

Politecnico di Torino

Corso di laurea magistrale
in ingegneria civile

Tesi di laurea magistrale

La caverna di giunzione tra le linee metro DB e GAU
della città di Istanbul



Relatore
Prof.ssa Monica Barbero

Candidato
Giuseppe Porcasi

Correlatori esterni
Ing. Giuseppe Astore
Ing. Marco Candela

Anno accademico 2018/2019

Notazioni ed abbreviazioni

A_{eq}	Area equivalente dei supporti temporanei (shotcrete e lattice girders oppure centine) [m^2/m]
A_s	Area delle armature di acciaio [mm^2]
A_b	Area dei bulloni [mm^2]
c	Coesione del terreno [kPa]
c'	Coesione del terreno in termini di sforzi efficaci [kPa]
DB	Linea metro Dudullu-Bostanci
E or E_m	Modulo di Young del terreno [MPa]
E_{rm}	Modulo di Young dell'ammasso roccioso [MPa]
E_c	Modulo di Young del calcestruzzo [MPa or GPa]
f_{cd}	Resistenza a compressione cilindrica di progetto del calcestruzzo [MPa]
f_{ck}	Resistenza a compressione cilindrica caratteristica del calcestruzzo [MPa]
f_{yk}	Tensione di snervamento caratteristica dell'acciaio di armatura o dei bulloni [MPa]
GAU	Linea metro G�ztepe-AtaŐheir-�mranieye
GSI	Geological Strength Index [-]
h_{eq}	Altezza equivalente dei supporti temporanei (shotcrete e lattice girders oppure centine) [mm]
H-B	Criterio di rottura di Hoek e Brown
I_{eq}	Momento di inerzia equivalente dei supporti temporanei (shotcrete e lattice girders oppure centine) [m^4/m]
K_0	Coefficiente di spinta a riposo del terreno [-]
M_{ed} o M_{sd}	Momento flettente di progetto [$kN\cdot m$ or $kN\cdot m/m$]
m_i	Costante di Hoek-Brown per la roccia intatta [-]
m_b	Costante di Hoek-Brown per l'ammasso roccioso [-]
M-C	Criterio di rottura di Mohr-Coulomb
N_{ed} or N_{sd}	Sforzo assiale di progetto [kN or kN/m]
s	Costante di Hoek-Brown [-]
TBM	Tunnel boring machine
V_{ed} or V_{sd}	Sforzo di taglio di progetto [kN or kN/m]
$V_{Rd,c}$	Resistenza a taglio della sezione di solo calcestruzzo [kN or kN/m]
W	Modulo resistente della sezione [mm^3]
α_{cc}	Coefficiente di riduzione della resistenza del calcestruzzo che tiene conto degli effetti di lungo termine. [-]
γ	Peso dell'unit� di volume del terreno [kN/m^3]
γ_c	Fattore di sicurezza parziale per la riduzione delle propriet� del calcestruzzo [-]
γ_G	Fattore di amplificazione dei carichi permanenti [-]
γ_s	Fattore di sicurezza parziale per la riduzione delle propriet� dell'acciaio [-]
λ	Rilascio tensionale per simulare l'effetto 3D nei FEM
ϕ or φ	Angolo di resistenza a taglio del terreno [$^\circ$]
ϕ' or φ'	Angolo di resistenza a taglio del terreno in termini di sforzi efficaci [$^\circ$]
ν	Coefficiente di Poisson [-]
σ_{ci}	Resistenza a compressione monoassiale della roccia intatta [MPa]

SOMMARIO

NOTAZIONI ED ABBREVIAZIONI	I
RIASSUNTO.....	1
INTRODUZIONE.....	3
1. PROGETTO DI GALLERIE E CAVERNE IN AMBIENTE URBANO	5
1.1 <i>Tecniche di scavo in ambiente urbano</i>	6
1.1.1 Scavo a cielo aperto	7
1.1.2 Scavo tradizionale.....	9
1.1.3 Scavo meccanizzato	11
1.2 <i>Metodi empirici per la stima dei cedimenti superficiali</i>	13
1.2.1 Calcolo della perdita di volume e stima dello spostamento verticale massimo	16
1.3 <i>Il metodo Convergenza-Confinamento</i>	18
1.3.1 Applicazione del metodo convergenza-confinamento agli scavi superficiali.....	20
1.4 <i>Metodi numerici per la modellazione di tunnel superficiali</i>	22
1.4.1 Definizione delle condizioni al contorno	23
1.4.2 Definizione delle condizioni di stazionarietà	24
1.4.3 Definizione delle dimensioni del modello numerico.....	25
1.4.4 Modelli numerici 3D per scavi meccanizzati con TBM scudate.....	26
1.5 <i>Progetto, verifica e modellazione numerica dei supporti di prima fase</i>	28
1.5.1 Rivestimenti in calcestruzzo proiettato	28
1.5.2 Rivestimenti con centine in acciaio e calcestruzzo spruzzato	29
1.5.3 Bulloni da roccia.....	31
1.5.4 Ombrello di infilaggi.....	33
2. CONTESTO DELLA CAVERNA DI GIUNZIONE TRA LE LINEE DB - GAÜ	35
2.1 <i>Definizione della sequenza di scavo iniziale</i>	37
2.2 <i>Condizioni stratigrafiche e progetto iniziale dell'opera</i>	39
2.2.1 Analisi numerica iniziale	41
2.3 <i>Peggioramento delle proprietà del terreno</i>	44
2.4 <i>Analisi delle condizioni post crollo</i>	46
2.5 <i>Nuovo modello stratigrafico e proprietà meccaniche degli ammassi</i>	48
2.6 <i>Conclusioni</i>	51
3. IMPOSTAZIONE DELLA BACK ANALYSIS.....	53
3.1 <i>Proprietà meccaniche del terreno</i>	54
3.1 <i>Grado di disturbo D</i>	56
3.2 <i>Definizione dello stato tensionale</i>	58
3.3 <i>Raccolta delle informazioni necessarie</i>	60
3.3.1 Caratteristiche geometriche della TBM	62
3.3.2 Stato operativo della TBM.....	62
3.3.3 Proprietà geometriche e meccaniche dei conci prefabbricati.	64
3.4 <i>Conclusioni</i>	66
4. ANALISI NUMERICA A RITROSO	67
4.1 <i>Metodo numerico 3D</i>	68
4.1.1 Impostazione del problema	68
4.1.2 Descrizione del modello numerico.....	69
4.1.3 Analisi dei risultati.....	74
4.1.4 Osservazioni sull'utilizzo dei legami costitutivi	78
4.2 <i>Confronto con il metodo semi-empirico</i>	83
4.2.1 Calcolo del bacino di deflessione e stima della perdita di volume	84
4.2.2 Calcolo della curva caratteristica e valutazione del rilascio tensionale.....	87
4.3 <i>Conclusioni</i>	92
5. PROGETTO E VERIFICA DELLE OPERE DELLA CAVERNA DI GIUNZIONE.....	93
5.1 <i>Progressiva 3+010 - 3+038: Progetto e verifica del sistema di centine coassiali</i>	95
5.1.1 Contesto geologico, idrologico e geotecnico	96
5.1.2 Proprietà geometriche della caverna e sequenze di scavo	97
5.1.3 Analisi numerica preliminare.....	99
5.1.4 Verifiche strutturali preliminari	104
5.1.4.1 Verifiche sul calcestruzzo proiettato	104
5.1.4.2 Verifiche sui bulloni.....	108
5.1.5 Progetto e verifica del nuovo sistema di supporti	110
5.1.5.1 Verifiche sulle centine coassiali	114

5.1.5.2	Verifiche sui nuovi bulloni	116
5.1.6	Sistema di monitoraggio	118
5.2	<i>Progressiva 3+038 - 3+048: Progetto e verifica della sezione tipo T</i>	119
5.2.1	Proprietà geometriche della caverna e sequenze di scavo	120
5.2.2	Definizione del modello numerico	122
5.2.3	Verifiche strutturali	128
5.2.3.1	Verifiche sulle centine e sullo shotcrete	128
5.2.3.2	Verifiche sui bulloni	134
5.2.3.3	Verifiche sulle strutture di infilaggio	136
5.2.4	Verifiche dei massimi cedimenti superficiali	139
5.3	<i>Progressiva 3+048 - 3+067: Progetto e verifica della sezione tipo T1.2</i>	140
5.3.1	Proprietà geometriche della caverna e sequenze di scavo	141
5.3.2	Definizione del modello numerico	145
5.3.3	Verifiche strutturali	151
5.3.3.1	Verifiche sulle centine e sullo shotcrete	151
5.3.3.2	Verifiche sui bulloni	156
5.3.3.3	Verifiche sulle strutture di infilaggio	158
5.3.1	Verifiche dei massimi cedimenti superficiali	160
6.	CONCLUSIONI GENERALI	161
	BIBLIOGRAFIA	163
	RINGRAZIAMENTI	165

INDICE DELLE FIGURE

Figura 1 Mappa delle linee metro in costruzione DB e GAU (cortesia di Geodata).....	3
Figura 1.1 Metodo cut and cover_Bottom-Up (da railsystem.net).....	7
Figura 1.2 Metodo cut and cover_Top-Down (da railsystem.net).....	8
Figura 1.3 Esempi di scavo sequenziali (da U.S. DTHFA).....	9
Figura 1.4 Effetto arco dietro il fronte di scavo (da U.S. DTHFA).....	10
Figura 1.5 Zona di disturbo davanti al fronte di scavo (da U.S. DTHFA).....	10
Figura 1.6 Schema di una TBM non scudata.....	11
Figura 1.7 Iniezione della malta nella coda dello scudo.....	11
Figura 1.8 Schema di una EPB (sopra) e di una slurry shield (sotto).....	12
Figura 1.9 Andamento teorico dei cedimenti dovuti alla realizzazione di una galleria.....	13
Figura 1.10 Relazioni tra punto di flesso e condizioni geometriche e geologiche.....	14
Figura 1.11 Confronto tra il volume di depressione ed il volume perso.....	16
Figura 1.12 Variazioni di volume indotte dallo scavo.....	17
Figura 1.13 Rappresentazione schematizzata del metodo convergenza-confinamento,.....	18
Figura 1.14 Curva caratteristica di una galleria.....	19
Figura 1.15 Curva caratteristica per tunnel superficiali (da Möller, 2006).....	20
Figura 1.16 Curva caratteristica per TBM scudate (da Möller, 2006).....	21
Figura 1.17 Condizioni al contorno per i modello numerici 3D.....	23
Figura 1.18 Profilo longitudinale degli spostamenti dopo 30 Fasi (da Möller, 2006).....	24
Figura 1.19 Profilo longitudinale degli spostamenti (da Möller, 2006).....	24
Figura 1.20 Rappresentazione schematica del metodo Step-by-Step (da Möller, 2006).....	26
Figura 1.21 Modellazione numerica di una TBM slurry shield (da Möller, 2006).....	27
Figura 1.22 Dettaglio costruttivo di un rivestimento in shotcrete.....	28
Figura 1.23 Dettaglio costruttivo di un rivestimento in shotcrete e centine coassiali.....	29
Figura 1.24 Trave equivalente secondo Carranza-Torres.....	29
Figura 1.25 Ripartizione dei carichi sulle centine (1) e sullo shotcrete (2).....	30
Figura 1.26 Dettaglio costruttivo di un chiodo da roccia.....	31
Figura 1.27 Schema dell'ombrello di infilaggi.....	33
Figura 1.28 Simulazione dell'arco di ombrelli nei modelli 2D – Da Hoek, 2000.....	33
Figura 2.1 Collegamento tra la linea DB e GAU (cortesia di Geodata).....	35
Figura 2.2 Sovrapposizione schematica delle sezioni tipo (cortesia di Geodata).....	36
Figura 2.3 Sequenza di scavo della sezione tipo T (cortesia di Geodata).....	37
Figura 2.4 Schema delle sequenze di scavo.....	38
Figura 2.5 Ubicazione della perforazione di sondaggio BD-20 (cortesia di Geodata).....	39
Figura 2.6 Sezione geologica e perforazione di sondaggio (cortesia di Geodata).....	39
Figura 2.7 Indice GSI per la perforazione BD20.....	40
Figura 2.8 Sequenze di scavo – Sezione tipo T.....	42
Figura 2.9 Modellazione dei supporti di prima fase.....	43
Figura 2.10 Bacino di deflessione indotto dagli scavi.....	43
Figura 2.11 Sezione geologica in corrispondenza della Junction cavern.....	44
Figura 2.12 Confronto tra il materiale alla profondità di interesse per le due perforazioni (cortesia di Geodata).....	45
Figura 2.13 Dimensioni del materiale entrato (Sx) e danneggiamento della calotta (Dx) (cortesia di Geodata).....	45
Figura 2.14 Schema generale della situazione post-crollo.....	46
Figura 2.15 Pianificazione delle zone di intervento per la caverna di giunzione.....	47
Figura 2.16 Carta di Hoek ed indicazione dei valori del GSI per le due unità stratigrafiche.....	49
Figura 2.17 Face mapping – Progressiva 3 + 030,10 (cortesia di Geodata).....	50
Figura 3.1 Estensione della zona plastica in seguito al passaggio della TMB ₁	55
Figura 3.2 Valori suggeriti del fattore di disturbo D - da Hoek,2002.....	56
Figura 3.3 Box con fattore di disturbo aumentato.....	57
Figura 3.4 Profilo degli spostamenti longitudinali per diversi valori di K ₀ – da Möller, 2006.....	59
Figura 3.5 Disposizione dei monitoraggi in corrispondenza delle cave di giunzione (cortesia Geodata).....	60
Figura 3.6 Bacino di deflessione dovuto al passaggio di una TBM.....	61
Figura 3.7 Schema semplificato dell'equilibrio al fronte di una EPB.....	61
Figura 3.8 Sezione longitudinale della TBM S-1034 impiegata per gli scavi di Istanbul (cortesia di Geodata).....	62
Figura 3.9 Variazione della pressione al fronte e della malta iniettata applicate dalla TBM.....	63
Figura 3.10 Disposizione dei sensori e valori di pressione registrati al fronte (cortesia Geodata).....	63
Figura 3.11 Caratteristiche geometriche dei conci prefabbricati (cortesia di Geodata).....	64
Figura 4.1 Diagramma di flusso per il calcolo del cedimento superficiale.....	68
Figura 4.2 Modello numerico 3D – Definizione delle dimensioni del modello.....	69

Figura 4.3 Modellazione degli elementi della TBM.	70
Figura 4.4 - Fasi di scavo impiegate nella modellazione	73
Figura 4.5 Bacino di deflessione indotto dallo scavo – E=170 MPa, D=0.15.....	74
Figura 4.6 Profilo longitudinale degli spostamenti– E=170 MPa, D=0.15	74
Figura 4.7 Calcolo del cedimento in corrispondenza del punto di riferimento	75
Figura 4.8 Variazione del cedimento superficiale con il modulo elastico.....	76
Figura 4.9 Calcolo della curva di Gauss – E=168 MPa, D=0.15	77
Figura 4.10 Curva di Gauss in condizioni stazionarie – E=168 MPa , D=0.15	77
Figura 4.11 Definizione di E_{50}^{ref} ed E_{ur}^{ref} (a sinistra) e di E_{oed}^{ref} (a destra).....	78
Figura 4.12 Confronto tra le deformate del cavo	79
Figura 4.13 Confronto tra l’estrusione del fronte di scavo	80
Figura 4.14 Confronto tra gli andamenti dei cedimenti superficiali	80
Figura 4.15 Confronto tra i bacini di deflessione.....	81
Figura 4.16 Diagramma di flusso del metodo semi-empirico	83
Figura 4.17 Cedimento massimo in corrispondenza del punto di riferimento	84
Figura 4.18 Bacino di deflessione per le diverse espressioni di letteratura.....	86
Figura 4.19 Schema del calcolo di σ_r , e con il metodo Convergenza-Confinamento.....	87
Figura 4.20 Sintesi delle fasi per il calcolo della curva caratteristica	88
Figura 4.21 Curva caratteristica della galleria TBM.....	90
Figura 4.22 Confronto tra le curve caratteristiche per i due diversi modelli costitutivi	91
Figura 5.1 Zona da rinforzare con centine coassiali	95
Figura 5.2 Proprietà geometriche della sezione tipo T (cortesia di Geodata)	97
Figura 5.3 Proprietà geometriche della sezione tipo A.1 (cortesia di Geodata)	98
Figura 5.4 Distanze reciproche tra la sezione tipo T e la sezioni tipo A.1	98
Figura 5.5 Modello numerico e sequenze di scavo sezione tipo T.....	100
Figura 5.6 Effetto arco dietro il fronte di scavo	101
Figura 5.7 Modellazione dei supporti di prima fase per la sezione tipo T	102
Figura 5.8 Sollecitazioni agenti sull’elemento liner equivalente	104
Figura 5.9 Proprietà geometriche della sezione di shotcrete.....	105
Figura 5.10 Dominio di pressoflessione retta per lo shotcrete – Fase 14.....	106
Figura 5.11 Verifica a taglio – Fase 14.....	107
Figura 5.12 Forza assiale sul bullone maggiormente sollecitato.....	108
Figura 5.13 Sezione verticale del sistema di centine coassiali (cortesia di Geodata).....	110
Figura 5.14 Fasi costruttive aggiuntive per il progetto delle centine coassiali.....	111
Figura 5.15 Dettaglio costruttivo della sella di appoggio delle centine HEB240	112
Figura 5.16 Verifiche strutturali sulle centine	115
Figura 5.17 Forza assiale sul bullone maggiormente sollecitato.....	116
Figura 5.18 Sistema di monitoraggio del sistema di centine coassiali.	118
Figura 5.19 Posizione della sezione T all’interno del complesso dell’opera	119
Figura 5.20 Distanze reciproche tra la sezione tipo T e le sezioni tipo A.1	120
Figura 5.21 Sequenze di scavo per la sezione tipo T – Classe di supporto C2 (cortesia di Geodata)	121
Figura 5.22 Modello numerico e sequenze di scavo sezione tipo T.....	124
Figura 5.23 Modellazione dei supporti di prima fase per la sezione tipo T	125
Figura 5.24 Sollecitazioni agenti sull’elemento liner equivalente	128
Figura 5.25 Proprietà geometriche della sezione di shotcrete.....	130
Figura 5.26 Dominio di pressoflessione retta per lo shotcrete – Fase 15.....	131
Figura 5.27 Verifica sollecitazioni di taglio di progetto – Fase 15	131
Figura 5.28 Verifiche strutturali sulle centine	132
Figura 5.29 Forza assiale sul bullone maggiormente sollecitato.....	134
Figura 5.30 Schemi elementari per la verifica dell’ombrello di infilaggi	136
Figura 5.31 Bacino di deflessione in seguito alla realizzazione degli scavi.....	139
Figura 5.32 Posizione della sezione T1.2 all’interno del complesso dell’opera	140
Figura 5.33 Proprietà geometriche della sezione tipo T1.2 (cortesia di Geodata)	141
Figura 5.34 Distanze reciproche tra la sezione tipo T1.2 e le sezioni tipo A.1	142
Figura 5.35 Sequenze di scavo per la sezione tipo T1.2 – Classe di supporto C3 (cortesia di Geodata)	144
Figura 5.36 Modello numerico e sequenze di scavo sezione tipo T1.2.....	147
Figura 5.37 Modellazione dei supporti di prima fase per la sezione tipo T1.2	148
Figura 5.38 Sollecitazioni agenti sull’elemento liner equivalente	151
Figura 5.39 Proprietà geometriche della sezione di shotcrete.....	153
Figura 5.40 Dominio di pressoflessione retta per lo shotcrete – Fase 17.....	154
Figura 5.41 Verifica sollecitazioni di taglio di progetto – Fase 17	154
Figura 5.42 Verifiche strutturali sulle centine	155
Figura 5.43 Forza assiale sul bullone maggiormente sollecitato.....	156

Figura 5.44 Schemi elementari per la verifica dell'ombrello di infilaggi	158
Figura 5.45 Bacino di deflessione in seguito alla realizzazione degli scavi.....	160

INDICE DELLE TABELLE

Tabella 2.1 Condizioni stratigrafiche secondo il sondaggio BD-20.....	40
Tabella 2.2 Proprietà meccaniche dei materiali	40
Tabella 2.3 Classi di supporto adottate per la linea DB (cortesia di Geodata).....	42
Tabella 2.4 Profilo stratigrafico secondo il sondaggio N2SBH02	48
Tabella 2.5 Parametri di progetto in accordo con la caratterizzazione geomeccanica	50
Tabella 2.6 Valori massimi dei cedimenti superficiali e delle deformazioni degli edifici (fonte: Geodata)	51
Tabella 3.1 Parametri adottati per lo studio di sensitività sul fattore K_0	59
Tabella 3.2 Caratteristiche geometriche TBM S1034.....	62
Tabella 3.3 Proprietà geometriche dei conci TBM	64
Tabella 3.4 Spessore del vuoto anulare tra conci e terreno	64
Tabella 3.5 Proprietà meccaniche dei conci prefabbricati	65
Tabella 3.6 Parametri di primo tentativo per la conduzione delle Back analysis	66
Tabella 4.1 Dimensioni del modello 3D.....	70
Tabella 4.2 Caratteristiche dello scudo della TBM – Elemento plate.....	71
Tabella 4.3 Caratteristiche dei conci prefabbricati – Elemento volume (Mesh).....	71
Tabella 4.4 Risultati dell’analisi a ritroso	75
Tabella 4.5 Valori del cedimento massimo in asse alla galleria	75
Tabella 4.6 Parametri di progetto in accordo con i risultati della back analysis	76
Tabella 4.7 Parametri meccanici in accordo con HS-model	78
Tabella 4.8 Raccomandazioni per la scelta del modello costitutivo-da Obrzud e Truty,2018	81
Tabella 4.9 Valori del punto di flesso in accordo con le diverse formule di letteratura	85
Tabella 4.10 Valori del cedimento in asse alla galleria per le diverse formule di letteratura.....	85
Tabella 4.11 Valori del volume loss in accordo con le diverse formulazioni	86
Tabella 4.12 Valori della perdita di volume per i rispettivi rilasci tensionali	89
Tabella 4.13 Valori del rilascio tensionale per le diverse espressioni di letteratura.....	90
Tabella 5.1 Coefficienti parziali di sicurezza per le azioni ed i materiali	93
Tabella 5.2 Fattore di disturbo D per i materiali nell’intorno delle gallerie.....	96
Tabella 5.3 Centri e raggi delle circonferenze costituenti la sezione T.....	97
Tabella 5.4 Caratteristiche del rivestimento in calcestruzzo proiettato– Elemento beam	102
Tabella 5.5 Caratteristiche dei conci prefabbricati – Elemento beam.....	102
Tabella 5.6 Caratteristiche dei bulloni – Elemento bolt fully bonded (RS2)	103
Tabella 5.7 Proprietà meccaniche calcestruzzo spruzzato	105
Tabella 5.8 Quantitativi di armatura per le due condizioni di verifica.....	106
Tabella 5.9 Confronto tra sollecitazione di taglio massima e resistenza a taglio	107
Tabella 5.10 Dettaglio dei calcoli per la verifica a snervamento del bullone.	108
Tabella 5.11 Dettaglio dei calcoli per la verifica a sfilamento del bullone.	109
Tabella 5.12 Caratteristiche delle centine coassiali – Elemento beam.....	112
Tabella 5.13 Rigidezza normale e trasversale dell’elemento joint	113
Tabella 5.14 Proprietà meccaniche acciaio delle centine.....	114
Tabella 5.15 Proprietà geometriche della centine	114
Tabella 5.16 Confronto tra la massima tensione agente e la tensione di snervamento.....	115
Tabella 5.17 Dettaglio dei calcoli per la verifica a snervamento del bullone.	116
Tabella 5.18 Dettaglio dei calcoli per la verifica a sfilamento del bullone.	117
Tabella 5.19 Caratteristiche del rivestimento in HEB180 e Shotcrete– Elemento beam	125
Tabella 5.20 Caratteristiche dei conci prefabbricati – Elemento beam	125
Tabella 5.21 Caratteristiche dell’invert temporaneo – Elemento beam	126
Tabella 5.22 Caratteristiche dei bulloni – Elemento bolt fully bonded (RS2)	126
Tabella 5.23 Proprietà equivalenti per l’ombrello di infilaggio – Elemento Volume (Mesh).....	126
Tabella 5.24 Proprietà delle zampe di elefante – Elemento spring	127
Tabella 5.25 Sollecitazioni caratteristiche sull’elemento beam	129
Tabella 5.26 Sollecitazioni di calcolo sull’elemento beam.....	129
Tabella 5.27 Sollecitazioni ridistribuite secondo Carranza-Torres	129
Tabella 5.28 Proprietà meccaniche calcestruzzo spruzzato	130
Tabella 5.29 Confronto tra massima sollecitazione di taglio agente e la resistenza a taglio	131
Tabella 5.30 Proprietà meccaniche acciaio delle centine.....	132
Tabella 5.31 Proprietà geometriche della centine	132
Tabella 5.32 Confronto tra la massima tensione agente e la tensione di snervamento.....	133
Tabella 5.33 Dettaglio dei calcoli per la verifica a snervamento del bullone.	134
Tabella 5.34 Dettaglio dei calcoli per la verifica a sfilamento del bullone.	135

Tabella 5.35 Proprietà meccaniche dell'acciaio dei pali.....	136
Tabella 5.36 Proprietà geometriche della sezione dei pali.....	136
Tabella 5.37 Dimensioni caratteristiche per la determinazione della lunghezza equivalente	137
Tabella 5.38 Valutazione del carico agente sulla struttura di infilaggi secondo Terzaghi	137
Tabella 5.39 Momento e tensione massima in accordo con i diversi schemi di calcolo	137
Tabella 5.40 Centri e raggi delle circonferenze costituenti la sezione T1.2.....	141
Tabella 5.41 Caratteristiche del rivestimento in HEB180 e Shotcrete– Elemento beam	148
Tabella 5.42 Caratteristiche dei conci prefabbricati – Elemento beam.....	148
Tabella 5.43 Caratteristiche dell'invert temporaneo – Elemento beam.....	149
Tabella 5.44 Caratteristiche dei bulloni – Elemento bolt fully bonded (RS2)	149
Tabella 5.45 Proprietà equivalenti per l'ombrello di infilaggio – Elemento Volume (Mesh).....	149
Tabella 5.46 Proprietà delle zampe di elefante – Elemento spring.....	149
Tabella 5.47 Sollecitazioni caratteristiche sull'elemento beam	152
Tabella 5.48 Sollecitazioni di calcolo sull'elemento beam.....	152
Tabella 5.49 Sollecitazioni ridistribuite secondo Carranza-Torres	152
Tabella 5.50 Proprietà meccaniche calcestruzzo spruzzato	153
Tabella 5.51 Confronto tra massima sollecitazione di taglio agente e la resistenza a taglio	154
Tabella 5.52 Proprietà meccaniche acciaio delle centine.....	155
Tabella 5.53 Proprietà geometriche della centine	155
Tabella 5.54 Confronto tra la massima tensione agente e la tensione di snervamento.....	156
Tabella 5.55 Dettaglio dei calcoli per la verifica a snervamento del bullone.	156
Tabella 5.56 Dettaglio dei calcoli per la verifica a sfilamento del bullone.	157
Tabella 5.57 Proprietà meccaniche dell'acciaio dei pali.....	158
Tabella 5.58 Proprietà geometriche della sezione dei pali.....	158
Tabella 5.59 Dimensioni caratteristiche per la determinazione della lunghezza equivalente	158
Tabella 5.60 Valutazione del carico agente sulla struttura di infilaggi secondo Terzaghi	159
Tabella 5.61 Momento e tensione massima in accordo con i diversi schemi di calcolo	159

Riassunto

La caverna di giunzione tra le linee di metropolitana Dudullu-Bostanci e Göztepe-Ataşheir-Ümranieye, entrambe attualmente in fase di costruzione, rappresentano uno dei nodi nevralgici per l'operazione dei sistemi di trasporto massivo su ferro sul lato anatolico della Città di Istanbul. L'inatteso ed imprevisto peggioramento delle condizioni geotecniche del terreno, ha causato ritardi notevoli sulla tabella di marcia e soprattutto la necessità di rivalutare il precedente progetto delle opere di sostegno provvisorie.

Partendo dalle informazioni già definite nel report geotecnico-geologico e dalle nuove informazioni acquisite con le nuove perforazioni di sondaggio, è stato possibile definire un nuovo modello geotecnico comprendente un nuovo profilo stratigrafico e nuove proprietà meccaniche dei materiali presenti nella zona di interesse. Sfruttando la misura di un cedimento superficiale dovuto al passaggio di una TBM, è stato possibile impostare una analisi a ritroso che ha permesso di calibrare il modello geotecnico prima definito ed ottimizzare dunque il progetto delle opere di supporto della caverna di giunzione. Tale analisi ha permesso di effettuare anche un confronto tra modelli costitutivi, nel dettaglio tra il classico modello elastico, idealmente plastico ed il modello hardening soil. Allo stesso modo è stato condotto un confronto tra i metodi semi-empirici spesso applicati per la determinazione dei cedimenti superficiali e la valutazione del rischio atteso sugli edifici esistenti. Nel primo caso, la diversità dei risultati ottenuti, sia nel campo delle deformazioni che nel campo delle sollecitazioni, dimostrano la necessità di lavorare con modelli numerici ben tarati sia sulla base del tipo di analisi da affrontare, sia sulla base del tipo di materiale.

Il confronto con il metodo semi-empirico proposto per primo da Peck nel 1969, ha invece dimostrato che, definendo in maniera accurata i parametri da cui dipende la forma del bacino di depressione che si forma in superficie in seguito ad uno scavo sotterraneo, è possibile ottenere risultati in linea con quelli valutati numericamente.

La definizione del nuovo modello geotecnico ha permesso quindi di definire i modelli numerici impiegati per il dimensionamento delle opere di rivestimento temporaneo della caverna di giunzione nonché di verificare che i cedimenti indotti dagli scavi, rispettassero i limiti imposti nelle prescrizioni del progetto.

Parole chiave: Back analysis; TBM; Metodo convergenza-confinamento; Analisi numeriche; NATM; Cedimenti superficiali; Tunneling in ambiente urbano.

Introduzione

La città metropolitana di Istanbul è una fra le aree metropolitane del mondo caratterizzate da maggiore crescita della popolazione ed è interessata da un imponente programma di sviluppo infrastrutturale, con una finalizzazione ideale nel 2023, centesimo anniversario della fondazione della moderna Repubblica della Turchia. Istanbul è una *megacity*, sviluppata nei due settori europeo ed asiatico, separati dallo stretto del Bosforo. La città ospita oggi più di 13 milioni di abitanti, il 18% della popolazione della Turchia. La mobilità, con lo sviluppo di una rete di trasporto sostenibile, è un elemento cruciale del futuro sviluppo: il programma infrastrutturale pianificato prevede, infatti, la realizzazione, in un decennio, di oltre 500km di linee di trasporto, di cui 130km attualmente in costruzione

Le linee di metropolitana Dudullu – Bostanci (DB) e Göztepe- Ataşehir- Ümraniye (GAU), sul lato anatolico della città (penisola di Kocaeli), sono parte di tale network (Figura 1).

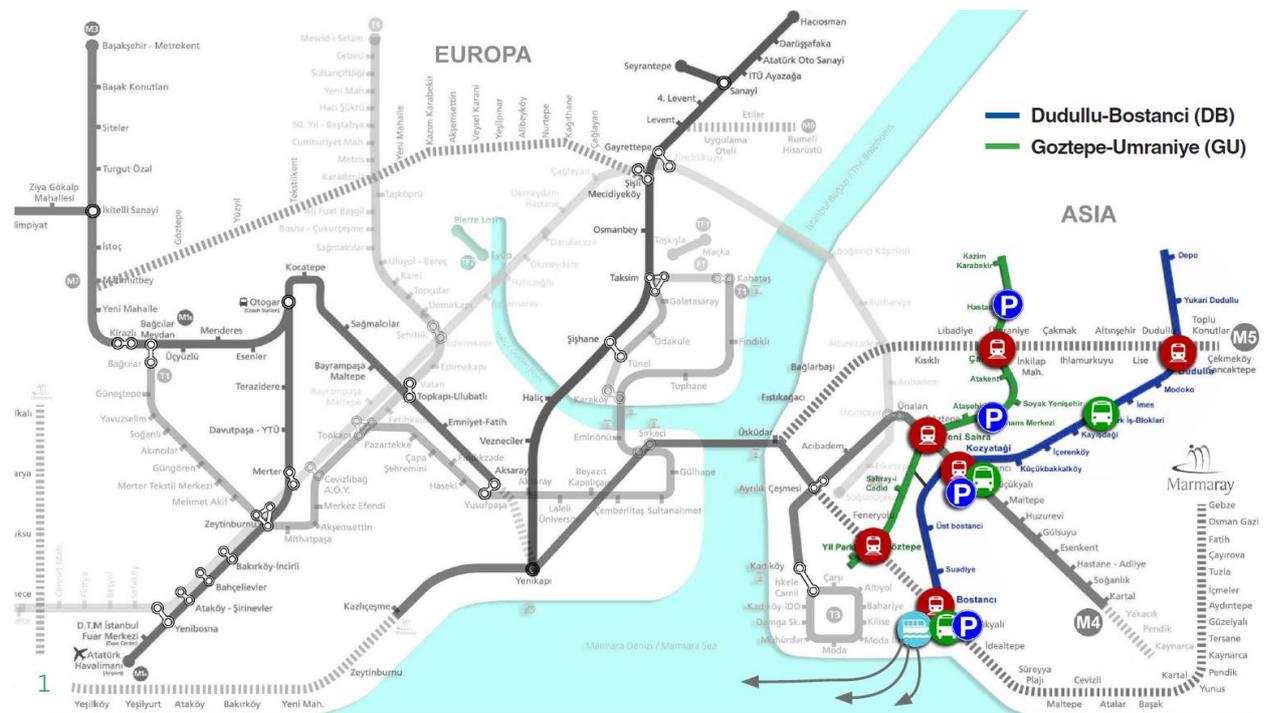


Figura 1 Mappa delle linee metro in costruzione DB e GAU (cortesia di Geodata)

Nel dettaglio, la linea DB si sviluppa completamente in sotterraneo, da sud a nord, per oltre 14 km con 13 stazioni ed un deposito treni. Essa interseca le linee metro Kadıköy–Kartal, Üsküdar–Çekmeköy, la linea ferroviaria trans-europea (Marmaray).

Anche la linea metro GAU si sviluppa interamente in sotterraneo con un tracciato di 13,1 km comprendente 11 stazioni. Il profilo longitudinale è progettato per collegare i distretti sul lato anatolico, il quale non dispone di infrastrutture di trasporto pubblico sufficienti, in termini di accessibilità al centro città, e connessione ad altri sistemi di trasporto. Questo stesso progetto è pianificato per collegare i principali corridoi di servizio di trasporto pubblico che corrono nella direzione est-ovest come Marmaray, Kadıköy-Kartal Metro e la linea della metropolitana Üsküdar-

Ümraniye-Çekmeköy, che è ancora in costruzione, oltre ad intersecare la D100, spina dorsale del traffico veicolare su gomma del paese.

La caverna di giunzione con la futura linea metro Göztepe- Ataşehir- Ümraniye (GAU), prevista con lo scopo di consentire una condivisione delle infrastrutture di manutenzione ordinaria e straordinaria presenti in entrambe le tratte, è ubicata in un'area caratterizzata da condizioni geotecniche eterogenee e scadenti, un'idrogeologia complessa ed elevata sismicità, il tutto, in un contesto costruttivo limitato da edifici ed interferenze di varia natura. La progettazione della caverna, unitamente ai necessari aspetti di costruibilità, funzionali, economici, architettonici, ha tenuto conto di questi elementi di complessità, unitamente alla necessità di contenimento dei tempi esecutivi.

L'elaborato, sviluppato nel suo aspetto pratico in Turchia, è frutto di un progetto di "*tesi su proposta del candidato*" definito dal Politcanico di Torino, con la collaborazione della società di consulenza ingegneristica Geodata Engineering S.p.A. di Torino.

Le difficoltà incontrate nella progettazione dell'opera sono relative alle particolari condizioni geotecniche, caratterizzate da un settore dell'ammasso roccioso in area di faglia, alle dimensioni delle sezioni trasversali delle caverne, con superfici anche superiori a 150 m² nonché alle particolari sequenze di scavo che prevedono anche la vicinanza di due tunnel scavati con TBM. Tenendo quindi come filo conduttore le esigenze di cantiere, di economia dell'opera e di limitazione dell'impatto ambientale dell'opera, l'elaborato analizza l'evoluzione e la definizione delle opere di supporto per la caverna di giunzione.

1. Progetto di gallerie e caverne in ambiente urbano

Nei progetti di gallerie e caverne superficiali in contesti urbani, diverse sono le sfide che occorre superare per la loro realizzazione. Si hanno infatti problemi legati al contesto geotecnico, in quanto bisogna interfacciarsi con numerosi problemi che spesso hanno scarso peso nel caso delle gallerie lunghe e profonde. La vicinanza con la superficie, per esempio, implica la possibilità di formazione di un meccanismo di rottura che non di rado può raggiungere il piano campagna con la formazione di fornelli. In prossimità della superficie, inoltre, il terreno risente degli agenti atmosferici nonché delle azioni di origine antropica per cui risulta disturbato da processi che comportano una riduzione delle proprietà meccaniche e l'alterazione dello stato tensionale naturale. Un altro aspetto fondamentale è legato ai cedimenti superficiali. In un contesto urbano, infatti, non può essere trascurato l'effetto degli scavi sulle strutture o sulle eventuali reti di servizio esistenti.

Un altro aspetto non meno importante si veste di carattere logistico ed è legato proprio agli spazi necessari per la realizzazione dell'opera nonché per la sua cantierizzazione.

Questi, insieme ad altri aspetti, ha spinto negli ultimi anni i progettisti verso tecniche di scavo moderne in grado di superare le sfide geotecniche e rispettare tutte le esigenze dei contesti urbani.

1.1 Tecniche di scavo in ambiente urbano

La scelta del metodo costruttivo per la realizzazione di gallerie in ambito urbano non ha regole fisse. La decisione di utilizzare un metodo piuttosto che un altro, è una conseguenza della valutazione di una serie di problematiche quali:

- Struttura topografica della città;
- Caratteristiche del sistema di trasporto;
- Obiettivi di pianificazione e riqualificazione urbana;
- Idrogeologia e geologia e caratteristiche geotecniche del terreno;
- Dimensioni della sezione di scavo e lunghezza della galleria;
- Impatto ambientale e costi di costruzione.

Certamente l'attraversamento di agglomerati urbani che presentano un centro storico di notevole pregio e dall'urbanistica molto irregolare, è reso possibile quasi unicamente dall'utilizzo di tecniche di avanzamento in sotterraneo, mentre gli usuali disagi connessi ai cantieri civili vengono limitati ai pochi punti posti in corrispondenza ai pozzi di attacco.

Una prima sostanziale distinzione va fatta quindi tra gli scavi in cut-and-cover (o scavi a cielo aperto) ed i metodi tradizionali di scavo in sotterraneo. Nel primo caso lo scavo implica la rimozione dello strato di copertura della struttura, mentre nel secondo caso lo scavo viene appunto interamente eseguito in sotterraneo senza interferire con l'ambiente superficiale. Gli scavi in sotterraneo si suddividono inoltre in scavi tradizionali e scavi meccanizzati con la differenza che in questo ultimo caso vengono impiegate delle macchine di scavo note come TBM (*Tunnel Boring Machine*).

1.1.1 Scavo a cielo aperto

In generale uno scavo a cielo aperto consiste nella preliminare esecuzione di una trincea, nella costruzione di una galleria e nella sua copertura. Rispetto al metodo in sotterraneo, tale tipologia è maggiormente impattante sul traffico e sulla vita quotidiana, producendo un sensibile aumento dei tempi realizzativi, anche se ha un minor costo di costruzione e una maggiore sicurezza del cantiere dovuta alla riduzione di imprevisti e infortuni. In genere, sono adottati due metodi che si riferiscono allo scavo di trincee:

- Metodo *bottom-up*
- Metodo *top-down* (o metodo Milano)

Brevemente, nel primo caso si eseguono, ad una distanza pari alla larghezza dello scavo, diversi pali trivellati, tra loro ravvicinati fino a formare un vero e proprio muro interrato. In un secondo tempo si getta la trave di coronamento che lega la serie di pali e si procede al ribasso dello scavo fino alla quota di progetto, previa eventuale tirantatura o puntonatura delle pareti della trincea. In ultimo si costruisce un solettone di calcestruzzo armato di fondo scavo ed, infine, procedendo appunto dal basso verso l'alto si realizzano gli altri eventuali solettoni fino al ripristino della sede stradale (*Figura 1.1*).

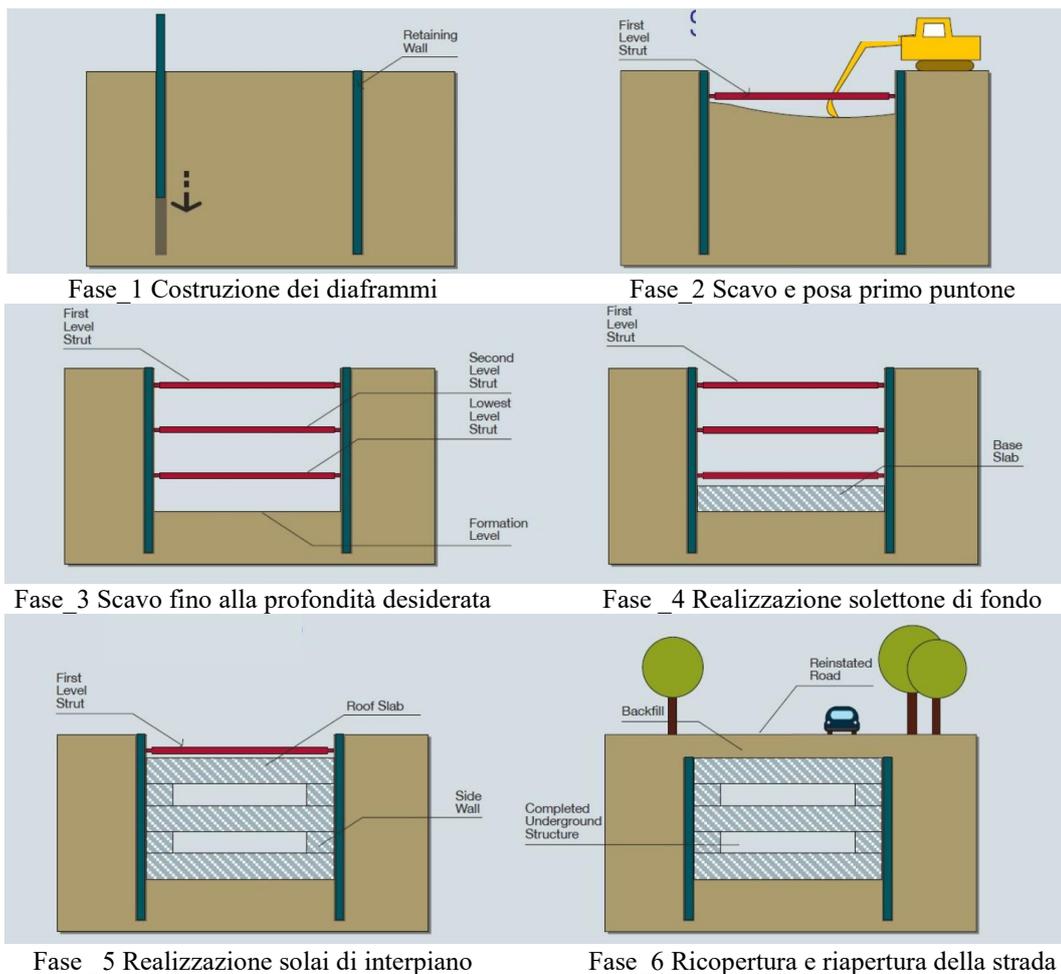


Figura 1.1 Metodo cut and cover_Bottom-Up (da railsystem.net)

Per quanto riguarda la seconda tipologia di scavo (*Figura 1.2*), dopo aver realizzato i diaframmi laterali ed aver effettuato lo scavo del primo strato di terreno, viene gettato il solettone di copertura al fine di ripristinare la viabilità prima ancora della realizzazione della galleria stessa. Il resto dello scavo è completato sotto la protezione di tale piastra superiore. Al termine dello scavo, la piastra di fondo viene legata alle pareti. Le finiture del tunnel sono poi installate all'interno della struttura completata. Per gallerie più ampie, a volte sono installate pile o elementi parete, che possono essere temporanei o permanenti, lungo il centro del tunnel al fine di ridurre l'estensione della luce dei solai.

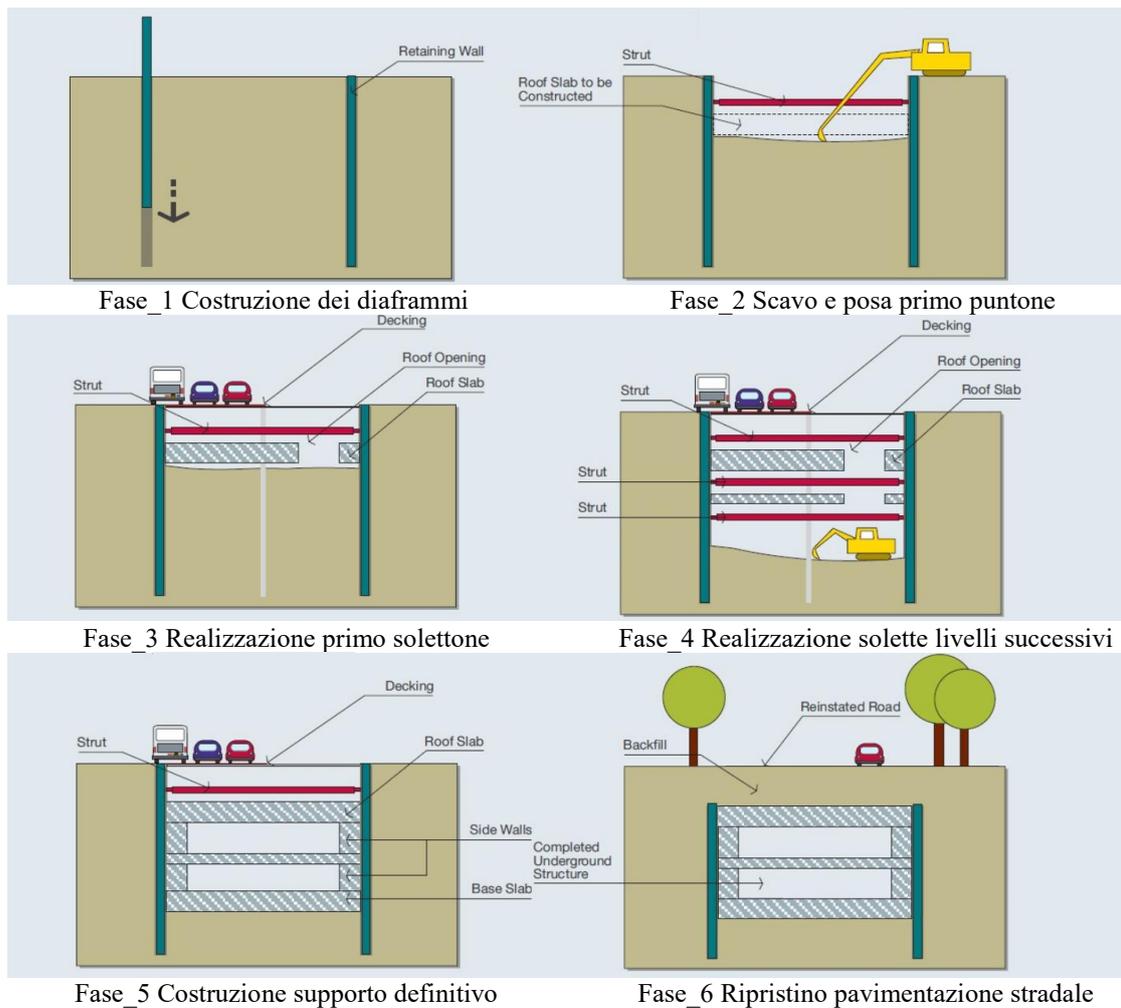


Figura 1.2 Metodo cut and cover_Top-Down (da railsystem.net)

Tale metodo, utilizzato per la prima volta nella costruzione della Linea 1 della Metropolitana di Milano, risponde all'esigenza di minimizzare i disagi dell'interruzione della viabilità superficiale propri del metodo a cielo aperto. Il metodo Milano ha subito nel tempo diverse modifiche che hanno inciso sia sull'aspetto economico che tecnologico. Tali modifiche sono state per lo più mirate alla riduzione delle difficoltà originate dallo scavo richiesto per la realizzazione di paratie profonde oltre 12 metri.

1.1.2 Scavo tradizionale

Nello scavo di gallerie, il “metodo tradizionale” identifica un complesso di metodologie e di tecniche il cui elemento comune è la prevalenza del fattore umano rispetto ai mezzi meccanici. Questo aspetto comporta la necessità di suddividere l’intervento di scavo in fasi distinte e sequenziali, che impiegano mezzi e metodi differenti. Di norma i tre momenti chiave sono: una prima fase di consolidamento del terreno da scavare, con il quale si conferiscono al terreno migliori caratteristiche di omogeneità e soprattutto tenuta del fronte di scavo, così da garantire la sicurezza delle fasi successive; una seconda fase in cui si provvede alla vera e propria asportazione del terreno o della roccia; una terza ed ultima fase in cui si procede con il rivestimento della galleria, il quale permette all’opera di rimanere stabile durante e dopo gli scavi. In base alle caratteristiche geotecniche del terreno da asportare, durante le tre fasi si ricorre anche a mezzi meccanici, specie nel consolidamento, tramite infilaggio o chiodatura, ovvero anche nella fase di scavo, laddove non sia previsto l’uso di esplosivi.

I metodi tradizionali sono spesso conosciuti come NATM o SEM, acronimi che stanno rispettivamente per *New Austrian Tunnel Method* e *Sequential Excavation Method*. Questo metodo di scavo, sviluppato a partire dal 1957 in Austria per scavi in ammassi rocciosi in ambiente alpino, nella sua forma classica prevede di sfruttare la capacità di autosupporto dell’ammasso al fine di ottimizzare il progetto delle strutture di rivestimento. In pratica, con questa tecnica di scavo si tiene conto del reale comportamento e della qualità dell’ammasso roccioso con il fine di definire una efficiente combinazione di supporti di prima fase. Inoltre, durante l’esecuzione dei lavori, si effettua un monitoraggio continuo al fine di valutare le prestazioni e l’efficacia delle strutture installate.

Per via della grande versatilità del metodo di scavo, il SEM è stato applicato anche in contesti urbani a partire dagli anni 70. Il metodo permette infatti la costruzione di geometrie complesse o variabili permettendo anche di controllare i cedimenti superficiali. In particolare, questi dipendono dalla sequenza di scavo, dalla lunghezza di avanzamento, e dalla tipologia di supporti applicati.

Uno degli aspetti che più caratterizza il SEM è proprio il fatto che lo scavo viene effettuato parzializzando la sezione di scavo (*Figura 1.3*).

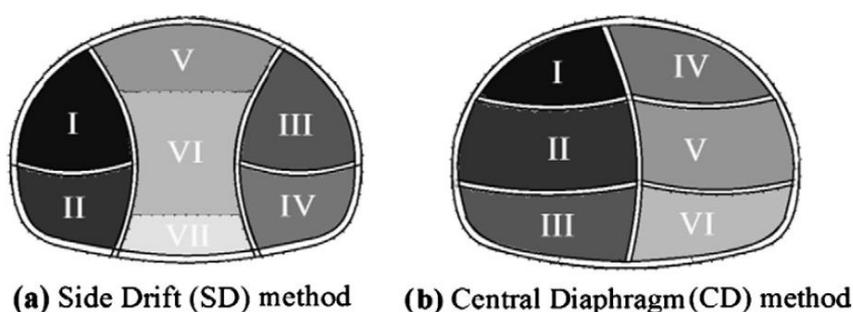


Figura 1.3 Esempi di scavo sequenziali (da U.S. DTHFA)

Per meglio comprendere il concetto, occorre considerare che lo scavo di un tunnel causa nel suo intorno un disturbo dello stato tensionale iniziale del terreno. Precisamente, in prossimità del fronte di scavo si genera uno stato tensionale tridimensionale che si presenta come una sorta di arco posto davanti al fronte (*Figura 1.4*)

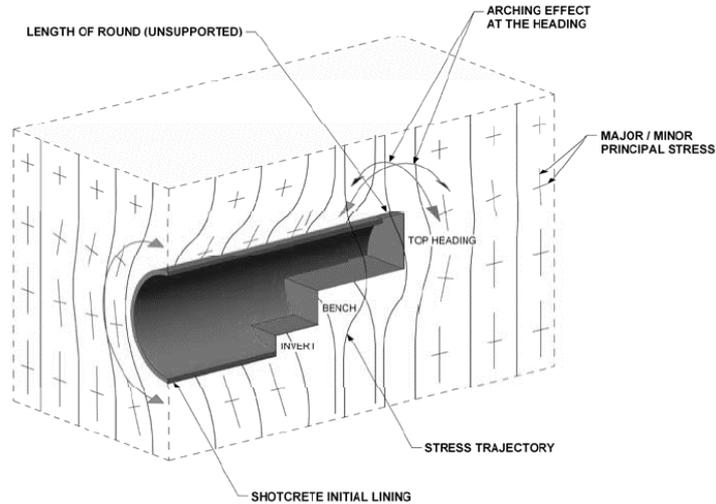


Figura 1.4 Effetto arco dietro il fronte di scavo (da U.S. DTHFA)

L'estensione di tale zona di disturbo dipende largamente dal tipo di terreno, dalla dimensione dello scavo e dalla lunghezza di avanzamento ed in generale è pari a circa due volte il diametro equivalente del corridoio laterale (*side drift*, in letteratura inglese).

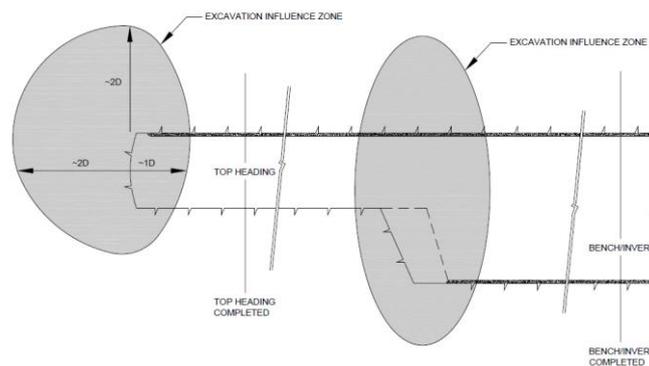


Figura 1.5 Zona di disturbo davanti al fronte di scavo (da U.S. DTHFA)

Sulla base di quanto detto in precedenza, è possibile dunque osservare che la realizzazione dei side drift comporta diversi benefici. Intanto, lo scavo di piccole porzioni determina la formazione di zone di disturbo poco estese. Inoltre, scegliendo opportunamente la sequenza di scavo, è possibile fare in modo che le singole zone di disturbo non possano interferire una con l'altra dando origine ad una zona più ampia. Il numero di side drift deve essere tuttavia ben bilanciato. Da una parte infatti, scavare dei piccoli volumi comporta sicuramente l'aver delle piccole zone di disturbo. Allo stesso tempo tuttavia, questo può comportare un ritardo nella chiusura dell'arco rovescio con conseguente aumento dei cedimenti superficiali.

1.1.3 Scavo meccanizzato

Lo scavo meccanizzato per mezzo di frese, indicate anche con l'acronimo TBM. (*Tunnel Boring Machine*) prevede l'utilizzo di particolari macchine che permettono uno scavo a piena sezione. Tali attrezzature si dividono in due grandi famiglie:

- TBM non Scudate
- TBM Scudate

Le TBM non scudate (*Figura 1.6*) si utilizzano in contesti in cui la qualità della roccia è tale da non richiedere l'applicazione di un supporto continuo a tergo dello scavo. Si tratta quindi di macchine applicate esclusivamente in roccia di buona o ottima qualità ed in assenza di carichi idraulici.

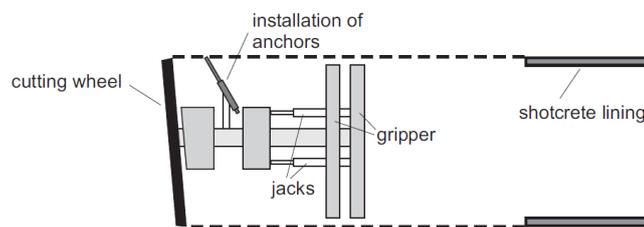


Figura 1.6 Schema di una TBM non scudata

A differenza delle precedenti, le TBM scudate sono equipaggiate appunto con uno scudo cilindrico all'interno del quale sono installati diversi strumenti tra cui i martinetti di spinta ed il carrello eiettore. Lo scudo è costituito da una piastra cilindrica di acciaio dimensionata in modo da sopportare gli sforzi assiali dovuti alla spinta dei martinetti ma anche alle pressioni radiali esercitate dal terreno. La sequenza di avanzamento non è continua ma è caratterizzata da una fase in cui i martinetti contrastano contro il rivestimento già installato al fine di forzare la macchina contro il terreno, ed una seconda fase in cui vengono installati i conci prefabbricati. Questa sequenza comporta uno spostamento che dipende dalla lunghezza dei conci e che in genere è compresa tra 0.8÷2.0 m. I conci in genere hanno un diametro leggermente inferiore rispetto allo scudo. Dietro lo scudo si forma quindi un vuoto anulare che viene riempito in genere con una malta in pressione (*Figura 1.7*).

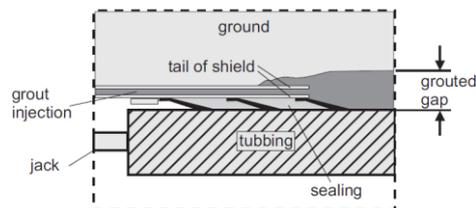


Figura 1.7 Iniezione della malta nella coda dello scudo

In questo modo si riducono eventuali cedimenti superficiali dovuti alla convergenza del terreno dietro lo scudo della macchina.

Questa tipologia di TBM è applicata ogni qualvolta il contesto geologico è tale da non garantire la stabilità del contorno di scavo dietro la testa fresante.

Le TBM scudate possono essere divise in due sottogruppi:

- TBM a fronte aperto
- TBM a fronte chiuso

Le TBM a fronte aperto, pur garantendo il supporto del contorno di scavo, non applicano alcuna pressione di stabilizzazione al fronte. Il loro campo di applicazione è limitato a rocce di media e bassa qualità. Anche queste non sono applicabili nel caso in cui lo scavo è effettuato sotto falda. Un particolare tipo di macchina sono le frese doppio-scudate che possono operare sia come non scudate, e quindi senza posa del rivestimento, oppure come frese scudate aperte.

Le TBM a fronte chiuso, oltre a garantire il continuo supporto del contorno di scavo, applicano una pressione di supporto al fronte garantendone la stabilità. La stessa pressione, inoltre, impedisce l'estrusione del fronte garantendo una riduzione degli spostamenti superficiali. La TBM a fronte chiuso è quindi applicabile nei contesti geologici caratterizzati da bassa qualità geomeccanica oppure ancora in caso di falda. In funzione del metodo di applicazione della pressione di supporto al fronte, possiamo fare una ulteriore suddivisione tra:

- TBM *Earth Pressure Balance* (EPB) dove lo smarino, fluidificato con speciali schiume polimeriche, viene mantenuto in pressione nella camera di scavo;
- TBM *slurry shield* o *hydroshield*, in cui il contenimento del fronte è ottenuto impiegando una sospensione di bentonite mantenuta in pressione nella camera di scavo.

La *Figura 1.8* schematizza rispettivamente una EPB ed una *slurry shield*.

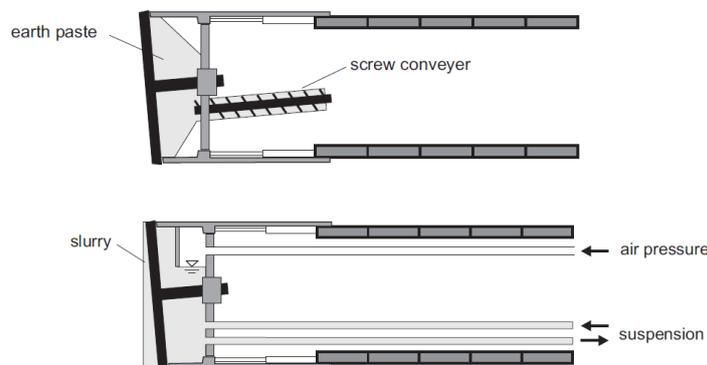


Figura 1.8 Schema di una EPB (sopra) e di una *slurry shield* (sotto)

La scelta tra le due tipologie di macchine dipende da diversi fattori, quali la granulometria attesa in camera di scavo, i livelli di pressione attesi al fronte, la gestione del materiale scavato ecc.

1.2 Metodi empirici per la stima dei cedimenti superficiali

Nel caso di tunnel in ambiente urbano, uno degli aspetti su cui porre particolare attenzione sono le deformazioni indotte dagli scavi. Questo perché eventuali cedimenti differenziali possono danneggiare gli edifici esistenti. Nella pratica progettuale, quando è necessario considerare l'interazione tra il tunnel e le strutture, in genere si effettuano delle analisi in condizioni di campo libero. Tale situazione risulta infatti essere cautelativa in quanto è stato dimostrato che le fondazioni degli edifici comportano un irrigidimento del terreno con conseguente riduzione dei cedimenti (Potts and Addenbrooke, 1997).

Uno dei più comuni metodi applicati per valutare i cedimenti indotti da un tunnel è il metodo empirico. Basandosi sulla misura di cedimenti registrati in seguito alla realizzazione di diverse opere e per diverse tipologie di terreno, Peck (1969) osservò che la sezione verticale della zona di depressione che si genera durante l'avanzamento di un tunnel, può essere ragionevolmente rappresentata da una distribuzione normale o gaussiana (*Figura 1.9*).

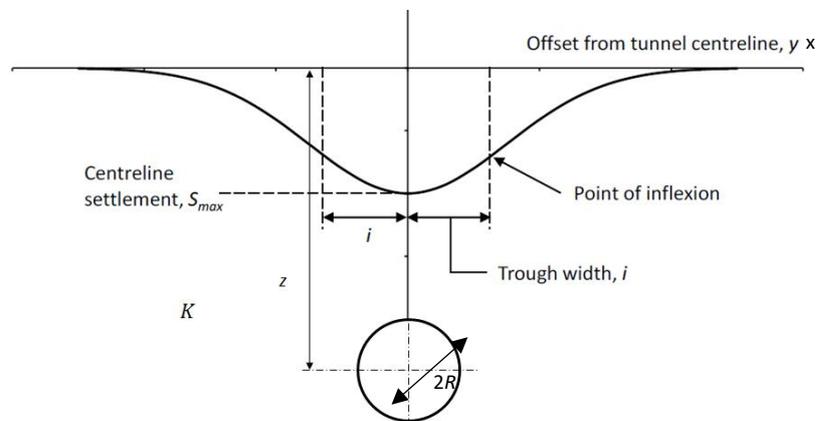


Figura 1.9 Andamento teorico dei cedimenti dovuti alla realizzazione di una galleria

Per la precedente curva si può definire la seguente equazione:

$$S(x) = S_{max} \cdot \exp\left(-\frac{x^2}{2i^2}\right) \quad (1.1)$$

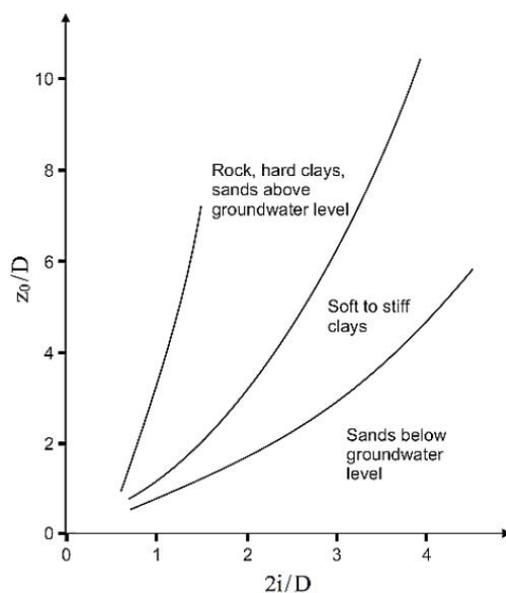
Dove:

- S_{max} cedimento massimo in asse alla galleria,
- i punto di flesso della curva

Sebbene l'uso di questa curva non abbia basi teoriche, in realtà, come viene suggerito dallo stesso autore, essa rappresenta un valido strumento per la stima dei cedimenti dovuti allo scavo di gallerie superficiali.

Il punto di flesso i determina la larghezza della depressione e dipende dalla profondità z , dal raggio R della galleria ed ovviamente dal tipo di terreno (

Figura 1.10).



z_0 Profondità alla quale si vuole valutare il cedimento
 D Diametro della galleria
 i punto di flesso

Figura 1.10 Relazioni tra punto di flesso e condizioni geometriche e geologiche

È possibile osservare che, a parità di altre condizioni, la zona a concavità diretta verso l'alto ha una estensione maggiore nel caso di argille plastiche. Un discorso a parte vale per le sabbie sotto falda per le quali, le particolari condizioni al contorno legate al drenaggio del tunnel stesso, causano un'amplificazione dell'estensione di tale zona. È possibile inoltre notare che più il tunnel diventa profondo, maggiore sarà l'estensione della zona interessata del cedimento superficiale.

Per le curve precedenti, ottenute empiricamente da Peck, è possibile definire una espressione analitica:

$$\frac{i}{R} = \left(\frac{z}{2R}\right)^n \quad n = 0.8 \div 1 \quad (1.2)$$

dove n rappresenta un parametro che tiene conto del tipo di terreno.

In letteratura è possibile trovare studi dovuti a diversi autori i quali presentano, per l'espressione del punto di flesso, varie equazioni empiriche derivate da ulteriori misure in situ oppure da prove di laboratorio (es. test in centrifuga geotecnica). È importante tuttavia notare che le espressioni già ottenute da Peck sulla base di pochi casi studio, sono state convalidate da parte di diversi autori i quali hanno esteso il database dei cedimenti superficiali a disposizione. Molti di essi confermano il valore di $n = 1$ da cui $i = 0.5 z$.

O'Reilly & New (1982), basandosi sulle misure effettuate per 19 casi studio di progetti di tunnel in argilla, hanno determinato le seguenti espressioni empiriche:

$$i = 0.43 \cdot z + 1.1 \quad 3 \leq z \leq 34 \quad (1.3)$$

$$i = 0.28 \cdot z - 0.1 \quad 6 \leq z \leq 10 \quad (1.4)$$

L'equazione 1.4 è stata confermata anche da parte di Hamza et al. (1999) per il caso di gallerie scavate in terreni coesivi con macchine scudate.

Herzog (1985), per scavi in ogni tipo di terreni fornisce la seguente espressione empirica:

$$i = 0.4 \cdot z + 1.92 \quad (1.5)$$

Leach (1985), basandosi sullo studio di 23 tunnel scavati con diverse tecniche (macchina scudata e non, mini tunnel ecc.), ha trovato due diverse espressioni valide rispettivamente per il caso in cui la consolidazione è rilevante (Eq. 1.6) ed il caso in cui invece essa ha scarsa importanza (Eq. 1.7).

$$i = 0.57 + 0.45 \cdot z \mp 1.01 \quad (1.6)$$

$$i = 0.64 + 0.48 \cdot z \mp 1.01 \quad (1.7)$$

Arioglu (1992), basandosi sui risultati di cedimenti rilevati in situ, suggerisce per il caso di scavi meccanizzati e per ogni tipo di terreno, la seguente espressione:

$$i = 0.9 \cdot R \cdot \left(\frac{z}{D}\right) \quad (1.8)$$

Lee et al. (1999), basandosi sul risultato di 12 test su centrifuga geotecnica, hanno proposto la seguente equazione:

$$\frac{i}{R} = 0.58 \cdot \left(\frac{z}{2R}\right) + 1 \quad (1.9)$$

La letteratura scientifica è ricca di altre espressioni dovute a diversi autori. Tra queste, le espressioni indicate in precedenza, sono quelle che meglio si adattano al caso affrontato nella seguente tesi.

1.2.1 Calcolo della perdita di volume e stima dello spostamento verticale massimo

La realizzazione di un tunnel comporta, oltreché cedimenti superficiali, la nascita di spostamenti radiali del contorno della galleria con conseguente variazione del profilo originario della struttura (Figura 1.11).

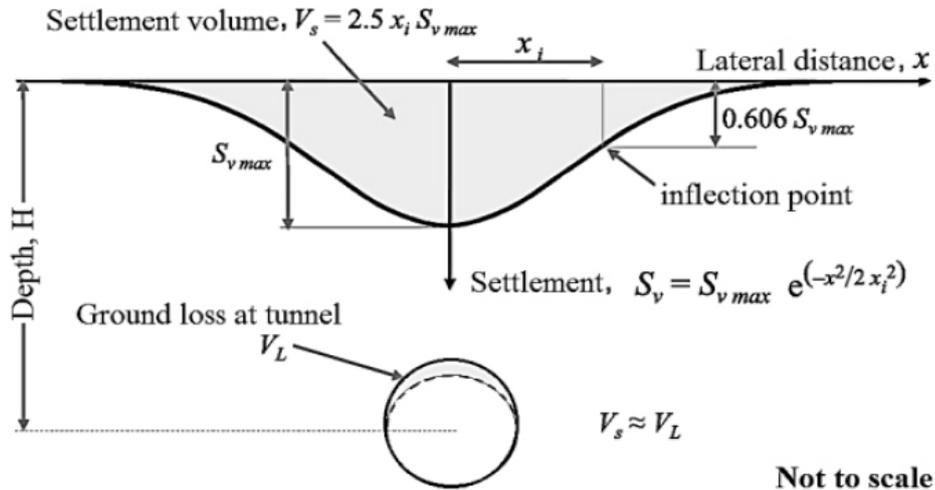


Figura 1.11 Confronto tra il volume di depressione ed il volume perso

L'area compresa tra il profilo originario della galleria e la configurazione deformata della stessa rappresenta un volume per unità di lunghezza e viene generalmente indicato come perdita di volume GLR (Ground Loss Ratio o Volume loss in letteratura inglese). In genere essa è definita in termini percentuali a mezzo della seguente espressione:

$$GLR [\%] = \frac{V_L}{\frac{\pi D^2}{4}} \cdot 100 \quad (1.10)$$

dove V_L indica appunto la variazione di volume, mentre il denominatore rappresenta il volume per unità di lunghezza del tunnel (ovvero la sua area originaria).

L'area sottesa alla curva di Gauss rappresenta anche essa un volume per unità di lunghezza e precisamente rappresenta il volume del bacino di depressione che si genera in seguito alla realizzazione della galleria. In accordo con le proprietà della curva di Gauss, è possibile scrivere che:

$$V_s = S_{max} \cdot i \cdot \sqrt{2\pi} \quad (1.11)$$

Il modo più semplice per stimare il cedimento è assumere l'ipotesi che l'area sottesa alla curva di Gauss V_s , sia uguale alla perdita di volume V_L ; pertanto, considerando le relazioni prima definite, è possibile scrivere:

$$S_{max} = 0.313 \cdot GLR [\%] \cdot \frac{D^2}{i} \quad (1.12)$$

È bene osservare che l'ipotesi precedente equivale ad assumere che la variazione di volume V_g del terreno compreso tra la galleria ed il piano campagna è nulla (Figura 1.12).

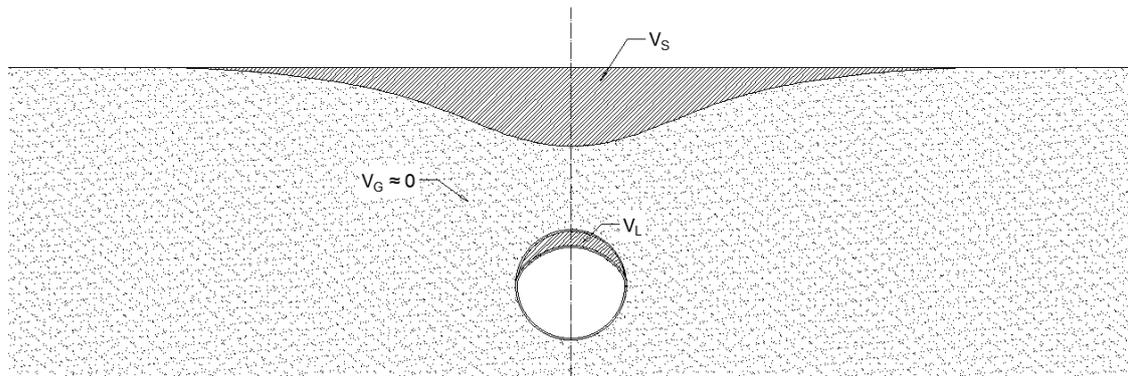


Figura 1.12 Variazioni di volume indotte dallo scavo

Questa ipotesi è rigorosa per il caso di argille in condizioni non drenate. Quando invece si effettua lo scavo in condizioni drenate, ad es. in sabbie dense, V_s può anche essere inferiore a V_L per effetto della dilatanza (Cording et al., 1975). In generale le differenze sono comunque abbastanza piccole per cui è lecito assumere $V_s \approx V_L$.

L'entità della perdita di volume V_L , dipende principalmente dal tipo di terreno, dal metodo di scavo adottato e dalle profondità del tunnel stesso. Le recenti esperienze fatte con TBM a fronte chiuso, hanno dimostrato che è possibile avere un ottimo controllo dei cedimenti superficiali, ottenendo valori di $V_L < 0,5\%$ per il caso di sabbie e ghiaie mentre, nel caso di argille tenere, V_L varia tra 1 e 2% senza considerare gli effetti di lungo termine.

Leblais e Bochon (1991) hanno misurato perdite di volume nell'intervallo 0,2-0,9% per il caso del tunnel di 9.25 m di diametro, realizzato nelle sabbie dense e fini di Fontainebleau. Questo considerando una profondità dello scavo compreso tra 22 a 52 m. Nel caso di coperture comprese tra 4,1-7,2 m gli stessi autori hanno invece misurato valori compresi tra 0,8-1,3%. Ata (1996), per il caso della metro de Il Cairo, ha invece misurato perdite di volume misurate nel range di 0,2-1% con una media di circa 0,5%. Questo considerando uno scavo con slurry shield dal diametro di 9,48 ad una profondità di circa 16 m in sabbie medio-dense sotto falda.

1.3 Il metodo Convergenza-Confinamento

La curva caratteristica rappresenta un importante strumento progettuale in quanto permette di valutare l'effettivo carico gravante sui supporti definitivi o di prima fase. Con tale metodo, inoltre, è possibile tenere in conto l'effetto 3D del fronte nelle analisi in condizioni di stato deformativo piano. In accordo con l'AFTES (Association Française des Tunnels et de l'Espace Souterrain), il metodo è anche definito *metodo convergenza-confinamento* proprio per enfatizzare l'interazione tra l'ammasso che "converge" verso la zona scavata, ed il supporto che al contrario tende a "confinare" tale spostamento.

Per comprendere il concetto su cui si basa la curva caratteristica è possibile considerare lo schema proposto nella *Figura 1.13*. E' lecito assumere che davanti al fronte della galleria esisterà un punto dell'ammasso in cui non si risente ancora dell'effetto dello scavo (in genere si assume $1 \div 1.5$ volte il diametro D della galleria). Se consideriamo dunque il profilo fittizio della galleria, in tale zona non si hanno ancora spostamenti radiali e lo stato tensionale è quello naturale. Allo stesso modo, se ci poniamo nella zona già scavata, in punto sufficientemente lontano dal fronte ($2 \div 3$ volte il diametro della galleria) esisterà un primo punto in cui la galleria ha raggiunto lo spostamento massimo. In tale zona pertanto lo stato deformativo è di tipo piano e la pressione agente all'interno della struttura è nulla.

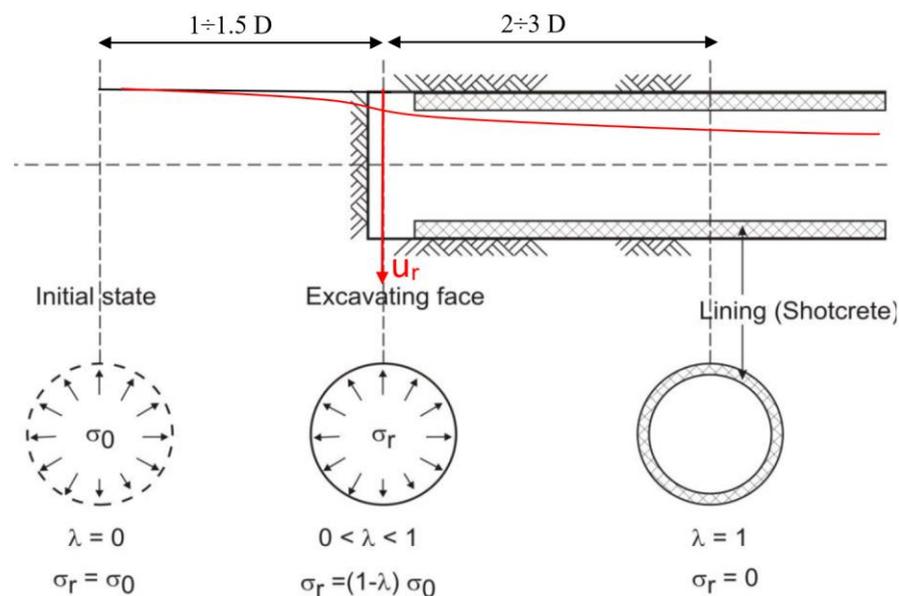


Figura 1.13 Rappresentazione schematizzata del metodo convergenza-confinamento,

In tutte le zone intermedie tra le due situazioni limite descritte in precedenza, la pressione interna che simula l'effetto del fronte può essere espressa come:

$$\sigma_r = (1 - \lambda) \cdot \sigma_0 \quad (1.13)$$

Il termine λ varia tra 0 ed 1 e prende il nome di tasso di deconfinamento o rilascio tensionale.

È pratica comune rappresentare il valore della tensione radiale σ_r in funzione dello spostamento radiale u_r del tunnel e la curva così definita prende il nome di curva caratteristica (*Figura 1.14*).

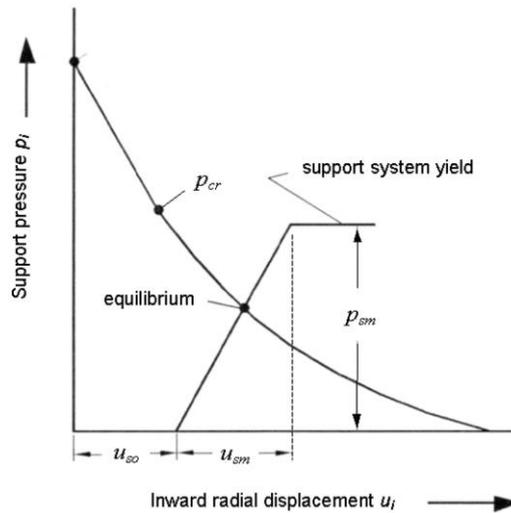


Figura 1.14 Curva caratteristica di una galleria

Nella *Figura 1.14* è anche rappresentata la curva caratteristica del supporto (o curva di confinamento). Il punto di intersezione tra le due curve prende il nome di punto di equilibrio ed in corrispondenza di esso è possibile definire il massimo spostamento radiale nonché la pressione agente sul supporto. Vale la pena osservare che la curva di confinamento a parte da un punto a spostamento radiale diverso da zero. Questo perché, anche assumendo che il rivestimento sia installato in prossimità del fronte di scavo, in tale zona si hanno spostamenti radiali non nulli.

Si noti che più è piccolo lo spostamento radiale in prossimità del punto di installazione del supporto, a parità di altre condizioni, maggiore sarà il carico agente su di esso e di conseguenza minore sarà la tensione di rilascio λ . Nel caso di tunnel realizzati con TBM a fronte chiuso, per esempio, gli spostamenti radiali sono contenuti e pertanto si hanno elevati valori di carico sul supporto definitivo e bassi valori della tensione di rilascio.

1.3.1 Applicazione del metodo convergenza-confinamento agli scavi superficiali

Sebbene esistano degli approcci analitici per la costruzione della curva caratteristica, questi sono definiti sotto ipotesi molto restrittive. In genere si assume:

- Terreno isotropo, omogeneo ed elastico, idealmente plastico;
- Stato tensionale isotropo ($K_0 = 1$);
- Galleria circolare con rivestimento a spessore costante.

Sebbene le precedenti ipotesi siano in genere accettabili per il caso di tunnel lunghi e profondi, diventano molto restrittive per il caso di tunnel superficiali in ambiente urbano.

A tal proposito è possibile applicare le soluzioni numeriche per determinazione della curva caratteristica (Figura 1.15).

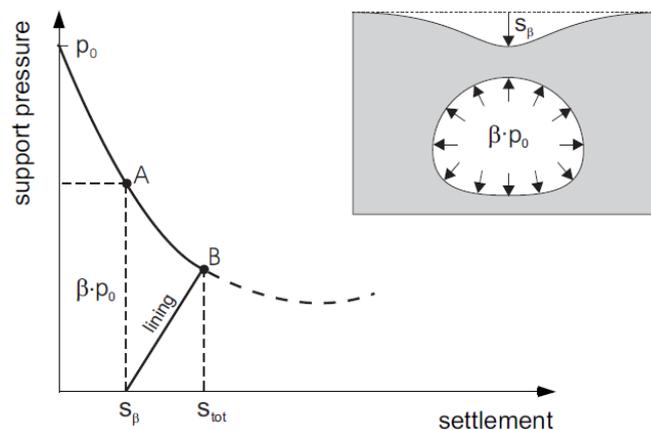


Figura 1.15 Curva caratteristica per tunnel superficiali (da Möller, 2006)

Iniziando con la definizione dello stato tensionale iniziale, nella prima fase di calcolo l'effetto 3D indotto dal fronte è simulato disattivando il materiale interno al tunnel ed applicando una pressione iniziale p_0 al suo interno. Questa tensione viene posta nelle successive fasi pari a $\beta \cdot p_0$ dove $0 < \beta < 1$ rappresenta il fattore di riduzione del carico. In generale tale valore è assunto pari a 0.5. Leggendo quindi per ogni valore di pressione il corrispondente cedimento superficiale S_β , è possibile definire la curva caratteristica. In una seconda fase di calcolo viene installato, in corrispondenza di un certo valore di β , il rivestimento e la rimanente parte di carico viene divisa tra il terreno e la struttura fino a raggiungere un cedimento finale S_{tot} . Si noti che più è rigido il supporto, maggiore è la quota parte di carico che agirà su di esso. Piccoli valori di β sono associati a lunghezze di scavo molto grandi oppure ad una installazione ritardata del supporto. Al contrario elevati valori di β comportano elevati carichi sul rivestimento e piccoli spostamenti.

Addenbrooke et al. (1997) hanno proposto di applicare lo stesso metodo anche al caso dei tunnel scavati con TBM scudate. In questo caso viene proposto di usare come parametro di controllo la perdita di volume V_L (Figura 1.6).

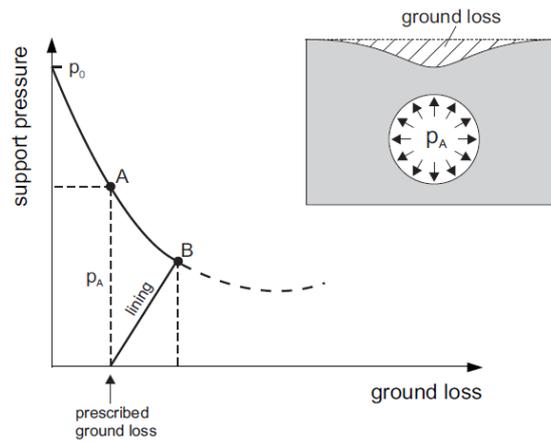


Figura 1.16 Curva caratteristica per TBM scudate (da Möller, 2006)

Stimata la perdita di volume, è possibile ricavare la pressione p_0 che simula il passaggio della macchina. Si noti che, in seguito all'installazione del supporto, si hanno ulteriori perdite di volume prima di raggiungere la posizione di equilibrio rappresentata nel punto B. Tuttavia questa perdita di volume è molto piccola in confronto a quella considerata nel primo calcolo in quanto in genere le strutture di rivestimento sono molto rigide.

1.4 Metodi numerici per la modellazione di tunnel superficiali

Negli ultimi quarant'anni, i modelli numerici hanno subito un grande sviluppo anche nelle applicazioni per le costruzioni in sotterraneo. Oggi infatti, non esistono progetti che non siano sviluppati senza il supporto di modelli numerici. Questo anche grazie all'interfacce dei moderni software i quali permettono un immediato processamento dei dati di input e di output, il tutto coadiuvato dai ridotti tempi di analisi.

Oggi i progettisti possono contare su una grande varietà di metodi numerici, quali, elementi finiti (Finite Element Method, FEM), differenze finite (Finite Difference Method, FDM), elementi al contorno (Boundary Element Method, BEM), elementi discreti (Discrete element method, DEM) ecc. La scelta del tipo di metodo dipende dal rapporto tra la dimensione degli eventuali blocchi costituenti l'ammasso e la dimensione caratteristica dell'opera. I metodi FE e FD sono in genere applicati nei casi in cui il terreno possa essere considerato come continuo (es. terreni o roccia intatta) oppure come continuo equivalente (es. ammassi rocciosi molto fratturati). Se invece la dimensione caratteristica dell'opera è paragonabile ai blocchi di cui è costituito l'ammasso, per la valutazione della stabilità dell'opera occorre tenere in conto i meccanismi di rottura (es. scivolamento ecc.) con i metodi DE.

Uno dei più grandi vantaggi dei metodi numerici è che, a differenza dei metodi dell'equilibrio limite ovvero delle soluzioni numeriche, è possibile definire un modello geotecnico libero da restrittive ipotesi sulle condizioni al contorno o sul comportamento del materiale stesso.

In questo elaborato sono stati applicati solo software agli elementi finiti e nel dettaglio, è stato applicato il codice di calcolo Plaxis 3D (Plaxis manuals, 2019) per le analisi tridimensionali ed il software RS2 (RS2 manuals, 2019) di Rocscience per il progetto in condizioni di stato deformativo piano delle opere della caverna di giunzione.

Nel caso dei modelli numerici tridimensionali, gli elementi finiti sono stati definiti a mezzo di tetraedri a 10 nodi. Nel caso invece delle analisi 2D, questi sono stati definiti con elementi triangolari a 3 nodi.

1.4.1 Definizione delle condizioni al contorno

Nelle analisi numeriche tridimensionali, nell'obiettivo di ridurre i tempi di analisi, quando possibile il modello numerico può essere realizzato considerando solo la metà simmetrica del tunnel stesso. Per quanto riguarda le condizioni al contorno da definire per il caso di scavi superficiali, queste sono rappresentate nella *Figura 1.17*.

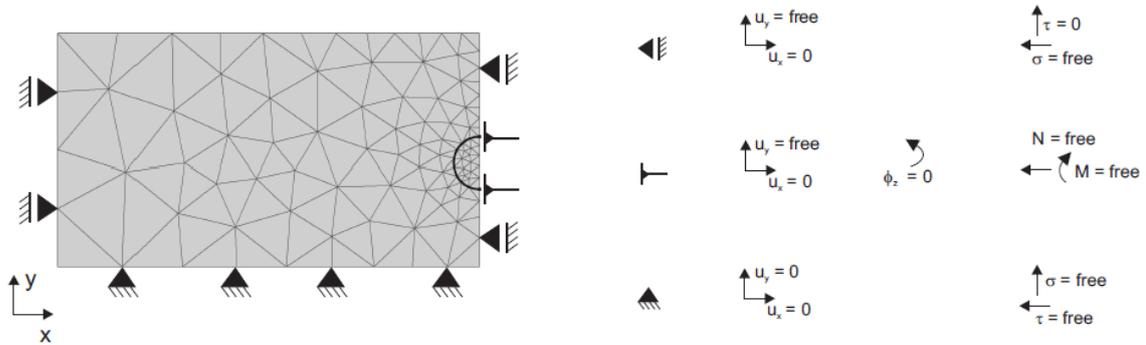


Figura 1.17 Condizioni al contorno per i modello numerici 3D

In pratica, per i confini verticali del modello, in corrispondenza dei nodi degli elementi finiti sono stati considerati dei carrelli. Questi permettono gli spostamenti verticali u_y ma non gli spostamenti orizzontali u_x . Dal punto di vista tensionale, si osservi che in corrispondenza di tali elementi non si sviluppano tensioni tangenziali. La condizione che le tensioni tangenziali sono nulle, inoltre, soddisfa anche la condizione di simmetria sul lato destro del contorno. Per quanto riguarda il tunnel, in corrispondenza del confine verticale destro, sull'elemento shell che costituisce il rivestimento sono stati applicati dei bipendoli i quali permettono gli spostamenti verticali ed allo stesso tempo impediscono le rotazioni. In questo modo è soddisfatta la condizione di simmetria anche per la struttura di rivestimento.

Per quanto riguarda il confine inferiore del modello, in corrispondenza dei nodo sono stati applicate delle cerniere che impediscono sia gli spostamento orizzontali u_x che gli spostamenti verticali u_y . Questo implica sia la nascita di tensioni normali che tangenziali. In genere questo confine deve essere posto in corrispondenza di un substrato roccioso o comunque sufficientemente lontano dal tunnel per evitare disturbi dalle condizioni al contorno.

Infine, per quanto riguarda il confine rappresentante il piano campagna, questo non ha vincoli e pertanto è libero di deformarsi.

1.4.2 Definizione delle condizioni di stazionarietà

Nei modelli numerici tridimensionali, al fine di poter studiare propriamente gli effetti indotti da uno scavo sia in termini di cedimenti che di sollecitazioni, occorre modellare una serie di fasi fino al raggiungimento di una condizione in cui lo stato deformativo ovvero lo stato tensionale non cambiano più tra una fase e la successiva. Il raggiungimento di questa situazione è definita condizione di stazionarietà (Möller, 2006). Per meglio comprendere il concetto si consideri la *Figura 1.18*.

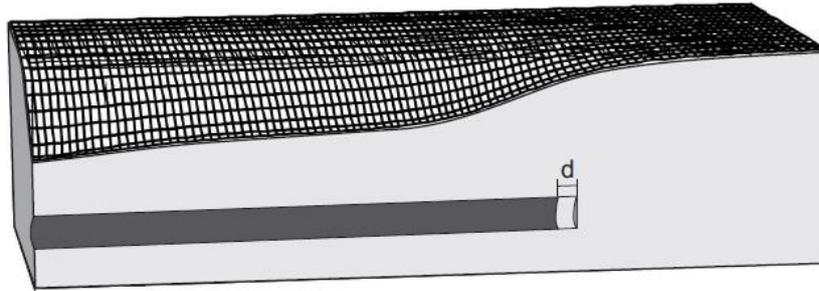


Figura 1.18 Profilo longitudinale degli spostamenti dopo 30 Fasi (da Möller, 2006)

In questa, è possibile notare il profilo longitudinale degli spostamenti ottenuto a mezzo di un modello numerico 3D. Esattamente è considerato un tunnel circolare NATM in cui la lunghezza di scavo d è posta pari a 2 m. Ciò che interessa notare è che la condizione di stazionarietà, ovvero la zona con spostamento verticale costante, è raggiunta solo dopo aver modellato 30 fasi di avanzamento (Figura 1.19). È interessante notare anche l'influenza delle condizioni di inizio scavo del modello.

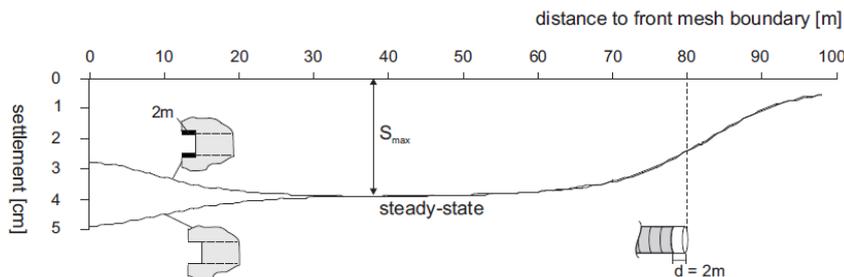


Figura 1.19 Profilo longitudinale degli spostamenti (da Möller, 2006)

Nella figura sono rappresentate infatti, due soluzioni numeriche. In un caso, la prima fase di scavo è realizzata con l'installazione immediata del rivestimento del tunnel ottenendo la curva segnata in alto rispetto alla condizione di stazionarietà. In un secondo caso, invece, la prima fase di scavo è ottenuta considerando una lunghezza non supportata pari a 2 m. Come è possibile notare in entrambe le situazioni si hanno degli errori numerici nella parte iniziale della curva. Per entrambe le situazioni la condizione di stazionarietà viene raggiunta dopo 30 fasi che corrispondono ad un avanzamento di 35m. Nella realizzazione dei modelli numerici si deve tenere dunque in conto della presenza di questa zona di disturbo aumentando la lunghezza del modello stesso.

1.4.3 Definizione delle dimensioni del modello numerico

Per evitare che i risultati dell'analisi numerica siano affetti dalle condizioni al contorno, il modello numerico deve avere delle dimensioni sufficientemente grandi. In linea del tutto generale, è possibile stabilire che le dimensioni di un modello numerico devono essere grandi abbastanza da evitare disturbi dalle condizioni al contorno, ma allo stesso tempo deve essere il più piccolo possibile al fine di ridurre i tempi di analisi. Considerando per esempio il caso di un tunnel superficiale, dal momento che ai lati verticali del modello sono posti dei carrelli, se la sua larghezza è troppo piccola è possibile avere una sovrastima dei cedimenti superficiali.

Meissner (1996), nell'ambito di scavi superficiali analizzati con modelli numerici 2D, ha stabilito che lo stato tensionale al contorno del modello non è influenzato dallo scavo di un tunnel quando i lati verticali si trovano ad una distanza pari a circa 4÷5 volte il diametro equivalente dell'opera. Per quanto riguarda invece il lato inferiore del modello, lo stesso autore ha definito che il bordo inferiore del modello deve stare ad una distanza dall'arco rovescio pari a circa 1.5÷2.5 volte il diametro equivalente dell'opera.

Per stabilire se le condizioni al contorno sono state scelte correttamente, è possibile considerare come parametro di controllo sia le deformazioni sia le tensioni. Bliehm (2001), per esempio, ha stabilito che le deformazioni misurate nella direzione perpendicolare al confine del modello non devono essere superiori allo 0.005% dopo la costruzione del tunnel. Möller, 2006 ha invece stabilito che la rotazione massima dello stato tensionale in corrispondenza del parte inferiore del modello non deve essere superiore a 2.5°. Lo stesso autore, a proposito dei modelli numerici per l'analisi di tunnel superficiali, ha stabilito che gli spostamenti verticali ai confini del modello sono accettabili se essi sono inferiori o al più uguali all'1% del massimo spostamento verticale misurato.

1.4.4 Modelli numerici 3D per scavi meccanizzati con TBM scudate

Nel paragrafo 1.4.1 si è visto come il metodo convergenza-confinamento possa esser applicato per simulare il passaggio di una macchina TBM nei modelli numerici 2D. Adesso si vuole esaminare come possano esser simulati i tunnel TBM all'interno dei codici di calcolo 3D.

Una procedura largamente impiegata anche per tunnel convenzionali è definita metodo *Step-by-Step* (Hanafy ed Emery 1980, Breth 1981, Wittke 1984 e Swoboda, 1989). La *Figura 1.20* schematizza tale procedura.

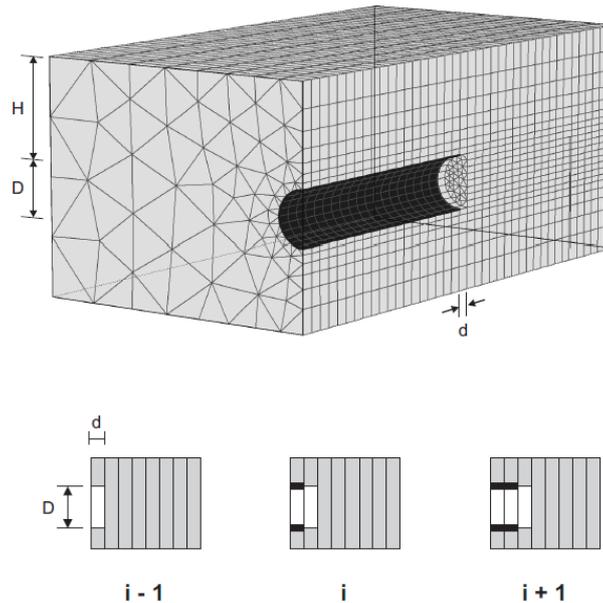


Figura 1.20 Rappresentazione schematica del metodo Step-by-Step (da Möller, 2006)

In pratica, tutte le fasi di calcolo sono uguali e si ripetono iterativamente: inizialmente viene rimossa una “fetta” di terreno posta all’interno del tunnel. In questo modo si simula la zona non supportata di larghezza d compresa tra il fronte di scavo ed i supporti precedentemente installati. In una fase successiva, viene rimosso un ulteriore elemento di terreno mentre nella zona scavata al punto precedente viene attivato l’elemento shell che rappresenta il supporto. Tale procedura è ripetuta fino a raggiungere le volute condizioni di stazionarietà.

La stessa procedura può essere estesa, considerando le dovute complicazioni, al caso degli scavi meccanizzati. In questo caso occorre simulare infatti i seguenti aspetti:

- Scudo della TBM
- Rivestimenti anulari prefabbricati
- Pressione al fronte
- Pressione di iniezione della malta

Esistono diverse tecniche per la simulazione di tali elementi. Maidl et al. (2005), per il caso di TBM slurry shield, propongono di simulare il fango bentonitico con l’applicazione di una pressione sul fronte di scavo, lo scudo della macchina con una pressione radiale applicata sul contorno della galleria, e la pressione di iniezione della malta anche essa con una pressione radiale (*Figura 1.21*).

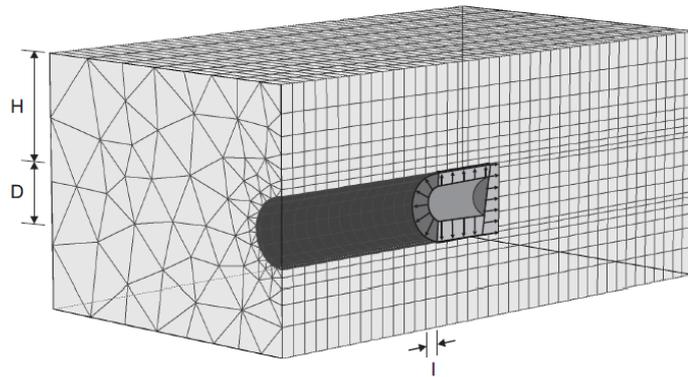


Figura 1.21 Modellazione numerica di una TBM slurry shield (da Möller, 2006)

In questo modo di procedere, i conci prefabbricati della TBM sono modellati in maniera semplificata considerando un elemento shell.

Per il caso di TBM –EPB, altri autori suggeriscono di simulare il passaggio della macchina considerando la presenza dello scudo ed esattamente modellandolo come elemento shell (*Figura 4.3*). Tra la coda dello scudo ed i conci prefabbricati viene lasciato uno spazio vuoto con larghezza pari all'anello di rivestimento. In tale zona viene quindi applicata una pressione diretta radialmente che simula la pressione di iniezione della malta fatta in questa zona. L'interazione tra lo scudo ed il terreno è simulato a mezzo di elementi interfaccia.

La differenza sostanziale rispetto al metodo precedente è che in questo caso le strutture di rivestimento sono simulate come elementi shell.

In tutti i casi, le pressioni prescritte sono sempre fatte aumentare idrostaticamente con la profondità considerando l'unità di peso della malta, del fango bentonitico e dello smarino.

1.5 Progetto, verifica e modellazione numerica dei supporti di prima fase

La progettazione di un sistema di supporti temporanei richiede l'analisi dell'interazione terreno-struttura al fine di definire le sollecitazioni agenti e dunque effettuare le rispettive verifiche strutturali. A tal proposito esistono diversi metodi di calcolo come, per esempio, una varietà di soluzioni numeriche definite in forma chiusa oppure, ancora, altre situazioni in cui si considerano i carichi imposti sulla struttura con interazione terreno struttura simulata considerando delle molle interposte tra terreno e struttura stessa. Le soluzioni analitiche in forma chiusa hanno tuttavia lo svantaggio di essere applicabili solo in situazioni semplificate come per esempio per tunnel circolari e per mezzi considerati omogenei ed isotropi.

L'uso di modelli numerici nel progetto di gallerie, ha permesso di superare le limitazioni di tali metodi ma allo stesso tempo introduce la necessità di modellare adeguatamente i singoli elementi strutturali.

1.5.1 Rivestimenti in calcestruzzo proiettato

Nel caso in cui il supporto primario sia costituito da calcestruzzo armato e tralicci (*Figura 1.22*), il contributo in termini di rigidità delle travi a traliccio (*lattice girder* in letteratura inglese) viene considerato trascurabile. Pertanto nel modello numerico viene preso in considerazione solo il contributo del calcestruzzo proiettato (in particolare spessore e parametri meccanici).

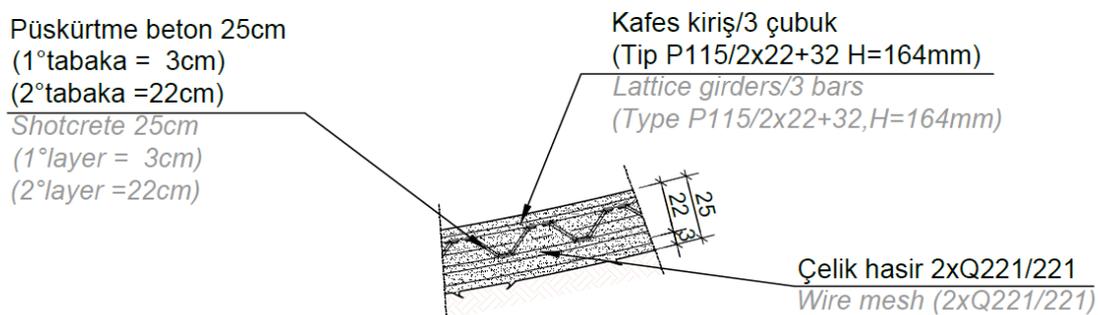


Figura 1.22 Dettaglio costruttivo di un rivestimento in shotcrete

In merito alle verifiche strutturali, dal momento che la struttura è in genere soggetta a sforzo assiale, momento flettente e taglio, occorre effettuare le rispettive verifiche, con la costruzione del dominio di pressoflessione, considerando la sola armatura dovuta alla eventuale rete elettrosaldata, e la definizione della resistenza a taglio $V_{Rd,c}$. A tal proposito si osserva che, essendo lo strato di calcestruzzo proiettato non armato nei confronti del taglio, è possibile applicare la procedura prevista al capitolo 6.2.2 dall'eurocodice 2.

La modellazione dello shotcrete può essere effettuata a mezzo di un elemento *beam* o *plate* a seconda che l'analisi sia di tipo piana o tridimensionale. A tal proposito si osservi che a seconda del valore definito per il modulo elastico E del calcestruzzo, è possibile tenere conto dello stato di maturazione del calcestruzzo. Ribacchi et al. (1994), nell'ambito delle opere in sotterraneo, propongono di utilizzare un modulo elastico pari a 10000 MPa per il calcestruzzo fresco.

1.5.2 Rivestimenti con centine in acciaio e calcestruzzo spruzzato

In questo caso il rivestimento di supporto è realizzato grazie alla combinazione tra nervature in acciaio e calcestruzzo proiettato (Figura 1.23).

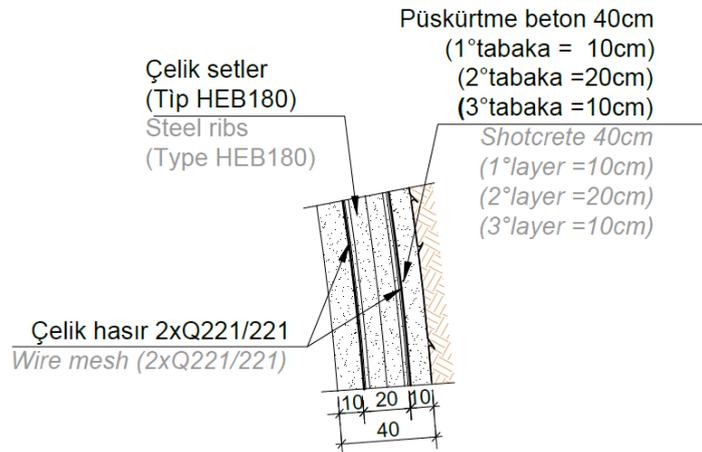


Figura 1.23 Dettaglio costruttivo di un rivestimento in shotcrete e centine coassiali

Al fine di simulare la contemporanea presenza dei due elementi strutturali nel modello numerico, è possibile applicare la teoria dell'elemento *beam* composito definita da Carranza-Torres (2004). In accordo con questa teoria, viene assunta l'ipotesi della congruenza degli spostamenti tra l'elemento 1, rappresentante la centina, e l'elemento 2 rappresentante il calcestruzzo (Figura 1.24)

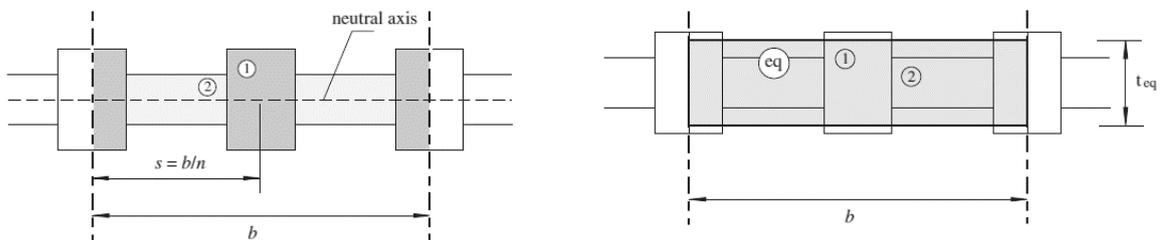


Figura 1.24 Trave equivalente secondo Carranza-Torres

Questo ipotesi implica che i due elementi saranno sottoposti agli stessi spostamenti. Considerando dunque anche la condizione di equilibrio, l'autore ha dimostrato che è possibile considerare una sezione rettangolare equivalente avente le proprietà definite in accordo con le seguenti formule:

$$E_{eq} = \frac{\sqrt{3}}{6} \frac{C_A^2}{\sqrt{C_A \cdot C_I}} \quad (1.13)$$

$$h_{eq} = 2 \frac{\sqrt{3 \cdot C_A \cdot C_I}}{C_A} \quad (1.14)$$

$$C_A = n(A_1 E_1 + A_2 E_2) \quad (1.15)$$

$$C_I = n(I_1 E_1 + I_2 E_2) \quad (1.16)$$

dove n rappresenta il numero di centine effettivamente presenti in un tratto di trave largo b .

Il metodo della trave equivalente permette anche di definire l'aliquota di carico agente sui rispettivi supporti (Figura 1.25).

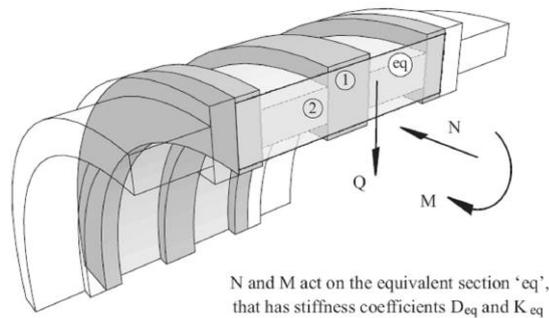


Figura 1.25 Ripartizione dei carichi sulle centine (1) e sullo shotcrete (2)

In accordo con il metodo, le sollecitazioni agenti su ciascun supporto sono, infatti, direttamente proporzionali alla rigidità di ciascun elemento e possono essere ricavate a mezzo delle seguenti espressioni:

$$N_1 = \frac{N}{n} \frac{A_1 E_1}{A_1 E_1 + A_2 E_2} \quad (1.17)$$

$$N_2 = \frac{N}{n} \frac{A_2 E_2}{A_1 E_1 + A_2 E_2} \quad (1.18)$$

$$M_1 = \frac{M}{n} \frac{I_1 E_1}{I_1 E_1 + I_2 E_2} \quad (1.19)$$

$$M_2 = \frac{M}{n} \frac{I_2 E_2}{I_1 E_1 + I_2 E_2} \quad (1.20)$$

$$V_1 = \frac{V}{n} \frac{I_1 E_1}{I_1 E_1 + I_2 E_2} \quad (1.21)$$

$$V_2 = \frac{V}{n} \frac{I_2 E_2}{I_1 E_1 + I_2 E_2} \quad (1.22)$$

Definite le sollecitazioni agenti su ciascuno dei supporti, è possibile procedere con le verifiche sui singoli elementi strutturali. Per lo shotcrete si procede secondo quanto visto in al paragrafo precedente mentre, nel caso delle centine, è possibile applicare il criterio di Tresca:

$$\sigma_{ci} = \sqrt{\sigma_{max}^2 + 3 \cdot \tau_{max}^2} \leq \sigma_p$$

dove:

- $\sigma_{max} = \frac{N}{A} + \frac{M}{I_x} \cdot y$, massima tensione assiale
- $\tau_{max} = \frac{3}{2} \cdot \frac{T}{h_1 \cdot a}$; massima tensione tangenziale

dove σ_p rappresenta invece la tensione di snervamento uniassiale dell'acciaio.

1.5.3 Bulloni da roccia

I bulloni da roccia sono generalmente costituiti da barre di acciaio ancorate nella roccia (Figura 1.26).

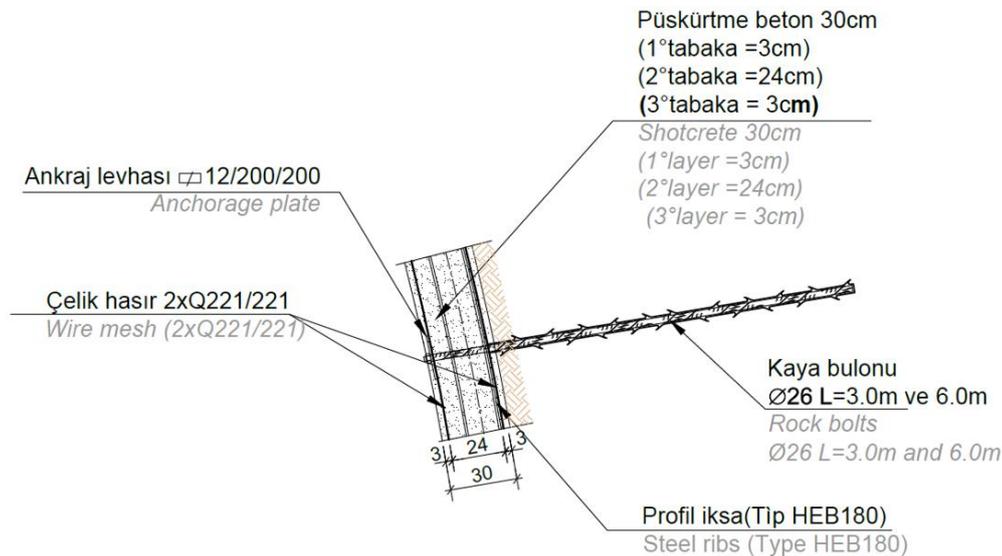


Figura 1.26 Dettaglio costruttivo di un chiodo da roccia

In genere si distingue tra chiodi, quando gli elementi non vengono tensionati ed il carico agente deriva da un successivo movimento nella roccia, e bulloni da roccia, quando invece sono tensionati dopo la loro installazione. In tal senso, per essere efficaci i chiodi devono essere installati prima di un movimento significativo nella massa rocciosa.

Indipendentemente dal tipo di bullone, essi sono in genere modellati come elementi membrana ovvero elementi in grado di offrire solo rigidità assiale trascurando quindi la loro rigidità a taglio.

Per quanto riguarda le verifiche di stabilità di tali elementi strutturali, è necessario verificare che non avvenga il collasso del sistema per raggiungimento della massima resistenza a trazione dell'acciaio o per sfilamento del sistema bullone-malta di iniezione. Nel primo caso la condizione da verificare è che:

$$E_d \leq R_{d,Snervamento}$$

con:

- E_d azione di progetto definita come prodotto tra la massima azione agente sul bullone ed il fattore di amplificazione dei carichi γ_d .
- $R_{d,Snervamento}$ massima tensione di snervamento dell'acciaio. Questa grandezza può essere calcolata a mezzo della relazione seguente:

$$R_{d,Snervamento} = f_{yd} \cdot A_b \quad (1.23)$$

dove f_{yd} rappresenta la tensione di snervamento di progetto mentre A_b è l'area del bullone.

Per quanto riguarda le verifiche nei confronti dello sfilamento occorre invece valutare che:

$$E_d \leq R_{d,sfilamento}$$

dove E_d al solito rappresenta l'azione di progetto, mentre $R_{d,sfilamento}$ indica la resistenza caratteristica allo sfilamento. Questa grandezza può essere calcolata a mezzo della seguente relazione:

$$R_{d,sfilamento} = \tau_{lim} \cdot \pi \cdot D_s \cdot L \quad (1.24)$$

La precedente è stata proposta per la prima volta da Bustamante e Doix (1985) ed i termini hanno il seguente significato:

- τ_{lim} massima tensione tangenziale che si sviluppa tra la malta di rivestimento ed il bullone;
- L lunghezza del bullone;
- D_s diametro fittizio del foro.

Quest'ultima grandezza può essere ricavata considerando $D_s = \alpha \cdot D_{Foro}$ dove α rappresenta un fattore amplificativo che tiene conto del tipo di iniezione della malta, mentre D_{Foro} indica il diametro di perforazione del bullone. Per quanto riguarda la τ_{lim} , questa dipende dal tipo di iniezione e dal tipo terreno e gli autori propongono dei diagrammi che ne permettono la stima. Tuttavia questi dipendono da risultati di prove in sito per cui, in assenza di altre informazioni, è possibile stimare tale tensione a mezzo della seguente:

$$\tau_{lim} = \sigma_m \cdot \tan(\varphi) \quad (1.25)$$

dove σ_m rappresenta la tensione normale media agente sul generico bullone e può essere stimata come:

$$\sigma_m = \gamma \cdot z \cdot (\cos\beta + k_0 \cdot \sin\beta) \quad (1.26)$$

Nella precedente β indica l'inclinazione del bullone maggiormente sollecitato, z la sua profondità media, γ il peso specifico del terreno ed infine k_0 rappresenta il coefficiente di spinta a riposo.

1.5.4 Ombrello di infilaggi

L'infilaggio in avanzamento in galleria, è una tecnica di consolidamento dei terreni che permette lo scavo in condizioni geotecniche difficili (Figura 1.27). Tali elementi conferiscono, infatti, una resistenza maggiore alla volta della struttura aumentandone la capacità di autoportanza.

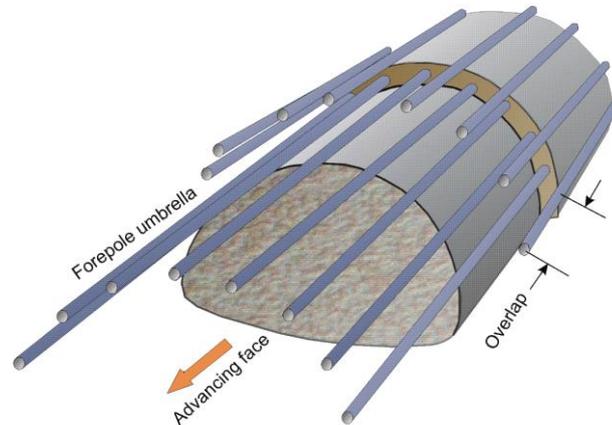


Figura 1.27 Schema dell'ombrello di infilaggi

Gli elementi strutturali sono dei tubi metallici che vengono inseriti in corrispondenza della calotta della galleria con una inclinazione compresa tra 6° ÷ 12° rispetto all'orizzontale. Questo aspetto, insieme ad una sovrapposizione degli infilaggi pari a 3÷5 m, permette la continuità della struttura. In relazione ai vincoli di cantiere è possibile utilizzare tubi con lunghezza compresa tra 9÷12 m.

Per quanto riguarda la modellazione di tali elementi strutturali, nei modelli numerici 3D essi possono essere simulati impiegando degli elementi beam dotati di particolari condizioni al contorno. Queste permettono di tenere in conto l'interazione con il terreno che li riveste. Nel caso dei modelli numerici 2D, in accordo con Hoek (2000), l'arco di ombrelli può essere invece modellato come una zona di materiale con proprietà migliorate che circonda la calotta della galleria (Figura 1.28).

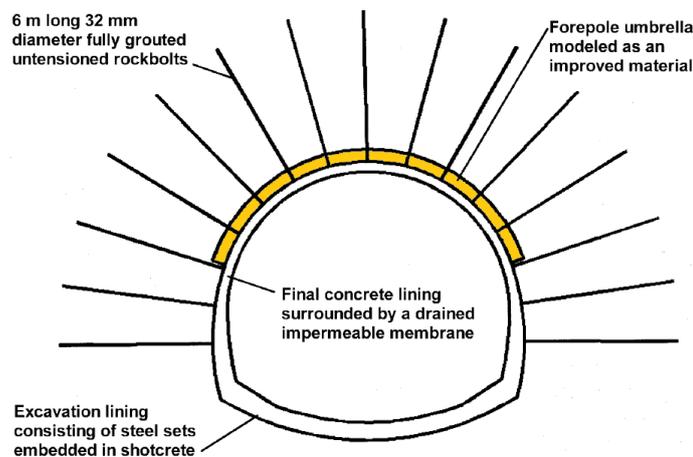


Figura 1.28 Simulazione dell'arco di ombrelli nei modelli 2D – Da Hoek, 2000

In accordo con quanto definito dall'autore è possibile calcolare le proprietà equivalenti a mezzo della seguenti espressioni:

$$E_{eq} = \frac{(A_r - n \cdot A_p) \cdot E_{terreno} + (n \cdot A_p) \cdot E_{acciaio}}{A_{tot}} \quad (1.27)$$

$$c_{eq} = \frac{(A_r - n \cdot A_p) \cdot c + (n \cdot A_p) \cdot f_{yd}/2}{A_{tot}} \quad (1.28)$$

Nelle precedenti E_{eq} rappresenta il modulo elastico del materiale equivalente, c_{eq} la coesione del materiale equivalente, A_r l'area occupata dal terreno, A_p area occupata dai pali, A_{tot} area totale della zona rinforzata, n rappresenta il numero di pali presenti, c la coesione del terreno circostante la galleria ed infine f_{yd} rappresenta la tensione di snervamento dell'acciaio.

In pratica le proprietà del materiale sono definite come media ponderata rispetto all'area con proprietà migliorate.

2. Contesto della caverna di giunzione tra le linee DB - GAÜ

Le caverne di giunzione tra la linea metro Dudullu-Bostanci (DB) e la linea Güztepe- Ataşehir- Ümraniye (GAU) hanno la funzione di permettere l'interoperabilità tra le due linee metropolitane. In questa maniera sarà possibile ai treni della GAU accedere all'officina grandi riparazioni presente nella zona di deposito superficiale della DB, mentre sarà possibile ai treni di quest'ultima linea accedere alle officine di manutenzione ordinaria e pulizia treni presenti nelle zone di deposito sotterraneo della linea GAU.

La *Figura 2.1* mostra una panoramica della zona in analisi e precisamente sono evidenziate le tre sezioni ad allargamento progressivo da cui è costituita l'intersezione.

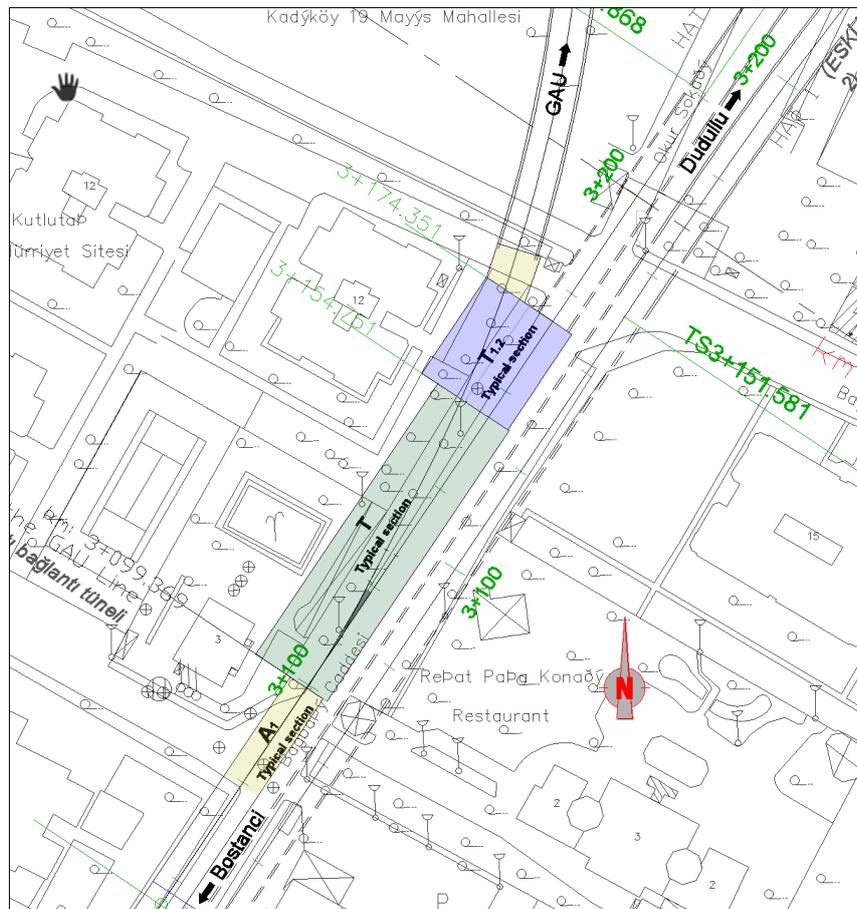


Figura 2.1 Collegamento tra la linea DB e GAU (cortesia di: Geodata)

Come è possibile notare, le due caverne con sezione tipo T e T_{1.2}, permettono un allargamento della sezione iniziale tipo A₁ in modo da permettere una idonea curvatura del treno grazie ad un allargamento progressivo.

La *Figura 2.2* mostra in maniera schematica le tipologie di sezione adottate: partendo dalla sezione tipo A₁, si realizza in seguito una sezione tipo T fino a raggiungere la sezione di maggiori dimensioni tipo T_{1.2}.

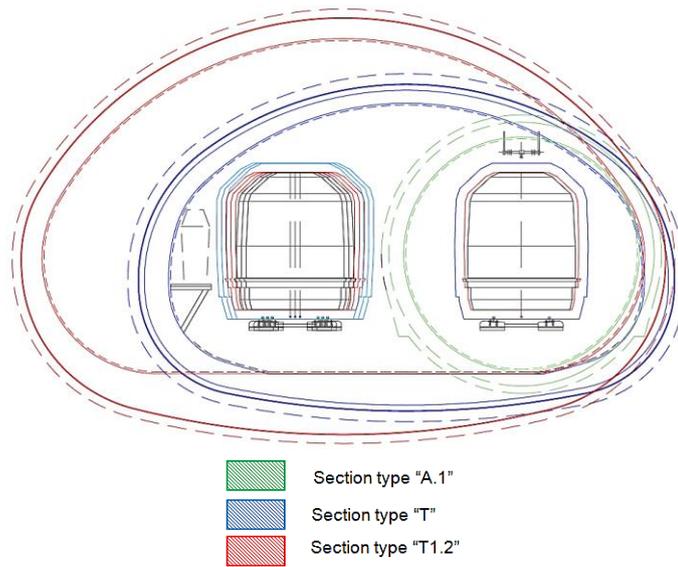


Figura 2.2 Sovrapposizione schematica delle sezioni tipo (cortesia di Geodata)

La progettazione di tale opera ha richiesto, soprattutto dal punto di vista del dimensionamento delle opere di sostegno provvisorie, una attenta analisi con complessità principalmente legate alle condizioni stratigrafiche, le grandi dimensioni delle opere coinvolte e l'articolata fessistica di scavo applicata, che contribuiscono a causare una situazione difficile soprattutto per quanto riguarda la stabilità del complesso struttura-terreno.

2.1 Definizione della sequenza di scavo iniziale

La caverna di giunzione è stata realizzata applicando la tecnica di scavo nota in letteratura inglese come *Sequential excavation method* (SEM). Tale metodo prevede di scavare parzialmente le sezioni di grande diametro con il vantaggio di garantire la stabilità del fronte ma soprattutto, nel caso di ambiente urbano, di ridurre il rilascio tensionale del terreno e dunque i cedimenti in superficie.

Nel caso in esame la sequenza di scavo è resa ulteriormente articolata a causa dei ritardi dei lavori, che hanno causato il passaggio all'interno ed in prossimità delle caverne di due macchine di scavo meccanizzate (TBM). La *Figura 2.3* schematizza le sequenze di scavo che erano state previste per permettere l'estrazione della TBM1.

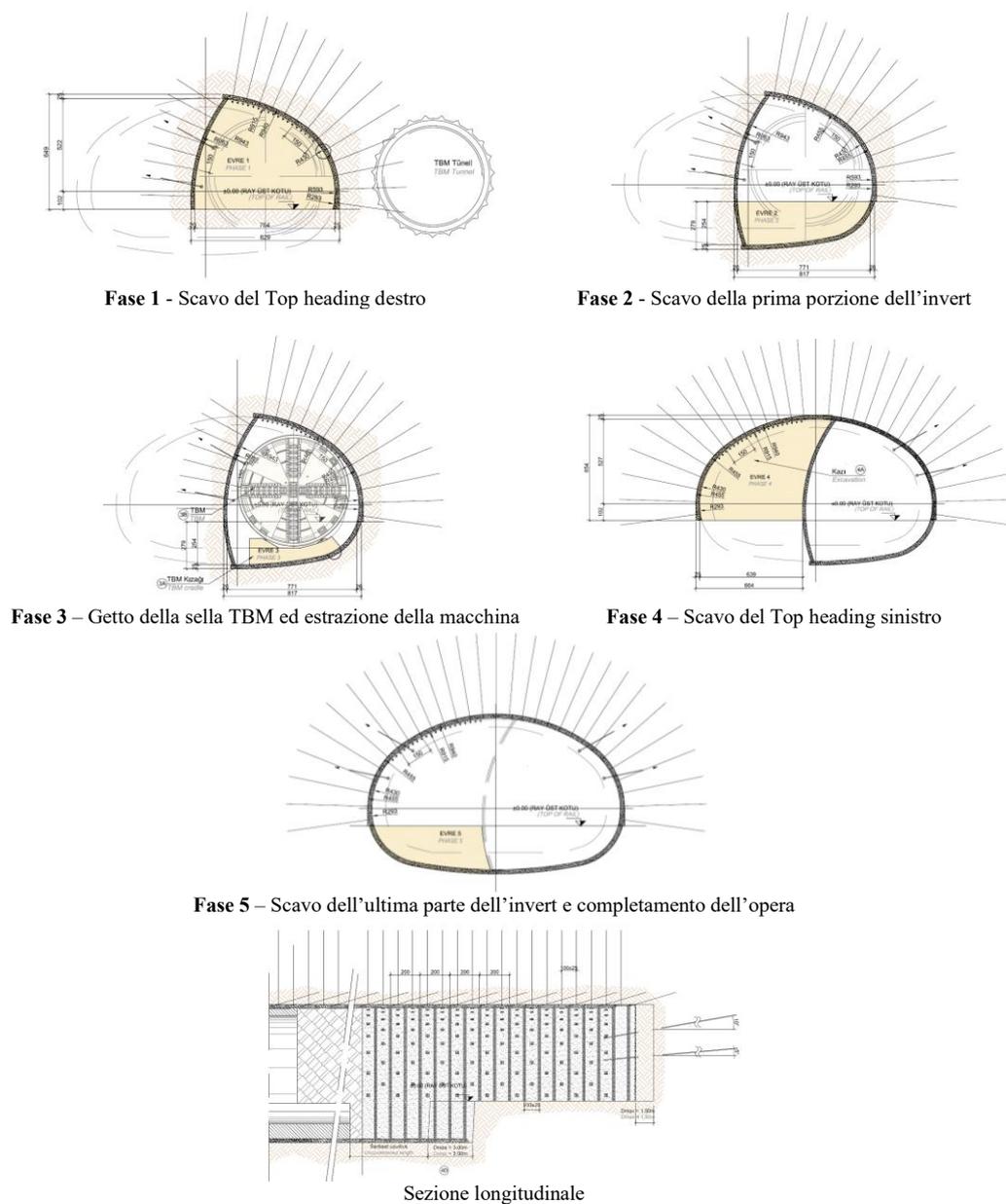


Figura 2.3 Sequenza di scavo della sezione tipo T (cortesia di Geodata)

La zona di ingresso della TBM era prevista inizialmente avvenire in corrispondenza del muro di fondo della sezione tipo T_{1,2}. Tuttavia, in seguito ad un peggioramento delle condizioni del terreno che ha causato ritardi nello scavo delle caverne, in concomitanza con un arrivo anticipato delle macchine di scavo, l'estrazione della TBM è avvenuta all'interno della caverna con sezione tipo T.

La *Figura 2.4* illustra nel dettaglio le fasi di scavo inizialmente previste per l'estrazione delle TBM e la prosecuzione dei lavori.

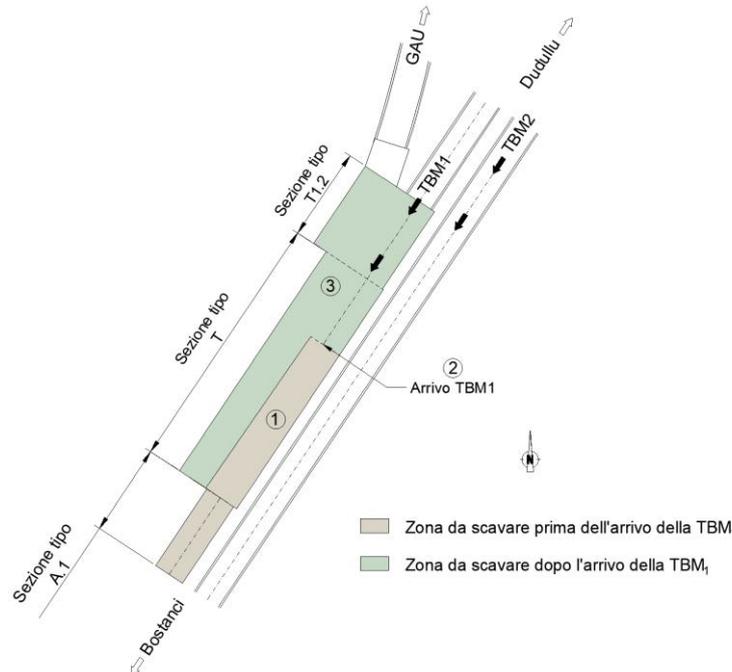


Figura 2.4 Schema delle sequenze di scavo

Nel dettaglio la successione degli scavi prevedeva il seguente ordine:

- 1) Completamento dello scavo del primo side drift della sezione tipo T ed avvicinamento della TBM1
- 2) Estrazione delle TBM1 nella zona di arrivo
- 3) Prosecuzione degli scavi e passaggio della TBM2.

2.2 Condizioni stratigrafiche e progetto iniziale dell'opera

Le strutture di rivestimento delle caverne di giunzione tra le due linee erano state definite con riferimento ad una condizione stratigrafica ottenuta a partire dalla perforazione di sondaggio indicata come BD-20 (Figura 2.5).

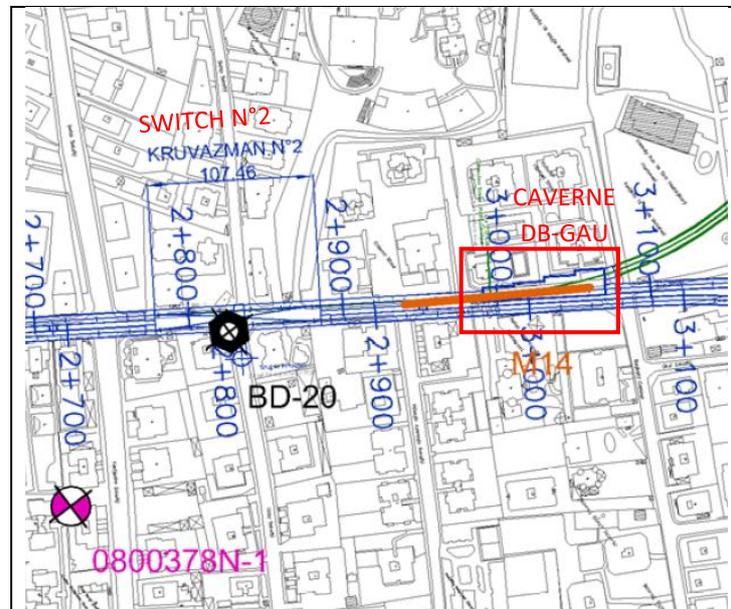


Figura 2.5 Ubicazione della perforazione di sondaggio BD-20 (cortesia di Geodata)

La perforazione era stata realizzata all'interno dello Switch N°2 durante la campagna di acquisizione dati per la linea DB e si trova a circa 200 m di distanza dal complesso in analisi. La Figura 2.6 mostra uno stralcio della sezione geologica ottenuta dal sondaggio BD-20 e precisamente è possibile notare la presenza di due sole formazioni costituite rispettivamente da un materiale di ricoprimento superficiale di origine antropica (*Man made filling*) ed una formazione rocciosa sottostante indicata come Pendik-Kartal (PK).

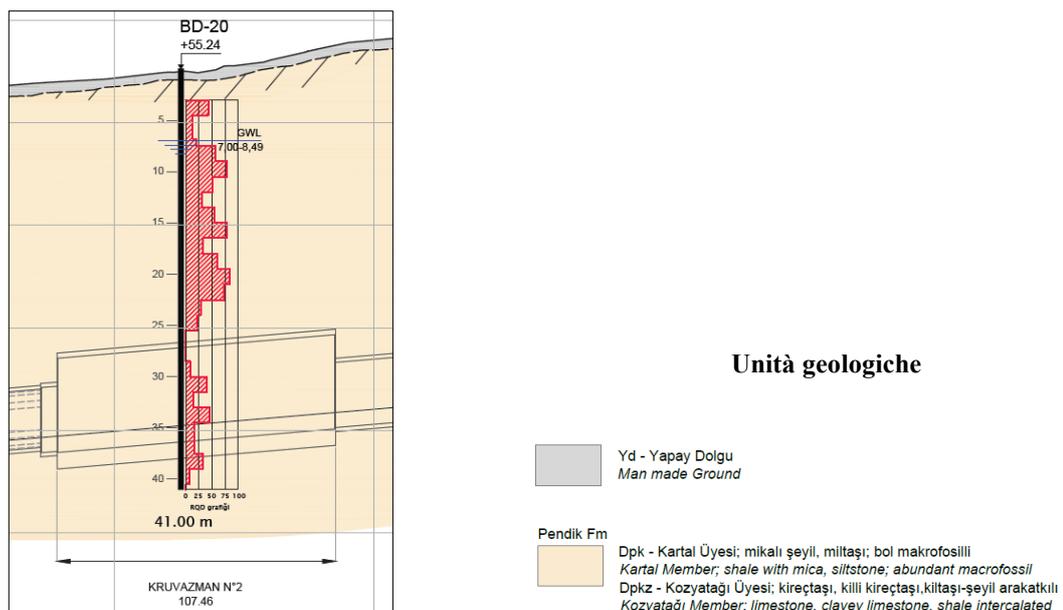


Figura 2.6 Sezione geologica e perforazione di sondaggio (cortesia di Geodata)

Mentre l'unità di origine antropica è costituita da un materiale misto con riempimento non selezionato, l'unità Kartal, appartenente alla formazione rocciosa Pendik, è caratterizzata da calcari sabbiosi neri o grigi scuri con rare presenze di arenarie micacee.

La Figura 2.7 fornisce una stima dell'indice GSI in funzione della profondità.

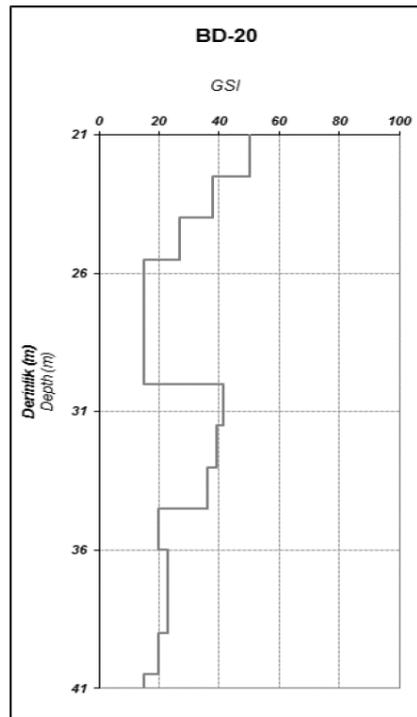


Figura 2.7 Indice GSI per la perforazione BD20

A partire dalle informazioni prima definite era stata ottenuta la successione stratigrafica indicata schematicamente nella seguente Tabella 2.1.

Tabella 2.1 Condizioni stratigrafiche secondo il sondaggio BD-20

	Formazione	Profondità [m]	ID
#	Man-made filling	0.00 ÷ 3.00	
1	Pendik Kartal – PK ₃	3.00 ÷ 5.00	
2	Pendik Kartal – PK ₂	5.00 ÷ 8.00	
3	Pendik Kartal – PK ₃	8.00 ÷ 23.00	
4	Pendik Kartal – PK ₂	23.00 ÷ 34.70	
5	Pendik Kartal – PK ₃	34.70 ÷ fine del modello	

Le unità stratigrafiche riportano dei pedici che fanno riferimento alla classe di deterioramento del materiale, che migliora in senso crescente, ed hanno le proprietà meccaniche sintetizzate nella Tabella 2.2.

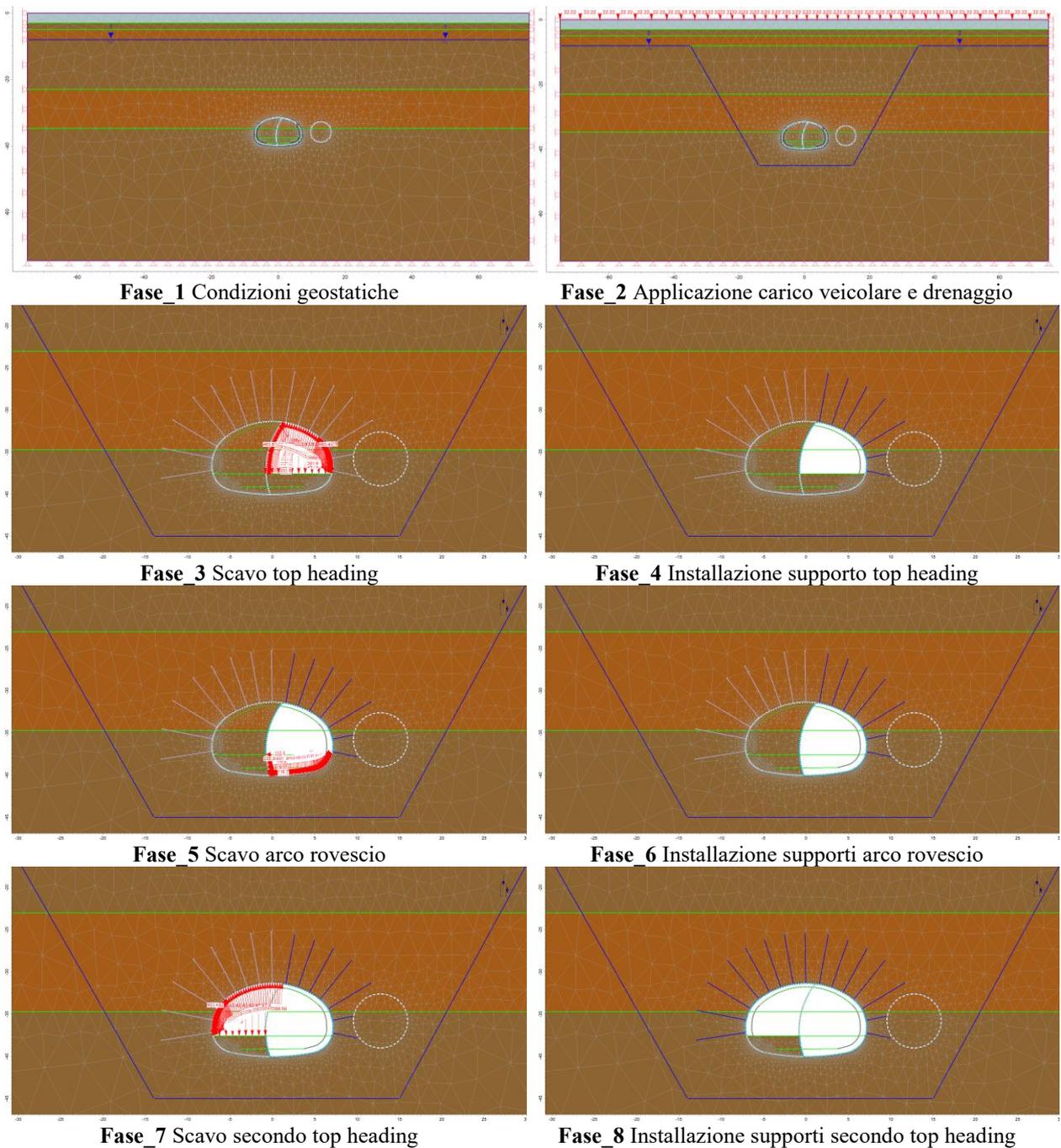
Tabella 2.2 Proprietà meccaniche dei materiali

Formazione	Criterio di rottura	γ	ν	E	c'	φ'	σ_{ci}	GSI	mi	ID
		(kN/m ³)	(-)	(MPa)	kPa	(°)	(MPa)	(-)	(-)	
Materiale di riempimento	Mohr -Coulomb	18	0.30	25	0	30	-	-	-	
Pendik Kartal -PK2	Hoek - Brown	25	0.32	300	-	-	15	25	10	
Pendik Kartal -PK3	Hoek - Brown	25.5	0.28	1200	-	-	37	42	12	

Il set di parametri è stato ottenuto a partire dai risultati dei test di laboratorio disponibili. In particolare, per gli ammassi rocciosi è nota la resistenza a compressione uniassiale σ_{ci} e il modulo di Young E della roccia intatta, ricavati a mezzo di prove di compressione monoassiale ed il loro rapporto (MR), ed in fine il peso per unità di volume.

2.2.1 Analisi numerica iniziale

Con l'ausilio delle precedenti informazioni e congiuntamente alle proprietà geometriche delle sezioni, è stato possibile definire un modello numerico (*Figura 2.8*) con il quale si sono dimensionati i supporti di prima fase per la sezione tipo T.



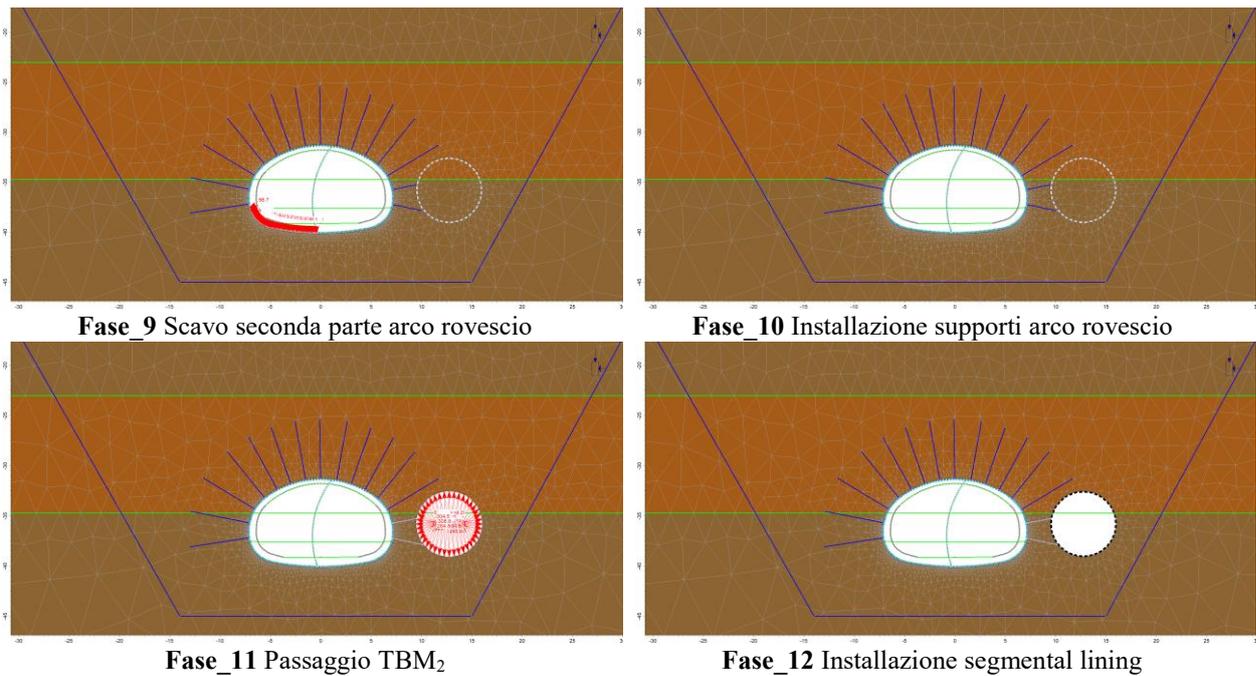


Figura 2.8 Sequenze di scavo – Sezione tipo T

Le immagini precedenti rappresentano le sequenze di scavo del modello numerico, il quale è stato realizzato con il software agli elementi finiti RS2 (Rocscience, 2018) con il quale è stata condotta una analisi in condizioni di stato deformativo piano. Le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei materiali sono state definite sulla base dei risultati riportati rispettivamente nella *Tabella 2.1* e *Tabella 2.2*. Il livello della falda mostrato nella Fase_1 della *Figura 2.8* è pari a $-8m$ ed è stato misurato durante i lavori di perforazione del sondaggio BD-20. Nella Fase_2 tale livello viene abbassato in accordo con il fatto che durante lo scavo del tunnel vengono installati dei drenaggi per la riduzione delle pressioni interstiziali.

Lo stato tensionale iniziale è stato definito con la procedura del coefficiente di spinta a riposo imponendo un valore pari a 0,5 valido sia nel piano che fuori piano. Il rilascio tensionale indotto dagli scavi è stato assunto invece pari al 50%.

Per quanto riguarda la classe di supporto applicata, per la linea DB sono previste diverse classi da scegliere sulla base delle proprietà meccaniche del terreno. La *Tabella 2.3* riportata illustra brevemente le diverse tipologie considerate, nell'ordine di robustezza crescente.

Tabella 2.3 Classi di supporto adottate per la linea DB (cortesia di Geodata)

SUPPORT CLASS	SOTTOCLASSE	Classe RMR	Spessore Shotcrete cm	Lattice girder - Steel ribs		Type of rock bolts	Tunnel advance	
				Type	Spacing (m)		Top heading	Bench
A	A.0	I	20	Lattice girder	1.50 ± 0.25	Rock Bolts	2.5	5.0
	A.1		25	Lattice girder	1.25 ± 0.25	Rock bolts	2.0	4.0
	A.2	II	25	Lattice girder	1.00 ± 0.25	Rock bolts	1.5	3.0
	A.3		25	Lattice girder	0.80 ± 0.20	Rock bolts	1.2	2.4
B	B.1	III	25	Steel rib	1.25 ± 0.25	Rock Bolts	2.0	4.0
	B.2		25	Steel rib	1.00 ± 0.25	Rock bolts	1.5	3.0
	B.3		25	Steel rib	0.80 ± 0.20	Rock bolts	1.2	2.4
C	C.1	IV	30	Steel rib	1.00	Soil Nails / IBO bolts	1.5	3.0
	C.2		30	Steel rib	0.80	Soil Nails / IBO bolts	1.0	2.0
	C.3		30	Steel rib	0.50	Soil Nails / IBO bolts	0.8	1.6
D	D.1	V	30	Steel rib	1.00	Soil Nails / IBO bolts	1.5	3.0
	D.2		30	Steel rib	0.80	Soil Nails / IBO bolts	1.0	2.0
	D.3		30	Steel rib	0.50	Soil Nails / IBO bolts	0.8	1.6

In particolare, la classe C prevede la realizzazione dell'ombrello di infilaggi mentre la classe D prevede il consolidamento preliminare del terreno (jet grouting ecc.). Si noti infine che i valori della classe dell'indice RMR di applicazione è solo orientativa.

I risultati dell'analisi numerica hanno dimostrato che la classe di supporto tipo A.2 era sufficiente a garantire la stabilità dell'opera. Le verifiche dei supporti, in particolare, sono soddisfatte adottando i seguenti elementi provvisori:

- Spessore Shotcrete 25 cm;
- Doppio layer di rete Q221/221;
- Lattice girders a 3 barre, tipo PS 115/2x22+32 H=164 mm con interasse 1.00±0.25m;
- Bulloni da roccia, $\phi 26\text{mm}$, interasse 1.50m (T) x 1.00±0.25m (L); L=6m;

La *Figura 2.9* mostra in dettaglio il modo in cui sono stati definiti tali elementi strutturali all'interno del modello numerico.

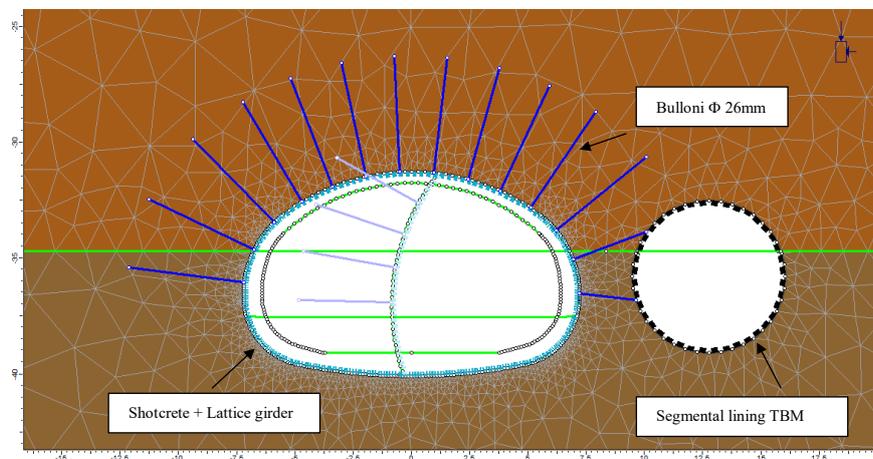


Figura 2.9 Modellazione dei supporti di prima fase

Un altro importante risultato fornito dalla precedente analisi è il bacino di deflessione che si genera in seguito al passaggio alla realizzazione degli scavi convenzionali e l'ulteriore passaggio della TBM₂ (*Figura 2.10*).



Figura 2.10 Bacino di deflessione indotto dagli scavi

I risultati precedenti permettono di concludere che la poco robusta classe di supporto prima definita ed il cedimento di soli 8,5mm sono in accordo con il fatto che la stratigrafia e le proprietà adottate per il terreno presentano delle caratteristiche favorevoli al progetto.

2.3 Peggioramento delle proprietà del terreno

Durante l'avanzamento degli scavi è stato rilevato un peggioramento delle proprietà del materiale tale da causare un rallentamento nella realizzazione dei lavori. I rilievi al fronte di scavo realizzati durante l'avanzamento degli scavi hanno infatti mostrato una graduale riduzione dell'indice RMR che passa da 50 (Buone/discrete proprietà meccaniche dell'ammasso) in corrispondenza della zona di imbocco della sezione tipo T, fino al valore di 32 (scadenti proprietà meccaniche).

Alla luce di tale peggioramento sono stati effettuati due ulteriori perforazioni di sondaggio al fine di valutare l'estensione della zona ammalorata e dunque valutare un possibile ridimensionamento delle strutture di sostegno delle caverne sezione tipo T e T1.2

Le due perforazioni sono rispettivamente indicate come N2SBH01 e N2SBH02 e sono rappresentate nello stralcio della sezione geologica riportata nella *Figura 2.11*.

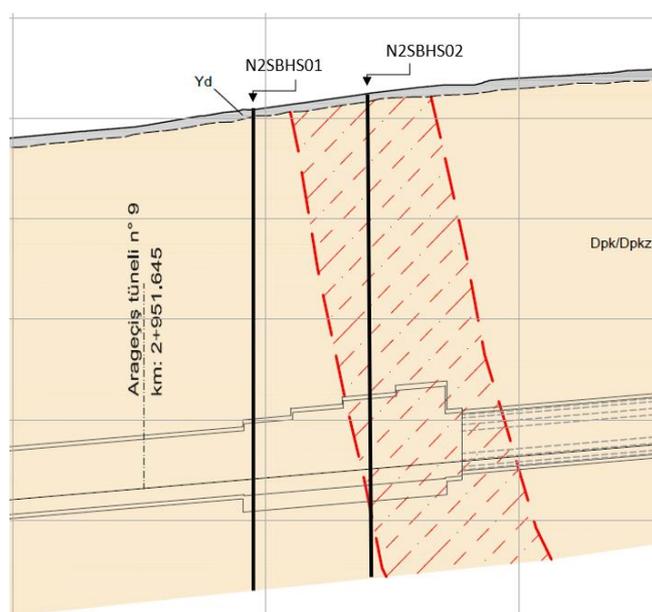


Figura 2.11 Sezione geologica in corrispondenza della Junction cavern

L'immagine precedente mostra inoltre che l'opera nella zona in esame entra in una zona di faglia la quale comporta un sostanziale peggioramento della qualità del materiale, che si presenta molto fratturato con abbondanti intrusioni di suolo residuo.

La *Figura 2.12* mostra un confronto tra il materiale raccolto nelle cassette catalogatrici in corrispondenza della profondità del tunnel nel caso della perforazione di sondaggio iniziale (BD-20) e la perforazione aggiuntiva (N2SBH02).



Figura 2.12 Confronto tra il materiale alla profondità di interesse per le due perforazioni (cortesia di Geodata)

A peggiorare la già complessa situazione, durante la sospensione dei lavori nella caverna sezione tipo T si è verificata una rottura del piedritto di sinistra che ha causato un riversamento di 70 m³ di materiale all'interno della struttura. L'instabilità verificatasi ha evidenziato che lo strato di shotcrete e rete impiegati nella realizzazione del rivestimento, non erano sufficienti a garantire la stabilità dell'opera. Inoltre l'inclinazione a 35° a franapoggio rispetto alla parete di sinistra di uno dei set di giunti indentificati con il rilievo strutturale effettuato sul fronte (Figura 2.13) ha favorito la formazione di piani preferenziali di scivolamento favorendo il riversamento di materiale. Le foto in Figura 2.13 documentano l'instabilità presentatasi e permettono di valutare l'entità del problema in atto.

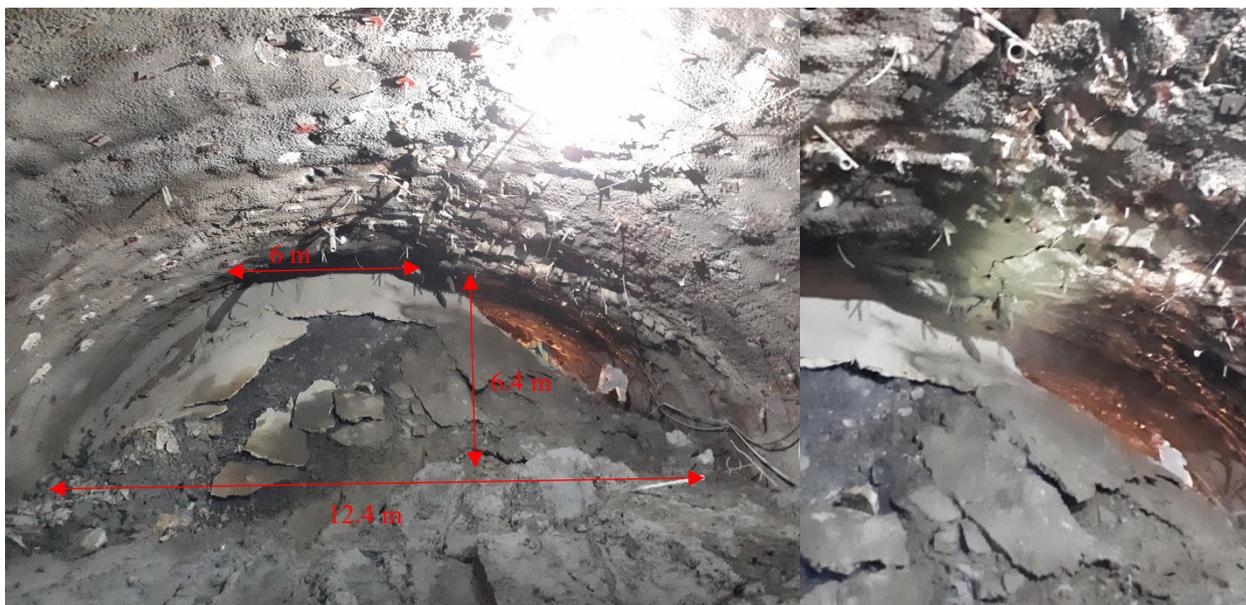


Figura 2.13 Dimensioni del materiale entrato (Sx) e danneggiamento della calotta (Dx) (cortesia di Geodata)

Dalle immagini precedenti è anche possibile notare il danneggiamento esteso su tutta la calotta, e la qualità del materiale collassato che si presenta come un suolo residuo con granulometria equivalente ad una sabbia ghiaiosa.

2.4 Analisi delle condizioni post crollo

Il peggioramento del terreno e l'inatteso danneggiamento delle strutture esistenti ha richiesto la predisposizione di contromisure per la stabilizzazione delle strutture esistenti e la riprogettazione delle strutture temporanee ancora da realizzare. La *Figura 2.14* fornisce una istantanea della situazione che si presentava in seguito al crollo.



Figura 2.14 Schema generale della situazione post-crollo

L'immagine mostra l'esatta ubicazione del fornello all'interno del tunnel T, le zone scavate e da scavare. Nella figura sono inoltre rappresentate le esatte ubicazioni delle perforazioni di sondaggio aggiuntive e la zona in cui è stata estratta la TBM₁. In particolare, è bene osservare che nella rimanente parte della caverna sezione tipo T e nella caverna T1.2 (zona marcata in azzurro con bordi tratteggiati), sono installati i conchi prefabbricati della TBM. Questo aspetto è molto importante poiché, nelle successive analisi e nei successivi modelli numerici, occorre sempre tenere in considerazione sia le questioni pratiche legate alla rimozione dei conchi durante gli scavi ma soprattutto occorre tenere in conto il detensionamento del terreno legato al passaggio delle macchine.

Per quanto riguarda le opere che è necessario dimensionare, la *Figura 2.15* ne fornisce uno schema generale e l'esatta ubicazione sulla base delle misure effettuate in situ.

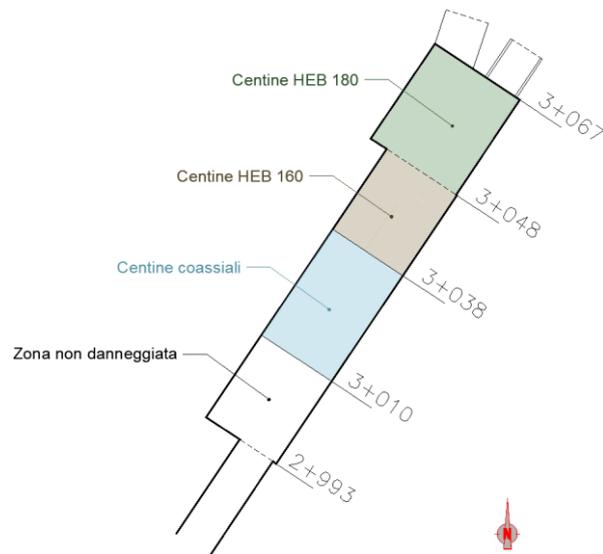


Figura 2.15 Pianificazione delle zone di intervento per la caverna di giunzione

Come è possibile notare dalla precedente, la prima parte della caverna sezione tipo T non ha subito danni e pertanto non si è reso necessario adottare contromisure particolari se non un monitoraggio attivo che comunque è esteso a tutta la zona. Le parti della caverna su cui invece occorre effettuare degli interventi attivi sono nel seguito descritti:

- Progressiva 3+010 - 3+038: tale zona è direttamente interessata dalla rottura del piedritto e da estese fessurazioni sulla calotta che si sono formate in seguito alla formazione del fornello stesso. Per ridurre il rischio di altre rotture o instabilità in tale zona, come sarà ampiamente discusso più avanti, sarà dimensionata una struttura da applicare coassialmente ai supporti già esistenti.
- Progressiva 3+038 - 3+048: Tale zona originariamente progettata con lattice girder e calcestruzzo spruzzato, è stata ridimensionata con l'impiego di centine. In accordo con le esigenze di cantiere è stato inoltre richiesto di impiegare centine tipo HEB160.
- Progressiva 3+048 - 3+067: Quest'ultima parte rappresenta la zona a sezione T_{1.2} e non presentava da parte della direzione lavori particolari prescrizioni per cui si è deciso di impiegare centine tipo HEB 180.

Il progetto delle strutture di sostegno per le diverse zone prima descritte è stato trattato caso per caso nel proseguo del presente elaborato.

2.5 Nuovo modello stratigrafico e proprietà meccaniche degli ammassi

Poiché le opere da dimensionare sono molto vicine tra di loro, il modello stratigrafico del terreno e le proprietà meccaniche dei singoli strati impiegati nella modellazione numerica è unico per le tre condizioni progettuali descritte nel precedente capitolo. Inoltre, si è scelto di fare riferimento alla sola perforazione N2SBH02. Il motivo di tale scelta è legato al fatto che rappresenta il sondaggio più vicino alle zone di interesse ed inoltre presenta un orizzonte stratigrafico più conservativo.

È bene osservare che, sebbene tale perforazione permetta di ottenere facilmente un profilo stratigrafico della zona di interesse, le informazioni in essa fornite non sono sufficientemente dettagliate per ottenere anche le proprietà meccaniche dei materiali. Tale perforazione, infatti, dal momento che era stata richiesta solo per valutare l'estensione della zona ammalorata, non è corredata da prove in sito. Inoltre, non sono presenti informazioni dettagliate in merito al tipo di materiale incontrato, grado di deterioramento e valore dell'indice GSI.

L'ottenimento di tali informazioni ha richiesto pertanto un'attenta analisi dei risultati basata principalmente su studi visivi fatti principalmente sulle fotografie delle cassette catalogatrici. Basandosi su quest'ultime e valutando le informazioni reperibili sul report geomeccanico/geotecnico in cui sono riassunti le prove sui materiali e le formazioni geologiche incontrate su tutta la linea, è stato possibile riconoscere le formazioni geologiche e le rispettive profondità, indicate nella *Tabella 2.4*.

Tabella 2.4 Profilo stratigrafico secondo il sondaggio N2SBH02

#	Formazione	Profondità		ID
		Top	Bottom	
1	Materiale di riempimento	0	-1.50	
2	Suolo residuo – W6	-1.50	-7.50	
3	Pendik Kartal -PK1	-7.50	-10.50	
4	Pendik Kartal -PK2	-10.50	-23.50	
5	Pendik Kartal -PK1	-23.50	-40.00	

È importante notare che il precedente profilo è stato ottenuto prendendo a riferimento strati omogenei con spessore superiore a 0.5m. Questa scelta, in accordo con il metodo del continuo equivalente, permette di evitare elementi di piccole dimensioni nei modelli numerici e, dunque, evitare influenze da parte della mesh. In particolare, è bene osservare che il quinto strato in PK1, in realtà è costituito da una alternanza di strati di PK1 e PK2, ovvero strati più o meno fratturati con condizione della superficie dei giunti simili tra di loro. Non avendo abbastanza informazioni in possesso, in via cautelativa si è deciso di considerare un unico strato PK1.

Per quanto riguarda le proprietà meccaniche, queste possono essere definite a mezzo di una classificazione geomeccanica basata su uno degli indici di qualità dell'ammasso roccioso. Viste le informazioni in nostro possesso si è deciso di far riferimento all'indice GSI proposto da Hoek.

La *Figura 2.16* mostra la carta di Hoek su cui sono segnati gli intervalli dei valori dell'indice GSI per le due unità stratigrafiche presenti nell'ammasso roccioso in questione.

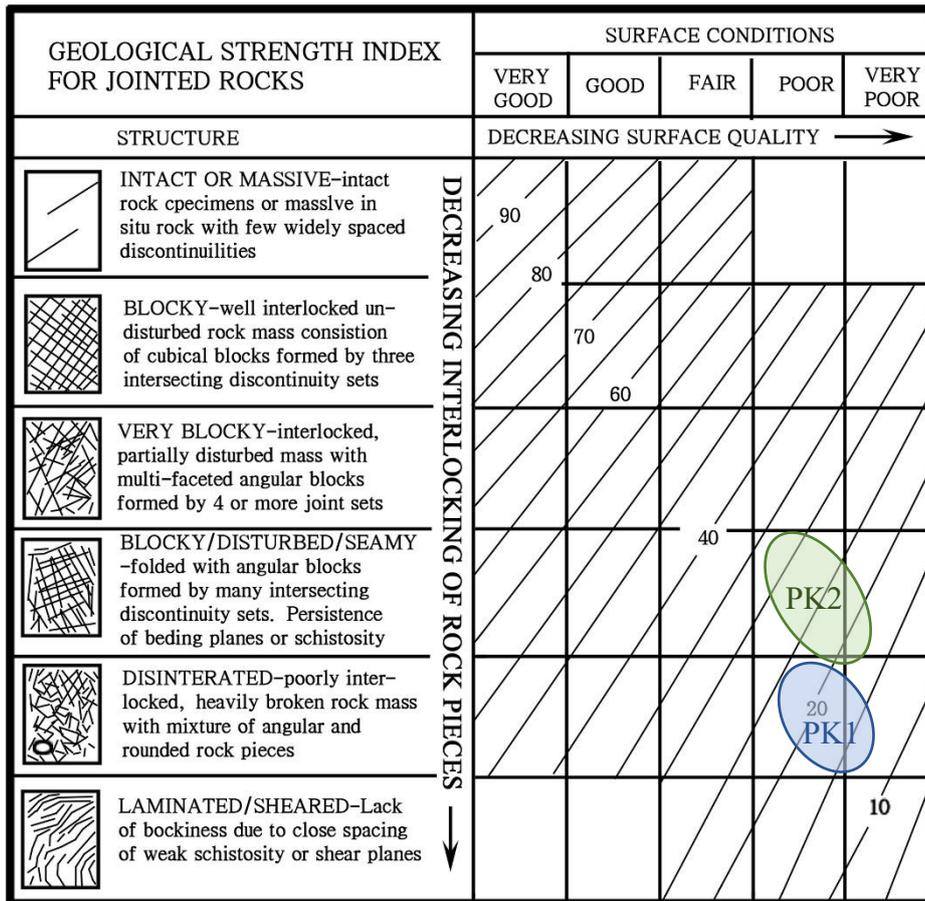


Figura 2.16 Carta di Hoek ed indicazione dei valori del GSI per le due unità stratigrafiche

È importante notare che, in accordo con l'Autore, nel precedente diagramma sono stati definiti solo dei range di valori e non dei valori esatti dell'indice GSI. In particolare, per la formazione PK2 l'indice GSI è compreso tra 20 e 35 mentre nel caso dello strato PK1 l'indice GSI è compreso tra 15 e 25.

A completare le informazioni sulla stratigrafia, è stato possibile sfruttare i face mapping realizzati durante l'avanzamento degli scavi. In particolare, nell'ultimo rilievo effettuato sul fronte (progressiva 3+030) viene indicato un valore dell'indice RMR pari a 32 (Figura 2.17).

2.6 Conclusioni

Le informazioni fin qui fornite permettono di farsi una chiara idea sulla situazione della caverna di giunzione prima e dopo la realizzazione degli scavi. In particolare, con riferimento a quest'ultima situazione, sono state elencate le opere necessarie per la stabilizzazione e la prosecuzione dei lavori.

Partendo dalle informazioni in nostro possesso basate sui dati del report geomeccanico-geotecnico, sui risultati delle osservazioni visive delle cassette catalogatrici delle perforazioni aggiuntive e sui rilievi al fronte fatti durante gli scavi, è stato possibile definire gli orizzonti stratigrafici ed un primo set di parametri validi per la progettazione delle strutture temporanee della caverna di giunzione (*Tabella 2.4 Tabella 2.5* rispettivamente).

Tuttavia, adottando tali parametri, analisi numeriche condotte sul modello della sezione tipo T1.2 della caverna di giunzione, ovvero la sezione di maggiore dimensioni, hanno messo in evidenza una impossibilità a proseguire i lavori senza interventi di consolidamento in avanzamento. Infatti, in accordo con tali analisi, considerando la stratigrafia ed i parametri prima detti e nel caso si adotti una classe di supporto tipo C3, si ottiene un cedimento verticale massimo pari a 3,8 cm. Tale valore supera il limite massimo di 3 cm consentito per il progetto della metro di Istanbul secondo quanto definito nelle specifiche tecniche del progetto indicati nella *Tabella 2.6*.

Tabella 2.6 Valori massimi dei cedimenti superficiali e delle deformazioni degli edifici (fonte: Geodata)

No.	Parameter	Free field, streets, sidewalks, PUC networks etc.	Temporary retaining of Stations, Cross-overs and Shafts trenches
1	Total vertical displacement, mm	30	-
2	Angular deformation	1:500	-
3	Horizontal deformation ⁽¹⁾ , %	0.15	-
4	Horizontal displacement, (mm)	-	0.15%*H ⁽²⁾

Notes:

(1) At the building foundation level and at the ground surface.

(2) H: height of the supported excavation

I limiti imposti nella *Tabella 2.6* sono definiti per evitare danneggiamenti sulle sovrastrutture quali edifici, strade e corredo urbano ed alle sottostrutture.

I risultati prima ottenuti suggeriscono quindi la realizzazione di interventi di consolidamento dimensionati al fine di ridurre i cedimenti e quindi di adottare una classe di supporto tipo D.

Posta l'incertezza sulla stratigrafia ed essendo tali interventi costosi ed a elevato impatto ambientale, prima di asserire la necessità di tali provvedimenti, si è deciso di impostare una back analysis basata sul valore di cedimento misurato durante il passaggio della TBM₁ in corrispondenza della zona di interesse, al fine di ottenere un modello numerico ben calibrato e dunque ottimizzare il progetto dell'opere della caverna di giunzione

3. Impostazione della back analysis

Data l'incertezza nella definizione dei parametri meccanici dei terreni attraversati, si è proceduto ad una analisi a ritroso basata su ulteriori informazioni a disposizione, al fine di ottimizzare il progetto delle opere di prima fase per la caverna di giunzione.

In particolare, si noti che le incognite le quali, nel caso generale di gallerie superficiali in roccia debole, devono essere risolte sono:

- Proprietà meccaniche del terreno
- Grado di disturbo D dell'ammasso roccioso
- Definizione dello stato tensionale

Le proprietà meccaniche del terreno rappresentano sicuramente l'obiettivo finale dell'analisi a ritroso. Tuttavia, l'impostazione dei modelli numerici richiede la risoluzione di altre due incognite e cioè la definizione dello stato tensionale a mezzo del coefficiente di spinta a riposo e la definizione del grado di disturbo del materiale a mezzo del coefficiente D in accordo con il criterio di Hoek e Brown (Hoek, 2008). Sebbene quest'ultima grandezza rientri infatti tra i parametri che definiscono il criterio di rottura, esso è stato considerato a parte poiché è stato impiegato per la valutazione del grado di disturbo indotto nel terreno dalle azioni superficiali (Hoek, 2004).

Nel proseguo saranno analizzate dapprima le incognite del problema prima generalizzate e dunque saranno raccolte tutte le informazioni utili per la conduzione dell'analisi a ritroso.

3.1 Proprietà meccaniche del terreno

Come già detto, obiettivo finale della back analisi è la calibrazione dei modelli numerici ai fini della progettazione dei rivestimenti di prima fase della caverna di giunzione. Questo studio presenta delle complessità in quanto, come vedremo, si ha un numero di incognite che dipende sia dal tipo di criterio di rottura adottato ma anche dal numero di unità stratigrafiche presenti nella zona di interesse.

Per il progetto in esame sono stati impiegati distintamente il Criterio di rottura di Mohr-Coulomb ed il criterio di Hoek-Brown in precedenza descritti. Ciascun criterio introduce un numero di incognite diverso e precisamente, dal momento che in accordo con il principio degli sforzi efficaci la variazione di resistenza al taglio è associabile ad una variazione di sforzi efficaci, per il criterio di Mohr-Coulomb i parametri da considerare incogniti sono:

- Angolo di resistenza a taglio del terreno φ'
- Coesione del terreno c' .

Nel caso del criterio di Hoek e Brown, per determinare le proprietà di resistenza degli ammassi rocciosi devono essere determinati tre distinti parametri dell'ammasso roccioso e cioè:

- Resistenza a compressione monoassiale σ_{ci} della roccia intatta
- Valore della costante di Hoek-Brown m_i per la roccia intatta
- Valore del Geological Strength Index (GSI) per l'ammasso roccioso

Indipendentemente dal modello costitutivo impiegato per descrivere il comportamento del materiale, occorre inoltre definire il comportamento del materiale in campo elastico. In tal senso, in accordo con la legge di Hooke, occorre aggiungere tra le incognite del problema anche il modulo elastico E ed il coefficiente di Poisson ν dell'ammasso roccioso.

Dato il numero di incognite introdotte e considerato che per il caso in esame si hanno quattro diversi materiali (*Tabella 2.2*) il numero delle incognite ammonta a diciotto.

Sulla base delle considerazioni precedenti, risulterebbe dunque molto oneroso dal punto di vista computazionale effettuare tutte le analisi variando l'insieme di parametri prima definiti fino al raggiungimento della convergenza.

Per risolvere tale apparente indeterminazione, è possibile fare delle ulteriori considerazioni effettuando delle analisi di sensitività.

Per il caso in analisi uno dei principali parametri di controllo è rappresentata da uno spostamento e pertanto uno dei parametri che maggiormente influenza il problema è rappresentato dal modulo elastico del terreno. Questa osservazione si veste di maggiore validità se si osserva che, in seguito al passaggio della TMB₁, i risultati delle analisi numeriche 3D hanno dimostrato che le zone plastiche interessano una fascia ridotta e circoscritta alla sola zona di scavo. Infatti, valutata una tensione di rilascio pari a al 40% si ottiene la fascia plastica indicata nella *Figura 3.1*.

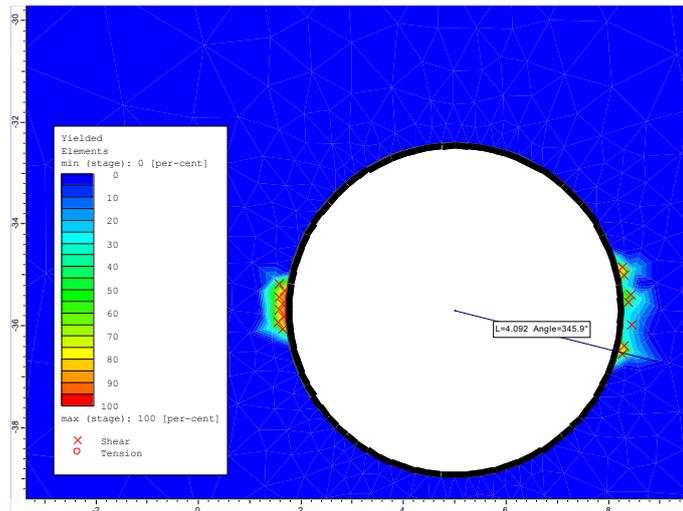


Figura 3.1 Estensione della zona plastica in seguito al passaggio della TMB₁

Tali risultati si riferiscono ad un modello in cui si sono considerati la configurazione stratigrafica indicata nella Tabella 2.4 ed i parametri di primo tentativo indicati nella *Tabella 2.5*.

Per ridurre ancora il numero delle incognite, sono state inoltre condotte delle analisi di sensitività per valutare quali siano gli strati che più influenzino i risultati. A tal proposito, facendo variare i moduli elastici sui singoli strati è stato possibile osservare che lo strato che maggiormente influenza i risultati è rappresentato dallo strato all'interno del quale è realizzata la struttura.

Sulla base delle precedenti osservazioni, è possibile assumere come unico parametro di controllo della back analysis il modulo elastico dell'unità geologica in cui verrà effettuato lo scavo e dunque lo strato di Pendik-Kartal PK1.

3.1 Grado di disturbo D

Il grado di disturbo D, come detto, era stato introdotto per la prima volta nella versione del 2002 del criterio di Hoek e Brown (Hoek, Carranza-Torres and Corkum, 2002) per tenere in conto dell'influenza del detensionamento dell'ammasso roccioso per effetto dello scavo. Tale parametro varia tra 0, per il caso di ammasso roccioso indisturbato, ed 1 nel caso di ammasso roccioso gravemente disturbato dall'azione di scavo.

La *Figura 3.2* fornisce una linea guida proposta dallo stesso autore per la determinazione di tale parametro.

Appearance of rock mass	Description of rock mass	Suggested value of D
	Excellent quality controlled blasting or excavation by Tunnel Boring Machine results in minimal disturbance to the confined rock mass surrounding a tunnel.	D = 0
	Mechanical or hand excavation in poor quality rock masses (no blasting) results in minimal disturbance to the surrounding rock mass. Where squeezing problems result in significant floor heave, disturbance can be severe unless a temporary invert, as shown in the photograph, is placed.	D = 0 D = 0.5 No invert
	Very poor quality blasting in a hard rock tunnel results in severe local damage, extending 2 or 3 m, in the surrounding rock mass.	D = 0.8
	Small scale blasting in civil engineering slopes results in modest rock mass damage, particularly if controlled blasting is used as shown on the left hand side of the photograph. However, stress relief results in some disturbance.	D = 0.7 Good blasting D = 1.0 Poor blasting
	Very large open pit mine slopes suffer significant disturbance due to heavy production blasting and also due to stress relief from overburden removal. In some softer rocks excavation can be carried out by ripping and dozing and the degree of damage to the slopes is less.	D = 1.0 Production blasting D = 0.7 Mechanical excavation

Figura 3.2 Valori suggeriti del fattore di disturbo D - da Hoek, 2002

A rigore tale parametro andrebbe inquadrato nell'ambito del criterio di rottura come un coefficiente aggiuntivo e rientra nelle formule indicate in precedenza.

Il motivo per cui tale parametro è analizzato a parte è, come già accennato, legato a quanto suggerito dallo stesso autore (Hoek, 2004) e cioè che nel caso di galleria in presenza di faglia, è lecito assumere un grado di disturbo diverso da zero indipendentemente dalla qualità dello scavo. Sotto tali condizioni infatti, l'ammasso risente di perturbazioni dalla superficie che ne alterano la struttura e pertanto l'autore propone di assumere un valore del grado di disturbo che rispetti i limiti sotto imposti.

$$0 \leq D \leq 0.3$$

Per l'applicazione del precedente valore si deve tenere in considerazione il fatto che il grado di disturbo indotto dal deterioramento superficiale diminuisce con la profondità. A rigore infatti, è improbabile che valori di deterioramento elevati possano interessare strati molto profondi.

Infine, il fattore di disturbo, quando inteso come deterioramento del materiale indotto dallo scavo stesso, va applicato solo ad un'area delimitata allo scavo stesso considerando una *box* che circoscriva la struttura (Figura 3.3).

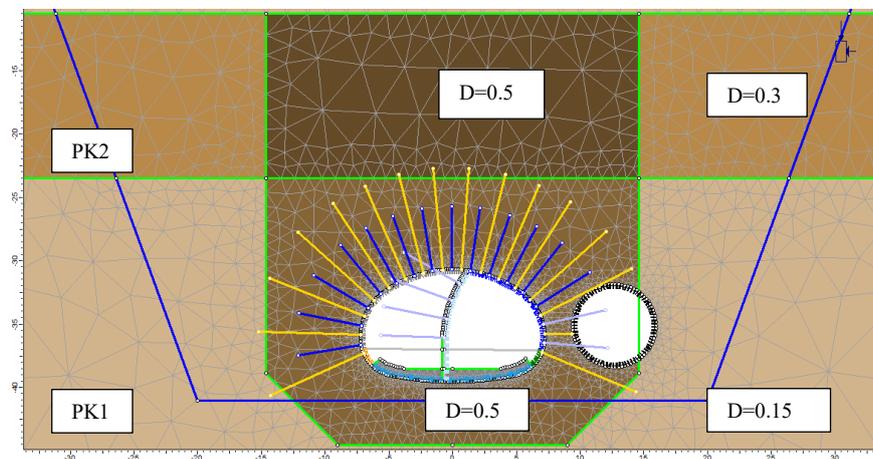


Figura 3.3 Box con fattore di disturbo aumentato

Nel caso in cui invece il fattore di disturbo D è applicato per tenere in conto del deterioramento del materiale, in accordo con Hoek tale fattore è esteso a tutto lo strato.

3.2 Definizione dello stato tensionale

Lo stato tensionale iniziale, influenza fortemente il comportamento del terreno durante gli scavi e, dunque, la sua interazione con le strutture di prima fase. Come è noto, il comportamento dei terreni è non lineare e le proprietà di resistenza e deformazione sono fortemente influenzate dal grado di confinamento.

Lo stato tensionale naturale di un terreno è influenzato da una serie di eventi geologici passati tra cui alcuni esempi sono i movimenti tettonici, i processi di erosione, gli effetti termici ed il creep e dunque esso è il risultato della sovrapposizione di diverse storie tensionali. Nel caso di ammassi rocciosi, essi sono raramente omogenei e continui, ragion per cui lo stato tensionale può variare da posizione a posizione.

La procedura classicamente adottata per definire lo stato tensionale in situ prevede di calcolare il coefficiente di spinta a riposo K_0 definito come:

$$K_0 = \frac{\sigma_h}{\sigma_v}$$

Essendo σ_h e σ_v rispettivamente la tensione orizzontale e verticale agenti in un punto del terreno.

Diverse formulazioni sono disponibili in letteratura per la definizione del coefficiente K_0 . Per il caso dei terreni viene ad esempio spesso adottata la formula di Jaky valida per terreni normal-consolidati:

$$K_0 = 1 - \sin\varphi' \quad (3.1)$$

Basandosi invece sui risultati della teoria dell'elasticità, e facendo l'ipotesi che il terreno possa essere assimilato ad un mezzo con comportamento linearmente elastico, omogeneo ed isotropo, è possibile assumere per il coefficiente di spinta a riposo la seguente espressione:

$$K_0 = \frac{\nu}{1 - \nu} \quad (3.2)$$

dove ν rappresenta il coefficiente di Poisson.

Per quanto riguarda la realizzazione di tunnel profondi in ammassi rocciosi molti autori, suggeriscono di adottare un valore di $K_0 = 1$ (Talobre, 1967). Hoek (Hoek, 2004) suggerisce che in prossimità di una faglia è possibile assumere una spinta orizzontale confrontabile con quella verticale. Tale assunzione è giustificata peraltro dal fatto che in prossimità di una struttura geologica di questo tipo le forze che hanno causato il disgregamento del materiale hanno lasciato come conseguenza uno stato tensionale profondamente alterato con valori del coefficiente di spinta a riposo che possono assumere valori anche ben maggiori dell'unità.

Diversi sono stati gli studi effettuati sulla base di analisi numeriche per valutare l'influenza del coefficiente di spinta a riposo. Möller (Möller, 2006) considerando un modello numerico avente le proprietà elencate nella *Tabella 3.1* ha dimostrato una grande influenza del fattore K_0 sia sui cedimenti superficiali, sia sulle azioni agenti sulle strutture di rivestimento.

Tabella 3.1 Parametri adottati per lo studio di sensitività sul fattore K_0

γ [kN/m ³]	ν_{ur} [-]	E_{oed}^{ref} [MPa]	E_{50}^{ref} [MPa]	E_{ur}^{ref} [MPa]	m [-]	c' [kPa]	φ' [°]	K_0 [-]	OCR [-]
20	0.2	5	10	60	1.0	20	25	variable	1.0

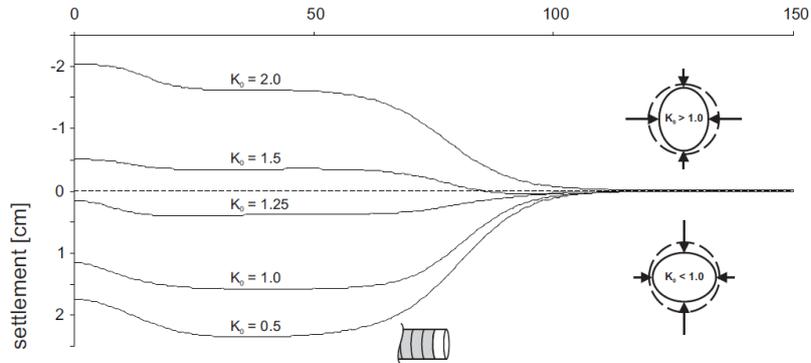


Figura 3.4 Profilo degli spostamenti longitudinali per diversi valori di K_0 – da Möller, 2006

In particolare, è possibile notare che valori elevati del coefficiente di spinta a riposo, superiori all'unità, implicano un rigonfiamento del terreno. Per valori di K_0 compresi tra 0,5 e 1 si ottengono valori di cedimento rispettivamente compresi tra 2,3 cm e 1,6 cm. In merito alle sollecitazioni agenti sulle strutture è stato determinato che al crescere del coefficiente di spinta a riposo diminuisce il momento flettente a discapito delle sollecitazioni assiali che invece crescono contemporaneamente.

In ogni caso, in accordo con il criterio di Mohr-Coulomb, al fine di evitare politicizzazioni durante le fasi di inizializzazione dei modelli numerici è bene controllare che sia soddisfatta anche la seguente relazione.

$$\frac{1 - \sin\varphi}{1 + \sin\varphi} \leq K_0 \leq \frac{1 + \sin\varphi}{1 - \sin\varphi} \quad (3.3)$$

Per il caso in esame, basandosi sui risultati ottenuti dai precedenti progetti della linea DB, sembra che la valutazione del coefficiente di spinta a riposo effettuata a mezzo della formula di Jaky dia per le formazioni in considerazione buoni risultati sia in termini di cedimenti superficiali sia in termini di sollecitazioni agenti sulle strutture di rivestimento. Sulla base di questi dati, per il caso in esame è stato considerato un valore di K_0 medio pari a 0,5 sia per la back analysis, sia per il progetto delle opere in sotterraneo.

3.3 Raccolta delle informazioni necessarie

L'informazione principale su cui è stata basata l'analisi, è relativa alla misura del cedimento superficiale misurato nella zona di interesse in seguito al passaggio della TBM₁.

In corrispondenza dello scavo era stata predisposta infatti, una zona di rilievo costituita da otto vertici al fine di permettere il monitoraggio dei cedimenti superficiali durante lo scavo delle caverne (Figura 3.5).

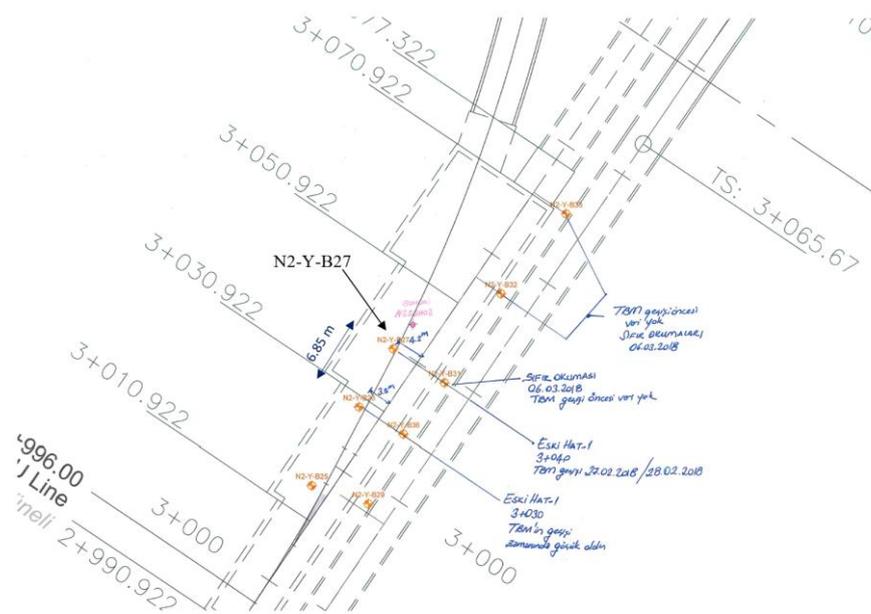


Figura 3.5 Disposizione dei monitoraggi in corrispondenza delle caverne di giunzione (cortesia Geodata)

In pratica si tratta di punti di livellamento superficiali i quali, in genere, sono installati in prossimità di opere di grande dimensione come le caverne GAU. Effettuando una lettura di zero a mezzo di stadia e stazione totale, è possibile leggere l'andamento delle deformazioni superficiali indotti dagli scavi.

Sebbene la zona di monitoraggio sia molto estesa e conta più picchetti, durante il passaggio della macchina di scavo la lettura di zero era stata effettuata soltanto sul punto indicato con il codice N2-Y-B27, su cui è stato rilevato un cedimento di 2mm. Poiché questo spostamento rappresenta un punto appartenente al bacino di depressione che si genera in seguito alla realizzazione dello scavo stesso (Figura 3.6) è necessario conoscere la sua esatta posizione.

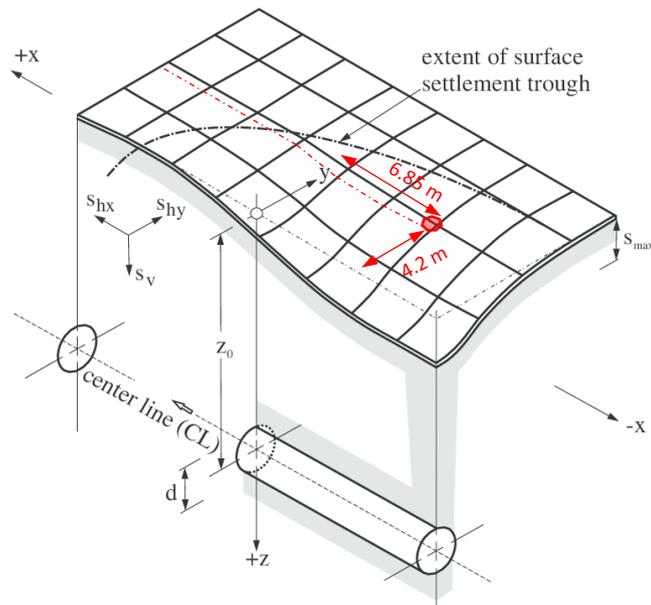


Figura 3.6 Bacino di deflessione dovuto al passaggio di una TBM.

Il punto di riferimento si trova ad una distanza pari a 4.2 m dall'asse della galleria ed il cedimento viene misurato quando la testa della TBM si trova ad una distanza pari a 6.85 m dall'asse della stessa. Il punto così definito è stato chiamato punto di riferimento (P.R.).

Dal momento che il cedimento prima registrato è dovuto ad uno scavo meccanizzato, al fine di impostare una back analysis occorre ottenere le informazioni relative alle proprietà della macchina. Nel caso in esame la macchina è una EPB (Earth Pressure Balance) e cioè una macchina in cui la stabilità del fronte di scavo è garantita a mezzo dello smarino che viene mantenuto all'interno della camera di lavoro (Figura 3.7)

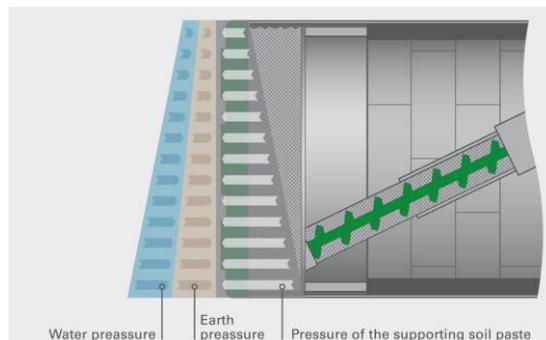


Figura 3.7 Schema semplificato dell'equilibrio al fronte di una EPB

In pratica la pressione idrostatica dell'acqua e la spinta del terreno vengono equilibrate grazie al materiale scavato il quale, miscelato con delle schiume con l'obiettivo di garantire la giusta consistenza del materiale presente all'interno della camera di lavoro, fornisce una pressione tale da garantire la stabilità del fronte.

Le informazioni strettamente necessarie per la simulazione numerica del passaggio di una macchina EPB sono:

- Caratteristiche geometriche;
- Stato operativo della macchina (es. earth pressure, grout pressure ecc.).
- Caratteristiche geometriche e meccaniche dei conchi prefabbricati.

3.3.1 Caratteristiche geometriche della TBM

La *Figura 3.8* schematizza la macchina impiegata per gli scavi della metro di Istanbul.

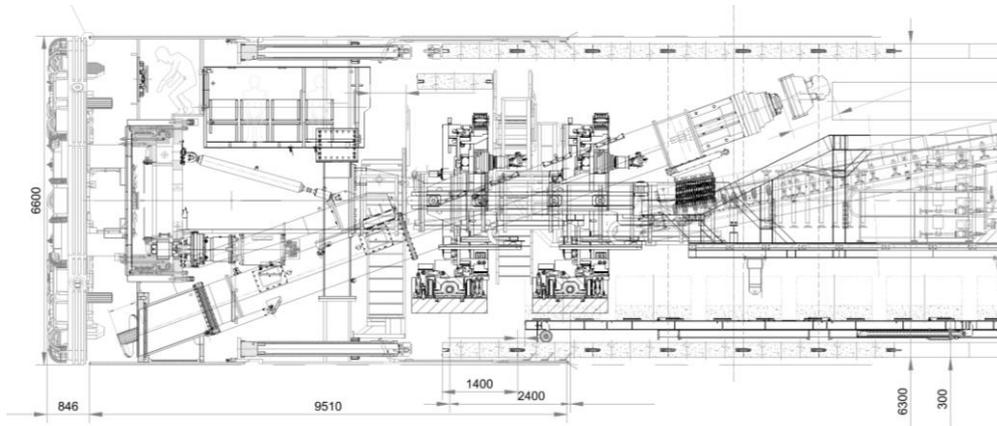


Figura 3.8 Sezione longitudinale della TBM S-1034 impiegata per gli scavi di Istanbul (cortesia di Geodata)

Le informazioni geometriche della TBM sono state impiegate per la realizzazione dei modelli numerici e sono riassunte nella *Tabella 3.2*.

Tabella 3.2 Caratteristiche geometriche TBM S1034

Proprietà	Misura	Unità
Spessore scudo	0.04	m
Lunghezza scudo	9.51	m
Diametro macchina	6.60	m

In particolare, lo spessore dello scudo sarà impiegato per la definizione della rigidità di tale componente nei modelli numerici.

3.3.2 Stato operativo della TBM

La simulazione numerica della macchina non può prescindere dal considerare i valori dei parametri di pressione al fronte e pressione di iniezione della malta di riempimento impostati durante il passaggio della macchina nella zona di interesse.

La *Figura 3.9* riporta l'andamento delle pressioni medie applicate sul fronte e la pressione di iniezione della malta misurate dai relativi sensori durante l'avanzamento della macchina in prossimità della zona di interesse.

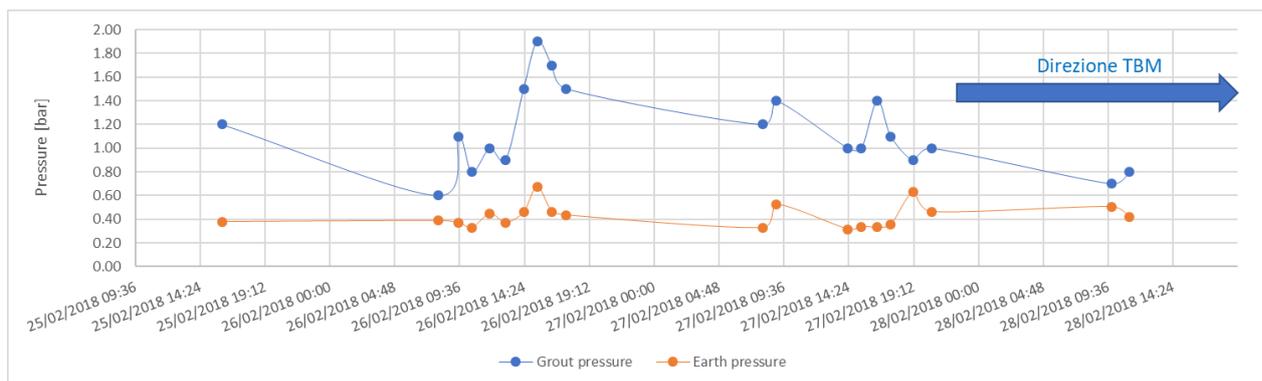
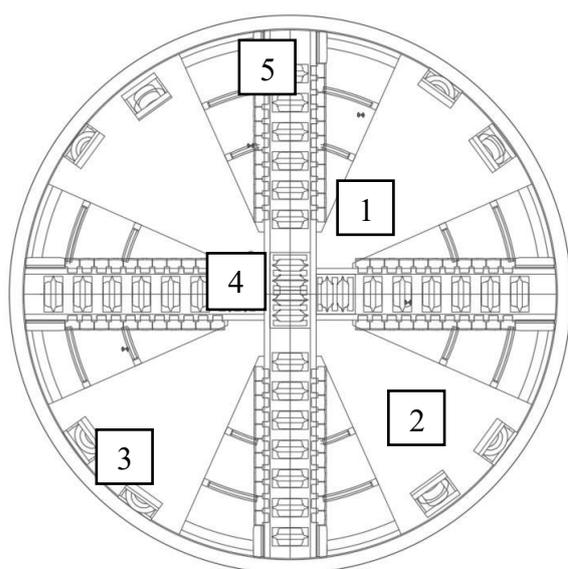


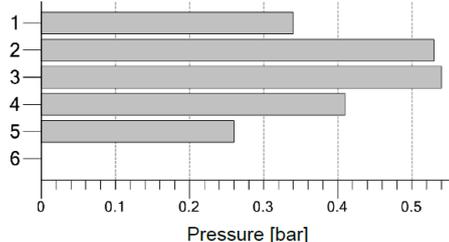
Figura 3.9 Variazione della pressione al fronte e della malta iniettata applicate dalla TBM

Come è possibile osservare, mentre i valori di pressione al fronte sono mantenuti per lo più costanti, i valori di pressione di iniezione della malta mostrano un trend negativo. Questo aspetto si lega alla scelta di mantenere bassa la pressione delle due macchine in corrispondenza delle caverne con l'apparente vantaggio di ridurre l'azione di disturbo indotta dal loro passaggio.

In particolare, i valori di pressione assunti nelle analisi fanno riferimento all'ultima registrazione effettuata e sono rappresentati in *Figura 3.10*.



Earth pressure:



	Average value [bar]	Minimum [bar]	Maximum [bar]
1	0.34	0.00	0.68
2	0.53	0.10	0.90
3	0.54	0.24	0.84
4	0.41	0.05	0.76
5	0.26	0.00	0.57
6	0.00	0.00	0.00

Figura 3.10 Disposizione dei sensori e valori di pressione registrati al fronte (cortesia Geodata)

Per quanto riguarda il valore della pressione di iniezione della malta è stato adottato invece il valore medio pari a 0,8 bar registrato dai sensori della macchina installati in prossimità degli iniettori di testa.

3.3.3 Proprietà geometriche e meccaniche dei conchi prefabbricati.

La Figura 3.11 illustra nel dettaglio le caratteristiche dei conchi prefabbricati impiegati nella linea metro DB.

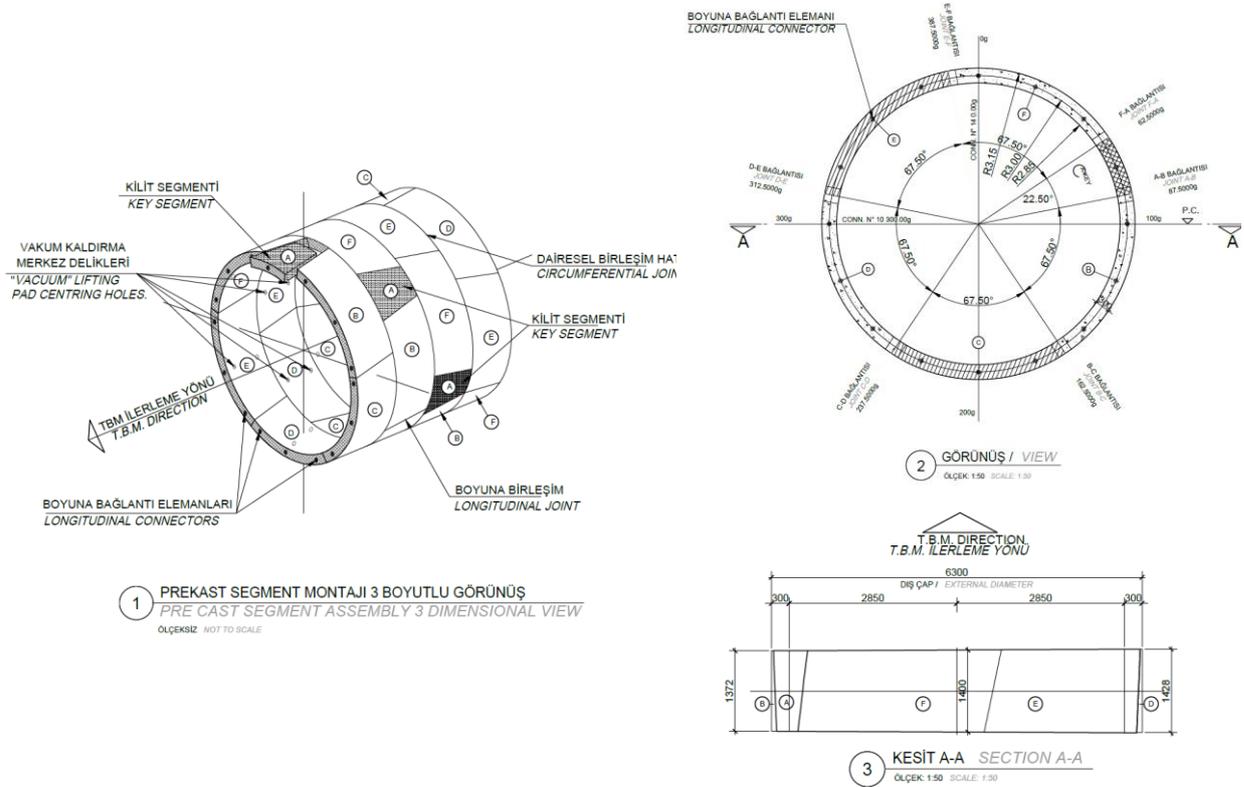


Figura 3.11 Caratteristiche geometriche dei conchi prefabbricati (cortesia di Geodata)

In particolare, la Tabella 3.3 riassume le proprietà geometriche che saranno applicate nel seguito per la realizzazione dei modelli numerici.

Tabella 3.3 Proprietà geometriche dei conchi TBM

Proprietà	Misura	Unità
Raggio esterno	3.15	m
Raggio interno	2.85	m
Spessore	0.30	m
Profondità	1.40	m

Definite le precedenti grandezze, è possibile determinare lo spessore del vuoto anulare che si crea tra i conchi ed il terreno circostante durante il passaggio della macchina (Tabella 3.4).

Tabella 3.4 Spessore del vuoto anulare tra conchi e terreno

Proprietà	Misura	Unità
Anular gap	0.15	m

Per quanto riguarda le proprietà meccaniche della dei conchi è possibile fare riferimento alle proprietà riassunte nella Tabella 3.5.

Tabella 3.5 Proprietà meccaniche dei conci prefabbricati

Calcestruzzo		
Classe	C 40/50	-
Modulo elastico	35000	N/mm ²
Coefficiente di Poisson	0.2	-
Resistenza al fuoco	90	min
Acciaio di armatura		
Tipo	S240A	-
Resistenza nominale	420	N/mm ²
Tensione di snervamento	365	N/mm ²
Modulo elastico	210000	N/mm ²

3.4 Conclusioni

In questo capitolo sono stati definiti gli obiettivi della back analysis precisando i parametri da calcolare e le informazioni disponibili. Sebbene nel caso generale il numero di parametri che occorre determinare è molto elevato, è stato dimostrato come una attenta analisi di sensitività può portare ad una complessiva riduzione delle incognite. In particolare, nel caso in analisi i parametri incogniti sono il modulo elastico E dell'unità geologica PK1 ed il corrispondente fattore di disturbo D .

Sulla base di tali informazioni è possibile definire un primo set di parametri di primo tentativo con cui iniziare l'analisi a ritroso. Tali valori riassunti nella *Tabella 3.6*.

Tabella 3.6 Parametri di primo tentativo per la conduzione delle Back analysis

#	Formazione	Criterio di rottura	γ	ν	E	c'	ϕ'	σ_{ci}	GSI	m_i	D	ID
			(kN/m^3)	(-)	(MPa)	kPa	(°)	(MPa)	(-)	(-)	(-)	
1	Man made filling	Mohr -Coulomb	18	0.30	25	0	30	-	-	-	-	
2	Suolo residuo – W6	Mohr -Coulomb	22	0.30	45	10	25	-	-	-	-	
3	Pendik Kartal -PK1	Hoek - Brown	24	0.30	110	-	-	10	18	8	0.30	
4	Pendik Kartal -PK2	Hoek - Brown	25	0.32	300	-	-	15	25	10	0.30	
5	Pendik Kartal -PK1	Hoek - Brown	24	0.30	110	-	-	10	18	8	0.15	

Si noti che per l'unità geologica PK1, costituente il terzo strato, si è adottato un valore del fattore di disturbo pari 0.30. Tale scelta è relativa al fatto che più ci avviciniamo in corrispondenza della superficie, più il terreno risente dell'azione di deterioramento dovuta agli agenti atmosferici ed i fattori antropici.

Per quanto riguarda la stratigrafia, per tutti i modelli numerici realizzati nel proseguo, la profondità degli orizzonti stratigrafici è stata definita sulla base dei dati raccolti nella *Tabella 2.4*.

4. Analisi numerica a ritroso

Le informazioni raccolte nel capitolo 3 sono state utilizzate per la simulazione numerica del passaggio della TBM₁, al fine di ottenere le informazioni necessarie per la progettazione degli interventi necessari alle due caverne di giunzione. A tal proposito possono essere applicati due differenti metodi:

- Metodo numerico 3D
- Metodo semi-empirico

La modellazione tridimensionale ha il grande vantaggio di sfruttare tutte le informazioni in possesso e di ridurre al minimo il numero di ipotesi necessarie. In particolare, il più grande vantaggio di questa analisi è che non è necessario stimare a priori il rilascio tensionale indotto dallo scavo in quanto l'effetto arco 3D che si sviluppa in prossimità del fronte è implicitamente tenuto in considerazione.

L'approccio semi-empirico incluso nel presente elaborato è stato applicato per effettuare un confronto tra i due metodi e per stimare la tensione di rilascio indotta dallo scavo della TBM. Tale parametro sarà infatti applicato per la progettazione delle opere della caverna di giunzione per tenere in conto l'effetto di disturbo indotto dal passaggio delle macchine di scavo.

4.1 Metodo numerico 3D

Nel proseguo sarà discusso l'impostazione dell'analisi a ritroso, le caratteristiche geometriche del modello numerico e dunque saranno analizzati i risultati al fine di ottenere i parametri di progetto.

4.1.1 Impostazione del problema

Nei capitoli precedenti si è visto come il cedimento superficiale dovuto allo scavo di un tunnel, sia rappresentato da una superficie tridimensionale la cui sezione trasversale può essere rappresentata da una superficie Gaussiana. L'obiettivo dell'analisi è di ricostruire tale superficie a mezzo di un modello numerico tridimensionale, andando a scegliere una combinazione dei parametri del terreno tale che nel punto di riferimento (punto in cui è stato misurato il cedimento superficiale) i risultati dell'analisi numerica diano gli stessi valori del cedimento misurato in sito.

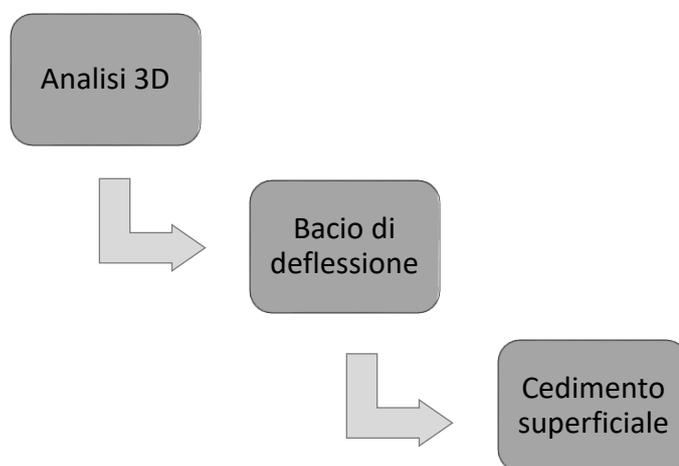


Figura 4.1 Diagramma di flusso per il calcolo del cedimento superficiale

La *Figura 4.1* rappresenta il diagramma di flusso della procedura seguita. Precisamente viene fatto notare che a mezzo dell'analisi si ottiene il ricercato bacino di deflessione, e dunque, effettuando una sezione in corrispondenza del punto di riferimento, si ottiene il valore del cedimento superficiale. Ovviamente tale calcolo va ripetuto per ognuno dei parametri in analisi fino al raggiungimento della convergenza.

Oltre che al cedimento in corrispondenza del punto di riferimento, le stesse analisi forniscono altre informazioni come il massimo cedimento superficiale, la perdita di volume indotta dallo scavo e la posizione del punto di flesso della gaussiana. Tali informazioni come vedremo possono essere impiegate per un confronto con i risultati del metodo semi-empirico.

4.1.2 Descrizione del modello numerico

La realizzazione di qualsiasi modello numerico prevede di definirne le dimensioni in modo tale da poter escludere possibili effetti al contorno.

Nel caso dei modelli tridimensionali si deve inoltre tenere in considerazione che i tempi di elaborazione sono nettamente più elevati rispetto ad un corrispondente modello bidimensionale e pertanto è preferibile lavorare con modelli ottimizzati dal punto di vista geometrico.

Nel caso in esame, dal momento che l'obiettivo è quello di effettuare una analisi a ritroso a mezzo di un processo iterativo, tale esigenza diventa maggiormente vincolante in quanto è preferibile ottenere dei risultati nel minor tempo possibile.

Sebbene quindi esistano diverse relazioni empiriche per la stima delle dimensioni del modello, per il caso in esame la geometria ideale è stata determinata effettuando una analisi preliminare. In maniera semplificata si è quindi generato un modello numerico avente larghezza e lunghezza pari a 150m. Considerando quindi il bacino di deflessione che si genera in superficie, sono stati determinati i punti di annullamento del cedimento superficiale che appunto definiscono la geometria minima necessaria per escludere possibili effetti di bordo.

I risultati di questa analisi sono indicati nella *Figura 4.2* in cui sono definiti in proporzione al diametro D della galleria, le dimensioni minime da rispettare per escludere possibili effetti di bordo.

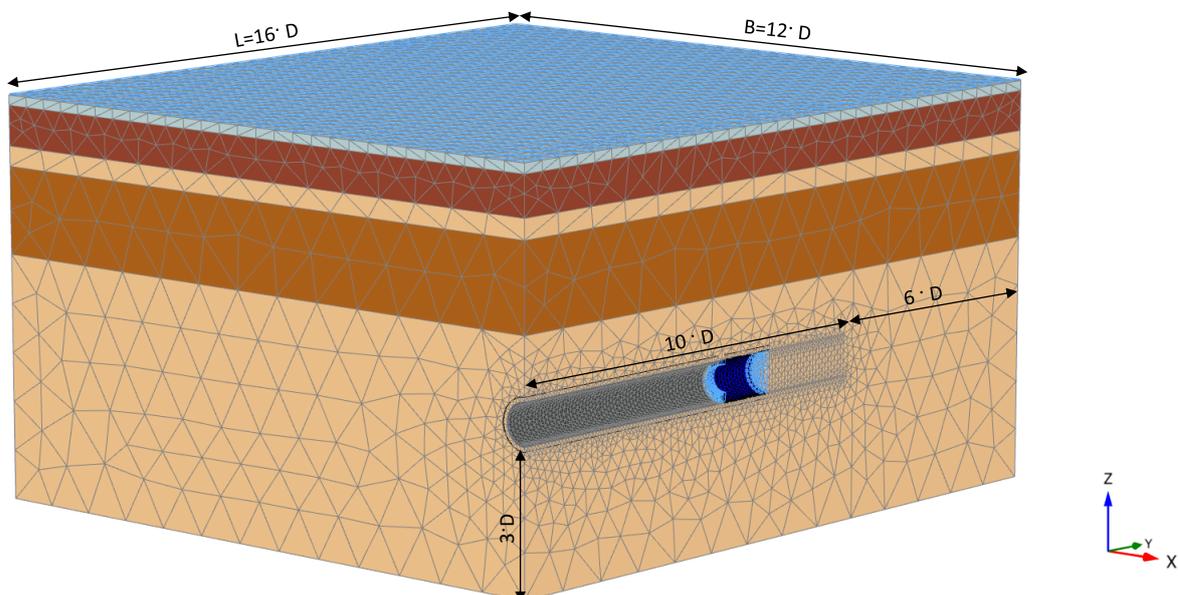


Figura 4.2 Modello numerico 3D – Definizione delle dimensioni del modello

In particolare, la larghezza B del modello è stata definita ricercando il punto esatto in cui si annulla lo spostamento indotto dallo scavo cioè ad una distanza pari ad 80 m dall'asse della galleria. Per quanto riguarda la lunghezza L , essa dipende da due fattori e cioè la lunghezza dello scavo (assunta pari a dieci volte il diametro del tunnel) e la distanza tra testa della macchina a scavo concluso e confine del modello (paria a sei volte il diametro del tunnel). La prima parte è scelta in modo tale che l'avanzamento dello scavo meccanizzato sia tale da garantire il raggiungimento del cedimento massimo indotto dallo scavo ovvero tale da raggiungere delle condizioni stazionarie, mentre la seconda parte è sufficiente ad escludere possibili influenze delle condizioni al contorno.

L'altezza H del modello dipende ovviamente dalla profondità del tunnel e deve essere tale da raggiungere un eventuale substrato roccioso o comunque sufficiente per escludere anche in questo caso possibili effetti delle condizioni al contorno. In assenza di altre indicazioni, è possibile aggiungere alla profondità della zona più depressa dell'arco rovescio, una quantità pari a tre volte il diametro della galleria. Sulla base delle precedenti osservazioni è stato considerato un modello avente le dimensioni riassunte nella *Tabella 4.1*.

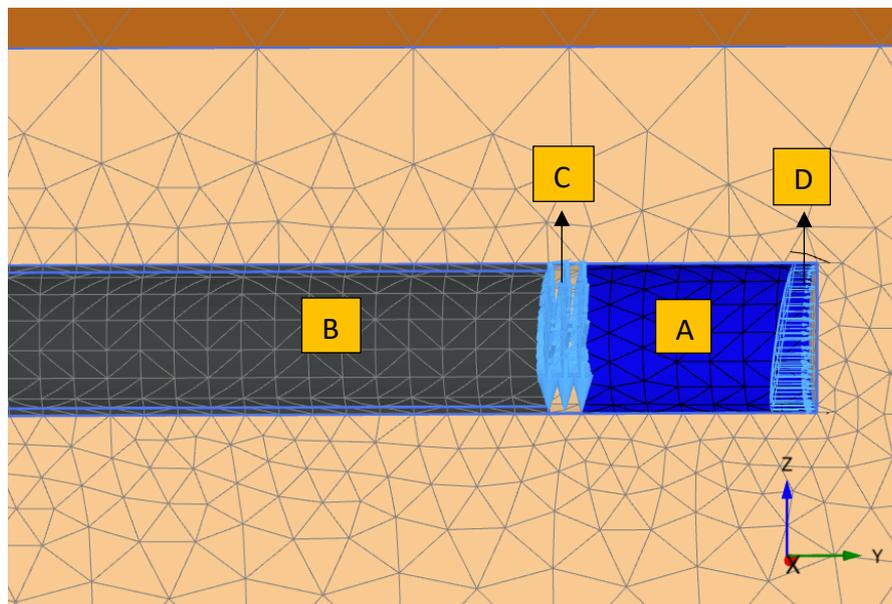
Tabella 4.1 Dimensioni del modello 3D

Dimensione	[m]
Larghezza B	100
Lunghezza L	110
Altezza H	60

Sempre con l'obiettivo di ridurre i tempi computazionali è possibile notare che è stata modellata solo la metà simmetrica del tunnel. Questa assunzione ha permesso di ridurre ulteriormente i tempi computazionali.

Una volta definita la geometria del modello, si vuole illustrare come è stato simulato l'avanzamento dello scavo meccanizzato che prevede l'applicazione di una procedura step-by-step. Il modello permette di simulare tutte le fasi di scavo in maniera semplificata considerando degli avanzamenti di 1,40 m (coincidente con la larghezza dei conci prefabbricati). Come è noto infatti, l'avanzamento di una TBM avviene secondo delle fasi in cui si alternano scavo ed installazione dei conci del rivestimento definitivo a mezzo del carrello eiettore.

In ogni stage del modello viene quindi effettuato uno scavo di 1,40 m, e contemporaneamente viene installato un anello di supporto. Durante tali fasi viene applicata al fronte una pressione lineare, in accordo con i valori prima definiti, ed una pressione costante diretta radialmente sulla coda della macchina, che simula la pressione di iniezione della malta (*Figura 4.3*).



(A) Scudo TBM
(B) Conci prefabbricati
(C) Pressione di iniezione della malta
(D) Pressione sul fronte

Figura 4.3 Modellazione degli elementi della TBM.

Per quanto riguarda l'applicazione della pressione di iniezione della malta, si noti che questa in accordo con la soluzione proposta in Möller (Möller, 2006), viene applicata in una zona non rivestita compresa tra lo scudo ed i conci precedentemente installati. Al fine di ottenere un andamento realistico della pressione, ad essa è stato assegnato un andamento idrostatico. In pratica, sulla calotta viene applicata la pressione media di 80 kPa misurata dal sensore di bordo. Questa quindi, viene fatta aumentare linearmente considerando il peso specifico della malta di iniezione.

La pressione applicata al fronte è stata invece definita in accordo con i valori misurati dai sensori indicati al capitolo 3

In accordo con il metodo Step-by-Step, ad ogni stage tutti gli elementi subiscono una traslazione nella direzione delle y positive e quindi un nuovo anello viene aggiunto.

Per quanto riguarda la modellazione degli elementi strutturali, lo scudo della TBM è stato modellato a mezzo di un elemento *plate* avente le caratteristiche riassunte nella tabella seguente (Tabella 4.2).

Tabella 4.2 Caratteristiche dello scudo della TBM – Elemento *plate*

ID		
Comportamento	Elastico lineare	
Spessore d	0.04	m
Peso specifico γ	80	kN/m ³
Modulo elastico E	206000	MPa
Coefficiente di Poisson ν	0.3	-

Per quanto riguarda invece i conci TBM, questi sono stati modellati utilizzando degli *elementi volume* a cui sono state attribuite delle caratteristiche equivalenti a quelle del calcestruzzo utilizzato per la costruzione degli elementi prefabbricati. La tabella 8.2 di seguito riportata indica con dettaglio le proprietà adottate.

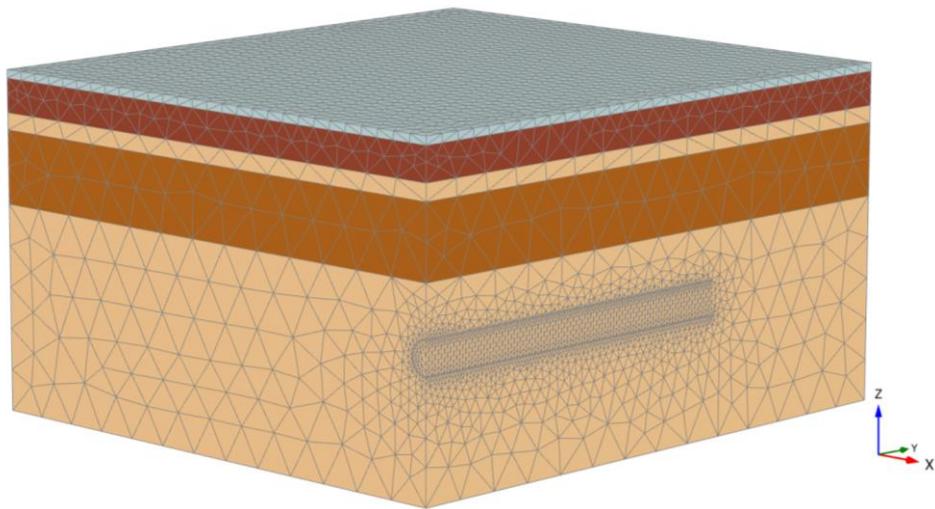
Tabella 4.3 Caratteristiche dei conci prefabbricati – Elemento *volume* (Mesh)

ID		
Comportamento	Elastico lineare	
Tipo di drenaggio	Non poroso	
Peso specifico γ	25	kN/m ³
Modulo elastico E	35000	MPa
Coefficiente di Poisson ν	0.2	-

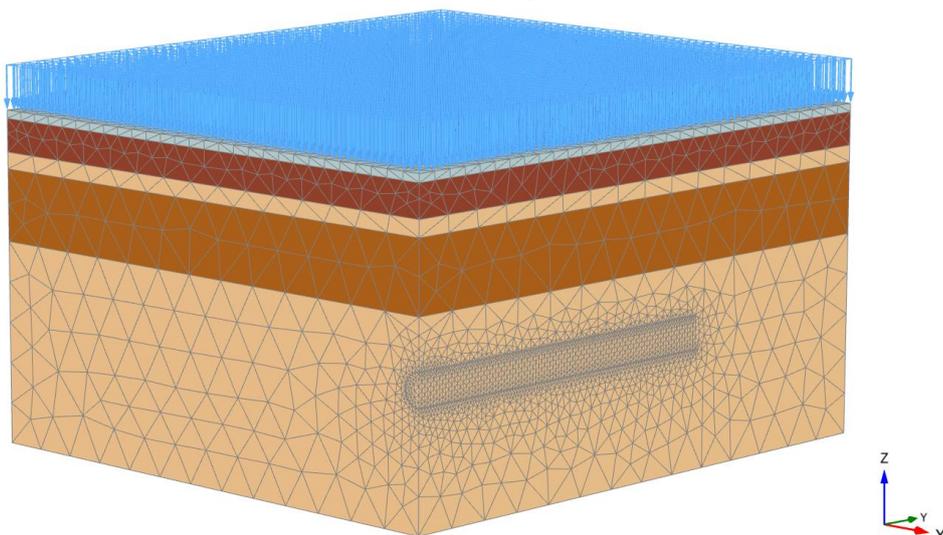
In merito alla lunghezza dello scudo della TBM, occorre fare una importante osservazione. Tale lunghezza infatti è stata posta pari a 9,8 m sebbene la reale lunghezza sia di 9,51 m. Il motivo di questa scelta è legato al fatto che la lunghezza fittizia è un multiplo della lunghezza di avanzamento. In questo modo per ogni stage di avanzamento lo scudo della TBM viene semplicemente traslato della stessa quantità.

Un'altra osservazione va fatta in merito alle fasi di avanzamento della macchina (Figura 4.4). Per l'inizializzazione del modello si considera una prima fase geostatica in cui si permette al modello di calcolare lo stato tensionale iniziale, e dunque un secondo stage in cui si applica un carico pari

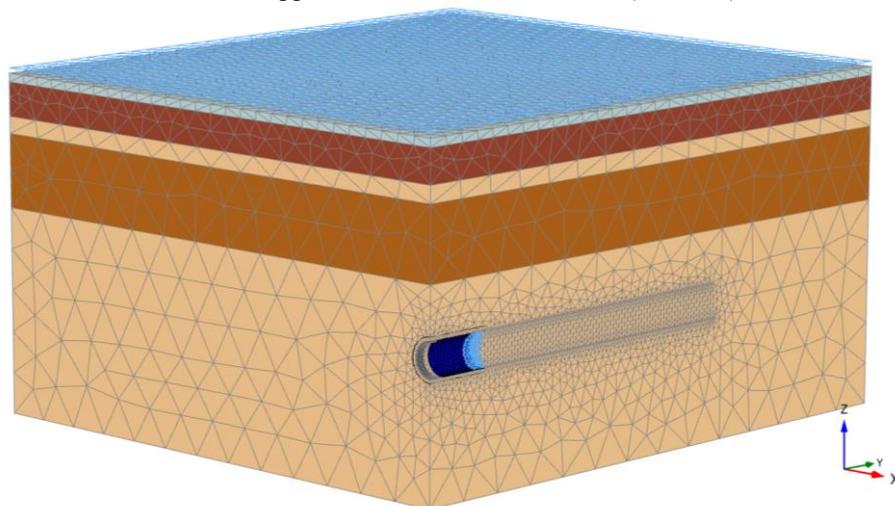
a $22,2 \text{ kN/m}^2$ in corrispondenza del piano campagna per simulare il carico indotto dal traffico veicolare ed il corredo urbano.



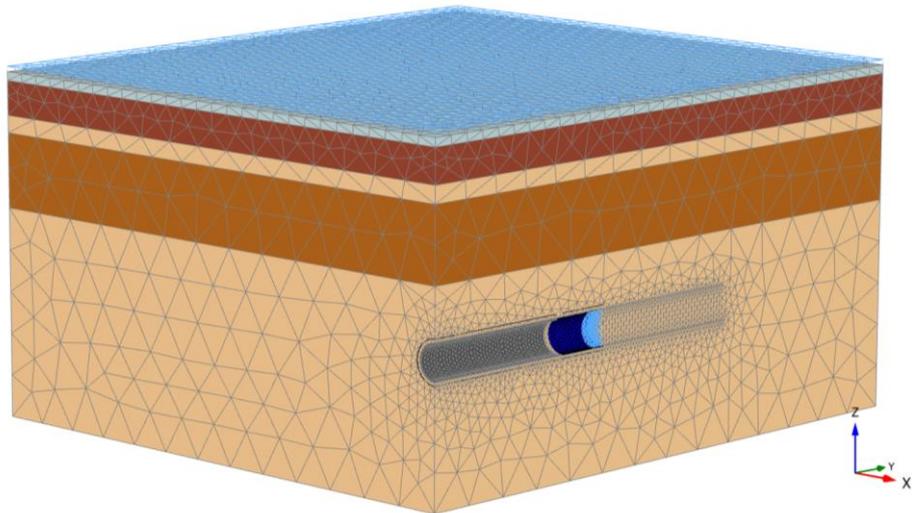
Fase 0 – Condizioni geostatiche



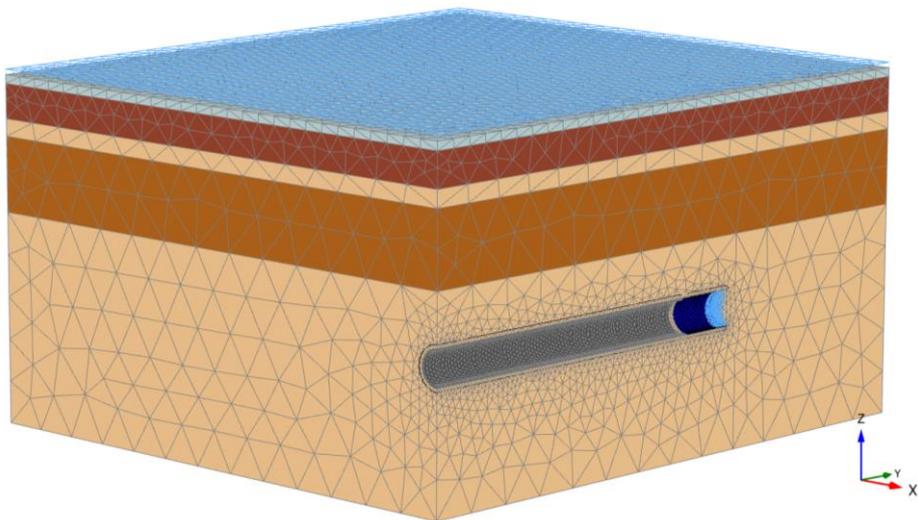
Fase 1 – Applicazione del carico veicolare (22,2 kPa)



Fase 2 – Partenza TBM



Fase 21 – Percorso intermedio



Fase 42 – Arrivo TBM

Figura 4.4 - Fasi di scavo impiegate nella modellazione

Per quanto riguarda la fase di partenza dello scavo meccanizzato, i risultati sono fortemente influenzati dalle condizioni al contorno. In tal senso sono stati fatti più analisi facendo partire per esempio la TBM da una condizione in cui aveva installato un numero di conchi pari ad otto. In realtà tale soluzione comporta un aumento delle dimensioni del modello senza portare a dei reali benefici. Sulla base di tale osservazione, la migliore soluzione per situazioni di questo tipo sembra essere quella indicata nella fase 2 della *Figura 4.4*. e cioè considerando una fase in cui la macchina abbia installato il primo anello di conchi prefabbricati. Questo aspetto è in accordo con quanto detto a proposito della simulazione TBM al capitolo 1.

4.1.3 Analisi dei risultati

Come già anticipato, il risultato principale che si desidera ottenere dall'analisi tridimensionale è l'andamento del bacino di deflessione che si genera per effetto del passaggio della macchina di scavo (Figura 4.5). Come detto precedentemente, il punto in cui è stato misurato il cedimento superficiale per effetto dello scavo, si trova ad una distanza pari a 4,2 m dall'asse della galleria mentre la testa della TBM si trovava ad una distanza pari a 6,85 m dal punto di riferimento stesso. Quest'ultima grandezza in particolare equivale ad assumere una distanza pari a 48,25 m dal confine del nostro modello (Figura 4.6).

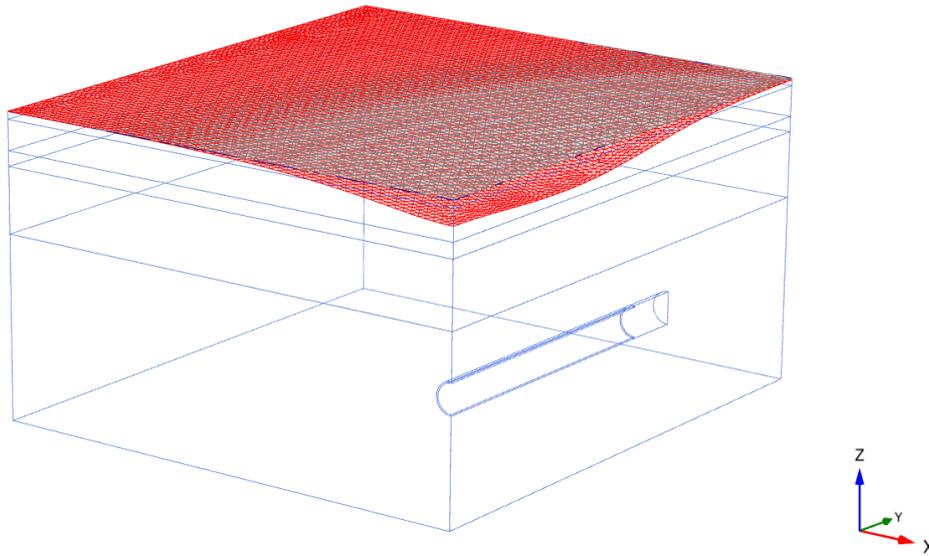


Figura 4.5 Bacino di deflessione indotto dallo scavo – $E=170$ MPa, $D=0.15$

In corrispondenza di tale posizione si è dunque considerata una sezione verticale su cui analizzare il profilo longitudinale degli spostamenti, come indicato nella Figura 4.6.

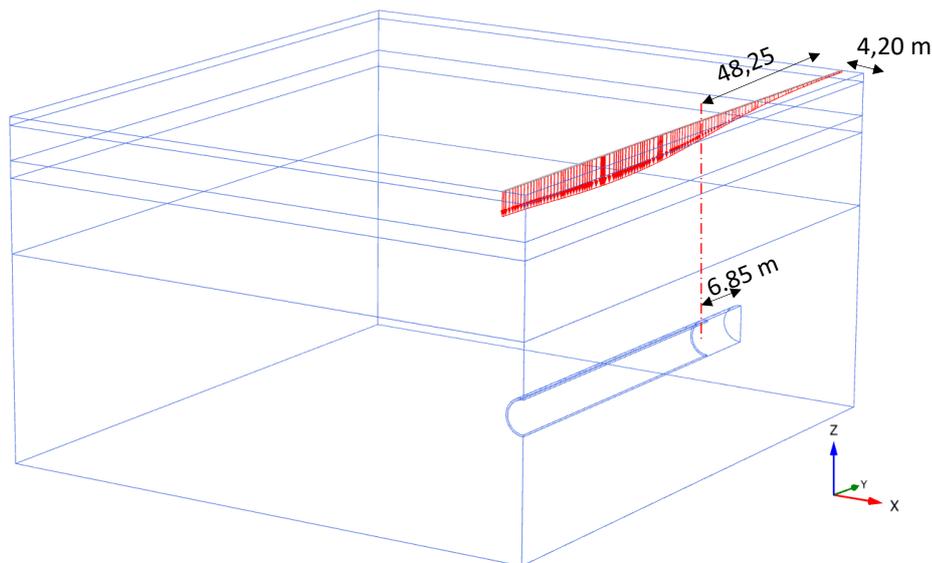


Figura 4.6 Profilo longitudinale degli spostamenti – $E=170$ MPa, $D=0.15$

Il profilo longitudinale degli spostamenti è stato dunque ottenuto per diverse analisi, effettuate adottando diversi valori del modulo elastico della quinta unità stratigrafica PK1. Per ognuna di tali analisi è stato dunque misurato il cedimento dovuto allo scavo in corrispondenza del punto di

riferimento con l'obiettivo di ottenere un valore il più vicino possibile a quello misurato in situ pari a 2 mm. Le informazioni così ottenute sono state quindi riportate all'interno di un foglio di calcolo per facilitarne l'elaborazione. La *Figura 4.7* schematizza la procedura seguita per ottenere tale informazione.

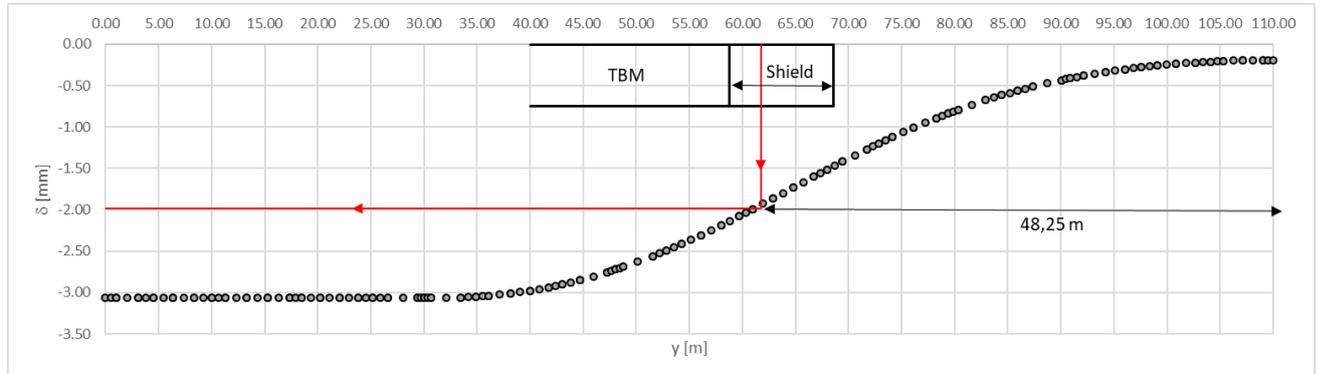


Figura 4.7 Calcolo del cedimento in corrispondenza del punto di riferimento

A mezzo di una interpolazione lineare fatta in corrispondenza del punto di riferimento, si è ottenuto il corrispondente valore del cedimento superficiale. La *Tabella 4.4* di seguito riportata illustra per ognuna delle analisi eseguite i valori di cedimento ottenuti nonché i valori del modulo elastico e del grado di disturbo D impiegati.

Tabella 4.4 Risultati dell'analisi a ritroso

	E [MPa]	D [-]	δ_{PR} [mm]	δ_{max} [mm]
Analisi 1	110	0.15	-2.54	-4.01
Analisi 2	130	0.15	-2.20	-3.58
Analisi 3	150	0.15	-2.12	-3.30
Analisi 4	170	0.15	-1.98	-3.06
Analisi 5	190	0.15	-1.87	-2.86

δ_{PR} Cedimento verticale del punto di riferimento

δ_{max} Cedimento verticale massimo sulla sezione in esame

Come è possibile notare, le analisi sono state condotte partendo dall'ipotesi di primo tentativo sul modulo elastico del materiale, posto pari a 110 MPa. Dal momento che questa analisi ha fornito dei valori di cedimento maggiori rispetto a quelli misurati, per i successivi calcoli si è considerato un aumento del modulo elastico pari a 20 unità, lasciando invariato il grado di disturbo.

Per maggiore completezza, la *Tabella 4.5*, riassume i cedimenti massimi S_{max} ottenuti dalla modellazione numerica, cioè i cedimenti in corrispondenza dell'asse della galleria.

Tabella 4.5 Valori del cedimento massimo in asse alla galleria

	E [MPa]	D [-]	S_{max} [mm]
Analisi 1	110	0.15	-4.12
Analisi 2	130	0.15	-3.71
Analisi 3	150	0.15	-3.40
Analisi 4	170	0.15	-3.16
Analisi 5	190	0.15	-2.96

I punti precedentemente ottenuti sono stati plottati al fine di analizzare l'andamento dei cedimenti in funzione del modulo elastico del materiale (Figura 4.8).

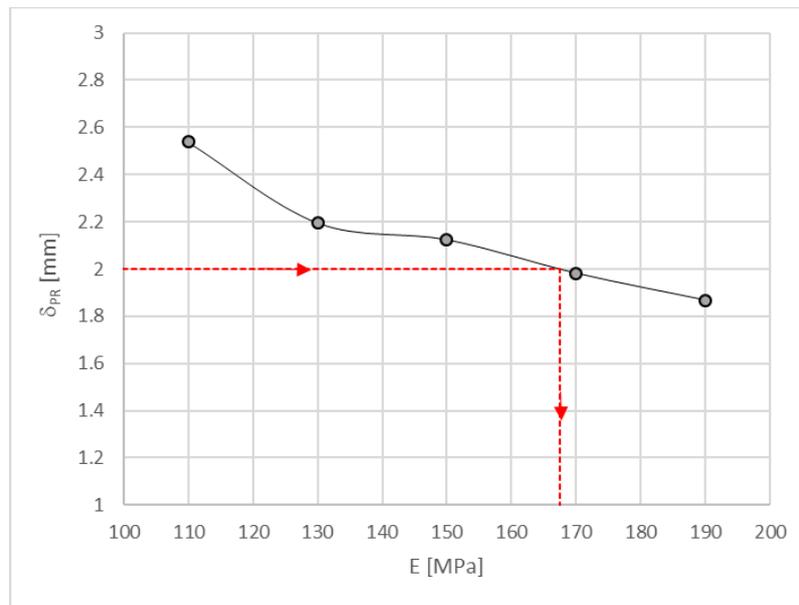


Figura 4.8 Variazione del cedimento superficiale con il modulo elastico

E' possibile notare che il cedimento pari a 2mm (valore misurato) viene raggiunto in corrispondenza della combinazione di parametri $E = 168 \text{ MPa}$ e $D = 0.15$.

Sulla base dei calcoli precedenti è possibile definire quindi i parametri di progetto che saranno usati per il progetto delle opere provvisorie della caverna di giunzione (Tabella 4.6).

Tabella 4.6 Parametri di progetto in accordo con i risultati della back analysis

#	Formazione	Criterio di rottura	γ	ν	E	c'	ϕ'	σ_{ci}	GSI	m_i	D	ID
			(kN/m^3)	(-)	(MPa)	kPa	(°)	(MPa)	(-)	(-)	(-)	
1	Man made filling	Mohr -Coulomb	18	0.30	25	0	30	-	-	-	-	
2	Suolo residuo – W6	Mohr -Coulomb	22	0.30	45	10	25	-	-	-	-	
3	Pendik Kartal -PK1	Hoek - Brown	24	0.30	110	-	-	10	18	8	0.30	
4	Pendik Kartal -PK2	Hoek - Brown	25	0.32	300	-	-	15	25	10	0.30	
5	Pendik Kartal -PK1	Hoek - Brown	24	0.30	168	-	-	10	18	8	0.15	

Dai risultati delle analisi eseguite, è possibile ottenere altre importanti informazioni in merito alle deformazioni indotte dal passaggio della TBM. In particolare, è possibile calcolare i parametri che caratterizzano la curva di Gauss. Per ottenere tale curva è necessario effettuare una sezione in corrispondenza di una zona in condizioni stazionarie, ovvero una zona in cui gli spostamenti indotti dallo scavo del tunnel hanno raggiunto il valore massimo e si sono dunque esauriti (Figura 4.9)

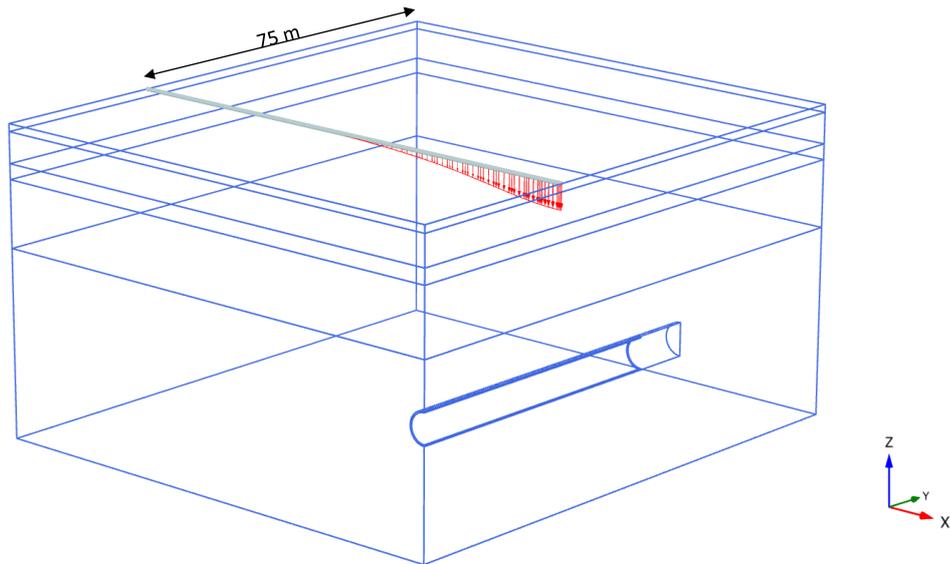


Figura 4.9 Calcolo della curva di Gauss – $E=168 \text{ MPa}$, $D=0.15$

Diagrammando tale curva di Gauss, è possibile ottenere le ricercate informazioni aggiuntive (Figura 4.10). Derivando numericamente due volte la precedente curva è possibile determinare il punto di flesso che si trova ad una distanza dall'asse della galleria pari a:

$$i = 16.43 \text{ m}$$

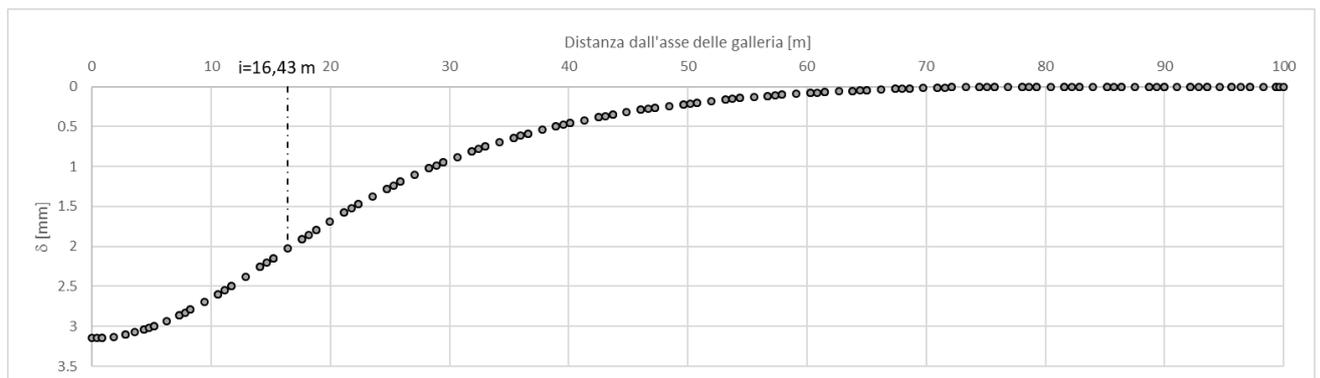


Figura 4.10 Curva di Gauss in condizioni stazionarie – $E=168 \text{ MPa}$, $D=0.15$

Integrando la stessa curva è possibile invece ottenere un'altra importante informazione, ovvero la perdita di volume che si ha per effetto dei cedimenti. Dai calcoli risulta:

$$VL [\%] = 0,43\%$$

Per quanto riguarda invece il cedimento massimo misurato in asse alla galleria, questo risulta pari a:

$$S_{max} = 3.15 \text{ mm}$$

Le precedenti informazioni come vedremo saranno sfruttate nel proseguo per effettuare un confronto con i diffusi metodi semi-empirici.

4.1.4 Osservazioni sull'utilizzo dei legami costitutivi

Come già specificato, nel caso in esame è stato assegnato a tutti gli strati del terreno un legame costitutivo elastico, idealmente plastico per il quale la definizione della funzione di snervamento è rappresentata dai criteri di rottura di Mohr-Coulomb ed Hoek-Brown. Si desidera tuttavia effettuare un confronto con un modello costitutivo più complesso in grado di tenere in conto la dipendenza della rigidezza del materiale dallo stato tensionale. A tal proposito, sulla base dei dati a disposizione, si è deciso di applicare il modello costitutivo Hardening-Soil (Shanz, Vermeer 1999). Tale modello costitutivo consente di tenere in conto dell'eventuale comportamento incrudente dei terreni grazie ad un legame $\sigma - \varepsilon$ non lineare, alla definizione di un modulo elastico di scarico e ricarico E_{ur} e alla definizione di due diverse funzioni di snervamento con andamento variabile nello spazio delle tensioni principali.

Basandosi sugli studi effettuati da Shanz ed altri autori (Shanz e Veermer, 1998) è stato possibile definire il set di parametri di primo tentativo elencati nella *Tabella 4.7*:

Tabella 4.7 Parametri meccanici in accordo con HS-model

Formazione	γ	ν_{ur}	E_{50}^{ref}	E_{oed}^{ref}	E_{ur}^{ref}	m	c'	ϕ'	K_0	OCR
	[kN/m ³]	[-]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[-]	[kPa]	[°]	[-]	[-]
Materiale di riempimento	18	0.2	25	25	75	0.5	0	30	0.50	1
Suolo residuo-W6	22	0.2	45	45	135	0.5	10	25	0.58	1
Pendik Kartal - PK1	24	0.2	110	110	330	0.5	63	29.71	0.50	1
Pendik Kartal - PK2	25	0.2	300	300	900	0.5	90	35.8	0.42	1

I termini indicati nella tabella precedente, sono di seguito definito con l'ausilio della *Figura 4.11* la quale schematizza il risultato di una prova triassiale drenata standard.

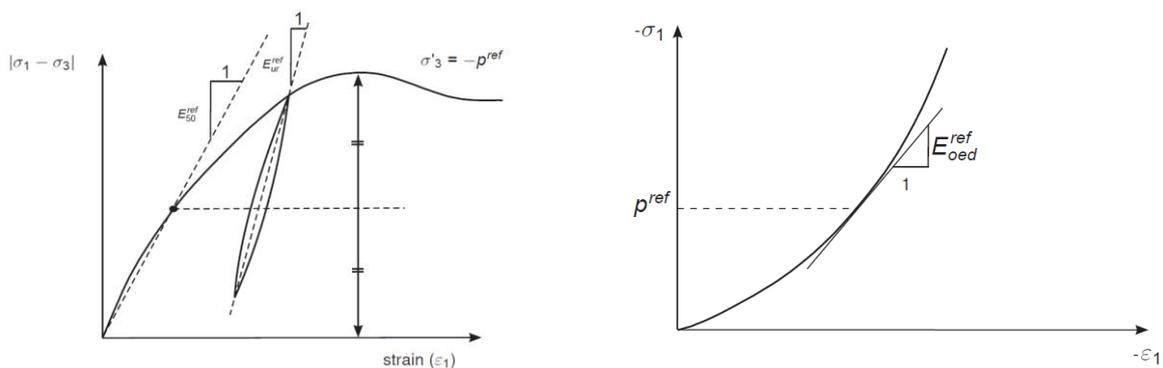


Figura 4.11 Definizione di E_{50}^{ref} ed E_{ur}^{ref} (a sinistra) e di E_{oed}^{ref} (a destra)

- E_{50}^{ref} rigidezza secante definita a mezzo di una prova triassiale standard;
- E_{ur}^{ref} rigidezza di scarico e ricarico;
- E_{oed}^{ref} rigidezza secante ottenuta a mezzo di una prova edometrica;
- m parametro che definisce la potenza del tratto parabolico della curva σ - ε

L'apice che compare nelle precedenti relazioni indica che i rispettivi parametri di rigidità sono definiti con riferimento ad un determinato valori di pressione p_{ref} . In assenza di altre informazioni è possibile assumere che la pressione di riferimento dia pari a 100 kPa.

I parametri di tale modello costitutivo, a rigore, andrebbero ottenuti a mezzo di prove di laboratorio specifiche ma poiché nel caso in esame non si hanno a disposizione prove sui materiali i parametri prima elencati sono stati definiti sulla base delle relazioni empiriche basate sui risultati di prove di laboratorio fatte su campioni di terreni granulari (Shanz e Veermer,1998).

$$E_{50}^{ref} = E_d \quad (4.1)$$

$$E_{oed}^{ref} = E_d \quad (4.2)$$

$$E_{ur}^{ref} = 3 \cdot E_d \quad (4.3)$$

$$m=0.5 \quad (4.4)$$

$$p_{ref} = 100 \text{ kPa} \quad (4.5)$$

Essendo E_d il valore di modulo elastico coincidente con quello adottato per il caso di comportamento idealmente plastico.

Vale la pena osservare che i parametri di M-C definiti nella *Tabella 4.7* sono stati ottenuti considerando l'approccio proposto da Hoek (Hoek et al, 2002).

Imponendo pertanto al modello numerico tridimensionale i parametri prima detti, e mantenendo invariate il resto delle proprietà prima definite, è stato possibile effettuare un confronto tra i risultati dei due modelli HS-model ed idealmente plastico rispettivamente.

La *Figura 4.12* mostra gli effetti del modello costitutivo sulla deformata della galleria.

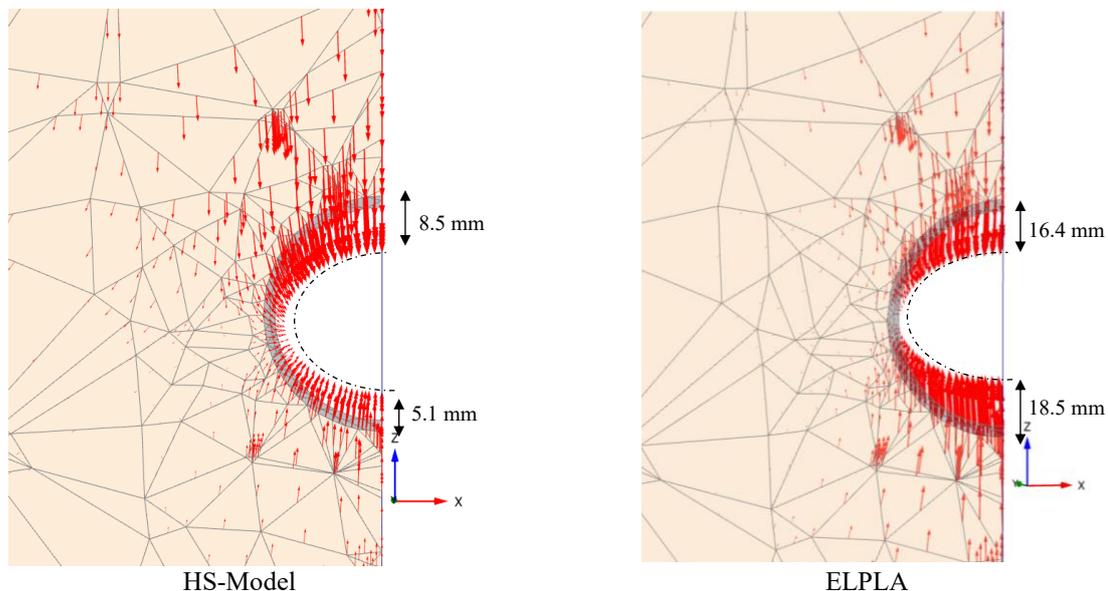


Figura 4.12 Confronto tra le deformate del cavo

Come è possibile notare, una sostanziale differenza risiede nel fatto che utilizzando un legame costitutivo in grado di tenere in conto la capacità di incrudimento del materiale, si ottiene una deformata della galleria in cui la convergenza dell'arco rovescio è più piccola rispetto allo

spostamento radiale che si ha in calotta. Nel caso di comportamento idealmente plastico (*ELPLA*) si ha invece un eccessivo sollevamento dell'arco rovescio, il quale risulta poco realistico.

Si osserva inoltre che i valori degli spostamenti radiali ottenuti usando il modello incrudente, risultano sensibilmente minori rispetto al caso di comportamento idealmente plastico.

A tal proposito, un'altra importante osservazione può essere fatta in merito all'estrusione del fronte di scavo (*Figura 4.13*).

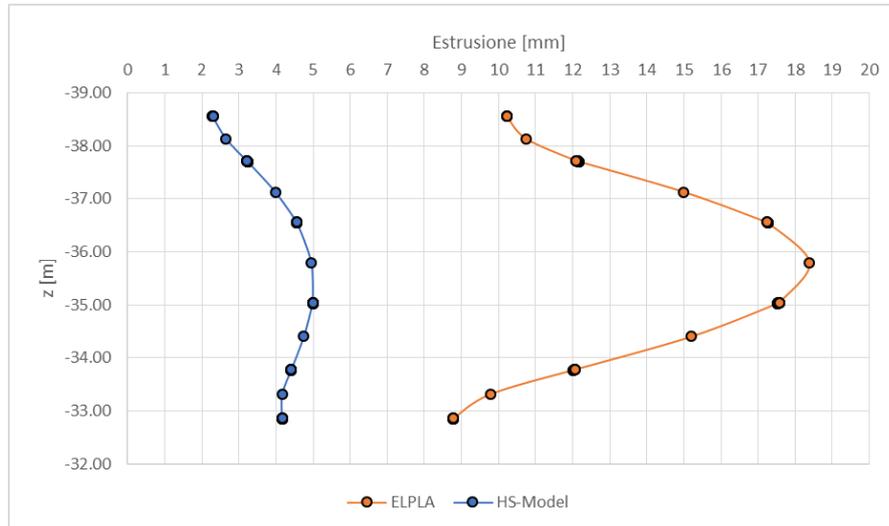


Figura 4.13 Confronto tra l'estrusione del fronte di scavo

Come è possibile notare, anche in questo caso, a parità di altre condizioni, gli spostamenti ottenuti nel caso di HS risultano essere notevolmente inferiori rispetto al caso del modello EPLA.

Contrariamente a quanto ci si possa aspettare, sebbene a livello del tunnel le deformazioni del cavo sono maggiori nel caso di comportamento idealmente plastico, a livello del piano campagna è possibile notare che i cedimenti superficiali sono maggiori nel caso di HS (*Figura 4.14*).

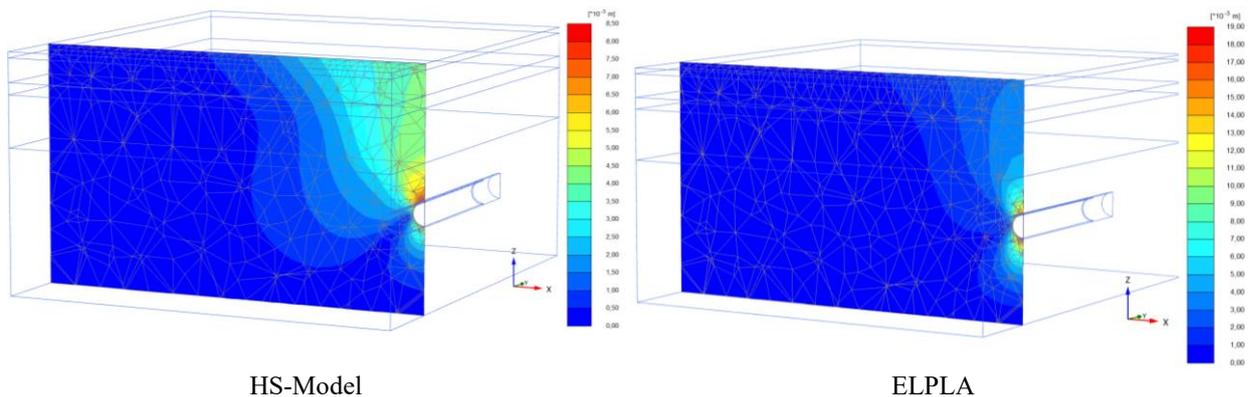


Figura 4.14 Confronto tra gli andamenti dei cedimenti superficiali

Il cedimento massimo misurato in asse al tunnel è infatti pari a 4,40 mm mentre nel caso di legame idealmente plastico, risulta essere pari a 3,15 mm. Un'altra osservazione va fatta in merito al bacino di deflessione; è possibile notare come indipendentemente dal tipo di modello applicato, le analisi restituiscono un bacino avente un'estensione pari ad 80 m (*Figura 4.15*).

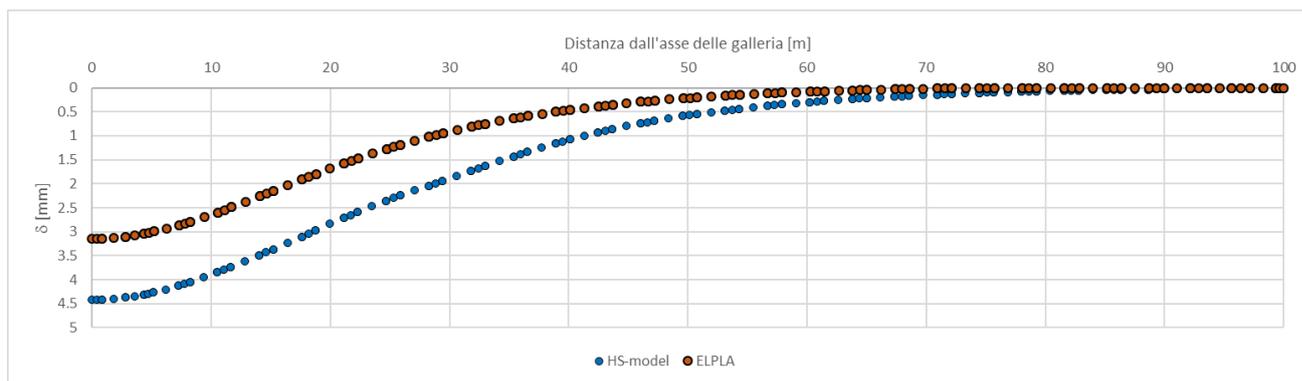


Figura 4.15 Confronto tra i bacini di deflessione

L'analisi HS ha fornito una perdita di volume pari allo 0.76% mentre il punto di flesso si trova ad una distanza pari a 18,20 m dall'asse della galleria

Per quanto riguarda invece le sollecitazioni agenti sul rivestimento definitivo, dal momento che nel caso di HS gli spostamenti radiali sono minori, questo implica delle sollecitazioni altrettanto più piccole.

Sulla base delle informazioni ottenute in precedenza è possibile osservare come l'utilizzo di diversi legami costitutivi implichi risultati notevolmente diversi. In particolare, il modello che implementa un legame costitutivo HS fornisce valori di cedimenti più elevati ed allo stesso tempo sollecitazioni ridotte sulla struttura di rivestimento, condizioni che nel caso di tunnel in contesto urbano risultano vantaggiose dal punto di vista progettuale. Infatti è possibile ottimizzare il progetto delle strutture di rivestimento senza sottostimare gli effetti indotti sugli edifici esistenti.

Diversi autori, inoltre, concordano sul fatto che il modello elastico, idealmente plastico comporti una sottostima dei cedimenti superficiali (Addenbroke et. Al,1997).

Nel caso in esame, tuttavia, dal momento che non si hanno altre informazioni rispetto a quelle già definite nel capitolo 3, non è possibile stabilire a priori quale sia il modello costitutivo che meglio si adatta alla situazione. A rigore, la scelta del modello dipende dal tipo di terreno ma anche dal tipo di analisi in oggetto. La *Tabella 4.8* fornisce delle raccomandazioni sul tipo di modello costitutivo da adottare per i diversi tipi di terreno e per diversi tipi di analisi secondo Obruzd e Truty. 2018.

Tabella 4.8 Raccomandazioni per la scelta del modello costitutivo-da Obruzd e Truty,2018

Selected soil models implemented in Z_Soil	Type of analysis	SANDS	SILTS		CLAYS		
			Dilatant Low compressible	Non-dilatant, Compressible	Degree of Overconsolidation ← High Stiff clays Low Normal Soft clays →		
Mohr-Coulomb (Drucker-Prager)	SLS						
	ULS						
CAP	SLS						
	ULS						
Modified Cam-Clay	SLS						
	ULS						
HS-Standard HS-Small Strain	SLS						
	ULS						

Nella tabella, i rettangoli in grigio indicano il campo di validità di ciascun modello costitutivo con riferimento al tipo di analisi e tipo di terreno. I campi tratteggiate stanno ad indicare invece che è

possibile applicare il modello, ma l'uso non è raccomandato dagli autori. Come è possibile notare, l'adozione del legame idealmente plastico (Mohr-Coulomb) è suggerita solo nel caso di sabbie per verifiche allo stato limite ultimo (*ULS*).

Occorre in ogni caso tenere anche in conto che l'obiettivo dell'analisi, è quello di tarare i parametri del terreno al fine di ottenere un modello numerico realistico a mezzo di una back analysis. A tal proposito, essendo la conoscenza dei parametri limitata, è preferibile lavorare con un modello costitutivo semplice, e facile da tarare.

Un'ultima osservazione può essere fatta anche in merito ai tunnel lunghi e profondi. In questa situazione, dal momento che per effetto dell'elevata copertura la dipendenza dallo stato tensionale è limitata, è possibile adottare come legame costitutivo con buona approssimazione quello elastico idealmente plastico. In tale situazione, infatti, hanno scarsa importanza i cedimenti superficiali, mentre un importante ruolo è rivestito dalle sollecitazioni agenti sui supporti le quali, risultando più grandi rispetto al caso HS-model, garantiscono dei risultati a favore di sicurezza.

4.2 Confronto con il metodo semi-empirico

Nel presente capitolo si procede ad applicare al caso in esame il metodo semi-empirico al fine di effettuare un confronto con le informazioni ottenute nei capitoli precedenti.

Il motivo per cui tale approccio è stato definito semi-empirico si lega al fatto che esso si basa principalmente sugli studi effettuati da Peck e da successivi autori (Peck, 1969; Cording et al 1975; Attewell 1982; Rankin 1988; Mair et al. 1996 ecc.), sul bacino di deflessione (*Settlements trough* in letteratura inglese) che si genera in superficie in seguito alla realizzazione di una galleria superficiale. Come detto in precedenza, tali studi si basano su dati empirici di misure effettuate in sito.

I risultati di tali analisi possono essere inoltre impiegati per stimare il rilascio tensionale dovuto al passaggio della macchina di scavo meccanizzata. La *Figura 4.16* illustra il flusso logico previsto in questo approccio.

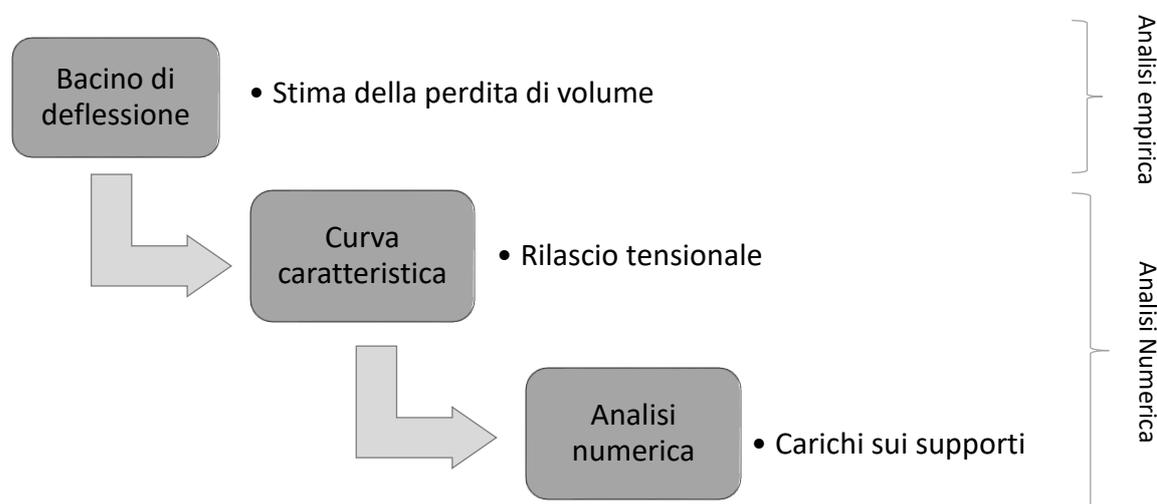


Figura 4.16 Diagramma di flusso del metodo semi-empirico

Dal precedente schema è possibile notare come l'analisi empirica è applicata per la stima del bacino di deflessione e dunque per la stima della perdita di volume. I due successivi passaggi implicano l'utilizzo di metodi numerici 2D, rispettivamente per il calcolo della curva caratteristica e quindi per la stima dei carichi agenti sui supporti. In alternativa, tale metodo è spesso applicato nella pratica progettuale per valutare i cedimenti superficiali indotti dallo scavo in condizioni di campo libero. Il metodo permette infatti di ridurre il numero di analisi numeriche e dunque i tempi di analisi.

Nel caso in esame il metodo semi-empirico sarà applicato per la stima della tensione di rilascio e soprattutto, come detto in precedenza, per effettuare un confronto con i risultati dell'analisi tridimensionale.

4.2.1 Calcolo del bacino di deflessione e stima della perdita di volume

Il dato su cui si basa il confronto tra i due metodi, è il cedimento di 3 mm calcolato a mezzo dell'analisi numerica nel punto di riferimento, quando il passaggio della macchina è completato (Figura 4.17).

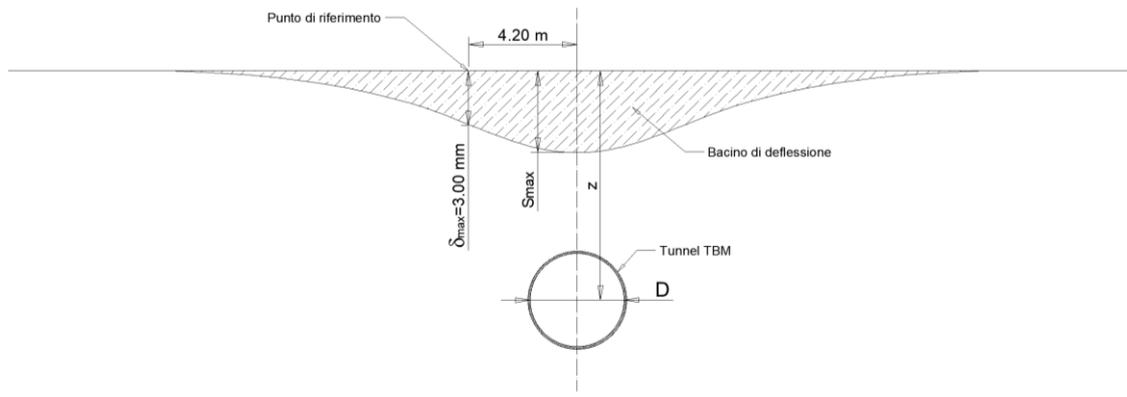


Figura 4.17 Cedimento massimo in corrispondenza del punto di riferimento

Sebbene, infatti, nel punto di riferimento sia stato misurato un cedimento pari a 2 mm, tale valore si riferisce ad una condizione di non stazionarietà legata al fatto che il passaggio della macchina era ancora in atto durante il rilievo dello spostamento. Dunque, dal momento che l'obiettivo è quello di stimare il rilascio tensionale indotto dal passaggio completo della macchina di scavo, si è deciso di considerare il cedimento massimo ottenuto numericamente.

Nota tale informazione è possibile stimare l'andamento della curva di deflessione a mezzo della formula empirica proposta da Peck e descritta nel paragrafo 1.2.

A tal proposito è necessario dapprima stimare la posizione del punto di flesso i . Come abbiamo visto, in letteratura è possibile trovare diverse relazioni empiriche derivate da regressioni lineari di misure di cedimento fatte in situ oppure ottenute da prove di laboratorio (es. test in centrifuga geotecnica). Qui di seguito vengono considerate le espressioni aventi una rilevanza maggiore per il caso da noi esaminato, ovvero si fa riferimento alle formule sviluppate per il tipo di terreno e per il metodo di scavo che più approssimano le condizioni in esame (es. scavo meccanizzato, condizioni di faglia ecc.). È importante tuttavia notare che le espressioni già ottenute da Peck sulla base di pochi casi studio, sono state convalidate da parte di altri autori i quali hanno esteso il database dei cedimenti superficiali a disposizione. Molti di essi confermano il valore di $n = 1$ da cui $i = 0.5 z$, essendo z la profondità del tunnel.

Con riferimento alla geometria del caso in analisi (diametro dello scudo della TBM $D = 6.6 \text{ m}$, profondità del centro della galleria $z = 35.7 \text{ m}$), è possibile calcolare il valore dei punti di flesso in accordo con le espressioni delle diverse formule indicate di seguito (Tabella 4.9).

Tabella 4.9 Valori del punto di flesso in accordo con le diverse formule di letteratura

Autori		i [m]
Peck (1969)	n=0.8	12.74
	n=0.9	15.08
	n=1	17.85
Arioglu (1992)		13.12
O'Reilly and New (1982)		16.45
Herzog (1985)		16.20
Leach (1985)		17.65
Lee et al. (1999)		21.15
Valore medio		16,30

È possibile osservare che il valore medio ricavato sulla base delle precedenti espressioni empiriche assume un valore praticamente uguale al valore ottenuto nell'analisi numerica tridimensionale, che ricordiamo essere pari a 16,43 m.

Sulla base delle precedenti osservazioni e considerando ancora l'equazione di Peck, è possibile, una volta definito il valore del punto di flesso, ricavare il cedimento massimo S_{max} misurato in asse alla galleria. Imponendo infatti il valore del cedimento misurato in corrispondenza del punto di riferimento e quindi scrivendo:

$$S_{max} = \frac{S_{(4.2)}}{e^{-\frac{4.2^2}{2i^2}}}$$

è possibile ottenere, in accordo con i valori trovati in precedenza, il ricercato cedimento massimo S_{max} (Tabella 4.10).

Tabella 4.10 Valori del cedimento in asse alla galleria per le diverse formule di letteratura

Autori		S_{max} [mm]
Peck (1969)	n=0.8	3.17
	n=0.9	3.12
	n=1	3.08
Arioglu (1992)		3.16
O'Reilly and New (1982)		3.10
Herzog (1985)		3.10
Leach (1985)		3.09
Lee et al. (1999)		3.06
Valore medio		3.11

Ancora una volta, confrontando i valori precedenti con quelli ottenuti numericamente, è possibile notare come il valore medio pari a 3.11 mm sia coerente con il valore di 3.15 mm ottenuto dall'analisi numerica 3D.

È quindi possibile diagrammare le curve di Gauss. La Figura 4.18 rappresenta gli andamenti del bacino di deflessione in accordo con le diverse formulazioni analizzate in precedenza.

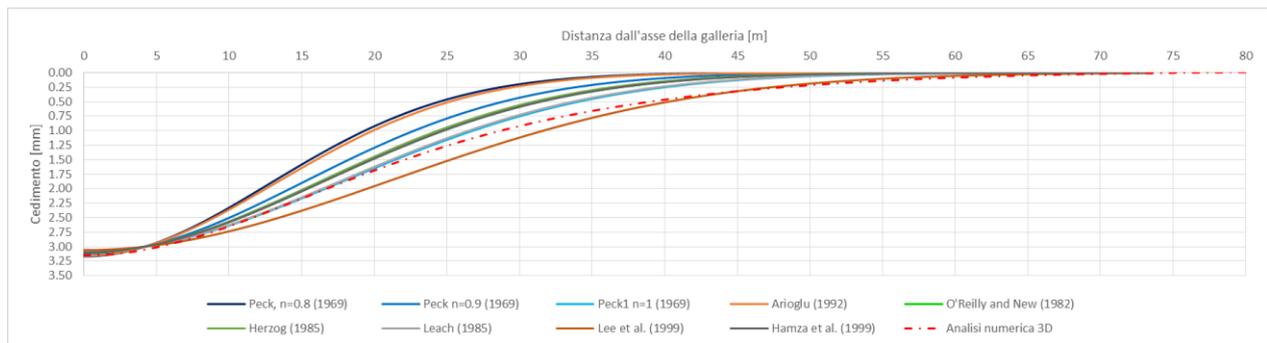


Figura 4.18 Bacino di deflessione per le diverse espressioni di letteratura

Nella precedente è stata riportata anche la curva di deflessione ottenuta numericamente (curva rossa tratteggiata). Come è possibile notare, sebbene i valori del punto di flesso ed il valore del cedimento massimo siano del tutto confrontabili, le curve empiriche, oltretutto risultare diverse tra di loro, hanno un andamento differente dalla curva ottenuta con la soluzione numerica. In particolare è possibile notare come la curva ottenuta dall'analisi 3D raggiunge un cedimento nullo ad una distanza approssimativamente pari ad 80 m dall'asse della galleria. Nel caso delle curve empiriche sembra invece che esse, fatta esclusione per la curva di Lee et. al, raggiungano lo zero già dopo i 50 m di distanza dall'asse del tunnel, comportando una sottostima della perdita di volume.

A tal proposito nel seguito si confronta il volume perso ottenuto in accordo con le formule empiriche, con lo stesso valore ottenuto dall'analisi numerica tridimensionale. Nel caso delle curve empiriche, calcolando l'integrale delle curve di Gauss si ottiene il volume $V_s = S_{max} \cdot i \cdot \sqrt{2\pi}$. Applicando tale espressione è possibile ottenere i risultati indicati nella Tabella 4.11 a seguire.

Tabella 4.11 Valori del volume loss in accordo con le diverse formulazioni

Autori		V_L [%]
Peck (1969)	n=0.8	0.30%
	n=0.9	0.34%
	n=0.1	0.40%
Arioglu (1992)		0.30%
O'Reilly and New (1982)		0.37%
Herzog (1985)		0.37%
Leach (1985)		0.40%
Lee et al. (1999)		0.47%
Hamza et al. (1999)		0.37%
Valore medio		0.37%

In accordo con i risultati attesi è possibile notare che i valori della perdita di volume nel caso empirico risultano mediamente più piccoli rispetto al valore di 0,43% ottenuto a partire dall'analisi numerica.

4.2.2 Calcolo della curva caratteristica e valutazione del rilascio tensionale

Nell'approccio numerico descritto in precedenza, la simulazione del passaggio della TBM è stata ottenuta a mezzo di una analisi tridimensionale e pertanto non è necessario valutare il rilascio tensionale legato al passaggio della macchina stessa.

Diverso invece è il caso in cui si voglia simulare il passaggio della macchina a mezzo di un modello numerico 2D. In questa situazione, in accordo con il metodo convergenza-confinamento, la conoscenza del rilascio tensionale risulta di essenziale importanza. L'effetto arco tridimensionale che si sviluppa davanti al fronte durante la realizzazione di una galleria può essere infatti simulato in maniera semplificata andando a stimare il rilascio tensionale globale dovuto alla realizzazione del tunnel definito come:

$$\lambda = 1 - \frac{\sigma_{r,e}}{\sigma_0} \quad (4.1)$$

dove $\sigma_{r,e}$ rappresenta la pressione radiale equivalente da applicare sul contorno della galleria per simulare il passaggio della macchina. σ_0 rappresenta invece la tensione geostatica iniziale valutata nel centro della galleria. Tale valore in alcuni casi è associato al fattore β definito come complementare della tensione di rilascio.

$$\beta = 1 - \lambda \quad (4.1)$$

L'unica incognita è rappresentata dalla pressione equivalente $\sigma_{r,e}$ la quale può essere ottenuta combinando il metodo della curva caratteristica con il calcolo del *Ground loss*. Imponendo al terreno i parametri ottenuti a mezzo della back analysis, è stata infatti valutata dapprima la curva caratteristica per via numerica e dunque, considerando la perdita di volume $V_L[\%]$, è possibile ottenere l'incognita ricercata. La *Figura 4.19* di seguito riportata schematizza la procedura seguita.

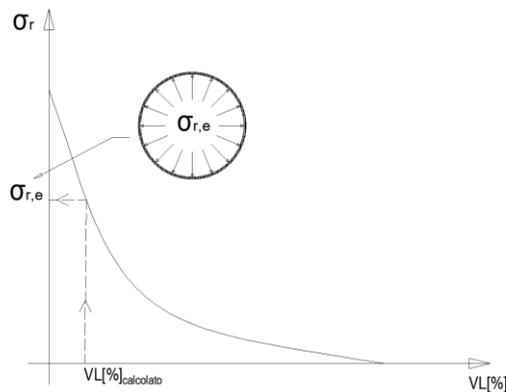
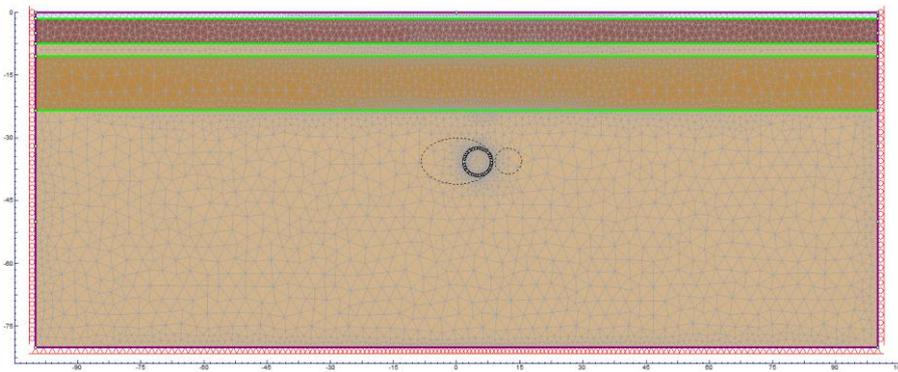
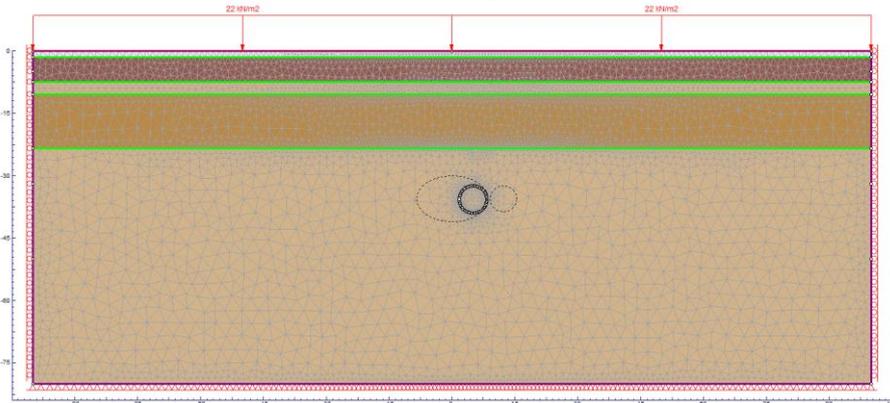


Figura 4.19 Schema del calcolo di $\sigma_{r,e}$ con il metodo Convergenza-Confinamento

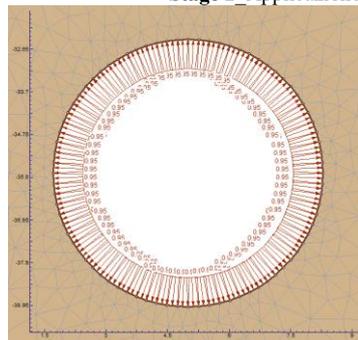
Nel caso in esame, la curva caratteristica è stata ottenuta a mezzo di un modello numerico bidimensionale agli elementi finiti (RS2, Rocscience) il quale prevede di considerare le fasi di scavo schematizzate nella figura a seguire (*Figura 4.20*).



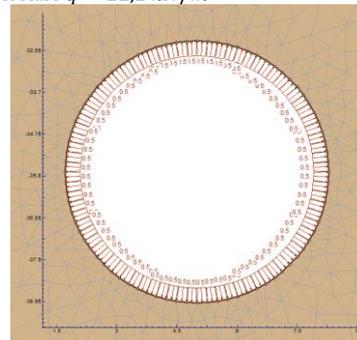
Stage 1 Condizioni geostatiche



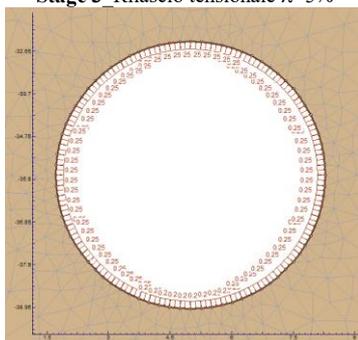
Stage 2 Applicazione del carico veicolare $q = 22,2 \text{ kN/m}$



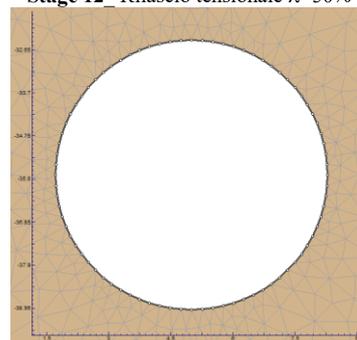
Stage 3 Rilascio tensionale $\lambda=5\%$



Stage 12 Rilascio tensionale $\lambda=50\%$



Stage 17 Rilascio tensionale $\lambda=75\%$



Stage 22 Rilascio tensionale $\lambda=100\%$

Figura 4.20 Sintesi delle fasi per il calcolo della curva caratteristica

Prima di passare al calcolo della curva caratteristica, è bene fare delle osservazioni sulle dimensioni adottate per il modello. La larghezza effettiva pari a 200 m è infatti giustificata dal fatto che si vuole ottenere un modello conforme con l'equivalente 3D visto nei capitoli precedenti. Inoltre lo stesso modello è stato successivamente impiegato per il calcolo delle strutture

temporanee della caverna di collegamento tra le linee GAU e DB, rappresentate in maniera schematica nella *Figura 4.20*.

Inizializzato il modello con lo stage geostatico e l'applicazione del carico veicolare, la curva caratteristica della galleria è stata ottenuta applicando una pressione interna alla galleria espressa appunto in termini di rilascio tensionale, la quale per ogni stage è stata ridotta del 5%. Partendo dunque dal valore iniziale del 95% in corrispondenza dello stage 3, sono stati generati venti ulteriori stage fino a raggiungere una condizione con rilascio tensionale del 100%.

Per ogni stage è stato valutato il bacino di deflessione e quindi, a mezzo di una integrazione numerica, si è ottenuta la perdita di volume. La *Tabella 4.12* sintetizza i valori ottenuti.

Tabella 4.12 Valori della perdita di volume per i rispettivi rilasci tensionali

σ_i/σ_0	VL [%]
100.0%	0.00%
95.0%	0.05%
90.0%	0.10%
85.0%	0.14%
80.0%	0.19%
75.0%	0.24%
70.0%	0.29%
65.0%	0.34%
60.0%	0.40%
55.0%	0.46%
50.0%	0.54%
45.0%	0.62%
40.0%	0.71%
35.0%	0.81%
30.0%	0.94%
25.0%	1.10%
20.0%	1.28%
15.0%	1.52%
10.0%	1.82%
5.0%	2.33%
0.0%	3.16%

Diagrammando pertanto i valori della precedente tabella è possibile ottenere la ricercata curva caratteristica del tunnel TBM (*Figura 4.21*).

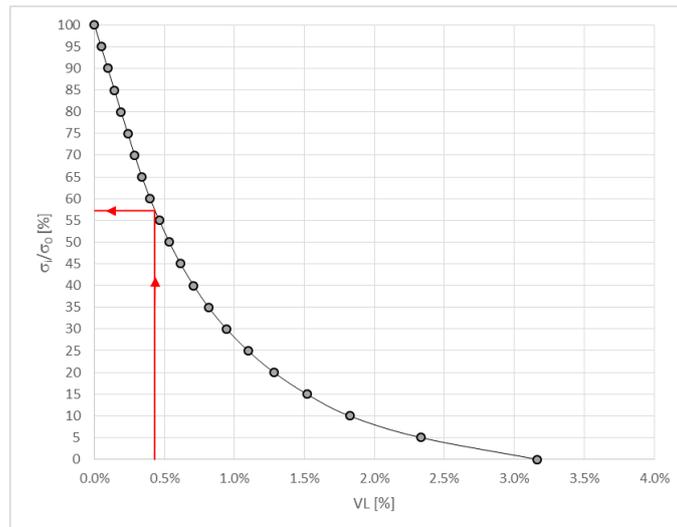


Figura 4.21 Curva caratteristica della galleria TBM

Nella precedente immagine è anche indicato il valore del rilascio tensionale che si ha in corrispondenza della perdita di volume calcolata a mezzo dell'analisi tridimensionale. Tale valore è pari a $\lambda = 43\%$ ovvero $\beta = 57\%$. È importante notare che il valore precedentemente trovato sembra un valore molto grande per uno scavo effettuato con TBM ed evidentemente è legato alla particolare combinazione di basse pressioni al fronte (come indicato nella Figura 3.9) ed alla particolare condizione stratigrafica incontrata che comporta una influenza sui risultati.

Il valore di tensione di rilascio prima calcolato sarà applicato nel proseguo per tenere in conto il detensionamento legato al passaggio delle due TBM in prossimità ed all'interno delle caverne di giunzione.

Nel caso in cui invece si prendono a riferimento i valori derivati dall'analisi semi-empirica, è possibile ottenere i valori riassunti nella Tabella 4.13.

Tabella 4.13 Valori del rilascio tensionale per le diverse espressioni di letteratura

Autori		V_L [%]	λ [%]
Peck (1969)	n=0.8	0.30%	29%
	n=0.9	0.34%	33%
	n=0.1	0.40%	40%
Arioglu (1992)		0.30%	29%
O'Reilly and New (1982)		0.37%	33%
Herzog (1985)		0.37%	40%
Leach (1985)		0.40%	29%
Lee et al. (1999)		0.47%	38%
Hamza et al. (1999)		0.37%	38%
Valore medio		0.37%	36%

Come è possibile notare, le espressioni considerate restituiscono valori della tensione di rilascio a volte marcatamente diverse tra di loro e, in generale, minori rispetto al caso della soluzione numerica. In particolare, considerando che più è basso il valore della tensione di rilascio più è grande il carico agente sulla struttura di rivestimento, allora a parità di cedimento ottenuto l'espressione di Peck con $n = 0.8$ sembra restituire i valori più conservativi per l'eventuale

dimensionamento delle strutture di rivestimento. La soluzione che invece meglio approssima la curva ottenuta numericamente si ottiene imponendo nella stessa espressione $n = 1$, da cui $i = 0.5 z$.

E' possibile infine effettuare un ulteriore confronto nel caso in cui si adottino diversi modelli costitutivi. Ancora una volta si è deciso di utilizzare il modello Hardening soil. Riprendendo pertanto le proprietà definite nella *Tabella 4.7* e ripetendo le considerazioni già viste per il caso precedente, è possibile ottenere la curva caratteristica in accordo con tale modello costitutivo (*Figura 4.22*).

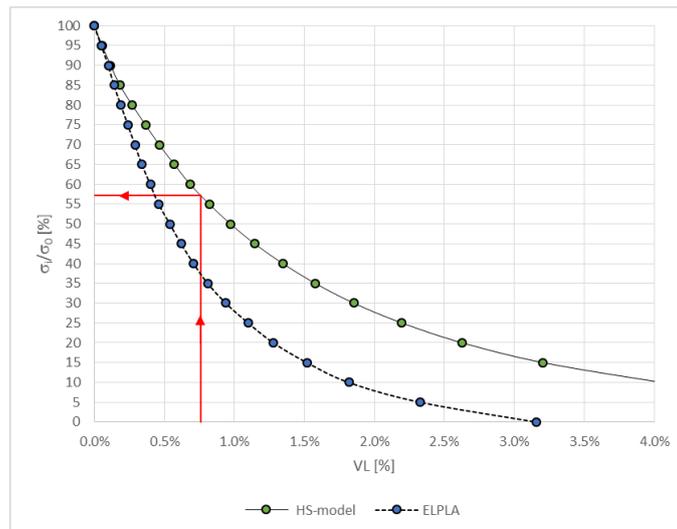


Figura 4.22 Confronto tra le curve caratteristiche per i due diversi modelli costitutivi

Si osserva che, a parità di altre condizioni, il modello restituisce valori di cedimento maggiori che pertanto implicano una perdita di volume maggiore con conseguente traslazione verso destra della curva caratteristica. In particolare, adottando un legame costitutivo di tipo HS si ottiene una percentuale di rilascio pari a $\lambda = 43\%$ ovvero $\beta = 57\%$. Da notare come tale valore sia sorprendentemente uguale al risultato già trovato con l'impiego del modello elastico, idealmente plastico.

4.3 Conclusioni

Impostando un modello numerico tridimensionale che sfrutta tutte le informazioni in possesso, è stato possibile ottenere un affinamento dei parametri meccanici del terreno derivati dalle indagini, in modo che i risultati delle analisi ben simulassero quanto osservato in sito.

In particolare, partendo dai valori di primo tentativo elencati nella *Tabella 3.6*, è stato dimostrato che tali parametri restituiscono uno spostamento in corrispondenza del punto di riferimento maggiore rispetto a quello misurato in situ durante il passaggio della macchina di scavo. Considerando inoltre che il quinto strato del modello è formato, in realtà, da una alternanza di strati di PK1 e PK2, si è definito di assumere per questo strato delle proprietà equivalenti che sono risultati essere quelle riportate *Tabella 4.6*.

Il confronto tra i risultati ottenuti con l'adozione del modello HS ed il legame elastico-perfettamente plastico ha permesso di notare una sostanziale differenza soprattutto per quanto riguarda gli spostamenti verticali indotti dallo scavo a livello del piano campagna. In linea generale si osserva che il modello HS implica maggiori spostamenti superficiali risultando a vantaggio di sicurezza soprattutto per lo studio degli eventuali danneggiamenti sugli edifici. Il modello EPLA, implicando invece maggiori sollecitazioni sul rivestimento, risulta a vantaggio di sicurezza per il dimensionamento degli elementi strutturali. Per il caso in esame tuttavia non si hanno sufficienti dati per valutare quale sia il modello che meglio si adatta alla situazione e soprattutto non si hanno risultati sperimentali sufficienti per calcolare con esattezza i parametri dell'HS-model. Alla luce di tali osservazioni si è deciso di utilizzare il consolidato modello ELPLA, più semplice da tarare nell'ambito di una back analysis.

Il confronto tra le curve di Gauss ottenute empiricamente e la curva ottenuta a partire dall'analisi numerica 3D ha permesso di definire delle analogie: adottando formule di calcolo opportunamente scelte dalla letteratura, i valori del punto di flesso ed il cedimento massimo sono molto simili nelle due situazioni. Questo risultato conferma che, qualora il metodo empirico sia ben tarato, può essere applicato in sostituzione alle analisi numeriche favorendo una riduzione dei tempi di analisi.

Infine, combinando il metodo della curva caratteristica con il calcolo della perdita di volume, è stato dimostrato come sia possibile valutare la tensione di rilascio indotta dallo scavo della galleria.

5. Progetto e verifica delle opere della caverna di giunzione

In questo capitolo saranno sfruttate le informazioni acquisite in precedenza al fine di analizzare e verificare le soluzioni progettuali adottate per le diverse sezioni della caverna di giunzione. In particolare, le analisi saranno riportate nell'ordine di esecuzione dei lavori necessari alla caverna.

Le verifiche sono state condotte in accordo con gli eurocodici ed in particolare è stata applicata la EN1991-1 per la definizione dei carichi sulle strutture, EN1992-1 per il progetto delle strutture in calcestruzzo armato, EN1993-1 per il calcolo delle strutture in acciaio ed infine la EN1997 parte 1 e parte 2 per il progetto geotecnico. Un altro riferimento adottato sono le norme turche per il progetto delle strutture in calcestruzzo armato definite TS-500 (Turkish Standard-500).

In particolare in accordo con l'EN1991-1 ed EN1992-1 sono stati definiti i fattori di amplificazione dei carichi e di riduzione delle resistenze elencati nella *Tabella 5.1*.

Tabella 5.1 Coefficienti parziali di sicurezza per le azioni ed i materiali

	<i>Verifiche momento flettente– sforzo assiale</i>	<i>Verifiche a taglio</i>
γ_G	1.35	1.35
γ_c	1.5	1.5
γ_s	1.15	1.15

γ_G = Fattore di amplificazione dei carichi [EC0, paragraph 6.4.3.4]

γ_c = Fattore di riduzione della resistenza per il calcestruzzo [EC2, paragraph 2.4.2.4]

γ_s = Fattore di riduzione della resistenza per l'acciaio [EC2, paragraph 2.4.2.4]

Si noti che, in accordo con la EN1993-1, il coefficiente parziale per la riduzione della resistenza dell'acciaio strutturale è posto pari a $\gamma_M = 1.05$.

In merito al contesto geologico, idrogeologico e geotecnico, il progetto della caverna di giunzione è previsto essere realizzato nella formazione Pendik. Questa unità è suddivisa in due membri: Kartal e Kozyatağı. In particolare si è osservato, sulla base dei rilievi effettuati in-situ, che la caverna è prevista trovarsi all'interno di una faglia con materiale caratterizzato dalla presenza di due famiglie di giunti principali, entrambi inclinati sfavorevolmente rispetto allo scavo (*Figura 2.17*).

Il modello geologico e geotecnico impiegato per il dimensionamento delle strutture di rivestimento provvisorie è interamente basato sugli studi effettuati nei capitoli 2 e 4, rispettivamente. Il contesto stratigrafico è stato definito sulla base dei risultati delle analisi fatte sulla perforazione di sondaggio N2SBH02 e le profondità dei rispettivi strati sono quelle definite nella *Tabella 2.4*. In particolare, in mancanza di altre informazioni, il quinto strato costituito da PK1 è stato esteso fino alla fine del modello numerico. Per quanto riguarda le proprietà meccaniche adottate per i singoli strati, sono stati applicati i risultati della back analysis sintetizzati nella *Tabella 4.6*.

Per quanto riguarda le condizioni idrauliche, sebbene durante la realizzazione dei sondaggi N2SBH01 N2SBH02 non sia stata rilevata la presenza di acqua, in via cautelativa è stata imposta

una falda con superficie freatica posta a -8m. Tale valore è infatti in accordo con i rilievi effettuati durante la realizzazione della perforazione BD-20. In tutte le situazioni che andremo ad analizzare, quindi, visti i drenaggi installati sul fronte di scavo e sulle pareti laterali delle caverne, prima della realizzazione degli scavi viene considerato un abbassamento del livello di falda. Questo abbassamento, al fine di evitare analisi numeriche accoppiate (tenso-deformative ed idrauliche), è stato definito in maniera semplificata imponendo un prefissato andamento della superficie freatica.

5.1 Progressiva 3+010 - 3+038: Progetto e verifica del sistema di centine coassiali

Il fornello verificatosi alla progressiva 3+036 del tracciato ha causato, oltreché una rottura del piedritto di sinistra della caverna, anche estese fessure che interessavano in gran parte la calotta della struttura. La variazione delle caratteristiche meccaniche della roccia, dovute alla presenza di una zona di materiale debole all'interno di una faglia, ha reso necessario un intervento di stabilizzazione tra la progressiva 3+010 e la 3+038.

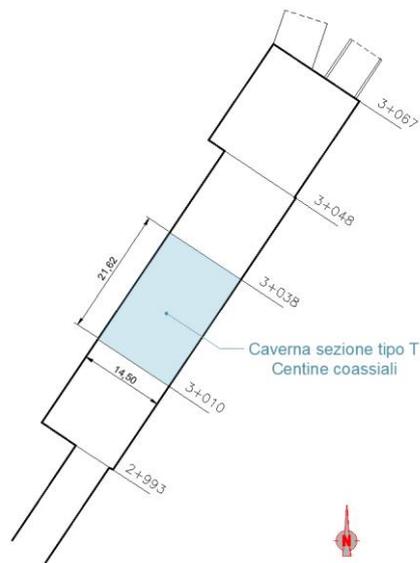


Figura 5.1 Zona da rinforzare con centine coassiali

In pratica si è utilizzata la soluzione applicata nella stabilizzazione di vecchie gallerie di miniera, in cui è previsto l'installazione di un sistema di centine coassiali connesse tra di loro da elementi ripartitori. Con l'obiettivo di migliorare la stabilità, si è inoltre dimensionato un sistema di bulloni da roccia supplementare a quello esistente.

Lo stesso intervento ha permesso peraltro di ridurre i cedimenti radiali che interessavano la struttura in seguito al crollo della piedritto.

5.1.1 Contesto geologico, idrologico e geotecnico

Il progetto delle opere delle caverne di giunzione è stato condotto applicando ovunque la stessa condizione stratigrafica e le stesse proprietà del terreno. Tuttavia per il progetto delle centine coassiali della sezione tipo T, nella definizione del modello numerico, sono stati apportati alcuni accorgimenti. Per ricostruire, infatti, l'effettivo carico agente sulla struttura esistente e soprattutto per dimensionare il sistema di centine coassiali, occorre tenere in conto l'azione di disturbo esercitata prima dagli scavi della caverna sezione tipo T e dopo dal crollo del piedritto. A tal proposito, in accordo con quanto proposto da Hoek (Hoek, 2004) è stata considerata una *box* che circonda il sistema di gallerie (*Figura 3.3*). A tale zona è stato quindi attribuito un coefficiente di disturbo D maggiorato secondo le indicazioni della *Tabella 5.2*.

Tabella 5.2 Fattore di disturbo D per i materiali nell'intorno delle gallerie

Materiale	D (Valore originario)	D (Valore aumentato)
PK2	0.3	0.5
PK1	0.15	0.5

5.1.2 Proprietà geometriche della caverna e sequenze di scavo

La sezione tipo T comporta uno scavo con una superficie pari a circa 105 m², corrispondente ad un raggio equivalente pari a circa 5.8 m. La *Figura 5.2* indica la geometria della sezione durante l'esercizio della metro e gli ingombri dei treni.

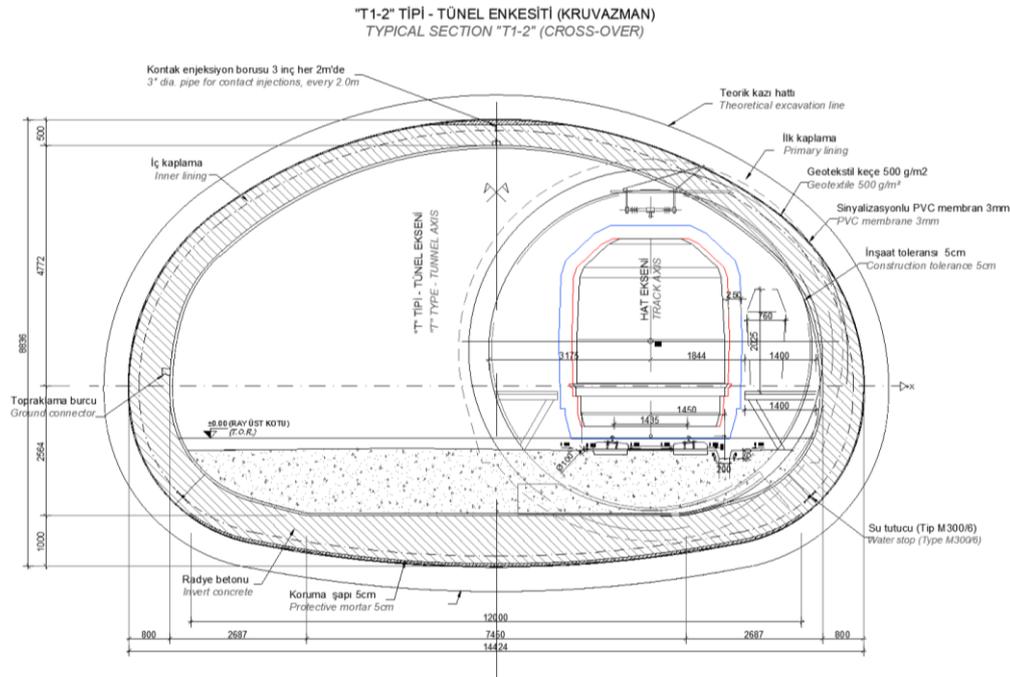


Figura 5.2 Proprietà geometriche della sezione tipo T (cortesia di Geodata)

In pratica la sezione ellittica della caverna, è generata dall'intersezione tra sei diverse circonferenze le cui proprietà geometriche sono riassunte nella Tabella 5.3.

Tabella 5.3 Centri e raggi delle circonferenze costituenti la sezione T

Centro	X [m]	Y [m]	Raggio [m]
C1	0.00	0.00	9.16
C2	0.00	25.00	25.00
C3	-4.27	3.67	2.94
C4	4.27	3.67	2.94
C5	-2.91	3.87	4.31
C6	2.91	3.87	4.31

Per quanto riguarda la sezione tipo A.1, rappresentante la galleria TBM a destra della caverna come indicato nella *Figura 5.4*, essa è in genere applicata per la realizzazione dei tunnel di collegamento tra le varie stazioni e, fatta eccezione per alcune situazioni particolari, è prevista essere realizzata a mezzo di uno scavo meccanizzato. La *Figura 5.3* indica l'ingombro dei treni durante l'esercizio della metro.

"A1" TIPI (NATM) - TÜNEL ENKESİTİ
 "A1" TYPE (NATM) - TUNNEL CROSS SECTION

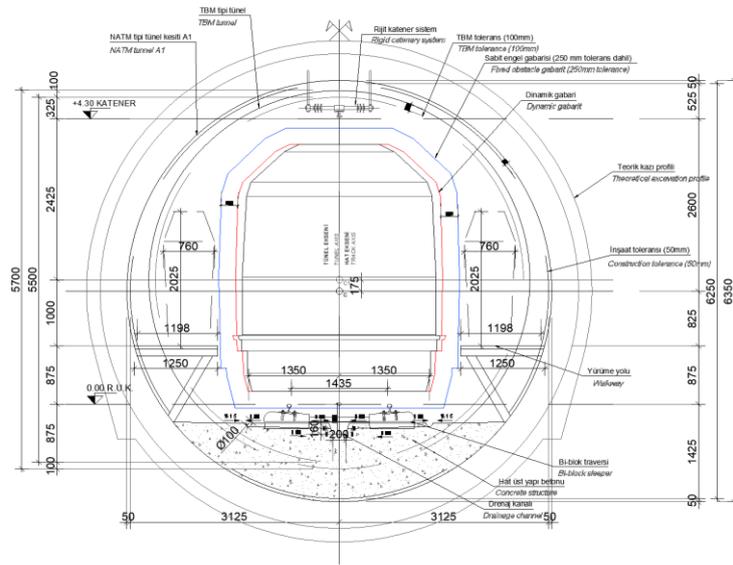


Figura 5.3 Proprietà geometriche della sezione tipo A.1 (cortesia di Geodata)

In questo caso la sezione è costituita da un unico cerchio avente raggio coincidente con quello dello scudo della TBM.

Per quanto riguarda le profondità delle caverne, dal profilo altimetrico del tracciato è possibile leggere una profondità media del piano del ferro pari a -37.4 m. Sulla base del tracciato planimetrico è possibile inoltre calcolare la posizione reciproca dei tunnel secondo quanto riassunto nella Figura 5.4.

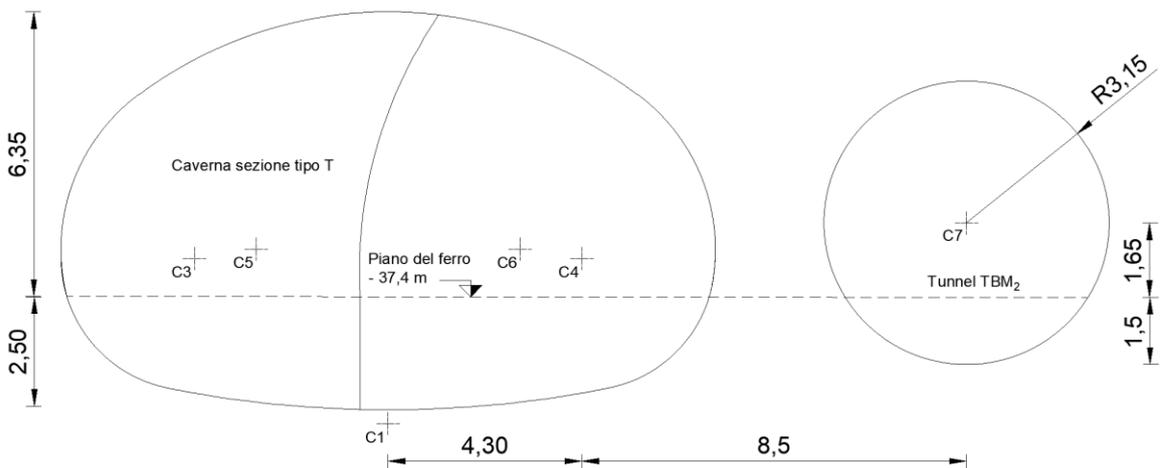


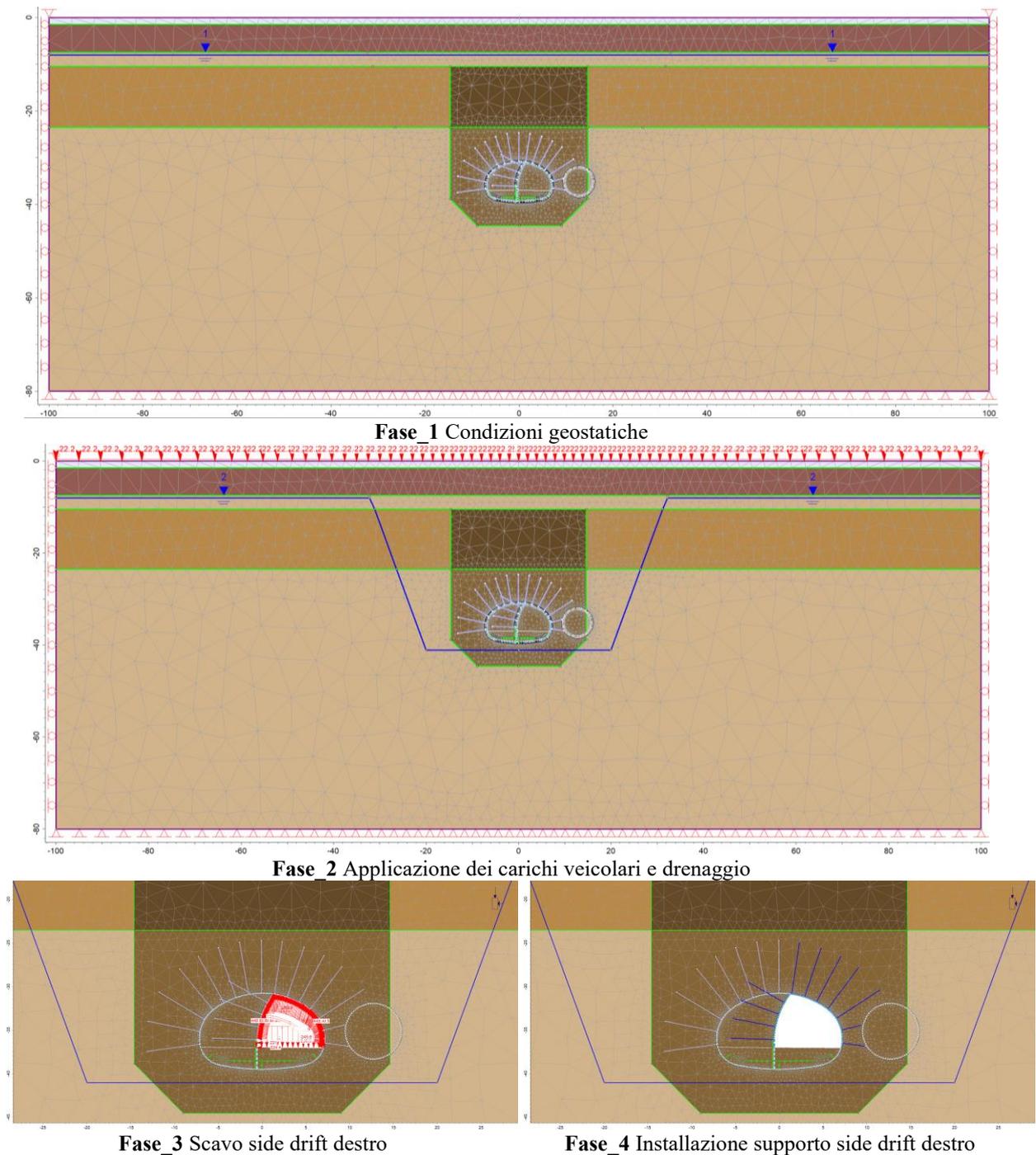
Figura 5.4 Distanze reciproche tra la sezione tipo T e le sezioni tipo A.1

Per quanto riguarda la sequenza di scavo sono state adottate le stesse fasi definite nella Figura 2.8.

5.1.3 Analisi numerica preliminare

Prima di passare al dimensionamento delle centine coassiali, è stata condotta una analisi numerica complementare al fine di calcolare le sollecitazioni agenti sulla struttura esistente. Tra la progressiva 3+010 e la 3+038 è stato applicato uno strato di calcestruzzo proiettato con spessore medio pari a 25 cm il quale è stato danneggiato in seguito alla rottura del piedritto di sinistra. L'obiettivo di questa analisi è quello di valutare le condizioni di stabilità di tale struttura.

L'analisi numerica è stata condotta anche in questo caso con il software agli elementi finiti RS2 (Rocscience, 2018). La *Figura 5.5* illustra le sequenze di analisi impiegate nel modello nonché i dettagli dei supporti di prima fase previsti per le strutture della caverna.



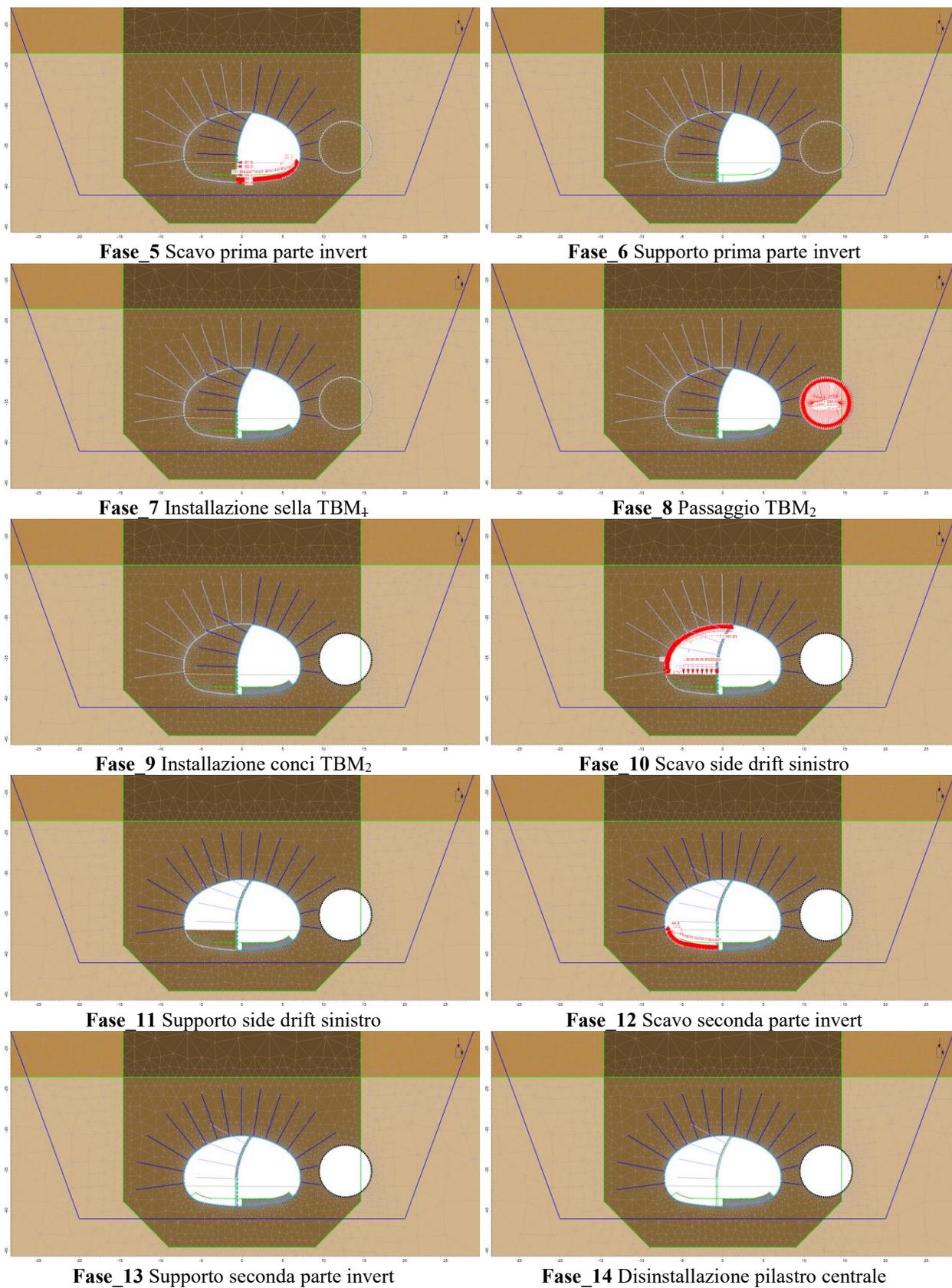


Figura 5.5 Modello numerico e sequenze di scavo sezione tipo T

Come è possibile notare in *Figura 5.5*, le condizioni di vincolo, in accordo con il fatto che si tratta di uno scavo superficiale, prevedono: carrelli ai bordi verticali, che impediscono gli spostamenti

orizzontali garantendo quelli verticali; cerniere alla base, che impediscono sia gli spostamenti orizzontali che verticali. A rigore, il bordo inferiore del modello andrebbe inserito in corrispondenza di un substrato roccioso. Dal momento che la perforazione di sondaggio N2SBH02 con profondità limite di 40 m non ha evidenziato la presenza di strati rigidi allora, onde evitare disturbi per effetto delle condizioni al contorno, tale strato è stato posto cautelativamente ad una distanza pari a 40m dal fondo della caverna. Per quanto riguarda invece la superficie rappresentante il piano campagna, essendo questa libera di deformarsi sotto l'effetto degli scavi sottostanti, essa non è soggetta a condizioni di vincolo.

Le informazioni sulla geometria del modello numerico sono completate osservando che i lati verticali del modello si trovano ad una distanza pari a cinque volte la larghezza massima della sezione T rispetto ai bordi più esterni delle opere.

Lo stato tensionale iniziale è stato definito applicando il metodo del coefficiente di spinta a riposo assunto pari a 0.5 sia nel piano che nella direzione fuori piano del modello. Tale valore è in accordo con quanto definito al capitolo 4.

Un altro aspetto fondamentale del modello numerico bidimensionale è rappresentato dal modo in cui è stato definito l'effetto arco tridimensionale che si sviluppa in prossimità del fronte di scavo (Figura 5.6)

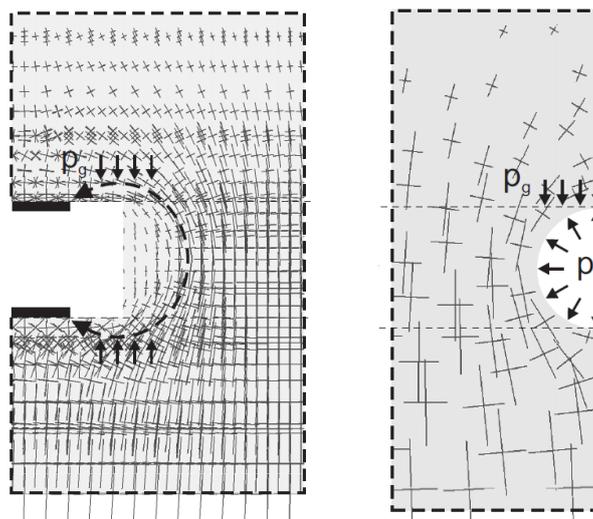


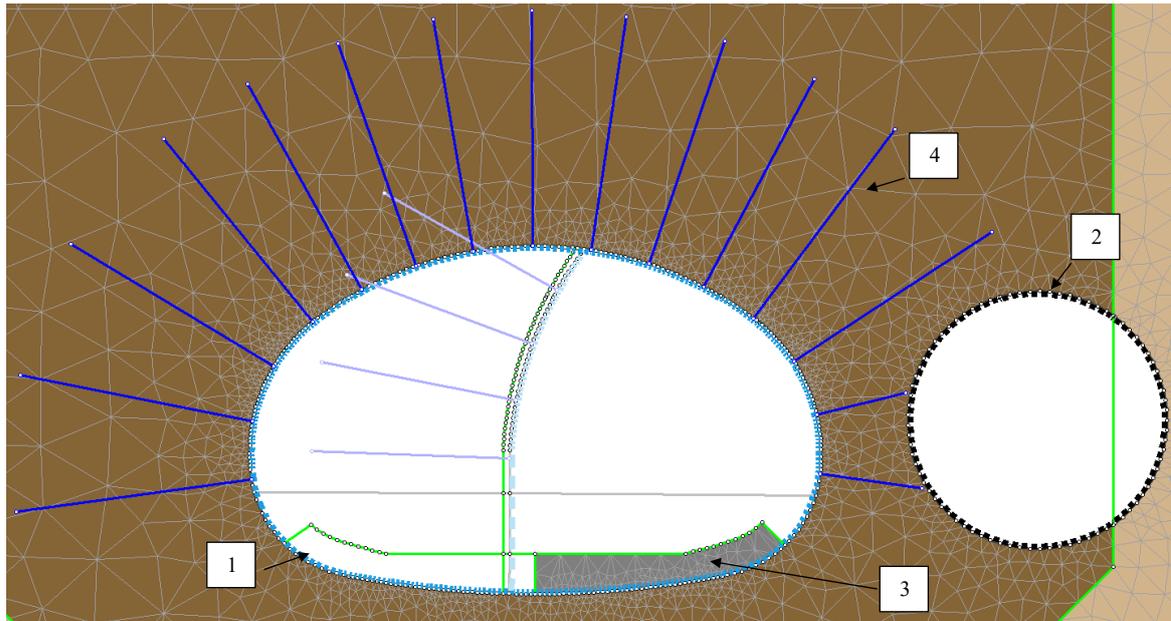
Figura 5.6 Effetto arco dietro il fronte di scavo

In accordo con il metodo convergenza confinamento, l'effetto del fronte di scavo è stato tenuto in considerazione applicando al contorno dello scavo una pressione laterale corrispondente ad una tensione di rilascio del 50%.

In merito ai supporti impiegati nella modellazione, per la sezione tipo T è stato applicato inizialmente il supporto tipo A2 che prevede i seguenti elementi strutturali:

- Spessore shotcrete 25 cm;
- Doppio strato di rete Q221/221;
- Lattice girders a 3 barre, tipo PS 115/2x22+32 H=164 mm con interasse 1.00±0.25m;
- Bulloni da roccia, $\phi 26$ mm, interasse 1.50m (T) x 1.00±0.25m (L); L=6m;
- Infilaggi al fronte con barre $\phi 14$ mm, L=9.0m sovrapposte ogni 4.5m

La Figura 5.7 mostra nel dettaglio come sono stati modellati tali supporti all'interno del modello numerico.



- (1) Rivestimento trave reticolare + 25cm shotcrete (2) Conci prefabbricati TBM
 (3) Invert definitivo in cls armato (4) Bulloni da roccia ϕ 26mm

Figura 5.7 Modellazione dei supporti di prima fase per la sezione tipo T

La struttura di rivestimento di prima fase, realizzata con calcestruzzo spruzzato e lattice girders, è stata modellata come un elemento *beam* avente le proprietà equivalenti elencate nella *Tabella 5.4*.

Tabella 5.4 Caratteristiche del rivestimento in calcestruzzo proiettato– Elemento *beam*

ID		
Comportamento	Elastico lineare	
Spessore equivalente d_{eq}	0.25	m
Modulo elastico equivalente E_{eq}	10000	MPa
Coefficiente di Poisson ν	0.20	-

Si noti che il valore del modulo elastico del calcestruzzo spruzzato è ridotto in accordo con quanto proposto da Ribacchi (Ribacchi e Lembo-Fazio,1994) per tenere in conto della corretta rigidità del materiale nelle sue prime ore di vita.

Per quanto riguarda i conci prefabbricati della TBM, questi sono stati modellati anche con degli elementi *beam* aventi le proprietà definite nella *Tabella 5.5*.

Tabella 5.5 Caratteristiche dei conci prefabbricati – Elemento *beam*

ID		
Comportamento	Elastico lineare	
Spessore equivalente d	0.30	m
Modulo elastico E	35000	MPa
Coefficiente di Poisson ν	0.20	-

In particolare si noti che lo spessore ed il modulo elastico impiegati per la modellazione di tale elemento strutturale sono uguali a quelli già introdotti nel capitolo 4 per la definizione dei conci

prefabbricati nel modello numerico 3D. La differenza sostanziale risiede nel fatto che in questo caso essi sono modellati come elementi beam e non come elementi mesh.

Per quanto riguarda i bulloni da roccia, questi sono stati modellati con degli elementi dotati di sola rigidità assiale. In particolare, sulla base delle proprietà geometriche prima definite, i bulloni sono stati modellati in accordo con i valori riportati nella *Tabella 5.6*.

Tabella 5.6 Caratteristiche dei bulloni – Elemento bolt fully bonded (RS2)

ID		
Comportamento	ELPLA	
Diametro	26	mm
Modulo elastico E	206000	MPa
Lunghezza	6	m
Distanza fuori piano	1	m
Resistenza a trazione	193.9	kN

In particolare si noti che la resistenza a trazione dei bulloni è stata definita considerando una tensione di snervamento caratteristica pari 420 MPa.

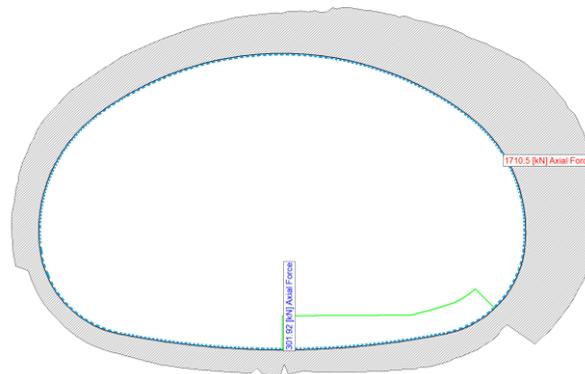
In merito agli infilaggi al fronte di scavo, essendo l'analisi di tipo piana, di essi si è tenuto indirettamente conto con la definizione della tensione di rilascio.

5.1.4 Verifiche strutturali preliminari

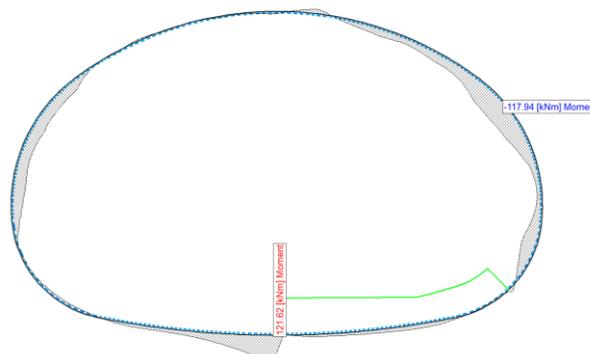
Le analisi numeriche sono state condotte al fine di ottenere le sollecitazioni agenti sui supporti impiegati per il rivestimento di prima fase della caverna sezione tipo T.

5.1.4.1 Verifiche sul calcestruzzo proiettato

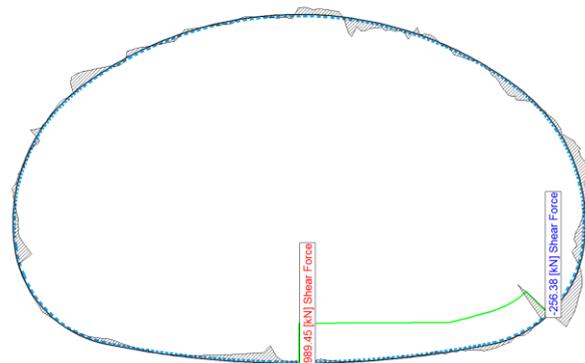
Sulla base delle assunzioni precedenti, l'analisi numerica ha fornito le sollecitazioni agenti sulla struttura di rivestimento in calcestruzzo spruzzato e, precisamente, è stato ricavato lo sforzo assiale, il momento flettente e lo sforzo di taglio relativi alla *Fase_14* del modello, rappresentante l'ultima fase di scavo (*Figura 5.8*).



Sforzo assiale – N [kN]



Momento flettente – M [kNm]



Sforzo di taglio – T [kN]

Figura 5.8 Sollecitazioni agenti sull'elemento liner equivalente

Le sollecitazioni caratteristiche rappresentate nelle figure precedenti vanno moltiplicate per il fattore di amplificazione dei carichi γ_G al fine di ottenere le rispettive azioni di progetto.

Le verifiche sul calcestruzzo proiettato sono state condotte considerando le proprietà meccaniche riportate nella *Tabella 5.7*.

Tabella 5.7 Proprietà meccaniche calcestruzzo spruzzato

Classe di calcestruzzo	-	C20/25
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica	f_{ck} [MPa]	20.0
Resistenza a compressione cilindrica di progetto	f_{cd} [MPa]	13.3
Resistenza a compressione cilindrica media	f_{cm} [MPa]	28.0
Modulo elastico	E_{cm} [MPa]	29961.9
Coefficiente di Poisson	ν	0.2

Si noti che il modulo elastico del calcestruzzo E_{cm} indicato nella precedente è stato definito in accordo con la formula seguente:

$$E_{cm} = 22000 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0.3} \quad (5.1)$$

dove $f_{cm} = f_{ck} + 8$ rappresenta la resistenza a compressione cilindrica media

L'equazione 5.1 fa riferimento ad una maturazione del calcestruzzo pari a 28 giorni. Nei calcoli tuttavia, per tenere in conto che la resistenza del materiale inizia ad essere sfruttata già prima della completa maturazione del calcestruzzo, in accordo con quanto proposto da Ribacchi, è stato adottato un modulo elastico pari a 10000 MPa.

Lo strato di shotcrete è soggetto rispettivamente a pressoflessione e taglio e pertanto va verificato per entrambe le situazioni. Nella prima situazione la verifica è stata condotta con la costruzione del dominio di pressoflessione relativo ad una sezione avente le caratteristiche geometriche indicate nella *Figura 5.9*.

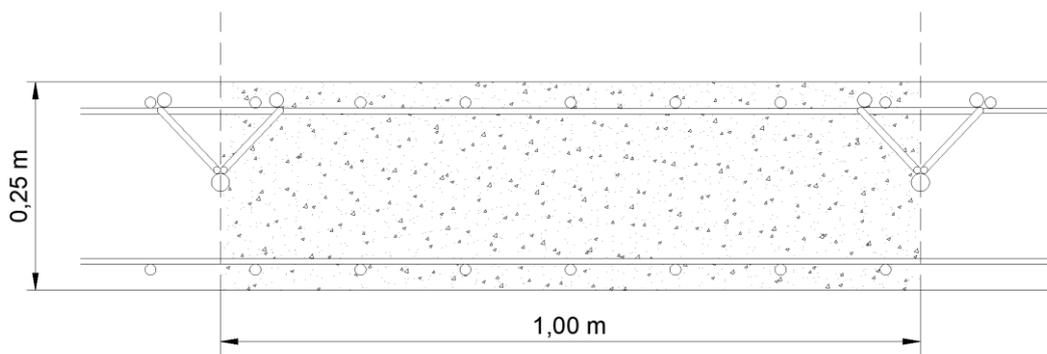


Figura 5.9 Proprietà geometriche della sezione di shotcrete

In merito alla determinazione dell'armatura di riferimento occorre fare un'importante osservazione. In accordo con le prescrizioni tecniche della linea DB, per la classe di supporto A che prevede l'impiego di shotcrete e lattice girders, in via cautelativa, in fase di progetto non viene considerato il contributo, in termini di armatura, delle *lattice girder*. Nel caso in esame, tuttavia, dal momento che è di interesse valutare le reali condizioni di carico della struttura, il dominio di interazione della sezione di calcestruzzo è stato costruito per entrambe le situazioni.

L'armatura di riferimento è stata valutata in un caso, considerando il solo contributo della rete elettrosaldata, ed in un caso considerando anche il contributo delle travi reticolari. Considerando dunque che la rete elettrosaldata tipo Q221/221 è costituita da una maglia quadrata di larghezza pari a 15 cm realizzata con ferri da 6.5 mm di diametro e che le lattice girder sono dotate di due ferri da 22 mm, si ottengono i quantitativi di armatura elencati nella *Tabella 5.8*.

Tabella 5.8 Quantitativi di armatura per le due condizioni di verifica

	A_s [cm ² /m]
Solo rete elettrosaldata	2.21
Rete elettrosaldata e lattice girder	9.81

Tenuto conto delle proprietà prima dette è possibile dunque costruire il dominio di pressoflessione della sezione calcolando il momento resistente della sezione sotto le diverse condizioni di carico. Tale dominio è rappresentato nella *Figura 5.10*.

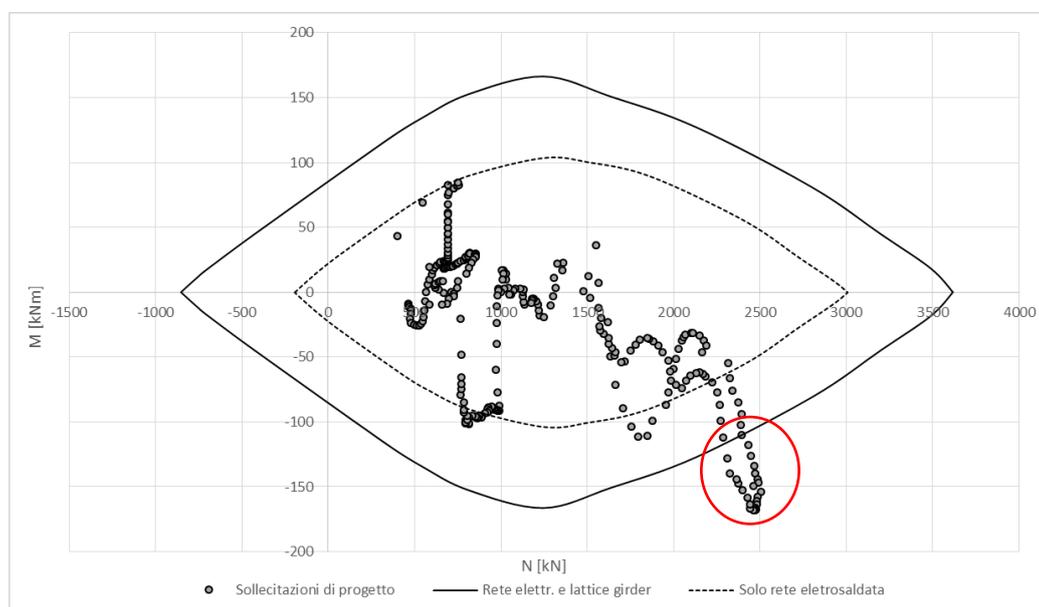


Figura 5.10 Dominio di pressoflessione retta per lo shotcrete – Fase 14

E' possibile notare come, in accordo con le direttive del progetto e quindi considerando il contributo della sola rete elettrosaldata (dominio tratteggiato), diverse coppie di punti N_d - M_d ricadano all'esterno del dominio di interazione. Inoltre, anche considerando il contributo delle travi reticolari (dominio continuo), le verifiche a pressoflessione non sono rispettate in prossimità del piedritto di destra (zona segnata in rosso).

Anche le verifiche nei confronti dell'azione tagliante non sono verificate in diverse zone della struttura. A tal proposito si osserva che, essendo lo strato di calcestruzzo proiettato non armato nei confronti del taglio, è possibile applicare la procedura prevista al capitolo 6.2.2 dall'EC02.

In questo modo è possibile calcolare la resistenza a taglio della sezione di solo calcestruzzo $V_{Rd,c}$. Nella *Figura 5.11* sono rappresentate le sollecitazioni di progetto ed i limiti di resistenza.

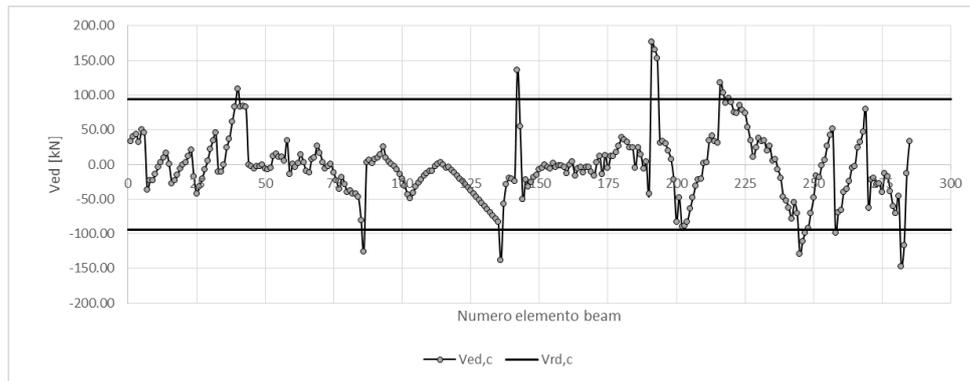


Figura 5.11 Verifica a taglio – Fase 14

Più nel dettaglio la *Tabella 5.9* riporta la massima sollecitazione di taglio $V_{Ed,c-max}$ e la resistenza a taglio della sezione di calcestruzzo proiettato.

Tabella 5.9 Confronto tra sollecitazione di taglio massima e resistenza a taglio

$V_{k,c-max}$	$V_{ed,c-max}$	$V_{Rd,c}$
[kN]	[kN]	[kN]
130.7	176.5	94.1

Essendo la massima azione sollecitante maggiore rispetto alla resistenza di calcolo, la verifica nei confronti del taglio non risulta soddisfatta.

5.1.4.2 Verifiche sui bulloni

I bulloni vanno verificati sia nei confronti della rottura per snervamento sia per l'eventuale sfilamento del sistema malta di iniezione - bullone.

Per quanto riguarda il primo caso, occorre valutare che l'azione sollecitante di progetto E_d sia minore rispetto alla resistenza del sistema $R_{d,Snervamento}$.

$$E_d \leq R_{d,Snervamento}$$

L'azione di progetto, in particolare, può essere ottenuta direttamente dai calcoli numerici, considerando il bullone maggiormente sollecitato, e moltiplicando quindi tale azione per il fattore di amplificazione dei carichi γ_d . La Figura 5.12 riporta le sollecitazioni di progetto ottenute a partire dal calcolo numerico nonché la forza di snervamento del bullone.

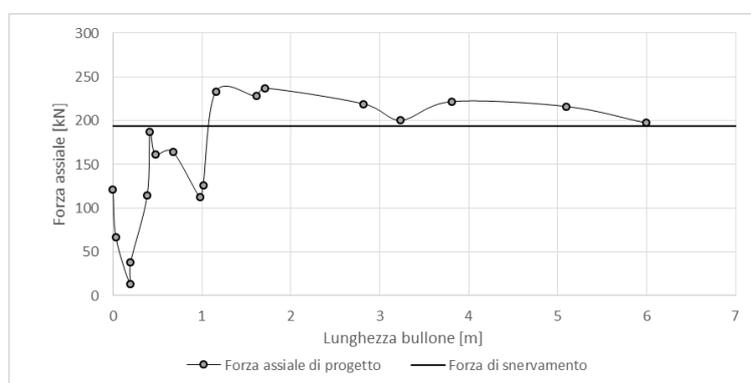


Figura 5.12 Forza assiale sul bullone maggiormente sollecitato

La resistenza del sistema è stata ottenuta moltiplicando la tensione di snervamento di progetto dell'acciaio per l'area del bullone stesso. La Tabella 5.10 di seguito riportata riassume i calcoli effettuati.

Tabella 5.10 Dettaglio dei calcoli per la verifica a snervamento del bullone.

f_{yk}	420	MPa	Tensione di snervamento del bullone
ϕ	26	mm	Diametro del bullone
A_s	1.15	mm ²	Area del bullone
γ_s	530.93	-	Coefficiente parziale di sicurezza
R_d	193.90	kN	Forza di snervamento del bullone
$N_{k,max}$	168	kN	Forza assiale caratteristica
γ_d	1.35	-	Coefficiente parziale di sicurezza
E_d	226.80	kN	Forza assiale di progetto
FS	0.85	Non verificato	

Si noti che, in accordo con i precedenti calcoli, il bullone maggiormente sollecitato risulta lavorare in campo plastico e pertanto non rispetta le verifiche strutturali.

Per quanto riguarda le verifiche nei confronti dello sfilamento occorre valutare che:

$$E_d \leq R_{d,sfilamento}$$

La forza resistente caratteristica può essere ottenuta a mezzo della seguente relazione:

$$R_{d,sfilamento} = \tau_{lim} \cdot \pi \cdot D_s \cdot L \quad (5.2)$$

dove $D_s = \alpha \cdot D_{Foro}$ in accordo con Bustamante e Doix (1985).

A tal proposito occorre valutare dapprima la tensione tangenziale limite, τ_{lim} , che si sviluppa tra la malta cementizia di ancoraggio del bullone e la roccia. Sebbene questa tensione dipende dal tipo di materiale e dalla modalità di iniezione della malta, in assenza di altre informazioni è possibile stimarla calcolando, in accordo con il criterio di rottura di M-C, la tensione verticale media agente sul bullone secondo la procedura vista nel capitolo 1.

La *Tabella 5.11* sintetizza i calcoli effettuati per la verifica nei confronti dello sfilamento

Tabella 5.11 Dettaglio dei calcoli per la verifica a sfilamento del bullone.

D_{foro}	0.051	m	Diametro di perforazione
α	1.2	-	Coefficiente amplificazione diametro
L	6	m	Lunghezza bullone
τ_{lim}	433	kPa	Tensione tangenziale limite
T_L	499.93	kN	Resistenza caratteristica a sfilamento
γ	1	-	Coefficiente parziale di sicurezza
R_d	499.93	kN	Resistenza di progetto a sfilamento
$N_{k,max}$	168	kN	Forza di tiro caratteristica
γ_d	1.35	-	Coefficiente parziale di sicurezza
E_d	226.80	kN	Forza di tiro di progetto
FS	2.20	<i>Verificato</i>	

Si noti che, il coefficiente α è stato posto pari a 1.2 in accordo con il fatto che è stata effettuata una iniezione ripetuta e selettiva su roccia alterata e frammentata.

5.1.5 Progetto e verifica del nuovo sistema di supporti

Le verifiche precedenti hanno dimostrato che la struttura di calcestruzzo proiettato, armata con rete elettrosaldata e lattice girders, non rispetta le verifiche strutturali e pertanto è necessario procedere con un intervento strutturale al fine di garantire la stabilità dell'opera e ridurre i cedimenti radiali della struttura. A tal proposito, si è deciso di installare un sistema di centine coassiali ed un nuovo sistema di bulloni. La *Figura 5.13* illustra in dettaglio la posizione della centina rispetto alla vecchia struttura. La linea in rosso indica il profilo della galleria prima degli interventi di stabilizzazione misurato a mezzo di un rilievo laser. Inoltre sulla stessa immagine è rappresentato il rivestimento definitivo della sezione tipo T.

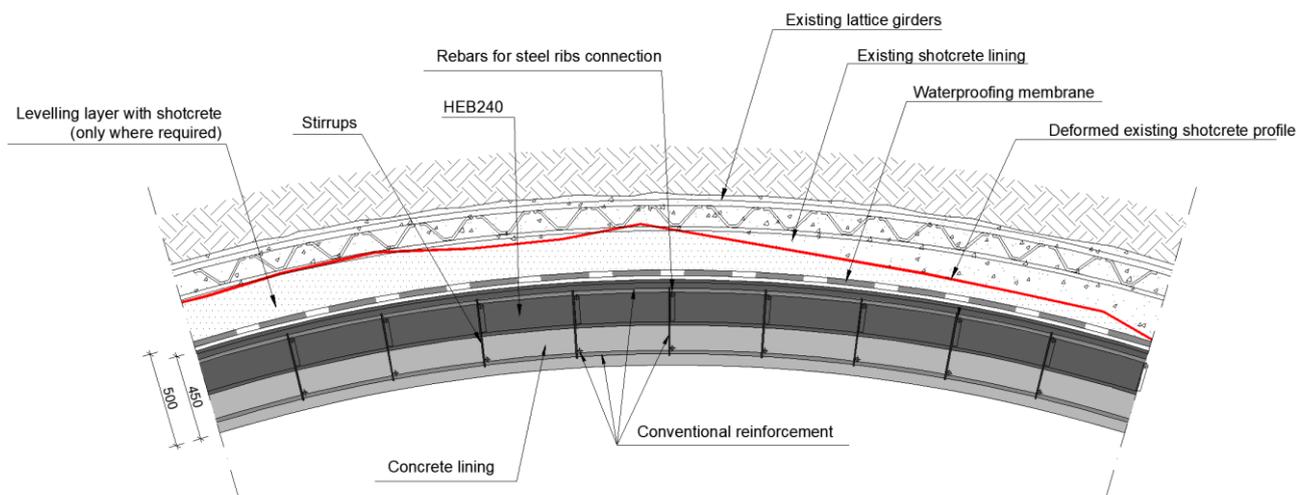
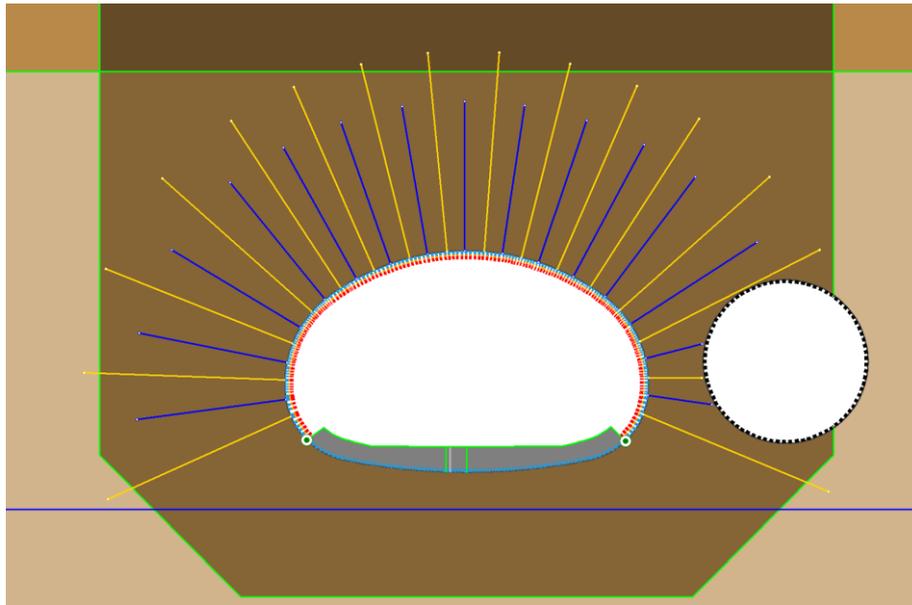
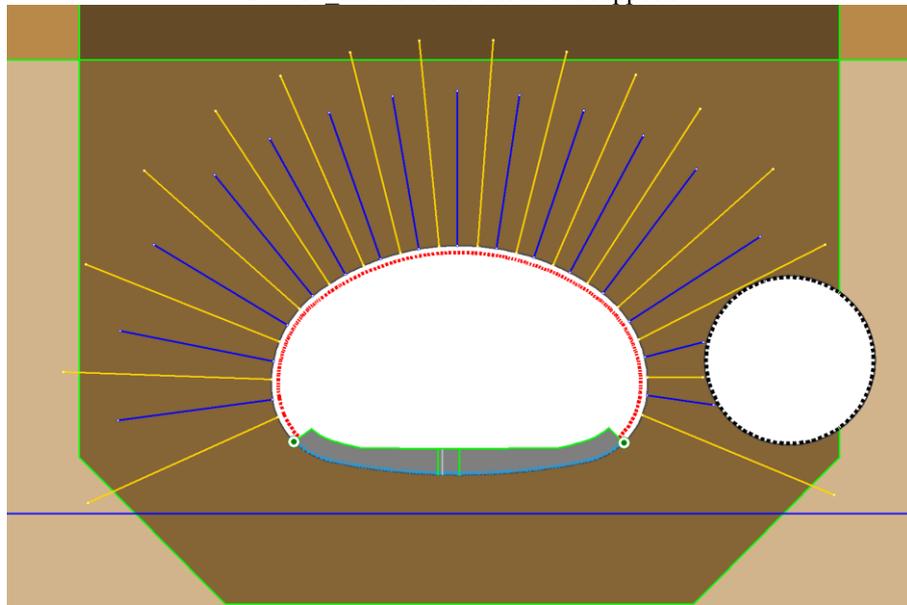


Figura 5.13 Sezione verticale del sistema di centine coassiali (cortesia di Geodata)

Al fine di ricreare la corretta storia di carico, si è considerato lo stesso modello numerico indicato nella precedente *Figura 5.5*, in cui sono state aggiunte due ulteriori fasi costruttive (*Figura 5.14*).



Fase15 Installazione dei nuovi supporti



Fase16_Disattivazione del supporto in calcestruzzo proiettato

Figura 5.14 Fasi costruttive aggiuntive per il progetto delle centine coassiali

Sono stati aggiunti i seguenti elementi strutturali supplementari:

- 1) Bulloni da roccia, $\phi 32\text{mm}$, interasse 1.50m (T) x $1.00 \pm 0.25\text{m}$ (L); $L=8\text{m}$;
- 2) Invert definitivo in calcestruzzo armato;
- 3) Centine tipo HEB240 con spaziatura pari a 1.0 m .

La scelta di utilizzare dei bulloni lunghi 8 m è legata al fatto che tale lunghezza garantisce un corretto ancoraggio degli stessi al di là della zona plastica. Per quanto riguarda il getto dell'arco rovescio, costituente il rivestimento definitivo, tale elemento strutturale è stato realizzato per facilitare le successive operazioni di costruzione della struttura di rivestimento definitiva. Inoltre tale struttura ha permesso un appoggio regolare per le centine coassiali (*Figura 5.15*).

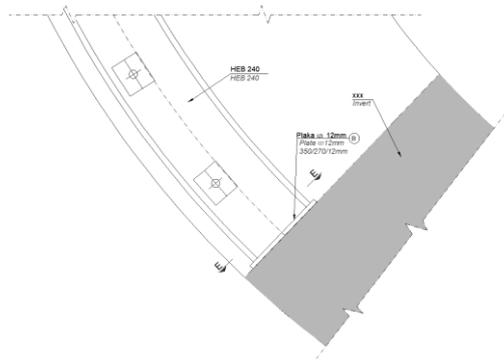


Figura 5.15 Dettaglio costruttivo della sella di appoggio delle centine HEB240

È bene fare alcune considerazioni anche in merito alla modellazione degli elementi strutturali. Occorre, infatti, modellare sullo stesso contorno di scavo due diversi elementi *beam*. Questo è stato possibile con la definizione di un *composite liner*, elemento previsto dal codice di calcolo RS2. E' possibile definire sullo stesso contorno due distinti supporti e quindi, a seconda della fase di scavo, è possibile studiare le sollecitazioni agenti su uno oppure sull'altro elemento. Le proprietà dell'elemento beam rappresentante il calcestruzzo proiettato rimangono le stesse definite nella *Tabella 5.7*. Per quanto riguarda invece l'elemento beam rappresentante le centine coassiali, questo è definito secondo le proprietà elencate nella *Tabella 5.12*.

Tabella 5.12 Caratteristiche delle centine coassiali – Elemento beam

ID		
Comportamento	Elastico lineare	
Area equivalente A_{eq}	0.0106	m^2
Inerzia equivalente I_{eq}	0.0001126	m^4
Modulo elastico equivalente E	206000	MPa
Coefficiente di Poisson ν	0.3	-

Avendo le centine un'interdistanza pari ad 1m, l'area e l'inerzia equivalenti coincidono con quelle del profilo HEB 240.

Il *composite liner* permette inoltre di definire un elemento *joint* interposto tra le due strutture il quale consente di tenere in considerazione l'interazione tra le due strutture. Durante l'installazione delle centine coassiali, infatti, al fine di permettere un perfetto accoppiamento tra i nuovi elementi ed il vecchio rivestimento, gli inevitabili vuoti presenti tra le due strutture sono stati riempiti con calcestruzzo spruzzato.

È dunque necessario definire la rigidità delle molle che simulano l'interazione tra le due strutture. A tal proposito, sono state applicate le equazioni 5.2 e 5.3 dovute a Barton (Barton, 1971).

$$K_n = \frac{E_0}{h} \quad (5.3)$$

$$K_s = \frac{G_0}{h} \quad (5.4)$$

dove K_n rappresenta la rigidezza normale del giunto, K_s la rigidezza a taglio, h lo spessore mentre E_0 e G_0 rappresentano, rispettivamente, il modulo elastico ed il modulo di deformazione a taglio del materiale di riempimento. Dai calcoli si ottengono i risultati riassunti nella *Tabella 5.13*.

Tabella 5.13 Rigidezza normale e trasversale dell'elemento joint

k_n	12500.0	[kPa/m]
k_s	5208.3	[kPa/m]

Si noti che nel calcolo si è considerato uno spessore medio dello strato di shotcrete aggiuntivo pari a 8 cm.

5.1.5.1 Verifiche sulle centine coassiali

In via cautelativa, il sistema di centine coassiali è stato dimensionato considerando lo stesso carico agente sulla struttura di calcestruzzo proiettato. In pratica, si è assunta l'ipotesi che la vecchia struttura abbia rigidità nulla per effetto dei danneggiamenti e pertanto il carico venga trasferito interamente sulla nuova struttura di centine coassiali.

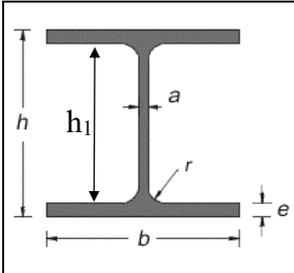
Le verifiche sono state condotte adottando le proprietà meccaniche definite nella *Tabella 5.14*.

Tabella 5.14 Proprietà meccaniche acciaio delle centine

Classe acciaio	-	S275
Modulo elastico	E_s [MPa]	206000
Coefficiente di Poisson	ν	0.30

Per quanto riguarda invece le proprietà geometriche dell'elemento in acciaio, esse sono riportate nella *Tabella 5.15*.

Tabella 5.15 Proprietà geometriche della centine

	h	240	mm	Altezza
	b	240	mm	Larghezza
	a	10	mm	Spessore dell'anima
	e	17	mm	Spessore delle ali
	r	21	mm	Raggio raccordo
	A	0.01060	m ²	Area
	I	0.0001126	m ⁴	Momento di inerzia

Per le verifiche strutturali delle centine è stato applicato il criterio di Tresca il quale permette di definire la tensione sollecitante ideale secondo la seguente espressione:

$$\sigma_{ci} = \sqrt{\sigma_{max}^2 + 3 \cdot \tau_{max}^2} \quad (5.5)$$

La precedente può essere ricavata ricordando che:

$$1) \quad \sigma_{max} = \frac{N}{A} + \frac{M}{I_x} \cdot y \quad (5.6)$$

$$2) \quad \tau_{max} = \frac{3}{2} \cdot \frac{T}{h_1 \cdot a} \quad (5.7)$$

Nel dettaglio, la prima espressione è in accordo con il fatto che la struttura è presso-inflessa, mentre la seconda espressione rappresenta la tensione di taglio massima agente sull'anima della trave ottenuta in accordo con la formula di Jourawski.

Applicando dunque le precedenti ai singoli elementi beam è possibile procedere con le verifiche strutturali (*Figura 5.16*).

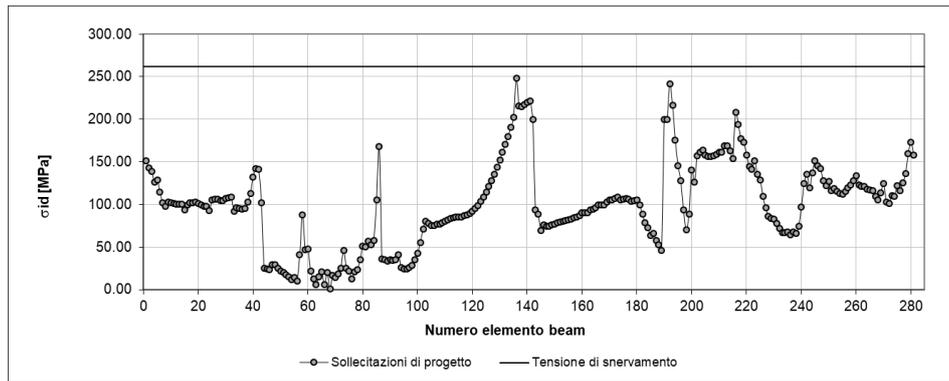


Figura 5.16 Verifiche strutturali sulle centine

La Figura 5.16 mostra che le verifiche sulle centine sono in ogni punto soddisfatte dal momento che la tensione ideale σ_{ci} risulta ovunque minore della tensione di snervamento dell'acciaio $f_{y,d}$. La Tabella 5.16 riporta il confronto tra la massima sollecitazione agente sulle centine e la suddetta tensione di snervamento.

Tabella 5.16 Confronto tra la massima tensione agente e la tensione di snervamento

σ_N	50.6	MPa	Tensione di compressione
σ_M	124.9	MPa	Tensione dovuta alla flessione
σ_{max}	175.5	MPa	Tensione dovuta alla pressoflessione
τ_{max}	-101.4	MPa	Tensione dovuta al taglio
σ_{id}	248.3	MPa	Tensione ideale
f_{yd}	261.90	MPa	Tensione di snervamento

5.1.5.2 Verifiche sui nuovi bulloni

I bulloni, come visto precedentemente, vanno verificati sia nei confronti della rottura per snervamento sia per l'eventuale sfilamento del sistema malta di iniezione-bullone.

Ottenuta dunque l'azione di progetto dal modello numerico, è possibile procedere con le rispettive verifiche. La *Figura 5.17* riporta le sollecitazioni di progetto ottenute a partire dal calcolo numerico nonché la forza di snervamento del bullone.

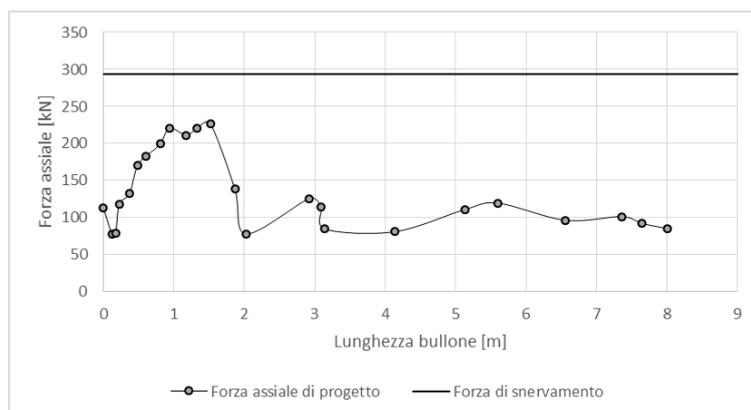


Figura 5.17 Forza assiale sul bullone maggiormente sollecitato

La resistenza del sistema è stata ottenuta moltiplicando la tensione di snervamento di progetto dell'acciaio per l'area del bullone stesso. La *Tabella 5.17* riassume i risultati ottenuti.

Tabella 5.17 Dettaglio dei calcoli per la verifica a snervamento del bullone.

f_{yk}	420	MPa	Tensione di snervamento del bullone
ϕ	32	mm	Diametro del bullone
A_s	1.15	mm ²	Area del bullone
γ_s	804.25	-	Coefficiente parziale di sicurezza
R_d	293.73	kN	Forza di snervamento del bullone
$N_{k,max}$	168	kN	Forza assiale caratteristica
γ_d	1.35	-	Coefficiente parziale di sicurezza
E_d	226.80	kN	Forza assiale di progetto
FS	1.30	<i>Verificato</i>	

Per quanto riguarda le verifiche nei confronti dello sfilamento, la *Tabella 5.18* sintetizza i calcoli effettuate:

Tabella 5.18 Dettaglio dei calcoli per la verifica a sfilamento del bullone.

D_{foro}	0.051	m	Diametro di perforazione
α	1.2	-	Coefficiente amplificazione diametro
L	8	m	Lunghezza bullone
τ_{lim}	430	kPa	Tensione tangenziale limite
T_L	661.07	kN	Resistenza caratteristica a sfilamento
γ	1	-	Coefficiente parziale di sicurezza
R_d	661.07	kN	Resistenza di progetto a sfilamento
$N_{k,\text{max}}$	168	kN	Forza di tiro caratteristica
γ_d	1.35	-	Coefficiente parziale di sicurezza
E_d	226.80	kN	Forza di tiro di progetto
FS	2.91	<i>Verificato</i>	

Anche in questa situazione il coefficiente α è stato assunto pari a 1.2 in accordo con il fatto che è stata effettuata una iniezione ripetuta e selettiva su roccia alterata e frammentata.

5.1.6 Sistema di monitoraggio

L'intervento di consolidamento strutturale prima dimensionato, è stato corredato da un sistema di monitoraggio definito a mezzo di letture incrociate su un sistema di cinque prismi installati sulle centine (Figura 5.18).

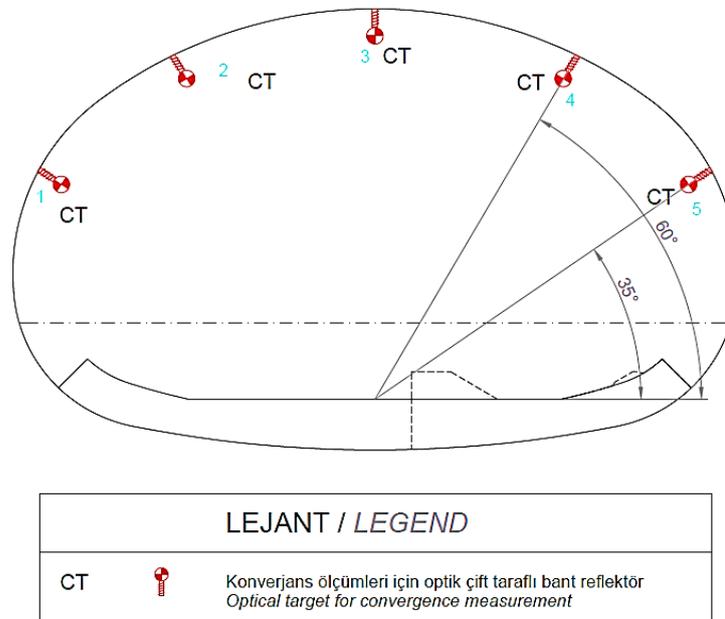


Figura 5.18 Sistema di monitoraggio del sistema di centine coassiali.

Sulla base dei monitoraggi è quindi possibile validare il modello geologico\geotecnico nonché il sistema di consolidamento progettato. Inoltre è possibile valutare l'entità di eventuali cedimenti radiali e dunque valutare possibili contromisure.

5.2 Progressiva 3+038 - 3+048: Progetto e verifica della sezione tipo T

L'analisi numerica condotta in precedenza ha dimostrato che la classe di supporto tipo A.2 non è sufficiente a garantire la stabilità dell'opera in un contesto stratigrafico come quello analizzato. Per la sezione tipo T appartenente alla progressiva 3+038 - 3+048 è stato dunque rivalutato il sistema di supporti (Figura 5.19).

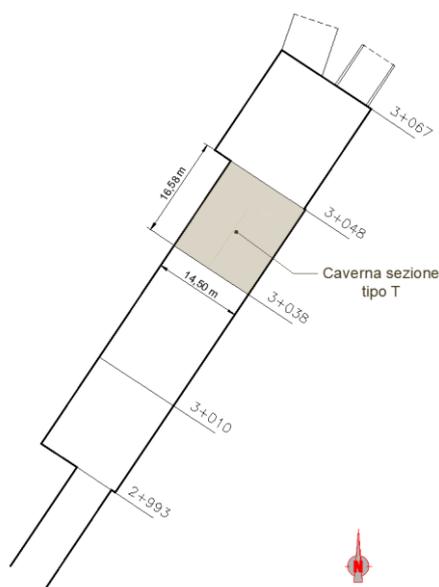
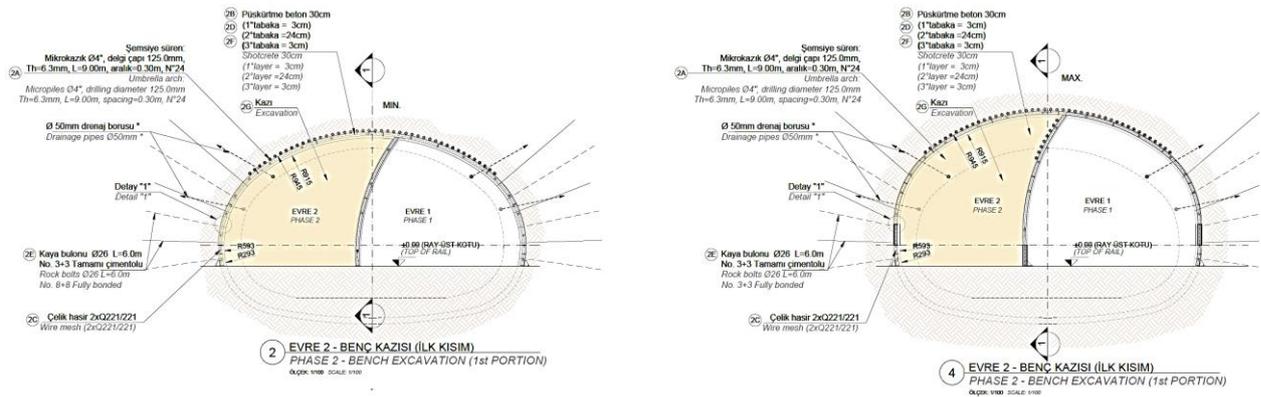
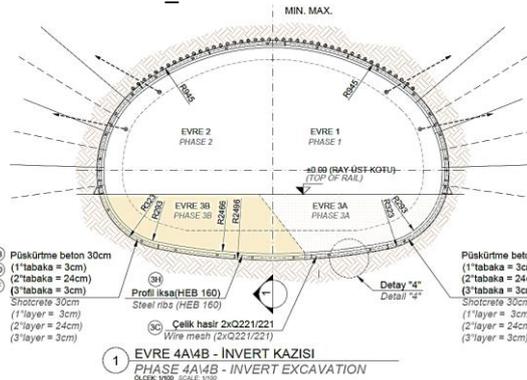


Figura 5.19 Posizione della sezione T all'interno del complesso dell'opera

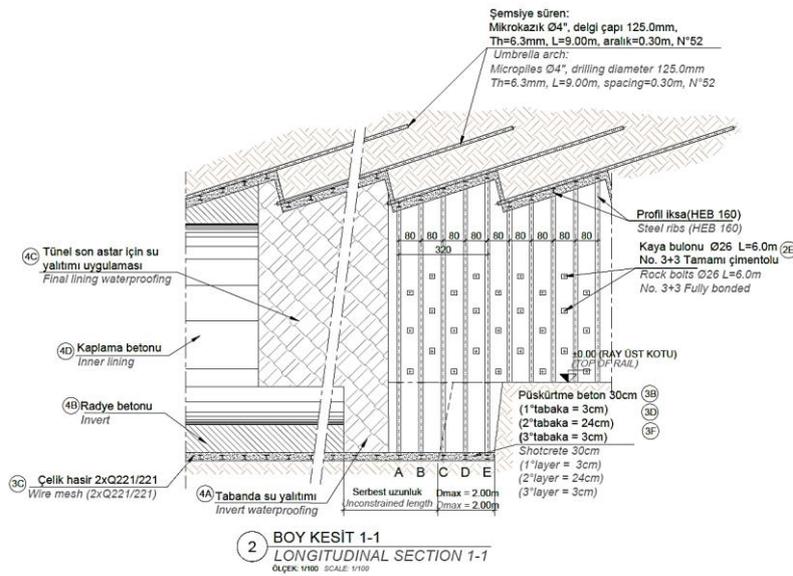
A causa delle scadenti caratteristiche dell'ammasso roccioso in prossimità della struttura e per via delle grandi dimensioni della caverna stessa, non era possibile applicare uno scavo a piena sezione (*Full face*) e pertanto per la costruzione è stata applicata la tecnica di scavo sequenziale (*Sequential Excavation Method*). Il metodo prevede di parzializzare il fronte di scavo con l'obiettivo di garantire una maggiore stabilità dello stesso e controllare, allo stesso tempo, i cedimenti superficiali.



Fase_2 Scavo side drift centrale



Fase_3 Scavo dell'arco rovescio



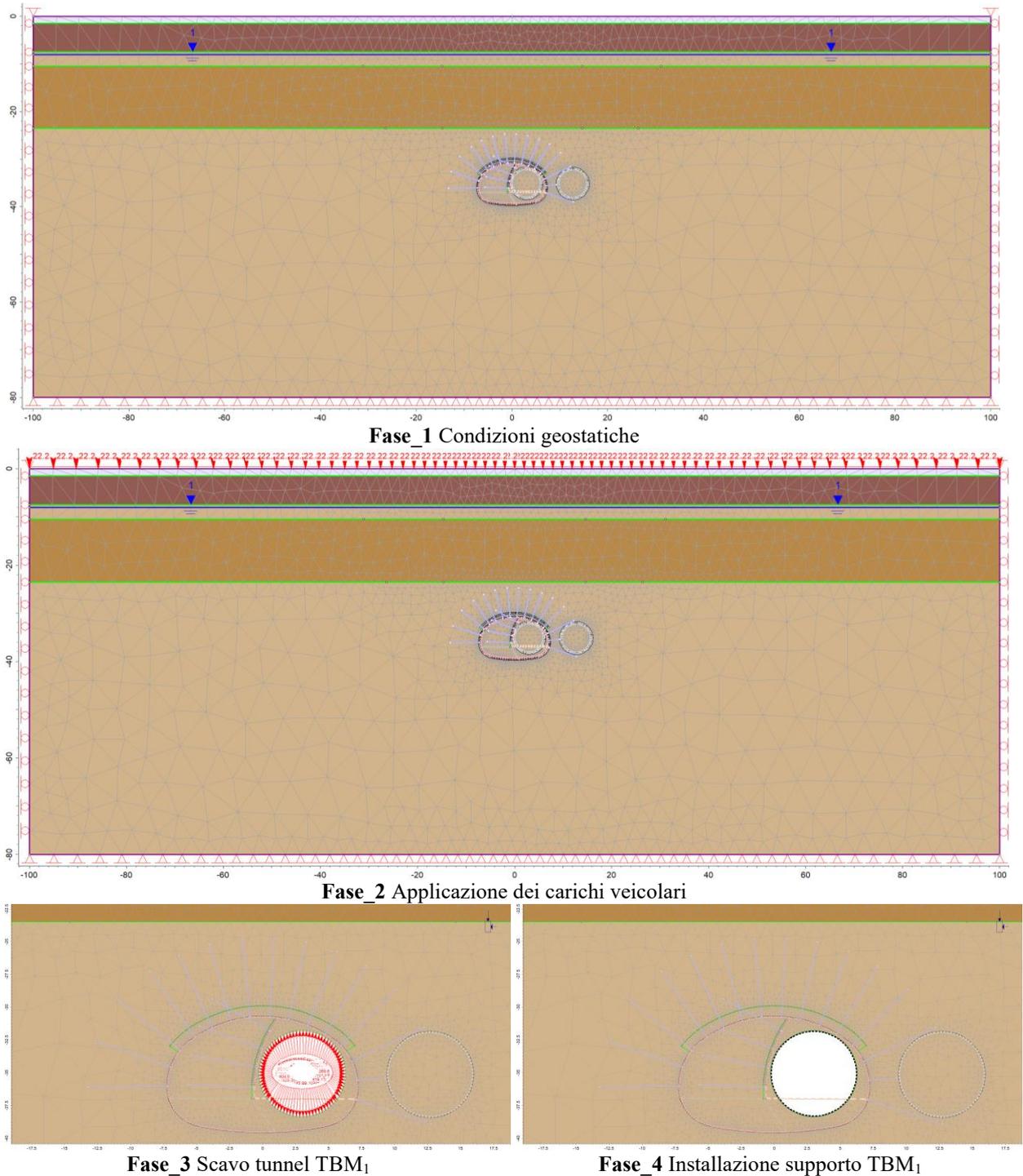
Sezione longitudinale della sezione tipo T1.2

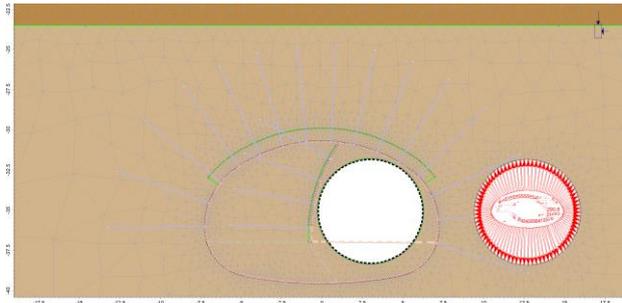
Figura 5.21 Sequenze di scavo per la sezione tipo T – Classe di supporto C2 (cortesia di Geodata)

Come è possibile notare, per ogni sequenza sono indicate due diverse sezioni. Questo aspetto si lega al fatto che per la classe di supporto tipo C2 impiegata nel progetto sono previste le strutture di infilaggi (o ombrello di infilaggi) indicati nella sezione longitudinale della struttura.

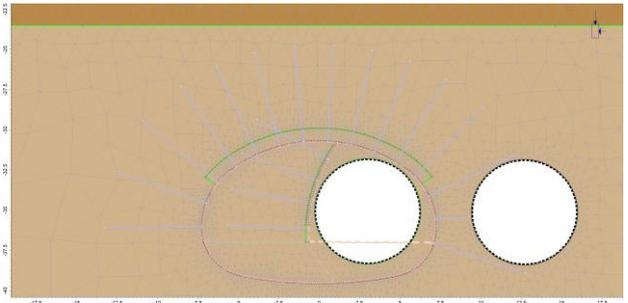
5.2.2 Definizione del modello numerico

Anche in questo caso, l'analisi numerica è stata condotta con il software agli elementi finiti RS2 con il quale sono state definite sia le sollecitazioni agenti sui supporti, sia i cedimenti superficiali indotti dallo scavo. La *Figura 5.22* illustra le sequenze di analisi impiegate nella modellazione nonché i dettagli dei supporti di prima fase previsti per le strutture della caverna.

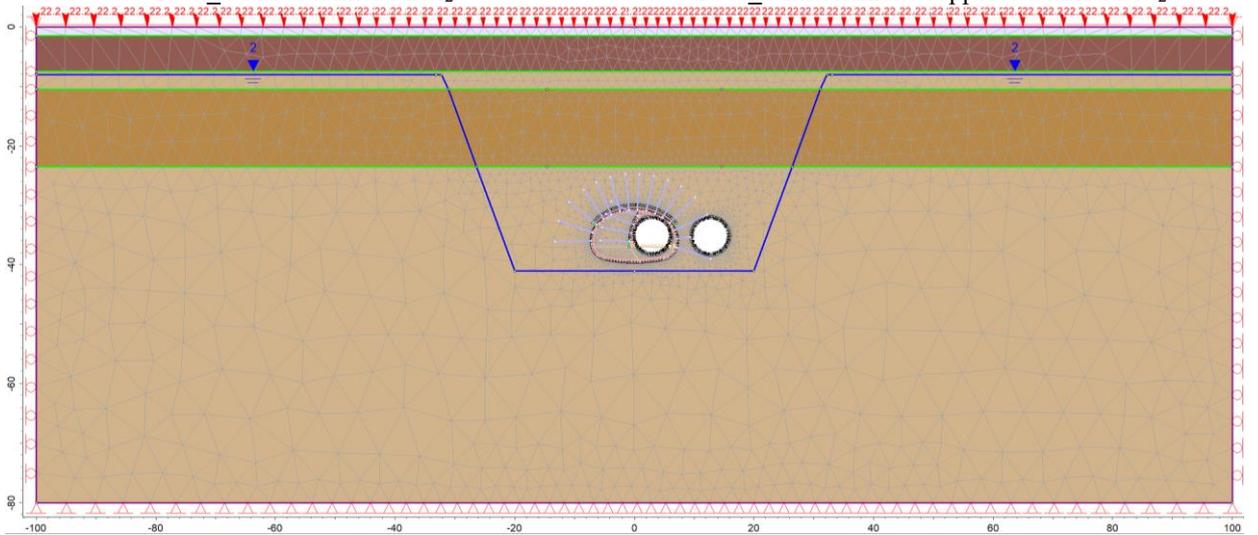




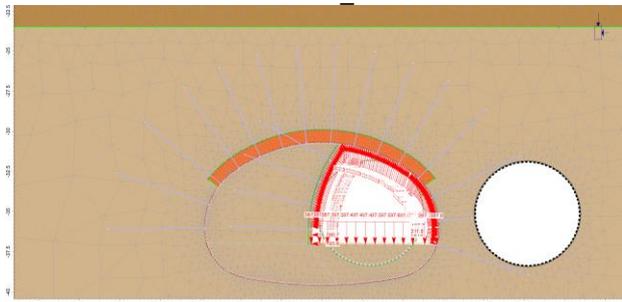
Fase_5 Scavo tunnel TBM₂



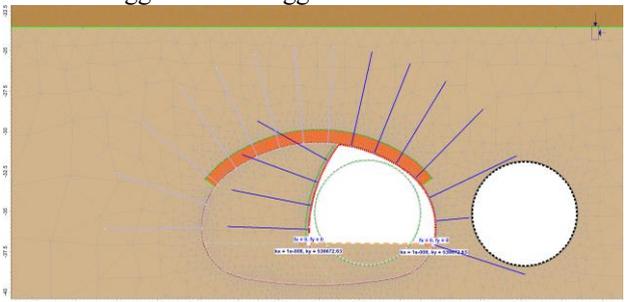
Fase_6 Installazione supporto tunnel TBM₂



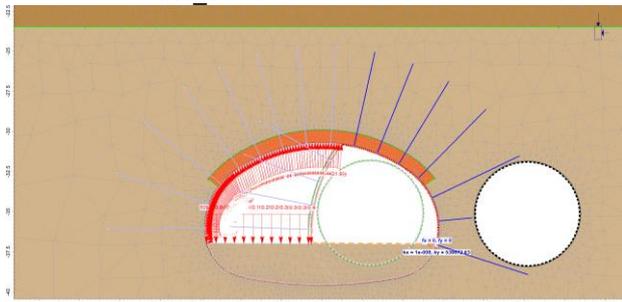
Fase_7 Installazione dell'ombrello di infilaggi e dei drenaggi



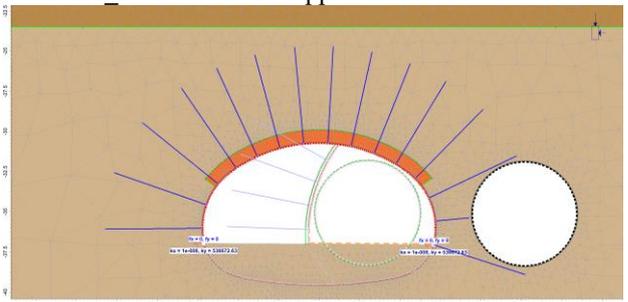
Fase_8 Scavo side drift destro



Fase_9 Installazione supporto side drift destro



Fase_10 Scavo side drift sinistro



Fase_11 Supporto side drift sinistro

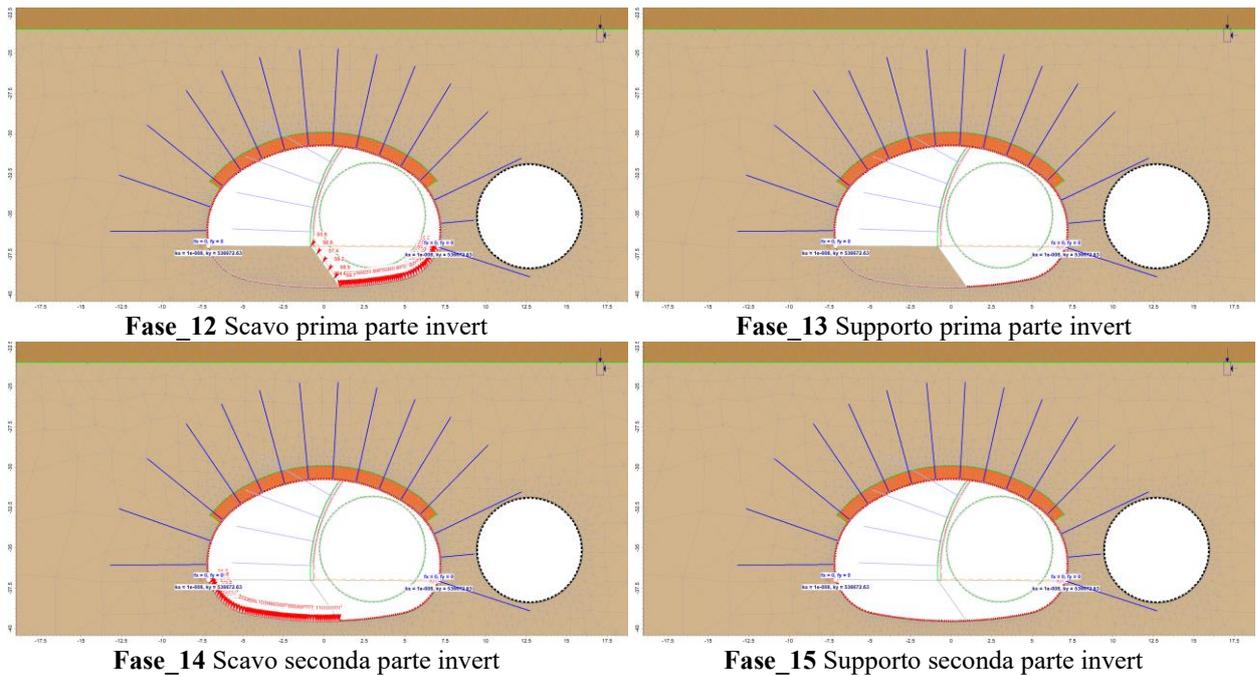


Figura 5.22 Modello numerico e sequenze di scavo sezione tipo T

Le condizioni al contorno sono state definite analogamente a quanto visto per le precedenti analisi

Lo stato tensionale iniziale è stato definito applicando il metodo del coefficiente di spinta a riposo assunto pari a 0.5 sia nel piano che nella direzione fuori piano del modello, in accordo con quanto definito nel capitolo 4.

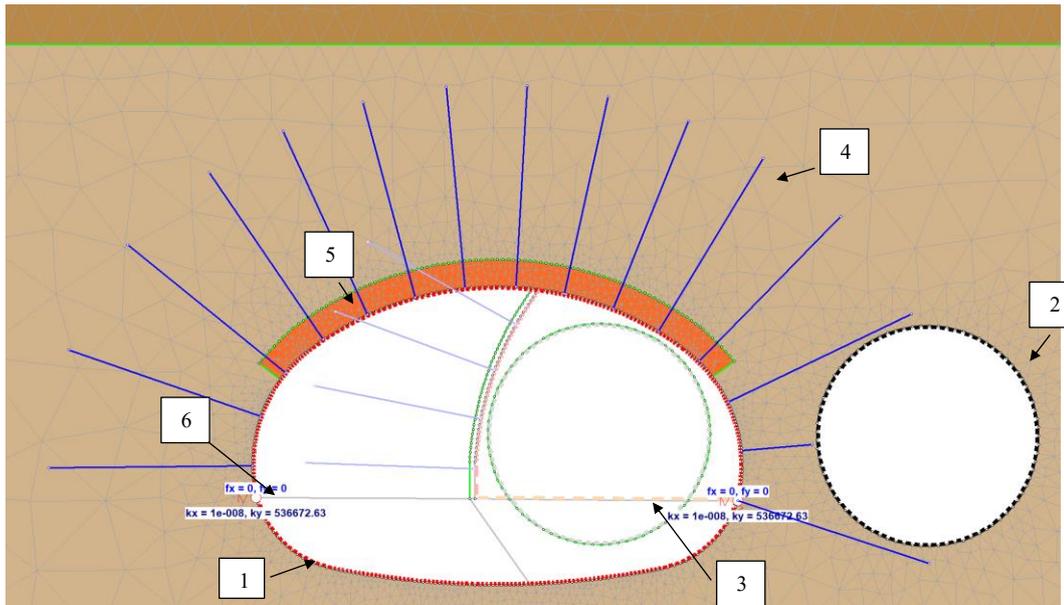
Come visto nell'analisi precedente, l'effetto del fronte di scavo è stato tenuto in considerazione applicando alle superfici laterali dello scavo una pressione corrispondente ad una tensione di rilascio pari al 50%.

In merito ai supporti impiegati nella modellazione, per la sezione tipo T è prevista l'applicazione del supporto tipo C2 a cui corrisponde un passo delle centine pari a 0.8 m.

Di seguito sono descritti le diverse tipologie di supporti previsti:

- 3) Spessore calcestruzzo spruzzato 30 cm;
- 4) Doppio strato di rete Q335/335;
- 5) Centine tipo HEB160 con spaziatura pari a 0.6m
- 6) Bulloni da roccia, $\phi 32\text{mm}$, interasse 1.50m (T) x $0.6 \pm 0.25\text{m}$ (L); L=6m;
- 7) Invert temporaneo: 20 cm shotcrete + doppio strato di rete Q221/221
- 8) Struttura di infilaggi, micropali $\Phi 114.0\text{ mm}$, diametro di perforazione 125.0mm, $t=6.3\text{mm}$, L=9m (con sovrapposizione di 4.5 m), interasse 0.30m;
- 9) Infilaggi al fronte con barre $\phi 14\text{mm}$, L=9.0m sovrapposte ogni 4.5m

La Figura 5.23 mostra nel dettaglio la modellazione di tali supporti nel modello numerico.



- | | |
|--|-----------------------------------|
| (1) Rivestimento HEB160 + 30cm shotcrete | (2) Conci prefabbricati TBM |
| (3) Rivestimento invert temporaneo | (4) Bulloni da roccia ϕ 32mm |
| (5) Ombrello di infilaggi | (6) Piede d'elefante |

Figura 5.23 Modellazione dei supporti di prima fase per la sezione tipo T

La struttura di rivestimento di prima fase realizzata con centine e calcestruzzo spruzzato è stata modellata come un elemento *beam* avente proprietà equivalenti ai due supporti secondo l'approccio di Carranza-Torres (Carranza-Torres, Diederichs, 2009). Considerando dunque le proprietà geometriche degli elementi strutturali e le formule proposte dall'autore, sono state definite le proprietà equivalenti elencati nella Tabella 5.19.

Tabella 5.19 Caratteristiche del rivestimento in HEB180 e Shotcrete– Elemento beam

ID		
Comportamento	Elastico lineare	
Spessore equivalente d_{eq}	0.282	m
Modulo elastico equivalente E_{eq}	15400	MPa
Coefficiente di Poisson ν	0.20	-

Per quanto riguarda i conci prefabbricati della TBM sono stati modellati anche essi con degli elementi beam aventi le proprietà riportate nella Tabella 5.20.

Tabella 5.20 Caratteristiche dei conci prefabbricati – Elemento beam

ID		
Comportamento	Elastico lineare	
Spessore equivalente d	0.30	m
Modulo elastico E	35000	MPa
Coefficiente di Poisson ν	0.20	-

Lo spessore ed il modulo elastico impiegati per la modellazione di tale elemento strutturale sono uguali a quelli già introdotti nel capitolo 4 per la definizione dei conci prefabbricati. La differenza sostanziale risiede nel fatto che in questo caso essi sono modellati come elementi beam.

Un altro elemento strutturale previsto durante gli scavi è la realizzazione di un arco rovescio temporaneo al fine di limitare la convergenza della galleria. Anche questo elemento è stato modellato a mezzo di un elemento *beam* avente le caratteristiche indicate nella *Tabella 5.21*.

Tabella 5.21 Caratteristiche dell'invert temporaneo – Elemento beam

ID		
Comportamento	Elastico lineare	
Spessore equivalente d	0.20	m
Modulo elastico E	10000	MPa
Coefficiente di Poisson ν	0.20	-

Il valore del modulo elastico del calcestruzzo spruzzato è ridotto in accordo con quanto proposto da Ribacchi (Ribacchi e Lembo-Fazio,1994) per tenere in conto la corretta rigidità del materiale nelle sue prime ore di vita.

Per quanto riguarda i bulloni da roccia, questi sono stati modellati con degli elementi dotati solamente di una rigidità assiale definiti come *bolt-fully bonded* (RS₂, rocsience). In particolare, sulla base delle proprietà geometriche prima definite, i bulloni sono stati modellati in accordo con i valori riportati nella *Tabella 5.22*.

Tabella 5.22 Caratteristiche dei bulloni – Elemento bolt fully bonded (RS2)

ID		
Comportamento	ELPLA	
Diametro	32	mm
Modulo elastico E	206000	MPa
Lunghezza	6	m
Distanza fuori piano	0.8	m
Resistenza a trazione	293.6	kN

Un altro elemento strutturale impiegato nella modellazione della sezione tipo T è rappresentato dalle strutture di infilaggio. Dal momento che stiamo considerando una modellazione piana, non è possibile modellare tali elementi come *Beam* e pertanto è stato applicato l'approccio proposto da Hoek (Hoek, 2000). In accordo con l'autore, l'arco di ombrelli può essere infatti modellato come una zona di materiale con proprietà migliorate definite in accordo con le formule viste al capitolo 1. Dai calcoli risultano le proprietà riassunte nella *Tabella 5.23*.

Tabella 5.23 Proprietà equivalenti per l'ombrello di infilaggio – Elemento Volume (Mesh)

ID		
Coesione equivalente C_{eq}	2.50	mm
Modulo elastico equivalente E_{eq}	2001.25	MPa

È stato, quindi, definito un materiale elastico, idealmente plastico avente le proprietà valutate a mezzo delle formule dette in precedenza. A questo materiale è stato assegnato il criterio di M-C considerando un angolo di attrito pari a quello del materiale circostante la struttura di infilaggi.

Altri elementi che compaiono nel modello sono gli elementi a *piede di elefante* previsti in prossimità delle zone di appoggio delle centine. Tali elementi costituiscono una fondazione per le centine riducendo di fatti gli spostamenti verticali della struttura e, di conseguenza, i cedimenti superficiali. Tali elementi sono stati modellati grazie all'applicazione di un elemento *spring* avente le caratteristiche riportate nella *Tabella 5.24*.

Tabella 5.24 Proprietà delle zampe di elefante – Elemento spring

Rigidezza verticale equivalente	$K_{n,elephant}$	536672.6	[kN/m/m]
Rigidezza orizzontale equivalente	$K_{t,elephant}$	0.00	[kN/m/m]

Agli elementi *spring* è possibile assegnare una rigidezza sia nella direzione verticale che orizzontale. La rigidezza nella direzione orizzontale viene trascurata mentre la rigidezza verticale è stata valutata a mezzo della nota formula di Vesic, considerando una larghezza della fondazione pari a 41 cm.

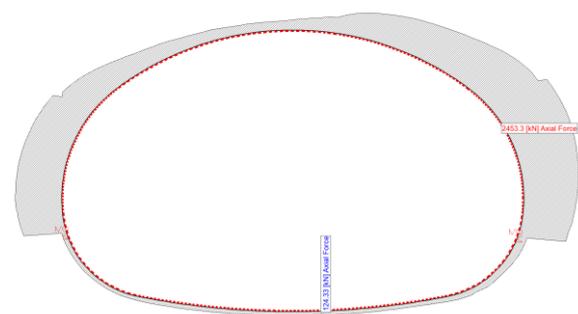
La presenza degli infilaggi al fronte di scavo, è stata tenuta indirettamente in conto nella definizione della tensione di rilascio.

5.2.3 Verifiche strutturali

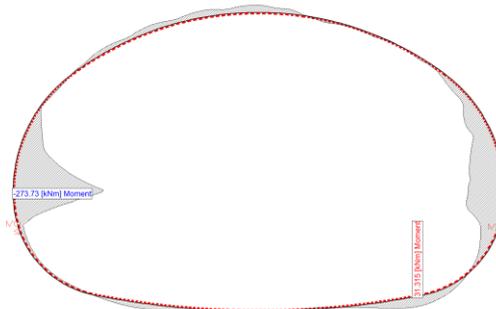
L'analisi numerica ha consentito di valutare le sollecitazioni agenti sui supporti impiegati per il rivestimento di prima fase della caverna sezione tipo T ed i corrispondenti cedimenti superficiali.

5.2.3.1 Verifiche sulle centine e sullo shotcrete

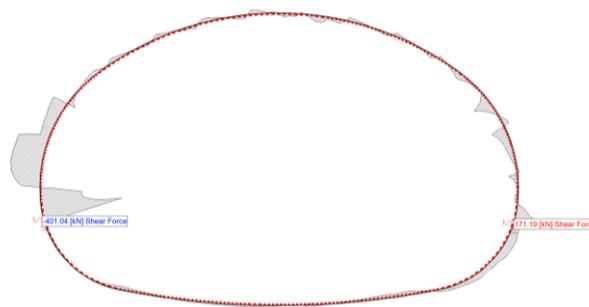
In accordo con l'approccio di Carranza-Torres (2009), si sono modellati le centine e lo shotcrete con un unico elemento beam avente delle proprietà meccaniche e geometriche equivalenti. Sulla base di queste assunzioni, l'analisi numerica è in grado di fornire le sollecitazioni agenti su tale struttura equivalente e, precisamente, è possibile ricavare lo sforzo assiale, il momento flettente e lo sforzo di taglio relativi alla Fase_15 cioè l'ultima fase di scavo (Figura 5.24).



Sforzo assiale – N [kN]



Momento flettente – M [kNm]



Sforzo di taglio – T [kN]

Figura 5.24 Sollecitazioni agenti sull'elemento liner equivalente

Si noti che, dal momento che il software impiegato non è in grado di fornire gli involuipi delle sollecitazioni, occorre effettuare le verifiche strutturali per ogni fase di analisi. In questa sede al fine di compendiare i risultati e spiegare i ragionamenti applicati, sono riportate le verifiche

relative all'ultima fase (Fase_15) ovvero quella che, in generale, comporta le maggiori sollecitazioni sulle strutture di supporto.

Sempre in accordo con quanto suggerito da Carranza-Torres, una volta ottenute le sollecitazioni prima indicate, occorre ripartirle sui rispettivi elementi secondo la procedura vista al capitolo 1.

Per meglio comprendere l'approccio seguito, si considera un generico elemento beam appartenente alla calotta della struttura. Tale elemento, in accordo con il calcolo numerico, è soggetto alle caratteristiche di sollecitazione indicate nella *Tabella 5.25*.

Tabella 5.25 Sollecitazioni caratteristiche sull'elemento beam

N	538.35	Kn/m	Sforzo normale
M	14.44	kNm/m	Momento flettente
V	-5.94	kN/m	Sforzo di taglio

Le precedenti sono delle sollecitazioni caratteristiche e pertanto vanno moltiplicate per il fattore di amplificazione γ_G al fine di ottenere le rispettive azioni di progetto (*Tabella 5.26*).

Tabella 5.26 Sollecitazioni di calcolo sull'elemento beam

N_d	726.77	Kn/m	Sforzo normale
M_d	19.50	kNm/m	Momento flettente
V_d	-8.02	kN/m	Sforzo di taglio

Una volta ottenute le azioni di progetto agenti sul rivestimento è possibile suddividere tali azioni sul calcestruzzo proiettato e sulle centine in funzione delle rispettive rigidezze (*Tabella 5.27*).

Tabella 5.27 Sollecitazioni ridistribuite secondo Carranza-Torres

N_{1,d}	187.6	kN	Sforzo normale centina
N_{2,d}	393.8	kN	Sforzo normale calcestruzzo
M_{1,d}	3.5	kNm	Momento flettente centina
M_{2,d}	12.1	kNm	Momento flettente calcestruzzo
V_{1,d}	-1.4	kN	Sforzo di taglio centina
V_{2,d}	-5.0	kN	Sforzo di taglio calcestruzzo

La procedura descritta in precedenza va quindi ripetuta per ognuno degli elementi beam costituenti la trave equivalente.

- Calcestruzzo proiettato

Le verifiche sul calcestruzzo proiettato sono state condotte considerando le proprietà meccaniche riportate nella *Tabella 5.28*.

Tabella 5.28 Proprietà meccaniche calcestruzzo spruzzato

Classe di calcestruzzo	-	C25/30
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica	f_{ck} [MPa]	25.0
Resistenza a compressione cilindrica di progetto	f_{cd} [MPa]	16.7
Resistenza a compressione cilindrica media	f_{cm} [MPa]	33.0
Modulo elastico	E_c [MPa]	31475.8
Coefficiente di Poisson	ν	0.2

Si noti che il modulo elastico del calcestruzzo indicato nella precedente è stato definito in accordo con l'equazione 5.1 proposta dall'eurocodice e fa riferimento ad una maturazione del calcestruzzo pari 28 giorni. Nei calcoli tuttavia, per tenere in conto che la resistenza del materiale inizia ad essere sfruttata già prima della completa maturazione del calcestruzzo, in accordo con quanto proposto da Ribacchi nell'ambito delle opere in sotterraneo, è stato adottato un modulo elastico pari a 10000 MPa.

Lo strato di shotcrete è soggetto rispettivamente a pressoflessione e taglio e pertanto va verificato per entrambe le situazioni. Nella prima situazione la verifica è stata condotta con la costruzione del dominio di pressoflessione relativo ad una sezione avente le caratteristiche geometriche indicate nella *Figura 5.25*.

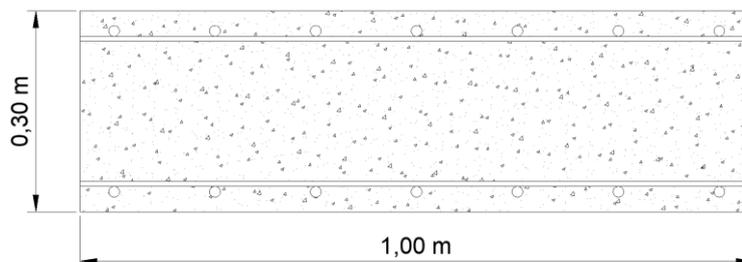


Figura 5.25 Proprietà geometriche della sezione di shotcrete

L'armatura di riferimento è stata valutata considerando che la rete elettrosaldada tipo Q335/335 è costituita da una maglia quadrata di larghezza pari a 15 cm realizzata con ferri da 8 mm di diametro. In questo modo si ottiene un quantitativo di armatura pari $3,35 \text{ cm}^2$ per metro.

Tenuto conto delle proprietà prima dette è possibile dunque costruire il dominio di pressoflessione della sezione in analisi calcolando il momento resistente della sezione per le diverse condizioni di carico. Tale dominio è rappresentato nella *Figura 5.26*.

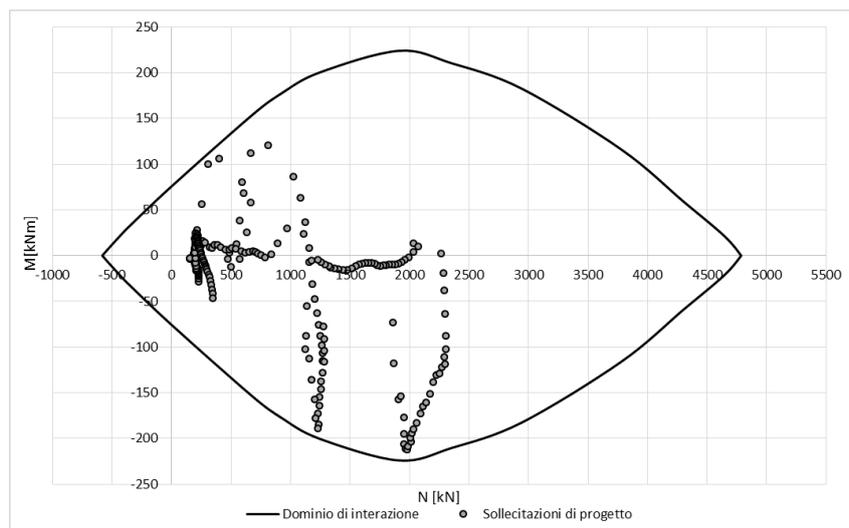


Figura 5.26 Dominio di pressoflessione retta per lo shotcrete – Fase 15

Si osserva come le coppie di punti N_d - M_d ricadano tutte all'interno del dominio rispettando dunque la verifica nei confronti della pressoflessione.

Per la verifica a taglio, essendo lo strato di calcestruzzo proiettato non armato nei confronti del taglio, è possibile applicare la procedura prevista al capitolo 6.2.2 dall'EC02. In questo modo è possibile calcolare la resistenza a taglio della sezione di solo calcestruzzo $V_{Rd,c}$. Nella Figura 5.27 sono rappresentate le sollecitazioni di progetto ed i limiti di resistenza.

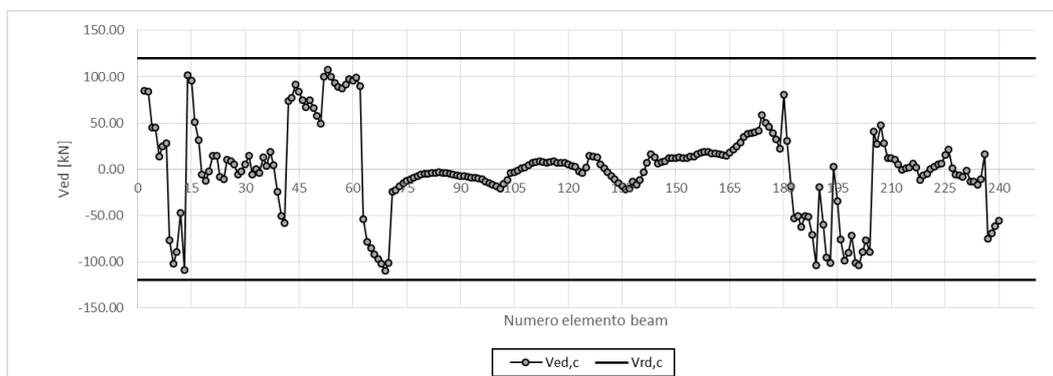


Figura 5.27 Verifica sollecitazioni di taglio di progetto – Fase 15

Più nel dettaglio la Tabella 5.29 riporta la massima sollecitazione di taglio $V_{Ed,c-max}$ e la resistenza a taglio $V_{Rd,c}$ della sezione di calcestruzzo proiettato.

Tabella 5.29 Confronto tra massima sollecitazione di taglio agente e la resistenza a taglio

$V_{k,c-max}$	$V_{ed,c-max}$	$V_{Rd,c}$
[kN]	[kN]	[kN]
81.5	110.1	119.9

Essendo la massima azione sollecitante minore rispetto alla resistenza di calcolo, la verifica nei confronti del taglio risulta soddisfatta.

- Centine

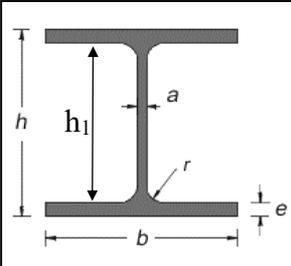
Le verifiche sulle centine sono state condotte adottando le proprietà meccaniche definite nella *Tabella 5.30*.

Tabella 5.30 Proprietà meccaniche acciaio delle centine

Classe acciaio	-	S275
Modulo elastico	E_s [MPa]	206000
Coefficiente di Poisson	ν	0.30

Le proprietà geometriche dell'elemento in acciaio, esse sono riportate nella *Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.*

Tabella 5.31 Proprietà geometriche della centine

	h	160	mm	Altezza
	b	160	mm	Larghezza
	a	8	mm	Spessore dell'anima
	e	13	mm	Spessore delle ali
	r	15	mm	Raggio raccordo
	A	0.00543	m ²	Area
	I	0.00002492	m ⁴	Momento di inerzia

Applicando la procedura di Carranza-Torres vista in precedenza anche alle centine, è possibile ottenere le caratteristiche di sollecitazione su tutti gli elementi beam. Per le verifiche strutturali delle centine è stato applicato il criterio di Tresca come visto nei capitoli precedenti.

È possibile così procedere con le verifiche strutturali (*Figura 5.28*).

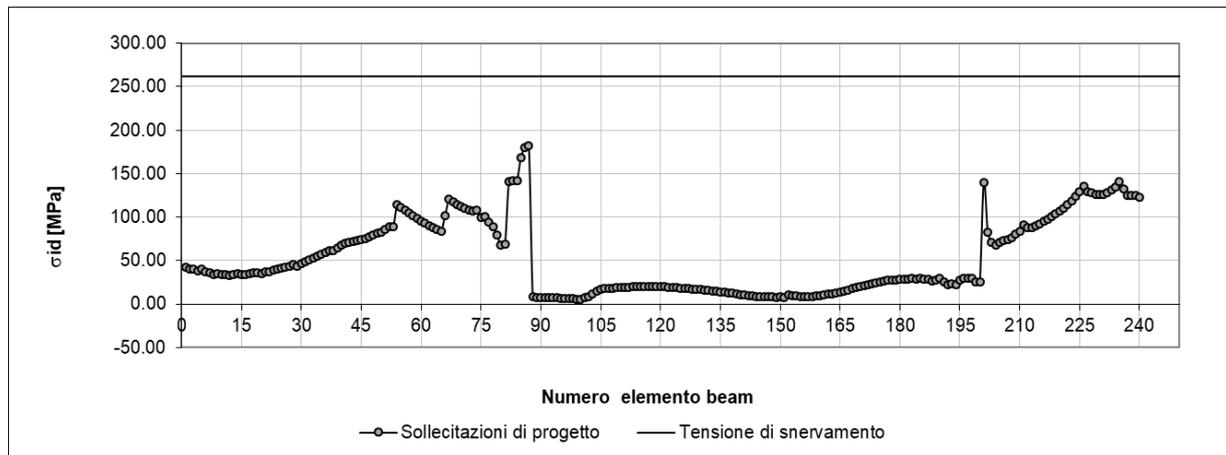


Figura 5.28 Verifiche strutturali sulle centine

Si osserva che le verifiche sulle centine sono in ogni punto soddisfatte poiché la tensione ideale σ_{ci} risulta ovunque minore della tensione di snervamento dell'acciaio $f_{y,d}$.

La *Tabella 5.32* riporta il confronto tra la massima sollecitazione agente sulle centine e la suddetta tensione di snervamento.

Tabella 5.32 Confronto tra la massima tensione agente e la tensione di snervamento

σ_N	111.8	MPa	Tensione di compressione
σ_M	-93.8	MPa	Tensione dovuta alla flessione
σ_{max}	17.9	MPa	Tensione dovuta alla pressoflessione
τ_{max}	-83.7	MPa	Tensione dovuta al taglio
σ_{id}	168.4	MPa	Tensione ideale
f_{yd}	261.90	MPa	Tensione di snervamento

5.2.3.2 Verifiche sui bulloni

I bulloni vanno verificati sia nei confronti della rottura per snervamento sia per l'eventuale sfilamento del sistema malta di iniezione-bullone.

La Figura 5.29 riporta le sollecitazioni di progetto ottenute a partire dal calcolo numerico nonché la forza di snervamento del bullone.

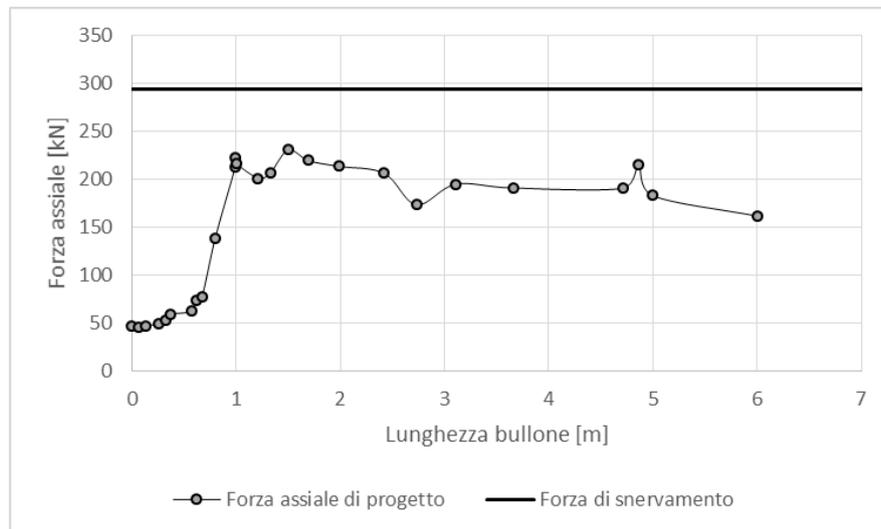


Figura 5.29 Forza assiale sul bullone maggiormente sollecitato

La resistenza del sistema è stata ottenuta moltiplicando la tensione di snervamento di progetto dell'acciaio per l'area del bullone stesso. La Tabella 5.33 di seguito riportata riassume i calcoli effettuati.

Tabella 5.33 Dettaglio dei calcoli per la verifica a snervamento del bullone.

f_{yk}	420	MPa	Tensione di snervamento del bullone
ϕ	32	mm	Diametro del bullone
A_s	1.15	mm ²	Area del bullone
γ_s	804.25	-	Coefficiente parziale di sicurezza
R_d	293.73	kN	Forza di snervamento del bullone
$N_{k,max}$	165	kN	Forza assiale caratteristica
γ_d	1.35	-	Coefficiente parziale di sicurezza
E_d	222.75	kN	Forza assiale di progetto
FS	1.32	Verificato	

Per quanto riguarda le verifiche nei confronti dello sfilamento, la Tabella 5.34 sintetizza i calcoli effettuati:

Tabella 5.34 Dettaglio dei calcoli per la verifica a sfilamento del bullone.

D_{foro}	0.051	m	Diametro di perforazione
α	1.2	-	Coefficiente amplificazione diametro
L	6	m	Lunghezza bullone
τ_{lim}	433	kPa	Tensione tangenziale limite
T_L	499.93	kN	Resistenza caratteristica a sfilamento
γ	1	-	Coefficiente parziale di sicurezza
R_d	499.93	kN	Resistenza di progetto a sfilamento
$N_{k,\text{max}}$	165	kN	Forza di tiro caratteristica
γ_d	1.35	-	Coefficiente parziale di sicurezza
E_d	222.75	kN	Forza di tiro di progetto
FS	2.24	<i>Verificato</i>	

Il coefficiente α è stato posto pari a 1.2 in accordo con il fatto che è stata effettuata una iniezione ripetuta e selettiva su roccia alterata e frammentata.

5.2.3.3 Verifiche sulle strutture di infilaggio

Le strutture di infilaggio, sebbene siano state modellate anche all'interno del modello, non possono essere verificate sfruttando in maniera diretta i risultati dell'analisi numerica. Tali elementi strutturali sono stati infatti inseriti come un materiale con proprietà equivalente all'ombrello di infilaggio che circonda la calotta. Sebbene questa procedura sia in grado di simulare una zona di irrigidimento in prossimità del tetto della caverna, non è possibile ricavare le sollecitazioni agenti sui singoli micropali che costituiscono l'arco di ombrelli.

A tal proposito si può osservare che ciascun micropalo costituente l'ombrello di infilaggi può essere riguardato come una trave riconducibile a degli schemi elementari (*Figura 5.30*).

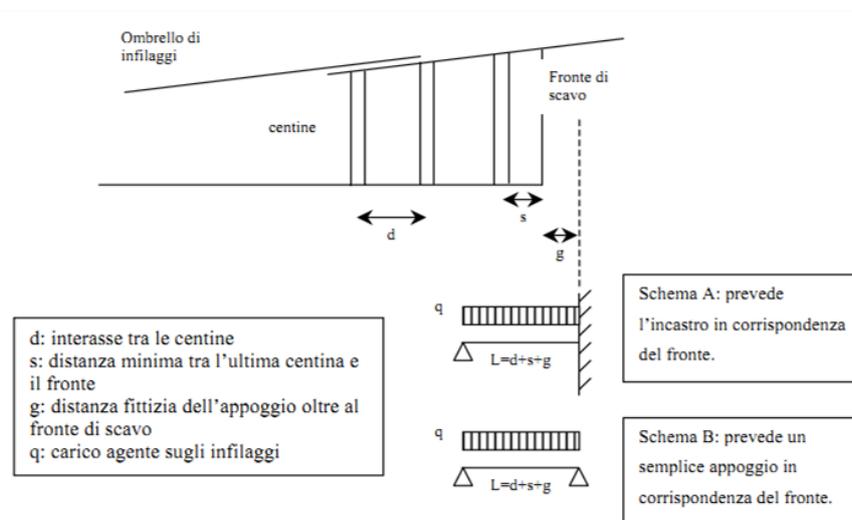


Figura 5.30 Schemi elementari per la verifica dell'ombrello di infilaggi

Per la verifica occorre dunque valutare le proprietà meccaniche del micropalo, le proprietà geometriche, compresa la lunghezza della trave equivalente, ed i carichi agenti sulla struttura. Nel caso in esame, sono stati impiegati dei tubi aventi le proprietà elencate nella *Tabella 5.35*.

Tabella 5.35 Proprietà meccaniche dell'acciaio dei pali

Classe acciaio	-	S275
Modulo elastico	E_s [MPa]	206000
Coefficiente di Poisson	ν	0.30

Per quanto riguarda le proprietà geometriche della sezione, esse sono elencate nella *Tabella 5.36*.

Tabella 5.36 Proprietà geometriche della sezione dei pali

$\varnothing_{\text{Tubo,e}}$	114.0	[mm]	Diametro esterno
S_{Tubo}	6.3	[mm]	Spessore
$\varnothing_{\text{Tubo,i}}$	101.4	[mm]	Diametro interno
A_{Tubo}	0.002132	[m ²]	Area tubo
$Peso_{\text{tubo}}$	16.73	[kg/m]	Peso unitario
J_{Tubo}	3.10E-06	[m ⁴]	Inerzia
W_{Tubo}	5.44E-05	[m ³]	Modulo resistente

Per completare le informazioni inerenti la geometria del problema, si noti che la lunghezza della trave equivalente può essere ricavata considerando le grandezze elencate nella *Tabella 5.37*.

Tabella 5.37 Dimensioni caratteristiche per la determinazione della lunghezza equivalente

d	0.60	[m]	Interasse tra le centine
s	0.30	[m]	Sovrascavo
g	0.50	[m]	Lunghezza di ancoraggio fittizia

Dalla somma delle precedenti grandezze è possibile ricavare quindi una lunghezza equivalente pari a:

$$L = 1,40 \text{ m}$$

Per la definizione dei carichi agenti sulla trave equivalente è possibile applicare la teoria di Terzaghi sull'effetto arco (Terzaghi, 1943). Sarebbe infatti troppo cautelativo dimensionare tali elementi considerando il peso del terreno come interamente agente sulla struttura. I risultati ottenuti sono riportati nella *Tabella 5.38*.

Tabella 5.38 Valutazione del carico agente sulla struttura di infilaggi secondo Terzaghi

γ	24.0	(kN/m ³)	Peso dell'unità di volume del terreno
c'	63	(kPa)	Coazione unità PK1
ϕ'	30	(°)	Angolo di attrito unità PK1
H	35	(m)	Copertura media sulla calotta
b	13.00	(m)	Larghezza della caverna
h	6.30	(m)	Altezza della caverna
B	20.30	(m)	Larghezza secondo Terzaghi
q_t	22.2	(kPa)	Carico veicolare
p_v	136.40	(kPa)	Carico agente sulla struttura

Una volta ottenuto il carico secondo Terzaghi, occorre effettuare alcune ulteriori considerazioni. Essendo l'ombrello di infilaggi posto in prossimità del fronte, occorre effettuare una riduzione del carico agente per tenere in conto l'effetto del fronte. A tal proposito, in accordo con il fatto che la tensione di rilascio è stata assunta pari al 50%, viene considerata una riduzione del carico della stessa quantità. Per ottenere il carico per unità di lunghezza necessario per risolvere lo schema statico, occorre inoltre moltiplicare quest'ultimo per l'interasse dei micropali, valore assunto pari a 30 cm. In definitiva il carico agente sulla struttura è pari a:

$$q = 40.9 \text{ kN/m}$$

A questo punto si hanno tutti gli elementi necessari per calcolare le sollecitazioni sui micropali di infilaggio (*Tabella 5.39*).

Tabella 5.39 Momento e tensione massima in accordo con i diversi schemi di calcolo

	Schema A	Schema B	Schema A/B		
M_{max}	6.7	9.10	10.0	[kNm]	Momento massimo
σ_d	122.8	166.7	184.2	[MPa]	Tensione massima

Si noti che nella precedente sono indicate le tensioni massime agenti sui micropali in accordo con i diversi schemi riportati nella *Figura 5.30*. Lo schema A\B rappresenta una media tra le due situazioni. Essendo queste ultime minori rispetto alla tensione di snervamento di 261.9 MPa le verifiche sono soddisfatte per ogni caso.

5.2.4 Verifiche dei massimi cedimenti superficiali

Occorre anche verificare che i cedimenti superficiali rispettino i valori limite di soglia. Tali valori sono stati definiti nella *Tabella 2.6* e come abbiamo visto servono ad impedire che gli edifici esistenti o eventuali sottostrutture subiscano dei danneggiamenti a seguito della realizzazione dello scavo.

La *Figura 5.31* riporta il bacino di deflessione che si genera in seguito al passaggio delle due TBM e lo scavo della sezione tipo T.

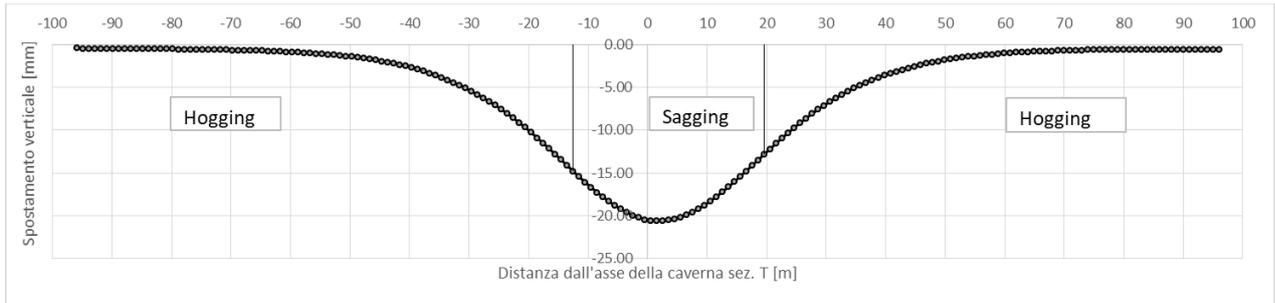


Figura 5.31 Bacino di deflessione in seguito alla realizzazione degli scavi

Sulla stessa immagine sono indicati i due punti di flesso che suddividono il bacino in tre zone in cui si hanno, rispettivamente, momenti positivi (*sagging*) o momenti negativi (*hogging*) sulle eventuali fondazioni delle strutture limitrofe alla caverna.

Si noti che il cedimento massimo di 20.56 mm rispetta la limitazione imposta sul valore di cedimento.

5.3 Progressiva 3+048 - 3+067: Progetto e verifica della sezione tipo T1.2

La caverna sezione tipo T1.2 è l'ultima opera, nell'ordine costruttivo delle strutture, per il completamento della caverna di giunzione (*Figura 5.32*) ed anche essa è stata scavata con la tecnica di scavo sequenziale (*Sequential Excavation Method*).

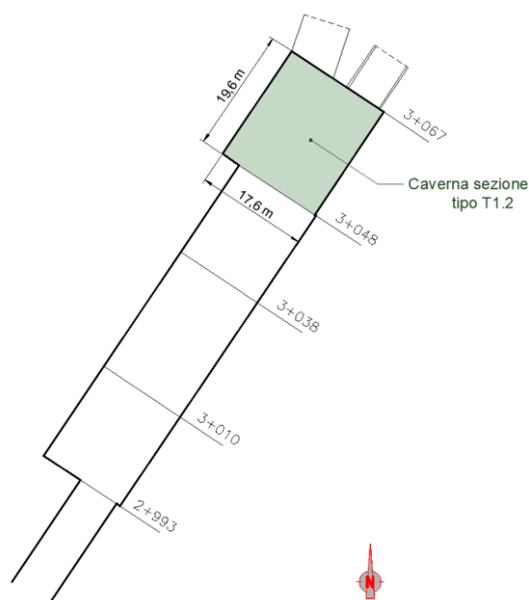


Figura 5.32 Posizione della sezione T1.2 all'interno del complesso dell'opera

In questo capitolo, combinando dunque il *SEM* con l'*Observational method*, saranno analizzati i criteri e le basi teoriche che hanno permesso di dimensionare e verificare le strutture di rivestimento temporanee per la caverna sezione tipo T1.2.

5.3.1 Proprietà geometriche della caverna e sequenze di scavo

La sezione tipo T1.2 rappresenta la sezione di maggiori dimensioni prevista per la linea metro DB. Questa comporta infatti uno scavo con una superficie di circa 150 m², corrispondente ad un diametro equivalente pari a circa 7 m. La Figura 5.33 indica la configurazione della sezione durante l'esercizio della metro e gli ingombri dei treni.

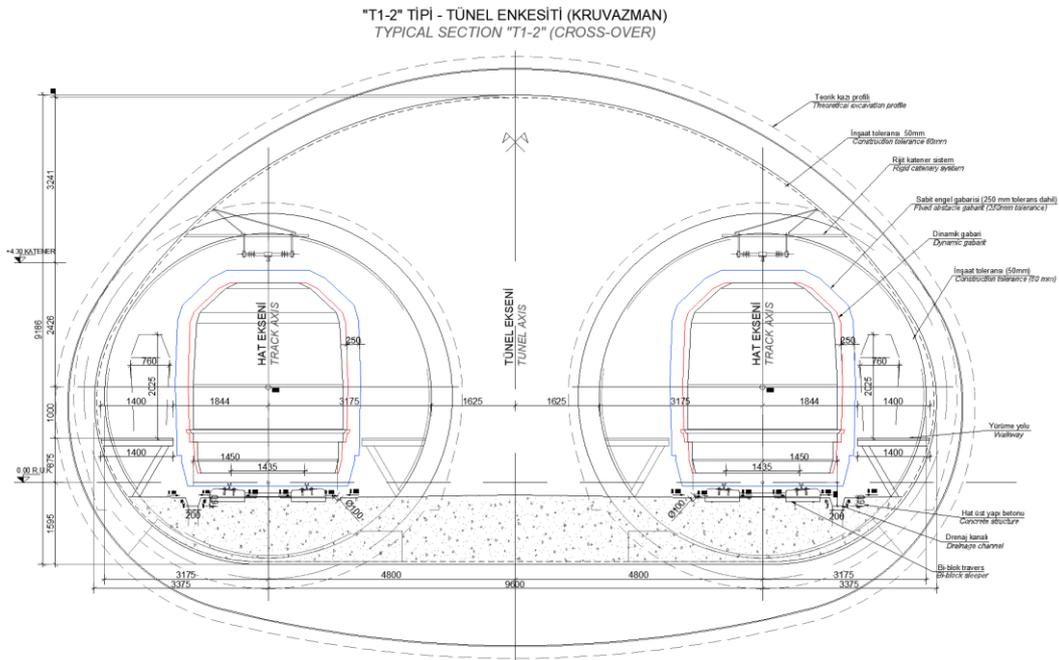


Figura 5.33 Proprietà geometriche della sezione tipo T1.2 (cortesia di Geodata)

La sezione ellittica della caverna, è generata dall'intersezione tra quattro diverse circonferenze le cui proprietà geometriche sono rappresentate nella Tabella 5.40.

Tabella 5.40 Centri e raggi delle circonferenze costituenti la sezione T1.2

Centro	X [m]	Y [m]	Raggio [m]
C1	0.00	0.00	9.46
C2	0.00	21.28	23.07
C3	-4.67	2.88	4.02
C4	4.67	2.88	4.02

Per quanto riguarda la sezione tipo A.1, essa è già stata definita al paragrafo 5.1.2.

Per quanto riguarda le profondità delle caverne, dal profilo altimetrico del tracciato è possibile leggere una profondità media del piano del ferro pari a 37.4 m. Sempre sulla base dei tracciati planimetrici ed altimetri dei tunnel è possibile ricostruire la posizione reciproca dei tunnel secondo quanto riassunto nella Figura 5.34.

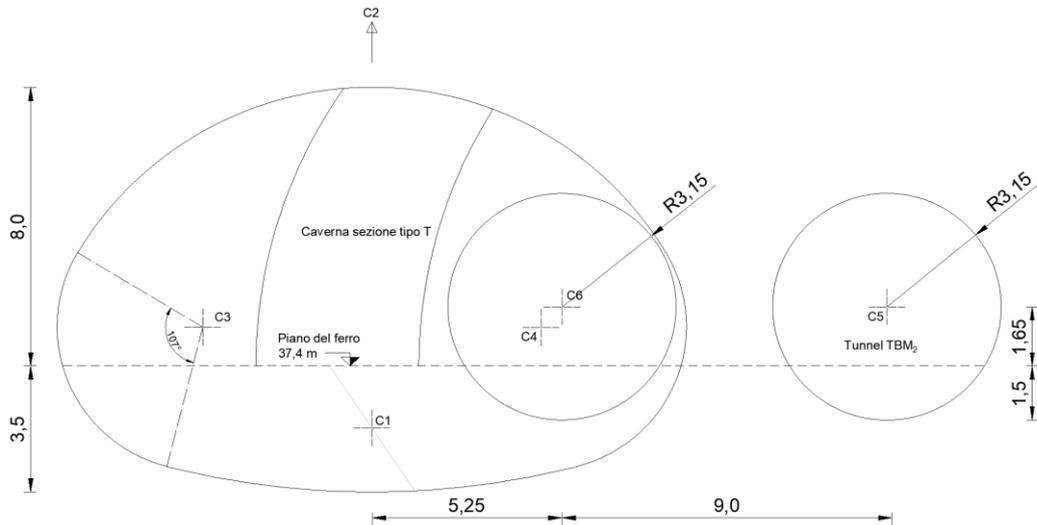
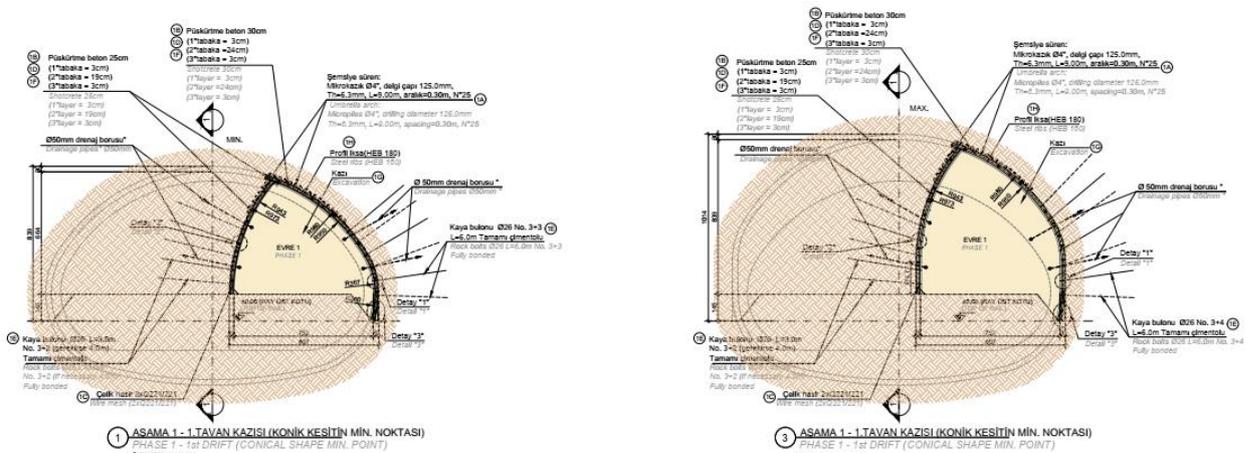
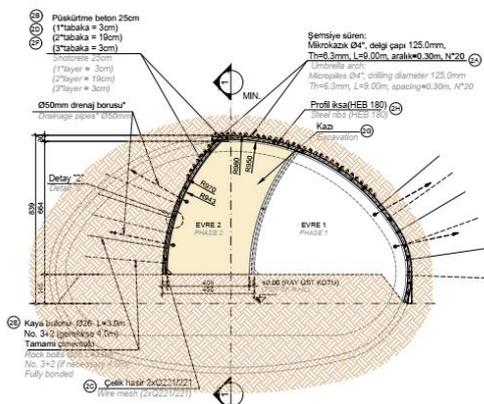


Figura 5.34 Distanze reciproche tra la sezione tipo T1.2 e le sezioni tipo A.1

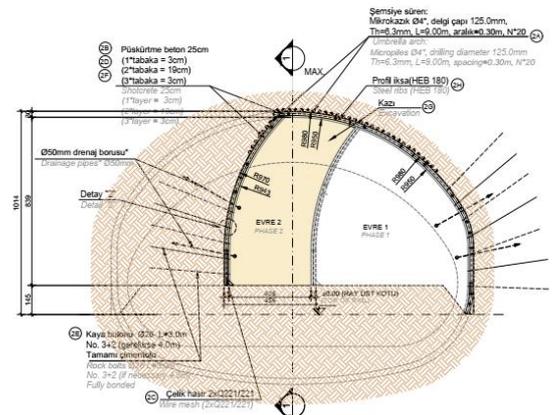
Per quanto riguarda le sequenze di scavo, per la sezione tipo T1.2 è stata adottata la fasistica, molto nota nell'ambito delle linee metro di Istanbul, la quale prevede la realizzazione dei *top heading*, ovvero, lo scavo della parte superiore della caverna che in questo caso è effettuata in tre fasi, e dopo lo scavo dell'*invert*, ovvero, l'arco rovescio della sezione in genere realizzato in due o più fasi. Nella Figura 5.35 sono dettagliate le sequenze e sono inoltre indicate le tipologie di supporti temporanei che sono stati applicati nel progetto.



Fase_1 Scavo side drift di destra

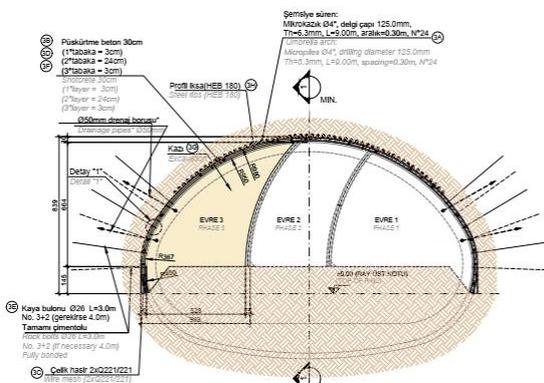


2 ASAMA 2 - 2 TAVAN KAZISI (KONİK KESİTİN MIN. NOKTASI)
PHASE 2 - 2nd DRIFT (CONICAL SHAPE MIN. POINT)

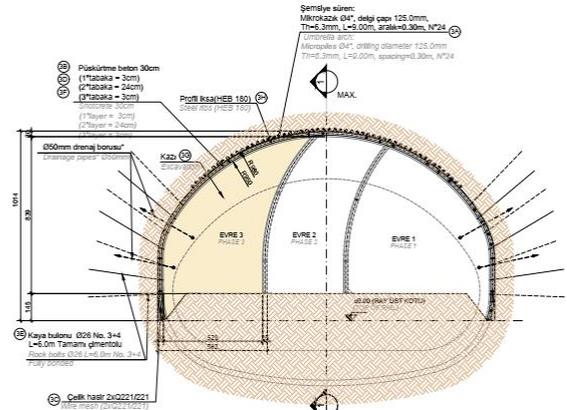


4 ASAMA 2 - 2 TAVAN KAZISI (KONİK KESİTİN MIN. NOKTASI)
PHASE 2 - 2nd DRIFT (CONICAL SHAPE MIN. POINT)

Fase_2 Scavo side drift centrale

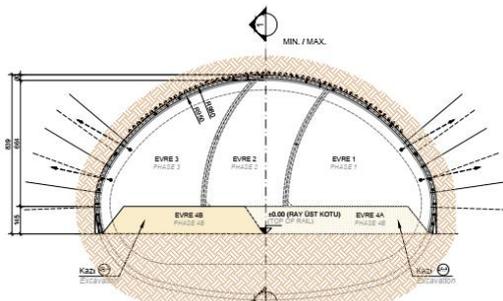


1 ASAMA 3 - 3 TAVAN KAZISI - KAZISI (KONİK KESİTİN MIN. NOKTASI)
PHASE 3 - 3rd DRIFTS (CONICAL SHAPE MIN. POINT)

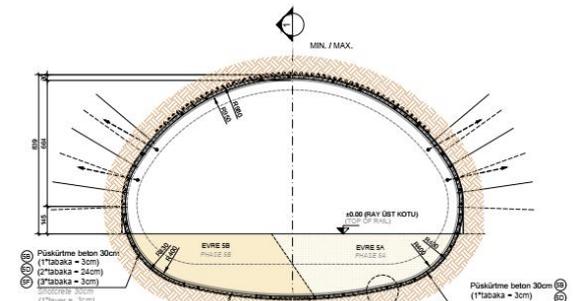


2 ASAMA 3 - 3 TAVAN KAZISI - KAZISI (KONİK KESİTİN MIN. NOKTASI)
PHASE 3 - 3rd DRIFTS (CONICAL SHAPE MIN. POINT)

Fase_3 Scavo side drift di sinistra

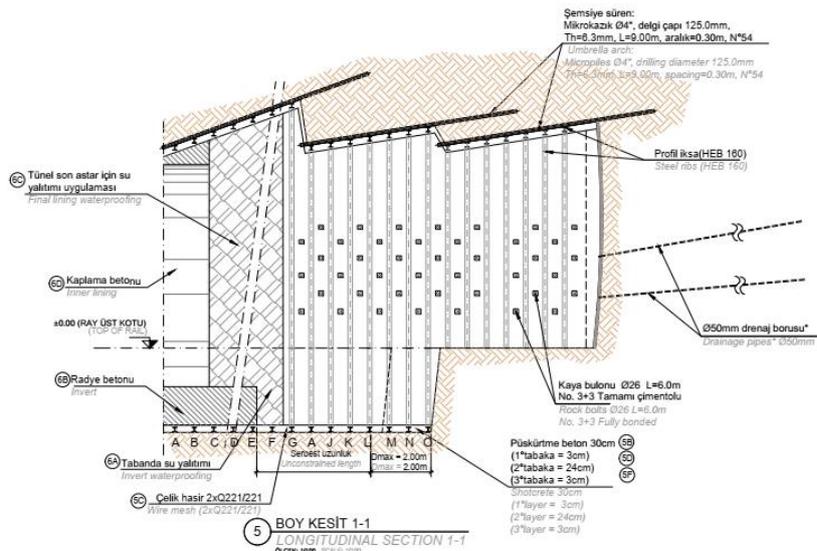


3 ASAMA 4A/4B - BENC KAZISI
PHASE 4A/4B - BENCH EXCAVATION



4 EVRE 5A/5B - INVERT KAZISI
PHASE 5A/5B - INVERT EXCAVATION

Fase_4 Scavo dell'arco rovescio



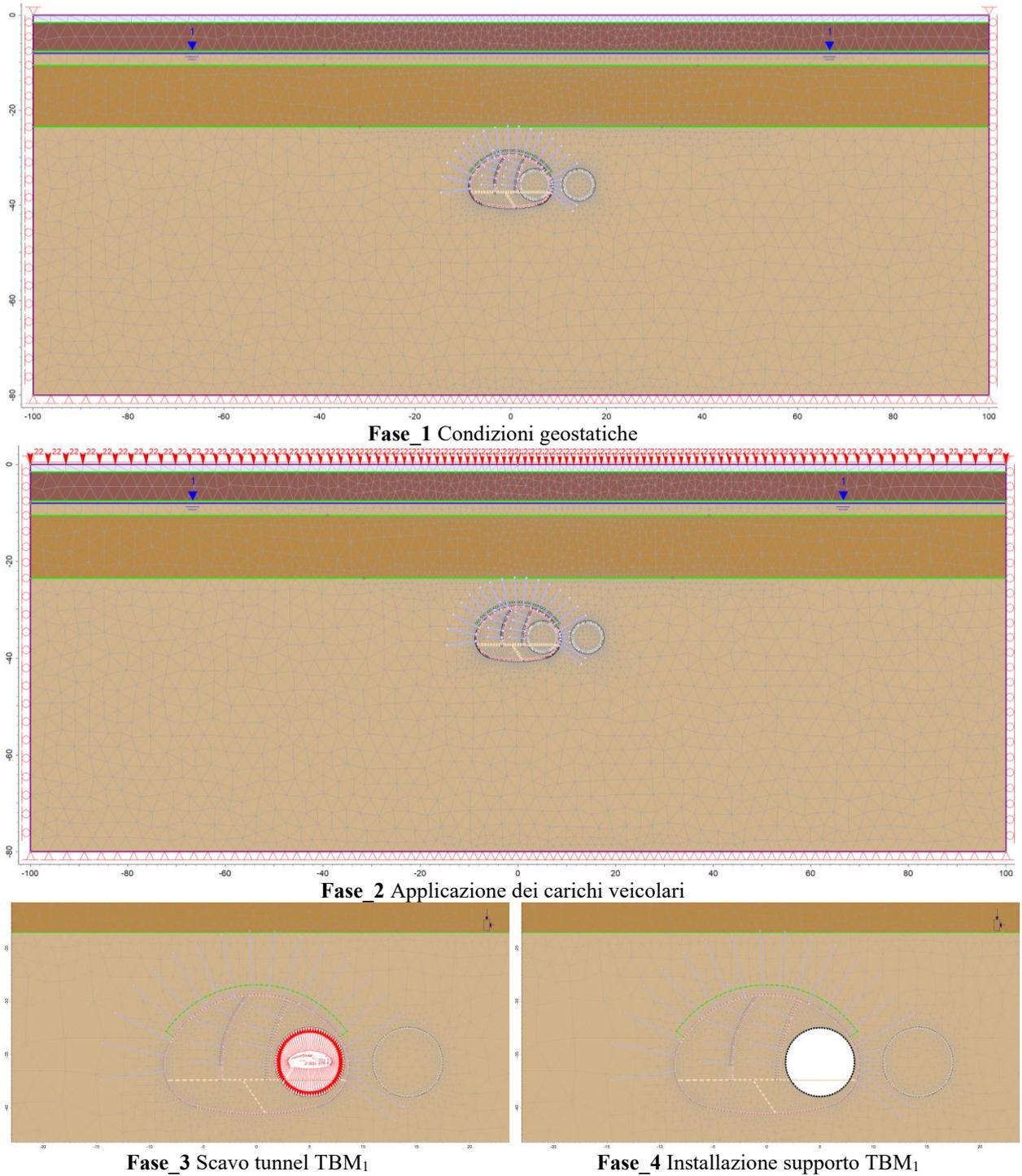
Sezione longitudinale della sezione tipo T1.2

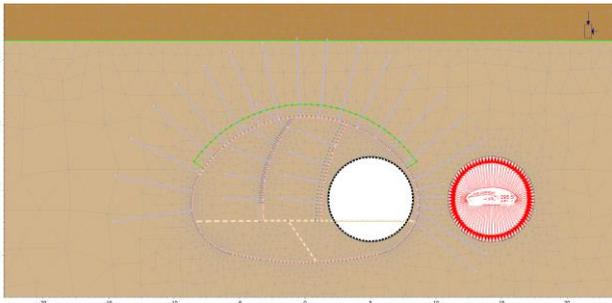
Figura 5.35 Sequenze di scavo per la sezione tipo T1.2 – Classe di supporto C3 (cortesia di Geodata)

Per ogni sequenza sono indicate due diverse sezioni, poiché per la classe di supporto tipo C3 impiegata nel progetto sono previste le strutture di infilaggi (o ombrello di infilaggi) indicati nella sezione longitudinale della struttura.

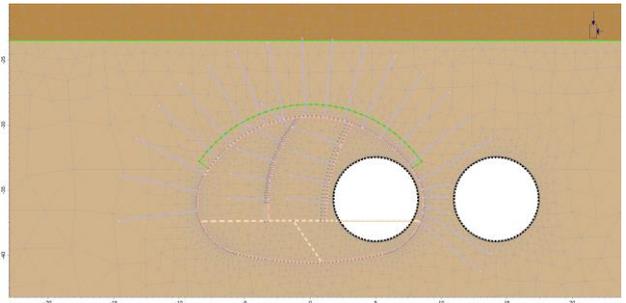
5.3.2 Definizione del modello numerico

L'analisi numerica è stata condotta con il software agli elementi finiti RS2 con il quale sono state definite sia le sollecitazioni agenti sui supporti nonché i cedimenti superficiali indotti dallo scavo. La *Figura 5.36* illustra le sequenze di analisi impiegate nella modellazione nonché i dettagli dei supporti di prima fase prevista per le strutture della caverna.

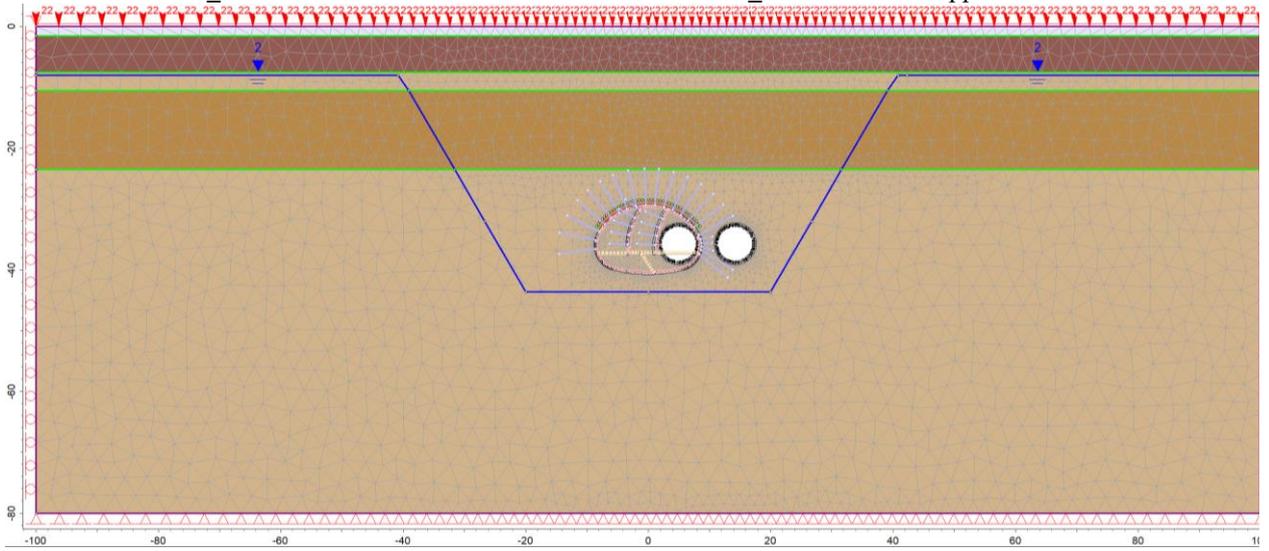




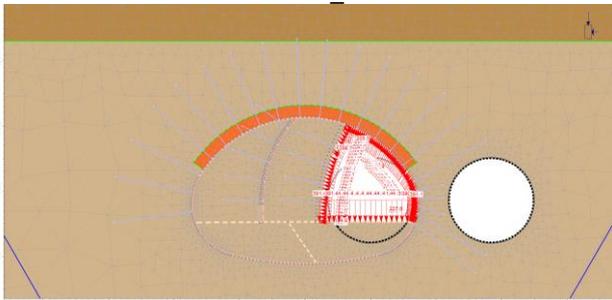
Fase_5 Scavo tunnel TBM₂



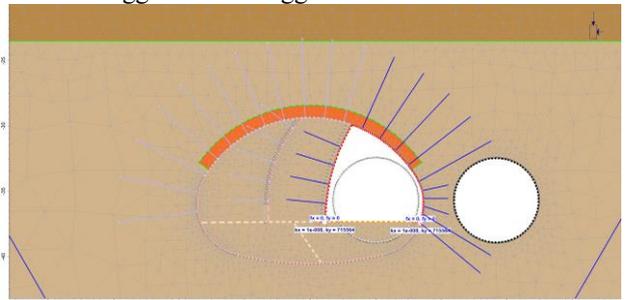
Fase_6 Installazione supporto tunnel TBM₂



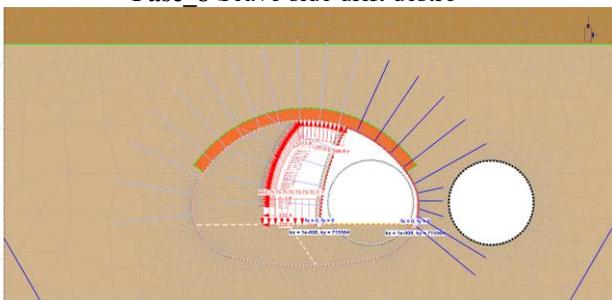
Fase_7 Installazione dell'ombrello di infilaggi e dei drenaggi



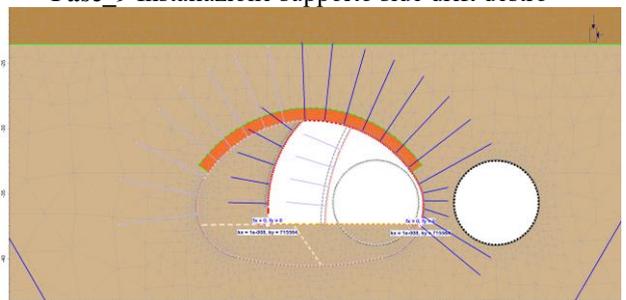
Fase_8 Scavo side drift destro



Fase_9 Installazione supporto side drift destro



Fase_10 Scavo side drift centrale



Fase_11 Supporto side drift centrale

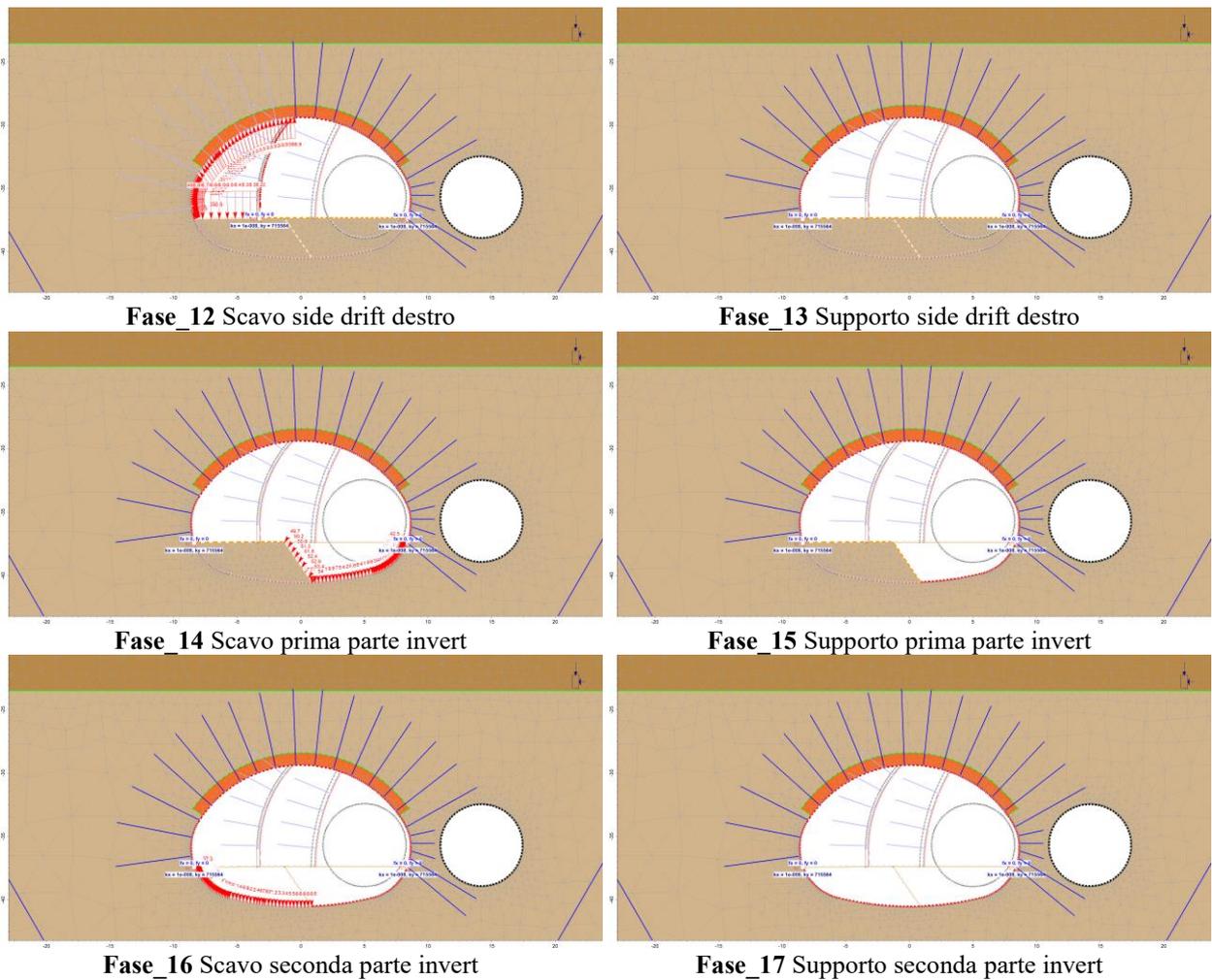


Figura 5.36 Modello numerico e sequenze di scavo sezione tipo T1.2

In merito alla definizione delle condizioni al contorno, la geometria del modello numerico e la definizione dello stato tensionale iniziale, sono state applicate le stesse condizioni già viste per gli altri modelli numerici analizzati in precedenza.

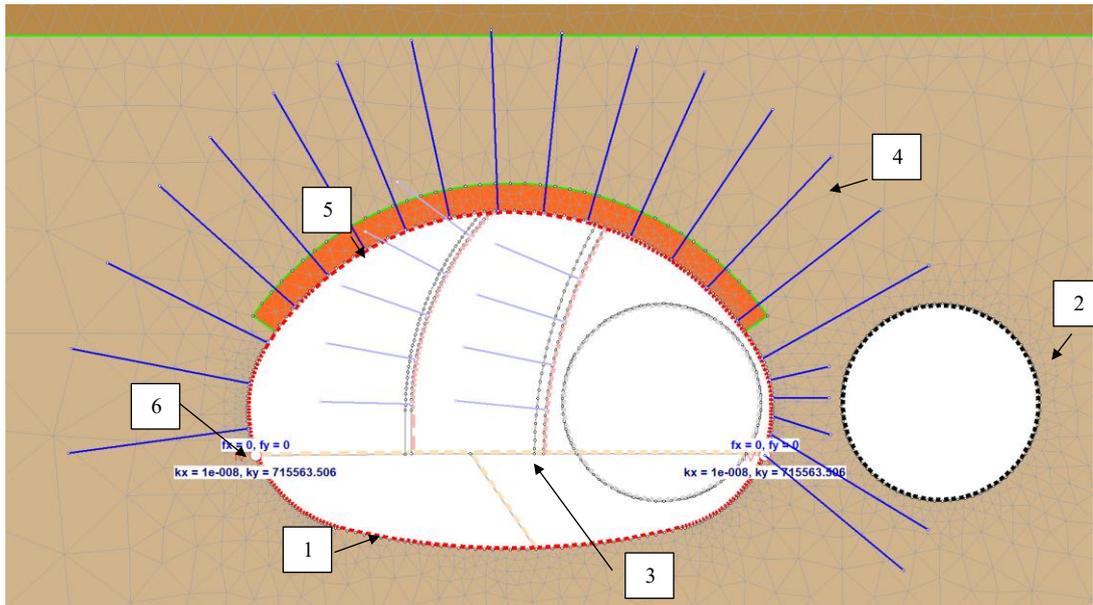
In merito ai supporti impiegati nella modellazione, per la sezione tipo T1.2 è prevista l'applicazione del supporto tipo C3 a cui corrisponde un passo delle centine pari a 0.6 m.

Di seguito sono descritti le diverse tipologie di supporti previsti:

- 10) Spessore calcestruzzo spruzzato 30 cm;
- 11) Doppio strato di rete Q221/221;
- 12) Centine tipo HEB180 con spaziatura pari a 0.6m
- 13) Bulloni da roccia, $\phi 32\text{mm}$, interasse 1.50m (T) x $0.6 \pm 0.25\text{m}$ (L); L=6m;
- 14) Invert temporaneo: 20 cm shotcrete + doppio strato di rete Q221/221
- 15) Struttura di infilaggi, micropali $\Phi 114.0\text{ mm}$, diametro di perforazione 125.0mm, $t=6.3\text{mm}$, L=9m (con sovrapposizione di 4.5 m), interasse 0.30m;
- 16) Infilaggi al fronte con barre $\phi 14\text{mm}$, L=9.0m sovrapposte ogni 4.5m.

La

Figura 5.37 mostra nel dettaglio la modellazione di tali supporti nel modello numerico.



- | | |
|--|------------------------------------|
| (7) Rivestimento HEB180 + 30cm shotcrete | (8) Conci prefabbricati TBM |
| (9) Rivestimento invert temporaneo | (10) Bulloni da roccia ϕ 32mm |
| (11) Ombrello di infilaggi | (12) Piede d'elefante |

Figura 5.37 Modellazione dei supporti di prima fase per la sezione tipo T1.2

La struttura di rivestimento di prima fase realizzata con centine e calcestruzzo spruzzato è stata modellata come un elemento *beam* avente proprietà equivalenti ai due elementi secondo l'approccio di Carranza-Torres (Carranza-Torres, Diederichs, 2009). Considerando dunque le proprietà geometriche degli elementi strutturali e le formula proposte dall'autore sono state definite le proprietà equivalenti elencati nella *Tabella 5.41*.

Tabella 5.41 Caratteristiche del rivestimento in HEB180 e Shotcrete– Elemento beam

ID		
Comportamento	Elastico lineare	
Spessore equivalente d_{eq}	0.286	m
Modulo elastico equivalente E_{eq}	17900	MPa
Coefficiente di Poisson ν	0.20	-

I conci prefabbricati della TBM sono stati modellati anche essi con degli elementi *beam* aventi le proprietà rappresentate nella *Tabella 5.42*.

Tabella 5.42 Caratteristiche dei conci prefabbricati – Elemento beam

ID		
Comportamento	Elastico lineare	
Spessore equivalente d	0.30	m
Modulo elastico E	35000	MPa
Coefficiente di Poisson ν	0.20	-

Un altro elemento strutturale previsto durante gli scavi è la realizzazione di un arco rovescio temporaneo al fine di limitare la convergenza della galleria. Anche questo elemento è stato modellato a mezzo di un elemento *beam* avente le caratteristiche indicate nella *Tabella 5.43*.

Tabella 5.43 Caratteristiche dell'invert temporaneo – Elemento beam

ID		
Comportamento	Elastico lineare	
Spessore equivalente d	0.20	m
Modulo elastico E	10000	MPa
Coefficiente di Poisson ν	0.20	-

Per quanto riguarda i bulloni da roccia, questi sono stati modellati con degli elementi dotati solamente di una rigidità assiale. In particolare, sulla base delle proprietà geometriche prima definite, i bulloni sono stati modellati in accordo con i valori riportati nella *Tabella 5.44*.

Tabella 5.44 Caratteristiche dei bulloni – Elemento bolt fully bonded (RS2)

ID		
Comportamento	ELPLA	
Diametro	32	mm
Modulo elastico E	206000	MPa
Lunghezza	6	m
Distanza fuori piano	0.6	m
Resistenza a trazione	293.6	kN

In particolare si noti che la resistenza a trazione dei bulloni è stata definita considerando una tensione di snervamento caratteristica pari 420 MPa.

Anche in questa situazione, le strutture di infilaggi sono state modellate secondo l'approccio semplificato proposto da Hoek (2000). Dai calcoli risultano le proprietà riassunte nella *Tabella 5.45*.

Tabella 5.45 Proprietà equivalenti per l'ombrello di infilaggio – Elemento Volume (Mesh)

ID		
Coesione equivalente C_{eq}	2.50	mm
Modulo elastico equivalente E_{eq}	2001.25	MPa

Le strutture a piede di elefante previste in prossimità delle zone di appoggio delle centine, sono stati modellati grazie all'applicazione di un elemento *spring* avente le caratteristiche riportate nella *Tabella 5.46*.

Tabella 5.46 Proprietà delle zampe di elefante – Elemento spring

Rigidità verticale equivalente	$K_{n,elephant}$	715563.50	[kN/m/m]
Rigidità orizzontale equivalente	$K_{t,elephant}$	0.00	[kN/m/m]

Gli infilaggi al fronte di scavo, sono stati modellati indirettamente tenendone conto con la definizione della tensione di rilascio.

5.3.3 Verifiche strutturali

Nel seguito si riportano le verifiche eseguite in base ai risultati ottenuti dalle analisi numeriche.

5.3.3.1 Verifiche sulle centine e sullo shotcrete

Nella *Figura 5.38* sono schematizzate le sollecitazioni agenti sulla struttura equivalente rappresentativa del sistema centine-shotcrete (sforzo assiale, il momento flettente e sforzo di taglio) relative alla Fase_17 del modello, cioè l'ultima fase di scavo

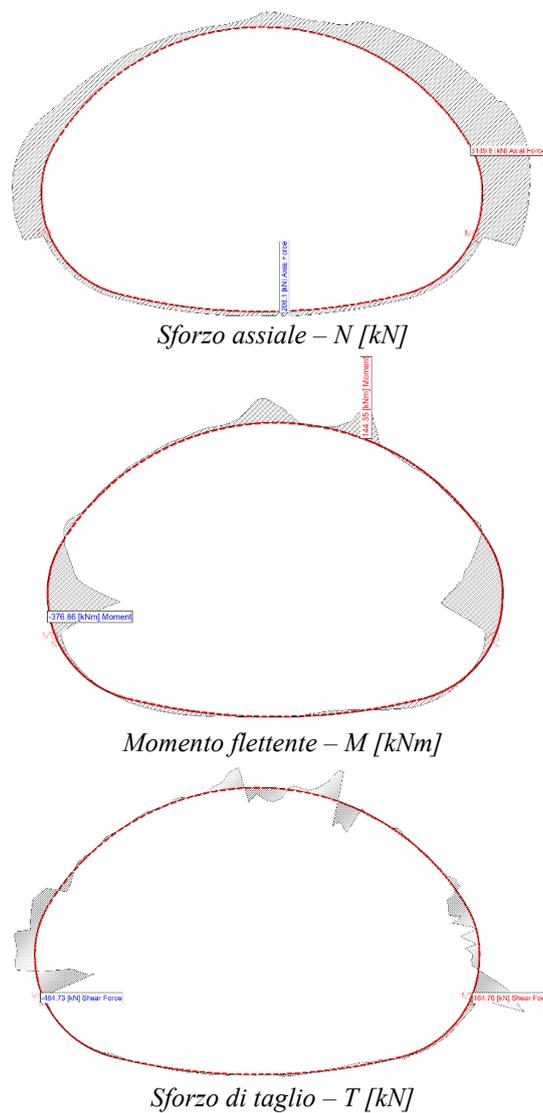


Figura 5.38 Sollecitazioni agenti sull'elemento liner equivalente

Come fatto in precedenza, anche in questo caso si riportano le verifiche relative all'ultima fase (Fase_17) ovvero quella che, in generale, comporta le maggiori sollecitazioni sulle strutture di supporto.

Considerando un generico elemento beam appartenente alla calotta della struttura, si ottengono le caratteristiche di sollecitazione indicate nella *Tabella 5.47*.

Tabella 5.47 Sollecitazioni caratteristiche sull'elemento beam

N	1112.50	Kn/m	Sforzo normale
M	144.35	kNm/m	Momento flettente
V	-226.60	kN/m	Sforzo di taglio

Le rispettive azioni di progetto sono riportate nella *Tabella 5.48*.

Tabella 5.48 Sollecitazioni di calcolo sull'elemento beam

N_d	1501.88	Kn/m	Sforzo normale
M_d	194.87	kNm/m	Momento flettente
V_d	-306.91	kN/m	Sforzo di taglio

Le azioni sul calcestruzzo proiettato e sulle centine in funzione delle rispettive rigidezze, risultano quindi quelle elencate nella *Tabella 5.49*.

Tabella 5.49 Sollecitazioni ridistribuite secondo Carranza-Torres

N_{1,d}	393.4	kN	Sforzo normale centina
N_{2,d}	507.7	kN	Sforzo normale calcestruzzo
M_{1,d}	43.9	kNm	Momento flettente centina
M_{2,d}	73.0	kNm	Momento flettente calcestruzzo
V_{1,d}	-68.9	kN	Sforzo di taglio centina
V_{2,d}	-114.6	kN	Sforzo di taglio calcestruzzo

La procedura descritta in precedenza va quindi ripetuta per ognuno degli elementi beam costituenti la trave equivalente.

- Calcestruzzo proiettato

Le verifiche sul calcestruzzo proiettato sono state condotte considerando le proprietà meccaniche riportate nella *Tabella 5.50*.

Tabella 5.50 Proprietà meccaniche calcestruzzo spruzzato

Classe di calcestruzzo	-	C25/30
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica	f_{ck} [MPa]	25.0
Resistenza a compressione cilindrica di progetto	f_{cd} [MPa]	16.7
Resistenza a compressione cilindrica media	f_{cm} [MPa]	33.0
Modulo elastico	E_c [MPa]	31475.8
Coefficiente di Poisson	ν	0.2

Si noti che il valore del modulo elastico prima definito, fa riferimento ad una condizione di completa maturazione del calcestruzzo. Nei calcoli, come fatto in precedenza, è stato tuttavia adottato un modulo elastico pari a 10000 MPa.

Lo strato di shotcrete è soggetto rispettivamente a pressoflessione e taglio e pertanto va verificato per entrambe le situazioni. Nella prima situazione la verifica è stata condotta con la costruzione del dominio di pressoflessione relativo ad una sezione avente le caratteristiche geometriche indicate nella *Figura 5.39*.

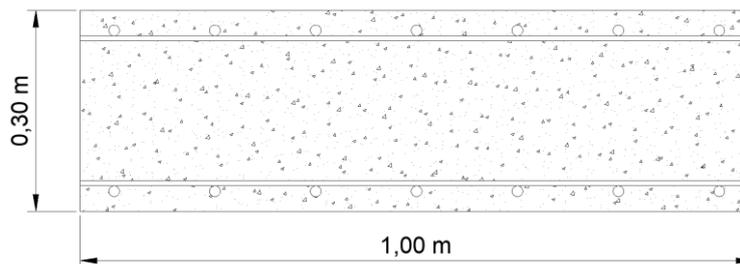


Figura 5.39 Proprietà geometriche della sezione di shotcrete

L'armatura di riferimento è stata valutata considerando che la rete elettrosaldata tipo Q221/221 è costituita da una maglia quadrata di larghezza pari a 15 cm realizzata con ferri da 6.5 mm di diametro. In questo modo si ottiene un quantitativo di armatura pari 2,21 cm².

Tenuto conto delle proprietà prima dette è possibile dunque costruire il dominio di pressoflessione della sezione in analisi calcolando il momento resistente della sezione sotto le diverse condizioni di carico. Tale dominio è rappresentato nella *Figura 5.40*.

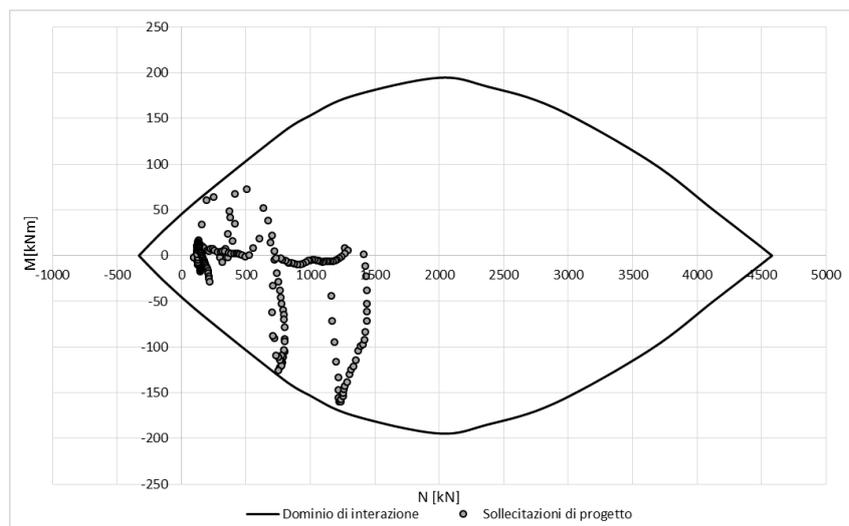


Figura 5.40 Dominio di pressoflessione retta per lo shotcrete – Fase 17

Dalla precedente è possibile notare come le coppie di punti N_d - M_d ricadano tutti all'interno del dominio rispettando dunque la verifica nei confronti della pressoflessione.

A questo punto è possibile procedere con la verifica nei confronti del taglio. Come già detto, essendo lo strato di calcestruzzo proiettato non armato nei confronti del taglio, è possibile applicare la procedura prevista al capitolo 6.2.2 dall'EC02. In questo modo è possibile calcolare la resistenza a taglio della sezione di solo calcestruzzo $V_{Rd,c}$. Nella Figura 5.41 sono rappresentate le sollecitazioni di progetto ed i limiti di resistenza.

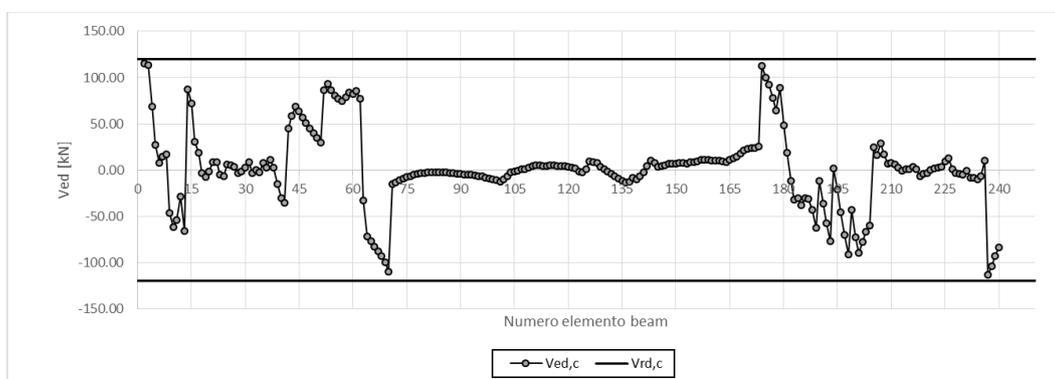


Figura 5.41 Verifica sollecitazioni di taglio di progetto – Fase 17

Più nel dettaglio la Tabella 5.51 riporta la massima sollecitazione di taglio $V_{Ed,c-max}$ e la resistenza a taglio della sezione di calcestruzzo proiettato.

Tabella 5.51 Confronto tra massima sollecitazione di taglio agente e la resistenza a taglio

$V_{k,c-max}$	$V_{ed,c-max}$	$V_{Rd,c}$
[kN]	[kN]	[kN]
85.2	115.0	119.9

Essendo la massima azione sollecitante minore rispetto alla resistenza di calcolo, la verifica nei confronti del taglio risulta soddisfatta.

- Centine

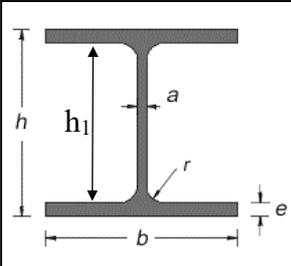
Le verifiche sulle centine sono state condotte adottando le proprietà meccaniche definite nella *Tabella 5.52*.

Tabella 5.52 Proprietà meccaniche acciaio delle centine

Classe acciaio	-	S275
Modulo elastico	E_s [MPa]	206000
Coefficiente di Poisson	ν	0.30

Per quanto riguarda invece le proprietà geometriche dell'elemento in acciaio, esse sono riportate nella *Tabella 5.53*.

Tabella 5.53 Proprietà geometriche della centine

	h	180	mm	Altezza
	b	180	mm	Larghezza
	a	8.5	mm	Spessore dell'anima
	e	14	mm	Spessore delle ali
	r	15	mm	Raggio raccordo
	A	0.00653	m ²	Area
	I	0.00003831	m ⁴	Momento di inerzia

Le verifiche strutturali sono riassunte nella *Figura 5.42*.

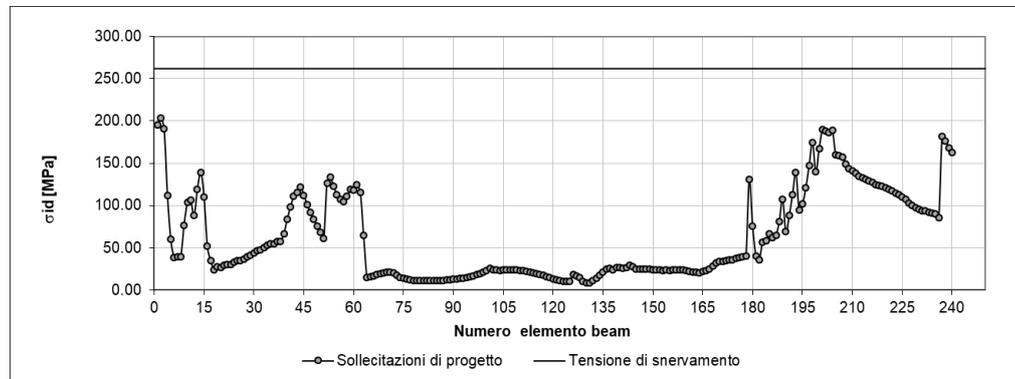


Figura 5.42 Verifiche strutturali sulle centine

In particolare è possibile notare che le verifiche sulle centine sono in ogni punto soddisfatte dal momento che la tensione ideale σ_{ci} risulta ovunque minore della tensione di snervamento dell'acciaio $f_{y,d}$. La *Tabella 5.54* riporta il confronto tra la massima sollecitazione agente sulle centine e la suddetta tensione di snervamento.

Tabella 5.54 Confronto tra la massima tensione agente e la tensione di snervamento

σ_N	49.3	MPa	Tensione di compressione
σ_M	48.5	MPa	Tensione dovuta alla flessione
σ_{max}	97.8	MPa	Tensione dovuta alla pressoflessione
τ_{max}	89.3	MPa	Tensione dovuta al taglio
σ_{id}	203.6	MPa	Tensione ideale
f_{yd}	261.90	MPa	Tensione di snervamento

5.3.3.2 Verifiche sui bulloni

Per quanto riguarda le verifiche di rottura per snervamento, la *Figura 5.43* riporta le sollecitazioni di progetto ottenute a partire dal calcolo numerico nonché la forza di snervamento del bullone.

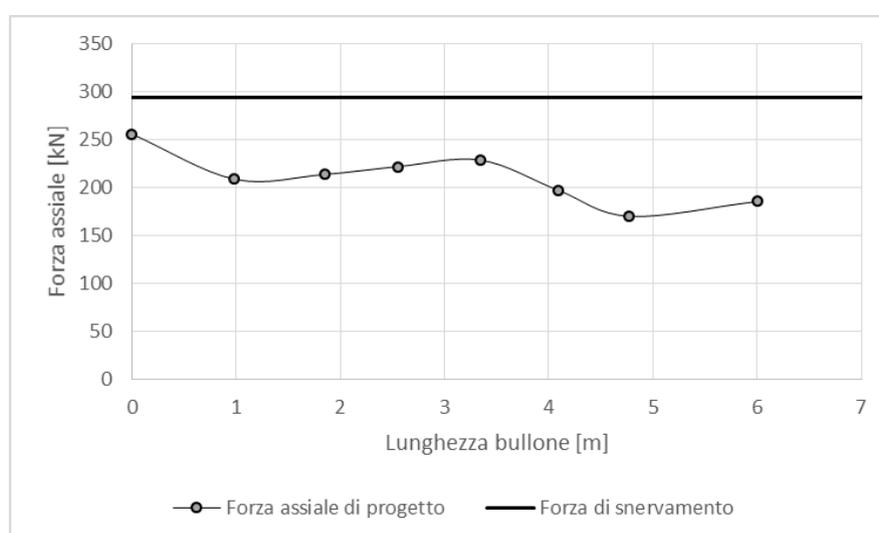


Figura 5.43 Forza assiale sul bullone maggiormente sollecitato

La resistenza del sistema è stata ottenuta moltiplicando la tensione di snervamento di progetto dell'acciaio per l'area del bullone stesso. La *Tabella 5.55* di seguito riportata riassume i calcoli effettuati.

Tabella 5.55 Dettaglio dei calcoli per la verifica a snervamento del bullone.

f_{yk}	420	MPa	Tensione di snervamento del bullone
ϕ	32	mm	Diametro del bullone
A_s	804.25	mm ²	Area del bullone
γ_s	1.15	-	Coefficiente parziale di sicurezza
R_d	293.73	kN	Forza di snervamento del bullone
$N_{k,max}$	189	kN	Forza assiale caratteristica
γ_d	1.35	-	Coefficiente parziale di sicurezza
E_d	255.15	kN	Forza assiale di progetto
FS	1.15	Verificato	

Per quanto riguarda le verifiche nei confronti dello sfilamento, la *Tabella 5.56* sintetizza i calcoli effettuati per la verifica:

Tabella 5.56 Dettaglio dei calcoli per la verifica a sfilamento del bullone.

D_{foro}	0.051	m	Diametro di perforazione
α	1.2	-	Coefficiente amplificazione diametro
L	6	m	Lunghezza bullone
τ_{lim}	433	kPa	Tensione tangenziale limite
T_L	499.93	kN	Resistenza caratteristica a sfilamento
γ	1	-	Coefficiente parziale di sicurezza
R_d	499.93	kN	Resistenza di progetto a sfilamento
$N_{k,\text{max}}$	189	kN	Forza di tiro caratteristica
γ_d	1.35	-	Coefficiente parziale di sicurezza
E_d	255.15	kN	Forza di tiro di progetto
FS	1.96	<i>Verificato</i>	

Si noti che nella precedente il coefficiente α è stato pari a 1.2 in accordo con il fatto che è stata effettuata una iniezione ripetuta e selettiva su roccia alterata e frammentata.

5.3.3.3 Verifiche sulle strutture di infilaggio

Come fatto precedentemente, ciascun micropalo costituente l'ombrello di infilaggi è considerato come una trave riconducibile a degli schemi elementari (Figura 5.44).

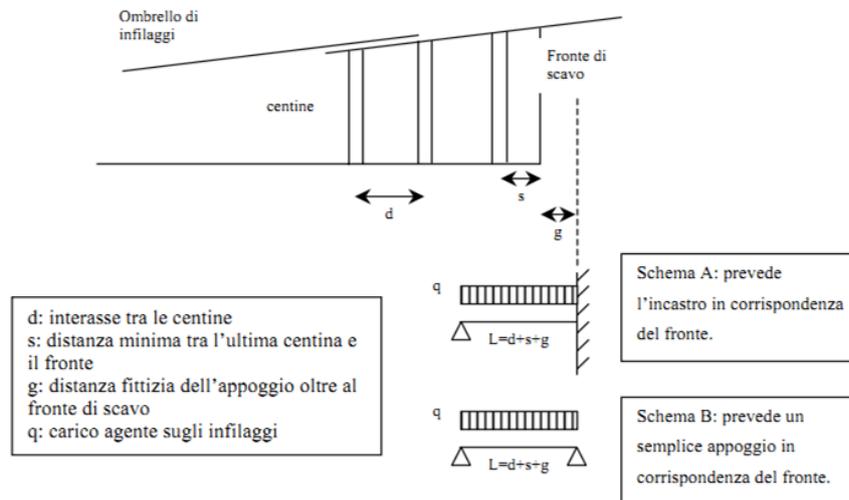


Figura 5.44 Schemi elementari per la verifica dell'ombrello di infilaggi

Nel caso in esame, sono stati impiegati dei tubi aventi le proprietà elencate nella Tabella 5.57

Tabella 5.57 Proprietà meccaniche dell'acciaio dei pali

Classe acciaio	-	S275
Modulo elastico	E_s [MPa]	206000
Coefficiente di Poisson	ν	0.30

Per quanto riguarda invece le proprietà geometriche della sezione, esse sono elencate nella Tabella 5.58.

Tabella 5.58 Proprietà geometriche della sezione dei pali

$\varnothing_{\text{Tubo,e}}$	114.0	[mm]	Diametro esterno
S_{Tubo}	6.3	[mm]	Spessore
$\varnothing_{\text{Tubo,i}}$	101.4	[mm]	Diametro interno
A_{Tubo}	0.002132	[m ²]	Area tubo
$Peso_{\text{Tubo}}$	16.73	[kg/m]	Peso unitario
J_{Tubo}	3.10E-06	[m ⁴]	Inerzia
W_{Tubo}	5.44E-05	[m ³]	Modulo resistente

La lunghezza della trave equivalente può essere ricavata considerando le grandezze elencate nella Tabella 5.59.

Tabella 5.59 Dimensioni caratteristiche per la determinazione della lunghezza equivalente

d	0.60	[m]	Interasse tra le centine
s	0.30	[m]	Sovrascavo
g	0.50	[m]	Lunghezza di ancoraggio fittizia

Dalla somma delle precedenti grandezze è possibile ricavare quindi una lunghezza equivalente pari a:

$$L = 1,40 \text{ m}$$

Per la definizione dei carichi agenti sulla trave equivalente è possibile applicare la teoria di Terzaghi sull'effetto arco (Terzaghi, 1943). I calcoli effettuati sono riportati nella *Tabella 5.60*.

Tabella 5.60 Valutazione del carico agente sulla struttura di infilaggi secondo Terzaghi

γ	24.0	(kN/m ³)	Peso dell'unità di volume del terreno
c'	63	(kPa)	Coazione unità PK1
ϕ'	30	(°)	Angolo di attrito unità PK1
H	35	(m)	Copertura media sulla calotta
b	17.00	(m)	Larghezza della caverna
h	8.00	(m)	Altezza della caverna
B	26.2	(m)	Larghezza secondo Terzaghi
q_t	22.2	(kPa)	Carico veicolare
p_v	347.4	(kPa)	Carico agente sulla struttura

Per tenere in conto l'effetto di confinamento del fronte di scavo, viene considerata una riduzione del carico agente sull'ombrello di infilaggi pari al 50%. Per ottenere il carico per unità di lunghezza necessario per risolvere lo schema statico, occorre inoltre moltiplicare quest'ultimo per l'interasse dei pali assunto pari a 30 cm. In definitiva il carico agente sulla struttura è pari a:

$$q = 52.1 \text{ kN/m}$$

A questo punto si hanno tutti gli elementi necessari per calcolare le sollecitazioni sui pali di infilaggio (*Tabella 5.61*).

Tabella 5.61 Momento e tensione massima in accordo con i diversi schemi di calcolo

	Schema A	Schema B	Schema A\B		
M_{\max}	8.5	12.8	11.2	[kNm]	Momento massimo
σ_d	156.5	234.7	206.1	[MPa]	Tensione massima

Si noti che nella precedente sono indicate le tensioni massime agenti sui pali in accordo con i diversi schemi. Lo schema A\B rappresenta una media delle sue situazioni. Essendo queste ultime minori rispetto alla tensione di snervamento di 261.9 MPa le verifiche sono soddisfatte per ogni caso.

5.3.1 Verifiche dei massimi cedimenti superficiali

La *Figura 5.31* riporta il bacino di deflessione che si genera in seguito al passaggio delle due TBM e lo scavo della sezione tipo T1.2.

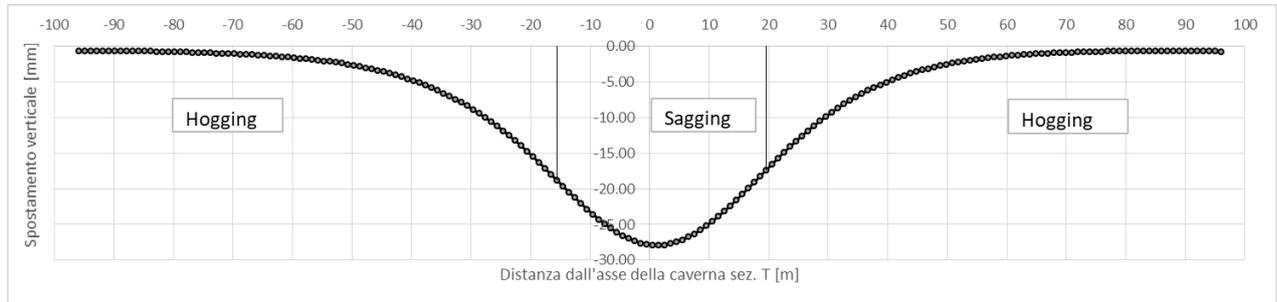


Figura 5.45 Bacino di deflessione in seguito alla realizzazione degli scavi

Sulla stessa immagine sono indicati i due punti di flesso che suddividono il bacino in tre zone in cui si hanno rispettivamente momenti positivi (*sagging*) o momenti negativi (*hogging*) sulle eventuali fondazioni delle strutture limitrofe alla caverna.

Si noti che il cedimento massimo di 27.88 mm rispetta la limitazione imposta sul valore di cedimento.

6. Conclusioni generali

La caverna di giunzione tra la costruenda linea metro Dudullu-Bostanci e la linea Göztepe-Ataşheir-Ümranieye, permetterà il collegamento tra le due linee in modo da permettere una condivisione delle infrastrutture di manutenzione ordinaria e straordinaria presenti in entrambe le tratte.

La costruzione e la progettazione dell'opera ha richiesto il superamento di diverse sfide legate ad un insieme di criticità progettuali: le scadenti e variabili caratteristiche geotecniche, le dimensioni dell'opera, la complessa sequenza di scavo, i rischi potenziali legati ai cedimenti superficiali e le interferenze con le strutture ed i sottoservizi circostanti.

Il progetto e l'ottimizzazione delle opere di rivestimento temporaneo della caverna hanno pertanto richiesto la necessità di lavorare con un modello geotecnico semplice, ma, allo stesso tempo ben tarato sulla base delle osservazioni dei sondaggi fatti in sito e le prove di laboratorio.

Le misure di cedimento fatte in sito durante il passaggio di una delle due TBM-EPB impegnate negli scavi delle gallerie della linea DB, ha dato la possibilità di impostare una analisi a ritroso da utilizzare per la calibrazione dei modelli geotecnici impiegati nella progettazione delle opere di rivestimento temporaneo della caverna. Questa analisi ha, tuttavia, posto in atto nuove necessità legate, in parte, alla possibilità di simulare numericamente il passaggio della macchina di scavo in maniera da ricreare, con le dovute semplificazioni, le condizioni al contorno che si presentavano durante il rilievo dei cedimenti. Vista la natura prettamente tridimensionale del problema, le complesse modalità operative della macchina di scavo, la dipendenza dei cedimenti superficiali dall'estrusione del fronte, dall'interazione tra terreno e scudo e tra terreno e conci prefabbricati, è stato necessario realizzare un modello numerico tridimensionale. A tal proposito, si è adottato il software agli elementi finiti Plaxis 3D con il quale, a mezzo di una procedura Step-by-Step, è stato possibile modellare tutti gli elementi rappresentativi della TBM-EBP (scudo, conci prefabbricati, pressione al fronte e pressione di iniezione della malta) e quindi simulare l'avanzamento dello scavo fino al raggiungimento di una condizione stazionaria in cui i cedimenti sono esauriti.

I risultati dell'analisi 3D sono stati sfruttati, oltreché per la back analysis, al fine di effettuare un confronto con i metodi semi-empirici, basati sulla stima del bacino di depressione che si genera in seguito al passaggio di uno scavo, e che spesso sono impiegati per la stima dei cedimenti superficiali delle TBM. È stato quindi dimostrato che, lavorando con curve di depressione ben calibrate, esiste una buona corrispondenza tra i due approcci.

Lo studio del comportamento allo scavo del terreno e l'interazione con le strutture di rivestimento temporaneo della caverna di giunzione, sono state condotte con il codice di calcolo agli elementi finiti RS2 di Rocscience. In particolare, una attenta diagnosi sulle condizioni in cui versava l'opera dopo la rottura che ha interessato il piedritto di sinistra prossimo al fronte di scavo, ha permesso di suddividere l'opera in tre differenti sezioni di studio. In particolare, la definizione di una analisi numerica preliminare sulla sezione compresa tra la progressiva 3+0.10 e la 3+0.18, ha permesso di stabilire che il rivestimento in shotcrete precedentemente installato, in accordo con le nuove condizioni al contorno, non rispettava le verifiche imposte dalla normativa. Preso atto dei limitati spazi, al fine di lasciare posto al rivestimento definitivo dell'opera ed al fine di consolidare la struttura, la tecnica applicata è stata quella di dimensionare un sistema di centine coassiali da inglobare nello stesso.

Per le altre sezioni di scavo, non presentandosi particolari prescrizioni, sono stati dimensionati rivestimenti temporanei costituiti da centine e calcestruzzo spruzzato, ombrello di infilaggi, infilaggi al fronte e bulloni radiali.

Bibliografia

- Terzaghi K., (1943). *Theoretical soil mechanics*. London, Chapman and Hall.
- Rabcewicz, L.V., (1964) *The New Austrian Tunnelling Method*. Water Power, Part 1, November 1964, pp. 511-515, Part 2. 1195-1197. 1964 & 1965.
- Peck B., (1969). *Deep excavations and tunnelling in soft ground*. Proc. 7th Int. Con. SMFE, State of Art, p. 225-290.
- Cording, E.J. and Hansmire, W.H., (1975). *Displacements Around Soft Ground Tunnels*. Proc.: 5th Pan American Conf. Soil Mechanics and Foundation Engineering, Buenos Aires, (4), pp.571–633.
- Swoboda, G., (1979). *Finite element analysis of the New Austrian Tunnelling Method (NATM)*. In: Proceedings of the 3rd International Conference on Numerical Methods in Geomechanics, vol. 2, Aachen, pp. 581–586.
- O'reilly, M. and B. New, (1982). *Settlements above tunnels in the United Kingdom-their magnitude and prediction*.
- Panet, M., Guenot, A., (1982). *Analysis of convergence behind the face of a tunnel*. In: Tunnelling'82. IMM, London, pp. 197–203.
- Wittke W., (1984) *Rock mechanics*. Springer-Verlag, Berlin.
- Herzog, M., (1985). *Surface subsidence above shallow tunnels*. Bautechnik, 62(11): p. 375-377.
- Bustamante M., Doix B., (1985). *Une méthode pour le calcul des tirants et des micropieux injectés*. Bull. Liaison labo P. et Ch. - 140 - Réf. 3047.
- Rankin, W., (1988). *Ground movements resulting from urban tunnelling: predictions and effects*. Geological Society, London, Engineering Geology Special Publications. 5(1): p. 79-92.
- Swoboda G., Mertz, and Schimd, (1989). *Three dimensional models to simulate tunnel excavation*. In Proc. Int. Symp. Numerical Methods Geomechanics (NUMOG III), pages 277-318, Niagara Falls, Canasa, 1989.
- Zienkiewicz O. C. and Taylor R.L., (1991). *The finite element method*. McGraw Hill, London, 4 edition,
- Arioglu, E., (1992) *Surface movements due to tunnelling activities in urban areas and minimization of building damages*. Short Course, Istanbul Technical University. Mining Engineering Department (in Turkish).
- Carpinteri A., (1993). *Scienza delle costruzioni I*. Bologna, Pitagora editrice.
- Ribacchi, R. (1994). *Recenti orientamenti nella progettazione statica delle gallerie*. Atti XVIII Convegno Nazionale di Geotecnica.
- Leblais, Y., Andre, D., Chapeau, C., Dubois, P., Gigan, J.P., Guillaume, J., Leca, E., Pantet, A. and Riondy, G. (eds) (1995): *Settlements Induced by Tunnelling*. AFTES Recommendations.
- Mair R.J., (1996). *Settlement effect of bored tunnels*. In international Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, paf 43-53, London, 1996. Balkema.
- Potts D M, Addenbrooke T I, (1997). *A structure's influence on tunnelling-induced ground movements*, Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Geotechnical Engineering, Vol:125, ISSN:1353-2618, Pages:109-125

- Lee, K., et al., (1999). *Ground response to the construction of Shanghai metro tunnel-line 2*. Soils and Foundations. 39(3): p. 113-134.
- Shanz T., Vermeer P.A., Bonnier P.G., (1999). *The hardening soil model: Formulation and verification*. Beyond 2000 in Computational Geotechnics – 10 years of Plaxis, Rotterdam, ISBN 90 5809 040 X.
- Hoek E., (2001). *Big tunnels in bad rock. 2000 Terzaghi lecture*. ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering Vol. 127, No. 9. Pages 726-740.
- Tanzini M., (2001). *Gallerie. Aspetti geotecnici nella progettazione e costruzione*. Palermo, Dario Flaccovio editore, prima edizione.
- Hoek E., Carranza-Torres C. and Corkum B. (2002). *Hoek-Brown failure criterion – 2002 Edition*. Proc. NARMS-TAC Conference, Toronto, 2002, 1, 267-273.
- Vermeer PA, Bonnier PG, Möller SC., (2002) *On a smart use of 3D-FEM in tunnelling*. 8th Int Symp Num Mod Geomech Rome.
- Carranza-Torres C . (2004). *Modelling composite sections (e.g., steel sets and shotcrete) with FLAC and Phase2* by Carlos Carranza-Torres Turin, 21 February 2004.
- Hoek E., (2004). *Numerical modelling for shallow tunnel in weak rock*. Unpublished Notes.
- Möller S., (2006). *Tunnel induced settlements and structural forces in linings*. Doctoral thesis - Institut für der Universität Stuttgart.
- Guglielmetti V., Mahtab A., Xu S., (2007). *Mechanized tunneling in urban areas, design, methodology and construction control*. Geodata S.p.A. Turin, Taylor & Francis.
- Carranza-Torres C., Diederichs M., (2009). *Mechanical analysis of circular liners with particular reference to composite supports. For example, liners consisting of shotcrete and steel sets*. Tunneling and underground space technology 24 (2009) 506-5532.
- U.S. DTFHA, (2009). *Technical manual for Design and Construction of Roads Tunnels – Civil Elements*. Publication No. FHWA-NHI-10-034, December 2009.
- Obrzud R. F., Truty A., (2018). *The hardening soil model - A practical guidebook*. Z Soil.PC 100701 report.

Ringraziamenti

Alla fine di questo mio percorso, ritengo doveroso porgere i dovuti ringraziamenti a tutte quelle persone che, direttamente o indirettamente, hanno contribuito alla realizzazione del mio elaborato ed alla crescita del mio percorso formativo.

Voglio iniziare ringraziando la mia relatrice, la professoressa Monica Barbero, per la sua piena disponibilità, per la sua fiducia, per avere creduto in me e nelle mie potenzialità, per aver dato spazio alla mia creatività e soprattutto per la saggezza e dedizione dei suoi consigli che hanno scolpito un valore aggiunto a tutto il lavoro. Voglio ringraziarla anche per avermi introdotto in una realtà professionale quale è Geodata Engineering di Torino, società in cui ho svolto il mio tirocinio curriculare e l'esperienza della tesi all'estero. In Geodata ho trovato un ambiente dinamico e creativo, ma allo stesso tempo ospitale, dove sono stato ben accolto e messo a mio agio, ma soprattutto preso in considerazione da professionisti del settore che mi hanno permesso di vivere il mio primo affaccio sul mondo del lavoro. A tal proposito ringrazio gli ingegneri Giuseppe Astore e Giovanni Quaglio e tutto il team di persone che ha dato anima alla mia esperienza, per la loro disponibilità e per avermi offerto il loro appoggio durante lo svolgimento delle mie attività. A volte è stata dura, ma ho cercato di mettere a frutto le conoscenze da me acquisite durante questi anni di formazione, forte anche del sostegno che in voi ho trovato.

Ringrazio l'ufficio di Istanbul dove, nonostante la distanza e la solitudine di posti a me nuovi, mi sono presto sentito a mio agio e ben integrato con i luoghi e le persone. Desidero nello specifico ringraziare gli ingegneri Marco Candela e Celal Ercan, per avermi dato la possibilità di sperimentare la vita del cantiere e confrontarmi con realtà nuove che hanno contribuito ad arricchire il mio bagaglio professionale.

Ringrazio tutti i miei amici ed i colleghi che hanno colmato i momenti di nostalgia (essendo in maggioranza miei conterranei, o quasi ...) offrendomi il beneficio della loro costante presenza.

Un grazie va infine alla mia famiglia, che mi ha sempre sostenuto ed incoraggiato in ogni momento, e soprattutto a mio padre, a cui dedico questo lavoro, per i suoi quotidiani sacrifici e per le aspettative che ha riposto in me e che da sempre sono stati il mio stimolo più grande. Ringrazio la mia ragazza, Maria Rita, per le sue energie, per la sua dolce pazienza, per i suoi saggi consigli.

Vi ringrazio per avermi permesso di raggiungere con serenità ed orgoglio il mio obiettivo e soprattutto spero di aver compiaciuto le vostre aspettative.

Torino, Aprile 2019

Giuseppe Porcasi