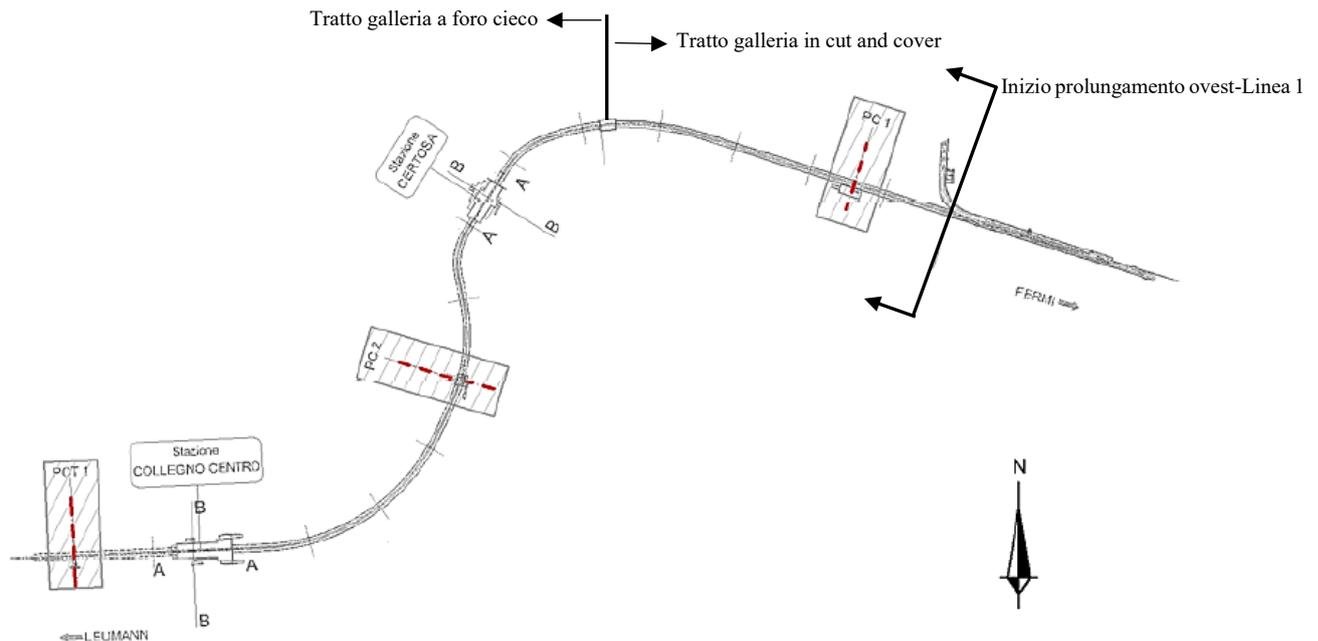


Figura 4.2 Planimetria con ubicazione del tracciato e delle opere del primo lotto funzionale Fermi-Collegno Centro (www.infrato.it)



Figura 4.3 Foto aerea con indicazione del tracciato ricadente nel primo lotto funzionale Fermi-Collegno Centro (Cortesia di Lombardi Ingegneria S.r.l.)

La sezione di avanzamento a foro cieco usata è dunque di tipo tradizionale con consolidamento in jet-grouting effettuato dall'alto. Infatti, date le ridotte coperture (massimo 20 m dal piano campagna nella tratta considerata) e, considerato che la galleria insiste prevalentemente al di sotto di strade urbane/suburbane, o aree libere da fabbricati, gli scavi saranno preceduti dall'esecuzione di consolidamenti del terreno dalla superficie. Tali consolidamenti sono costituiti da trattamenti colonnari in jet-grouting, geometrizzati al fine di ottenere un volume di materiale che favorisca un adeguato comportamento ad arco. La sezione che si applica per la maggior parte del tracciato in progetto è la Sezione Tipo JG1 (Figura 4.4).

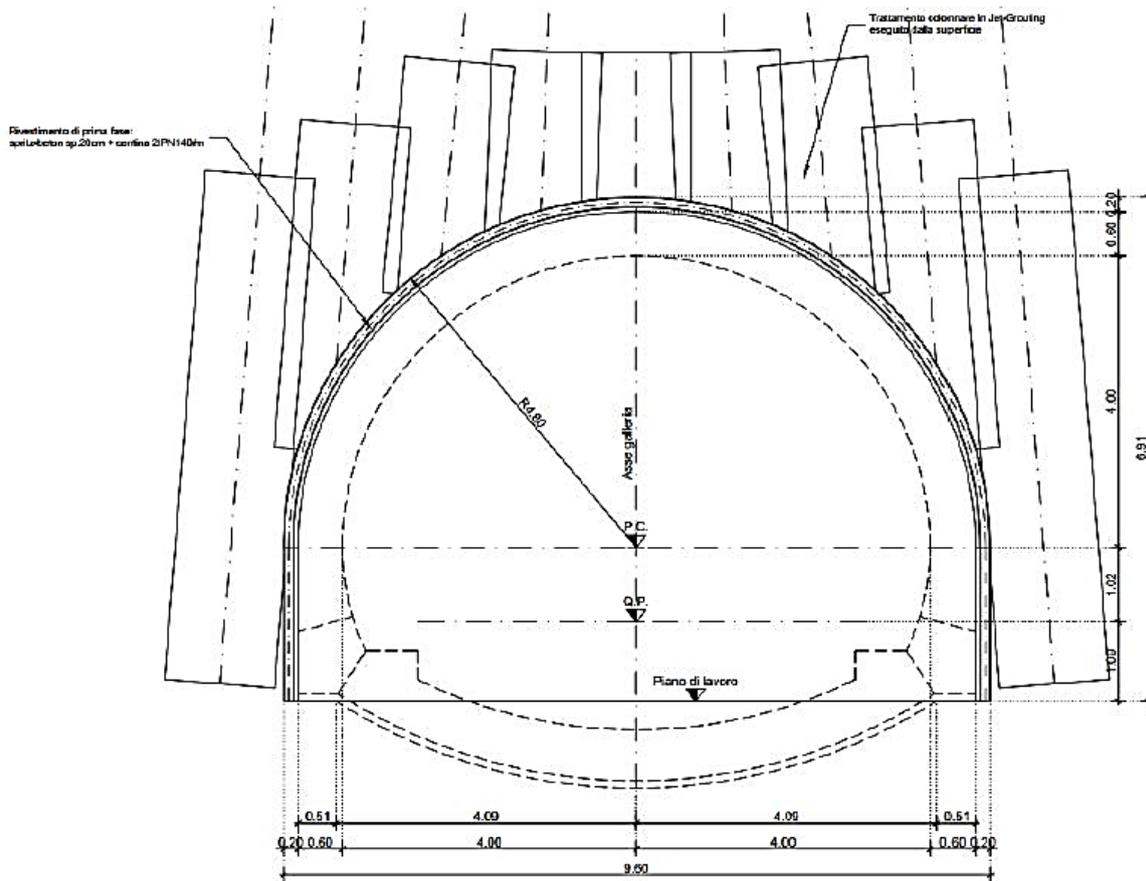


Figura 4.4 Schema avanzamento della Sezione Tipo JG1 (Cortesia di Lombardi Ingegneria S.r.l.)

In funzione dell'ubicazione delle preesistenze e dei sottoservizi in superficie e della necessità di presidiare maggiormente il fronte sono previste differenti modalità di realizzazione dei consolidamenti. Dunque, in aggiunta alla sezione JG1, sono definite altre sezioni tipo, diverse dalla precedente, ma aventi in comune il pattern di base delle colonne jet-grouting.

Laddove vi è la necessità di cambio di sezione (nel passaggio da un consolidamento effettuato dall'alto ad uno effettuato dall'interno, se si è vicini alla linea ferroviaria da sotto attraversare, a tergo delle paratie di testata delle stazioni) si presidia il fronte con la sezione tipo JG2. Tale consolidamento ha infatti l'obiettivo di migliorare le caratteristiche del terreno non solo al contorno, ma anche al fronte di scavo della galleria; nella zona centrale della futura sezione della galleria saranno realizzate colonne di jet-grouting più lunghe, fino a raggiungere poco meno di 10 m dal piano di riferimento.

In presenza di specifiche limitazioni si adottano le sezioni tipo JG1*, JG2* e JG3*, attraverso le quali, in virtù dell'accessibilità disponibile in superficie, si adatta la geometria di esecuzione delle perforazioni in modo da schivare le preesistenze ed i sottoservizi. Gli artifici adottati, dai più semplici ai più complicati, sono una doppia inclinazione delle colonne al posto di un'inclinazione semplice, oppure l'incremento delle inclinazioni (superiori anche al 5%). Se la sezione JG1 è utilizzata nel 90% dei casi e si configura dunque come la sezione standard, le altre si identificano come sezioni puntuali, utilizzate laddove vi sia la necessità di risolvere situazioni locali.

4.3. Modello geotecnico di riferimento e sintesi della caratterizzazione

Dal punto di vista geologico l'area in esame è caratterizzata da depositi fluvioglaciali Plio-Pleistocenici che definiscono la conoide alluvionale della Dora Riparia, incisi dall'attività erosionale del corso d'acqua; i depositi di loess ricoprono in maniera discontinua i depositi sopra descritti, con spessori regolari di qualche metro (2-3 m). Data la natura fortemente antropizzata dell'area, i depositi superficiali di origine antropica presentano spessori variabili e localmente anche di notevole importanza. Inoltre, l'area presenta una debole pendenza procedendo da ovest verso est.

Le indagini svolte in fase di progetto definitivo del Lotto Funzionale 1 Fermi-Collegno Centro hanno permesso di rilevare, lungo l'intero tracciato, la presenza di ghiaie eterometriche con matrice sabbiosa debolmente limosa, sabbie limose con ghiaia, talora con livelli limosi attribuibili ai depositi fluvioglaciali. L'elaborazione di tali dati ha permesso di stabilire con precisione lo spessore generalmente regolare del materiale da riporto e la presenza dei depositi fluvioglaciali (sabbie ghiaiose e ghiaie sabbiose con clasti eterometrici) e il livello della falda ben al di sotto della profondità di progetto.

Successivamente, in fase di progetto esecutivo, al fine di caratterizzare il terreno dal punto di vista geotecnico e ambientale, è stata programmata ed eseguita una campagna di 27 sondaggi (*Figure 4.5 – 4.7*), che integra i dati esistenti mediante:

- 8 sondaggi a carotaggio continuo (serie BH) per un totale di 200 m, e con un numero complessivo di 129 SPT;
- 7 sondaggi a distruzione di nucleo (serie S) per un totale di 160 m a cui si affiancano 4 diagrafie. Al fine di stabilire l'altezza di falda, un carotaggio ha raggiunto i 55 m al di sotto del piano di campagna;
- 12 sondaggi ambientali (serie SA) per un totale di 216 m.



Figura 4.5 Ubicazione delle indagini eseguite - area via De Amicis (in giallo) (Cortesia di Lombardi Ingegneria S.r.l.)



Figura 4.6 Ubicazione delle indagini eseguite - area stazione Certosa / via Risorgimento (in giallo) (Cortesia di Lombardi Ingegneria S.r.l.)



Figura 4.7 Ubicazione delle indagini eseguite - area via Risorgimento / C.so Francia (in giallo) (Cortesia di Lombardi Ingegneria S.r.l.)

I sondaggi a carotaggio continuo e a distruzione di nucleo eseguiti hanno consentito di rilevare:

- uno strato orizzontale, generalmente tra i 1,5-2,5 m di profondità, di materiale di origine antropica, rimaneggiato ed eterometrico;
- uno strato di materiale naturale di ghiaie con sabbie e fini, a differente grado di cementazione e addensamento. I livelli addensati e cementati, di spessore da centimetrico a decimetrico, presentano una distribuzione spaziale discontinua sia in senso orizzontale che verticale;
- un livello di falda al di sotto del piano lavori (45 m al di sotto del piano di campagna).

In sito sono state effettuate prove geotecniche in foro-SPT (prove penetrometriche) e diagrafie. Si sono eseguite un totale di 129 SPT. Dall'analisi dei trend (*Figura 4.8*) si evince che valori più bassi di NSPT si riscontrano nei livelli superficiali e come l'indice aumenti all'aumentare della profondità, confermando una tendenza all'incremento del grado di addensamento con la profondità. Risulta comunque difficoltosa la definizione di orizzonti continui di terreno maggiormente addensato e/o cementato, con spessore superiore ai 40 cm.

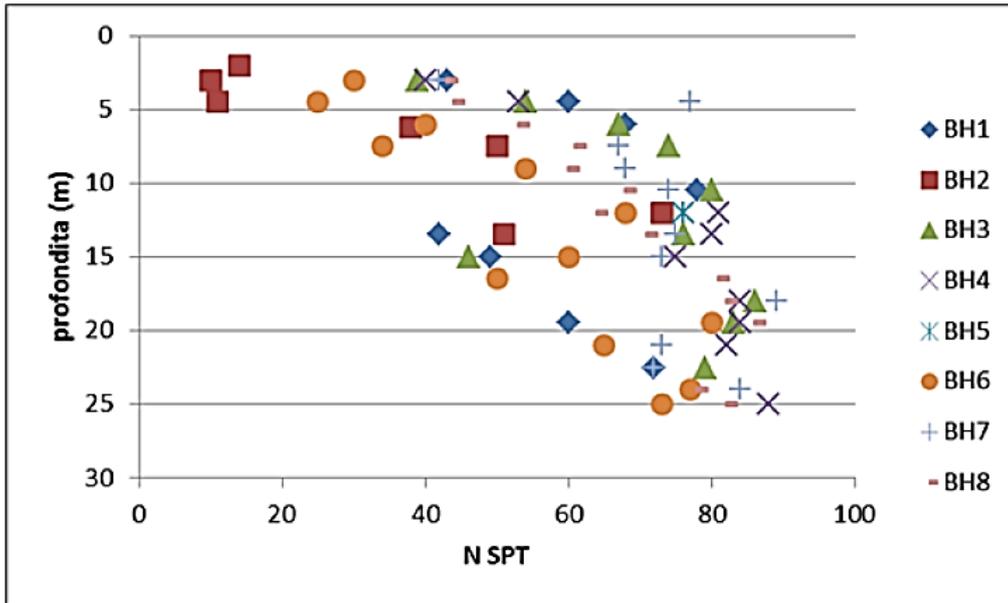


Figura 4.8 NSPT al variare della profondità (Cortesia di Lombardi Ingegneria S.r.l.)

Per i sondaggi a distruzione di nucleo S1, S2, S3 e S4 sono stati registrati, per i primi 20 m, i parametri di perforazione, i quali hanno permesso la ricostruzione dell'andamento dell'energia specifica in funzione della profondità.

Le diagrafie in S1 ed S2 hanno evidenziato la presenza di terreni caratterizzati da livelli cementati con al massimo uno spessore di qualche cm, in cui sparsi in matrice compaiono isolati ciottoli. Si tratta dunque di terreni che non presentano importanti livelli cementati e, come indicato dalle stratigrafie, con un grado di addensamento maggiore al crescere della profondità. Le diagrafie in S3 e in particolare in S4 invece, evidenziano la presenza di livelli cementati più numerosi e di spessore talvolta decimetrico. Di seguito si riportano il confronto tra la diagrafia S1 e la colonna stratigrafica SA3 (Figura 4.9) e la diagrafia S4 (Figura 4.10), i cui numerosi picchi isolati sono da attribuirsi alla presenza diffusa di ciottoli in matrice e di diffusi livelli centimetrici cementati.

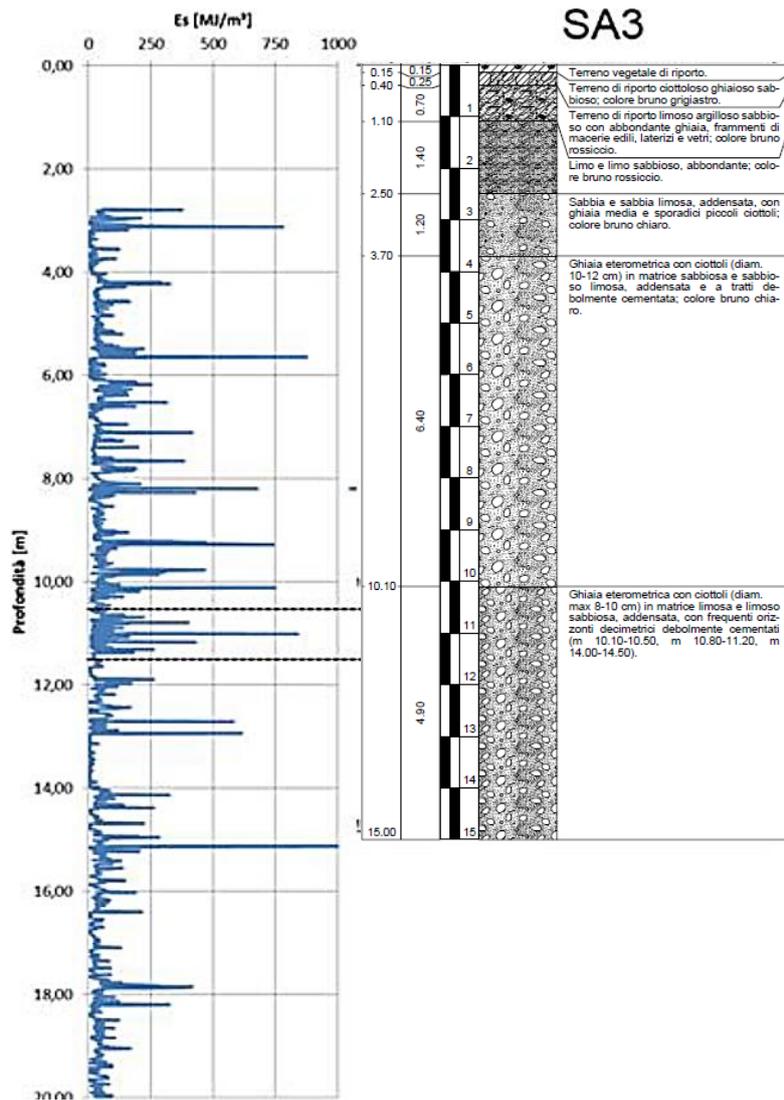


Figura 4.9 Diagrafia SI e corrispondenze con stratigrafia (linee tratteggiate) (Cortesia di Lombardi Ingegneria S.r.l.)

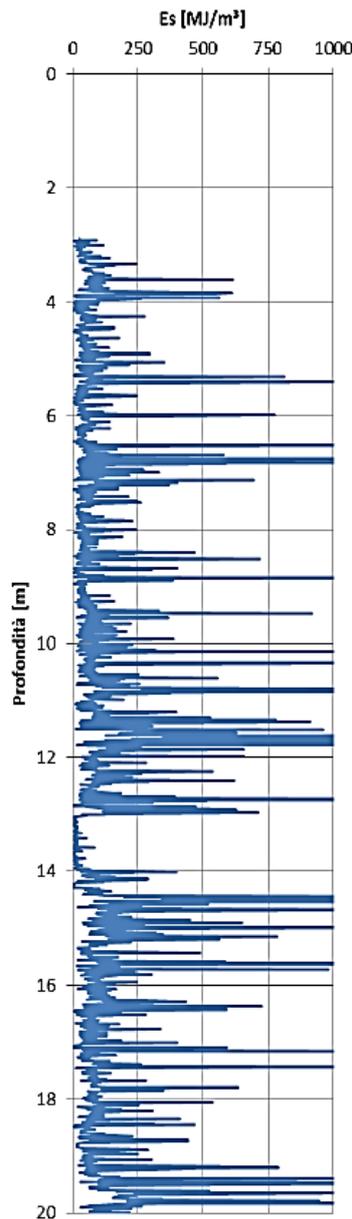


Figura 4.10 Diafratta S4 (Cortesia di Lombardi Ingegneria S.r.l.)

Per la misura dei livelli piezometrici, il sondaggio a distruzione di nucleo S4 è stato attrezzato con un piezometro a tubo aperto. L'unica misura eseguita indica una soggiacenza di 43,85 m al di sotto del piano campagna.

In laboratorio, sono state eseguite un totale di 60 prove granulometriche su altrettanti campioni, sia mediante la tecnica di setacciatura che di sedimentazione, al fine di caratterizzare sia le granulometrie più grossolane che quelle fini. I risultati (Figura 4.11) (Tabella 4.1) confermano che il terreno di scavo è descritto prevalentemente da ghiaie sabbiose limose, con ciottoli sparsi, in cui il contenuto di materiale fine (limi e argille) varia in modo casuale lungo il profilo di scavo.

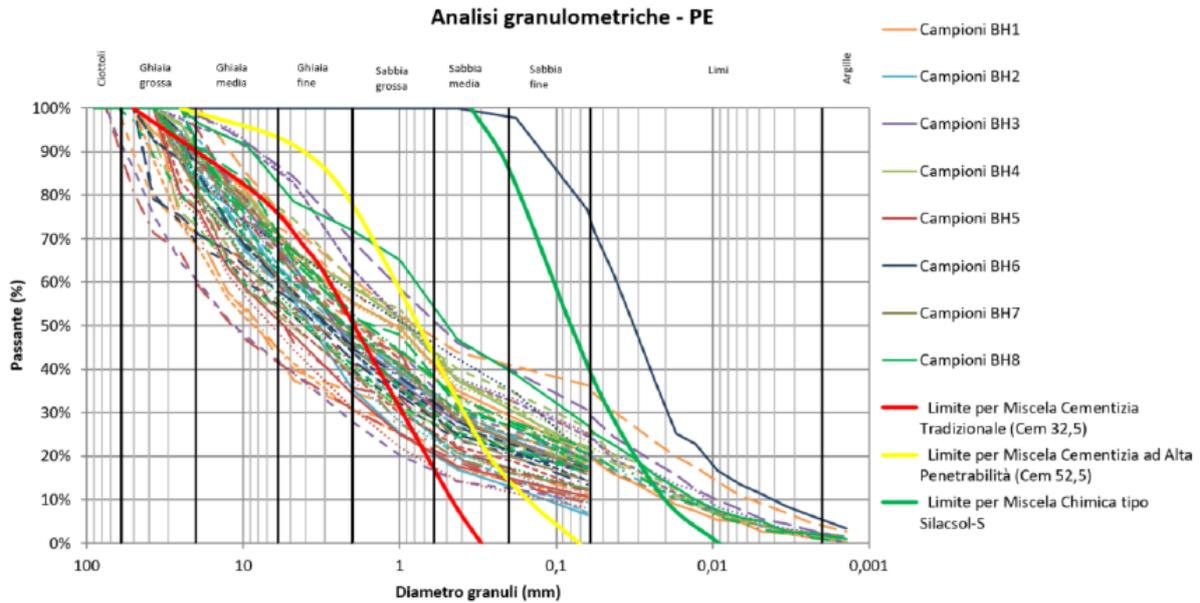


Figura 4.11 Curve granulometriche con diversi stili di linea che indicano le differenti profondità di prelievo eseguite sul singolo sondaggio (Cortesia di Lombardi Ingegneria S.r.l.)

Tabella 4.1 Analisi per setacciatura, distribuzione percentuale delle principali classi granulometriche.

Distribuzione classi granulometriche	Media [%]	Max [%]	Min [%]	Deviazione standard [%]
Ciottoli	0,3	8,6	0,0	1
Ghiaie	51,8	69,4	28,1	11
Sabbie	29,7	44,7	18,5	6
Limo/Argille	18,2	76,4	6,5	11

La campagna di indagini geognostiche effettuata ha dunque permesso di ricostruire con maggiore dettaglio la stratigrafia geologica dell'area oggetto di studio, conducendo alla definizione delle seguenti unità geotecniche (UG):

- UG0: tale unità geotecnica comprende i rilevati stradali, i riporti antropici e/o rimaneggiati, i terreni di copertura caratterizzati da alterazione superficiale. Questi terreni si ritrovano su tutta l' area in esame e sono costituiti prevalentemente da ghiaie e sabbie con ciottoli, frammenti lateritici e asfalto scarificato; presentano uno spessore costante che generalmente ha una profondità compresa tra 1,5 e 2,5 m e solo puntualmente può raggiungere profondità maggiori;
- UG1: tale unità geotecnica è costituita da depositi di ghiaie eterometriche immerse in una matrice sabbiosa debolmente limosa di colore da grigio a grigio bruno, derivanti dal trasporto e successiva rielaborazione dei depositi glaciali ad opera dei torrenti alimentati dalle acque di fusione dei ghiacciai. Presenta una distribuzione spaziale discontinua sia in senso orizzontale che verticale.

Raramente si individuano livelli cementati di spessori decimetrici, mentre sono comuni e diffusi livelli mediamente cementati a cui si alternano livelli debolmente cementati. Si evince, dunque un basso tasso di cementazione, in cui i livelli cementati si presentano generalmente in spessori centimetrici;

- UG2: tale unità geotecnica è costituita da depositi di limi sabbiosi e sabbie fini, presenti all'interno del terreno sotto forma di lenti circoscritte di materiale fine di spessore ridotto.

L'unità principale, che caratterizza l'area di interesse e che si rinviene sistematicamente al di sotto del terreno superficiale sino ad una profondità massima indagata di 55 m, è l'unità geotecnica UG1; l'unità geotecnica UG2, invece, data la limitata estensione dei suoi depositi, ai fini geotecnici non viene considerata.

Si riportano, dunque, le foto delle cassette catalogatrici che meglio rappresentano le unità geotecniche UG0 (Figura 4.12) e UG1 (Figura 4.13).



Figura 4.12 Cassette catalogatrice BH2. La linea rossa indica il limite UG0-UG1 (Cortesia di Lombardi Ingegneria S.r.l.)



Figura 4.13 Sondaggi BH4 (a sinistra) e BH7 (a destra), dettaglio carote tra i 20 e 25 metri di profondità dal p.c.; si individuano presenti livelli di spessore da decimetrico fino a metrico particolarmente addensati (Cortesia di Lombardi Ingegneria S.r.l.)

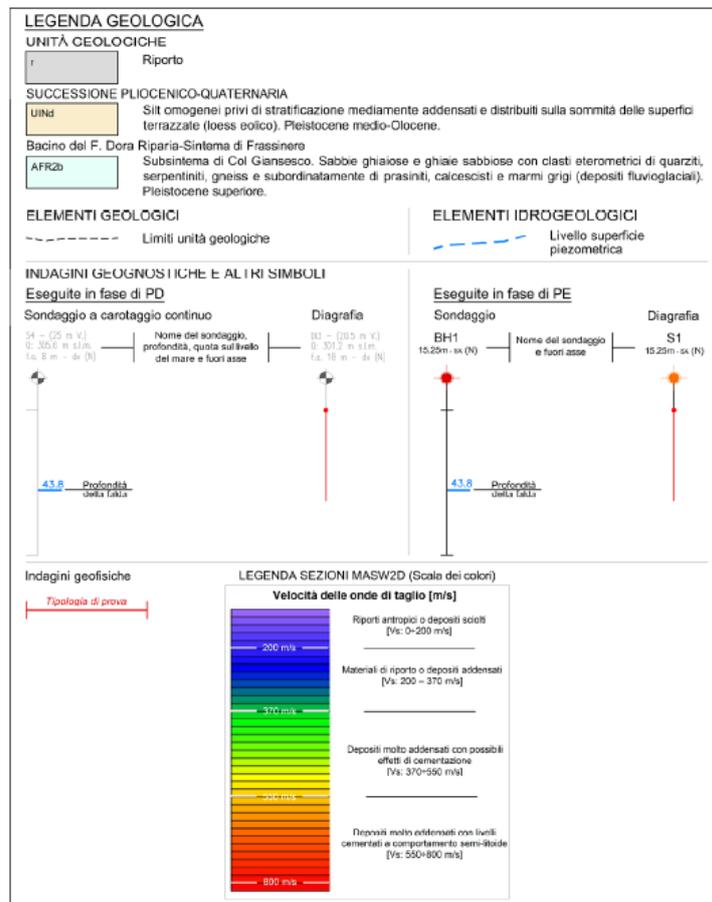
È stata dunque condotta la caratterizzazione geotecnica delle due unità riconosciute e individuate lungo il tracciato del lotto 1 (UG0 e UG1), definendo per ciascuna di queste i criteri di resistenza ed i parametri connessi e le caratteristiche di deformabilità (Tabella 4.2).

Tabella 4.2 Parametri geotecnici del terreno

Descrizione	γ_n [kN/m ³]	c [kPa]	φ [°]	E [MPa]	ν [-]
Terreni di riporto (UG0)	18-20	0	28-30	10-20	0,2-0,3
Ghiaie eterometriche in matrice sabbiosa-siltosa con cementazione da debole a media (UG1)	18-20	0-20	35-37	150-170	0,3-0,4

Attraverso la caratterizzazione idrogeologica è stato possibile identificare l'appartenenza all'area oggetto di studio alla classe k_3 , caratterizzata da un intervallo di permeabilità ampio ($10^{-6} \leq k \leq 10^{-4}$), che riflette la variabilità litografica dell'unità in esame.

I dati raccolti e analizzati, attraverso la campagna geognostica, le prove in sito e in laboratorio, e successivamente attraverso la caratterizzazione geotecnica, hanno permesso la definizione di un modello geologico-geotecnico di riferimento, che conferma quello già proposto in fase di progetto definitivo. I lavori di scavo di gallerie, stazioni e pozzi avverranno all'interno dell'unità geotecnica UG1. Tale unità è ricoperta lungo l'intera tratta di interesse da uno spessore di materiale da riporto descritto come unità geotecnica UG0, avente uno spessore massimo di 2,5 m, anche se localmente può spingersi a profondità maggiori, con uno spessore massimo misurato di 5,9 m in località Certosa. Localmente, circoscritte lingue di materiale sabbioso fine di spessore ridotto potrebbero trovarsi a contatto con UG1, nel limite superiore. L'unità geotecnica UG1 è descritta da ghiaie eterometriche, sabbiose limose, in cui il grado di addensamento è variabile sia verticalmente che orizzontalmente, ma con una tendenza ad aumentare con la profondità. Livelli cementati sono presenti, però generalmente non superano spessori centimetrici e si trovano in maniera discontinua sul profilo. La falda superficiale si trova ben al di sotto del piano di scavo, 44-45 m al di sotto del piano campagna e dunque i lavori saranno effettuati in condizioni asciutte (condizioni drenate). Nella *Figura 4.14* si riporta il profilo geotecnico.



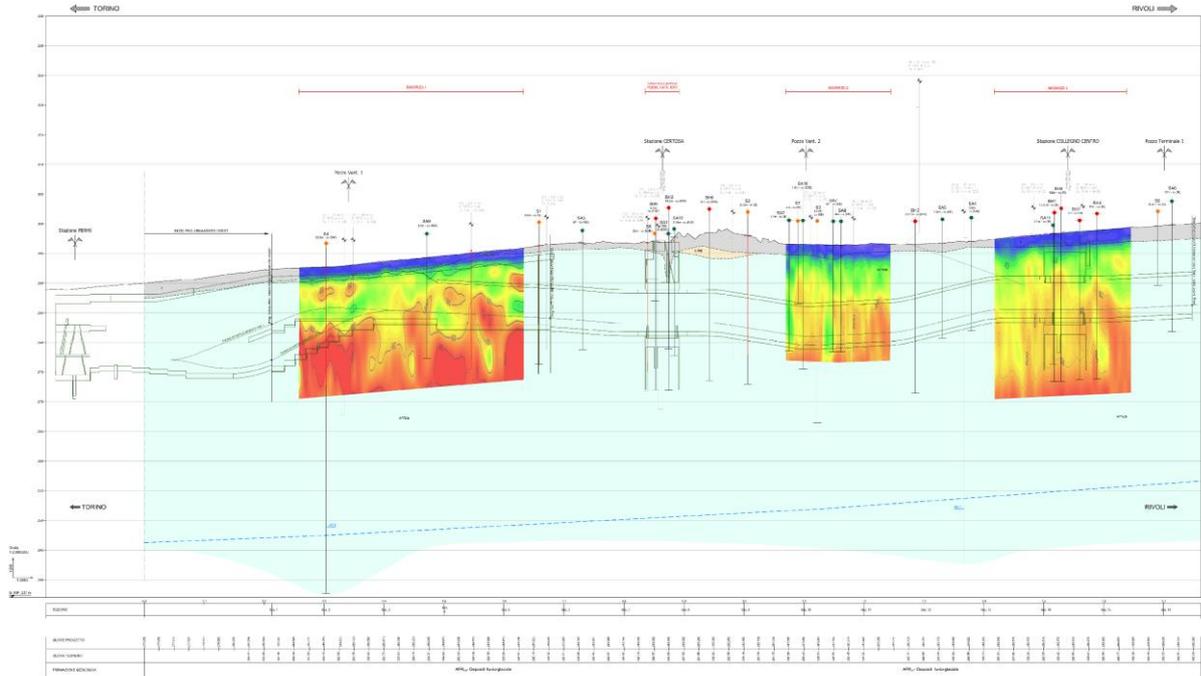


Figura 4.14 Profilo geotecnico (Cortesia di Lombardi Ingegneria S.r.l.)

4.4. Il campo prove del consolidamento

Nell'ambito delle lavorazioni del primo lotto di prolungamento in direzione Cascine Vica della Linea 1 della Metropolitana di Torino, il campo prove per la verifica della buona riuscita del trattamento colonnare per gettiniezione bifluido è stato approntato in uscita dal pozzo di attacco, nel primo tratto di galleria naturale a foro cieco di 24 m di lunghezza, nello specifico dalla progressiva 0+677.86 alla progressiva 0+701.83. La particolare ubicazione di tale tratto (Figura 4.15), interamente contenuto entro l' area a verde posta alla confluenza fra Via De Amicis e via San Massimo, a Collegno, ha dunque consentito di eseguire prove e indagini senza interferire con il traffico o con altre strutture e infrastrutture esistenti.

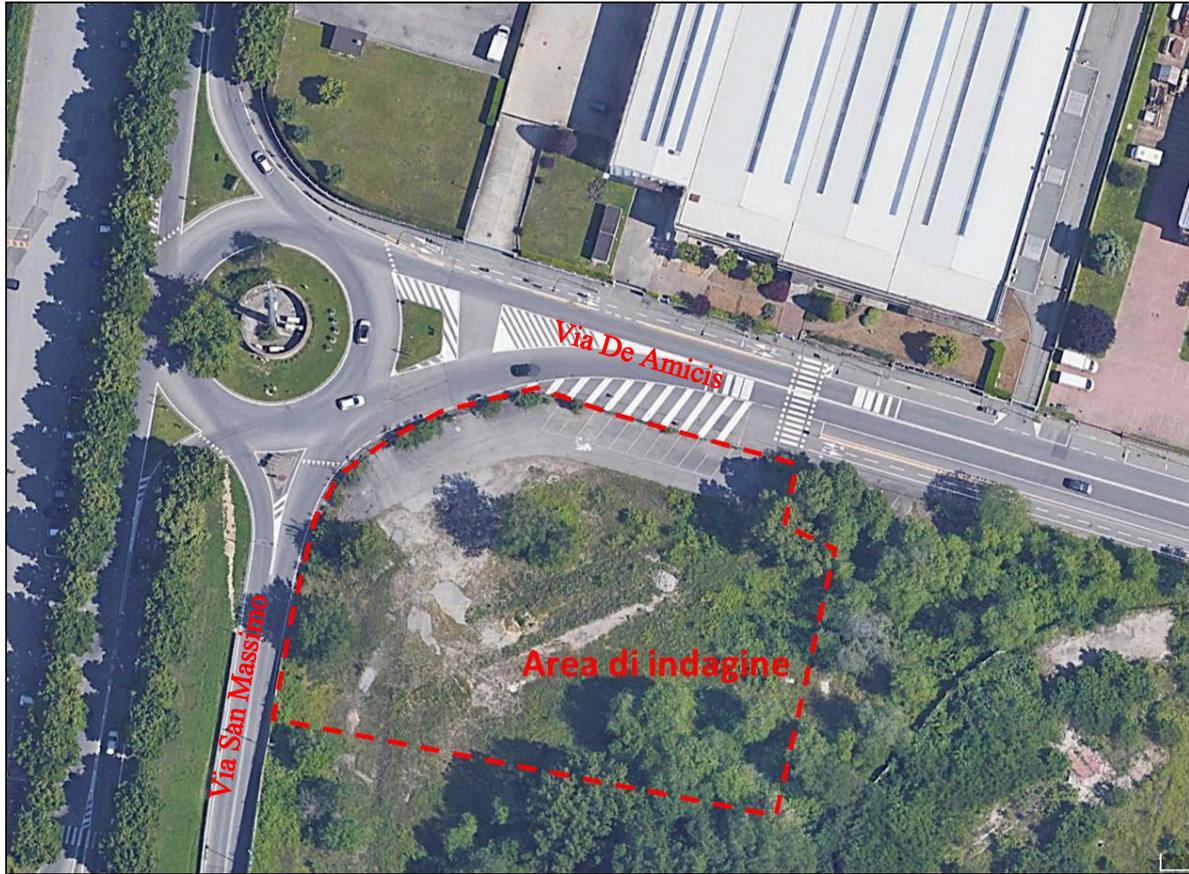


Figura 4.15 Ubicazione campo prove (Cortesia di Lombardi Ingegneria S.r.l.)

Preliminarmente al trattamento jet-grouting, sono state realizzate due coppie di colonne isolate (A e B, C e D), ognuna comprendente una colonna di diametro 1500 mm e una di diametro 1800 mm e con due diversi set di parametri corrispondenti a “bassa energia” e “alta energia” (Tabella 4.3).

Tabella 4.3 Set di parametri di iniezione

	Diametro 1500 mm		Diametro 1800 mm	
	Bassa energia	Alta energia	Bassa energia	Alta energia
Pressione boiaccia cementizia [bar]	420,00	420,00	420,00	420,00
Portata boiaccia cementizia [l/min]	348,00	363,00	348,00	363,00
Velocità di risalita monitor [min/m]	2,70	3,80	3,90	5,60
Cemento per metro cubo di colonna [kg/m ³]	400,00	444,00	401,00	454,00
Cemento per metro lineare di colonna [kg/m]	706,00	784,00	1019,00	1155,00
Rapporto A/C	1,00	0,70	1,00	0,70

Le prove speditive eseguite su esse, hanno avuto lo scopo di verificare il diametro reso con i parametri esecutivi adottati in prima battuta, e quindi di valutare eventuali tarature e ottimizzazioni dei parametri esecutivi stessi. A tale scopo, le colonne di prova sono state realizzate in una zona in cui le caratteristiche del terreno fossero il più possibile rappresentative del terreno da trattare in fase operativa, ovvero appena a Nord del tratto di galleria in oggetto (Figura 4.16).

Tramite l'infissione di barre verniciate nel terreno, a varie distanze dalle colonne di prova, e successiva estrazione, si è verificato che il getto fosse andato a rimuovere la vernice dall'astina, in modo da ottenere un indicatore del raggiungimento del diametro atteso. Le colonne eseguite a "bassa energia" hanno mostrato lo sverniciamento delle astine alle distanze previste, mentre quelle ad "alta energia" hanno mostrato uno sverniciamento solo parziale; dunque, nel successivo campo prove, i parametri ad "alta energia" sono stati leggermente modificati, cercando di ottenere risultati migliori.

In particolare, nel tratto considerato, oggetto del campo prove, l'esecuzione dei trattamenti con il set di parametri "alta energia" ha interessato i primi 6 m di estensione longitudinale partendo dall'imbocco della galleria, con le colonne jet-grouting che interessano anche l'area del futuro cavo, mentre i restanti 18 m, con le colonne solo all'esterno del cavo, sono stati eseguiti con il set di parametri "bassa energia".

Le indagini geotecniche eseguite in tale tratto, comprendenti prove sul terreno non trattato, effettuate prima dell'esecuzione del trattamento jet-grouting, e prove sul terreno trattato, hanno avuto lo scopo di verificare la buona riuscita dell'intervento e il raggiungimento degli obiettivi che questo si prefigge.

In particolare, le prove preliminari al consolidamento hanno avuto lo scopo di:

- determinare la stratigrafia locale, le principali caratteristiche fisiche e le proprietà indici del terreno nell'area in cui si è realizzato il campo prova;
- determinare il modulo elastico a piccole deformazioni del terreno, per un confronto con quello ottenuto sul terreno trattato;
- determinare la permeabilità per ottenere un ulteriore elemento di valutazione, sia pure qualitativo, della buona riuscita dell'intervento, per confronto con i risultati di analoghe prove eseguite sul terreno trattato.

Il programma di indagini sul terreno non trattato ha previsto:

- due sondaggi a carotaggio continuo da 10 m di profondità (SNT1, SNT3) condotti rispettivamente nella zona a "bassa energia" e ad "alta energia";
- un sondaggio a distruzione di nucleo da 10 m di lunghezza (SNT2), con acquisizione dati DAC test in fase di avanzamento;
- esecuzione di prove di permeabilità Lefranc a carico costante in tutti i fori (2 prove per sondaggio). Per il foro SNT2, non potendo interrompere la prova DAC test si è perforato un foro a carotaggio continuo a fianco di SNT2 (SNT2bis) fino a 6,5 m di profondità (fine tasca prova Lefranc);
- prelievo di campioni semi-disturbati e conseguenti prove di laboratorio geotecnico; il prelievo dei campioni per il sondaggio SNT2 è stato effettuato sul sondaggio a carotaggio adiacente SNT2bis;
- una prova sismica cross-hole tra i fori SNT1 e SNT2, opportunamente completati con tubo in PVC e cementazione dell'intercapedine;

- una prova sismica Masw2D su un allineamento trasversale alla coppia di fori SNT1 e SNT2.
- Le prove geotecniche di controllo, eseguite a valle della realizzazione delle colonne jet-grouting, sono state mirate principalmente a:
 - verificare la buona riuscita e la continuità dell'intervento mediante osservazione diretta delle carote, l'analisi dei parametri di perforazione e delle prove geofisiche;
 - verificare il raggiungimento dei valori obiettivo del consolidamento, in termini di resistenza, mediante prove in laboratorio, e in termini di caratteristiche di deformabilità, mediante indagini geofisiche in foro e di superficie.

Il programma di indagini sul terreno trattato ha previsto:

- Perforazione di cinque sondaggi geognostici a carotaggio continuo (denominati ST1, ST2, ST4, ST5, ST6), verticali, e di due sondaggi a rotazione con distruzione di nucleo con acquisizione dati DAC test in fase di avanzamento (ST3, ST7). Ciascuno dei fori ST1÷3 e ST5÷ST7 è stato attrezzato con un tubo per prove cross-hole. Nei fori ST1, ST2, ST4, ST5 e ST6 sono state eseguite delle prove di permeabilità Lefranc a carico variabile. Il foro ST4 è ubicato in corrispondenza di una colonna all'esterno del piedritto Sud della galleria nel tratto a “bassa energia”, gli altri sono posizionati lungo l'asse della galleria, rispettivamente nel tratto a bassa energia (ST1÷3) e ad “alta energia” (ST5÷7). Tutti i sondaggi sono stati spinti ad una profondità di 10 m.
- Perforazione, in una fase successiva, di quattro ulteriori sondaggi a carotaggio continuo, per la verifica della continuità delle colonne jet-grouting esterne ai piedritti (ST8, ST11, ST12 e ST13).
- Perforazione di due sondaggi geognostici a carotaggio continuo (denominati ST9, ST10) inclinati a 45° per controllo del diametro reso sulle colonne isolate B e C eseguite preliminarmente al trattamento.
- Esecuzione di due prove sismiche cross-hole in ognuna delle terne di fori ST1÷ST3 e ST5÷ST7.
- Video-ispezione nei fori ST5, ST6 e ST8.
- Un'indagine sismica MASW2D in posizione diagonale rispetto alla zona trattata e quindi al tracciato della galleria.
- Esecuzione di prove di compressione monoassiale su campioni di terreno trattato, prelevati dai sondaggi ST5, ST6, ST8.

Nel seguente stralcio planimetrico è rappresentata l'ubicazione delle indagini geotecniche, pre e post trattamento, eseguite sul tratto in esame, e il posizionamento delle colonne jet-grouting (*Figura 4.16*).

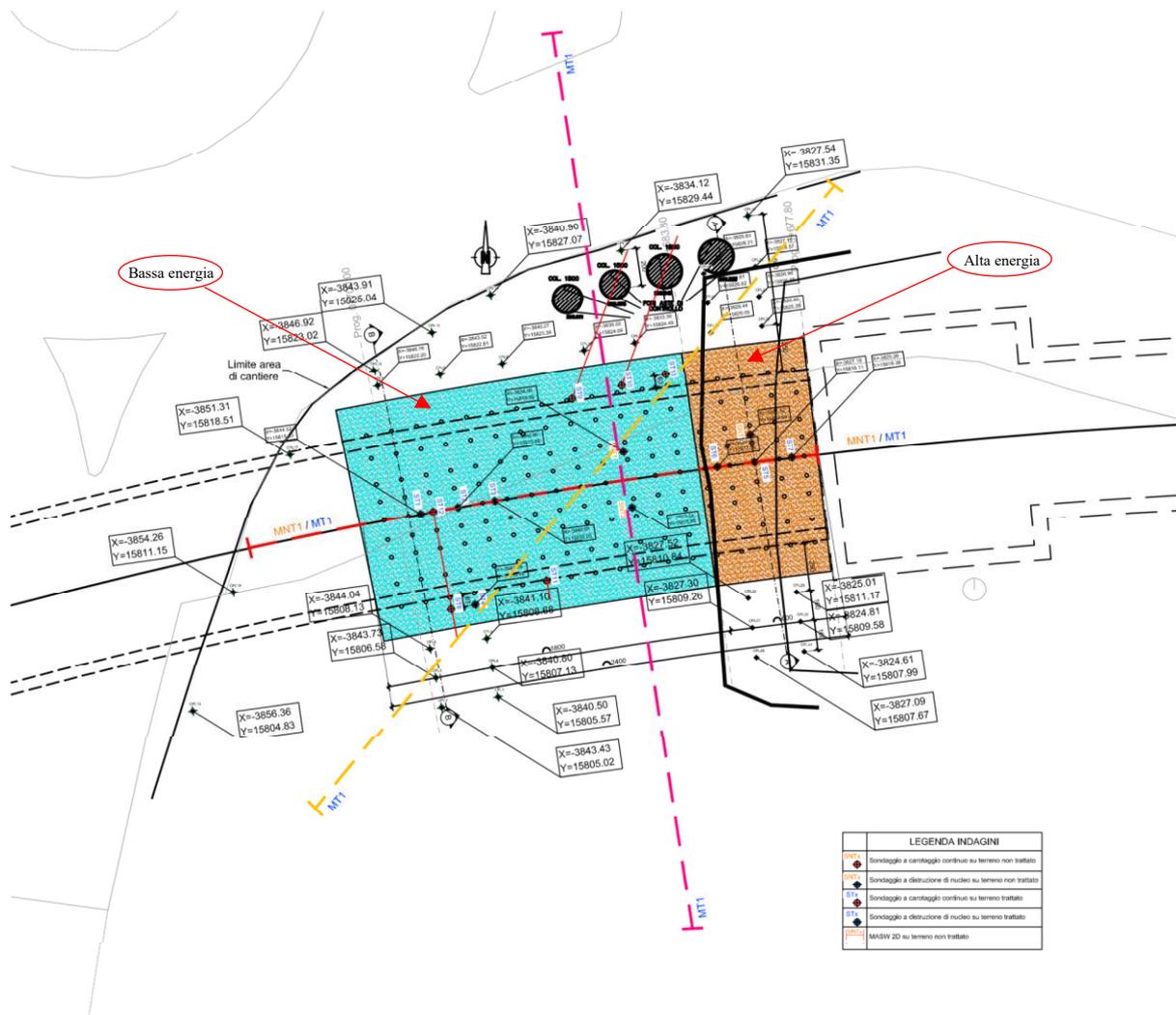


Figura 4.16 Ubicazione delle prove geotecniche di controllo e delle colonne jet-grouting (Cortesia di Lombardi Ingegneria S.r.l.)

Si riportano di seguito i dettagli delle sezioni trasversali A-A (Figura 4.17), nel tratto ad alta energia, e B-B (Figura 4.18), nel tratto a bassa energia, indicate sullo stralcio planimetrico. Su di esse sono presenti le proiezioni dei sondaggi geognostici effettuati prima e dopo l'esecuzione del consolidamento del terreno.

Per ciascuna sezione trasversale, si riportano anche le due sezioni orizzontali 1-1 e 2-2 effettuate a profondità diverse, che forniscono una vista in pianta dell'ubicazione dei sondaggi rispetto all'ubicazione delle colonne. Si nota chiaramente come alcuni siano verticali e centrati rispetto all'asse della colonna, mentre altri siano inclinati e decentrati rispetto all'asse.

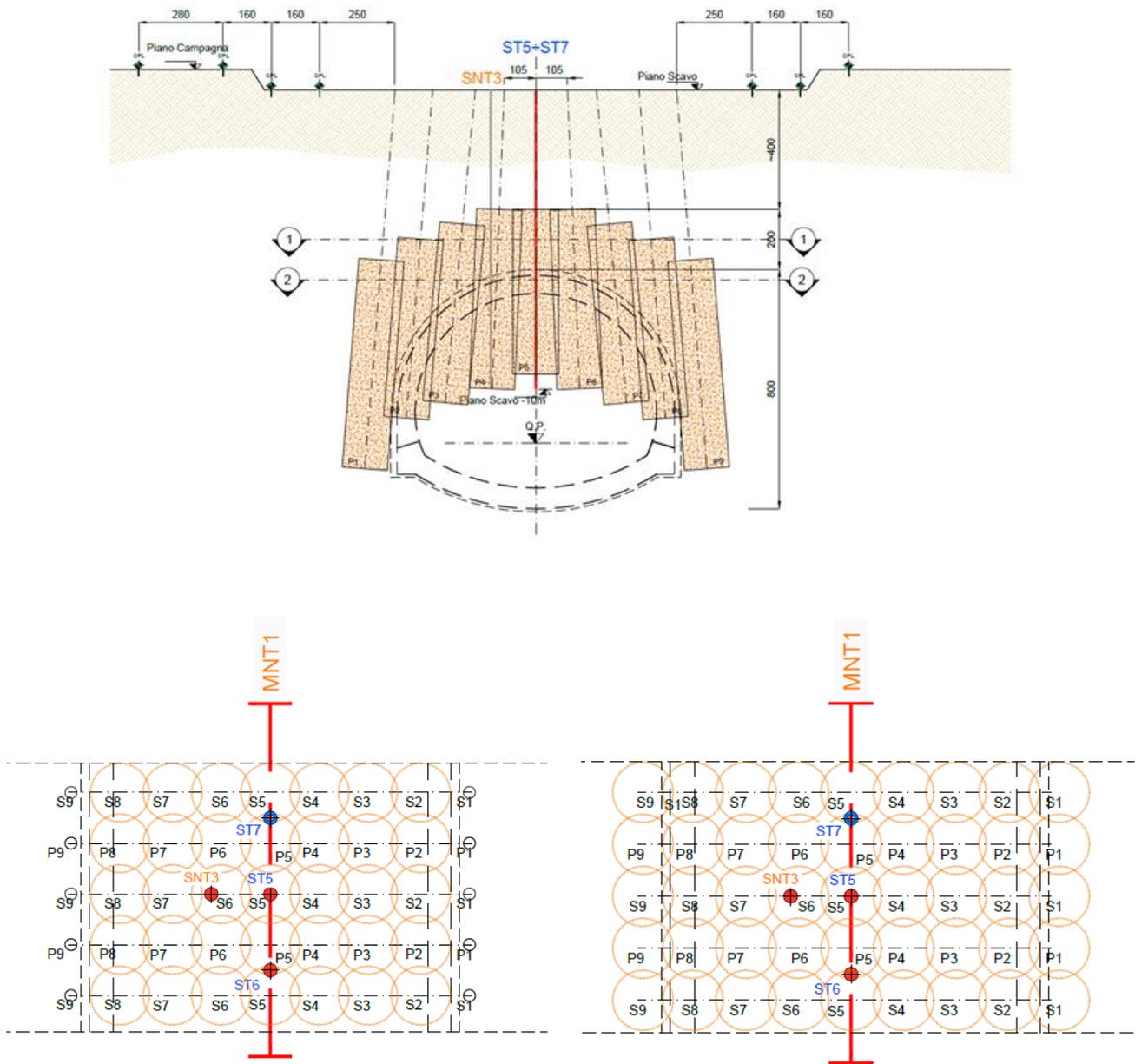


Figura 4.17 Sezione trasversale A-A e sezioni orizzontali 1-1 e 2-2 (Cortesia di Lombardi Ingegneria S.r.l.)

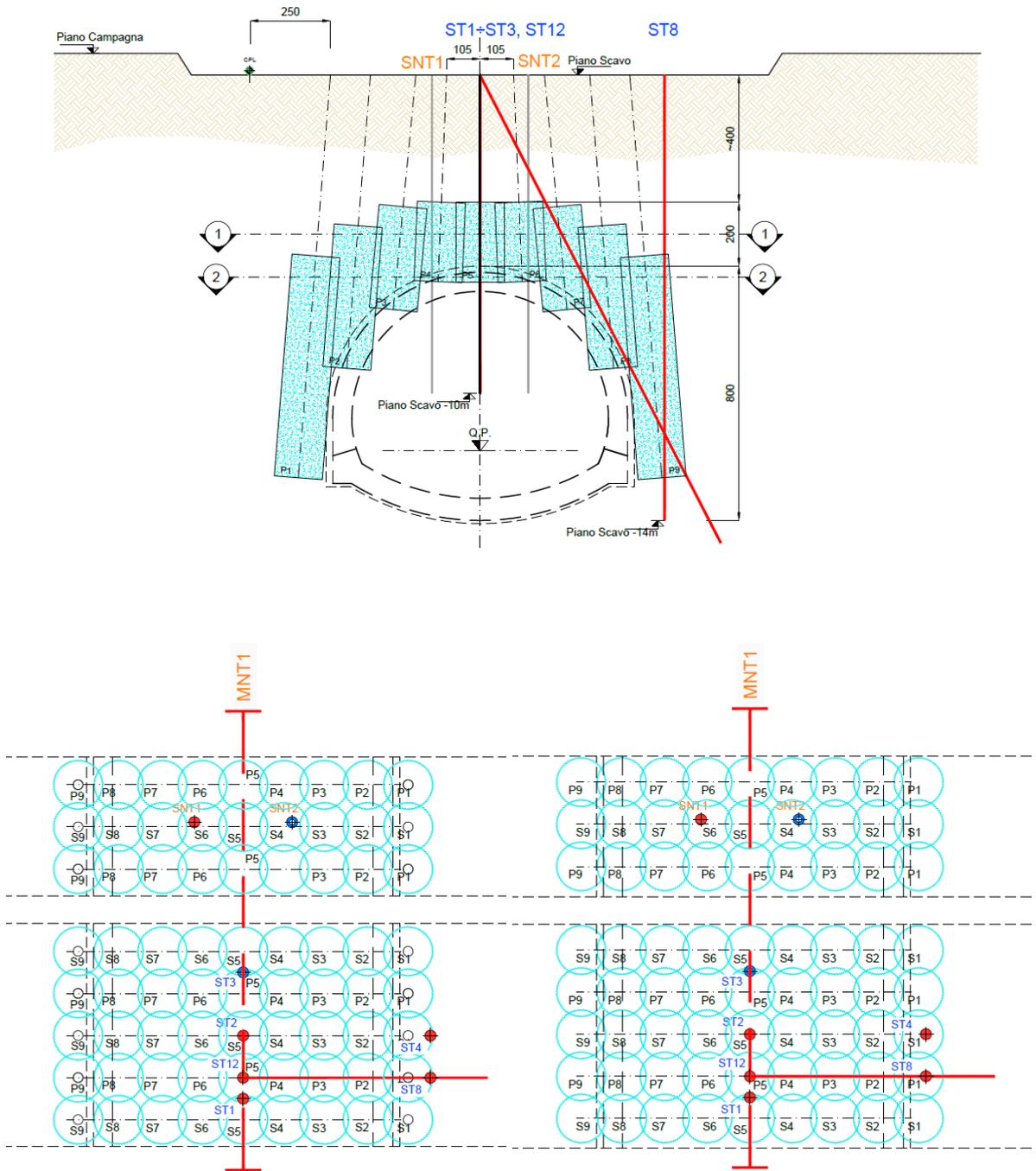


Figura 4.18 Sezione trasversale B-B e sezioni orizzontali 1-1 e 2-2 (Cortesia di Lombardi Ingegneria S.r.l.)

4.5. Esiti delle indagini eseguite

I due sondaggi a carotaggio continuo SNT1 e SNT3, hanno consentito di ricostruire la stratigrafia locale del terreno da trattare; effettuati a ridosso dell'asse della galleria, sono posti appena poco più a Nord rispetto allo stesso. Il sondaggio SNT1, ubicato nella zona dove è stato eseguito il trattamento a “bassa energia”, ha rilevato, sotto uno strato di riporto di 80 cm di spessore, un primo livello di limo sabbioso brunastro fino alla profondità di 2 m, seguito da ghiaia e sabbia con ciottoli arrotondati, alcuni dei quali recano tracce di cementazione; a 5 m e 7-8 m di profondità si hanno livelli di ciottoli e blocchi. Si riporta di seguito (Figura 4.19) la stratigrafia del sondaggio.

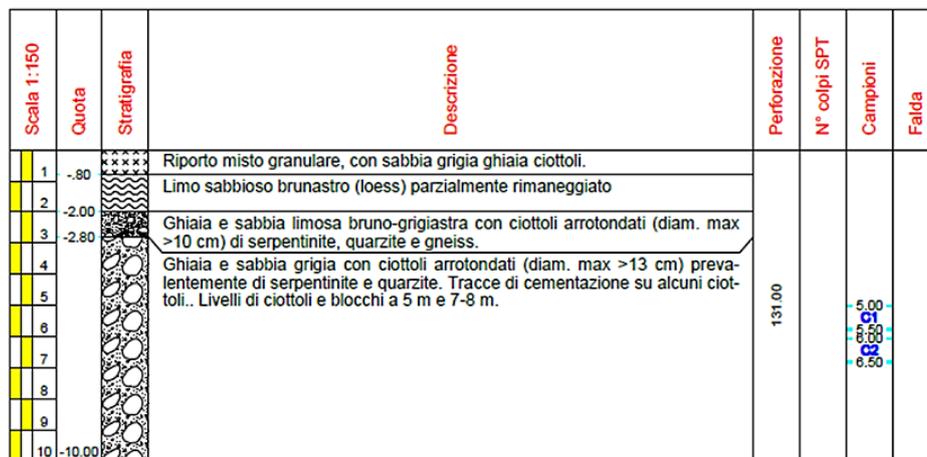


Figura 4.19 Stratigrafia sondaggio SNT1 (Cortesia di Lombardi Ingegneria S.r.l.)

Il sondaggio SNT3, eseguito nella zona prossima all'imbocco della galleria naturale, dove è stato eseguito il trattamento ad “alta energia”, ha rilevato uno strato di limo sabbioso di 50 cm di spessore, seguito da ghiaia e sabbia con ciottoli arrotondati, che da 2 m di profondità possono presentare alcune tracce di debole cementazione; a 4 m e 6-7 m di profondità sono stati rinvenuti livelli di ciottoli e blocchi. Si riporta di seguito (Figura 4.20) la stratigrafia del sondaggio.

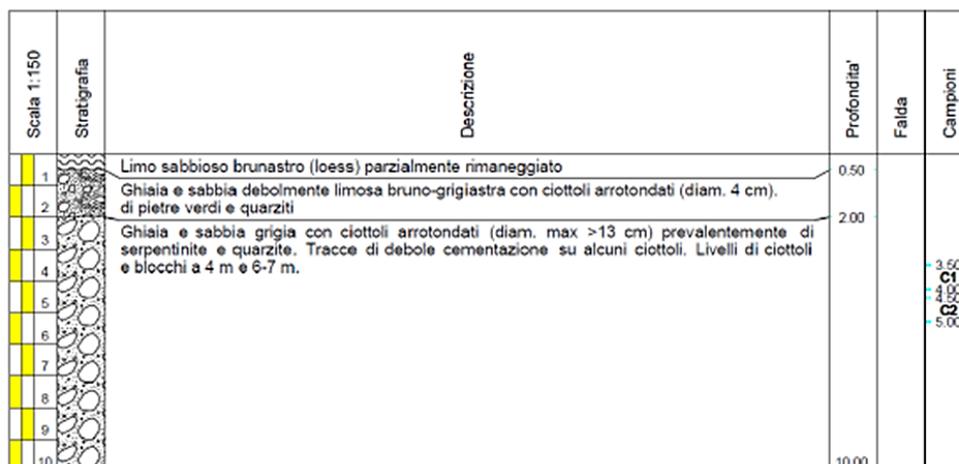


Figura 4.20 Stratigrafia sondaggio SNT2 (Cortesia di Lombardi Ingegneria S.r.l.)

Nella tabella sottostante (*Tabella 4.4*) si riportano i coefficienti di permeabilità, ottenuti attraverso le prove di permeabilità Lefranc a carico costante condotte sul terreno non trattato. Si osservano valori di permeabilità compresi nell'intervallo $k = 1,20 \cdot 10^{-3} \div 7,20 \cdot 10^{-4}$ m/s, tipici di terreni ghiaioso sabbiosi con una matrice più fine.

Tabella 4.4 Risultati prove Lefranc su terreno non trattato

Sondaggio	Profondità [m]		k [m/s]
	da	a	
SNT1	5,0	5,5	1,20E-03
	6,0	6,5	3,49E-04
SNT2bis	5,0	5,5	3,75E-04
	6,0	6,5	7,23E-04
SNT3	3,5	4,0	3,09E-05
	4,5	5,0	2,29E-04

La litologia del terreno da trattare, oltre che dalle stratigrafie e dalle prove di permeabilità, è confermata anche dai risultati delle prove di laboratorio (prove di classificazione) condotte su campioni prelevati in corrispondenza della tasca di ciascuna prova Lefranc. Le percentuali delle frazioni granulometriche, rilevate tramite analisi per setacciatura e per sedimentazione, e i valori dei limiti di consistenza e dell'indice di plasticità (*Tabella 4.5*), così come l'andamento delle curve granulometriche (*Figura 4.21*), descrivono il terreno come ghiaie con sabbie/sabbie con ghiaie, debolmente limose e argillose. La frazione fine, caratterizzata da valori di $IP < 10\%$, risulta sempre poco plastica.

Tabella 4.5 Risultati prove di laboratorio su terreno non trattato

Sondaggio	Profondità [m]		G	S	L	A	LL	LP	IP
	da	a	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]
SNT1	5,0	5,5	43,75	42,32	9,34	4,59	22	19	3
	6,0	6,5	48,52	37,73	10,05	3,70	22	17	5
SNT2bis	5,0	5,5	34,93	44,15	14,37	6,54	25	18	7
	6,0	6,5	37,37	43,06	11,14	8,43	24	17	7
SNT3	3,5	4,0	38,74	41,80	13,93	5,53	23	19	4
	4,5	5,0	60,14	28,32	7,59	3,95	22	19	3

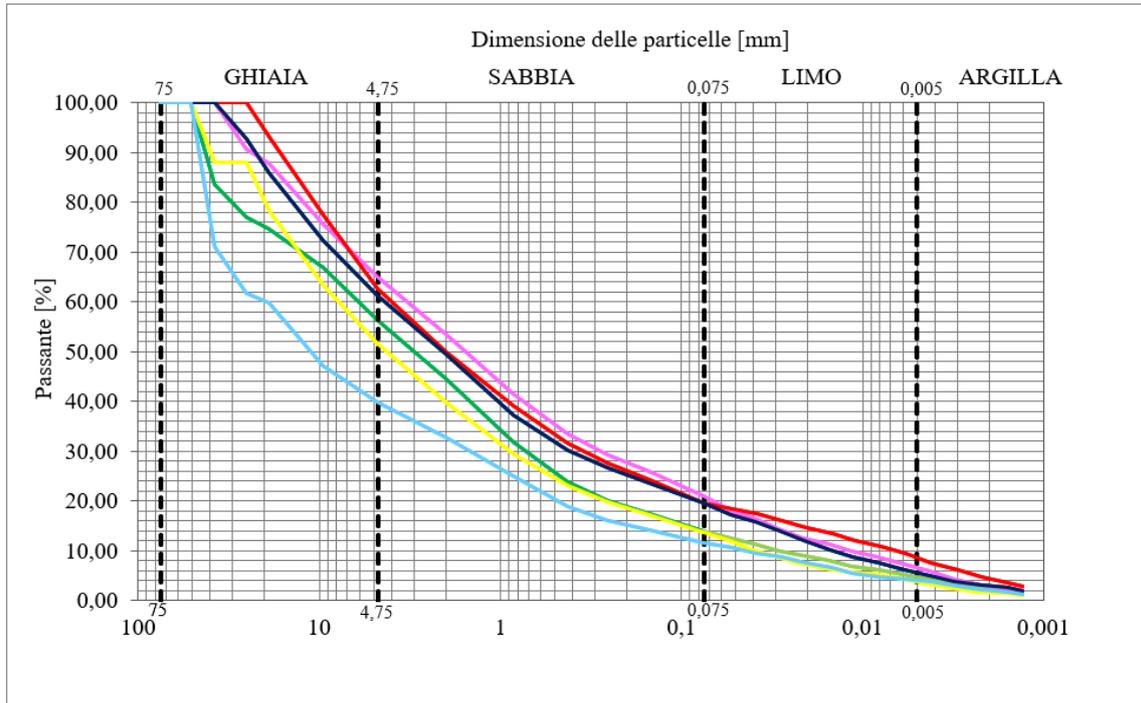


Figura 4.21 Curve granulometriche dei diversi campioni analizzati

La prova cross-hole (Figura 4.22) fra i sondaggi SNT1 e SNT2 ha restituito, alla profondità oggetto del futuro trattamento, valori di velocità di propagazione delle onde elastiche di taglio generalmente comprese nell'intervallo 400÷600 m/s, tendenzialmente crescente con la profondità, sebbene in modo non costante. Le onde elastiche di compressione presentano valori compresi nell'intervallo 800÷1200 m/s, con andamento analogo. L'andamento della velocità delle onde elastiche di taglio restituito dallo stendimento MASW (Figura 4.23), spinto ad una profondità maggiore, presenta in generale una buona corrispondenza con quello della prova cross-hole. A partire da 8-9 m circa di profondità e fino a 12-13 m circa, si è riscontrata la presenza di un livello molto addensato, non colto dal cross-hole, in cui le velocità V_s superano i 725 m/s. A profondità ancora maggiori, si hanno zone meno addensate, con velocità che scendono localmente sotto i 250 m/s.

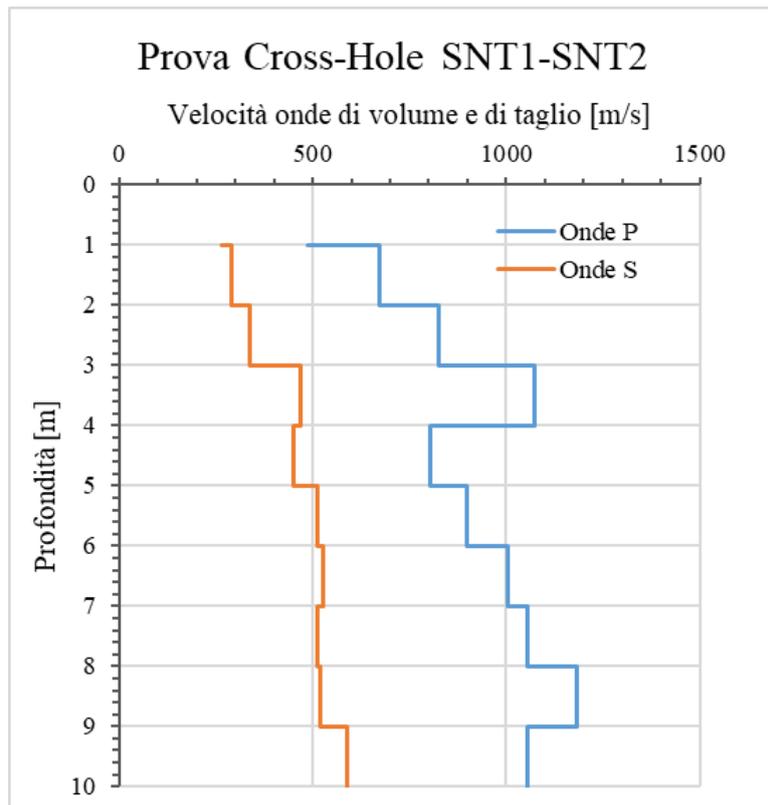


Figura 4.22 Prova cross-hole su terreno non trattato

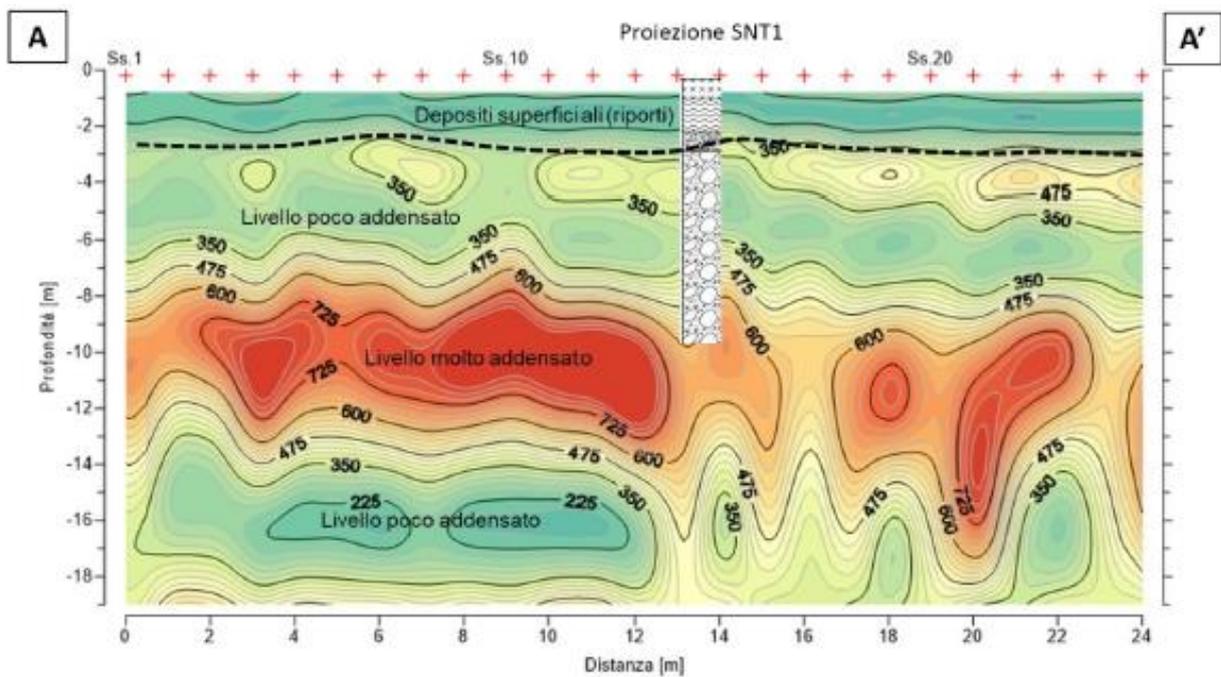


Figura 4.23 Prova MASW2D su terreno non trattato (Cortesia di Lombardi Ingegneria S.r.l.)

Le indagini geotecniche preliminari al trattamento sono dunque indispensabili per la conoscenza delle proprietà geotecniche (composizione granulometrica, permeabilità, resistenza a taglio) dei terreni da trattare, dalle quali dipende in misura decisiva la riuscita dell'intervento di consolidamento e a cui sono strettamente correlate le caratteristiche geometriche e meccaniche degli elementi consolidati. Una volta indagate e definite le proprietà geotecniche dei terreni da trattare, si procederà nel seguito nel metterle in relazione con alcuni indicatori dell'esito del trattamento, ossia con il diametro e le caratteristiche meccaniche (deformabilità e resistenza) delle singole colonne, in modo da poter esprimere un giudizio sull'efficacia complessiva del trattamento colonnare previsto per il consolidamento della galleria.

4.5.1. Caratteristiche geometriche delle colonne

Il diametro finale delle colonne dipende dal meccanismo di interazione tra il getto e il terreno, ed è quindi determinato sia dai parametri di trattamento prescelti, sia dalle proprietà geotecniche del terreno in sede. L'effetto dell'impatto del getto è in genere duplice: da un lato può dar luogo alla filtrazione della miscela iniettata nel terreno, dall'altro può provocare la rottura del terreno stesso, con conseguente rimaneggiamento e parziale asportazione, con un meccanismo diverso a seconda che si tratti di terreno a grana grossa o a grana fine. La rilevanza relativa dei due fenomeni, permeazione e rottura, è regolata innanzitutto dalla permeabilità: si può asserire che per valori del coefficiente di permeabilità $k \leq 10^{-4}$ m/sec il trattamento dipende esclusivamente dal rimaneggiamento e l'aliquota di miscela filtrante è trascurabile; viceversa, per valori di k maggiori, la filtrazione è non solo possibile, ma nella maggior parte dei casi sufficiente alla formazione di colonne di dimensioni ragionevoli.

Dunque, data la composizione granulometrica e i valori di permeabilità che caratterizzano il terreno in esame, è possibile affermare che il meccanismo di interazione getto-terreno, che determina la formazione delle colonne, sia governato sia dalla permeazione che dalla rottura. Con la permeazione, il materiale consolidato è formato dai grani del terreno nella loro configurazione originaria e, all'interno dei pori, dalla boiaccia solidificata; nel caso in cui prevalga il fenomeno erosivo, il materiale consolidato è costituito da terreno rimaneggiato, i cui grani hanno perso la configurazione iniziale, e da miscela. Inoltre, la bassa plasticità che caratterizza la frazione fine, aumenta, a parità di energia di trattamento, l'efficacia del trattamento: è nota, infatti, la minore capacità di erosione di un getto su terreni argillosi rispetto a terreni sabbiosi.

I sondaggi verticali a carotaggio continuo in asse galleria hanno mostrato un soddisfacente grado di cementazione del terreno per un tratto congruente con le previsioni di progetto, sia nella zona a "bassa energia" (ST1, ST2), che in quella ad "alta energia" (ST5, ST6). Si riportano di seguito le stratigrafie dei sondaggi, nelle quali si è evidenziato con un riquadro rosso il tratto di terreno cementato (*Figure 4.24 – 4.27*). Per i sondaggi ST5 e ST6 si riportano anche le foto delle carote estratte.

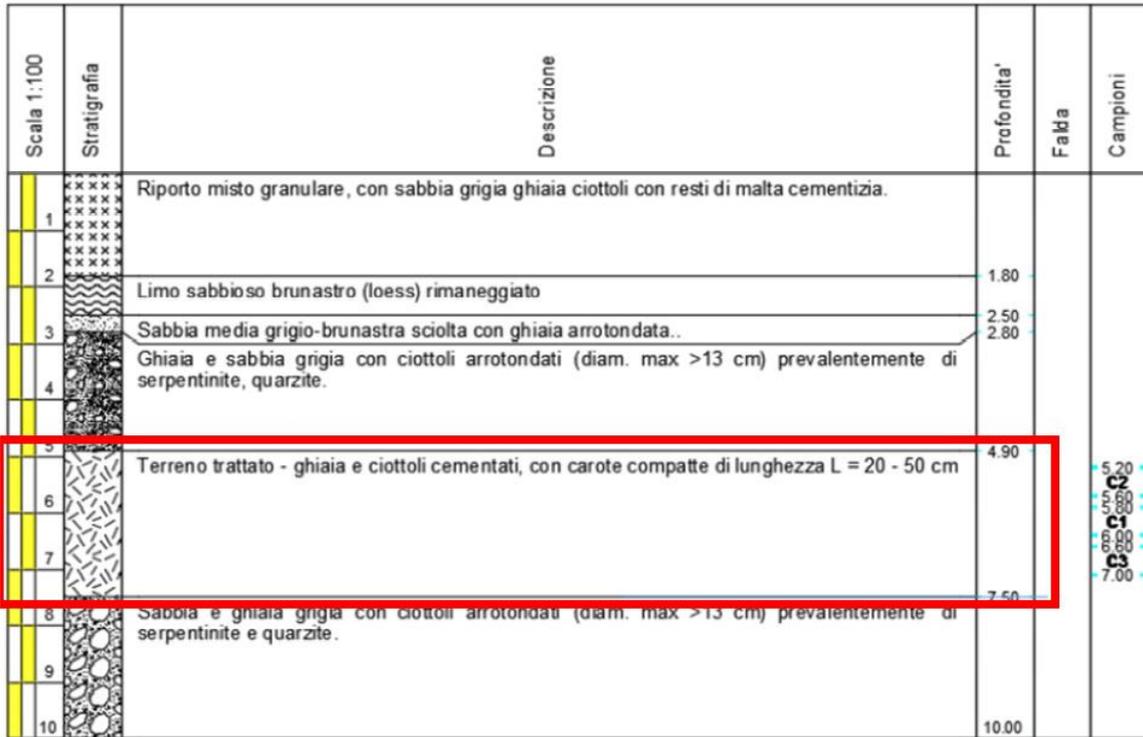


Figura 4.24 Stratigrafia sondaggio ST1 (Cortesia di Lombardi Ingegneria S.r.l.)

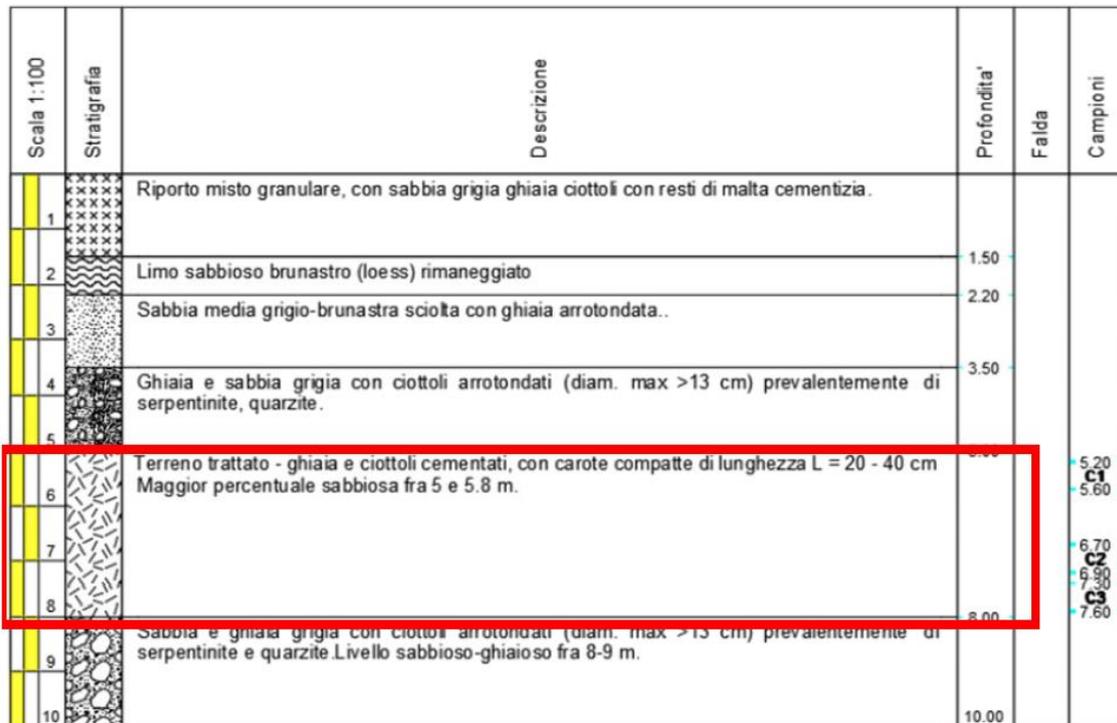


Figura 4.25 Stratigrafia sondaggio ST2 (Cortesia di Lombardi Ingegneria S.r.l.)

Scala 1:100	Stratigrafia	Descrizione	Profondita'	Falda	Campioni
1		Riporto misto granulare, con sabbia grigia ghiaia ciottoli con resti di malta cementizia.			
2		Limo sabbioso brunastro (loess) rimaneggiato	1.50		
3		Sabbia media grigio-brunstra sciolta con ghiaia arrotondata..	2.00		
4		Ghiaia e sabbia grigia con ciottoli arrotondati (diam. max >13 cm) prevalentemente di serpentinite, quarzite.	3.00		
5			5.00		
6		Terreno LITOIDE ghiaioso con ciottoli cementato. Livelli frammentati e localmente sciolti da 5.7 a 7,0 m e da 8.8 a 9.3 m. Carote compatte L 10 - 80 cm fino a 10.20 m.	5.70		C1 5.70
7			7.00		
8			7.70		C2 7.70
9			8.80		C3 8.80
10		Ghiaia e sabbia grigia con ciottoli arrotondati.	10.20 10.50		



Figura 4.26 Stratigrafia e foto cassetta sondaggio ST5 (Cortesia di Lombardi Ingegneria S.r.l.)

Scala 1:100	Stratigrafia	Descrizione	Profondita'	Falda	Campioni
1		Riporto misto granulare, con sabbia grigia ghiaia ciottoli con resti di malta cementizia.			
2		Limo sabbioso brunastro (loess) rimaneggiato	1.50		
3		Sabbia media grigio-brunastra sciolta con ghiaia arrotondata..	2.00		
4		Ghiaia e sabbia grigia con ciottoli arrotondati (diam. max >13 cm) prevalentemente di serpentinite, quarzite.	3.00		
5		Terreno LITOIDE ghiaioso con ciottoli cementato. Livelli frammentati e localmente sciolti fino a 7,2 m e da 8.4 a 8.7 m. Carote compatte L 10 - 60 cm fino a 11 m.	4.80		
6			7.20		
7			8.40		
8			8.70		
9					
10					
11			11.00		



Figura 4.27 Stratigrafia e foto cassetta sondaggio ST6 (Cortesia di Lombardi Ingegneria S.r.l.)

La stratigrafia del sondaggio ST4 (Figura 4.28), in corrispondenza di una colonna all'esterno del piedritto Sud della galleria nel tratto a "bassa energia", mostra invece l'interruzione della cementazione a 9,5 m di profondità, in un punto in cui avrebbe dovuto essere più profonda di alcuni metri.

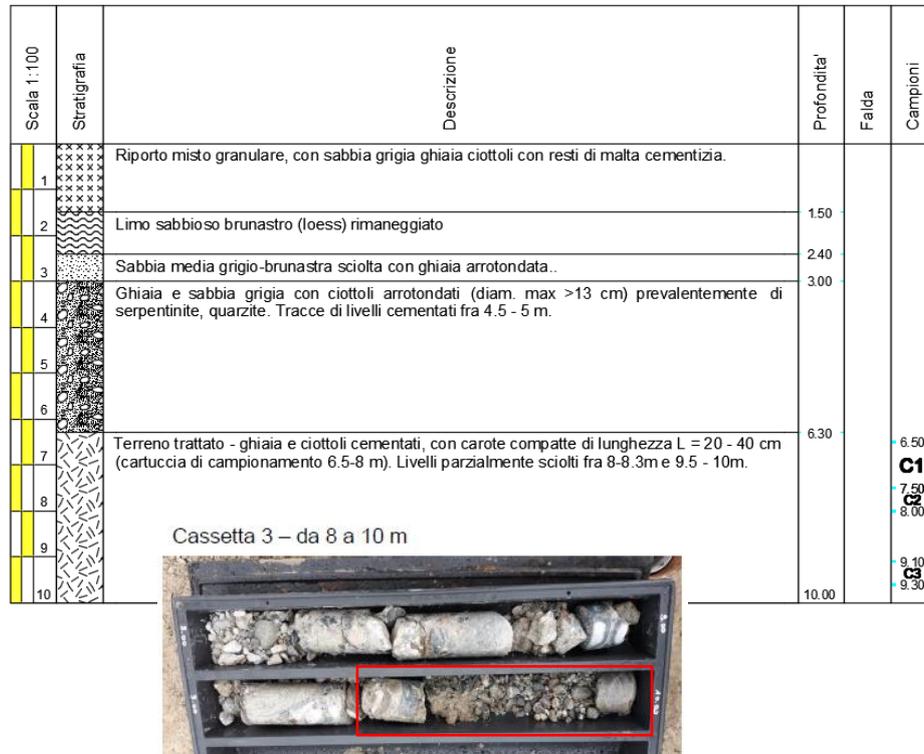


Figura 4.28 Stratigrafia e foto cassetta sondaggio ST4 (Cortesia di Lombardi Ingegneria S.r.l.)

Per tale motivo sono stati aggiunti al programma iniziale i sondaggi ST8, ST11, ST12 e ST13. I sondaggi ST8, ST11 e ST13 hanno confermato quanto riscontrato dal sondaggio ST4, mentre il sondaggio ST12 ha visto il trattamento esteso sino alla profondità di progetto, sebbene a distanze maggiori dall'asse della galleria rispetto a quelle attese. Si osserva inoltre che i sondaggi ST9 e ST10 sulle colonne isolate hanno pienamente confermato il raggiungimento del diametro atteso.

È possibile che la profondità alla quale si sono riscontrate le interruzioni del terreno cementato, segni il passaggio a una formazione piuttosto consistente, uno strato addensato di ciottoli anche grossolani, effettivamente colto dallo stendimento MASW2D (Figura 4.29), che evidenzia un campo di velocità V_s compreso tra 600 m/s e 700 m/s disposto a ferro di cavallo attorno alla sagoma della futura galleria naturale. Dunque, presumibilmente, le colonne esterne del trattamento, più lunghe, subiscono una deviazione, e, a partire da una certa profondità, hanno la tendenza ad allontanarsi di qualche grado dall'allineamento originario. Nella stessa figura si osserva una zona, corrispondente alla parte inferiore della galleria naturale, con valori di velocità ancora più elevati, forse dovuti alla presenza di un volume di ciottoli e blocchi di dimensioni anche rilevanti, da non confondere con l'area del trattamento.

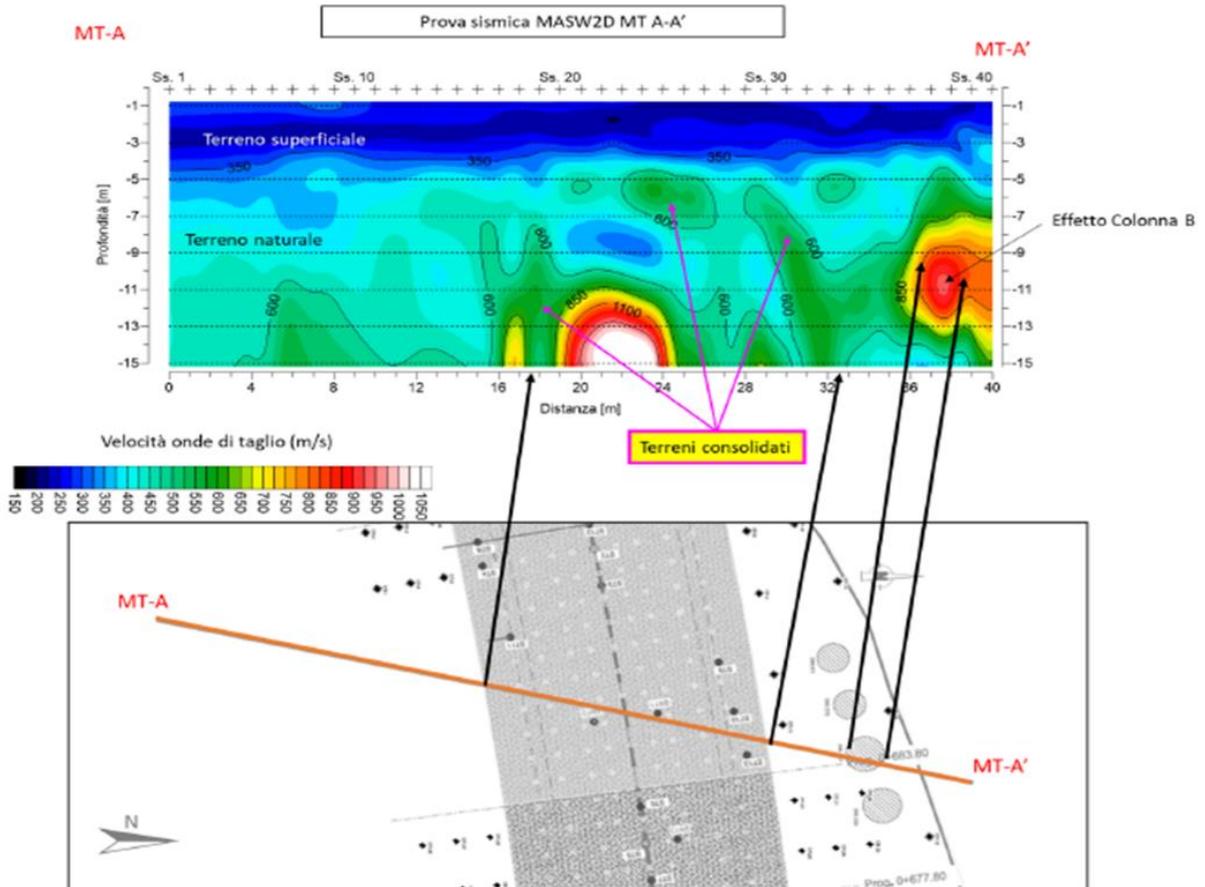


Figura 4.29 Prova MASW2D su terreno trattato (Cortesia di Lombardi Ingegneria S.r.l.)

Le prove cross-hole nei fori ST1÷3 confermano le osservazioni sopra riportate, mostrando un netto incremento della velocità delle onde elastiche di taglio V_s alle profondità interessate dal consolidamento jet-grouting, come si evince dalla figura seguente (Figura 4.30), e una buona corrispondenza con i risultati della MASW2D alle stesse profondità. Le prove cross-hole nei fori ST5÷ST7, relativi al tratto consolidato ad “alta energia”, non evidenziano invece un simile aumento delle velocità delle onde elastiche di taglio (Figura 4.31). In entrambe le figure si evidenziano con dei riquadri rossi le profondità teoriche di trattamento.

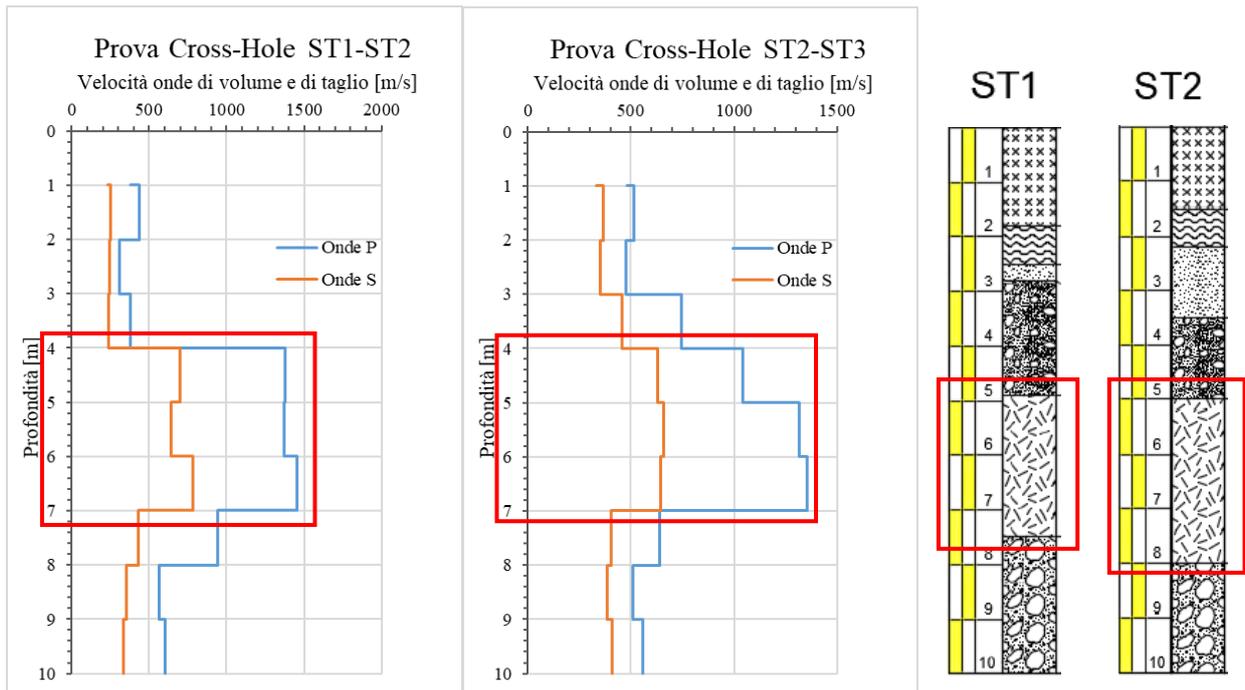


Figura 4.30 Risultati prove cross-hole ST1-ST2, ST2-ST3 e confronto con rispettive stratigrafie

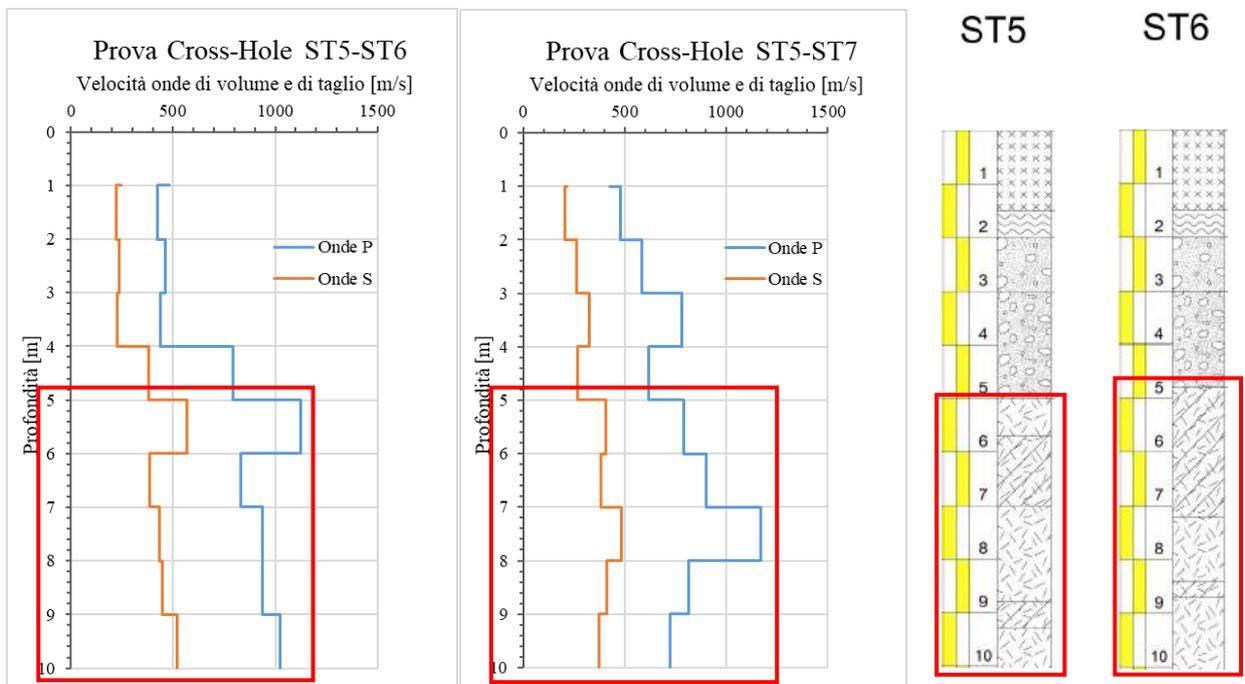


Figura 4.31 Risultati prove cross-hole ST5-ST6, ST5-ST7 e confronto con rispettive stratigrafie

Le prove geofisiche consentono anche di valutare i moduli elastici a piccole deformazioni (moduli dinamici) del terreno trattato, dei quali interessa attenzionare l'ordine di grandezza, in modo da avere un confronto diretto con i moduli elastici che contraddistinguono il terreno non trattato e disporre di un ulteriore indicatore della buona riuscita del trattamento. Nelle *Tabelle 4.6 – 4.9* si riportano i valori delle velocità delle onde elastiche di volume e di taglio, il peso dell'unità di volume del terreno, i valori dei moduli di elasticità E e di taglio G calcolati.

Tabella 4.6 Risultati prova cross – hole ST1 - ST2

Profondità	Vp	Vs	γ	E	G
[m]	[m/s]	[m/s]	[g/cm ³]	[MPa]	[MPa]
1	376,00	231,00	1,57	200,98	83,96
2	437,00	251,00	1,62	255,79	102,00
3	307,00	242,00	1,51	120,48	88,67
4	381,00	237,00	1,58	209,88	88,60
5	1381,00	697,00	2,01	2601,72	978,75
6	1373,00	642,00	2,01	2256,29	829,46
7	1457,00	780,00	2,04	3217,37	1238,27
8	941,00	430,00	1,87	947,58	346,33
9	562,00	351,00	1,70	493,89	209,23
10	605,00	337,00	1,72	498,80	195,60

Tabella 4.7 Risultati prova cross – hole ST2 – ST3

Profondità	Vp	Vs	γ	E	G
[m]	[m/s]	[m/s]	[g/cm ³]	[MPa]	[MPa]
1	481,00	334,00	1,65	380,54	183,94
2	514,00	365,00	1,67	441,08	222,45
3	476,00	354,00	1,65	363,44	206,22
4	746,00	455,00	1,79	893,32	371,03
5	1041,00	628,00	1,91	1828,21	753,02
6	1316,00	659,00	2,00	2310,72	866,96
7	1356,00	645,00	2,01	2261,52	835,25
8	639,00	404,00	1,74	662,97	284,04
9	509,00	384,00	1,67	412,63	245,76
10	559,00	409,00	1,70	524,46	283,81

Tabella 4.8 Risultati prova cross – hole ST5 – ST6

Profondità	Vp	Vs	γ	E	G
[m]	[m/s]	[m/s]	[g/cm ³]	[MPa]	[MPa]
1	479,00	244,00	1,65	259,89	98,09
2	423,00	221,00	1,61	206,26	78,59
3	463,00	235,00	1,64	239,83	90,40
4	438,00	229,00	1,62	222,87	84,94
5	794,00	382,00	1,81	714,23	264,64
6	1127,00	566,00	1,94	1653,45	620,97
7	832,00	385,00	1,83	739,75	271,22
8	939,00	432,00	1,87	954,44	349,42
9	938,00	449,00	1,87	1019,97	377,38
10	1023,00	522,00	1,90	1373,10	518,55

Tabella 4.9 Risultati prova cross – hole ST5 – ST7

Profondità	Vp	Vs	γ	E	G
[m]	[m/s]	[m/s]	[g/cm ³]	[MPa]	[MPa]
1	424,00	214,00	1,61	195,97	73,72
2	479,00	203,00	1,65	188,82	67,89
3	585,00	263,00	1,71	325,12	118,37
4	779,00	324,00	1,81	529,40	189,69
5	615,00	268,00	1,73	343,17	124,09
6	790,00	405,00	1,81	785,61	297,19
7	899,00	380,00	1,86	746,07	268,13
8	1169,00	485,00	1,95	1281,94	459,13
9	812,00	409,00	1,82	810,44	304,67
10	722,00	371,00	1,78	647,51	245,15

Nella seguente tabella (Tabella 4.10) si riportano i valori dei moduli dinamici evidenziando le profondità interessate dal trattamento. Si osserva, generalmente, un aumento dei valori dei moduli elastici rispetto a quelli del terreno non trattato.

Tabella 4.10 Moduli elastici dinamici

Profondità	Prove cross-hole				Profondità	Prove cross-hole			
	ST1-ST2		ST2-ST3			ST5-ST6		ST5-ST7	
[m]	E	G	E	G	[m]	E	G	E	G
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]		[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
1	200,98	83,96	380,54	183,94	1	259,89	98,09	195,97	73,72
2	255,79	102,00	441,08	222,45	2	206,26	78,59	188,82	67,89
3	120,48	88,67	363,44	206,22	3	239,83	90,40	325,12	118,37
4	209,88	88,60	893,32	371,03	4	222,87	84,94	529,40	189,69
5	2601,72	978,75	1828,21	753,02	5	714,23	264,64	343,17	124,09
6	2256,29	829,46	2310,72	866,96	6	1653,45	620,97	785,61	297,19
7	3217,37	1238,27	2261,52	835,25	7	739,75	271,22	746,07	268,13
8	947,58	346,33	662,97	284,04	8	954,44	349,42	1281,94	459,13
9	493,89	209,23	412,63	245,76	9	1019,97	377,38	810,44	304,67
10	498,80	195,60	524,46	283,81	10	1373,10	518,55	647,51	245,15

Nell'analisi dei dati DAC test, registrati con continuità in fase di avanzamento, è possibile considerare la velocità di avanzamento come indicatore principale dell'efficacia del trattamento. Il confronto tra l'andamento pre e post trattamento mostra che le maggiori velocità di avanzamento si verificano, mediamente, nel caso di terreni non trattati e che risultano maggiormente variabili per il terreno naturale a causa, molto probabilmente, delle variazioni accidentali delle sue proprietà. Dati più stabili si ottengono invece nella perforazione del materiale consolidato (*Figura 4.32*).

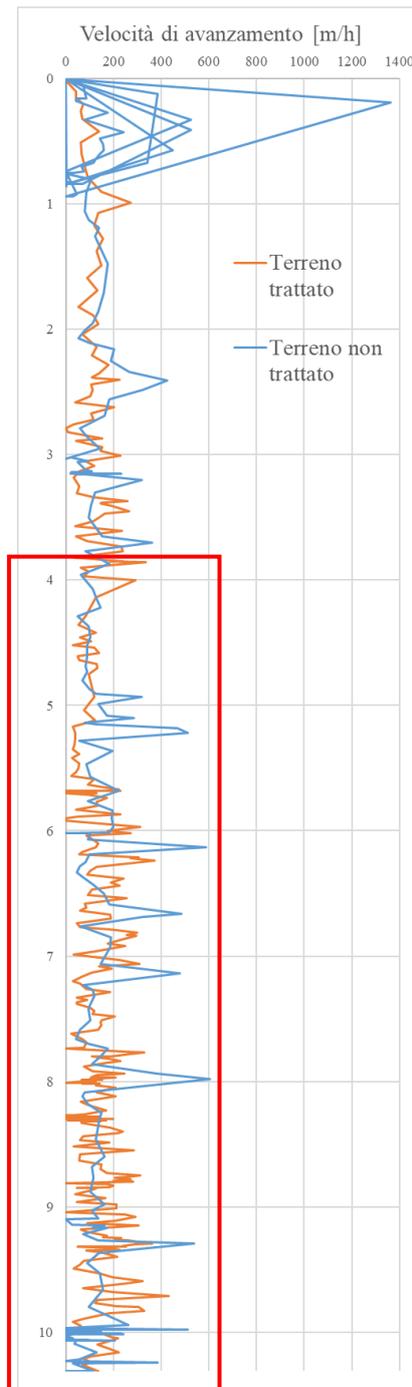


Figura 4.32 Confronto velocità di avanzamento terreno trattato e terreno non trattato

Le prove di permeabilità Lefranc a carico variabile eseguite sul terreno trattato, non hanno avuto lo scopo di valutare la tenuta idraulica del trattamento, che non è mirato ad impermeabilizzare, ma possono essere utilizzate come misure indirette della buona riuscita del trattamento. Nella tabella sottostante (Tabella 4.11) si riportano i valori dei coefficienti di permeabilità ottenuti.

Tabella 4.11 Risultati prove Lefranc su terreno trattato

Sondaggio	Profondità [m]		k [m/s]
	da	a	
ST1	5,5	6,0	1,76E-06
	6,0	7,0	1,76E-05
ST2	5,5	6,0	4,02E-06
	6,0	7,0	3,19E-05
ST4	7,5	8,0	1,69E-06
	9,0	9,5	2,28E-06
ST5	5,5	6,0	3,82E-05
	6,0	7,0	9,93E-06
ST6	5,4	5,9	8,03E-07
	6,0	7,0	3,77E-05

I valori risultano compresi nell'intervallo $k = 8,03 \cdot 10^{-7} \div 3,82 \cdot 10^{-5}$ m/s che evidenziano, quindi, una riduzione della permeabilità di due-tre ordini di grandezza rispetto ai valori riscontrati nel terreno non trattato, a riprova dunque, sia pure indiretta, della continuità e dell'omogeneità dell'intervento.

Con lo scopo di avere un ulteriore elemento che consentisse di giudicare l'efficacia del trattamento per gettiniezione bifluido proposto per il consolidamento della galleria in esame, si è fatto riferimento ad una variabile energetica. Un primo tentativo di tenere in considerazione un tale tipo di variabile del trattamento è stato effettuato da Tornaghi (1989), il quale propone di considerare come variabile influente l'energia per unità di lunghezza del trattamento E_p :

$$E_p = \frac{p \cdot Q}{v_s} \quad (4.1)$$

Nella quale p e Q sono rispettivamente la pressione e la portata del fluido considerato (miscela e aria nel caso di trattamento bifluido) e v_s la velocità di risalita del monitor. Sulla base di alcune indicazioni di letteratura (Tornaghi, 1989), nella seguente tabella (Tabella 4.12) sono riportati gli usuali intervalli dei valori delle componenti energetiche per i tre diversi sistemi di trattamento.

Tabella 4.12 Tipici valori di energia per unità di lunghezza del trattamento (Croce et al., 2004)

SISTEMA	Energia per unità di lunghezza E_p [MJ/m]				
	Miscela	Acqua	Miscela + acqua	Aria	Totale
Monofluido	5÷40	-	-	-	5÷40
Bifluido	15÷70	-	-	5÷40	20÷110
Trifluido	5÷20	40÷100	45÷120	15÷80	60÷200

Nella Figura 4.33 si riporta un esempio (Colonna S8-8) di registrazione dei parametri di trattamento, effettuata durante l'estrazione delle aste in rotazione e contemporanea iniezione della miscela; si sono evidenziate con un riquadro rosso la velocità di risalita (VRi J), la pressione d'iniezione della miscela (PM J) e la portata della miscela (PoM J), i cui valori sono dell'ordine di 36 cm/min, 420 bar e 440 l/min, rispettivamente.

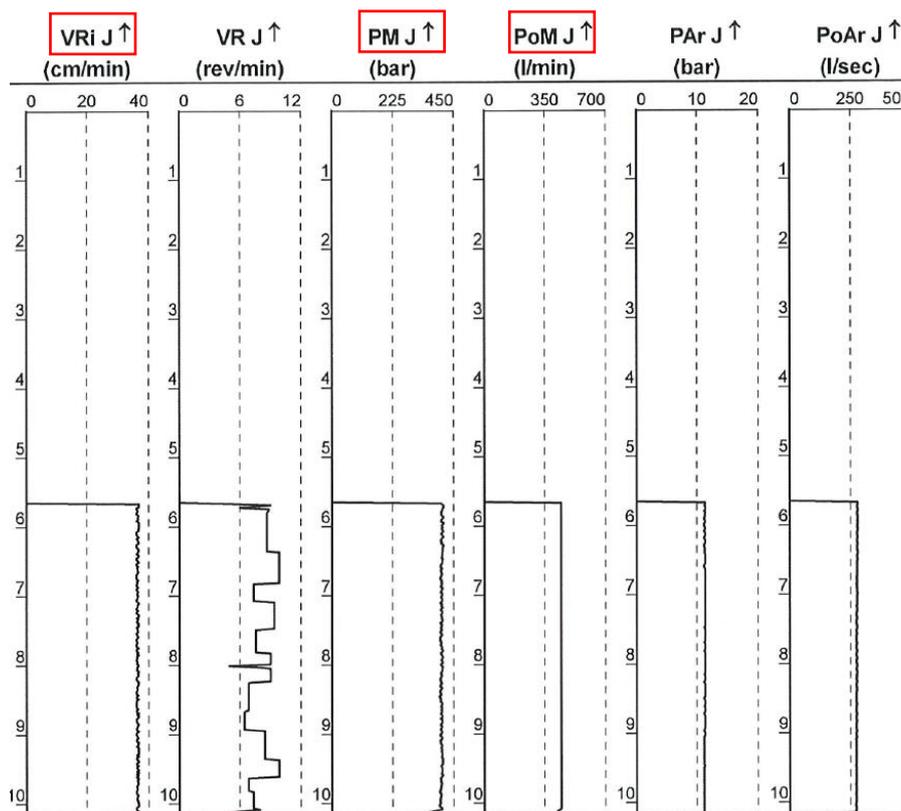


Figura 4.33 Scheda di registrazione parametri del trattamento (Cortesia di Lombardi Ingegneria S.r.l.)

Per poter effettuare un confronto con i valori di energia della Tabella 4.12, si è proceduto con il calcolare l'energia per unità di lunghezza del trattamento impiegata per la realizzazione delle singole colonne, sia nel tratto ad "alta energia", che in quello a "bassa energia" (Tabella 4.13), a partire dai valori dei parametri del trattamento riportati nelle schede di registrazione delle singole colonne.

In particolare, con riferimento allo stralcio planimetrico sottostante (Figura 4.34), che riporta la denominazione delle singole colonne, si sono considerate solo le file di colonne delimitate dal riquadro rosso.

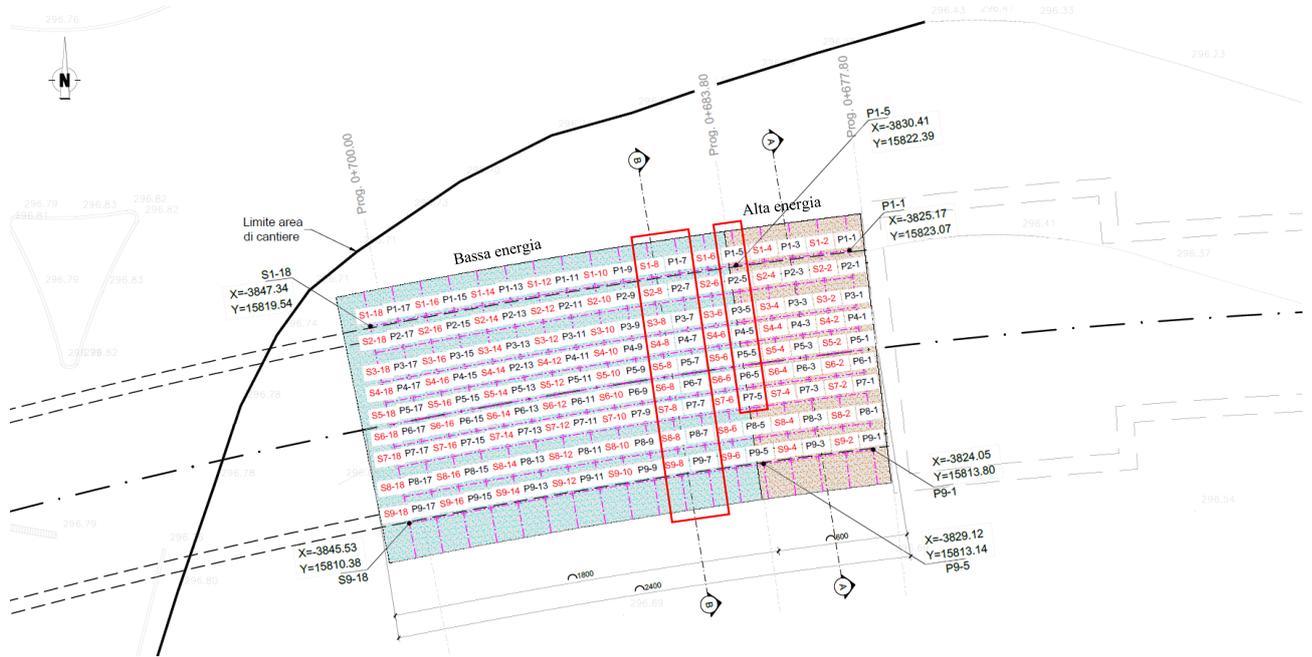


Figura 4.34 Stralcio planimetrico con ubicazione e denominazione delle singole colonne jet-grouting (Cortesia di Lombardi Ingegneria S.r.l.)

Tabella 4.13 Valori di energia per unità di lunghezza relative alle colonne indicate

Zona ad alta energia						
Colonna	Energia per unità di lunghezza [MJ/m]					
	Miscela	Aria	Totale			
P1-5	42,00	47,14	89,14			
P2-5	52,80	47,14	99,94			
P3-5	52,80	41,14	93,94			
P4-5	52,80	41,14	93,94			
P5-5	42,00	41,14	83,14			
P6-5	52,80	22,80	75,60			
P7-5	40,83	40,83	81,67			

Zona a bassa energia							
Colonna	Energia per unità di lunghezza [MJ/m]			Colonna	Energia per unità di lunghezza [MJ/m]		
	Miscela	Aria	Totale		Miscela	Aria	Totale
S1-8	42,00	41,14	83,14	P1-9	52,80	42,86	95,66
S2-8	42,00	41,14	83,14	P2-9	52,80	42,86	95,66
S3-8	52,80	42,86	95,66	P3-9	52,80	41,14	93,94
S4-8	42,00	41,14	83,14	P4-9	52,80	53,49	106,29
S5-8	42,00	41,14	83,14	P5-9	42,00	41,14	83,14
S6-8	52,80	35,49	88,29	P6-9	42,00	39,43	81,43
S7-8	51,33	21,58	72,92	P7-9	40,83	40,83	81,67
S8-8	51,33	56,00	107,33	P8-9	51,33	45,83	97,17
S9-8	42,00	42,00	84,00	P9-9	52,80	42,00	94,80

Si può osservare che i valori di energia per unità di lunghezza della miscela rientrano nel range di valori proposti in letteratura per il sistema bifluido. Invece la maggior parte dei valori di energia relativi all'aria supera di poco il limite superiore proposto. Ciò, presumibilmente, al fine di incrementare il raggio d'azione del trattamento.

Infine, si sottolinea che i diametri resi sono risultati conformi a quelli attesi (1500 mm e 1800 mm), e che tali valori risultano compatibili con i valori indicativi, proposti in letteratura (*Tabella 4.14*), raggiungibili con la tipologia di terreno prevalente (ghiaia con sabbia) che caratterizza l'area in esame e con il metodo jet-grouting (bifluido) adottato.

Tabella 4.14 Valori indicativi di diametri di colonna per diverse tipologie di terreni (C. Kutzner)

Diametri [m]			
	Argille/limi	Sabbie limose	Ghiaia con sabbia
Monofluido	0,4-0,5	0,8-0,9	0,9-1,0
Bifluido	0,6-0,8	1,1-1,3	1,3-1,5
Trifluido	0,8-1,7	1,4-2,3	2,0-2,8

4.5.2. Caratteristiche di resistenza delle colonne

Le indagini di laboratorio più comunemente effettuate sul materiale consolidato, per la valutazione delle proprietà meccaniche, sono le prove di compressione semplice eseguite su provini ottenuti da campioni estratti dai sondaggi a carotaggio continuo. I risultati sperimentali indicano che il materiale consolidato esibisce un comportamento simile a quello di un calcestruzzo, anche se di qualità piuttosto scadente, e con caratteristiche geometriche e meccaniche non controllabili con la stessa accuratezza possibile per gli elementi di calcestruzzo gettati in opera. Dunque, per simulare realisticamente i risultati dei trattamenti di jet-grouting, è necessario tenere in conto sia i valori medi delle grandezze analizzate, sia la loro possibile variabilità. Nella tabella seguente (*Tabella 4.15*) si riportano i valori di sforzo a rottura ottenuti tramite prove compressione semplice eseguite sulle carote di terreno consolidato prelevate dai sondaggi ST1, ST2, ST4, ST5, ST6 e ST8 ed il calcolo dei rispettivi valori minimi, massimi, medi e delle deviazioni standard.

Tabella 4.15 Valori di sforzo a rottura dei diversi campioni e rispettivi valori minimi, massimi, medi e deviazioni standard

	SONDAGGIO	CAMPIONE	Profondità		Sforzo a rottura σ_c
			da [m]	a [m]	[MPa]
Zona a bassa energia	ST1	C1	5,80	6,00	3,80
		C2	5,20	5,60	6,60
		C3	6,60	7,00	4,50
	ST2	C1	5,20	5,70	4,30
		C2	6,70	6,90	2,80
		C3	7,30	7,60	3,40
	ST4	C1	5,80	6,50	10,20
		C2	8,00	8,70	4,70
		C3	9,10	9,30	2,30
Zona ad alta energia	ST5	C1	5,30	5,70	1,70
		C2	7,70	7,80	1,60
		C3	8,40	8,80	5,10
	ST6	C4	9,45	9,80	1,60
		C5	9,80	10,00	7,10
		C6	10,65	10,85	12,60
	ST8	C7	6,40	6,80	8,40
		C8	8,00	8,60	6,80
		C9	8,85	9,00	3,80

Zona complessiva analizzata	σ_{cmin}	σ_{cmax}	σ_{cmedio}	$\sigma_{cdev.standard}$
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
	1,60	12,60	5,07	3,06
Zona a bassa energia	σ_{cmin}	σ_{cmax}	σ_{cmedio}	$\sigma_{cdev.standard}$
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
	2,30	10,20	4,73	2,40
Zona ad alta energia	σ_{cmin}	σ_{cmax}	σ_{cmedio}	$\sigma_{cdev.standard}$
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
	1,60	12,60	5,41	3,72

I valori risultano compresi nell'intervallo 1,6÷12,6 MPa, con un valore medio di pari a 5,1 MPa e una deviazione standard di 3,06 MPa. I valori minimi si hanno nella zona ad alta energia, che presenta una dispersione maggiore rispetto ai valori dei campioni prelevati dai sondaggi nella zona a bassa energia. L'esecuzione del trattamento con i parametri propri della "bassa energia" adottati nel tratto di galleria in oggetto appare dunque, alla luce sia dei risultati delle prove di compressione monoassiale che delle indagini geofisiche, preferibile per l'utilizzo estensivo lungo la galleria naturale.

Per disporre di un ulteriore elemento di giudizio sull'efficacia del trattamento jet-grouting eseguito, si è deciso di confrontare i valori di resistenza a compressione monoassiale ottenuti tramite le prove di laboratorio con quelli proposti in letteratura. A tal fine, come primo elemento di confronto, si è considerata la *Figura 4.35*, che riporta i valori indicativi della resistenza in funzione della tipologia di terreno e del peso di cemento iniettato per unità di volume di terreno trattato (espresso in kN/m³) (Fiorotto, 2000).

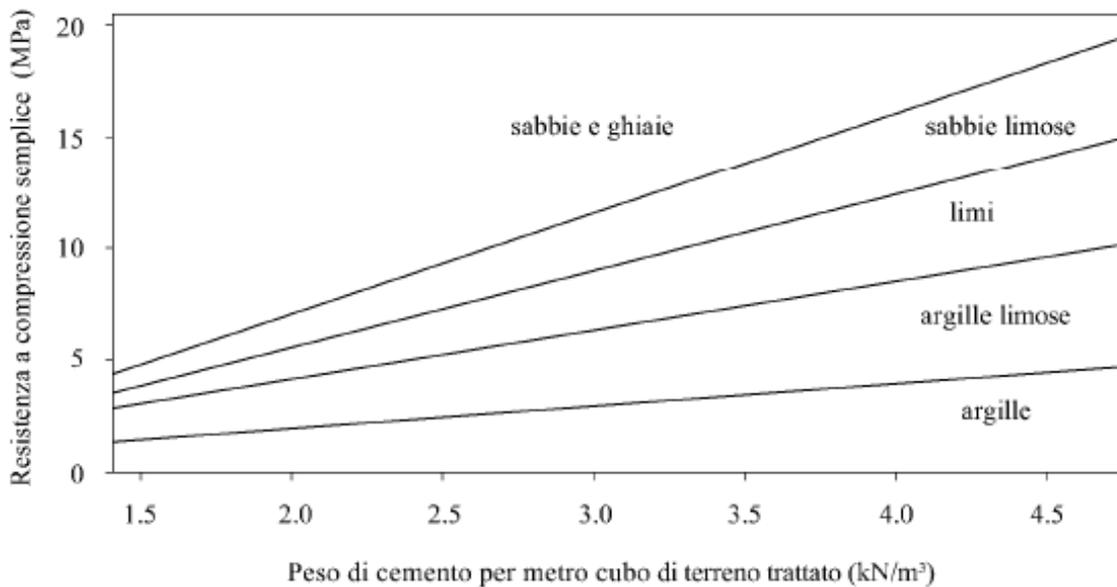


Figura 4.35 Valori indicativi della resistenza in funzione del peso di cemento (Croce et al., 2004)

Come secondo elemento, si è utilizzata la seguente tabella (Tabella 4.16), in cui vengono forniti dei limiti raggiungibili di resistenza a rottura a 28 gg e modulo elastico E in funzione del tipo di terreno da trattare.

Tabella 4.16 Valori indicativi di resistenza e modulo elastico di terreni trattati con jetting (RODIO).

Terreno prevalente	Resistenza a 28 gg [MPa]	Modulo elastico E [MPa]
Ghiaia e sabbia pulita	7 - 15	400 - 1000
Sabbie limose e limi sabbiosi	4 - 8	400 - 800
Limi e argille mediamente compatte	1 - 3	200 - 500
Argille plastiche soffici o morbide	0,5 - 1,5	100 - 300
Argille compatte	3 - 5	200 - 500

Determinando il volume delle diverse colonne realizzate e considerando i rapporti acqua-cemento e la densità della miscela (acqua + cemento) iniettata, si è ricavato un peso complessivo di cemento per metro cubo di terreno trattato prossimo a 2,5 kN/m³. Dunque i valori di resistenza a compressione semplice stimabili dal grafico per il terreno oggetto del trattamento risultano di poco superiori a quelli ottenuti dalle prove di laboratorio. Anche guardando la Tabella 4.16, i valori di laboratorio risultano compresi nei range indicati per le prime tre tipologie di terreno, compatibili con la stratigrafia locale del terreno in esame.

4.5.3. Caratteristiche di deformabilità delle colonne

La rigidezza dei materiali consolidati è solitamente molto più elevata di quella dei terreni circostanti non trattati. Ai fini pratici è possibile correlare il modulo E alla resistenza a compressione σ_c con legami di tipo lineare (*Croce et al., 1994*) del tipo $E = k \cdot \sigma_c$, con k solitamente compreso nell'intervallo 200÷700. Per attribuire un valore del parametro k ai diversi valori di sforzo a rottura ottenuti dalle prove di laboratorio e riportati in *Tabella 4.15*, si è fatto corrispondere il valore $k = 700$ ad un valore piuttosto elevato di σ_c , pari a 30 MPa, ottenibile in presenza di terreni aventi buone caratteristiche meccaniche, ed il valore $k = 200$ al minimo valore di σ_c ottenuto in laboratorio. Nella tabella seguente (*Tabella 4.17*) si riportano i valori di modulo di rigidezza ed il calcolo dei rispettivi valori medi e delle deviazioni standard.

Tabella 4.17 Valori di modulo di rigidezza dei diversi campioni e rispettivi valori medi e deviazioni standard

	Sforzo a rottura σ_c	Parametro k	Modulo di rigidezza E
	[MPa]	[-]	[MPa]
Zona a bassa energia	3,80	239	907
	6,60	288	1901
	4,50	251	1130
	4,30	248	1064
	2,80	221	619
	3,40	232	788
	10,20	351	3584
	4,70	255	1197
	2,30	212	488
Zona ad alta energia	1,70	202	343
	1,60	200	320
	5,10	262	1334
	1,60	200	320
	7,10	297	2108
	12,60	394	4960
	8,40	320	2686
	6,80	292	1983
	3,80	239	907

Zona complessiva analizzata	E_{medio}	$E_{\text{dev. standard}}$
	[MPa]	[MPa]
	1480	1238
Zona a bassa energia	E_{medio}	$E_{\text{dev. standard}}$
	[MPa]	[MPa]
	1298	950
Zona ad alta energia	E_{medio}	$E_{\text{dev. standard}}$
	[MPa]	[MPa]
	1662	1510

Come già riscontrato per i valori di resistenza a compressione monoassiale, anche i valori del modulo di rigidezza presentano una dispersione maggiore nella zona ad alta energia rispetto ai valori assunti nella zona a bassa energia. L'esecuzione del trattamento con i parametri propri della "bassa energia" adottati nel tratto di galleria in oggetto appare dunque, anche in termini dei valori di rigidezza, preferibile per l'utilizzo estensivo lungo la galleria naturale. Guardando nuovamente alla *Tabella 4.16* proposta in letteratura, considerata sempre come elemento di paragone, si nota come i valori di E ottenuti risultano compresi nei range indicati per le prime tre tipologie di terreno, compatibili con la stratigrafia in esame.

4.6. Esito del campo prove e implicazioni sulle modalità di realizzazione della galleria

Le indagini di controllo hanno fornito esiti positivi sull'efficacia del trattamento colonnare per gettiniezione bifluido, volto a consolidare il terreno naturale attorno alla calotta della galleria. Il terreno è apparso infatti ben consolidato alle profondità oggetto di trattamento; possono esservi deviazioni delle colonne più esterne e più lunghe, dovute presumibilmente a condizioni locali, ma queste non inficiano l'efficacia dell'intervento. Le prove di permeabilità Lefranc indicano una buona omogeneità del trattamento, con riduzione di vari ordini di grandezza dei valori di permeabilità del terreno trattato rispetto a quelli ottenuti nel terreno non trattato; anche le video-ispezioni in foro, così come le prove geofisiche, testimoniano la presenza di continuità e di una cementazione generalmente uniforme. Le caratteristiche geometriche delle colonne sono conformi a quelle attese, per il trattamento a "bassa energia". Inoltre, è stato constatato che il trattamento eseguito con i parametri a "bassa energia" ha fornito risultati migliori anche in termini di rigidezza e resistenza e che i parametri meccanici del terreno trattato soddisfano, con ampi margini, i requisiti di progetto.

In base a quanto sopraesposto, il trattamento è costituito da colonne jet-grouting, eseguite dalla superficie, di diametro pari a 1500 mm, secondo una maglia a file parallele, con interasse longitudinale di 1,3 m e trasversale variabile, a partire da 4 m dal piano di riferimento, ottenuto mediante un prescavo per regolarizzazione, e per una lunghezza tale da garantire almeno 2 m di spessore di jet-grouting in calotta. Le colonne, inclinate verso l'esterno della galleria secondo angoli variabili, hanno lunghezza progressivamente crescente a mano a mano che ci si allontana dalla calotta e si procede verso i piedritti al fine di ottenere un volume di materiale che favorisca un adeguato comportamento ad arco.

In funzione dell'ubicazione delle preesistenze e dei sottoservizi in superficie, sono state previsti diversi schemi di disposizione delle colonne. In particolare, si identificano le seguenti macro-geometrie (*Figura 4.36*):

- Trattamento tipo JG1: trattamento al contorno del perimetro di scavo attuato mediante colonne disposte simmetricamente rispetto all'asse del tunnel con inclinazione $\leq 5^\circ$.
- Trattamento tipo JG2: trattamento interessante buona parte del volume di scavo, attuato mediante colonne disposte simmetricamente rispetto all'asse del tunnel con inclinazione $\leq 5^\circ$.
- Trattamento tipo JG3*: trattamento al contorno del perimetro di scavo attuato mediante colonne disposte asimmetricamente rispetto all'asse del tunnel con inclinazione $> 5^\circ$ in presenza di sottoservizi. In alcuni casi, queste colonne possono essere eseguite dall'interno di un fabbricato.
- Trattamento tipo JG1* e JG2*: come i rispettivi trattamenti JG1 e JG2, ma con presenza di sottoservizi.

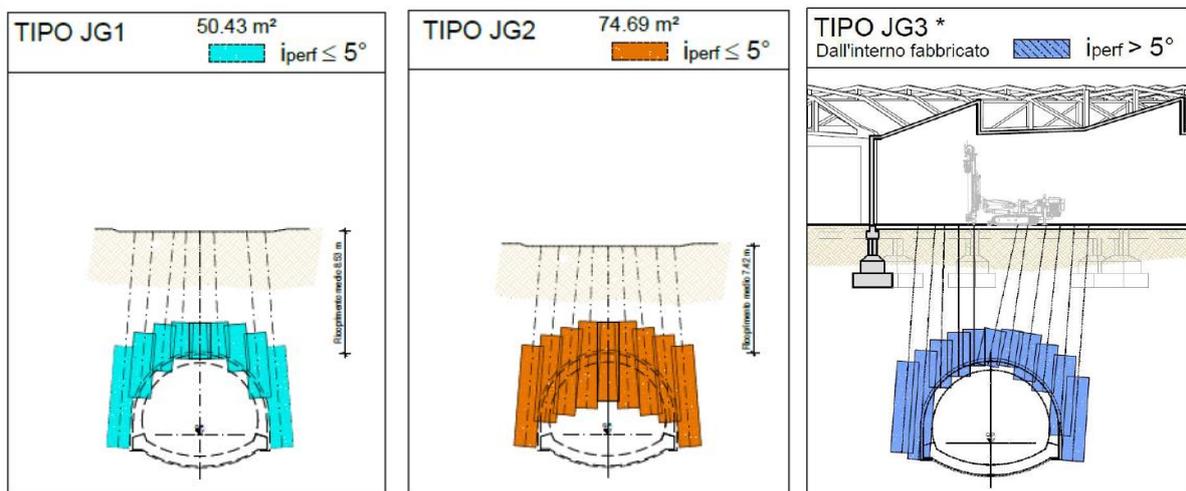


Figura 4.36 Sezioni trasversali delle diverse macro-geometrie del trattamento (Cortesia di Lombardi Ingegneria S.r.l.)

In particolare, come precedentemente accennato nel capitolo 4.3., il progetto costruttivo del sistema di consolidamento in jet-grouting dall'alto dalla progressiva 0+677.86 alla progressiva 0+701.83, ha previsto l'uso del trattamento tipo JG2, con le colonne nella zona centrale del futuro cavo della galleria più lunghe, per i primi 6 m di trattamento (*Figura 4.37*), e l'uso del trattamento JG1, con le colonne solo all'esterno del cavo, per i restanti 18 m (*Figura 4.38*).

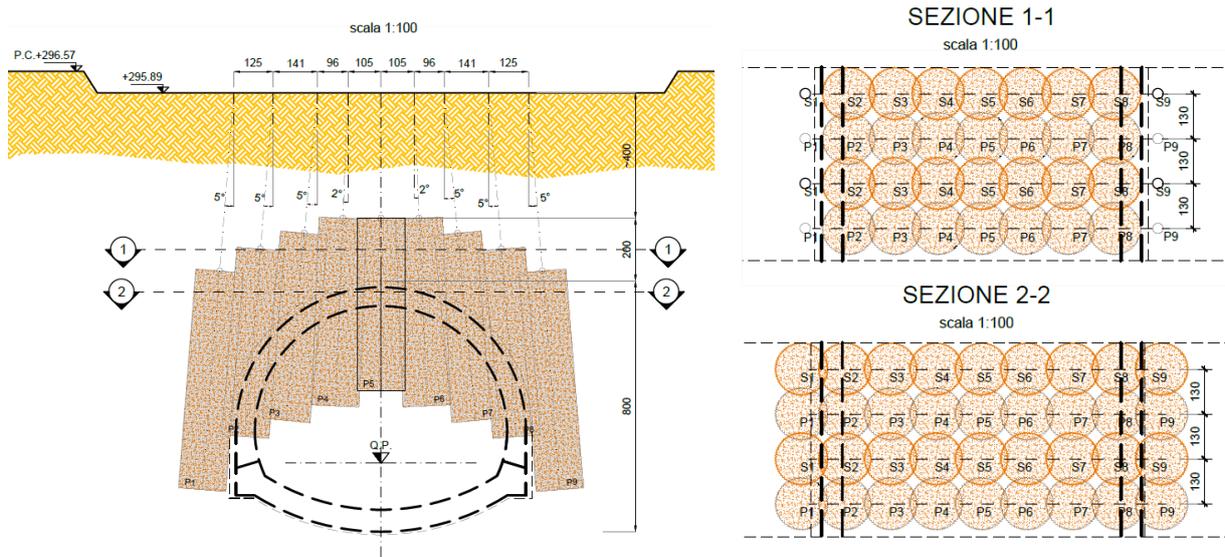


Figura 4.37 Schema di trattamento tipo JG2 (Cortesia di Lombardi Ingegneria S.r.l.)

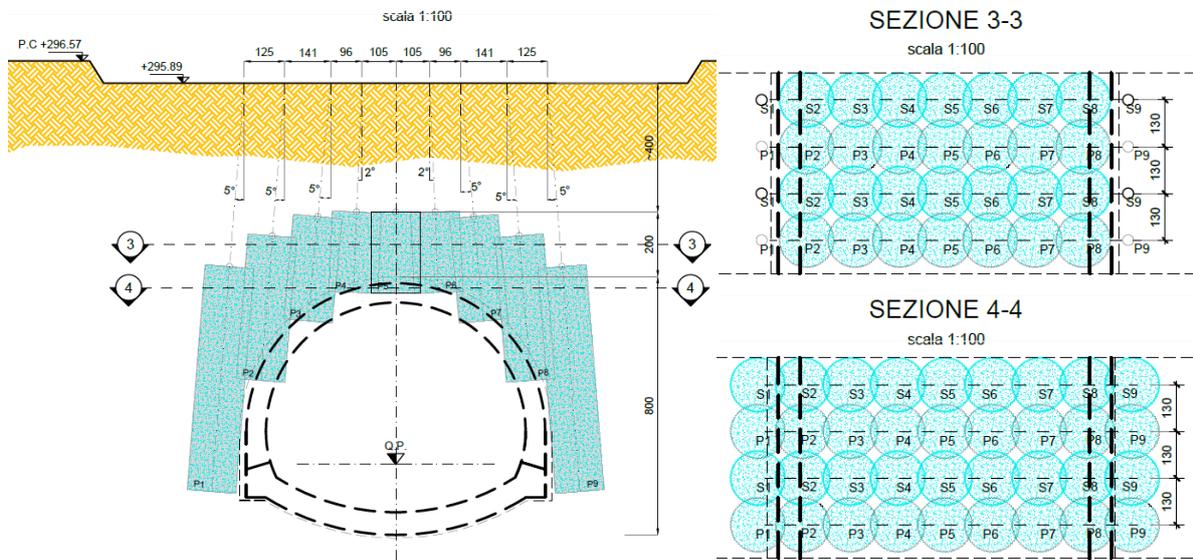


Figura 4.38 Schema di trattamento tipo JG1 (Cortesia di Lombardi Ingegneria S.r.l.)

4.7. Il piano di monitoraggio della galleria a foro cieco

Il sistema di monitoraggio previsto nel progetto risponde alle esigenze di normativa, di cui al Paragrafo 3.9. In particolare, quello adottato per la galleria a foro cieco comprende:

- il rilievo geotecnico dei fronti di scavo;
- il monitoraggio del rivestimento di prima fase e definitivo della galleria;
- il monitoraggio del bacino di subsidenza in superficie dovuto alle operazioni di scavo.

A questo si aggiunge il monitoraggio degli edifici che ricadono nel bacino di subsidenza dello scavo della galleria e che, per le loro caratteristiche strutturali, possono essere maggiormente influenzati dalle operazioni di scavo,

Lungo il tracciato sono previste sezioni di monitoraggio correnti SC ogni 10 m di galleria, con la seguente strumentazione:

- punti di livellazione superficiale (CPL);
- mire per misure di convergenza 3D (CTC), installate in corrispondenza della messa in opera del sostegno di prima fase.

Sono inoltre previste 20 sezioni principali (SP), le quali si differenziano dalle precedenti per la presenza della seguente strumentazione integrativa:

- 1 cella di pressione di tipo idraulico disposta (CP) all'estradosso del sostegno di prima fase;
- 2 celle di carico poste al piede delle centine (CC);
- 3 estensimetri incrementali dalla superficie, dei quali 2 ai lati della galleria ed 1 sino alla chiave della calotta;
- 12 barrette estensimetriche del tipo a corda vibrante dotate di termistore (BE), disposte circolarmente a coppie sulla gabbia di armatura.

Inoltre, ciascuna stazione e ciascun pozzo sono stati attrezzati con un sistema di monitoraggio tenso-deformativo; per i fabbricati e le preesistenze superficiali è stato previsto un monitoraggio dedicato, con strumentazione fissa e misure topografiche convenzionali o robotizzate.

Nei seguenti paragrafi (4.7.1 e 4.7.2) si descrive l'analisi dei dati di monitoraggio di superficie e del cavo della galleria disponibili, che fungerà da fase di impostazione per l'analisi a ritroso, descritta e trattata nel Capitolo 5.

4.7.1. Convergenze

Le misure di convergenza hanno consentito di stimare le deformazioni del cavo della galleria attraverso il sistematico rilievo topografico ad alta precisione delle coordinate di cinque punti di misura disposti lungo il perimetro del cavo stesso, come mostrato nella *Figura 4.39*.

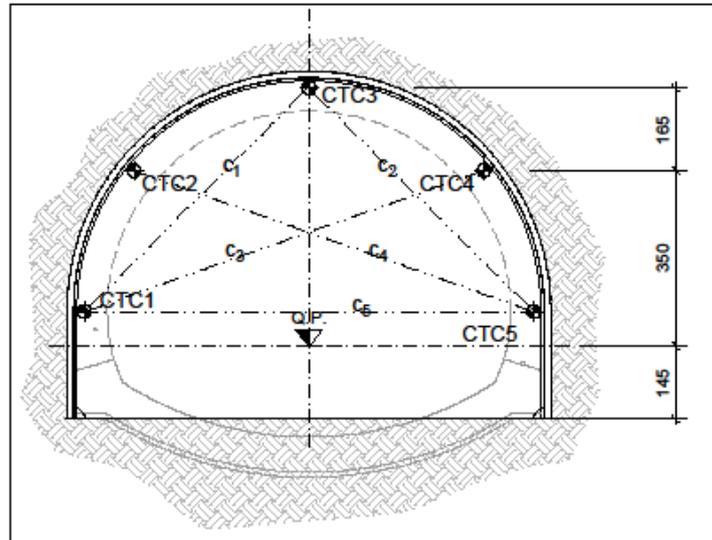


Figura 4.39 Schema monitoraggio del cavo (Cortesia di Lombardi Ingegneria S.r.l.)

I dati monitorati per la sezione in esame (Paragrafo 5.4) vanno dal 28/04/2021 al 25/05/2021 e pertanto si è calcolata la convergenza media in tale finestra temporale (*Tabella 4.18*) attraverso la seguente formula:

$$C = 0,17 \cdot (C_{13} + C_{35} + C_{15} + C_{23} + C_{34} + C_{42}) \quad (4.2)$$

Nella *Figura 4.40* si riporta l'andamento nel tempo delle convergenze monitorate: in rosso è indicato l'andamento della convergenza media, in azzurro e in viola le soglie di attenzione e allarme, rispettivamente.

Tabella 4.18 Valori convergenza media

Data	Ora	Convergenza media [m]
28/04/2021	09:30:00	0,0000
28/04/2021	16:30:00	-0,0001
29/04/2021	09:30:00	-0,0005
29/04/2021	16:30:00	-0,0008
30/04/2021	09:30:00	-0,0003
30/04/2021	16:30:00	-0,0004
03/05/2021	09:30:00	-0,0001
03/05/2021	16:30:00	-0,0005
04/05/2021	09:30:00	0,0000
04/05/2021	16:30:00	-0,0007
05/05/2021	09:30:00	-0,0005
05/05/2021	16:30:00	-0,0001
06/05/2021	09:30:00	-0,0003
06/05/2021	16:30:00	-0,0009
07/05/2021	09:30:00	0,0005
07/05/2021	16:30:00	0,0000
10/05/2021	09:30:00	0,0010
10/05/2021	16:30:00	0,0011
11/05/2021	09:30:00	-0,0005
18/05/2021	09:30:00	-0,0003
20/05/2021	09:30:00	-0,0007
25/05/2021	09:30:00	0,0009

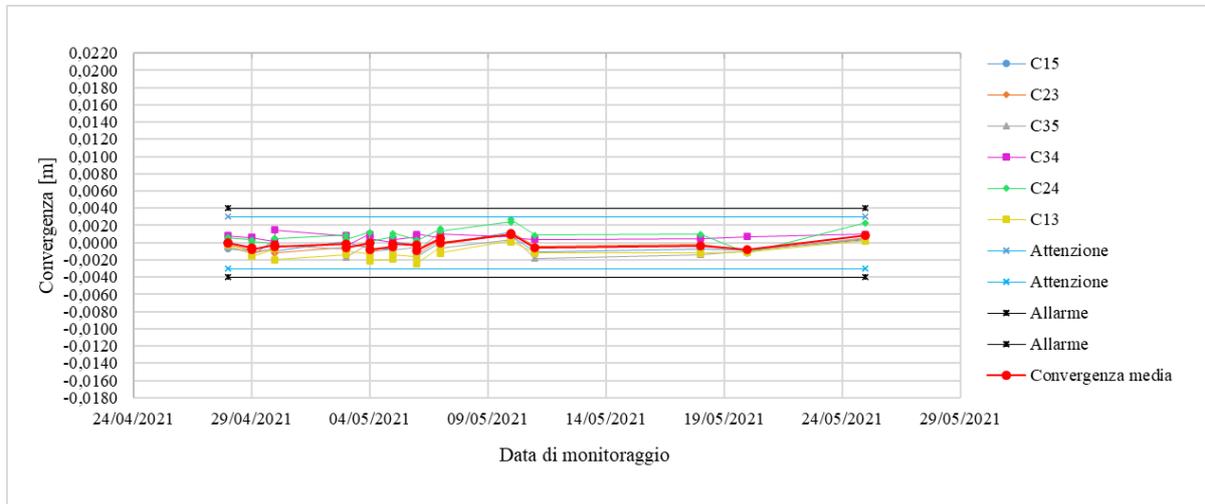


Figura 4.40 Andamento convergenze nel tempo

Dal momento che le convergenze misurate sono dell'ordine di pochi millimetri (inferiori a 2 mm), l'analisi a ritroso sarà effettuata con riferimento alle sole subsidenze.

4.7.2. Subsidenze

Il monitoraggio topografico, dei punti di livellazione superficiale disposti lungo sezioni ortogonali all'asse della galleria, come illustrato nella *Figura 4.41*, ha permesso di determinare i cedimenti verticali del terreno, ovvero le subsidenze indotte in superficie dallo scavo della galleria. Esso è stato eseguito ogni 10 m per i primi 50 m dall'attivazione del fronte, e ogni 30 m per il resto delle attività.

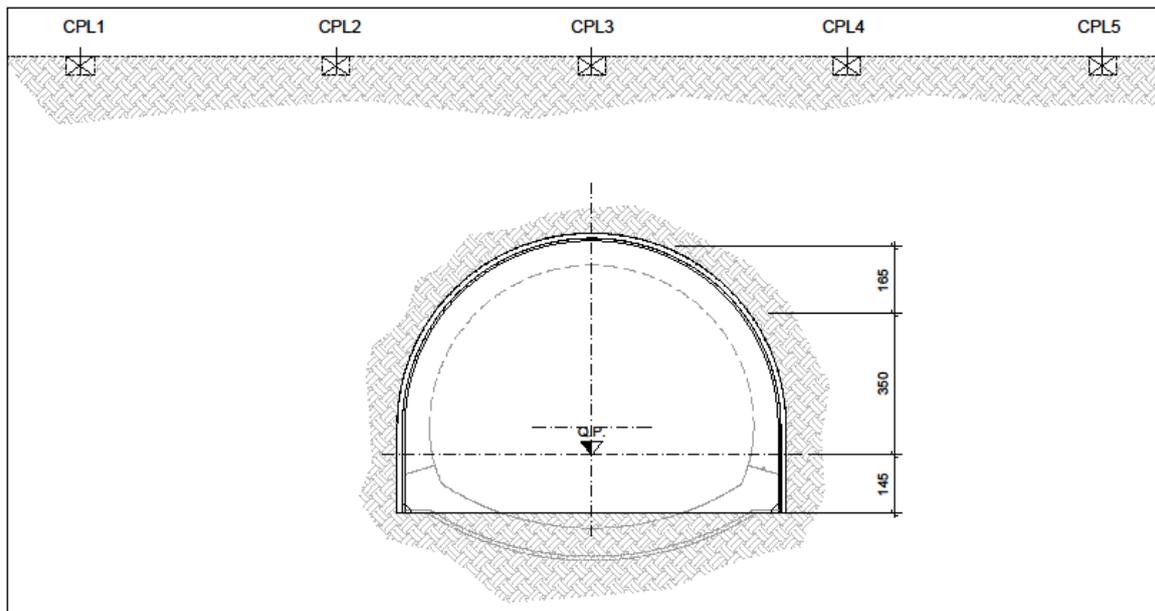


Figura 4.41 Schema monitoraggio di superficie (Cortesia di Lombardi Ingegneria S.r.l.)

I dati monitorati per la sezione in esame (Paragrafo 5.4) vanno dal 27/03/2021 al 17/06/2021. Di seguito, per ciascuna sezione di monitoraggio corrente ricadente nel tratto in esame, si riportano i profili di subsidenza ricostruiti a partire dai dati monitorati nei cinque punti sopra indicati (*Figure 4.42 – 4.47*). Ogni curva si riferisce ad una specifica data di rilevazione e le tre linee orizzontali azzurra, arancione e grigio indicano le soglie di minima attenzione, massima attenzione e massimo allarme, rispettivamente.

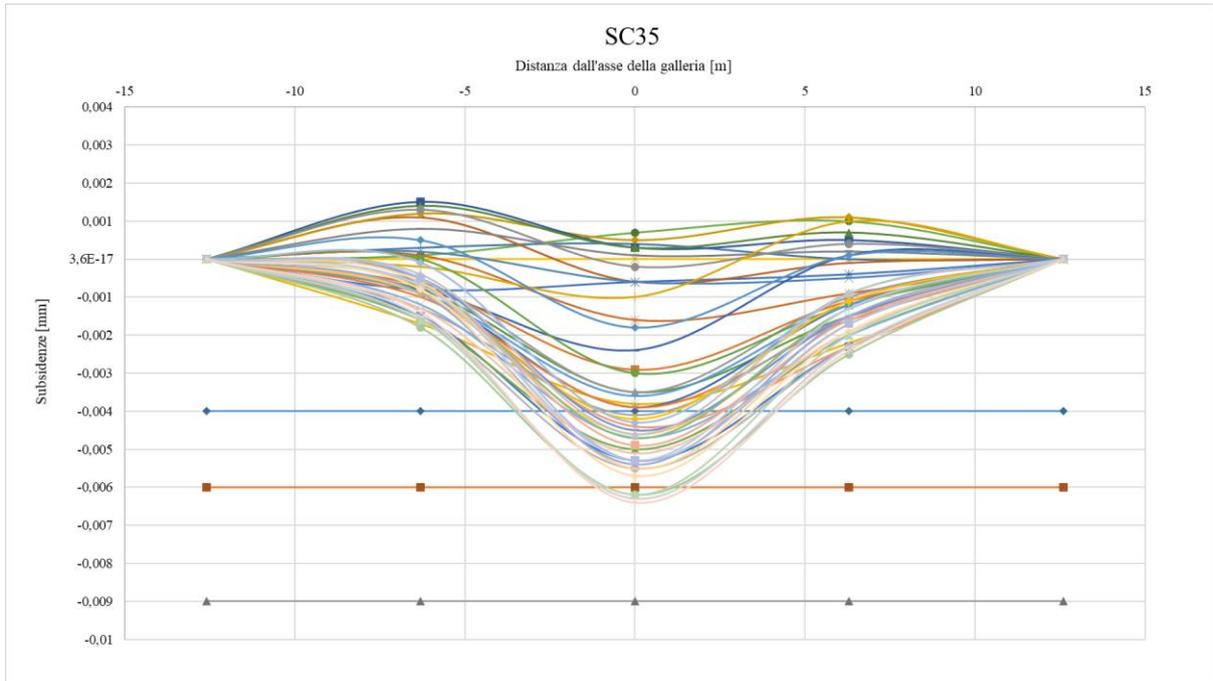


Figura 4.42 Bacini di subsidenza SC35

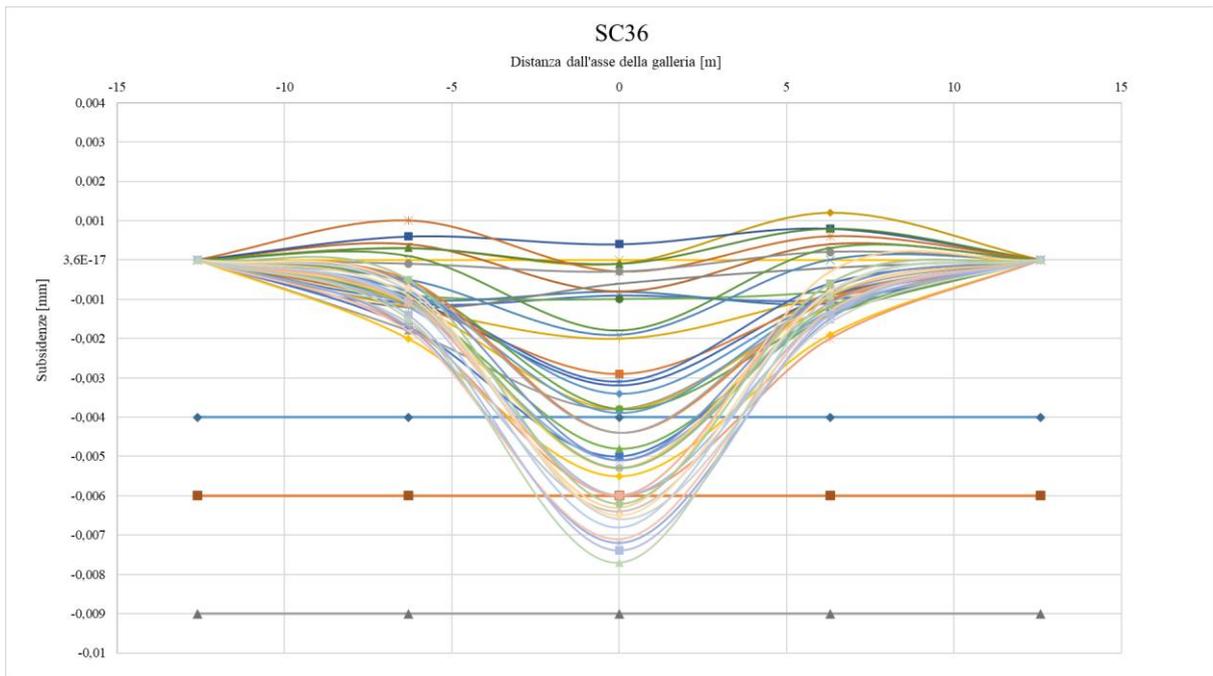


Figura 4.43 Bacini di subsidenza SC36

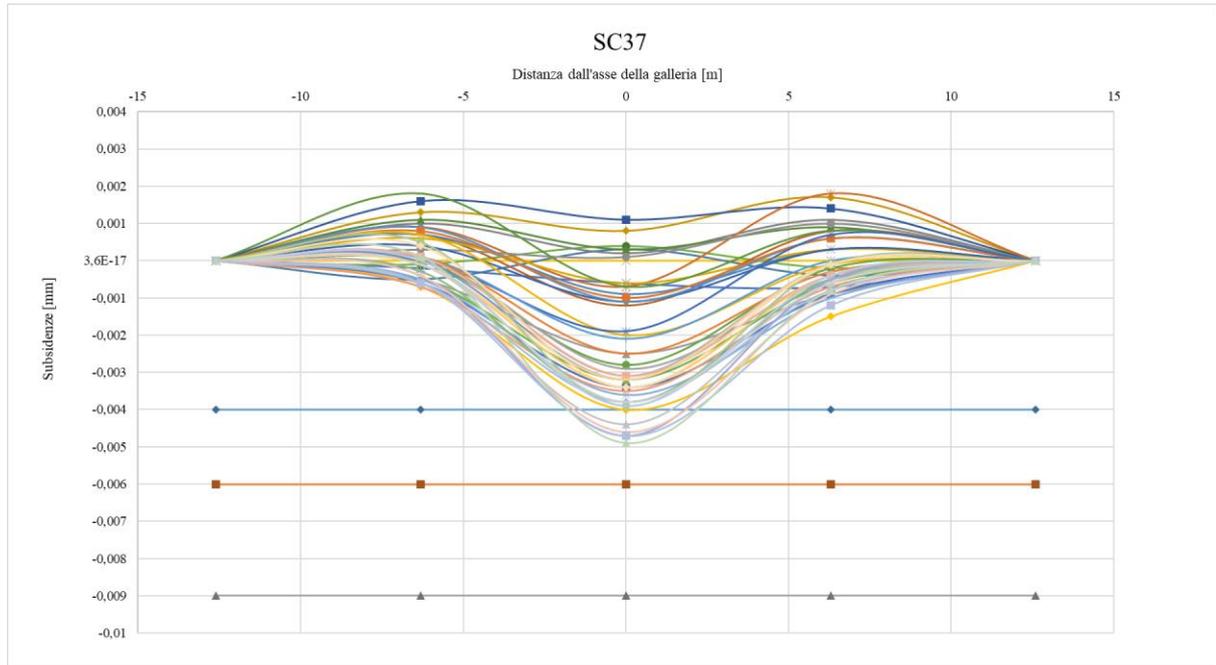


Figura 4.44 Bacini di subsidenza SC37

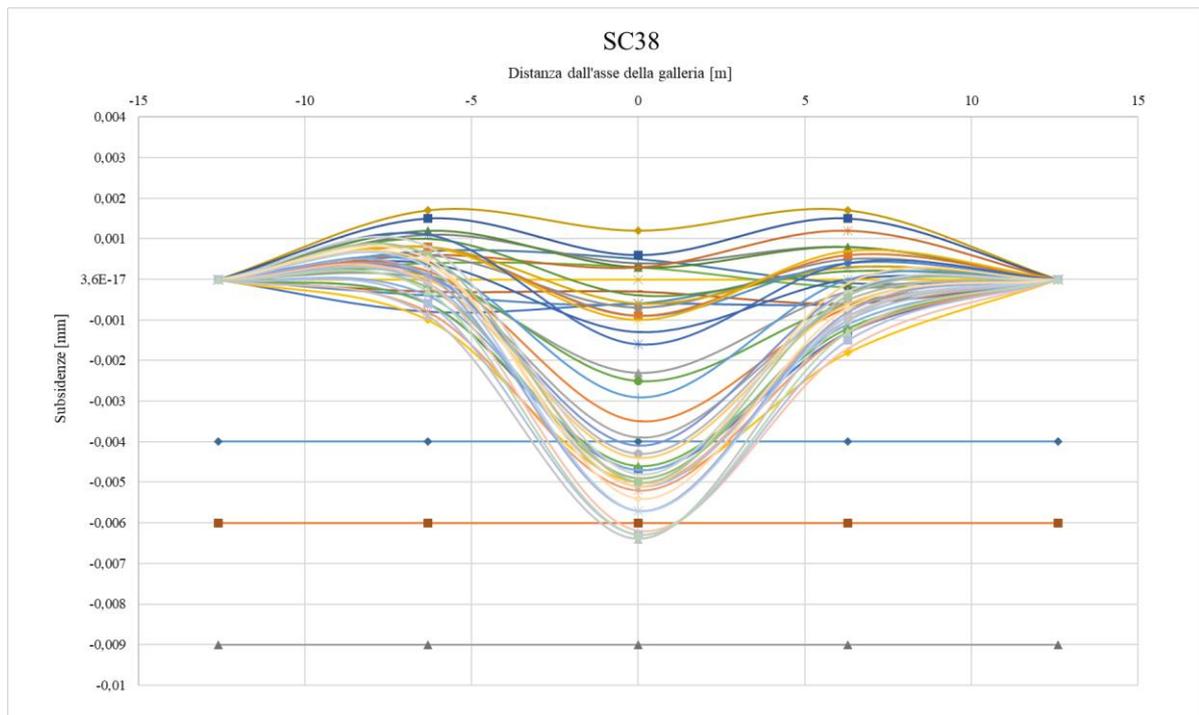


Figura 4.45 Bacini di subsidenza SC38

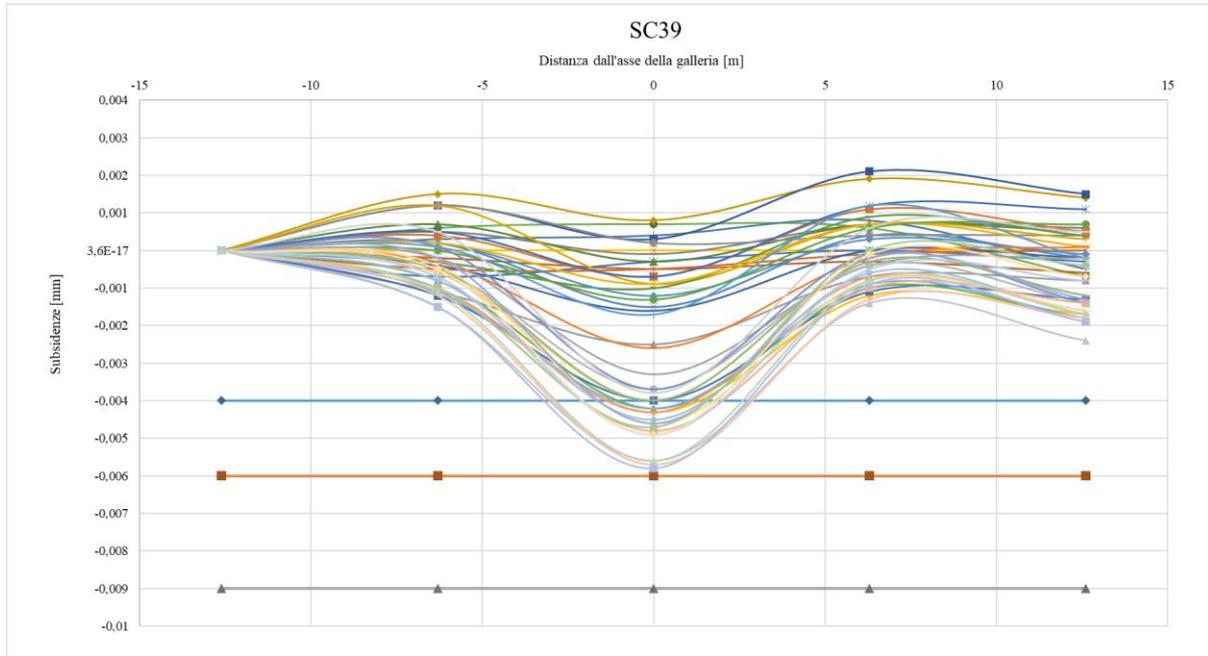


Figura 4.46 Bacini di subsidenza SC39

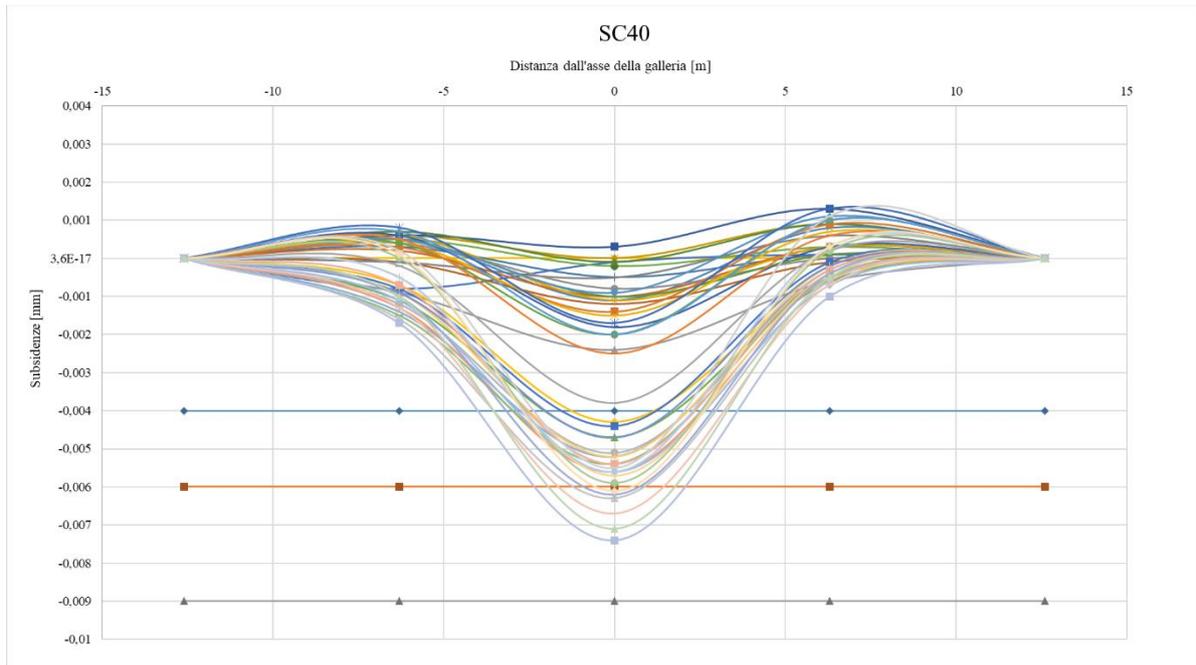


Figura 4.47 Bacini di subsidenza SC40

Al fine di poter eseguire un'analisi a ritroso che non tenga in conto solo la “fotografia a tempo 0”, alla quale corrisponde la condizione di fronte lontano (in avvicinamento), rilascio tensionale e subsidenza nulli, e la “fotografia a tempo infinito”, alla quale corrisponde la condizione di fronte lontano (in allontanamento), completo rilascio tensionale e massima subsidenza, ma anche “fotografie intermedie”, si è analizzato il passaggio del fronte nella sezione di interesse. A tal fine, esaminando le schede di avanzamento fronte, che riportano i tratti di galleria scavati ad una specifica data, le subsidenze osservate sono state associate alla posizione del fronte, individuando anche la finestra temporale in cui ricade il passaggio del fronte nella sezione in esame (Tabella 4.19).

Tabella 4.19 Associazione subsidenze osservate - posizione del fronte

	Avanzamento fronte			Subsidenze rilevate [m]	Subsidenze rilevate [mm]
	Data	Progressive di scavo	Distanza media dalla sezione SC36 (progr. 1+150 m) [m]		
Fronte lontano	27/03/2021	-	> -100	0,0000	0,00
Avvicinamento fronte	22/04/2021	da progr. 1+137,30 a progr. 1+140,30	-11,50	-0,0003	-0,30
Passaggio fronte	23/04/2021	da progr. 1+140,30 a progr. 1+144,30	-8,00	-0,0020	-2,00
	27/04/2021	da progr. 1+151,30 a progr. 1+155,30	3,00	-0,0032	-3,20
Allontanamento fronte	06/05/2021	da progr. 1+171,30 a progr. 1+175,30	23,00	-0,0038	-3,80
Fronte lontano	17/06/2021	-	> 100	-0,0077	-7,70

Inoltre, si è costruito il profilo longitudinale delle subsidenze, ovvero l'andamento del cedimento in asse della galleria in funzione della distanza dal fronte di scavo, mediante interpolazione dei dati di monitoraggio disponibili (Figura 4.48). Si sottolinea che l'interpolazione è di tipo polinomiale di grado 6, poiché è quella che approssima meglio i punti, in riferimento al classico andamento del profilo di subsidenza longitudinale.

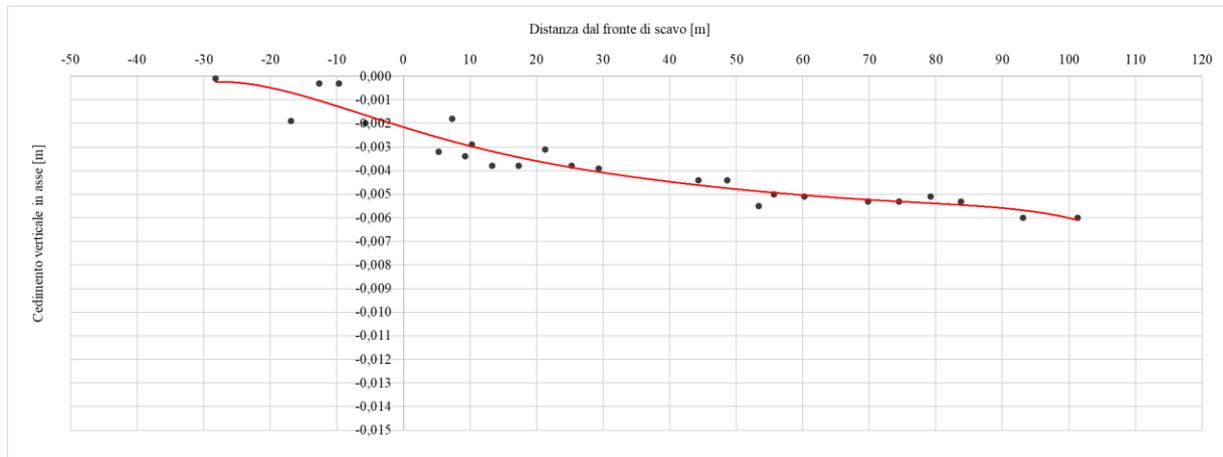


Figura 4.48 Profilo longitudinale delle subsidenze

Capitolo 5

Simulazione numerica della realizzazione della galleria naturale

5.1. Introduzione

Nel seguente capitolo si descrive la simulazione numerica bidimensionale della realizzazione della galleria naturale, effettuata tramite il codice di calcolo agli elementi finiti PLAXIS 2D. Si introducono i metodi adottati per il calcolo numerico e si descrivono le caratteristiche principali del software utilizzato (PLAXIS 2D). Successivamente, con riferimento a una sezione di galleria ritenuta rappresentativa, si conduce un'analisi a ritroso basata sulle subsidenze rilevate in sede di monitoraggio: il primo obiettivo è quello di identificare i moduli di deformabilità che consentono di tarare il modello numerico; il secondo obiettivo è quello di valutare i rilasci tensionali osservati che, correlati a ogni fase costruttiva modellata, conducono a una visione critica del set di tassi di confinamento assunti in sede di progetto.

5.2. Metodi adottati per il calcolo numerico

Tra i metodi di analisi progettuale, il metodo delle tensioni è il metodo più completo ed è quello a cui è bene ricorrere tutte le volte in cui il problema applicativo o l'opera è di una certa rilevanza. Esso consiste nel determinare sollecitazioni e deformazioni del materiale (terreni o rocce), dovute ad una particolare variazione dello stato di tensione naturale e confrontarle con le caratteristiche di resistenza e di deformabilità del materiale stesso, in modo da individuare le zone per le quali si ha incompatibilità. A questo fine è necessario determinare lo stato deformativo secondario, ovvero quello conseguente ad una determinata perturbazione del sistema originario, e ciò può essere fatto ricorrendo a metodi analitici o numerici.

Nel caso dei metodi numerici, generalmente la geometria del problema è suddivisa in zone elementari per le quali si ritengono valide le leggi costitutive e le piccole deformazioni. A seguito dell'applicazione di una forza ai nodi di un particolare elemento, in base alla legge costitutiva adottata, sarà possibile calcolare la relativa tensione e deformazione risultante.

I metodi numerici applicati nell'Ingegneria Geotecnica possono ricondursi a due gruppi:

- metodi integrali, basati sulla discretizzazione del solo contorno del problema (Metodi degli Elementi di Contorno / Boundary Element Method, BEM);
- metodi differenziali, basati sulla discretizzazione del volume del problema (Metodi degli Elementi Finiti / Finite Element Method, FEM; Metodo delle Differenze Finite / Finite Difference Method, FDM; Metodo degli Elementi Distinti / Distinct Element Method, DEM; Metodo degli Elementi Finiti Discreti / Finite Discrete Element Method, FDEM).

Le analisi possono essere condotte in campo bidimensionale o tridimensionale. La modellazione tridimensionale consente di considerare la regione di studio nella sua reale dimensione, mentre quella piana ne costituisce una schematizzazione semplificata. Nelle applicazioni pratiche la condizione bidimensionale è appropriata in quei casi in cui l'opera analizzata si sviluppa prevalentemente lungo una particolare direzione. È questo il caso delle gallerie (lontano dal fronte di scavo) e di alcune opere di sostegno. In questi casi si possono ritenere valide le condizioni di deformazione piana, ovvero che la deformazione lungo la direzione principale sia nulla.

I metodi numerici possono essere utilizzati con successo per i più svariati problemi di Ingegneria Geotecnica, assumendo un ruolo sempre più rilevante nella pratica professionale. Il vantaggio risiede nella possibilità di poter tenere in conto gli aspetti fondamentali dell'interazione terreno/roccia-struttura. La scelta del metodo ottimale di soluzione dipende dal tipo di problema e dalla sua complessità, dal grado di conoscenza del materiale e dalle modalità di costruzione previste.

Il Metodo degli Elementi di Contorno (BEM), richiedendo la discretizzazione dei soli contorni della struttura, riduce la dimensione del problema analizzato e permette dunque l'adozione di una mesh molto più semplice rispetto ai metodi che necessitano la discretizzazione dell'intero volume. Il metodo risulta quindi molto efficiente nel caso in cui il mezzo sede dello scavo sia omogeneo ed isotropo, a comportamento elastico lineare, mentre non risulta adatto alla simulazione di eterogeneità né di comportamenti non lineari del materiale.

I Metodi degli Elementi Finiti (FEM) o delle Differenze Finite (FDM) sono quelli più comunemente adottati nel calcolo progettuale e trovano applicazione nel campo del continuo; si differenziano sulla base delle approssimazioni introdotte nei calcoli. La caratteristica principale è la discretizzazione della regione fisica di interesse attraverso la creazione di una griglia (mesh) composta da elementi finiti, di forma codificata (triangoli e quadrilateri per domini 2D, esaedri e tetraedri per domini 3D). Si possono utilizzare elementi semplici (CST) o caratterizzati da un più elevato numero di gradi di libertà (isoparametrici a 4, 6, 8 o più nodi); che dovrebbero avere lati di lunghezza pari o poco differente tra loro, in modo da ridurre la distorsione geometrica, dalla quale dipende la raffinatezza di un modello.

La suddivisione in elementi discreti consente di approssimare la continuità di spostamenti e tensioni e le equazioni, che governano il problema, vengono risolte ai nodi tra elementi adiacenti. Il metodo alle differenze finite è un metodo utile per affrontare problemi di tipo non lineare, al contrario con il metodo degli elementi finiti è possibile risolvere agevolmente problemi di tipo lineare.

Il Metodo degli Elementi Distinti (DEM) si presta molto bene allo studio di domini a carattere prettamente discontinuo, in quanto riproduce il mezzo come un insieme di volumi o blocchi distinti ed interagenti. A differenza della modellazione di tipo continuo, nel DEM singoli elementi/blocchi possono distaccarsi e nuovi contatti venirsene a creare durante l'analisi. La procedura di calcolo prevede, così come per i metodi che operano nel continuo, la definizione di una regione di studio rappresentativa del problema reale, costruendo un modello ad elementi distinti. Un aspetto che caratterizza la modellazione discontinua è la necessità di definire le caratteristiche meccaniche sia per il materiale roccioso che per le discontinuità, operazione che diventa particolarmente complessa quando si simula il mezzo reale mediante una serie di particelle (elementi circolari) che interagiscono tra loro. In quest'ultimo caso, per la definizione del comportamento dell'insieme, si rivela necessario definire le proprietà a livello microstrutturale, che caratterizzano i contatti tra le particelle.

Il Metodo degli Elementi Finiti Discreti (FDEM) combina i vantaggi del FEM (approccio continuo) con quelli del DEM (approccio discontinuo). Il mezzo è riprodotto come un insieme di volumi o blocchi distinti, ma ad ogni elemento discreto viene a sua volta associata una mesh di elementi finiti, che permettono di modellare il comportamento continuo. In tal modo, tale metodo è in grado di simulare l'insorgere di fratture nel materiale (transizione da continuo e discontinuo), nonché la loro propagazione, attraverso l'implementazione di un modello e di un comportamento meccanico opportuni per la descrizione del processo.

5.3. Il software PLAXIS 2D

PLAXIS 2D è un codice di calcolo agli elementi finiti utilizzabile per eseguire analisi di stabilità e di deformazione nell'ambito di molteplici applicazioni geotecniche. Il programma permette di simulare situazioni reali riconducibili a condizioni di deformazione piane o a condizioni assialsimmetriche (*Figura 5.1*).

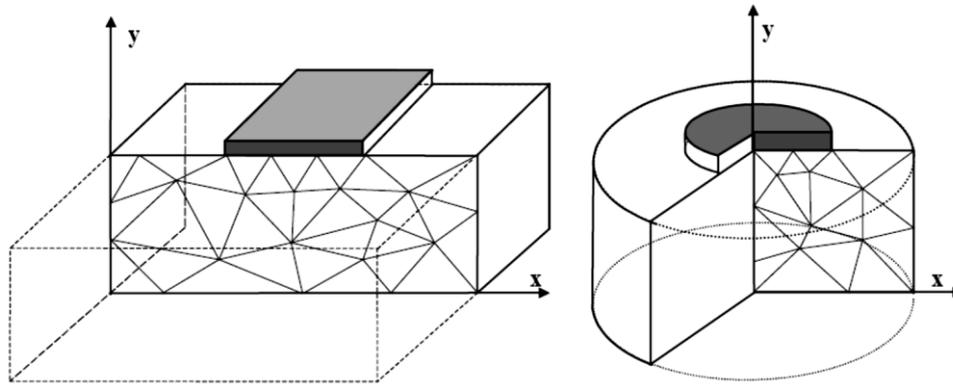


Figura 5.1 Esempio di un problema di deformazione piana (sinistra) e assialsimetrico (destra) (Plaxis Reference Manual)

Esso fa uso di una semplice interfaccia grafica che consente all'utente di costruire rapidamente, a partire da una sezione trasversale verticale rappresentativa della situazione considerata, un modello geometrico e di generare un reticolo bidimensionale di elementi finiti, con due gradi di libertà traslazionali per nodo (in direzione x e y). Nella creazione del modello occorre definire le proprietà dei materiali ed imporre le condizioni al contorno. La generazione di un'adeguata mesh di elementi finiti è eseguita automaticamente dal generatore di mesh di PLAXIS 2D in base all'input del modello geometrico. L'utente può inoltre modificare la mesh in modo da ottimizzarne le prestazioni. La parte finale della procedura di input comporta la definizione delle condizioni iniziali attraverso la generazione delle pressioni neutre e delle tensioni efficaci iniziali. Il software PLAXIS 2D, così come gli altri programmi che impiegano il metodo degli elementi finiti, è dotato di librerie di elementi monodimensionali e bidimensionali che facilitano la modellazione della struttura reale; si riportano brevemente le caratteristiche degli elementi più significativi:

- “Soil elements”: elementi bidimensionali triangolari a 15 o 6 nodi, con i quali si modella il terreno. L'elemento a 15 nodi è molto accurato, ma comporta l'impiego di una quantità di memoria e di tempi di calcolo maggiori rispetto a quello a 6 nodi (Figura 5.2).

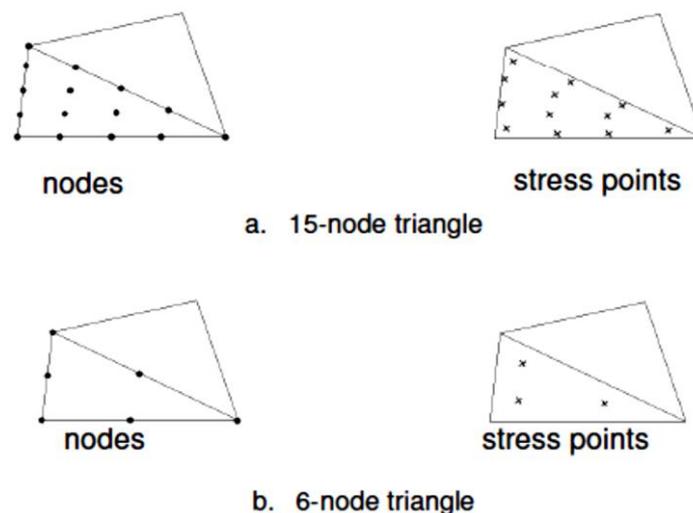


Figura 5.2 Posizione dei nodi e degli “stress points” (Plaxis Reference Manual)

- “Geogrid elements”: elementi usati per modellare strutture snelle dotate di rigidità assiale ma non flessionale e in grado di sostenere unicamente sforzi di trazione, come le strutture di rinforzo del terreno. Esempi di strutture geotecniche che includono questi elementi sono mostrati nella *Figura 5.3*.

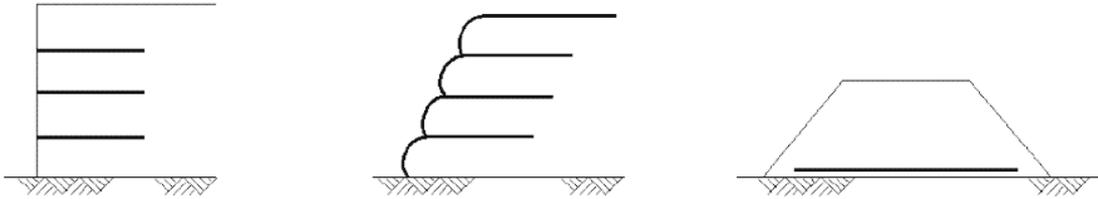


Figura 5.3 Applicazioni che prevedono l'utilizzo di geogriglie (Plaxis Reference Manual)

- “Plate elements”: elementi trave usati per modellare strutture snelle nel terreno, che si estendono in direzione z , dotate di una significativa rigidità flessionale e di una rigidità assiale, come muri, piastre e rivestimenti.
- “Interface elements”: elementi utilizzati per simulare l'interazione tra una struttura ed il terreno circostante. Il parametro R_{inter} (fattore di riduzione della resistenza) ad essa associata regola il grado di attrito/adesione che si sviluppa tra la struttura ed il terreno. Questo fattore, dunque, relaziona la resistenza e la deformabilità dell'interfaccia a quella del terreno al contorno.
- “Fixed-end anchors, node-to-node anchors, embedded beam row”: i primi sono utilizzati per simulare strutture quali pali, senza tener conto dell'interazione con il terreno, o in alternativa ancoraggi o puntelli per sostenere muri di sostegno; i secondi sono degli elementi elastici a due nodi con rigidità normale della molla costante e possono essere sottoposti a forze di trazione e a forze di compressione; i terzi consentono di considerare il comportamento nella direzione fuori piano di una fila di pali, bulloni o ancoraggi in un modello bidimensionale.

Nella *Figura 5.4* si riportano esempi di strutture geotecniche che prevedono l'utilizzo degli elementi sopradescritti.

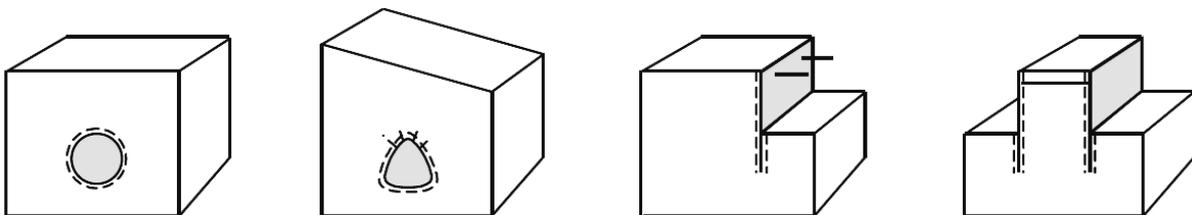


Figura 5.4 Applicazioni che prevedono l'utilizzo di piastre, rivestimenti, ancoraggi e interfacce (Plaxis Reference Manual)

Per ognuno degli elementi citati, il codice di calcolo prevede l'organizzazione delle proprietà meccaniche in particolari strutture di dati dette “Material data sets”, che facilmente possono essere assegnati agli elementi corrispondenti. Di seguito si riporta una breve descrizione dei principali modelli costitutivi disponibili, utilizzati per simulare il comportamento del terreno.

Si sottolinea che il comportamento di tensione-deformazione non lineare, caratteristico del terreno sotto carico, può essere modellato a diversi livelli di sofisticazione e che, chiaramente, il numero di parametri del modello aumenta con il livello di sofisticazione richiesto.

“Linear elastic model”: rappresenta la legge di Hooke dell'elasticità lineare isotropa e risulta troppo limitato per la simulazione del comportamento del suolo. Viene principalmente utilizzato per simulare il comportamento di strutture rigide nel suolo.

“Mohr-Coulomb model (MC)”: è un modello lineare elastico perfettamente plastico ed è in genere utilizzato come prima approssimazione del comportamento del suolo. Si raccomanda dunque di utilizzare questo modello per una prima analisi del problema considerato.

“Hoek-Brown model (HB)”: è un modello elastico perfettamente plastico e viene utilizzato per simulare il comportamento isotropo della roccia. Per la massa della roccia si utilizza una rigidità costante. Le rotture per taglio e per trazione sono descritte da una curva di resistenza non lineare.

“Jointed Rock model (JR)”: è un modello anisotropo elastico perfettamente plastico in cui la rottura plastica per taglio può avvenire solo in un numero limitato di direzioni. Questo modello può essere utilizzato per simulare il comportamento anisotropo di rocce stratificate o fratturate.

“Hardening Soil model (HS)”: è un modello avanzato per la simulazione del comportamento del suolo, iperbolico di tipo elastoplastico, formulato nell'ambito della plasticità di indurimento da taglio. Inoltre, il modello prevede l'indurimento a compressione per simulare la compattazione irreversibile del terreno sotto compressione primaria. Può essere utilizzato per simulare il comportamento di sabbie e ghiaia, nonché di altre tipologie di terreno come argille e limi.

“Hardening Soil model with small-strain stiffness (HSsmall)”: è un modello iperbolico di tipo elastoplastico, simile al modello “Hardening Soil”; esso incorpora moduli di rigidità dipendenti dalla deformazione, simulando la diversa reazione dei terreni soggetti a piccole deformazioni (ad esempio vibrazioni con livelli di deformazione inferiori a 10^{-5}) e a grandi deformazioni (livelli di deformazione superiori a 10^{-3}).

“Modified Cam-Clay model (MCC)”: è un modello a stato critico e può essere utilizzato per simulare il comportamento di terreni compressibili normalmente consolidati. Il modello assume una relazione logaritmica tra l'indice dei vuoti e lo sforzo efficace medio.

“NGI-ADP model (NGI-ADP)”: tale modello può essere utilizzato per l'analisi della capacità, della deformazione e dell'interazione tra struttura del suolo con carico non drenato di materiali di tipo argilloso. È possibile definire distinte forze di taglio anisotropo per differenti percorsi di sforzo.

5.4. Analisi della sezione di scavo

L'analisi numerica, condotta attraverso il codice di calcolo agli elementi finiti (FEM) "PLAXIS 2D", ha interessato la modellazione bidimensionale di una sezione trasversale all'asse della galleria, che fosse rappresentativa di una certa tratta. Per la scelta di tale sezione si sono analizzati, con riferimento ai dati di monitoraggio disponibili, i cedimenti in corrispondenza dell'asse della galleria lungo tutto lo sviluppo longitudinale dell'intero lotto funzionale 1 (*Allegato 1*). Dunque, si è individuata una sezione di calcolo caratterizzata da coerenza tra copertura geotecnica e subsidenze monitorate, da trattamento colonnare in jet-grouting simmetrico e che in planimetria risultasse non interessata dalla presenza di altre strutture (passaggio di una strada). Ciò al fine di evitare che fattori esterni inficino l'analisi della sezione analizzata che è volta a giudicare l'efficacia del trattamento colonnare realizzato.

La sezione scelta è quella in corrispondenza della progressiva 1+150 e coincide con la sezione di monitoraggio corrente SC36 (indicata nella Figura 5.5) e, visto che nel suo intorno le caratteristiche geotecniche e le coperture non variano molto, essa è rappresentativa di un tratto di lunghezza pari a 50 m, che si estende dalla progressiva 1+140 (SC35) alla progressiva 1+190 (SC40) (*Figura 5.5*).



Figura 5.5 Vista in planimetria del tratto analizzato e della sezione di calcolo (Cortesia di Lombardi Ingegneria S.r.l.)

Di tale sezione si dispone dei dati progettuali e, sulla base di questi, si è ricostruita la sezione di calcolo. Nelle Figure 5.6 – 5.8 si riportano rispettivamente la sezione trasversale, la pianta e il profilo longitudinale di una tratta di galleria finita, con informazioni relative anche agli spessori e ai materiali che caratterizzano il rivestimento di prima fase e quello definitivo.

Nello specifico, prima di condurre l'analisi a ritroso, si effettua una prima analisi numerica, denominata nel seguito analisi di progetto. In tale analisi sono state considerate delle fasi di scavo, delle caratteristiche per le centine e per lo spritz-beton, compatibili con quelle che caratterizzano le gallerie superficiali; si sottolinea che l'avanzamento del fronte di scavo è a piena sezione e che non vi è alcun ribasso dell'arco rovescio. La modellazione ha interessato esclusivamente l'installazione del rivestimento di prima fase e non di quello definitivo.

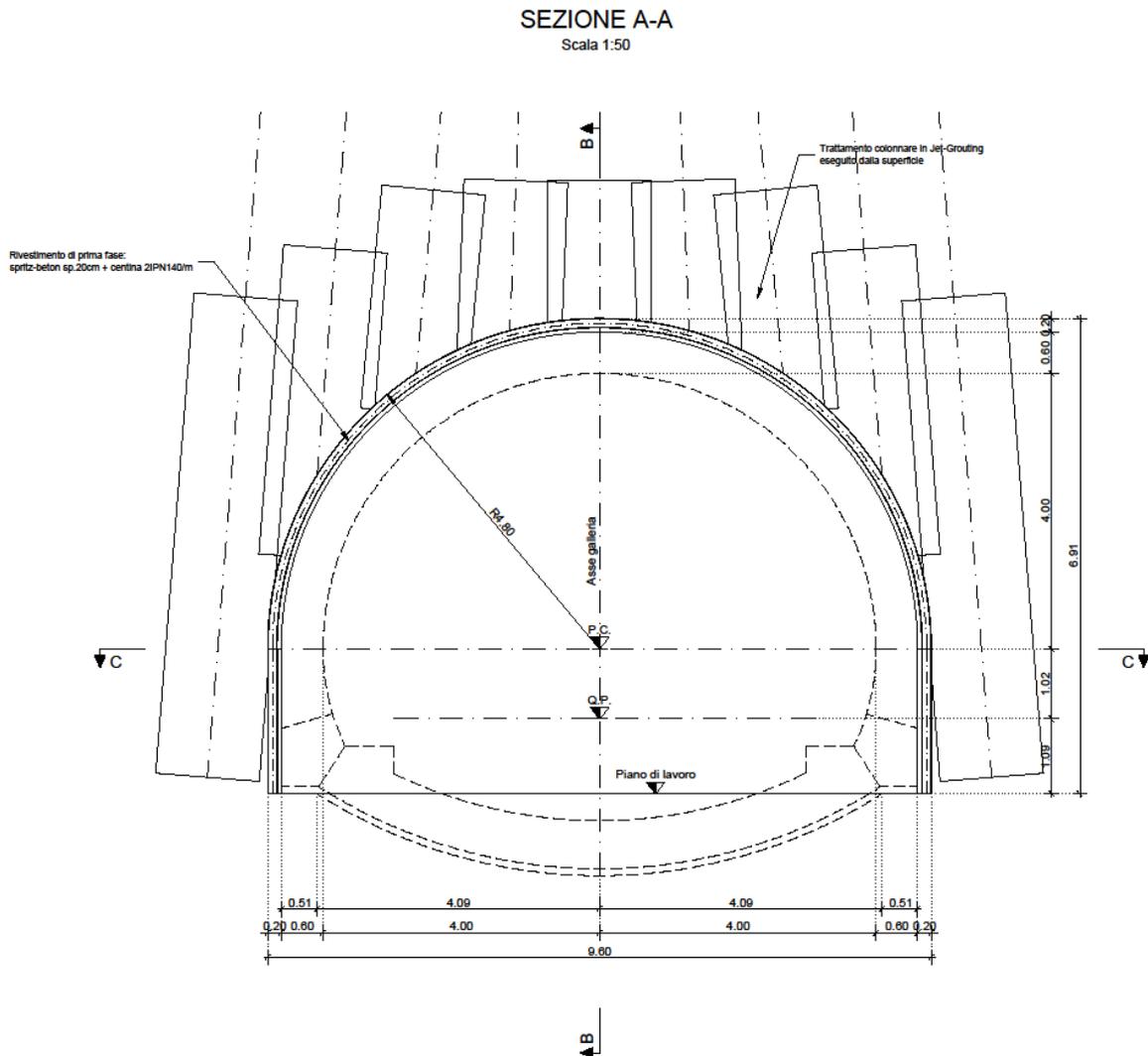


Figura 5.6 Sezione trasversale della sezione di avanzamento tipo 1 (Cortesia di Lombardi Ingegneria S.r.l.)

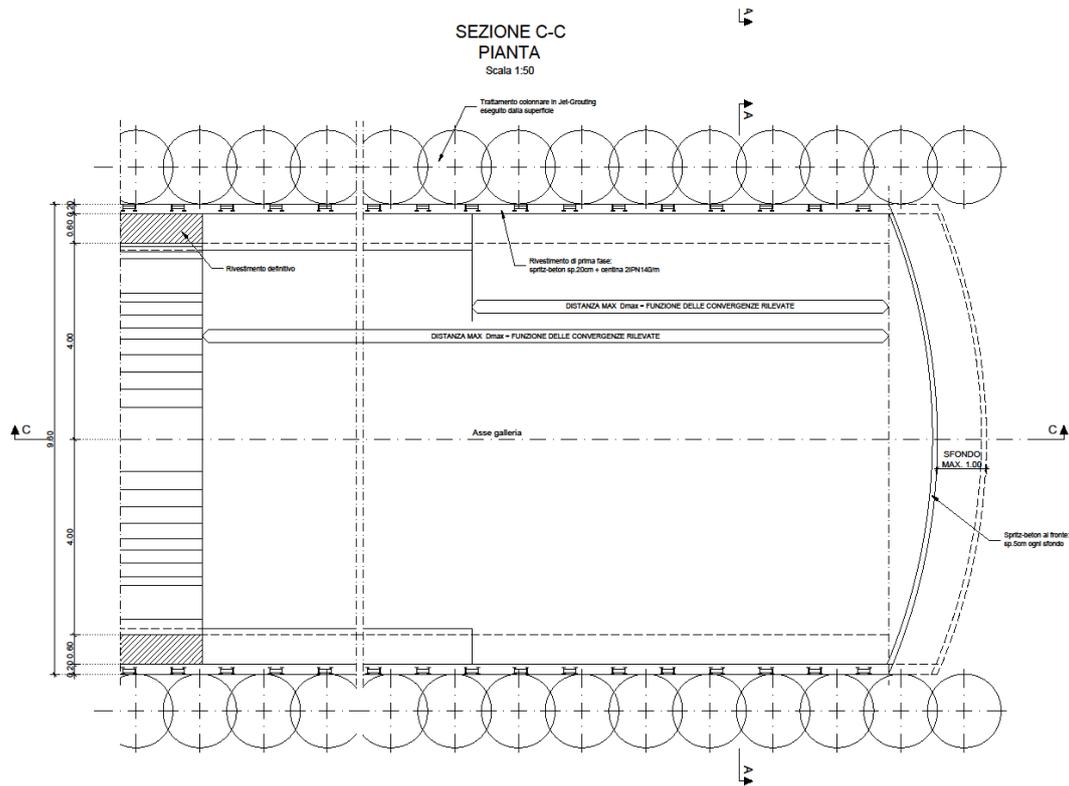


Figura 5.7 Pianta della sezione di avanzamento tipo 1 (Cortesia di Lombardi Ingegneria S.r.l.)

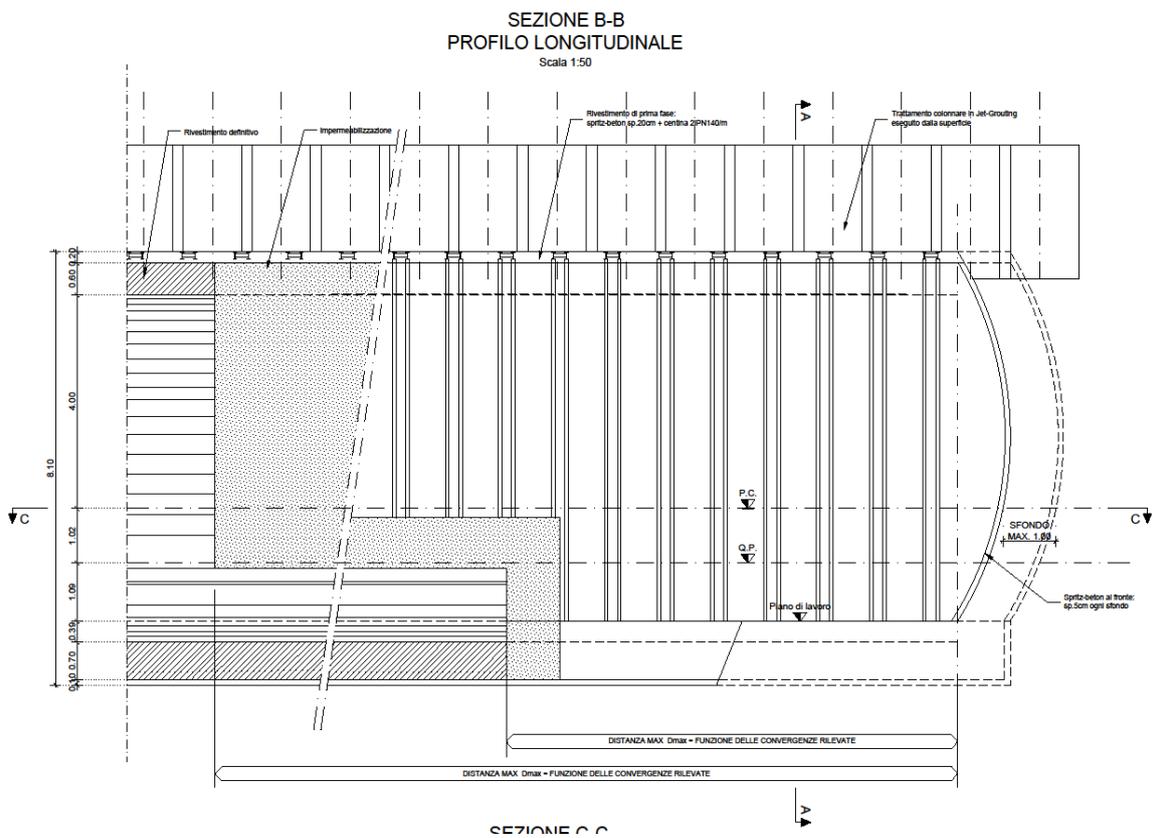


Figura 5.8 Sezione longitudinale della sezione di avanzamento tipo 1 (Cortesia di Lombardi Ingegneria S.r.l.)

5.4.1. Creazione e discretizzazione del modello numerico

Il primo passo, nella creazione di un modello numerico agli elementi finiti, consiste nel definire l'estensione del modello, che deve essere tale da garantire la non interferenza delle condizioni di vincolo imposte sui bordi. Dato che il problema in esame è rappresentato da una galleria superficiale, i bordi laterali del dominio rettangolare si sono estesi fino a una distanza pari a circa $10 D$ (D è il diametro equivalente della galleria), il bordo inferiore fino a una distanza pari a circa $5 D$, mentre, considerando il reale spessore della copertura, si è fatto coincidere il bordo superiore con il piano campagna. Le coordinate dei vertici del rettangolo ottenuto, di base 180 m ed altezza 110 m , sono illustrate nella *Figura 5.9*, con origine del sistema di riferimento posta sul bordo inferiore del modello, in corrispondenza dell'asse della galleria.

Una volta definita l'estensione del modello, si è proceduto con il rappresentare la sequenza stratigrafica dei terreni interessati dallo scavo della galleria. Dal profilo longitudinale della galleria (*Allegato I*), che riporta sia il profilo geotecnico del terreno che il tracciato con le varie progressive, si sono ricavati gli spessori degli strati di terreno presenti al di sopra della sezione in esame. Si sono così introdotti tali spessori nel modello. In particolare, si sono rappresentati i seguenti strati:

- strato di terreno di riporto, coincidente con l'unità geotecnica UG0 (*Tabella 4.2*), di spessore pari a $2,4 \text{ m}$ e che non interessa lo scavo della galleria;
- strato di terreno ghiaia e sabbie, coincidente con l'unità geotecnica UG1 (*Tabella 4.2*), di spessore pari a $57,6 \text{ m}$ che interessa l'intero scavo della galleria.

Lo spessore di terreno ghiaia e sabbie presente al di sopra della galleria è pari a $7,22 \text{ m}$ e dunque la copertura complessiva risulta pari a $9,62 \text{ m}$. Nella modellazione degli strati si sono assunte le ipotesi di strati rettilinei e paralleli e di estensione degli stessi fino ai bordi esterni del modello.

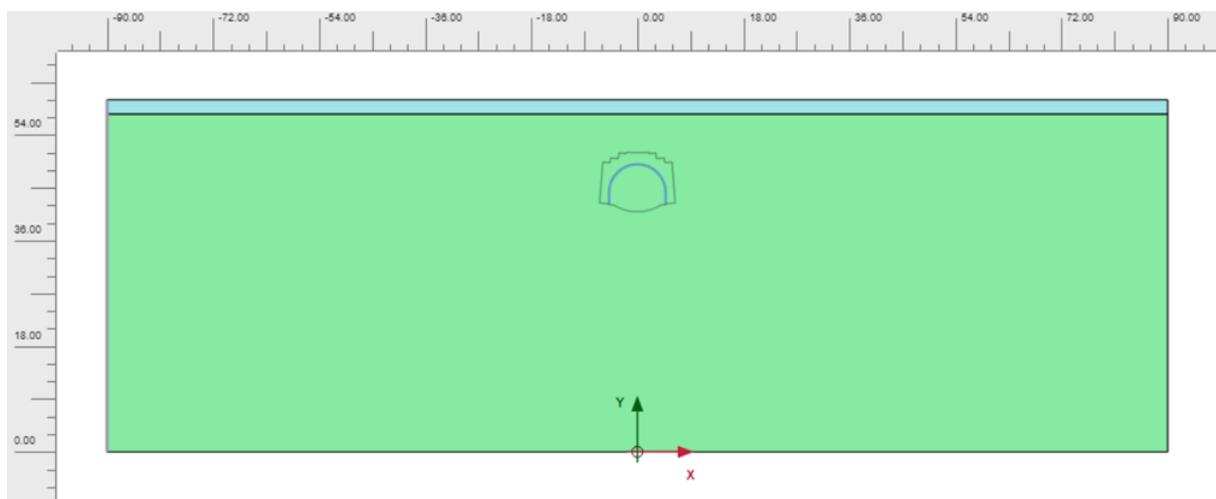


Figura 5.9 Dimensioni del modello e definizione stratigrafia

Il secondo passo fondamentale, nella creazione di un modello numerico, consiste nella discretizzazione del problema, ovvero nella definizione del reticolo di nodi ed elementi (mesh). Lo scopo è quello di ottenere un modello discreto caratterizzato da un numero finito di gradi di libertà (i nodi), in corrispondenza dei quali sono determinate le grandezze di interesse (spostamenti, tensioni, deformazioni); attraverso una legge di variazione spaziale tali grandezze sono determinate anche all'interno degli elementi, in modo da essere note in ogni punto del dominio. Per il problema in esame sono stati utilizzati elementi triangolari a 6 nodi che presentano un nodo in più, rispetto ai CST elementi, nel punto medio di ogni lato. È opportuno usare una maglia più fitta, aumentando la densità degli elementi, nelle aree dove si aspettano forti gradienti tensionali, quindi, in questo caso, in corrispondenza dello scavo della galleria e in superficie; è opportuno, inoltre, che i nodi vengano posizionati al contatto tra zone eterogenee. L'aumento di densità degli elementi è stato ottenuto incrementando la discretizzazione del contorno della galleria e del bordo superiore del modello (*Figura 5.10*). Si sottolinea che per poter ottenere un infittimento della zona nell'intorno dello scavo sul software PLAXIS 2D si è resa necessaria l'introduzione di due "soil rectangle".

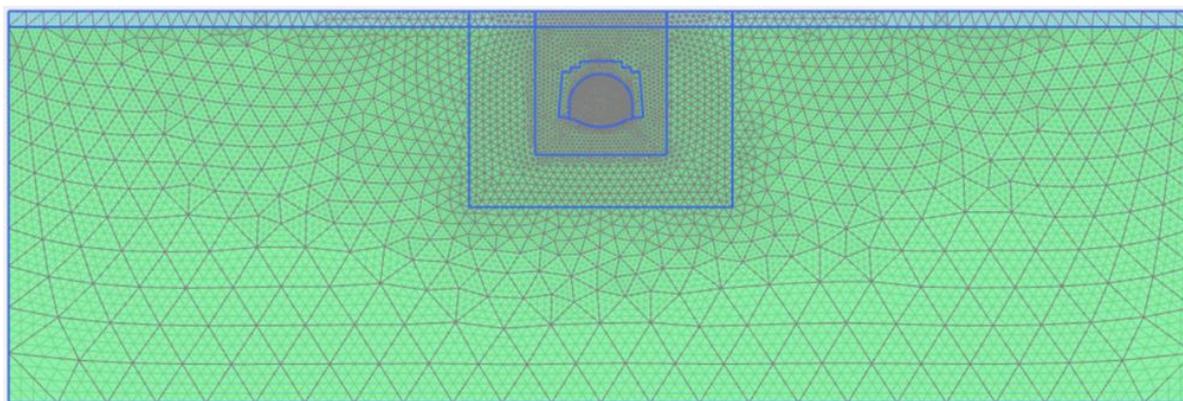


Figura 5.10 Mesh del modello

5.4.2. Definizione delle condizioni al contorno

La definizione delle condizioni al contorno avviene generalmente introducendo dei vincoli agli spostamenti sui contorni del modello, e quindi riducendo i gradi di libertà del sistema, o imponendo uno stato tensionale al contorno. Per le gallerie occorre innanzitutto valutare se si tratta di una galleria profonda o superficiale e in quest'ultimo caso è necessario tener conto della presenza di una superficie libera. Nel caso in esame è stata imposta la condizione di spostamento nullo lungo i bordi inferiore e laterale, introducendo rispettivamente dei vincoli (cerniere) alla traslazione orizzontale e verticale sul bordo inferiore e dei vincoli (carrelli) alla traslazione verticale sui bordi laterali. Sul bordo superiore, coincidente con il piano campagna, non viene posizionato alcun vincolo (*Figura 5.11*).

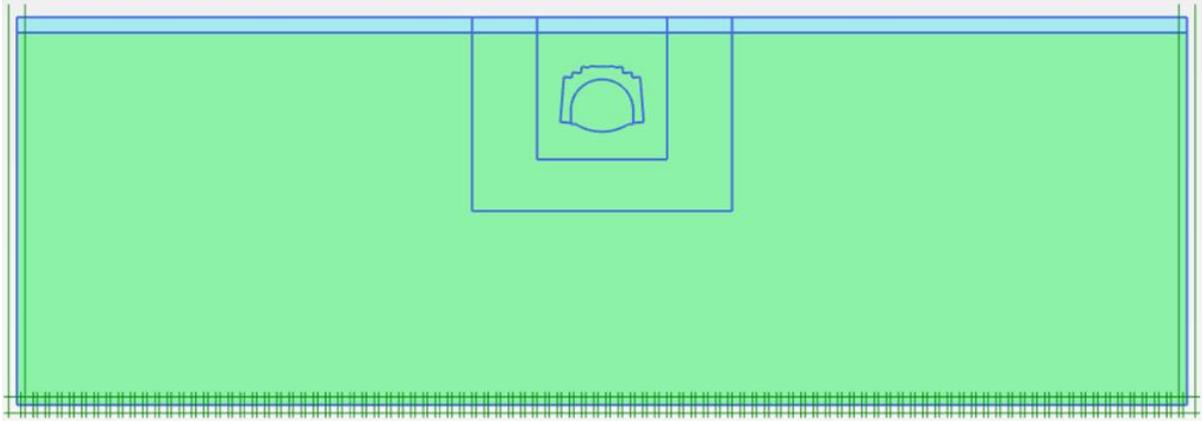


Figura 5.11 Condizioni al contorno del modello

5.4.3. Assegnazione delle proprietà dei materiali

Altro passo fondamentale, nella creazione di un modello numerico, consiste nell'assegnazione delle proprietà dei materiali, nella quale ad ogni elemento finito viene assegnata un'appropriata legge di comportamento. La definizione di un legame costitutivo interessa ogni materiale presente nel modello: per il caso in esame, i terreni (riporto e ghiaia e sabbie), il jet-grouting del consolidamento, e il materiale del rivestimento di prima fase della galleria, costituito da centine metalliche e calcestruzzo proiettato fibrorinforzato.

Per il terreno, sia per lo strato di riporto che per quello di ghiaie e sabbie, è stato utilizzato un modello costitutivo elastoplastico incrudente tipo “*Hardening Soil*”. Con tale modello, in cui l'incrudimento è legato sia alle deformazioni plastiche di distorsione che a quelle di volume, è possibile descrivere con maggiore dettaglio il comportamento del terreno lontano dalle condizioni di rottura attraverso l'impostazione di tre parametri:

- E_{50}^{ref} , modulo di deformabilità secante al 50% del carico di rottura;
- $E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$, modulo edometrico;
- $E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$, modulo di scarico e ricarico.

Oltre ai parametri sopraelencati, il criterio di resistenza è legato, analogamente a quello di Mohr Coulomb, a coesione c' e angolo di attrito φ' . L'angolo di dilatanza ψ è posto uguale 0° . Inoltre, per la definizione del coefficiente di spinta a riposo, si fa riferimento alla relazione di Jacky (1944) (valida per terreni normalconsolidati):

$$k_0 = 1 - \sin \varphi' \quad (5.1)$$

Infine, si sottolinea che il modulo di deformabilità del terreno è assunto costante al variare della profondità. Nella *Tabella 5.1* si riportano i parametri introdotti nel modello per la simulazione numerica dei terreni.

Tabella 5.1 Parametri per la simulazione numerica dei terreni

		Ghiaie e sabbie	Riporto
γ_{unsat}	[kN/m ³]	19,0	19,0
E_{50}^{ref}	[kN/m ²]	1,6E+05	1,5E+04
$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$	[kN/m ²]	1,6E+05	1,5E+04
$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$	[kN/m ²]	4,8E+05	4,5E+04
power (m)	[-]	0,5	0,5
c'	[kN/m ²]	10,0	0,0
φ'	[°]	36,0	29,0
ψ	[°]	0,0	0,0
ν	[-]	0,35	0,25
k_0	[-]	0,41	0,52

Per il jet-grouting di tipo bi-fluido, eseguito per la realizzazione del trattamento colonnare, si è utilizzato il modello costitutivo elastico perfettamente plastico di *Mohr Coulomb*, legato a coesione c' e angolo di attrito φ' . Nella *Tabella 5.2* si riportano le caratteristiche meccaniche e deformative introdotte nel modello per la simulazione in termini numerici del consolidamento in jet-grouting del terreno. Si sottolinea che, le caratteristiche adottate in questa fase di studio, sono le medesime assunte in fase di progetto della galleria.

Tabella 5.2 Parametri per la simulazione numerica del consolidamento

γ	c'	φ'	E	ν
[kN/m ³]	[kPa]	[°]	[MPa]	[-]
24,0	200,0	40,0	1000,0	0,2

Il rivestimento di prima fase della galleria è costituito da uno spessore di 20 cm di spritz-beton (calcestruzzo proiettato fibrorinforzato) e da centine metalliche 2IPN40 disposte a passo 1 m. Si tratta di un materiale composito (*Figura 5.12*), con matrice in calcestruzzo e con rinforzo costituito da centine, e dunque per la sua modellazione è necessario stabilire l'aliquota di sollecitazione agente sui due diversi materiali.

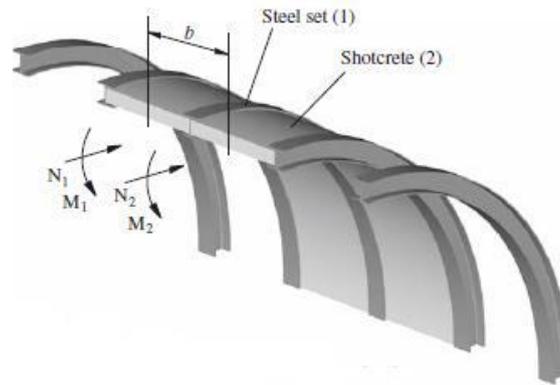


Figura 5.12 Ripartizione dei carichi sulle centine e sullo spritz beton (Carranza-Torres, 2004)

Per la determinazione delle caratteristiche meccaniche, si utilizza alla teoria di Carranza-Torres (2004). A partire da una sezione del rivestimento, costituito da due differenti unità (unità 1 è la centina, unità 2 è il calcestruzzo proiettato fibrinforzato), come schematizzato nella Figura 5.12, si è ricavata una sezione equivalente (Figura 5.13), con caratteristiche meccaniche e geometriche equivalenti al materiale composito e che di fatto modella il rivestimento come costituito da un unico materiale.

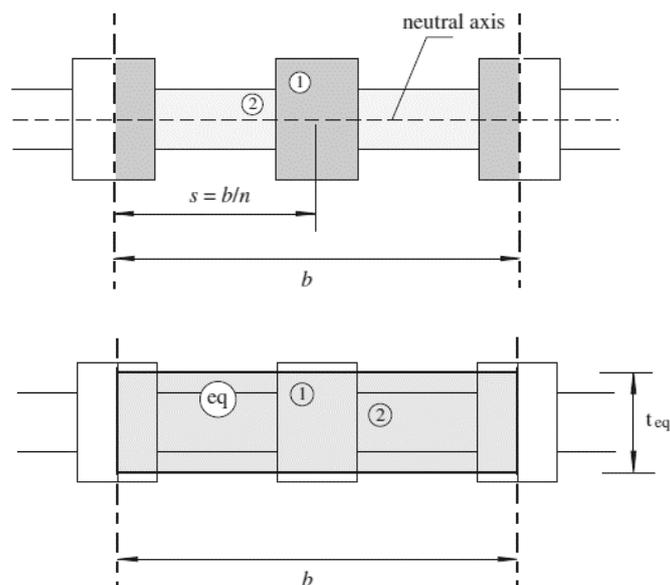


Figura 5.13 Sezione equivalente (Carranza-Torres, 2004)

Inoltre, per tenere in conto il fatto che il calcestruzzo raggiunge le sue massime caratteristiche meccaniche solo a termine delle fasi di presa ed indurimento, si sono definiti due diversi materiali: “shotcrete giovane” e “shotcrete maturo”. Nel primo caso si sono considerate una rigidità assiale e flessionale minori di quelle massime.

Nel software, il rivestimento è stato simulato tramite “*beam elements*”. Si tratta di speciali elementi (monodimensionali nel caso di una modellazione bidimensionale) usati per rappresentare un membro strutturale in cui la resistenza a flessione ricopre un ruolo importante. Nello specifico si sono utilizzati elementi “*plate*” con comportamento elastico lineare e caratteristiche derivanti dall’omogeneizzazione di centine e calcestruzzo proiettato, secondo la teoria di *Carranza-Torres, 2004*.

Infine, l’attrito tra struttura e terreno è stato simulato nel software mediante l’introduzione di una interfaccia ed è stato posto pari al 2/3 della resistenza al taglio del terreno.

Nella *Tabella 5.3* si riportano i parametri adottati per il rivestimento di prima fase.

Tabella 5.3 Parametri per la simulazione numerica del rivestimento di prima fase

	$E_{\text{shotcrete}}$	E_{acciaio}	EA	EI
	[GPa]	[GPa]	[kN]	[kN·m ²]
2IPN 140 + 20cm shotcrete (giovane)	15,0	200,0	3,7E+06	1,2E+04
2IPN 140 + 20cm shotcrete (maturo)	31,0	200,0	6,8E+06	2,3E+04

5.4.4. Assegnazione dello stato tensionale

Nel caso di galleria superficiale, in cui il valore dello spessore della copertura è di poco superiore al valore del diametro della galleria, la differenza tra le tensioni verticali agenti su due elementi di terreno, uno in calotta e l’altro in arco rovescio, non è trascurabile rispetto al valore medio della tensione verticale agente alla profondità della galleria. È dunque necessario tenere conto della gravità nel processo di analisi progettuale, considerando delle tensioni variabili con la profondità. Lo stato di sforzo iniziale deve coincidere con lo sforzo esistente in sito prima dell’inizio dello scavo delle gallerie e per l’impostazione delle condizioni iniziali si è fatto riferimento alla “*procedura-k₀*” implementata dal codice di calcolo PLAXIS 2D. Il carico applicato in direzione verticale corrisponde al carico geostatico alle varie quote del modello; il carico applicato in direzione orizzontale è determinato in funzione del carico verticale, attraverso il coefficiente di spinta a riposo (k_0).

5.4.5. Definizione delle fasi di calcolo

L'ultimo importante passo della modellazione numerica, che precede il calcolo e l'analisi dei risultati, consiste nella definizione delle fasi di calcolo, attraverso le quali si riproducono le fasi costruttive di interesse. Tale operazione deve essere eseguita con estrema cura ed attenzione, per poter riprodurre in modo appropriato le sollecitazioni agenti sui rivestimenti e gli spostamenti indotti dall'avanzamento dello scavo. Sul software occorre definire degli "stage", ciascuno dei quali avente almeno una caratteristica diversa dagli altri, come la presenza o l'assenza di materiale o di una pressione di contenimento all'interno del cavo, la variazione delle caratteristiche meccaniche delle strutture di rinforzo.

La simulazione del rilascio stato tensionale (stress reduction) in galleria, dovuto allo scavo, può essere facilmente riprodotta, nel software PLAXIS 2D, adottando una procedura "*staged construction*" con fattore di avanzamento di fase ridotto. Infatti, la tensione p che agisce inizialmente attorno al cavo è divisa in una parte $(1-\beta) \cdot p$, che è applicata alla galleria non supportata, ed una parte $\beta \cdot p$ che è applicata alla galleria supportata; quando si disattivano gli elementi di terreno interni alla galleria si produce una forza squilibrata dello stesso ordine di grandezza di p . Quindi all'inizio del calcolo, quando $\Sigma Mstage$ è zero, questa forza è totalmente applicata alla mesh attiva e verrà accuratamente diminuita sino a zero con il simultaneo incremento di $\Sigma Mstage$ sino all'unità. Considerando un valore di $\Sigma Mstage$ inferiore all'unità, è come se si stesse applicando allo scavo l'aliquota di carico $(1-\beta)$; al termine di questa fase il sistema è squilibrato ed è necessario che essa venga sempre seguita da un altro calcolo di tipo staged construction, con fattore $\Sigma Mstage$ pari all'unità e nel quale la costruzione della galleria venga completata attivando il rivestimento.

Dunque, in generale, il moltiplicatore totale associato al processo di costruzione per fasi ($\Sigma Mstage$) va da zero all'unità in ciascuna fase di calcolo, ma, in determinate situazioni può essere utile eseguire soltanto una parte di uno stadio di costruzione, specificando un livello ultimo di $\Sigma Mstage$ minore di 1. Ciò al fine di riprodurre le deformazioni che nascono nell'intervallo di tempo, tra cui il terreno viene scavato ed il rivestimento messo in opera diviene staticamente attivo. Nella *Tabella 5.4* si riporta schematicamente la procedura utilizzata per la definizione dei fattori $\Sigma Mstage$, a partire dai rilasci tensionali adottati nel modello. In particolare, trattandosi di una galleria superficiale caratterizzata da una bassa copertura e sulla base dei dati di monitoraggio analizzati nel *Paragrafo 4.7.2*, nel condurre l'analisi di progetto si è supposto ragionevole ipotizzare un rilascio tensionale allo scavo pari al 50% e un rilascio tensionale corrispondente all'installazione del rivestimento di prima fase pari all' 80%.

Tabella 5.4 Procedura utilizzata per la definizione dei fattori ΣM_{stage}

Analysis phase	Total relaxation from geostatic load	Remainig load	Load increment from previews stage	ΣM_{stage}
[-]	[%]	[%]	[%]	[-]
0	0	100	-	1,00
1	0	100	0	1,00
2	0	100	0	1,00
3	50	50	50	0,50
4	80	20	30	0,6
5	100	0	20	1

Inoltre, è necessario sottolineare che non sempre gli stage del modello coincidono con le fasi costruttive. Ciò avviene quando occorre simulare delle grandezze (spostamenti, deformazioni, stato tensionale, caratteristiche meccaniche) che variano nel tempo nell'ambito della stessa fase costruttiva. Dal momento che, per la galleria in esame, si è simulata la maturazione nel tempo dello spritz-beton del rivestimento di prima fase, il numero degli stage sarà pari a 5 e superiore a quello delle fasi costruttive, pari invece a 4.

Le fasi simulate nel modello di calcolo sono le seguenti:

- Prima fase: condizione geostatica. Per tale fase è stata adottata la procedura-k0, con lo scopo di creare le condizioni iniziali; non si tratta di una reale fase di calcolo ed infatti al termine di essa non viene generato alcun quadro deformativo (*Figura 5.14 a*).
- Seconda fase: consolidamento del terreno in accordo alla geometria reale delle colonne di jet-grouting (*Figura 5.14 b*).
- Terza fase: scavo della galleria con rilascio tensionale pari al 50% ($\Sigma M_{stage}=0,5$). Tale fase si conclude in un istante di tempo immediatamente precedente all'installazione del rivestimento di prima fase (*Figura 5.14 c*).
- Quarta fase: installazione del rivestimento di prima fase con caratteristiche corrispondenti a calcestruzzo giovane e rilascio tensionale pari all'80% ($\Sigma M_{stage}=0,6$) (*Figura 5.14 d*).
- Quinta fase; maturazione del rivestimento di prima fase e completo rilascio tensionale ($\Sigma M_{stage}=1$). Questa condizione permane fino alla realizzazione del rivestimento definitivo in calcestruzzo (*Figura 5.14 e*).

Si ribadisce che nella modellazione numerica si è simulata l'installazione del rivestimento di prima fase e non quella del rivestimento definitivo.

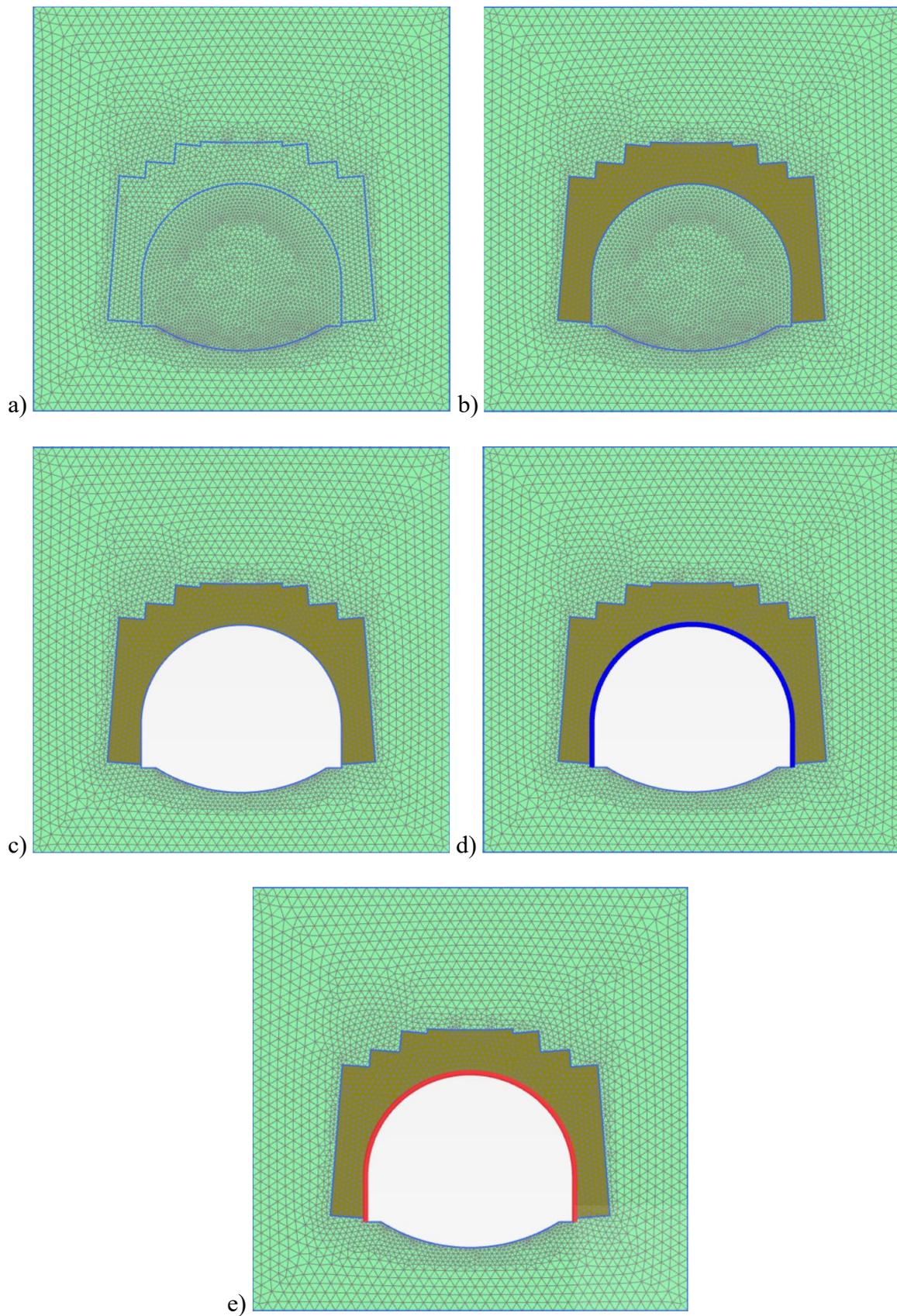


Figura 5.14 Fasi del modello di calcolo

5.4.6. Calcolo e analisi dei risultati

Una volta definito il modello, le fasi di calcolo e impostati i parametri necessari, si analizzano i risultati di interesse, ottenuti attraverso il calcolo. Guardando allo stato tensionale (σ_1 e σ_3) e allo stato di plasticizzazione dello stage di partenza (*Allegato 2*), si è verificata il corretto funzionamento del modello numerico, che restituisce delle tensioni compatibili con le condizioni geostatiche del sito in esame e uno stato di plasticizzazione nullo. In *Allegato 2* si riporta anche lo stato tensionale relativo alle altre fasi simulate. Sono riportati di seguito i risultati più significativi.

- L'entità e la localizzazione dello stato di plasticizzazione per le fasi di scavo (Stage 3), di installazione del rivestimento di prima fase (Stage 4) e di maturazione di quest'ultimo (Stage 5) (*Figura 5.15 – 5.17*);

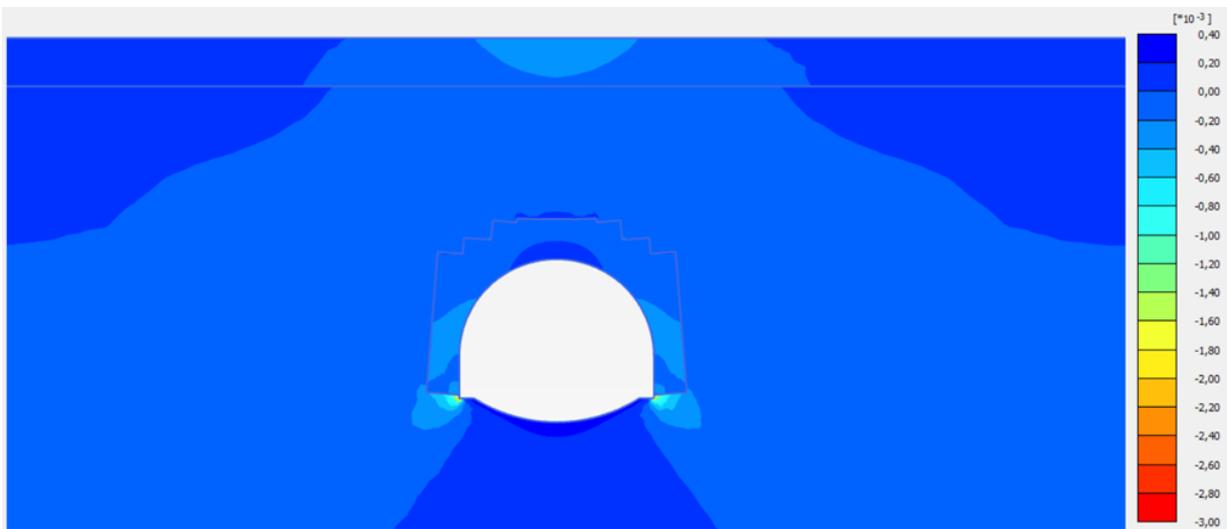


Figura 5.15 Entità e localizzazione dello stato di plasticizzazione – Stage 3

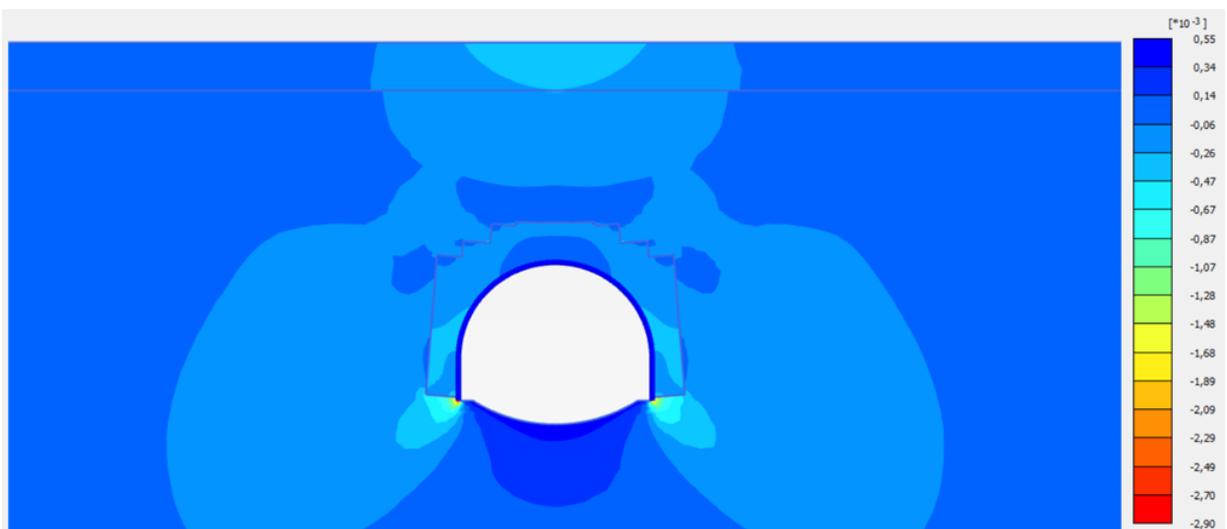


Figura 5.16 Entità e localizzazione dello stato di plasticizzazione – Stage 4

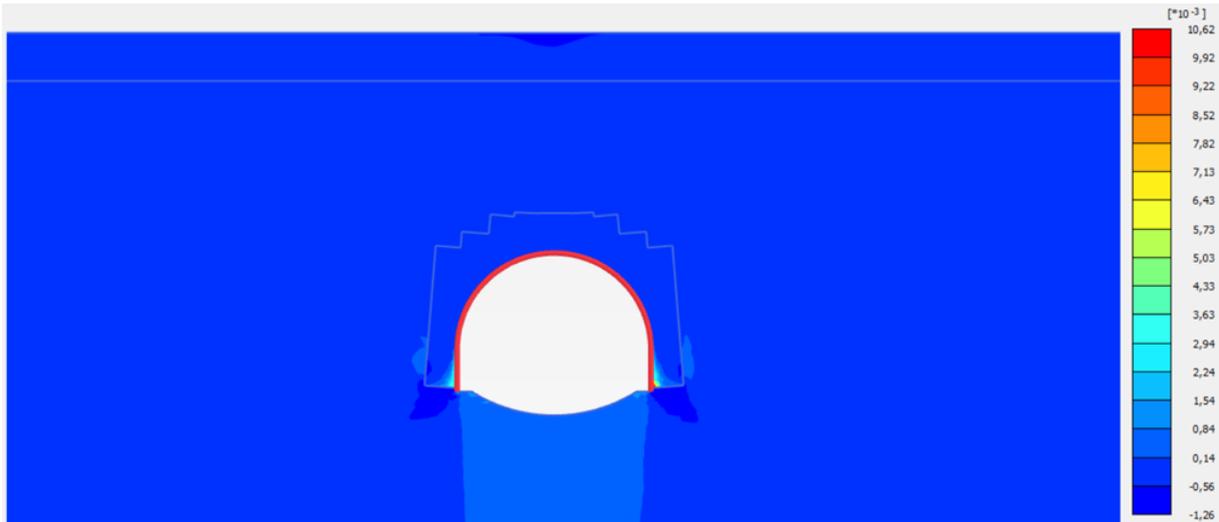


Figura 5.17 Entità e localizzazione dello stato di plasticizzazione – Stage 5

Si nota come la zona maggiormente interessata dalla plasticizzazione sia quella in corrispondenza dei piedritti della galleria. Nell'*Allegato 2* si riporta l'entità e localizzazione dello stato di plasticizzazione anche per i primi due stage.

- L'entità e la localizzazione degli spostamenti totali per le fasi di scavo (Stage 3), di installazione del rivestimento di prima fase (Stage 4) e di maturazione di quest'ultimo (Stage 5) (*Figura 5.18 – 5.20*);

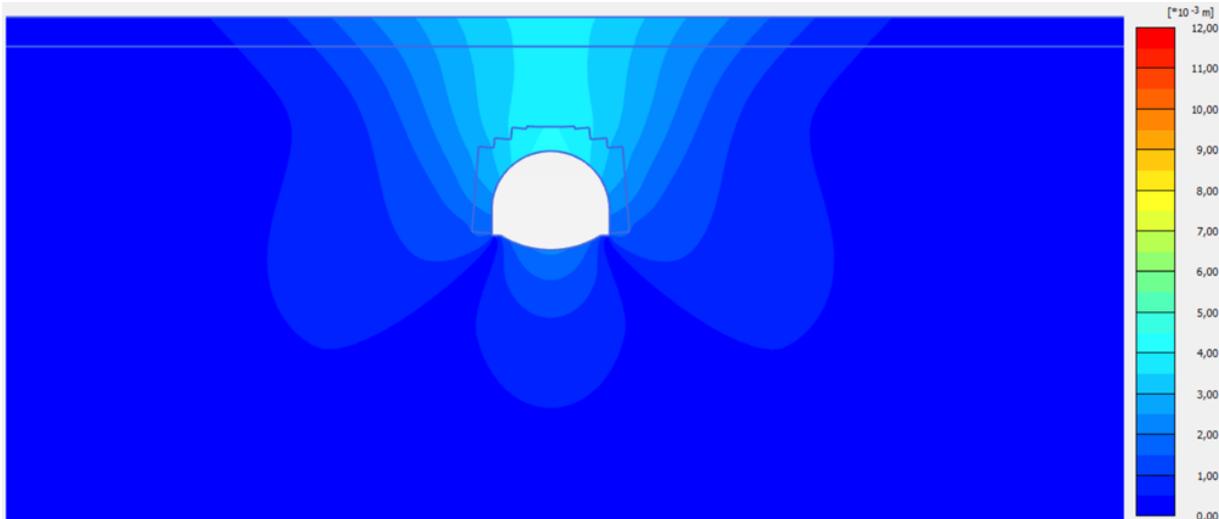


Figura 5.18 Entità e localizzazione degli spostamenti totali – Stage 3

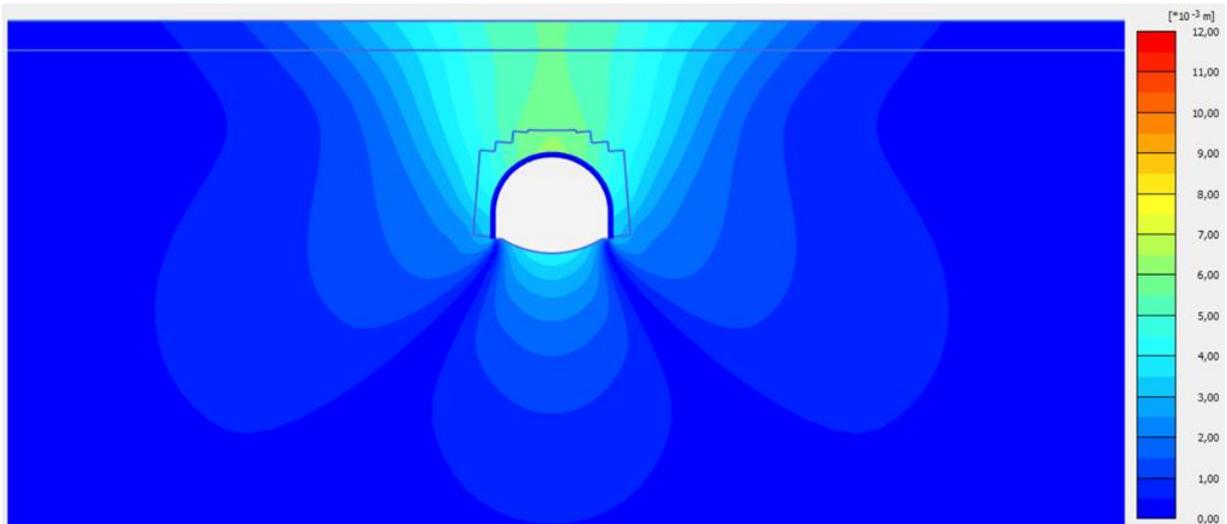


Figura 5.19 Entità e localizzazione degli spostamenti totali – Stage 4

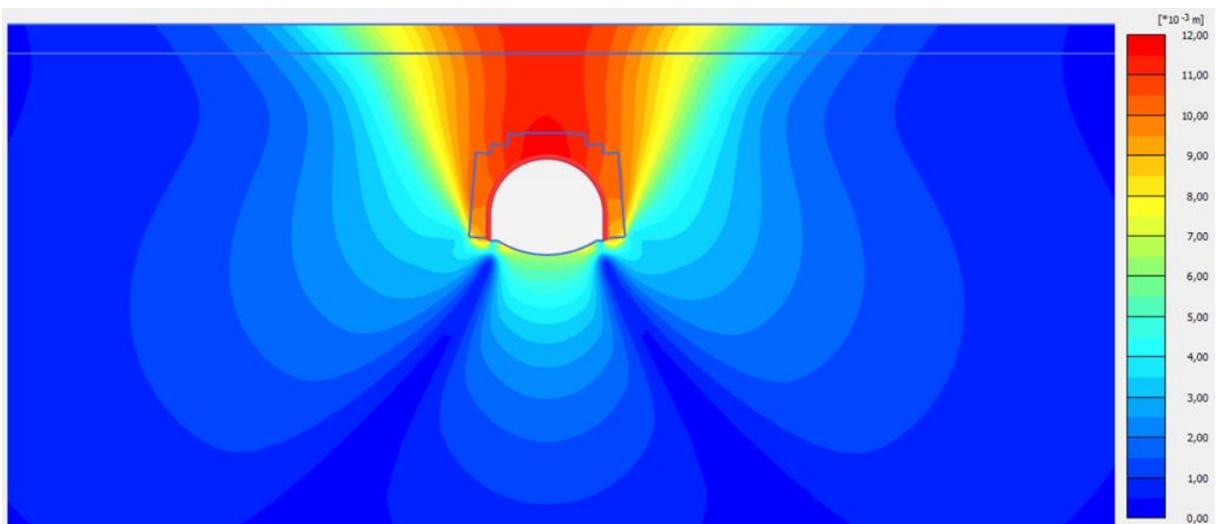


Figura 5.20 Entità e localizzazione degli spostamenti totali – Stage 5

Si nota che gli spostamenti totali più elevati interessano l'area compresa tra il piano campagna e la calotta della galleria. Nell'*Allegato 2* si riporta l'entità e localizzazione degli spostamenti totali anche per i primi due stage.

- Un confronto tra le sollecitazioni di sforzo normale, taglio e momento flettente agenti sul rivestimento di prima fase prima (Stage 4) e dopo (Stage 5) la maturazione del calcestruzzo (Figura 5.21 – 5.23);

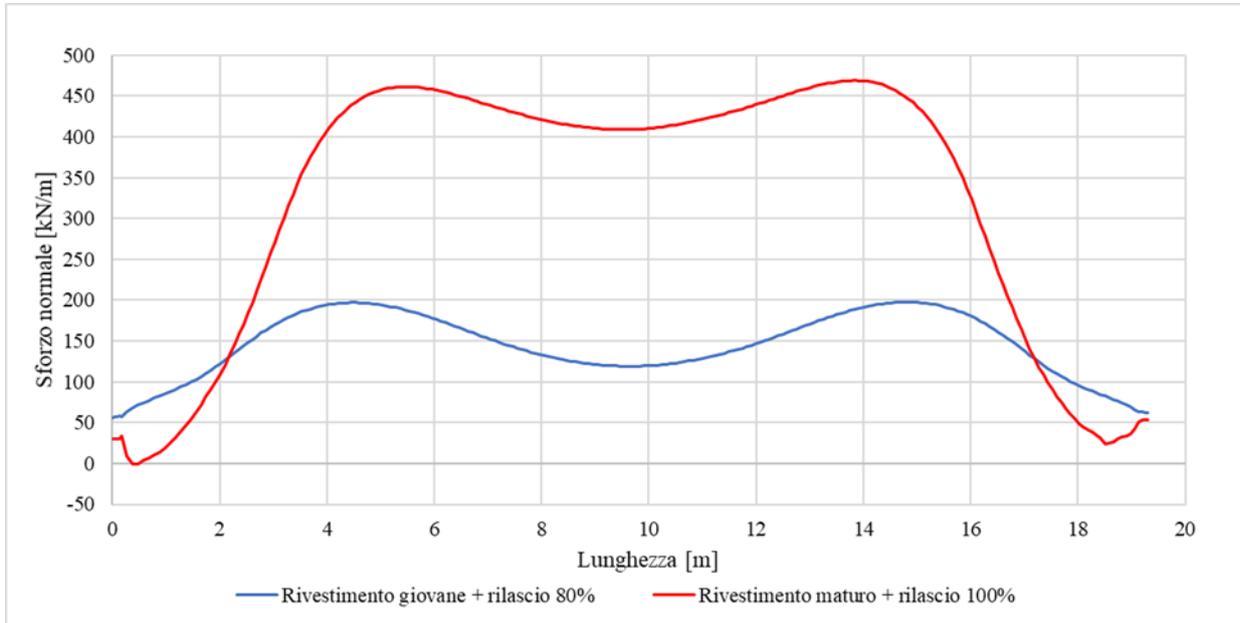


Figura 5.21 Confronto sforzo normale sul rivestimento di prima fase – Stage 4-5

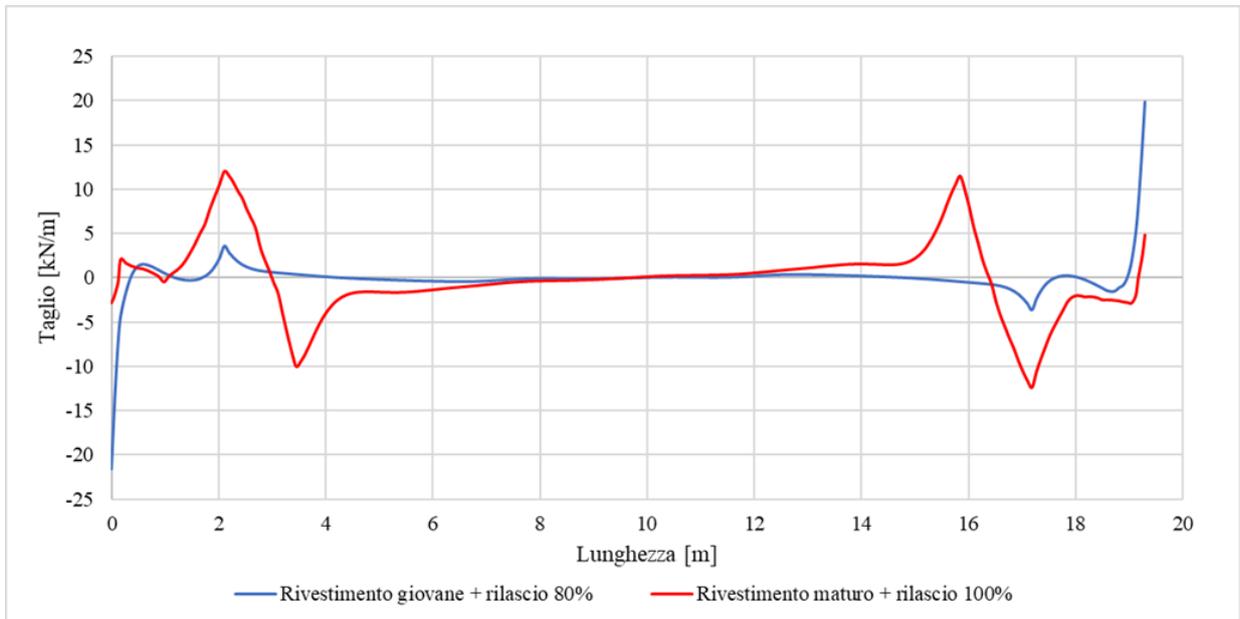


Figura 5.22 Confronto taglio sul rivestimento di prima fase – Stage 4-5

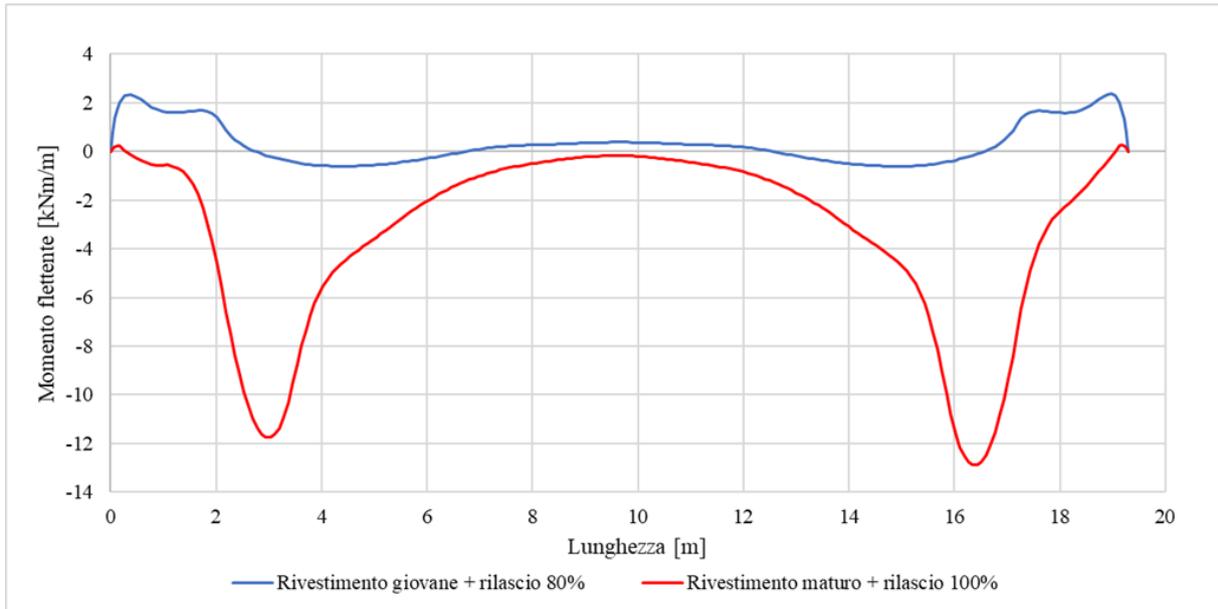


Figura 5.23 Confronto momento flettente sul rivestimento di prima fase – Stage 4-5

Si nota come a completo rilascio tensionale (Stage 5) le caratteristiche della sollecitazione agenti nel rivestimento di prima fase siano superiori rispetto a quelle agenti nello Stage 4. In particolare, un aumento significativo si riscontra nello sforzo normale.

- Il profilo trasversale di subsidenza, ovvero l'andamento dei cedimenti verticali del piano campagna, nonché la loro variazione in tutte le fasi del modello (Figura 5.24).

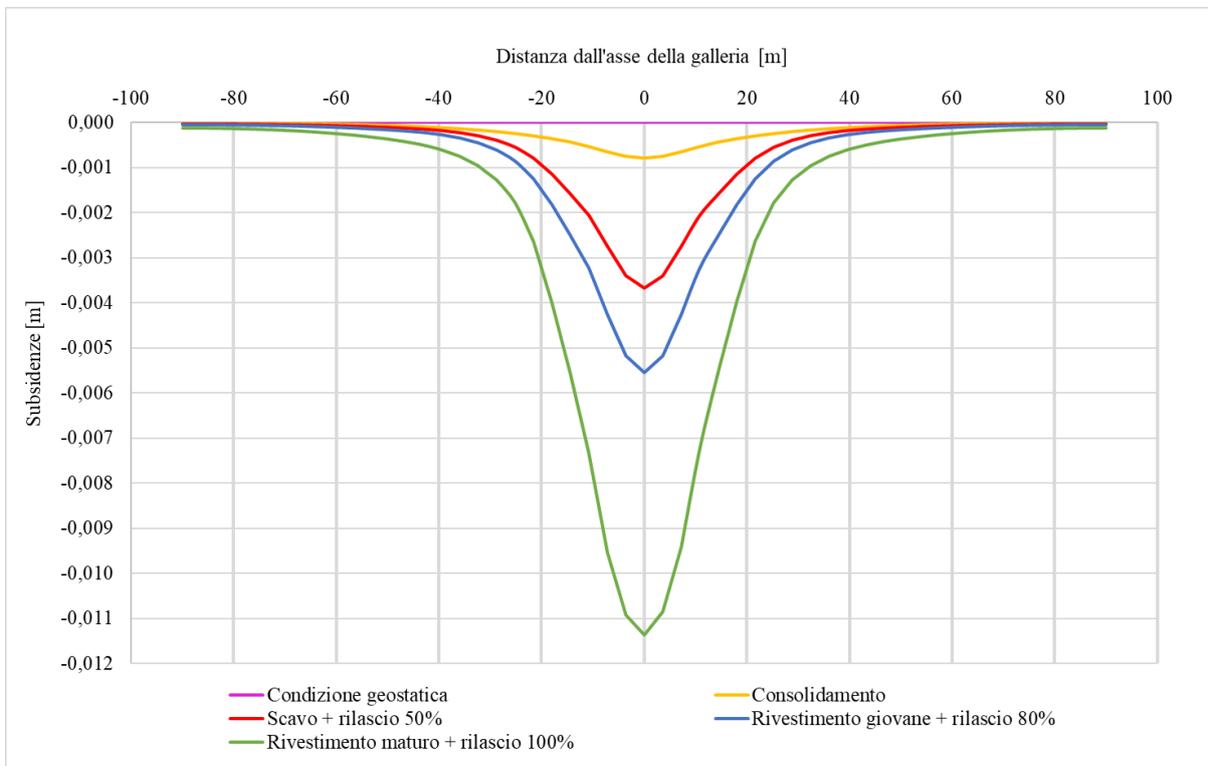


Figura 5.24 Profilo trasversale di subsidenza in tutte le fasi del modello

Si nota che le variazioni maggiori di cedimenti avvengono tra la fase di consolidamento e quella di scavo e tra la fase di installazione del rivestimento di prima fase e quella della sua maturazione e completo rilascio tensionale.

5.5. Analisi a ritroso

L'analisi a ritroso, usata in combinazione con un modello numerico, è un processo attraverso il quale si simula un fenomeno reale cercando di riprodurre ciò che è stato osservato durante la sua occorrenza, in termini per esempio di spostamenti o sforzi. Essa permette dunque di ottenere dei riscontri e di migliorare l'affidabilità sull'insieme dei parametri che sono stati ipotizzati, o, in specifiche situazioni, di determinare direttamente i parametri geotecnici. A tal fine è necessario possedere una chiara descrizione del fenomeno che si intende simulare, per la quale è richiesta la disponibilità e l'analisi di dati di monitoraggio.

L'analisi a ritroso, condotta con riferimento alle subsidenze rilevate in sede di monitoraggio, è stata effettuata con il perseguimento di due obiettivi:

1. identificazione dei moduli di deformabilità che consentono di tarare il modello numerico;
2. valutazione dei rilasci tensionali osservati, correlati ad ogni fase costruttiva, al fine di giudicare il set di tassi di confinamento assunti in fase di progetto.

Tale analisi consente in ultima istanza la verifica degli stati di sollecitazione agenti all'interno dei rivestimenti di prima fase della galleria.

5.4.1. Messa a punto del consolidamento in virtù delle evidenze di campo

In un primo momento, fissando come target il valore massimo di cedimento rilevato in sede di monitoraggio per la sezione in esame, si ricerca il modulo di deformabilità del consolidamento che consenta di tarare il modello numerico, ovvero di rappresentare la situazione reale.

Si parte da un valore del modulo elastico $E_{\text{consolidamento}}$, scelto pari a quello assunto nell'analisi numerica precedente, e se ne varia il valore, aumentandolo e diminuendolo, con un passo di 500 MPa in modo da trovare il valore che consenta di rappresentare la massima subsidenza rilevata e che contemporaneamente coincida con un valore reale, plausibile per il consolidamento in esame. Nella *Tabella 5.5* si riportano i valori delle subsidenze in asse della galleria, ottenute tramite il calcolo numerico, e il corrispondente valore di modulo di deformabilità attribuito al materiale jet-grouting nel modello.

Tabella 5.5 Subsidenze in asse della galleria in funzione di $E_{\text{consolidamento}}$

$E_{\text{consolidamento}}$ [MPa]	Subsidenza in asse galleria [m]
500	-1,27E-02
1000	-1,14E-02
1500	-1,07E-02
2000	-1,04E-02
2500	-1,01E-02
3000	-9,96E-03
3500	-9,89E-03
4000	-9,79E-03

Come si può osservare in *Tabella 5.5*, a partire dal valore di 1500 MPa, la variazione a passo costante del modulo non dà più adito ad una variazione significativa delle subsidenze in asse; si rende dunque necessaria la variazione di un altro parametro al fine di poter ottenere la subsidenza massima monitorata, che è pari a 7,70 mm.

Si modifica il modulo E_{50}^{ref} (modulo di deformabilità secante al 50% del carico di rottura) del terreno ghiaia e sabbie, in cui è scavata la galleria, rispetto al valore assunto nella prima analisi numerica (analisi di progetto). In particolare se ne aumenta il valore con un passo di 40 kN/m² contestualmente si varia anche il modulo di deformabilità del consolidamento (*Tabella 5.6*).

Tabella 5.6 Subsidenze in asse della galleria in funzione di $E_{\text{consolidamento}}$ e E_{50}^{ref}

$E_{\text{consolidamento}}$ [MPa]	Subsidenza in asse galleria [m]			
	E_{50}^{ref} [kN/m ²]			
	160	200	240	280
500	-1,23E-02	-1,04E-02	-9,11E-03	-8,18E-03
1000	-1,14E-02	-9,28E-03	-8,13E-03	-7,20E-03
2000	-1,00E-02	-8,26E-03	-7,15E-03	-6,33E-03
3000	-9,67E-03	-7,98E-03	-6,82E-03	-5,99E-03

Come si può osservare nella *Tabella 5.6*, più di una combinazione dei parametri in gioco fornisce un valore di subsidenza prossimo a quello monitorato ma, considerando ragionevole un valore di E_{50}^{ref} pari a 240 kN/m² e un valore di $E_{\text{consolidamento}}$ compreso tra 1000 MPa e 2000 MPa, si individuano in tale range di valori quelli adatti a tarare il modello. Sulla base del valore medio del modulo di deformabilità ottenuto dalle prove di laboratorio svolte su campioni prelevati dalle colonne in jet-grouting (*Tabella 4.17*), si è scelto un valore di $E_{\text{consolidamento}}$ pari a 1300 MPa.

Si sottolinea che la scelta di un modulo di deformabilità del terreno costante con la profondità è in contrasto con l'andamento reale dei moduli di deformabilità che, specie nel caso di problemi di gallerie superficiali, è lecito supporli crescenti in modulo con la profondità.

Tuttavia, si è attuata consapevolmente tale semplificazione visto che l'intento è stato quello di riuscire a cogliere la massima subsidenza misurata in sito, evitando così di condurre un'analisi a ritroso con variazione di diversi parametri che avrebbe comportato la perdita di informazione circa l'influenza del modulo del consolidamento sulle subsidenze avvenute. È comunque noto che l'adozione di un modulo di deformabilità del terreno in superficie pari a 240 kN/m^2 risulta poco realistica.

5.4.2. Messa a punto dei rilasci tensionali in virtù delle evidenze di campo

In un secondo momento, fissando i parametri del terreno e del consolidamento precedentemente dedotti, si varia la percentuale dei rilasci tensionali in modo da poter pervenire ad un giudizio critico del percorso di scarico assunto nella prima analisi numerica (analisi di progetto).

Occorre valutare se sussiste una differenza tra i rilasci tensionali che si sono ipotizzati nella prima analisi numerica (analisi di progetto) e quelli che si sono effettivamente verificati durante lo scavo; infatti, assodato che con il completo rilascio tensionale si riesce a simulare il cedimento reale, non è detto che il cedimento durante il suo sviluppo sia stato coerente con i rilasci tensionali simulati. Sul modello numerico sono quindi stati modificati i tassi di confinamento precedentemente ipotizzati in modo da riuscire a simulare per le varie fasi i valori di cedimento presenti in *Tabella 4.19* e dunque affinare il percorso di scarico della galleria (*Tabella 5.7*). In particolare, si associa alla data del 27/04/2021 un rilascio tensionale del 50%, alla data del 06/05/2021 un rilascio tensionale dell'80% e l'installazione del rivestimento di prima fase con calcestruzzo giovane, e alla data del 27/06/2021 un rilascio tensionale del 100% e la maturazione del calcestruzzo del rivestimento di prima fase.

Tabella 5.7 Subsidenze in asse della galleria in funzione del rilascio tensionale

Cedimenti [m]		
Rilascio tensionale [%]		
50	80	100
-2,42E-03	-3,49E-03	-7,80E-03
40	80	100
-2,02E-03	-3,48E-03	-7,69E-03
60	80	100
-3,00E-03	-3,73E-03	-7,64E-03

Guardando ai valori della *Tabella 5.7*, si effettuano le seguenti considerazioni:

- con un rilascio tensionale allo scavo del 50%, pari a quello assunto nella prima analisi numerica (analisi di progetto), si ottiene un valore di cedimento intermedio tra i due valori, 2 mm e 3,2 mm, che testimoniano il passaggio del fronte nella sezione, dato il salto tra due misure consecutive;
- con un rilascio tensionale allo scavo del 40%, si ottiene il valore di cedimento rilevato in data del 23/04/2021, pari a 2 mm;
- con un rilascio tensionale allo scavo del 60%, si ottiene il valore di cedimento rilevato in data del 27/04/2021, pari a 3,2 mm;
- con un rilascio tensionale dell'80%, corrispondente all'installazione del rivestimento definitivo e pari a quello assunto nella prima analisi numerica (analisi di progetto), si ottiene un valore di cedimento prossimo a quello rilevato in data 06/05/2021.

Pertanto è plausibile l'ipotesi di aver utilizzato un tale rilascio tensionale ma, volendo affinare la percentuale di rilascio che si ha allo scavo, è possibile affermare che questa ricade in un range compreso tra 40% e 60%. Volendo essere ancor più precisi, dal momento che, sulla base delle schede di avanzamento del fronte, il passaggio del fronte nella sezione di interesse è avvenuto in data 26/04/2021, si assume che il cedimento avvenuto in data 27/04/2021 sia rappresentativo di quello che si ha allo scavo.

Sulla base delle considerazioni fatte, l'ultimo set di rilasci tensionali riportati nella *Tabella 5.7* è quello che simula meglio la situazione reale; si esegue dunque un confronto tra i bacini di subsidenza ottenuti attraverso l'analisi delle subsidenze monitorate (curve continue) e quelli ricavati numericamente attraverso l'analisi a ritroso (curve tratteggiate) (*Figura 5.25*).

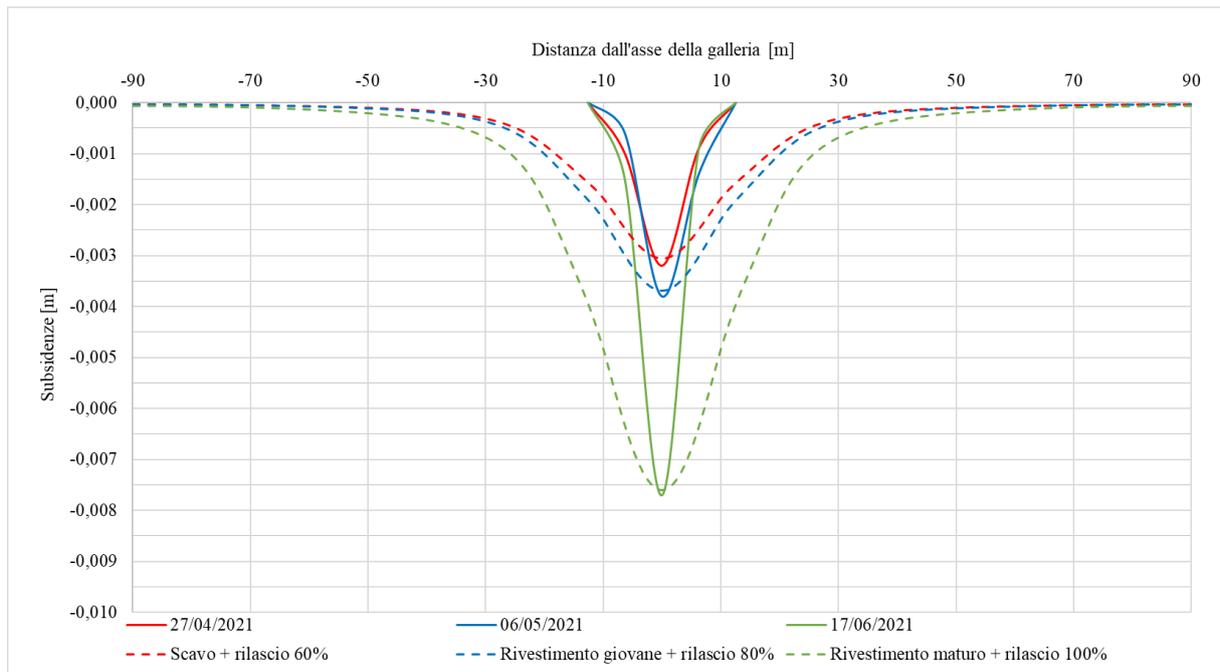


Figura 5.25 Confronto tra bacini di subsidenza ricavati a partire dai dati monitorati e quelli ottenuti numericamente con l'analisi a ritroso

Dal confronto dei bacini di subsidenza è evidente che quelli ottenuti dall'analisi a ritroso risultano più estesi rispetto a quelli ricavati attraverso l'analisi delle subsidenze monitorate e che vi è corrispondenza tra le subsidenze massime, ovvero quelle in asse alla galleria.

Circa la differenza rilevante tra i bacini di subsidenza mostrati nella Figura 5.25 si osserva quanto segue: l'obiettivo principale dell'analisi a ritroso è stato quello di riuscire simulare il valore massimo di subsidenza rilevato in sito, ovvero quella in asse alla galleria, e non il volume del bacino di subsidenza che si genera in seguito alla realizzazione della galleria. Non si è agito quindi su tutta la curva di subsidenza perché l'interesse non era quello di simularla perfettamente, affinando l'analisi a ritroso e determinando contestualmente il modello costitutivo più adatto per il problema esaminato. D'altro canto è vero che, per il perseguimento dell'obiettivo principale dell'analisi a ritroso, si è assunto un valore elevato del modulo di deformabilità del terreno in superficie e che si è utilizzato un determinato modello costitutivo (Hardening Soil), di tipo elastoplastico incrudente, che probabilmente, alla luce dei risultati ottenuti dal calcolo numerico, non è il più appropriato per la tipologia di terreno presente. Sussiste dunque una differenza, ma questa è giustificabile nella misura in cui, per l'analisi condotta, si è voluto puntare l'attenzione più ai valori massimi di subsidenza che non al profilo trasversale del bacino di subsidenza.

Infine, si è eseguito un confronto tra gli stati di sollecitazione agenti all'interno del rivestimento di prima fase della galleria (Figure 5.26 – 5.28), riferiti al set di rilasci tensionali assunto nella prima analisi numerica (analisi di progetto) e quelli riferiti al set di rilasci tensionali che simula maggiormente i cedimenti avvenuti (analisi a ritroso) (Figure 5.21 – 5.23).

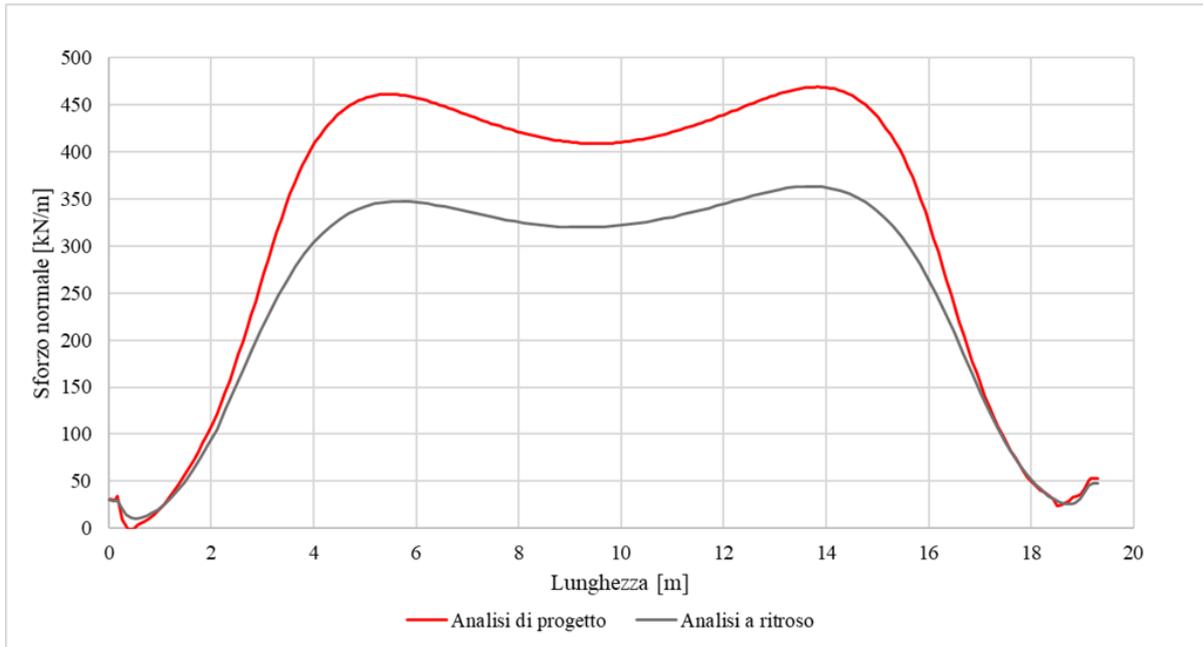


Figura 5.26 Confronto tra sforzo normale ottenuto con set di rilasci tensionali assunto nell'analisi di progetto e quello ottenuto con set di rilasci tensionali ricavati con l'analisi a ritroso

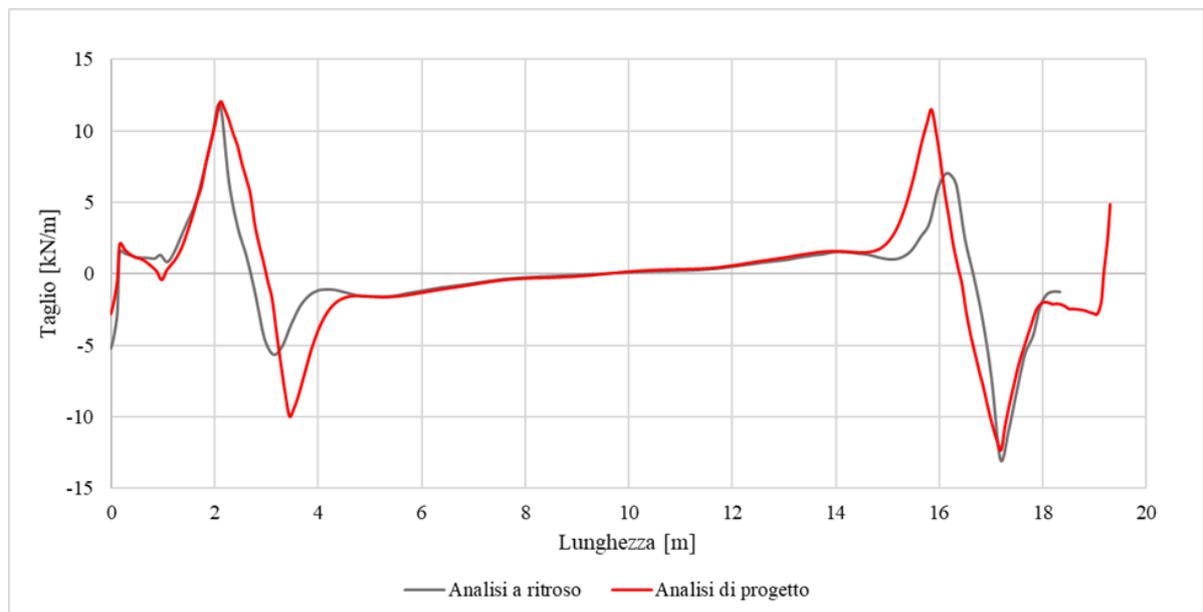


Figura 5.27 Confronto tra taglio ottenuto con set di rilasci tensionali assunto nell'analisi di progetto e quello ottenuto con set di rilasci tensionali ricavati con l'analisi a ritroso

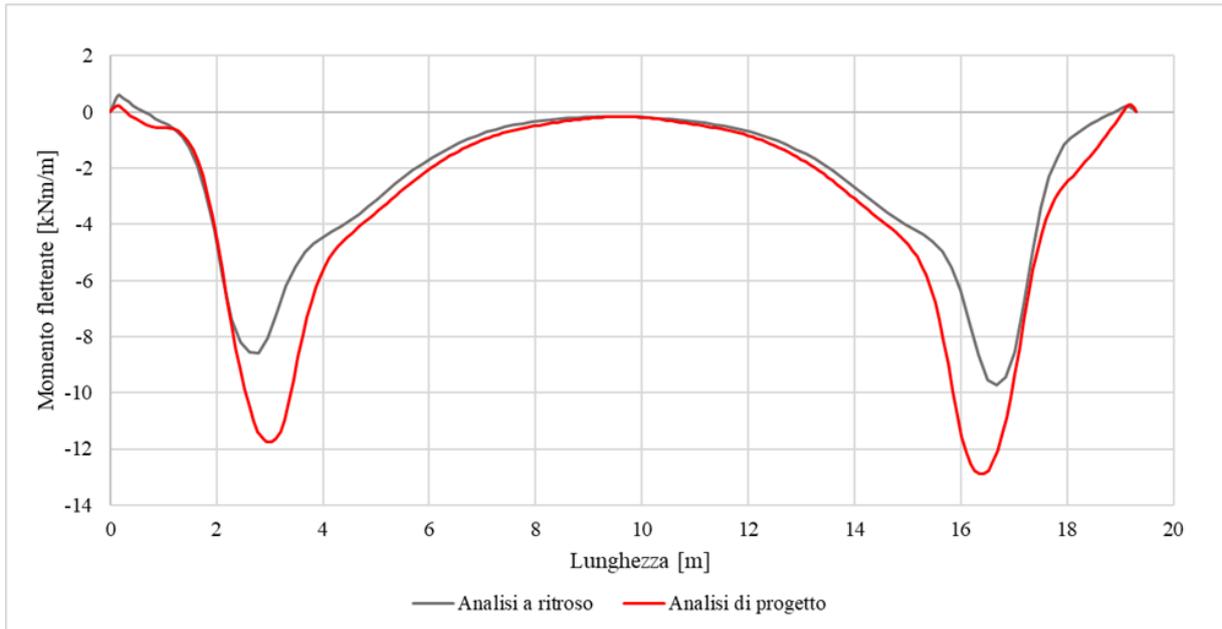


Figura 5.28 Confronto tra momento flettente ottenuto con set di rilasci tensionali assunto nell'analisi di progetto e quello ottenuto con set di rilasci tensionali ricavati con l'analisi a ritroso

Dal confronto si nota come le sollecitazioni ricavate attraverso l'analisi a ritroso siano superiori a quelle ottenute nella prima analisi numerica (analisi di progetto). Guardando all'entità dei valori, la differenza più significativa si riscontra nello sforzo normale, che risulta anche quello di entità maggiore, piuttosto che nel taglio e nel momento flettente. Volendo esprimere un giudizio complessivo, è possibile affermare che lo stato di sollecitazione agente all'interno del rivestimento di prima fase della galleria è minore rispetto a quella ricavato nella prima analisi numerica (analisi di progetto).

Capitolo 6

Conclusioni

Il presente lavoro si è posto l'obiettivo di approfondire ed analizzare alcuni aspetti tecnici che caratterizzano il progetto e la costruzione di gallerie superficiali in ambito urbano al fine di verificare, con riferimento al caso del prolungamento in direzione ovest della Linea 1 della Metropolitana Automatica di Torino, l'efficacia delle ipotesi progettuali e delle soluzioni geotecniche adottate, alla luce delle evidenze di monitoraggio. In particolare, l'argomento preso in esame è stato il consolidamento impiegato a protezione preventiva dello scavo della galleria naturale a foro cieco prevista con metodo di scavo tradizionale.

Le indagini geotecniche sul terreno non trattato, eseguite nell'ambito del campo prove approntato per la verifica della buona riuscita del trattamento colonnare per gettiniezione bifluido, hanno consentito di indagare e definire le proprietà geotecniche (composizione granulometrica, permeabilità, deformabilità, resistenza a taglio) dei terreni, dalle quali dipende in misura decisiva la riuscita dell'intervento di consolidamento e a cui sono strettamente correlate le caratteristiche geometriche (diametri) e meccaniche (deformabilità e resistenza) degli elementi consolidati. Le successive indagini geotecniche, eseguite sul terreno trattato, hanno fornito esiti positivi sull'efficacia del trattamento colonnare, confermando il raggiungimento degli obiettivi che questo si prefigge. Inoltre l'esecuzione del trattamento con i parametri propri della "bassa energia" appare, alla luce dei risultati delle indagini, preferibile per l'utilizzo estensivo lungo la galleria naturale. Sulla base degli esiti del campo prove, il trattamento di consolidamento è costituito da colonne jet-grouting, eseguite dalla superficie, di diametro pari a 1500 mm, secondo una maglia a file parallele, con interasse longitudinale di 1,3 m e trasversale variabile, e per una lunghezza tale da garantire almeno 2 m di spessore di trattamento in calotta.

La fase di impostazione dell'analisi a ritroso ha previsto un'analisi dei dati di monitoraggio di superficie e del cavo della galleria disponibili, permettendo di:

- escludere le convergenze dall'analisi, dal momento che sono risultate dell'ordine di pochi millimetri (inferiori a 2 mm), e di effettuare quindi l'analisi a ritroso con riferimento alle sole subsidenze;

- ricostruire il profilo longitudinale dei cedimenti in asse della galleria in funzione della distanza dal fronte di scavo e di associare le subsidenze osservate alla posizione assunta dal fronte ad una specifica data, individuando dunque anche la finestra temporale in cui ricade il passaggio del fronte nella sezione in esame (*Tabella 4.19*) (*Figura 4.48*).

L'analisi a ritroso è stata eseguita tramite la realizzazione di modelli numerici in cui dapprima, con riferimento al valore di cedimento massimo misurato in sito, si è variato il modulo di deformabilità del consolidamento, e successivamente, con riferimento ai valori di cedimento allo scavo misurati in sito, si sono variate le percentuali di rilascio tensionale rispetto a quelle assunte nella prima analisi numerica (analisi di progetto) effettuata. È stato possibile trarre le seguenti conclusioni:

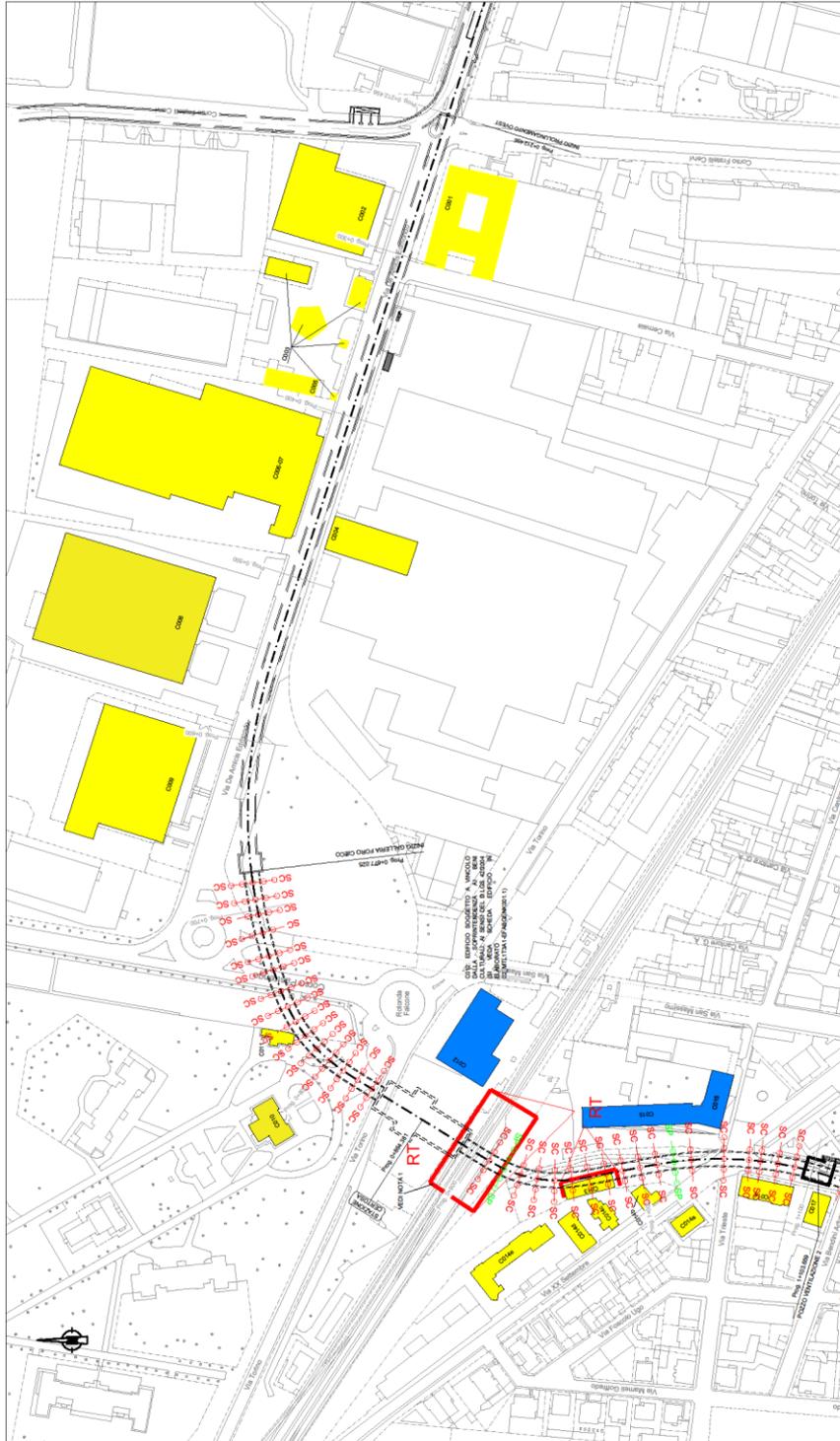
- A partire dal valore di 1500 MPa, l'aumento a passo costante del valore del modulo di deformabilità del consolidamento non dà più adito ad una variazione significativa delle subsidenze in asse; si è resa dunque necessaria la variazione di un altro parametro al fine di poter ottenere la subsidenza massima monitorata, pari a 7,70 mm.
- L'aumento del modulo di deformabilità secante al 50% del carico di rottura E_{50}^{ref} del terreno ghiaia e sabbie rispetto al valore assunto nella prima analisi numerica (analisi di progetto), contestualmente alla variazione del modulo di deformabilità del consolidamento $E_{consolidamento}$, rende possibile la simulazione numerica del cedimento massimo osservato.
- Un rilascio tensionale allo scavo pari al 50%, coincidente con quello assunto nella prima analisi numerica (analisi di progetto), conduce ad un valore di cedimento intermedio tra quelli rilevati, 2 e 3,2 mm, che sanciscono il passaggio del fronte nella sezione in esame; questi ultimi invece possono essere ottenuti con un rilascio tensionale allo scavo pari rispettivamente al 40% e al 60%.
- Un rilascio tensionale dell'80%, corrispondente all'installazione del rivestimento definitivo e pari a quello assunto nella prima analisi numerica (analisi di progetto), consente di ottenere un valore di cedimento prossimo a quello rilevato in data 06/05/2021, indicativa della medesima fase costruttiva.

Pertanto, alla luce di quanto sopraesposto, si sono individuati nel valore di E_{50}^{ref} pari a 240 kN/m² e nel valore $E_{consolidamento}$ pari a 1300 MPa i valori atti a tarare il modello numerico; in particolare, visto che il valore del modulo di deformabilità del consolidamento risulta coincidente con il valore ottenuto dalle prove di laboratorio eseguite sui campioni di materiale consolidato (*Tabella 4.17*), anche l'analisi numerica ha dunque permesso di giudicare positivamente l'efficacia del trattamento effettuato. Inoltre, l'ipotesi progettuale di un rilascio tensionale allo scavo pari al 50 % nell'ambito del sottosuolo di Torino è risultata plausibile ma, a seguito dell'analisi a ritroso, è stato possibile definire con maggior precisione un range di percentuali di rilascio compreso tra il 40% ed il 60%.

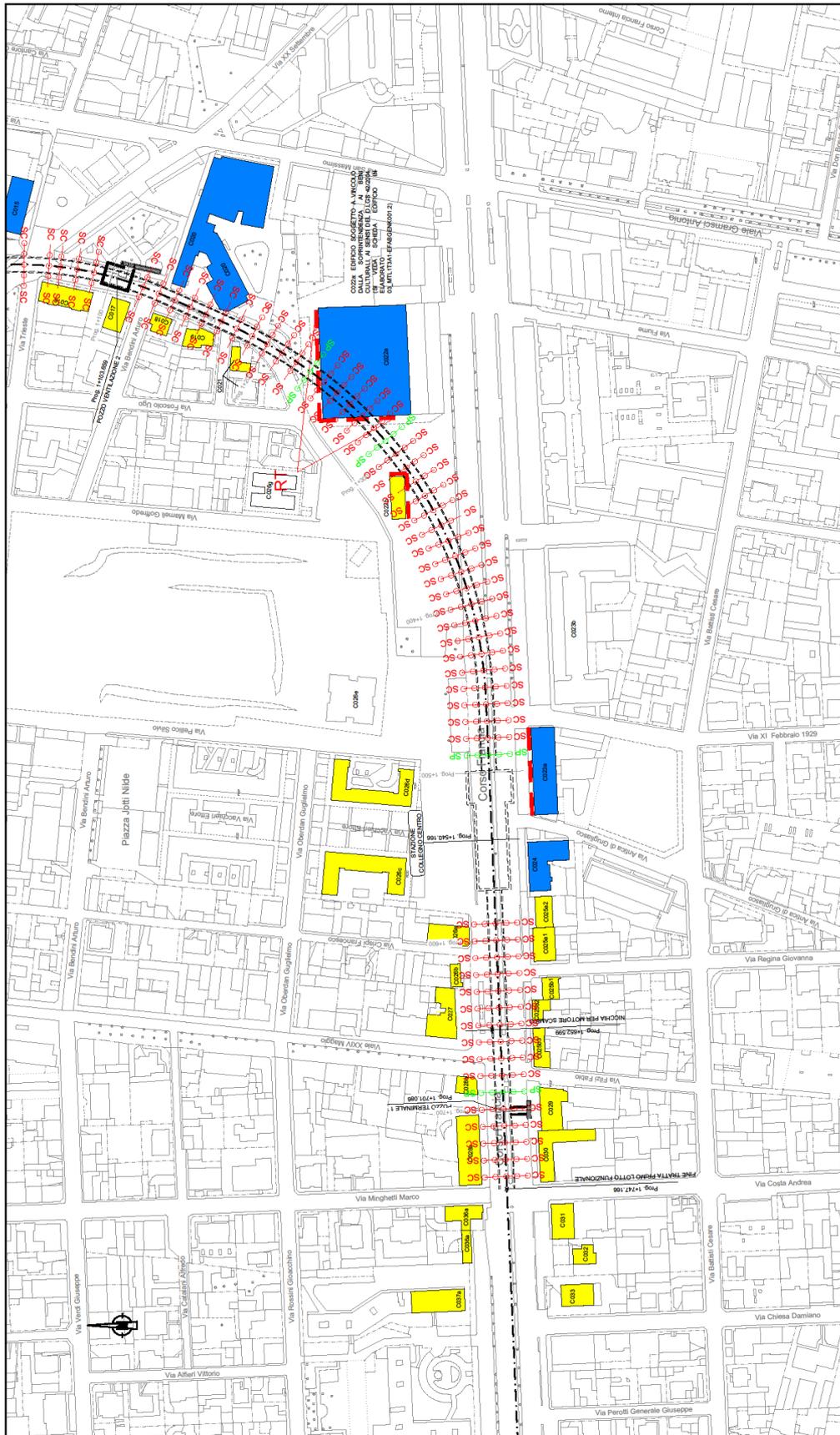
Sulla base delle considerazioni effettuate, si è dunque identificato nell'ultimo set di rilasci tensionali riportati nella *Tabella 5.7* quello che simula meglio il percorso di scarico realmente avvenuto, come conferma anche il confronto tra i valori massimi dei bacini di subsidenza ricostruiti attraverso l'analisi dei dati di monitoraggio e i valori massimi dei bacini di subsidenza ottenuti numericamente, attraverso l'analisi a ritroso, benché questi ultimi risultino più estesi. Il confronto tra le sollecitazioni agenti all'interno del rivestimento di prima fase, determinate attraverso l'analisi a ritroso, ha invece evidenziato uno stato di sforzo minore rispetto a quello previsto nella prima analisi numerica (analisi di progetto).

Allegati

Allegato 1: Planimetria e profilo longitudinale tracciato galleria

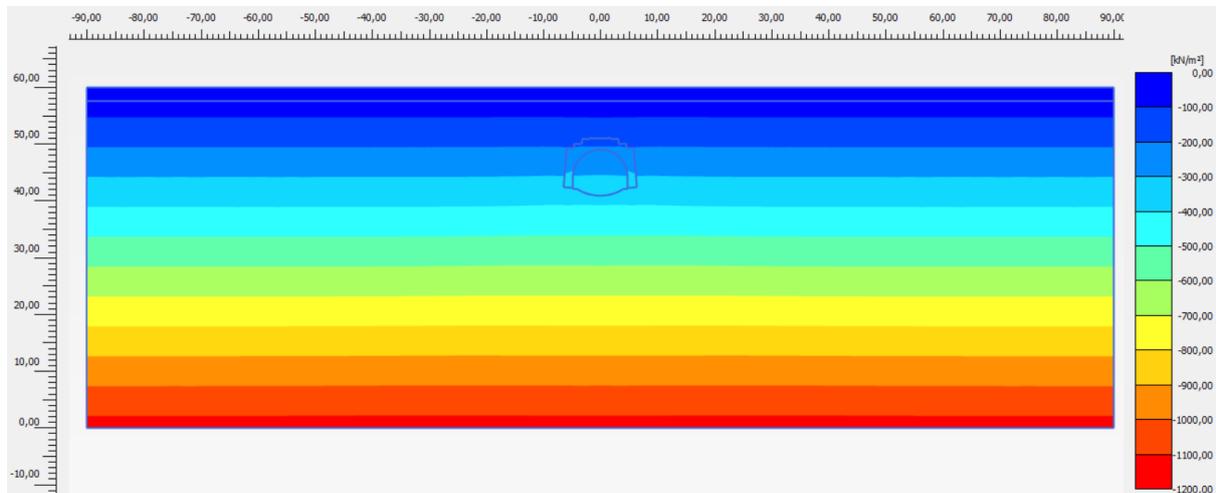


Planimetria tracciato galleria da progressiva 0+677.025 (inizio Lotto funzionale 1) a progressiva 1+103.659

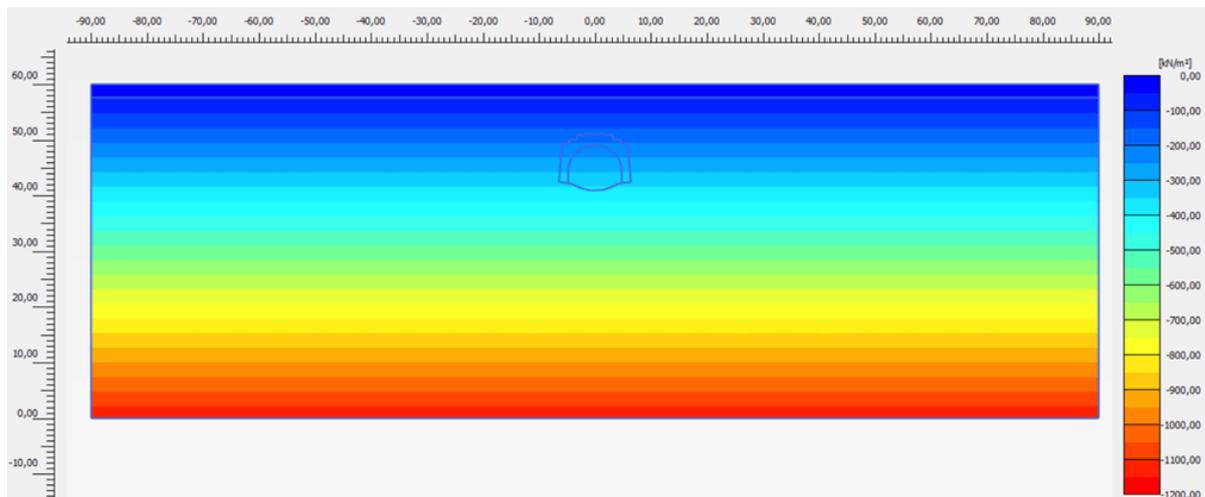


Planimetria tracciato galleria da progressiva 0+677.025 a progressiva 1+747.166 (fine Lotto funzionale 1)

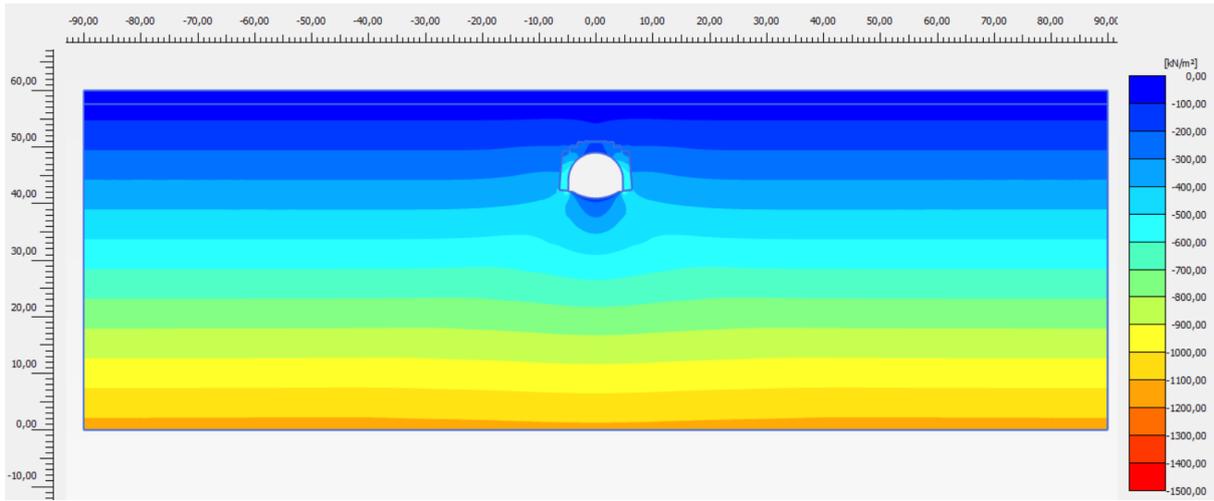
Allegato 2: Stato di tensione e plasticizzazione e spostamenti totali modello numerico



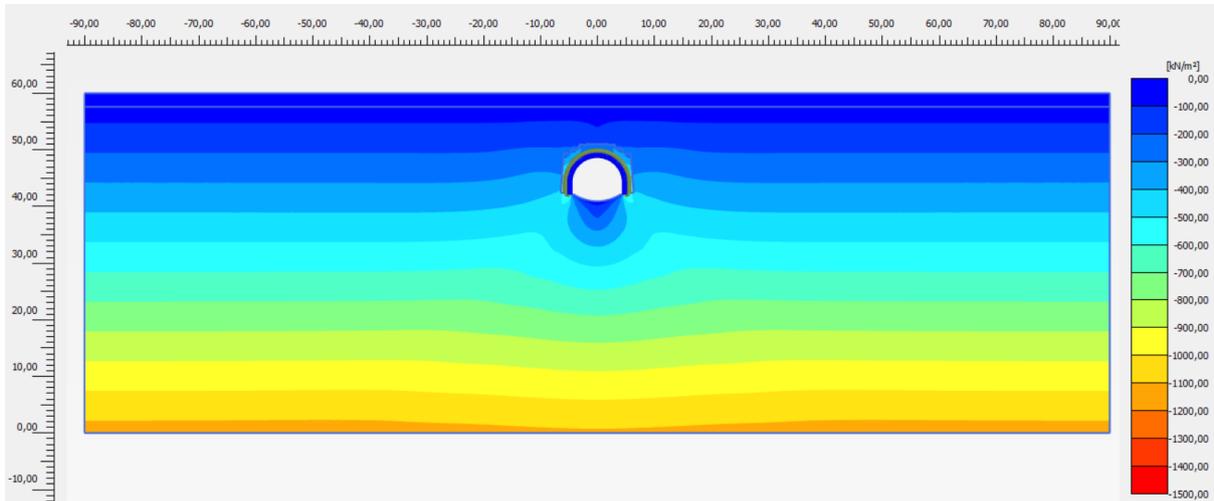
Tensione σ_1 – Stage 1



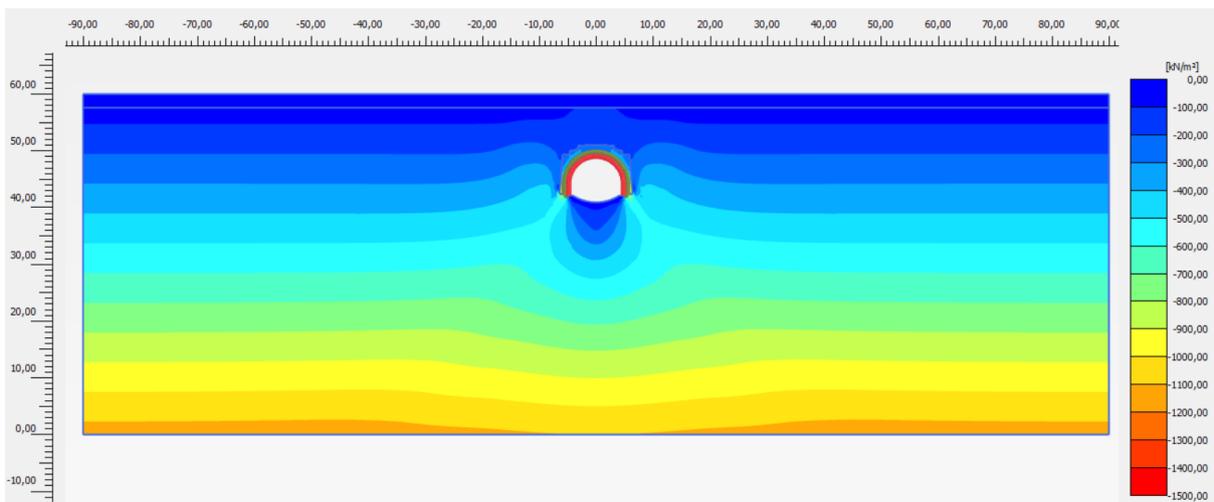
Tensione σ_1 – Stage 2



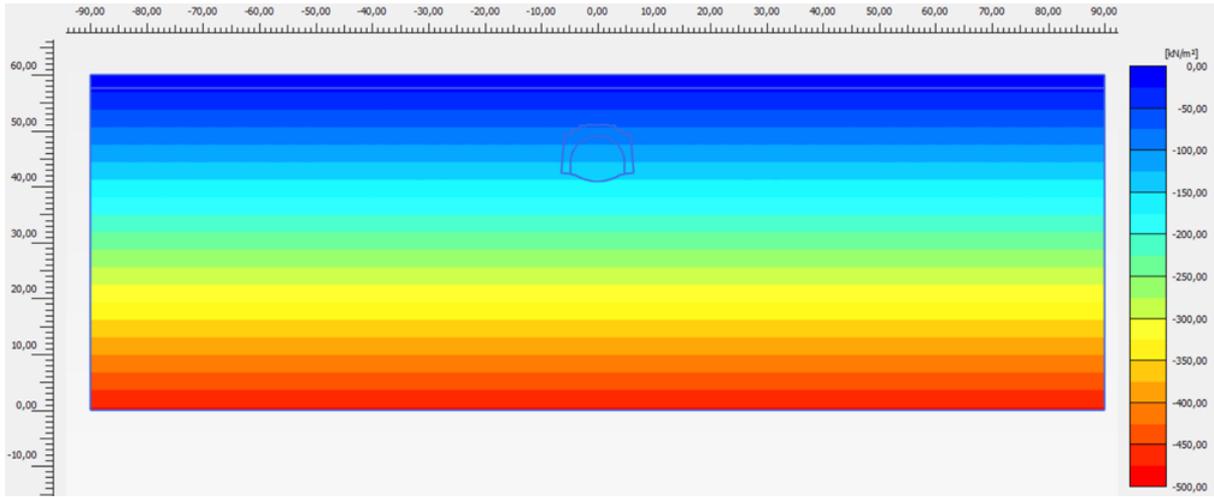
Tensione σ_1 – Stage 3



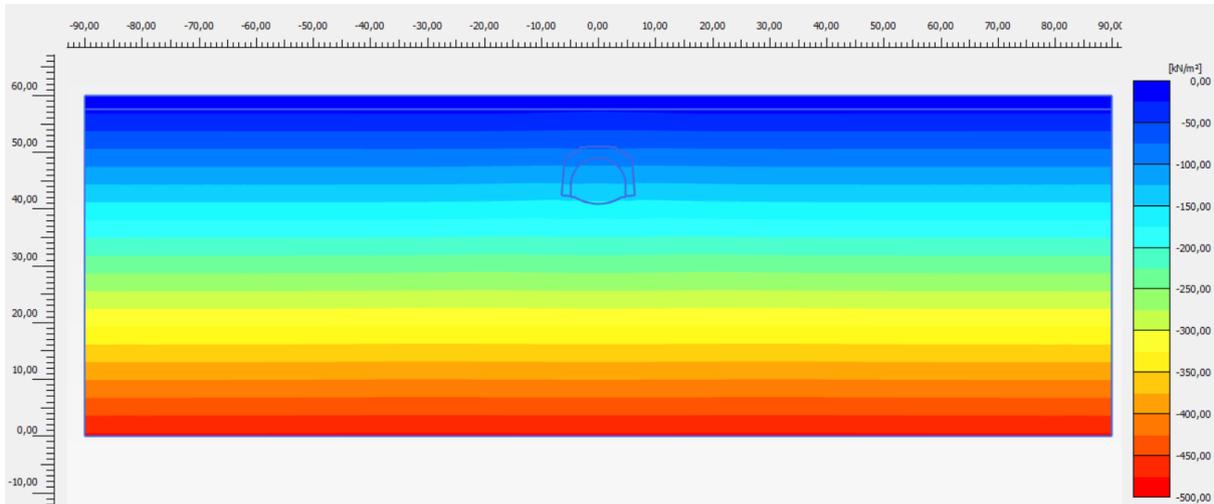
Tensione σ_1 – Stage 4



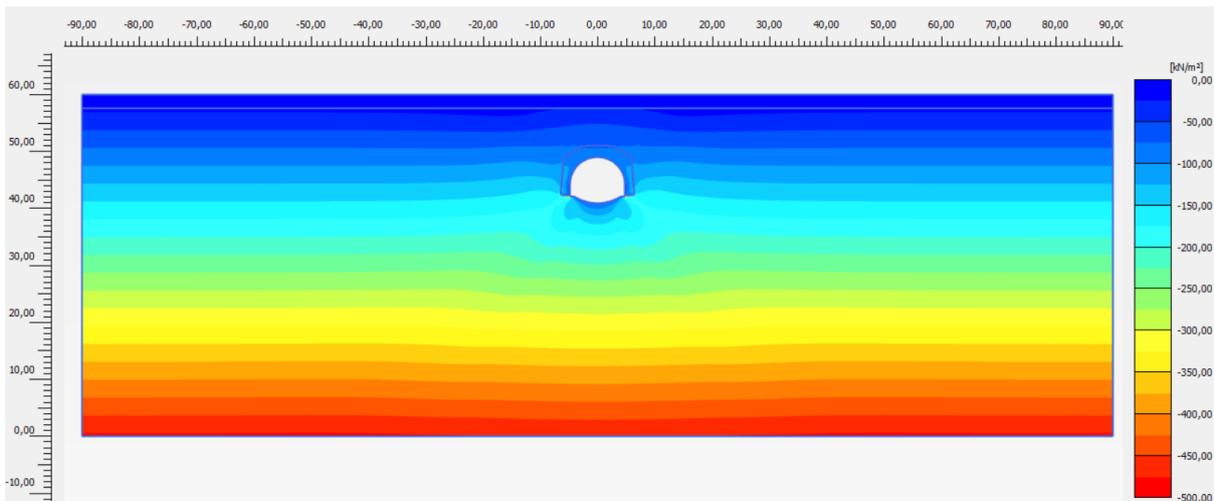
Tensione σ_1 – Stage 5



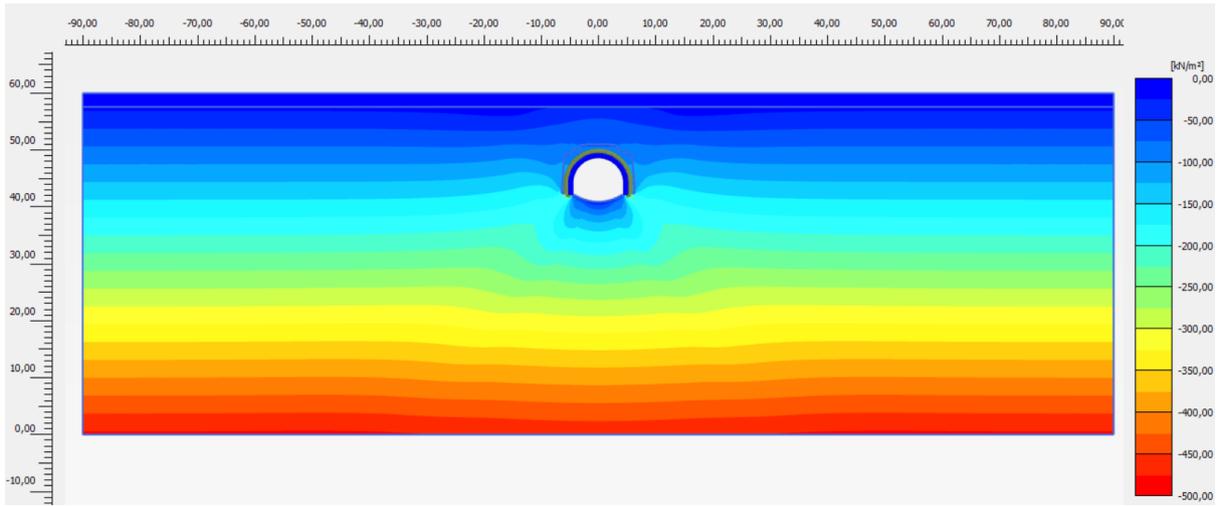
Tensione σ_3 – Stage 1



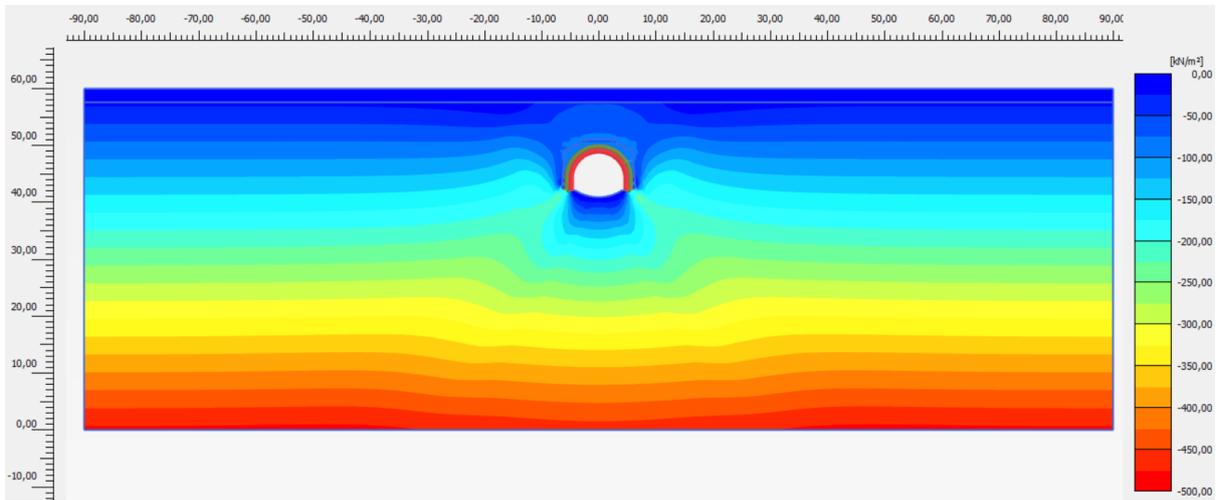
Tensione σ_3 – Stage 2



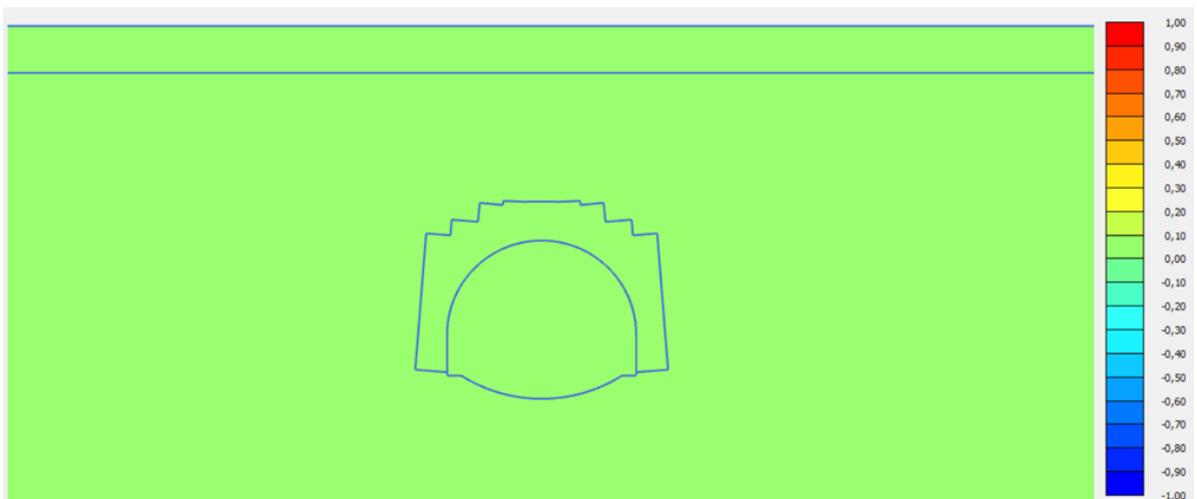
Tensione σ_3 – Stage 3



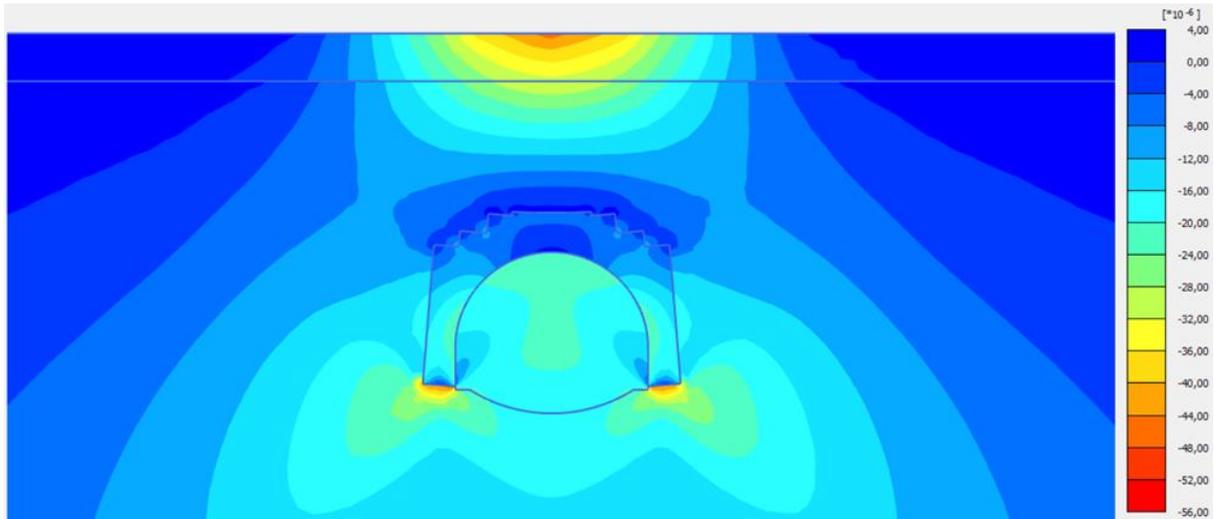
Tensione σ_3 – Stage 4



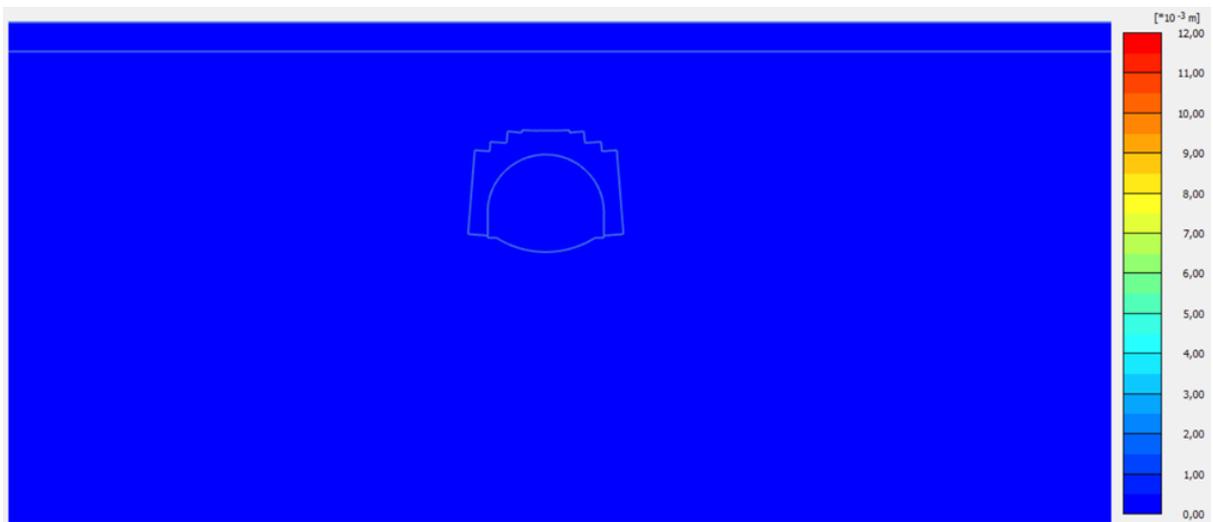
Tensione σ_3 – Stage 5



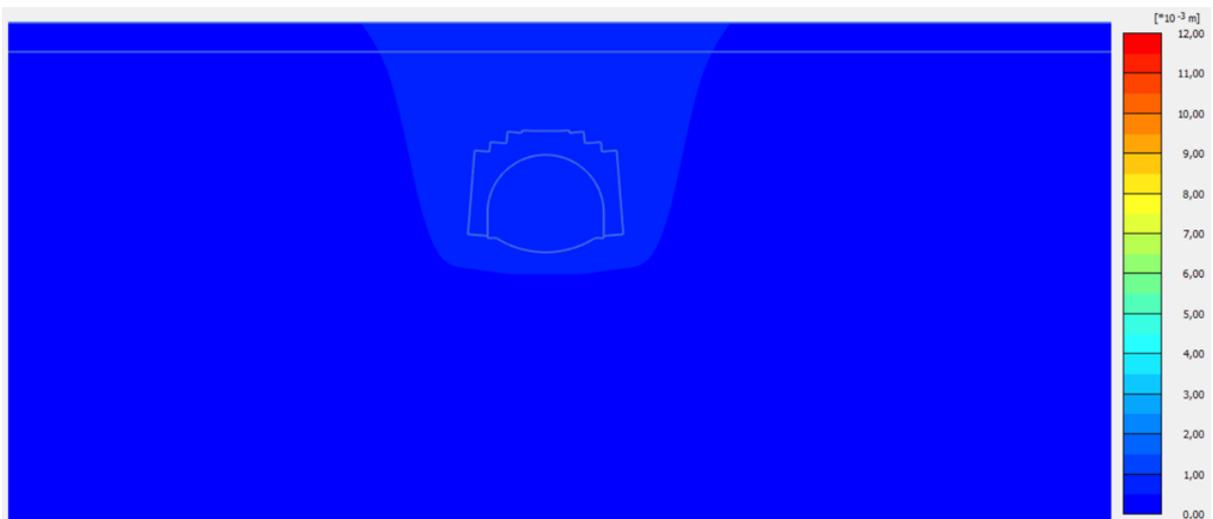
Entità e localizzazione dello stato di plasticizzazione – Stage 1



Entità e localizzazione dello stato di plasticizzazione – Stage 2



Entità e localizzazione degli spostamenti totali – Stage 1



Entità e localizzazione degli spostamenti totali – Stage 2

Riferimenti bibliografici

- [1] Avitabile E., Beccaria G., Carrieri G., Guglielmetti V., Pediconi P., Sartore P. (2008) – *Metropolitana di Torino, LINEA 1. Lo scavo della galleria con TBM-EPB nel Lotto 2 della seconda tratta*. Quarry & Constructions, pp. 59-69
- [2] Barla G., Macchi A., Cavallero G.M. & Pedemonte S. (1993), *Il passante ferroviario di Torino*, Associazione Geotecnica Italiana, Atti del XVIII Convegno Nazionale di Geotecnica, Rimini
- [3] Barla G. & Vai L. (1999), *Indagini geotecniche per la caratterizzazione del sottosuolo di Torino lungo il tracciato del passante ferroviario*, XX Convegno Nazionale di Geotecnica, Parma
- [4] Barla G., Barla M. (2005), *Assessing design parameters for tunnelling in a cemented granular soil by continuum and discontinuum modelling*, The 11th International Conference of International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics (IACMAG), Patron Editore, Vol. 4 pp. 475–484, Torino
- [5] Barla G., Alessio M., Antolini F., Barla M., Gilardi M. (2011), *Geotechnical monitoring of a subway tunnel in service below rail link under construction in Torino*, Geomechanics and Tunnelling 4 No. 5, Ernst & Sohn, pp. 393-404
- [6] Barla G. & Barla M. (2012), *Geotechnical characterization of the Torino subsoil by combining site investigations and numerical modelling*, Geomechanics and Tunnelling 5 No. 3, Ernst & Sohn, pp. 214-231
- [7] Barla M. (2010), *Elementi di Meccanica e Ingegneria delle Rocce*, Celid, Torino
- [8] Barla M., *Course of Numerical methods in geotechnical engineering*, A.A. 2020/2021, Torino
- [9] Bottino G., Civita M. (1986), *Engineering geological features and mapping of subsurface in the metropolitan area of Turin, North Italy*, 5th International IAEG Congress, Buenos Aires, pp. 1741-1753
- [10] Carranza-Torres C. (2004), *Elasto-plastic solution of tunnel problems using the generalized form of the Hoek–Brown failure criterion*. Proceedings of the ISRM SINOROCK.
- [11] Civita M., Pizzo S., (2001), *L'evoluzione spazio-temporale del livello piezometrico dell'acquifero nel sottosuolo di Torino*, Pubblicazione a.2474 del Gruppo Nazionale per la Difesa dalle Catastrofi Idrogeologiche, Consiglio Nazionale delle Ricerche (GNDCI-CNR), pp. 271-287

- [12] Colombo G. (2010), *Il congelamento artificiale del terreno negli scavi della metropolitana di Napoli: valutazioni teoriche e risultati sperimentali*, RIVISTA ITALIANA DI GEOTECNICA, pp. 42-62
- [13] Como G., Como G. (2005), *Jet Grouting: cenni teorici, campi d'applicazione e impiego quale opera di sostegno*, Lombardi SA, pp. 1-25, Minusio
- [14] Croce P., Florea A., Modoni G. (2004), *Jet Grouting. Tecnica, progetto e controllo*, Hevelius
- [15] Damiani A., Crova R., Mancinelli L., Avitabile E. (2018), *I lavori di prolungamento della Linea 1 della Metropolitana di Torino verso Bengasi*, Strade & Autostrade, pp. 82-86
- [16] Damiani A., Mancinelli L., Crova R., Avitabile E. (2019), *Torino Metro Line 1 extension: working solutions*
- [17] De Rienzo F. (2002), *Spatial distribution of the lithological and geomechanical characteristics of the deposits that make up the Turin urban area subsoil*. ACUUS International Conference, Urban underground space: a resource for cities
- [18] De Rienzo F., Oreste P., Pelizza S. (2008), *Subsurface geological – geotechnical modelling to sustain underground civil planning*, ELSEVIER, pp. 187-204
- [19] De Rienzo F., Oreste P., Pelizza S. (2009), *3D GIS Supporting Underground Urbanisation in the City of Turin (Italy)*, Geotech Geol Eng, pp. 539-547
- [20] De Rienzo F., Oreste P. (2011), *Analyses of the Distribution and Nature of the Natural Cementation of Quaternary Sediments: The Case of the Turin Subsoil (Italy)*, Geotech Geol Eng, pp. 319-328
- [21] Goel R. K., Singh B., Zhao J. (2012), *Underground infrastructures: planning, design, and construction*, Butterworth-Heinemann, Oxford
- [22] Guglielmetti V., Grasso P., Mahtab A., Xu S. (2007), *Mechanized Tunneling in Urban Areas: design methodology and construction control*, Taylor&Francis, London
- [23] Mancinelli L., Gatti M. (2013), *Ground improvement for the foundation of a high-rise building*, Ground Engineering, pp. 28-32
- [24] Panet M. and Guenot A. (1982), *Analysis of convergence behind the face of a tunnel*. Tunnelling 82, IMM, Brighton, pp. 197-204.
- [25] Tanzini M. (2006), *Gallerie: aspetti geotecnici nella progettazione e costruzione*, Dario Flaccovio Editore, Palermo
- [26] *Circolare esplicativa n.7 del Febbraio 2019*

[27] Materiale confidenziale fornito da *Lombardi Ingegneria Srl*

[28] *Norme tecniche per le costruzioni (NTC 2018)*, D.M. Infrastrutture e Trasporti 17 gennaio 2018

[29] Plaxis - "Reference Manual". www.plaxis.nl

Ringraziamenti

Vorrei dedicare qualche riga a tutti coloro che, con dedizione e pazienza, mi sono stati vicini durante il percorso di crescita personale e professionale, contribuendo al raggiungimento di questo importantissimo traguardo.

Innanzitutto ci tengo a ringraziare il mio Relatore Marco Barla, per la sua puntualità e disponibilità e per i preziosi insegnamenti del suo corso, i quali sono stati determinanti nell'affrontare ed elaborare gli argomenti oggetto della Tesi.

Ringrazio la società Lombardi Ingegneria S.r.l., per avermi accolto come tesista, dandomi la possibilità di mettere in pratica, in una realtà più spiccatamente professionale, le conoscenze acquisite durante il percorso universitario, e per il materiale fornitomi ai fini della Tesi. Un ringraziamento speciale va ai miei Correlatori Ing. Cécile Crémer e Ing. Luca Mancinelli, per la loro professionalità, infinita disponibilità e tempestività ad ogni mia richiesta, e per avermi saputo guidare, con suggerimenti pratici, in questi sei mesi di lavoro. Ringrazio anche Xiaoshu Liu per il suo prezioso insegnamento e supporto nell'utilizzo del software di calcolo.

Ringrazio infinitamente i miei genitori che mi hanno sempre sostenuto, appoggiando ogni mia decisione, fin dalla scelta del mio percorso di studi. Senza il loro supporto morale, non sarei mai potuta arrivare fin qui. Ringrazio infinitamente la mia cara nonna per aver sempre creduto in me, nelle mie potenzialità, incoraggiandomi in tutto. Ringrazio anche il resto della mia famiglia per il costante supporto e interessamento.

Ringrazio di cuore mia sorella che, con il suo essere perspicace e con la sua mentalità "internazionale", mi ha spronato e convinto a proseguire il percorso di studi qui a Torino. Ringrazio anche i miei padrini, sempre presenti e pronti a consigliarmi in ogni scelta importante della vita.

Il percorso universitario mi ha permesso di conoscere delle persone speciali, tra queste il mio ragazzo, che ringrazio per avermi trasmesso la sua immensa forza e il suo coraggio. Grazie per tutto il tempo che mi hai dedicato. Grazie perché, in quest'ultimo anno difficile e complicato sotto diversi aspetti, ci sei sempre stato. Sono grata di aver condiviso con te questo percorso universitario.

Grazie ai miei colleghi e amici di Torino e di Palermo e ai mie coinquilini, ex e attuali, per essere stati sempre presenti anche durante questa ultima fase del percorso di studi. Grazie per aver ascoltato i miei sfoghi, per aver condiviso i momenti di studio e di ansia e preoccupazione per ogni esame, ma anche per tutti i momenti di spensieratezza.

Infine, dedico questa tesi a me stessa, ai miei sacrifici, alla mia caparbia e alla mia tenacia che mi hanno permesso di arrivare fin qui, non abbattendomi, affrontando e superando tutte le difficoltà.

Alexandra Ferrante

