

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

VALUTAZIONE ED ANALISI TECNICA DELLE INIEZIONI CEMENTIZIE E CHIMICHE NEL SETTORE ACQUIFERO INTERESSATO DALLE LAVORAZIONI DEL PASSANTE FERROVIARIO DI TORINO

Presentado ante la Ilustre
Universidad Central de Venezuela
Por la Br.: Castro Otálora, Ana María
Para optar al Título de
Ingeniero Civil

Caracas, 2009

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

VALUTAZIONE ED ANALISI TECNICA DELLE INIEZIONI CEMENTIZIE E CHIMICHE NEL SETTORE ACQUIFERO INTERESSATO DALLE LAVORAZIONI DEL PASSANTE FERROVIARIO DI TORINO

TUTOR ACADÉMICO: Pierpaolo Oreste (Politecnico di Torino)

Presentado ante la Ilustre
Universidad Central de Venezuela
Por la Br.:
Castro Otálora, Ana María
Para optar al Título de
Ingeniero Civil

Caracas, 2009

ACTA

El día _____ se reunió el jurado formado por los profesores:

Con el fin de examinar el Trabajo Especial de Grado titulado: **“VALUTAZIONE ED ANALISI TECNICA DELLE INIEZIONI CEMENTIZIE E CHIMICHE NEL SETTORE ACQUIFERO INTERESSATO DALLE LAVORAZIONI DEL PASSANTE FERROVIARIO DI TORINO”**. Presentado ante la Ilustre Universidad Central de Venezuela para optar al Título de **INGENIERO CIVIL**.

Una vez oída la defensa oral que la bachiller hizo de su Trabajo Especial de Grado, este jurado decidió la siguiente calificación:

NOMBRE	CALIFICACIÓN	
	Números	Letras
Ana María Castro Otálora		

Recomendaciones:

FIRMAS DEL JURADO

Caracas, ____ de _____ de 2009

A mi familia y a mi Universidad

*Ringrazio la Società Passante di Torino per la
disponibilità e simpatia mostrata, e per
tutta l'informazione fornita, in
particolare dagli Ingegneri Salvatore
Pizzo e Giselle Reginatto.*

*Ringrazio il Prof. Ing. Pierpaolo Oreste
dall'aiuto e dagli orientamenti offerti per
lo svolgimento di questa tesi.*

*Ringrazio a Cso. San Martino, a Jacopo, a
Tomás e a Marco per l'appoggio,
solidarietà e comprensione.*

Castro O. Ana M.

**VALUTAZIONE ED ANALISI TECNICA DELLE INIEZIONI CEMENTIZIE
E CHIMICHE NEL SETTORE ACQUIFERO INTERESSATO DALLE
LAVORAZIONI DEL PASSANTE FERROVIARIO DI TORINO**

Tutor Académico: Prof. Pierpaolo Oreste. Tutor industrial: Salvatore Pizzo.

Trabajo Especial de Grado. Caracas, U.C.V. Facultad de Ingeniería.

Escuela de Ingeniería Civil. 2009, 211 páginas.

Palabras claves: Inyecciones, consolidación, impermeabilización, diafragma.

Las inyecciones, conducidas al mejoramiento de las características del terreno, son realizadas comúnmente con una infinidad de aplicaciones, sobretodo en obras geotécnicas, y pueden ser ejecutadas a través de diversas técnicas utilizadas según el contexto de la obra y el tipo de terreno.

En el presente trabajo especial de grado se tratará este tema a través del análisis de los parámetros involucrados en un campo prueba de inyecciones a baja presión con tubos Manchette, realizados en la obra del Passante Ferroviario di Torino (Túnel Ferroviario de Turín), obra de suma importancia para la ciudad italiana.

El objetivo principal del análisis es evaluar la calidad y utilidad del tratamiento con el uso de los datos obtenidos en dos aplicaciones que conciernen a la grande obra ferroviaria, determinando la estabilidad del sistema de paredes de diafragma, estructura principal del túnel ferroviario, suponiendo que la fundación es realizada con las inyecciones a baja presión; y la estabilidad del micro túnel que atravesará el terreno tratado. Los cálculos fueron realizados formulando diversas hipótesis en cada caso de estudio.

INDICE

PREMESSA.....	1
CAPITOLO 1. INIEZIONI.....	4
1.1 Campi di applicazione	5
1.2 Teoria delle iniezioni	9
1.2.1. Iniezioni in un mezzo omogeneo isotropo.....	9
1.2.2. Iniezioni in un mezzo eterogeneo	11
1.3 Progettazione delle iniezioni	12
1.3.1. Geometria del trattamento.....	13
1.3.2. Volume di iniezione.....	17
1.3.3. Pressione di iniezione.....	18
1.3.4. Miscele di iniezione.....	20
1.3.4.1. Miscele a base di cemento.....	22
1.3.4.2. Miscele chimiche gelificanti.....	23
1.3.4.2.1 A base di silicati.....	23
1.3.4.2.1 A base di resine.....	23
1.3.4.2. Emulsioni gassose.....	24
1.4 Tecniche di iniezioni	25
1.5 Prove di iniezioni	27
 CAPITOLO 2. IL PASSANTE FERROVIARIO	 29
2.1 Inquadramento generale del progetto	29
2.2 Tracciato	33
2.2.1 I° Lotto.....	33
2.2.2 II° Lotto	35
2.3.4.2. Macrofasi costruttive del II° Lotto.....	37
2.2.3 III° Lotto.....	38
2.3 Spina Centrale	38
2.4 Soluzioni tecniche adottate per la costruzione delle gallerie	40
2.4.1 Galleria naturale	41
2.4.1.1. Tratto tra le progressive 2580m e 2859m.....	41
2.4.1.2. Tratto tra le progressive 2859m e 2932m.....	42
2.4.2 Galleria artificiale.....	44
2.5 I numeri del Passante	47
 CAPITOLO 3. CAMPO PROVA.....	 48
3.1 Generalità	48
3.2 Ubicazione, geometria e gestione del trattamento.....	51
3.3 Geologia.....	54
3.4 Procedura di lavoro	55
3.4.1 Centrale d'iniezione	55
3.4.2 Perforazione e guaina	56
3.4.3 Iniezioni.....	57
3.4.4 Miscele.....	58
3.4.5 Ordini e tempi di iniezione.....	61

3.5 Indagini in sito	62
3.5.1 Sondaggi	63
3.5.1.1. Strumentazione dei sondaggi	63
3.5.1.1.1 Carotiere F6S.....	66
3.5.1.1.2 Carotiere semplice.....	67
3.5.2 Prove di permeabilità.....	68
3.5.2.1. Prova Lefranc	68
3.5.3 Prove geofisiche.....	71
3.5.3.1. Cross Hole	72
3.5.3.3. Cross Hole Tomografico	73
 CAPITOLO 4. RISULTATI E ANALISI DI DATI	75
4.1 Valori medi e globali.....	75
4.2 Software utilizzati per l'analisi dei dati	77
4.3 Guaina	78
4.4 Iniezioni di miscele cementizie e chimiche	79
4.4.1 Prima passata.....	79
4.4.1.1. Volumi.....	79
4.4.1.2. Relazione volumi- pressione.....	71
4.4.2 Seconda passata.....	81
4.4.2.1. Volumi.....	84
4.4.2.2. Relazione volumi- pressione.....	85
4.4.3 Terza passata	87
4.4.3.1. Volumi.....	88
4.4.3.2. Relazione volumi- pressione.....	88
4.4.4 Risultati globali	89
4.4.5 Conclusioni.....	95
4.5 Confronto tra carota e modelli	96
4.5.1 Sondaggio A1.....	96
4.5.2 Sondaggio A2.....	98
4.5.3 Sondaggio A3.....	99
4.5.4 Sondaggio A4.....	101
4.6 Permeabilità	102
4.7 Prove geofisiche	103
4.7.1 Caratteristiche del terreno trattato.....	107
4.7.1.1. Modulo di Elasticità (E)	107
4.4.3.1. Parametri di resistenza	108
 CAPITOLO 5. PARATIE.....	110
5.1 Generalità sulle paratie	111
5.1.1 Diaframma a mensola	112
5.1.2 Diaframma vincolato con ancoraggio.....	113
5.1.2.1. Estremo libero o free earth support.....	113
5.1.2.2. Estremo fisso o fixed earth support	114
5.2 Calcolo e verifica strutturale	115
5.2.1 Orientamenti normativi.....	117
5.2.2 Calcolo delle spinte.....	119

5.2.2.1. Condizioni di riposo	119
5.2.2.2. Spinta attiva	120
5.2.2.3. Spinta passiva.....	120
5.2.3 Tiranti e puntoni.....	121
5.3 Sezioni di studio e fasi costruttive	122
5.3.1 Dati di input.....	123
5.3.1.1. Stratigrafia generale.....	123
5.3.1.2. Paratia e carichi agenti	125
5.3.2 Sezioni di studio S1	126
5.3.2.1. Fasi costruttive.....	127
5.3.3 Sezioni di studio S2	130
5.3.3.1. Fasi costruttive.....	131
5.4 Risultati	133
5.4.1 Sezione 1.....	134
5.4.1.1. Jet Grouting.....	134
5.4.1.2. Iniezioni	135
5.4.2 Sezione 2.....	136
5.4.2.1. Jet Grouting.....	136
5.4.2.2. Iniezioni	137
5.4.3 Confronto	138
5.5 Cedimenti del piano campagna.....	139
5.6 Armatura longitudinale della paratia	142
CAPITOLO 6. SCAVO DEL CUNICOLO	146
6.1 Costruzione del modello numerico.....	147
6.1.1 Codice di calcolo FLAC.....	147
6.1.2 Modello numerico.....	149
6.1.2.1. Geometria	150
6.1.2.2. Proprietà del terreno.....	151
6.1.2.3. Condizioni al contorno.....	151
6.1.2.4. Inizializzazione delle sollecitazioni	152
6.1.2.5. Inizializzazione delle deformazioni e riduzione dei parametri	152
6.1.2.6. Scavo del cunicolo.....	153
6.1.2.7. Sostegno equivalente.....	153
6.1.2.8. Step di calcolo.....	155
6.2 Simulazione numerica	155
6.2.1 Caso 1: Modello con strato consolidato di spessore 8m.....	156
6.2.2 Caso 2: Modello con strato consolidato di spessore 4m.....	158
6.2.3 Caso 3: Modello con terreno naturale (presenza di falda).....	161
6.2.4 Confronto tra i modelli.....	164
6.3 Verifica della stabilità del fronte.....	165
6.3.1 Stabilità in condizioni naturali	168
6.3.2 Stabilità con terreno migliorato.....	169
CONCLUSIONI	171
ALLEGATO 1 Stratigrafia del terreno interessato dall'attraversamento fognario..	174

ALLEGATO 2 Stratigrafia del terreno dopo il trattamento	176
ALLEGATO 3 Involuppi.....	181
ALLEGATO 4 Modelli numerici FLAC	192
 BIBLIOGRAFIA.....	 199

PREMESSA

Uno dei principali argomenti di studio nell'area delle opere in sotterraneo è il trattamento del terreno attraverso l'iniezione di miscele di diverso genere (cementizie pure, cementizie con argille, chimiche) che permettono di migliorare le caratteristiche del terreno a seconda dell'obiettivo che si vuole raggiungere. Il principio si basa sull'introduzione delle miscele nel terreno mediante appropriate tecnologie, le quali vanno ad occupare gli interspazi naturalmente esistenti fra le particelle solide costituenti il terreno, oppure nelle fessure delle rocce. Nel caso di terreno immerso sostituiscono parzialmente l'acqua d'imbibizione.

Variando i parametri e la tecnica di iniezione si possono ottenere un'ampia varietà di risultati che fanno sì che questi tipi di trattamenti siano molto versatili e quindi spesso utilizzati. A seconda delle modalità esecutive e degli scopi che si vogliono raggiungere si ottiene:

- Raddensamento
- Consolidamento
- Impermeabilizzazione

La presente tesi ha come oggetto di studio un campo prova di iniezioni con miscela cementizia e chimica a bassa pressione con canne valvolate, ubicato dentro il cantiere del Passante Ferroviario di Torino. Questo campo prova ha diversi obiettivi tra cui:

- Impermeabilizzare il terreno e renderlo adatto allo scavo di un cunicolo che funge come collettore d'acqua tra due pozzi.
- Conoscere la risposta del terreno alle iniezioni a bassa pressione con le canne valvolate e il tempo di operazione per il suo possibile impiego in altre lavorazioni del Passante.

I parametri di iniezioni vengono analizzati e confrontati con le caratteristiche di resistenza e permeabilità ricavati da carotaggi e da prove sismiche eseguite dopo il trattamento, con lo scopo di valutare la loro relazione e l'efficacia del lavoro svolto.

Inoltre, i parametri di resistenza e la permeabilità del terreno trattato vengono utilizzati per fare due modellazioni in due dei tanti campi applicativi delle iniezioni a bassa pressione:

- a. Modellazione del comportamento delle paratie della fase est del passante, supponendo l'utilizzo delle iniezioni a bassa pressione per la realizzazione del tappo di fondo. Tale lavorazione si fa attualmente con la tecnica del jet grouting, la quale date le alte pressioni con cui si inietta la miscela, provoca alcune problematiche che diventano critiche in alcuni tratti del tracciato dell'opera.
- b. Modellazione dello scavo del cunicolo e le conseguenti verifiche di stabilità con e senza il trattamento di consolidamento e impermeabilizzazione.

L'analisi dei parametri di iniezioni viene fatta attraverso codici di calcolo per l'interpolazione di punti che permette di diagrammare la distribuzione del parametro di interesse nel piano. In questo modo si può illustrare l'efficienza del

trattamento attraverso la visualizzazione della variazione dei parametri di iniezioni nella maglia di trattamento.

Le modellazioni vengono fatte attraverso codici di calcolo con il metodo degli elementi finiti nel caso della modellazione della paratia del passante, e nel caso dello scavo del cunicolo con soluzione esplicita alle differenze finite.

CAPITOLO 1

INIEZIONI

Nel presente capitolo si approfondirà nella teoria di una delle le tecniche di miglioramento del terreno attualmente più diffuse e che interessano di forma significativa il caso di studio di questa tesi.

Le iniezioni sono tecniche di esclusione, anche chiamati interventi di modifica del fluido interstizial perche permettono di modificare le caratteristiche geomeccaniche e di permeabilità attraverso l'esclusione o sostituzione del fluido intersitiziale attraverso l'inserimento di miscele dentro il materiale interessato. Il termine esclusione viene utilizzato quando lo scopo del trattamento è quello di contenere l'acqua sotterranea mediante metodi fisici. In questo caso, l'acqua non viene allontanata, ma semplicemente confinata all'interno di una fascia o di un'area prossima al perimetro di scavo mediante delle opere ingegneristiche di

contenimento. Questo, comunque, è un fatto secondario rispetto al miglioramento indotto nel materiale interessato.

Le iniezioni sono nate agli inizi del secolo come semplici iniezioni di permeazioni nelle quali un fluido viene inserito nel materiale interessato a basse pressioni, entrando nei pori del terreno o nelle fratture della roccia. Il fluido cementante o miscela ha la funzione di ridurre la permeabilità del mezzo e migliorare le sue proprietà meccaniche, aumentando la sua resistenza e diminuendo la sua deformabilità. Le pressioni che caratterizzano questo tipo di trattamento, da basse (20-30 bar) a medie, consentono la sua applicazione nei casi più delicati dato che i lavori possono essere controllati abbastanza facilmente.

Le miscele fluide iniettate dentro il terreno possono essere cementizie o chimiche, scelte a seconda della finalità e condizioni del trattamento. Un parametro fondamentale per la scelta della miscela di iniezione è la sua viscosità, la quale dipende dal materiale nel quale viene inserito: se è un terreno a grana fine, con pori molti piccoli essa deve avere una viscosità sufficientemente basse per riuscire a penetrare, mentre nel caso di rocce con fratture large molto permeabili, la viscosità è invece molto più alta.

A seconda delle situazioni da trattare, esistono diversi metodi di iniezioni, ma in genere queste si effettuano in fori di sondaggio o in perfori di piccolo diametro, realizzati a distruzione di nucleo, spesso a gruppi e con inclinazioni diverse.

In pratica le iniezioni vengono raggruppate sotto le denominazioni di impermeabilizzazione, consolidamento, cucitura, intasamento, che pongono a luce la sua finalità. Esse possono avere efficacia temporanea o indurre un miglioramento permanente delle proprietà dei terreni e delle rocce e possono impiegarsi come metodi ausiliari di uno o più metodi diversi, contemporanei o successivi.

1.1 Campi di applicazione

La tecnica di iniezione in foro, a media-bassa pressione, di miscele fluide, cementate o chimiche, a presa immediata o ritardata è molto utilizzata in

Ingegneria civile e ambientale e il suo campo di applicazione si va sempre più estendendo data la sua versatilità.

L'iniezione può essere condotta con approcci concettualmente diversi:

- Impregnazione o intassamento dei vuoti esistenti in natura, senza alterazioni sensibili della reciproca disposizione dei vari elementi;
- Trattamento degli strati più permeabili e addensamento per compattazione delle frazioni a granulometri più fine, mediante fratturazione controllate e limitate nel terreno;
- Trattamento prevalentemente di compattazione mediante claquage, utilizzando miscele non penetrabili nel mezzo interessato.

Ogni approccio può essere orientato a seconda delle necessità pratiche che si hanno in ogni opera geotecnica. Attualmente le iniezioni vengono impiegate per:

a. Costruzioni di gallerie

Lo sviluppo dei metodi di iniezioni è stato forse il più valido contributo alla realizzazione delle gallerie in terreni incoerenti, dopo l'invenzione dello scudo d'avanzamento. In effetti, si tratta di una tecnica, spesso insostituibile per la sua adattabilità alle più svariate situazioni, che consente di ridurre i costi, i tempi ed i rischi dello scavo.

Quando non è possibile operare dall'esterno, sia per elevate profondità o per vincoli d'ingombro in superficie, si possono adottare diversi schemi alternativi. Talvolta il ruolo dell'iniezione diventa così importante da farne un proprio e vero metodo di costruzione piuttosto che un semplice mezzo d'opera.

Ormai è diventato una tecnica così versatile, che in ogni opera la sua applicazione ha qualcosa di nuovo perché ogni situazione è diversa, con limitazioni e vincoli diversi.

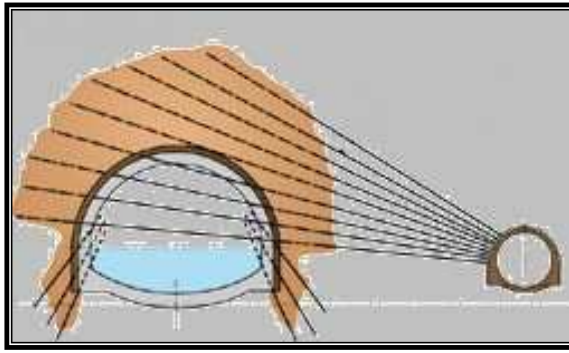


Figura 1. Schema di trattamento di un fronte di scavo con iniezioni utilizzato all'esecuzione dello scavo sotto falda di una galleria metropolitana

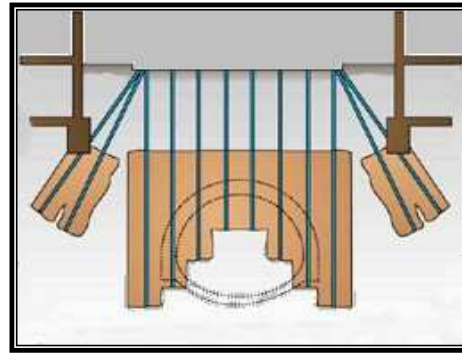


Figura 2. Schema di trattamento protettivo per lo scavo di una galleria metropolitana fra due fabbricati

b. Stabilizzazione del fronte di scavo

Analoga all'applicazione esplicita prima, le iniezioni orientate verso il fronte di scavo permettono di ridurre il rischio di frane nel caso di scavo cieco in terreno incoerente.

Un'applicazione abbastanza frequente è quella degli ombrelli o trattamento in avanzamento, fatto con aste metalliche o attraverso iniezioni. Questa metodologia assomiglia quella utilizzata nell'ambito minerario, dove l'ombrello era fatto con pezzi di legno proteggendo così gli scavatori mentre essi avanzavano.

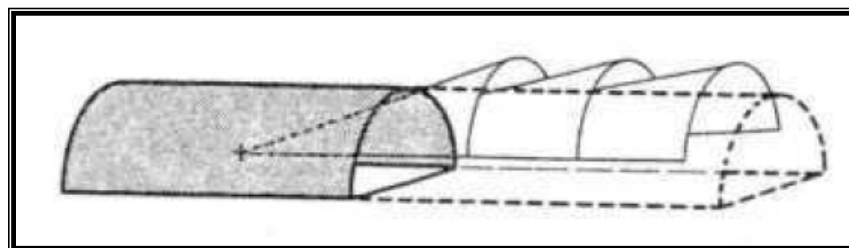


Figura 3. Trattamento suborizzontale in avanzamento a partire dal fronte di scavo

c. Realizzazione di scavi a cielo aperto e sbancamenti

L'iniezione può avere il duplice scopo dell'impermeabilizzazione o del consolidamento, quale mezzo d'opera per consentire profondi scavi a pozzo e grandi sbancamenti, come alternativa o complemento a palancole, diaframmi di vario tipo, congelamento, abbassamenti di falda, ecc.

d. Fondazioni, sottofondazioni e rinforzo di fondazioni instabili

Nei casi in cui le proprietà meccaniche di un terreno incoerente non rispondano alle esigenze di progetto per fondazioni dirette, il consolidamento mediante iniezioni può essere considerato se vi sono impedimenti alla applicazione di altre tecniche come i pali o la vibroflottazione.

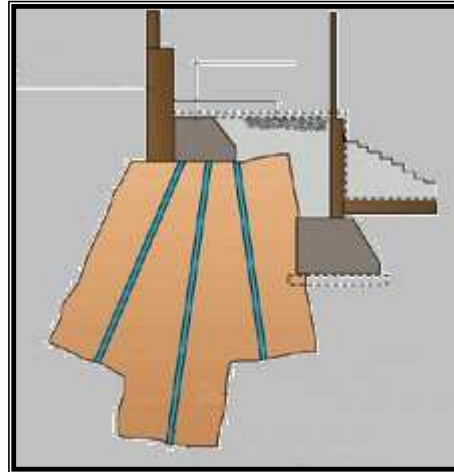


Figura 4. Schema di trattamento in fondazione

e. Sollevamento controllato di costruzioni che hanno subito forti cedimenti differenziali

Sono molto frequenti le applicazioni nei casi di costruzioni esistenti, per ridurre i cedimenti, consentire ristrutturazioni o salvarle da dissesti per effetto di nuove opere sottostante od adiacenti. In questo caso l'approccio sarebbe quello di indurre clacage controllato e in genere consolidare il volume interessato dagli spostamenti non desiderati.

f. Intassamento dei fori per l'installazione di ancoraggi

Nella realizzazione di tiranti d'ancoraggio, la tecnologia delle iniezioni permette l'esecuzione dell'iniezione primaria ad alta pressione ed in più fasi successive, allo scopo di ottimizzare la qualità e la continuità del bulbo d'ancoraggio.

g. Costruzione di diaframmi impermeabili e di elementi accessori a dighe

È uno dei classici impieghi delle iniezioni, dove la sua applicazione, orientata soprattutto all'impermeabilizzazione, è resa imprescindibile.

h. Altre applicazioni

Oltre alle applicazioni prima accenati, le iniezioni sono anche impiegate per il consolidamento di ammassi o volume di terra franati. In questo caso le iniezioni possono essere effettuate con finalità di consolidamento e/o impermeabilizzazione.

Nel campo edile e di architettura, le iniezioni sono anche utilizzate per il mantenimento e risanamento di vecchie murature.

1.2 Teoria delle iniezioni

I primi studiosi delle tecniche di iniezioni, i cui apporti datano dagli anni 50, come Ischy e Glossop (1962), Kollbrunner (1948), Raffle e Greenwood (1961), Camberfort (1967) e altri hanno sviluppato una serie di teorie più o meno elaborate ma tutte basate su tre ipotesi:

- Terreno omogeneo, isotropo e saturo
- Moto di filtrazione laminare e stazionario
- Flusso radiale sferico

Tutte queste ipotesi da una forma o altra possono essere ampliati ad altri casi di studio, ad esempio, terreni stratificati, terreni fuori falda non saturi e cambiare il flusso sferico per uno cilindrico attraverso un fattore di forma.

Di seguito si presentano le espressioni di uso attuale in quello che rispetta ai terreni. Bisogna ricordare che le iniezioni hanno anche utilità nel caso dei mezzi fessurati, dove, inoltre, le miscele di iniezioni cambiano soprattutto nella sua viscosità rispetto alle miscele utilizzati nei terreni. I mezzi fessurati non vengono tenuti in considerazione nel presente capitolo, dato che è un caso che non interessa al tema di studio della presente tesi.

1.2.1 Iniezioni in un mezzo omogeneo isotropo

Il caso più semplice è quello di flusso radiale da una sorgente sferica di raggio r_0 . La portata in regime stazionario è definita dalla relazione:

$$Q[m^3] = 4 \cdot \pi \cdot r_0 \cdot K_m \cdot \Delta H \quad (1.1)$$

con:

r_0 = raggio della sezione filtrante [m];

K_m = coefficiente di permeabilità del terreno alla miscela d'iniezione [m/s];

ΔH = carico idraulico utile in corrispondenza della sezione filtrante [m];

Nel caso di sezione filtrante cilindrica d'altezza L , più realistico in terreni stratificati, si può utilizzare l'equazione (1.1) sostituendo ad r_0 il raggio equivalente r'_0 calcolato secondo la formula:

$$r'_0[m] = \frac{L}{\alpha} \quad (1.2)$$

con:

$$\alpha[-] = \left(\frac{2 \cdot L}{(L^2 - 4 \cdot r_0^2)^{1/2}} \right) \cdot \ln \left(\frac{L + (L^2 - 4 \cdot r_0^2)^{1/2}}{2 \cdot r_0} \right) \quad (1.3)$$

La portata può essere espressa anche in termini puramente geometrici:

$$Q[m^3 / s] = V \cdot \left(\frac{n}{t} \right) \quad (1.4)$$

con:

V = Volume di terreno interessato dall'iniezione [m³];

n = porosità del terreno o frazione saturata dalla miscela [-];

t = tempo [s];

Nel caso della sorgente sferica si ottiene:

$$Q[m^3 / s] = \frac{4}{3} \cdot \pi \cdot (R^3 - r_0^3) \cdot \left(\frac{n}{t} \right) \quad (1.5)$$

con:

R = raggio d'influenza dell'iniezione [m];

r_0 = raggio della sezione filtrante [m];

n = porosità del terreno o frazione saturata dalla miscela [-];

t = tempo [s];

Eguagliando per congruenza le due espressioni della portata (1.1) e (1.5), si ottiene una relazione più generale che lega il raggio di propagazione R al tempo d'iniezione t , al carico idraulico ΔH ed alle caratteristiche del terreno K_m ed n :

$$(R^3 - r_0^3) = \frac{3 \cdot r_0 \cdot K_m \cdot \Delta H \cdot t}{n} \quad (1.6)$$

1.2.2 Iniezione in un mezzo eterogeneo

I mezzi omogenei ed isotropi sono un'eccezione in natura: quasi sempre si è di fronte a terreni eterogenei e fittamente stratificati. Nei depositi più comuni, quelli alluvionali, si hanno infatti delle successioni di strati con permeabilità anche molto diverse e spessori variabili da qualche millimetro ad alcuni centimetri.

Se la sezione filtrante interessa più strati, la miscela si diffonde dapprima in quelli più permeabili, mentre gli altri hanno un ruolo di contenimento. In seguito s'invertono i ruoli e l'iniezione interessa le zone meno permeabili, ma tuttavia penetrabili dalla miscela prevista.

In ogni caso si ha un flusso piano descrivibile con la formula di Dupuit:

$$Q[m^3/s] = \frac{2 \cdot \pi \cdot L \cdot \Delta H \cdot K_m}{\ln(R/r_0)} \quad (1.7)$$

con:

L = lunghezza della sezione filtrante [m];

ΔH = carico idraulico utile in corrispondenza della sezione filtrante [m];

K_m = coefficiente di permeabilità del terreno alla miscela d'iniezione [m/s];

R = raggio d'influenza dell'iniezione [m];

r_0 = raggio della sezione filtrante [m];

Esprimendo la portata in termini puramente geometrici, nella relazione (1.4) "Iniezione in un mezzo omogeneo ed isotropo" s'introduce l'espressione del volume cilindrico elementare di terreno trattato ad ogni singola passata:

$$V[m^3] = \pi \cdot (R^2 - r_0^2) \cdot L \quad (1.8)$$

con:

L = altezza della sezione filtrante [m];

R = raggio d'influenza dell'iniezione [m];

r_0 = raggio della sezione filtrante [m];

ottenendo l'espressione della portata:

$$Q[m^3/s] = \pi \cdot (R^2 - r_0^2) \cdot L \cdot \left(\frac{n}{t}\right) \quad (1.9)$$

con:

R = raggio d'influenza dell'iniezione [m];

r_0 = raggio della sezione filtrante [m];

L = lunghezza della sezione filtrante [m];

n = porosità del terreno o frazione saturata dalla miscela [-];

t = tempo [s];

Eguagliando le espressioni (1.7) e (1.9) si ottiene la seguente relazione di carattere generale:

$$(R^2 - r_0^2) = \frac{2 \cdot K_m \cdot \Delta H \cdot t}{n \cdot \ln(R/r_0)} \quad (1.10)$$

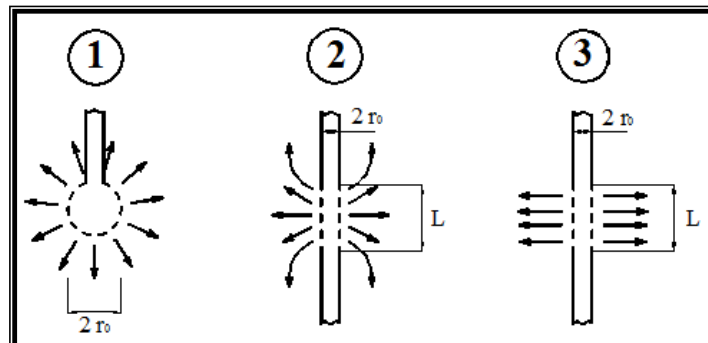


Figura 5. Modelli teorici di diffusione nel terreno della miscela d'iniezione:
1. flusso radiale da una sorgente sferica in un mezzo omogeneo ed isotropo;
2. sezione filtrante cilindrica d'altezza L in un mezzo omogeneo ed isotropo;
3. sezione filtrante cilindrica d'altezza L in un mezzo eterogeneo.

1.3 Progettazione delle iniezioni

Le iniezioni si realizzano attraverso metodi diversi a seconda delle situazioni da trattare. In genere, però, l'iniezione si esegue in fori di sondaggio o in perforazioni

di piccolo diametro, realizzati a distruzione del nucleo, a gruppi e dipendendo dalle necessità, con inclinazioni diverse.

A seconda delle proprietà meccaniche o di impermeabilizzazione che si vogliono ottenere dal terreno dopo il trattamento, si stabilisce innanzitutto la struttura geometrica della zona da iniettare. Successivamente è necessario esaminare le varie possibilità relative all'esecuzione delle perforazioni, posa in opera dei tubi a valvola, per poter stabilire la geometria del trattamento la quale sarà funzione del raggio d'azione delle miscele previste. Molto frequentemente lo schema stabilisce la perforazione di fori divergenti, per cui è necessario prevedere il quantitativo di miscela a valvola, e così evitare inutili concentrazioni di miscela o lacunosa impregnazione laddove i fori sono più lontani fra loro.

1.3.1 Geometria del trattamento

Dunque, per definire completamente lo schema geometrico del trattamento si deve fissare *l'interasse delle perforazioni* che dipenderà da:

- Grado di intensità del trattamento, sia esso consolidamento o di impermeabilizzazione, nel quale si determina il percentuale dei vuoti che teoricamente si vuole riempire di miscela.
- Tipi di miscela da impiegarsi per raggiungere l'obiettivo prefissato
- Composizione granulometrica e porosità del terreno al suo stato naturale.

L'interasse sarà pari a:

$$i = 2R - f \quad (1.12)$$

dove,

R: raggio di azione

f: "franco", derivante dalla più o meno ampia sovrapposizione dei cerchi di diffusione dell'iniezione e viene fissata tra 0,1 e 0,25m a seconda dell'importanza del trattamento.

Il raggio di azione di un certo tipo di miscela si intende il percorso massimo che la miscela stessa è in grado di compiere attraverso i pori del terreno a partire dal

punto d'iniezione. Il concetto di raggio di azione è legato a un effetto di impregnazione omogenea e regolare dei vuoti del terreno da parte della miscela senza turbative all'assetto granulometrica naturale e soprattutto senza sprechi di fluidi d'iniezione.

Per quanto riguarda le sospensioni, o miscele a base di cemento, il raggio d'azione è inoltre legato alla capacità della miscela di non separare acqua ovvero, il raggio d'azione è pari al cammino percorso dai granuli di cemento o carica inerte prima del loro arresto per "effetto arco". L'utilizzo di certo quantitativo di bentonite o fluidificante spesso favorisce la penetrazione dei granuli, e di conseguenza aumenta il raggio di azione.

Avendo a disposizione delle pompe, è sempre possibile forzare la miscela ma subentrano mutamenti sempre più sensibili nell'assetto degli elementi del terreno naturale, finchè si vengono a creare delle vere e proprie rotture del suolo, fenomeno chiamato calquage. Eccetto casi particolari in cui il clacuage è voluto, è molto importante effettuare le iniezioni in modo che questo fenomeno non avvenga, dato che come risultato di ha la perdita di miscela e deformazioni e sollevamenti della superficie che possono danneggiare le costruzioni vicine.

Con lo scopo di fissare il raggio d'azione, è necessario conoscere certi parametri: composizione e permeabilità del terreno, e le miscele che si devono utilizzare per raggiungere lo scopo prefissato.

Di seguito si presentano grafiche e tabelle ottenute dalla pratica che permettono di relazionare i diversi parametri necessari per la determinazione del raggio di influenza.

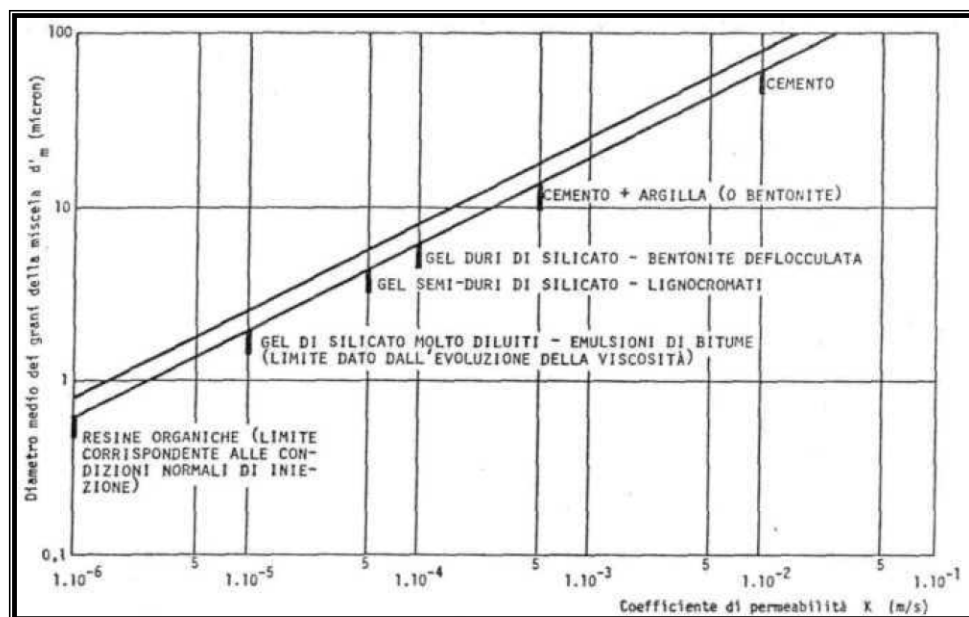


Figura 6. Limiti di iniettabilità in sabbie e ghiaie in funzione della permeabilità (fonte: Tornaghi, 1981)

Tabella 1. Tipi di miscela d'applicazione a seconda del terreno (Fonte:Tornaghi, 1981)

Tipo di miscela	Resistenza a compressione (Kg/cm ²)	Terreni di applicazione
SOSPENSIONI		
Cemento + sabbia + acqua	Uguale al calcestruzzo	Fessure delle rocce
Cemento e malte additivate	Uguale al calcestruzzo	Riempimento di grossi vuoti
Cemento e argilla	1-50	Sabbie
Argilla trattata		Sabbie ghiaiose
GEL DURI		
Silicato di sodio + CaCl₂ o acetato di etile	10-20	Sabbie fine
Lignosulfito + bicromato di sodio e sabbia	300	Sabbie
GEL PLASTICI		
AM9	<1	Sabbie molto fine
Fenoplasti	10	Sabbie molto fine
Urea formolo	20-100	Sabbie molto fine
Polimeri precondensati		Fessure in CLS
LEGANTI IDROCARBONTATI		
Emulsione bitume + silicato	100	Sabbie fine
Bitume caldo	Nulla	Grosse fratture e vuoti

L'iniezione di un terreno non è generalmente un'operazione facile se la si vuole condurre in modo corretto e con quantitativi limitati di miscela. Le difficoltà aumentano quando la frazione di elementi fini è preponderante (terreno "chiuso") e in tutti i casi in cui nell'intorno vi siano opere da salvaguardare.

Quindi, a partire dalla granulometria e permeabilità del terreno è possibile determinare il tipo di miscela adatto.

Il trattamento con iniezioni si effettua il più sovente per passate successive lungo il foro, assicurando il trattamento dei volumi elementari delimitati dai raggi di azione, R , e dallo spessore della trincea iniettata, L . Per un'iniezione per impregnazione in terreno omogeneo, il raggio di azione R per una certa miscela viene calcolato come:

$$R = \sqrt{V / (n - nL)} \quad (1.13)$$

dove,

V : Volume della miscela iniettata

n : Porosità del terreno

L : Spessore del tratto di foro iniettato.

Da considerazioni teoriche e sperimentali, si può mettere in evidenza che il raggio d'azione di una miscela dipende principalmente da:

- La natura del terreno
- La pressione di iniezione ammissibile
- L'efficacia ricercata
- La natura della miscela (viscosità, tempo di presa)

Per quello che riguarda alla spaziatura, esistono anche tabelle guide che tengono conto dei risultati ottenuti nella pratica, e dalla considerazione delle dimensioni di raggio d'azione a seconda del tipo di terreno. Di seguito si presenta una delle tante tabelle sviluppate con questo scopo.

Tabella 2. Spaziatura dei fori in funzione del mezzo da trattare

Terreno	Spaziatura dei fori (m)
Sabbie fini	0,8-1,3
Sabbie, sabbie e ghiaie	1,0-2,0
Ghiaie	2,0-4,0

La maglia sarà poi determinata dettagliatamente mettendo in considerazione il raggio di azione e il tipo di iniezione.

La disposizione dei fori nello spazio è funzione del tipo di trattamento e della sua localizzazione che dipenderà dalla distribuzione che si vuole della miscela dentro il terreno e dalle facilità di accesso alla zona di interesse. D'accordo a tutti questi fattori, i fori possono essere fatti paralleli o divergenti, radiali a partire da un'opera, o come fori disposti a partire di una generatrice a partire dal fronte di taglio di una galleria in corso di avanzamento.

Per la messa in opera delle miscela, i quattro parametri fondamentali da considerare sono:

- Volume V della miscela
- Pressione d'iniezione P
- Portata d'iniezione Q
- Durata dell'iniezione t che sarà uguale alla divisione di V tra Q , e che deve essere compatibile con i tempi di presa.

1.3.2 Volume di iniezione(V)

Il volume da iniettare dipende da:

- Il rapporto volumetrico: volume di miscela/volume del mezzo da trattare che integra la porosità del mezzo e il coefficiente di riempimento dei vuoti.
- La geometria del trattamento , ovvero, lo spazio tra i fori e lunghezza della passata.

Il fattore che tiene conto della porosità del mezzo viene influenzato dall'efficienza del trattamento, considerando come volume da trattare solo un percentuale del totale dei vuoti del mezzo, avendo 100% per un'eccellente qualità di trattamento.

1.3.3 Pressione di iniezione (P)

Il flusso di una miscela attraverso l'attrezzatura di iniezione è complessa. Si ritiene però che la pressione di iniezione P aumenti con:

- La portata di iniezione Q
- La viscosità della miscela, η

E diminuisca quando:

- La permeabilità K del mezzo iniettato aumenta
- La lunghezza l della passata di iniezione è più grande.

Le portate e le pressioni d'iniezione sono legate fra loro e sono condizionate dalla natura del terreno e dalla viscosità della miscela iniettata. Dopo che un certo volume è stato iniettato attraverso una determinata valvola, il terreno si rompe e la miscela trova uno sfogo in uno strato a più alta permeabilità. A questo punto il flusso non è più omogeneo intorno al foro, ma si concentra nella nuova discontinuità e tende a sfuggire. Se l'iniezione viene proseguita, la pressione agente sulle pareti della fessura diventano rapidamente insostenibili da parte del terreno; subentra subito in un ulteriore *claquage*.

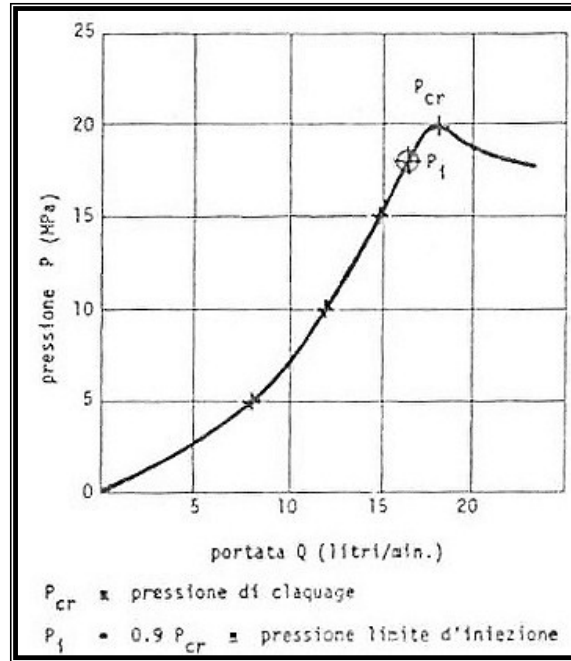


Figura 7. Andamento tipico della pressione durante l'iniezione

La pressione per la quale si ha claquage, anche chiamata idrofratturazione, viene detta pressione critica. La pressione massima di iniezione, nel caso in cui non sia voluto il claquage, deve essere minore al valore di pressione critica.

Esistono trattamenti dove uno degli effetti che si vogliono è quello dell'innalzamento della superficie, o comunque una deformazione notevole del terreno, ed è in questo caso che il trattamento viene condotto attraverso un claquage controllato.

Numerose sono le formulazioni teoriche che stabiliscono la pressione critica, in funzione della portata, del peso di volume del terreno, del suo angolo d'attrito interno, il coefficiente di Poisson e della profondità alla quale avviene l'iniezione.

Nella letteratura, una delle metodologie teoriche più nominate è quella di Mohr Coulomb, dove la pressione di idrofratturazione è uguale a:

$$P_r = \sigma'_1 \cdot \frac{k_o \cdot (1 + \sin \varphi') - (1 - \sin \varphi')}{2 \cdot \sin \varphi'} + c' \cdot \cot \varphi' \quad (1.11)$$

Come ragionamento teorico ha senso, tenendo in conto che quello che importa nel momento delle iniezioni è la resistenza del terreno; ma nella pratica si è visto che

con questa e altre tipi di formulazioni si sottovaluta il reale valore della pressione di rottura del terreno. Il criterio più razionale e più esatto è quello sperimentale, ovvero, determinare in sito la soglia del claquage.

Per ottenere la massima impregnazione sarebbe dunque necessario iniettare a pressioni molto basse, soprattutto nel caso di terreni a bassa permeabilità e di miscele di una certa viscosità. La portata, dall'altra parte, non può essere ridotta oltre un certo limite, determinato da fattori d'ordine economico: si tende sempre a fissare valore che situano attorno alla pressione critica di rifiuto.

1.3.4 Miscele di iniezione

In base ai componenti ed alle proprietà reologiche, le miscele d'iniezione possono essere classificate in:

- a. **Sospensioni:** sono costituite dall'insieme di uno o più prodotti solidi (cemento, ceneri volatili, argille...) dispersi in acqua. Secondo il tipo ed il tenore di materia secca, sono a loro volta distinte in sospensioni:
 - **Instabili:** formate da una sospensione di cemento in acqua resa omogenea dall'agitazione. I grani solidi tendono a sedimentare rapidamente al cessare dell'azione meccanica, separando un'apprezzabile percentuale della fase liquida.
 - **Stabili:** una miscela stabile è definita in tal modo quando manifesta una tendenza alla sedimentazione nulla o trascurabile. Queste miscele sono generalmente ottenute con sistemi quali l'aumento del tenore totale di materia solida, l'impiego di componenti minerali colloidali, quali la bentonite, o l'impiego d'additivi quali il silicato di sodio nelle miscele acqua-cemento e acqua-cemento-bentonite. Il corretto dosaggio dei costituenti e l'agitazione meccanica consentono di ridurre la tendenza alla separazione della fase solida.
- b. **Soluzioni:** sono liquidi omogenei costituiti da prodotti chimici in forma di liquidi o polveri disciolte in acqua. Secondo le proprietà reologiche, sono a loro volta distinte in soluzioni:

- ***Evolutive o colloidali:*** la viscosità varia nel tempo, da un valore iniziale ad uno finale corrispondente al gel.
 - ***Non evolutive o pure:*** la viscosità resta costante, pari al valore iniziale, fino al momento della presa con formazione del gel.
- c. **Resine:** sono soluzioni di sostanze organiche in acqua o solvente non acquoso.
- d. **Miscele per applicazioni speciali:** sono composti in grado di conferire al terreno proprietà particolari quali la resistenza a determinati agenti aggressivi, resistenza meccanica o elasticità.

Di seguito si presenta una tabella dove si illustrano le applicazioni e i costi delle diverse miscele che si trovano attualmente nel mercato:

Sospensione di cemento			C														
Sospensione cemento- bentonite			C - I														
Miscele caricate			C - I														
Gel di bentonite deflocculata e rigidificata			I														
Miscele a penetrazione migliorata			C – I														
Emulsioni di bitume			I														
Gel di silice	Consolidamento	Concentrato	C														
		Bassa viscosità	C														
	Impermeabilizzazioni	Concentrato	I														
		Diluito	I														
Resine	Acriliche		I														
	Fenoliche		C														
Caratteristiche del terreno	Permeabilità iniziale K [m/s]			10 ⁻⁷ 10 ⁻⁶ 10 ⁻⁵ 10 ⁻⁴ 10 ⁻³ 10 ⁻² 10 ⁻¹													
	Terreni alluvionali grossolani pretrattati e terreni alluvionali fini (sabbie e ghiaie, sabbie, sabbie siltose)												Terreni grossolani				

	Campo d'applicazione usuale	C = Consolidamento
	Campo d'applicazione limitato dal	I = Impermeabilizzazione

Tabella 3. Tipologie di miscele d'iniezione e rispettivi campi d'applicazione

1.3.4.1 Miscela a base di cemento

Le miscele cementizie possono essere impiegate sia per il consolidamento che per la chiusura di fratture e le sue proprietà e caratteristiche dipendono dal dosaggio dei prodotti utilizzati (generalmente acqua e cemento). Tuttavia le proprietà più comuni sono:

- Stabilità e fluidità che variano in funzione del dosaggio e qualità dei componenti.
- Resistenza alla compressione legata al rapporto acqua/cemento.
- Durabilità legata a quantità e qualità dei componenti.

Queste miscele hanno il vantaggio della loro facilità di preparazione e messa in opera e la possibilità di ottenere miscela relativamente economiche. Sulla base dei componenti, le miscele cementizie possono essere divise in due grande gruppi:

- Miscele a base di cemento puro: costituiscono in genere le sospensioni di cemento puro in acqua e sono considerate poco stabile. Tuttavia si può bloccare totalmente la decantazione con rapporti elevati $c/a > 1.5$. Spesso si aggiungono piccole quantità di additivi, per migliorare una o più prestazioni.
- Miscele bentonite-cemento: Nel campo delle sospensioni, la bentonite è il prodotto che può conferire la massima penetrabilità a una miscela d'iniezione. Le proprietà di questo tipo di miscele offrono un vasto campo d'applicabilità, tanto da essere ritenute le più universali ed economiche, sia per lavori di consolidamento che di impermeabilizzazione in rocce fessurate o in terreni di granulometria grossolana; il dosaggio e la scelta dell'argilla permettono di ottenere un campo molto esteso di viscosità e di resistenza meccanica; l'impermeabilizzazione è ottenuta con un dosaggio elevato in argilla o bentonite. Il percentuale di bentonite in genere varia da 3 a 7%.

1.3.4.2 Miscele chimiche gelificanti

1.3.4.2.1 A base di silicati

A questa classe reologica appartengono tutte le miscele a base di silicato sodico con reagente organico e inorganico. La loro viscosità evolve nel tempo e può raggiungere lo stato denominato gel. A seconda dei componenti chimici aggiunti sono impiegati sia per impermeabilizzare che per conferire resistenza meccanica al mezzo.

Le miscele al silicato di sodio sono le più diffuse per la loro sicurezza e compatibilità ambientale. Quasi tutti i sistemi si basano sulla reazione del silicato di sodio in presenza di un reagente per formare un colloide che polimerizza ulteriormente il gel che lega il suolo e i suoi sedimenti insieme e riempie i vuoti.

Una delle più diffuse miscele chimiche gelificanti contiene silicato di sodio come materiale formante del gel, formamide come reagente, e cloruro di calcio, alluminato di sodio, o bicarbonato di sodio in piccole quantità come acceleranti, usati per controllare il tempo di gelificazione e per trasmettere resistenza e permanenza al gel.

1.3.4.2.2 A base di resine

Sono soluzioni di prodotti organici con acqua o con un solvente non acquoso capace di condurre, a temperatura ordinaria, alla formazione di un gel dalle proprietà meccaniche specifiche.

I preparati resinosi sono costituiti da sostanze chimiche che si combinano per formare una resina dura a seguito dell'aggiunta di un catalizzatore o di un indurente. Possono essere formulate in modo da avere una bassa viscosità che sarà comunque più alta delle altre miscele chimiche. Mantengono lungamente la loro viscosità iniziale, durante le operazioni di iniezione e passano attraverso una fase di gel appena prima del completo indurimento.

Le resine presentano delle caratteristiche differenti secondo la loro natura e rispondono a delle esigenze che le miscele a base di cemento e di silicato non possono soddisfare:

- Viscosità molto bassa utili in sabbie fini e piccole fessure;
- Resistenza meccanica elevata e raggiunta rapidamente;
- Tempi di presa regolabili, da qualche secondo a qualche ora
- Resistenza all'aggressività dell'acqua;
- Comportamento reologico particolare (pseudo-plastico)
- Reattività con l'acqua contenuta nel terreno.

Tabella 4. Campi di applicazione delle diverse tipologie di resine

Tipo di resina	Natura del terreno	Applicazione
Acrilica	Granulare molto fine Roccia finemente fessurata	Tamponamento Consolidamento fino a 1.5 Mpa Consolidamento di mezzo granulare sottoposti a vibrazioni
Fenolica	Granulare molto fine	Consolidamento
Amminoplastica	Scisti e carbonati	Consolidamento
Poliuretana	Grossi vuoti	Formazione di "mousse" per bloccare venute d'acqua. Stabilizzazione o riempimento localizzato.

1.3.4.3 Emulsioni gassose

Sono sospensioni cementizie areate, ovvero, trattate fisicamente o chimicamente in modo da produrre un inglobamento d'aria. Il trattamento può essere fatto in modo da ottenere tassi di rigonfiamento fino a tre volte rispetto al volume iniziale.

Sono caratterizzate da una normale fluidità in fase di pompaggio e da una rapida gelidificazione successiva. Nel caso di cavità o fessure molto aperte, con forti circolazioni d'acqua che dilaverebbero le normali miscele, le emulsioni organiche (a base di poliuretani) che si formano e polimerizzano in presenza di acqua, anche in movimento possono rappresentare una buona soluzione poichè il loro potenziale tasso di rigonfiamento può raggiungere valori elevatissimi.

Le sospensioni cementizie possono essere trasformate in emulsioni gassose (o schiume) attraverso tre categorie fondamentali di trattamento: per via fisica, per

via chimica o per procedura mista (fisico-chimica). Le miscele espanse fisicamente sono ottenibili aggiungendo all'acqua un tensioattivo che abbassa la tensione superficiale, prima della solidificazione, il rigonfiamento avviene in fase di preparazione e quindi occorre pompare con dispositivi atti a ricomprimerla, e quindi mantenerla fluida nelle condotte. Le miscele espanse chimicamente vengono ottenute arricchendo una normale miscela cementizia con un prodotto che combinandosi con la calce presente nel cemento, libera idrogeno sottoforma di bolle che restano incluse nella miscela.

1.4 Tecniche di iniezione

L'iniezione avviene mediante un tubo gommato con estremità rigida (lancia) che termina in un iniettore, generalmente formato da un'asta cava, forellata per un tratto prestabilito limitato da uno o più packer, in modo da evitare rifluimenti e perdite di miscela verso l'alto. L'iniezione procede per tratti di foro, a passi discendenti o risalenti, secondo il caso, la necessità operativa e la situazione idrogeologica. Con la prima tecnica si ha il vantaggio di operare al di sotto di un tratto già consolidato, evitando sifonamenti del packer di testa e potendo aumentare la pressione d'iniezione in avanzamento. Con la seconda tecnica, molto utilizzata nei terreni sciolti o poco coerenti, si deve evitare l'aggiramento del packer sollevando il tubo di rivestimento provvisorio man mano che si risale e utilizzando iniettori adatti come quelli a manchettes muniti da manicotto di gomma che serve per impedire la rientrata della miscela di iniezione.

Le iniezioni con tubbi a valvola o tube a Manchettes, rappresentano il sistema più moderno ed ormai universalmente adottato (ad eccezione dello "stage method") per iniettare un terreno sciolto. In questa tecnica, al termine della perforazione si pone in opera un tubo metallico o di plastica di diametro generalmente compreso tra 1"1/8 e 1" 1/2, dotato di valvole di gomma di "non ritorno" poste ad intervalli di 33 o 50 cm. La cavità anulare tra tubo valvolato e parete del foro viene riempita con una apposita sospensione di cemento e bentonite detta guaina, fatta risalire attraverso la valvola più profonda.

La corretta esecuzione della guaina è basilare agli effetti della riuscita dell'iniezione: la guaina infatti ha come scopo prioritario quello di impedire la risalita della miscela lungo la tubazione, obbligandola invece ad interessare di volta in volta l'immediato intorno delle singole sezioni definite dalla posizione delle valvole. Ne deriva un trattamento omogeneo di tutto il terreno interessato anche se esso è costituito da una sequela di strati di differente permeabilità.

La resistenza della guaina, dopo un certo tempo di maturazione, deve essere tale da impedire che la miscela iniettata in pressioni sospinga lungo il tubo, d'altra parte non può essere troppo alta perchè deve sempre consentire anche a distanza di tempo la rottura radiale entro un ragionevole limite di pressione applicato all'interno del tubo. L'iniezione viene eseguita isolando all'interno le singole sezioni con un doppio otturatore a calottine di cuoio o ad espansione.

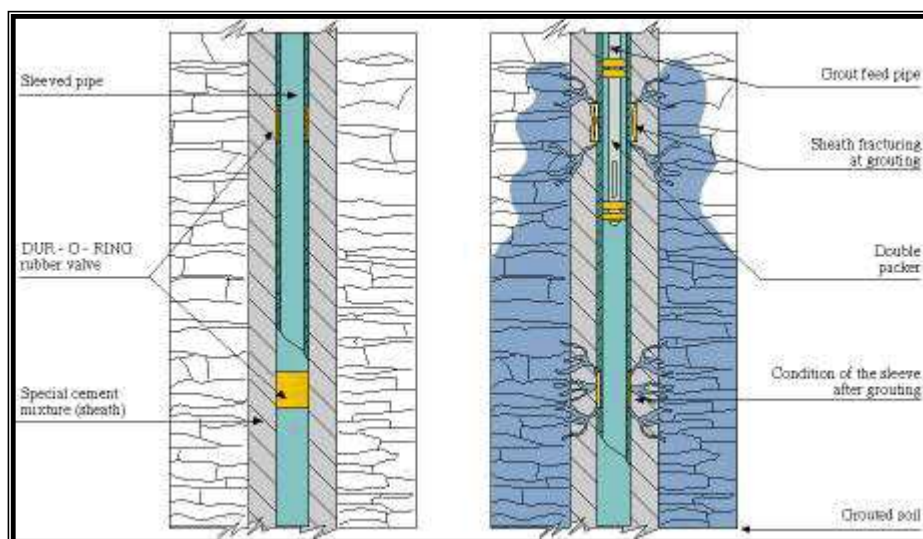


Figura 8. Schema di trattamento con canne valvolate

Le miscele di iniezione sono preparate in impianti appositi, di dimensioni anche molto variabili in funzione dell'importanza, dei volumi e della durata degli interventi. Dalla piattaforma, la quale comprende miscelatore e pompa d'iniezione, mediante tubi flessibili a forte tenuta di pressione, la miscela arriva agli iniettori e viene indirizzata alle profondità e alle zone del sottosuolo interessate dal trattamento.

La pressione di iniezione da utilizzare è varia ma non supera quasi mai i 40 bar, per non rischiare sollevamenti, deformazioni irreversibili della massa, dispersioni

inutili delle miscele o concentrazione delle stesse in un unico punto. Al contrario, le pressioni d'iniezione troppo basse riducono sensibilmente l'efficacia del trattamento. Tuttavia, nell'ambito di lavori di impermeabilizzazione e consolidamento anotevoli profondità, quali quelli in campo galleristico o minerario, si usano pressioni molto elevate, anche dell'ordine di 100 a 150 bar.

1.5 Prove di iniezione

Le prove di iniezione vengono fatte con le seguenti finalità:

- Valutare l'inettabilità di un terreno da sottoporre ad un intervento
- Valutare qualitativamente le effettive possibilità di iniettare un materiale
- Verificare l'efficacia di una procedura d'iniezione diversa da quella prescritta.

Tuttavia, in genere i dati sperimentali raccolti dall'esecuzione di sondaggi e prove di permeabilità sono sufficienti per la progettazione di un consolidamento di terreni e rocce e, per tanto, l'esecuzione di un campo prova è, di norma rinviato all'inizio dei lavori.

Le prove di iniezione consistono nell'iniettare, in un'area limitata, il tipo di miscela previsto nel progetto verificandone i risultati ottenuti. I dati raccolti saranno gli stessi che si resitreranno durante l'esecuzione delle iniezioni.

I risultati di tale prove sono normalmente interpretati in termini di quantità di miscela nel terreno mediante fori di controllo e l'usuale procedura dell'infittimento dei fori e, nel caso le iniezioni abbiano la finalità di impermeabilizzare, sono effettuate prove di permeabilità di controllo prima e dopo il trattamento.

Durante le prove d'iniezione occorre controllare:

- La composizione della miscela, la quale è definita in laboratorio, ma che deve essere controllata continuamente in cantiere,
- Le pressioni, per determinare eventuali fenomeni di clacage
- Le portate ed i quantitativi di miscele iniettate, al fine di valutare con buona approssimazione l'adeguatezza delle modalità operative adottate.

Solo nel caso di iniezioni in roccia è indispensabile il controllo continuo dei risultati man mano ottenuti, mediante prove d'acqua Lugeon. Questa esigenza è legata alla particolare modalità operativa del trattamento con il possibile utilizzo di sospensioni instabili con cemento puro.

Una volta finito il trattamento, in genere vengono eseguite le prove che si presentano:

- Prove di permeabilità
- Sondaggi e campionamenti
- Prove meccaniche in sito

CAPITOLO 2

IL PASSANTE FERROVIARIO

2.1 Inquadramento generale del progetto

Il Passante Ferroviario di Torino, insieme alla Linea 1 della Metropolitana di Torino, fa parte del progetto di potenziamento del Nodo di Torino ed è nato dalla necessità di un'organizzazione migliore delle vie ferroviarie. Le ferrovie attraversano la città in una sola rete nella quale corrono sia i treni merci, sia i treni locali, sia quelli a lunga distanza: ciascuno di essi viaggia alla sua velocità ed ha fermate in diverse località. In questo modo c'è interferenza continua tra i più veloci e i più lenti, difficoltà la gestione dei treni e i suoi orari, con la conseguenza che la quantità di treni ed i loro orari è più rispondente ai bisogni della circolazione che a quelli dei viaggiatori.

Come risposta alle problematiche di trasporto nella città è stato elaborato il progetto del Passante, il quale comprende il passaggio e ampliamento della rete

ferroviaria di Torino in sotterraneo, mediante la costruzione di una serie di collegamenti finalizzati alla separazione funzionale della rete ferroviaria, compendo anche gli obiettivi che si elencano:

- Inserire Torino nella nuova rete veloce italiana (collegamento Torino-Milano) ed europea;
- Aumentare la qualità e la quantità del servizio ferroviario;
- Creare un sistema regionale di trasporti funzionalmente separato, ma fisicamente interconnesso al resto della rete ed incentrato sulla città;
- Avviare interventi di zone separate dai binari.

La costruzione del passante avverrà al di sotto e affianco alla linea ferroviaria esistente, per cui ci sarà sempre il disturbo prodotto dal passaggio dei treni durante i lavori. Questo comporta anche una gestione particolare del cantiere e dei tempi di progetto, i quali prevedono lo spostamento progressivo delle ferrovie in sotterraneo durante la costruzione.

Dentro il progetto è prevista la copertura delle trincee ferroviarie e la costruzione di un grande viale che permetterà la riduzione dei rumori collegati ai treni e soprattutto il rinnovo urbano di zone ai margini delle stazioni storiche, in particolare la parte nord della città, la quale non ha una comunicazione stradale diretta con il centro e il sud e che comprende le zone recentemente urbanizzate e le aree industriali. Questo grande viale, definito come Spina Centrale, riprende lo schema del Viale Alberato Torinese: avrà larghi maciapiedi, piste ciclabili, aree verdi e sarà l'alloggio di tante opere d'arte commissionate dal Comune di Torino. La prima parte del viale, corrispondente al 1° lotto e finita nel 1995, corrisponde a Corso Mediterraneo.

Altro cambiamento importante a livello urbano e del Nodo ferroviario, è quello dello spostamento della stazione principale della città, la quale non sarà più la stazione di Porta Nuova, ma la stazione di Porta Susa. Quest'ultima sarà anche una stazione comune con la Linea 1 della Metropolitana di Torino. Inoltre, si avranno due nuove stazioni: Zappata e Rebaudengo, e oltre a Porta Susa, altre 3 stazioni ricostruite: Dora, Stura e Porta Nuova. La stazione di Lingotto non subirà nessun

cambiamento. La costruzione e ristrutturazione delle stazioni Zappata e Porta Nuova rispettivamente sono a carico del comune di Torino.

Il raggiungimento di tutti gli obiettivi elencati è possibile grazie all'avvicinamento tra le politiche di sviluppo della città di Torino e il programma di potenziamento infrastrutturale delle Ferrovie dello Stato (ITALFERR).

2.2 Tracciato

Il passante attraversa tutto il complesso ferroviario da sud verso nord, dalla stazione di Trofarello a quella di Chivasso, collegando tra loro tutte le vie ferroviarie di carattere locale che convergono su Torino: le ferrovie che provengono dalle provincie di Cuneo, Asti e Alessandria, da Pinerolo e da Chieri per quanto riguarda la direzione sud; da Ceres e Caselle e del Canavese nella direzione nord; dalla Valle d'Aosta, dal Casalese e anche dalle provincie di Vercelli e Novara nella direzione est. Tutti questi collegamenti ferroviari compongono la rete regionale che sarà separata da tutte le altre. Come risultato si avrà che la linea esistente, potenziata in futuro con il quadruplicamento per Milano, potrà essere dedicata esclusivamente al traffico a media e lunga distanza, consentendo allo stesso tempo l'instradamento in città della linea ad alta velocità Torino-Milano-Lione. Dall'ovest si ha la tratta internazionale verso la Francia.

Il tracciato, propriamente urbano, corre dalla Stazione Lingotto fino alla Stazione Stura, con una lunghezza di 12 km, di cui 7km sono costruiti in galleria, parte in artificiale (sia per le linee che per la ristrutturazione esistente) con paratie dal piano campagna, e parte in naturale, a foro cieco. Le linee che vanno dalla stazione Zappata alla stazione Porta Nuova rimangono intatte.

Di seguito si presenta lo schema grafico del tracciato del Passante Ferroviario, le stazioni e gli altri componenti del nodo ferroviario di Torino.

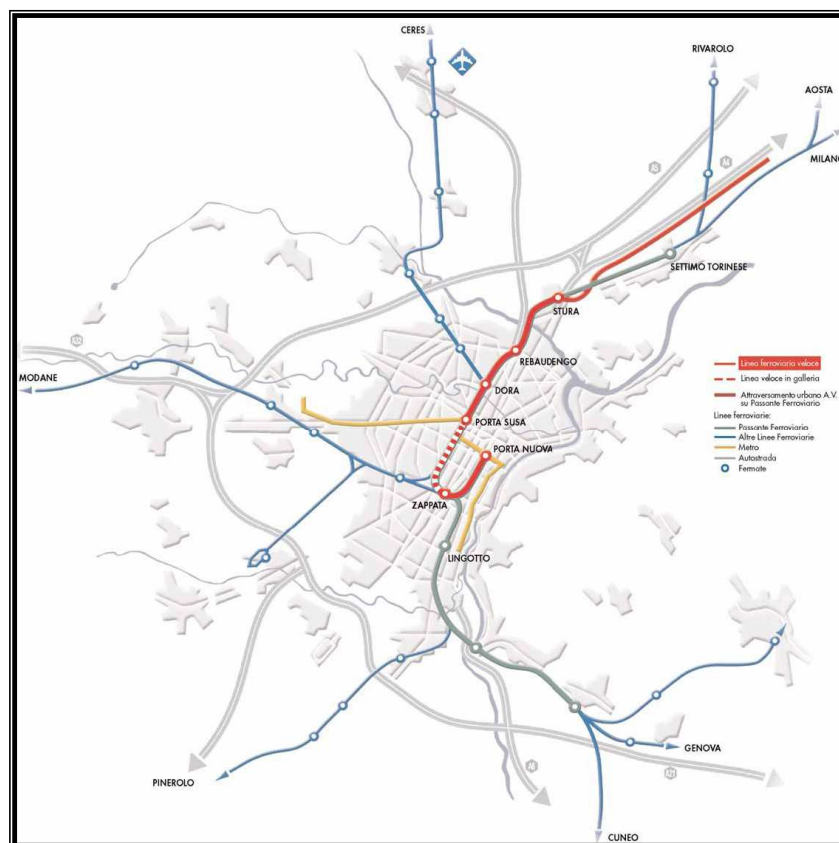


Figura 9. Schema grafico del nodo di Torino (Fonte: Sito web di ITALFERR)

Per motivi di gestione del cantiere, il tracciato è stato suddiviso in tre lotti identificati come:

- **1° Lotto:** Tratto Stazione Lingotto- Corso Vittorio Emanuele II
- **2° Lotto:** Corso Vittorio Emanuele II – Corso Grosetto (prima tratta da Corso Vittorio Emanuele II al fiume Dora; seconda tratta dal fiume Dora a Corso Grosetto)
- **3° Lotto:** Corso Grosseto – Stazione Sturia sulla linea Milano-Torino



Figura 10. Suddivisione in lotto dei lavori (Fonte: www.oct.torino.it)

2.2.1 I° Lotto

La progettazione e la costruzione del 1° Lotto sono state affidate da ITALFERR, tramite concessione, all'Associazione di Imprese rappresentata da:

- Associazione di Imprese Recchi S.p.a Costruzioni Generali – Torino (mandataria capogruppo)
- C.C.P.L Consorzio Cooperative Produzione e Lavoro S.p.a – Reggio Emilia
- C.I.S. Compagnia Italiana Strade S.p.a – Torino
- FIAT ENGINEERING Sr.l. – Torino

Il progetto del 1° lotto è stato approvato nel 1985. La ristrutturazione ferroviaria è stata completata nel 1999, mentre gli interventi di copertura delle trincee

ferroviarie e la sistemazione supercicale del viale per quanto riguarda la viabilità, illuminazione, pavimentazione e arredo urbano sono stati completati nel 2006.

Il tracciato si sviluppa in galleria su una lunghezza di circa 5 km, iniziando nella linea esistente Torino – Genova, per poi approfondirsi in galleria artificiale. In corrispondenza di Corso Bramante, l'opera sottopassa il manufatto stradale, inserendosi direttamente al di sotto della campata estrema. Si continua in galleria artificiale in tutta la linea Lingotto – Zappata, fino ad arrivare all'intersezione con Corso Turati. In questo punto e successivamente nella zona di confluenza verso il quadrivio Zappata, l'interazione con le esistenze si presenta più problematica, cosicchè si opta per l'interramento in galleria naturale.

Le tecniche di consolidamento del terreno variano in funzione delle condizioni di sovraccarico, delle condizioni geologiche e geotecniche, della natura dei condizionamenti in superficie: è la zona dell'intersezione con la linea Torino – Milano in presenza di una copertura piuttosto ridotta (solamente 1,5m). L'attacco della galleria è stato previsto da due fronti opposti, con scavo della calotta e rivestimento della stessa prima dello scavo del ribasso.

All'altezza dello sbocco della galleria naturale, in corrispondenza di Corso Re Umberto, il Passante riceve al di sopra la linea veloce proveniente da Milano. In questa tratta, per una lunghezza di 300m, è inserita la fermata Zappata, costituita da un corpo centrale a due livelli, all'interno del quale transiteranno i treni, e da due navate laterali di accesso che ospiteranno anche gli impianti di ventilazione ed i locali di servizio. In corrispondenza della stazione, la larghezza dell'opera al piano del ferro passa da 11,40m a 16m.

La stazione Zappata è un quadrivio, ovvero, in essa convergono quattro linee ferroviarie: la linea che va verso Bardonecchia e la Francia, la linea che corrisponde al Passante che parte da Lingotto e che prosegue verso la Stazione Porta Susa, e la linea che va verso Porta Nuova. Zappata è la prima stazione interrata del passante ed entrerà in servizio a Passante ultimato.

Quindi, la struttura è formata da due livelli, quello inferiore costituito dalla galleria artificiale occupata dal Passante e quello superiore costituito da tre gallerie artificiali che ospitano rispettivamente la linea Torino – Milano, la linea per Porta Nuova e la linea per Modane. Queste ultime due confluiscono in un'unica galleria a due binari in corrispondenza di via Caboto.

All'altezza di Corso Castelfidardo, poco oltre Corso Peschiera, la galleria nel livello più profondo si deve portare sul lato ovest, sottopassando in obliquo i quattro binari superiori della linea per Milano e della linea per Modane: si tratta di una struttura assai complessa che deve permettere al Passante di attraversare le linee superiori con un flesso piano – aritmetico. Raggiunto il lato ovest, il Passante si affianca alle linee esistenti, andando a costituire l'insieme dei tre vani principali allo stesso livello, che rappresenta la radice lato Lingotto della stazione di Porta Susa.

La tratta termina 100m oltre Corso Vittorio Emanuele II, sottopassato mediante due strutture scatolari dette monoliti: due corpi prefabbricati di dimensione 51x12x10 m, realizzate fuori opera e spinte sotto il manufatto stradale mediante un sistema di 32 martinetti idraulici capace di offrire una spinta pari a 6500 t. Le operazioni sono state completate in meno di un mese.

Attualmente, i lavori del primo Lotto sono ultimati per ciò che riguarda l'interramento della linea ferroviaria e la relativa copertura, mentre restano da completare la Stazione Zappata ed alcuni interventi di arredo urbano in superficie.

2.2.2 2° Lotto

Iniziato a maggio nel 2000 e ancora in corso, questo lotto è stato originalmente affidato alla impresa Susa Dora 4, la quale ha eseguito i lavori civili, scavo e costruzione della struttura in cemento armato, del lato Ovest, da Corso Vittorio Emanuele II fino alla stazione Dora. Il proseguimento della costruzione è stata affidata alla Società Passante di Torino S.c.r.l da maggio del 2006, ed è costituita dalle imprese italiane che si elencano:

- Astaldi S.p.A – Roma (mandataria capogruppo);

- Di Vincenzo Dino & C. S.p.A;
- Vianini Lavori S.p.A;
- Rosso S.p.A. – Torino
- Turner & Townsend Group Limited

La tratta in questione riguarda la porzione del quadruplicamento in asse del Passante compresa fra la stazione di Porta Susa e il cavalcavia di Corso Grosseto, e la ristrutturazione della Stazione Porta Susa.

Il 2° lotto prevede lo sviluppo di due gallerie separate e affiancate, con il piano del ferro allo stesso livello, se si prescinde da lieve differenze delle pendenze delle livellette, legate alla diversa lunghezza delle due linee, che non sempre sono perfettamente parallele. Ogni galleria è composta da due binari, una galleria per i treni veloci e l'altra per quelli lenti che per tutto il percorso del 2° lotto sono artificiali.

La stazione di Porta Susa è il primo manufatto che si incontra nel percorrere del 2° lotto. La realizzazione dell'opera prevede la costruzione di una stazione sotterranea, al di sopra della quale si eleva il prefabbricato viaggiatori ed è costituita da quattro banchine passeggeri a sviluppo longitudinale con i lati perimetrali rappresentati da una successione di pannelli di paratia con sezione a T.

Per quanto riguarda il fabbricato viaggiatori della stazione, poichè non è stata prevista la realizzazione contemporanea delle opere ferroviarie di linea e delle opere edili della nuova stazione, si è resa necessaria la costruzione di un fabbricato viaggiatori "transitorio". Questo permette di garantire i necessari servizi di supporto ai passeggeri ed alle FS nel periodo che intercorrerà tra la messa in funzione del nuovo sistema sotterraneo di fermata di Porta Susa e la costruzione del fabbricato viaggiatori definitivo. Il manufatto provvisorio risulta disposto parallelamente a Corso Bolzano, tra Via Ruffini e Via Grattoni.

In adiacenza a Piazza Statuto, si ha l'attraversamento della Linea 1 della Metropolitana di Torino che sottopassa il Passante Ferroviario ad una profondità di pochi metri da esso. A questo punto il passante è formato da un solo livello per

il quale passano le due gallerie artificiali. Poco dopo, il livello della quota delle ferrovie inizia ad approfondirsi per riuscire a sottopassare il fiume Dora. L'approfondimento maggiore del percorso del Passante risponde alle richieste del comune di non avere ostacoli visivi in superficie, che si avevano nel progetto del Viale Centrale o Spina Centrale. Così, il passante passa sotto il fiume Dora, permettendo di avere una copertura abbastanza grande tra le gallerie e il piano campagna e tenuto in considerazione nella progettazione per la costruzione di parcheggi sotterranei. Con questa soluzione, le stazioni Dora e Rebaudengo sono interrato.

Nella Stazione Stura si avrà una riorganizzazione e potenziamento della linea esistente con aumento della capacità di transito della stazione e ricostruzione completa della stazione viaggiatori. Questa stazione rappresenta il polo simmetricamente opposto rispetto alla stazione Lingotto: ad entrambe è stata assegnata la funzione di attestamento ed interscambio con il sistema del trasporto urbano.

Al giorno d'oggi si stanno ultimando i lavori della tratta di galleria Ovest, in modo da renderle operative per settembre 2009. Resta ancora da realizzare l'interramento della canna Est. Il completamento della costruzione e ristrutturazione delle stazioni sono previste nel momento dell'ultimazione del Passante.

2.2.2.1 Macrofasì costruttive del II° Lotto

Il quadruplicamento e l'interramento della linea Torino- Milano nel tratto compreso tra Porta Susa e Corso Grosseto, ha come requisito fondamentale il mantenimento continuativo dell'esercizio ferroviario durante l'arco temporale dei lavori. Tale requisito rappresenta un vincolo talmente forte, specie in considerazione del contesto territoriale interessato, da rendere di fatto possibile un unico modo di procedere nella realizzazione dei lavori:

- Eseguire la galleria artificiale Ovest dedicata alla linea lenta e planimetricamente adiacente alla fascia attualmente occupata dalla storica.
- Deviare all'interno di essa la circolazione ferroviaria solo su due binari

- Dismettere la linea storica e realizzare la galleria est dedicata alla linea veloce, planimetricamente coincidente con la fascia occupata oggi dalla linea storica (Macrofase Est)

Questa sequenza operativa ha richiesto l'esecuzione di alcuni lavori propedeutici alla realizzazione delle opere ferroviarie, in particolare tra Via Stradella e Corso Grosseto è stato necessario realizzare una deviazione provvisoria della linea ferroviaria, spostando verso l'Est la linea ferroviaria esistente.

2.2.3 3° Lotto

La presente tratta funzionale prevedeva il quadruplicamento del tragitto del passante tra Corso Grosseto e la stazione. I lavori sono stati conclusi nel 1989 e la linea è in attuale funzionamento con una nuova linea a quattro binari in trincea, rilevato e viadotti per uno sviluppo complessivo di 2500m.

2.3 Spina Centrale

Come detto prima, gli spazi in superficie che saranno liberati con la costruzione del passante saranno utilizzati per la costruzione di un grande viale chiamato Spina Centrale. Le linee guida progettuali sono state elaborate dallo studio GregottiAssociati, è in parte già completato. Esso reinterpreta la tradizione torinese del viale alberato definendo un nuovo spazio pubblico con alberature, giardini, piste ciclabili, parcheggi e opere d'arte contemporanea. La riqualificazione è in fase avanzata anche nelle aree urbane dismesse ai margini del tracciato ferroviario: l'area del Lingotto e le cosiddette Spine.

Corso Mediterraneo costituisce la prima parte della spina che è stata completata, e arriva fino a Corso Vittorio Emanuele II. Una volta finiti i lavori, il viale proseguirà fino a incontrare la Stazione di Porta Susa. Oltrepassata la stazione, la Spina Centrale si interrompe all'altezza di Via Somis e riemerge dopo Piazza Statuto all'altezza di Via Santa Chiara, limitando il traffico dei mezzi pubblici e la viabilità convergente sulla piazza.

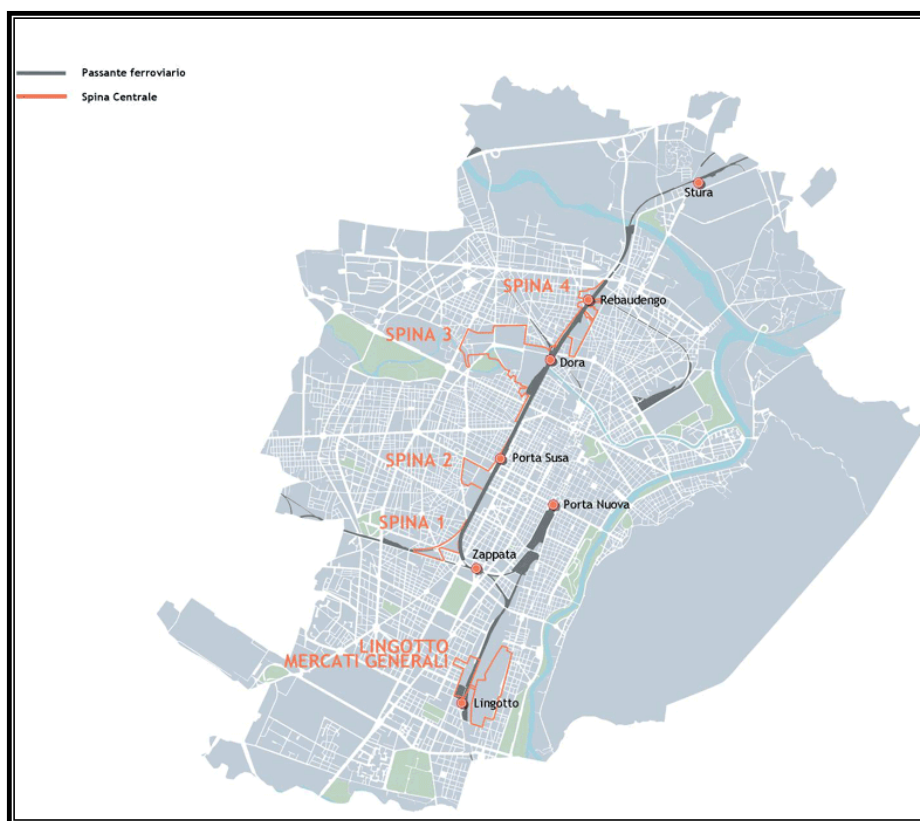


Figura 11. Spina e passante ferroviario (Fonte: www.oct.torino.it)

Percorrendo ancora la Spina si giunge ortogonalmente in Corso Regina Margherita: il piano stradale del Corso si abbassa in un tunnel collocato al di sotto della Spina e al di sopra della galleria ferroviaria, il cui piano ferro raggiunge in questo punto la quota più bassa. A livello di questa intersezione è prevista la realizzazione di un incrocio a raso fra i controviali di Corso Regina Margherita, rappresentati da una rotatoria di 40 m di raggio.

Oltrepassata l'intersezione con Corso Regina, la Spina subisce una deviazione d'asse verso ovest: i motivi sono da ricercarsi nell'intento di spostare l'asse dal margine edificato di Corso Principe Oddone e di innestare il nuovo impalcato stradale in un punto strutturalmente compatibile con la rotatoria Vigevano – Mortara.

L'aspetto della Spina Centrale muta correndo parallelamente a Corso Principe Oddone, passando da viale Alberato complanare all'adiacente piano stradale, a margine urbano definito da un muro con giardino sopraelevato, che si alza

progressivamente fino a quota +9 m rispetto al piano carrabile, per poi integrarsi con il fabbricato viaggiatori della Stazione Dora mediante lo sviluppo di pareti vetrate.

Proseguendo, la nuova linea ferroviaria si imbatte nel corso del fiume Dora. Inizialmente il progetto prevedeva la realizzazione di un viadotto ferroviario: allo stato attuale del progetto è stata approvata la variante che prevede il by-pass dell'alveo fluviale in sotterraneo. Questa modifica progettuale comporta una serie di vantaggi per questa parte della città: limitato impatto visivo nell'ultimo tratto di Corso principe Oddone, possibilità di estendere il viale della Spina Centrale fino all'area della Stazione Dora e riqualificazione delle aree circostanti ma produrrà, inevitabilmente, un prolungamento dei tempi di lavori.

In corrispondenza dell'incrocio fra Via Breglio e Via Lauro Rossi viene realizzato un incrocio su due livelli eseguito in tre momenti diversi:

- Realizzazione della Spina al di sotto dell'attuale sovrappasso;
- Abbattimento del sovrappasso e realizzazione di una rotatoria a raso per lo scambio della Spina con le direttrici Breglio – Lauro Rossi;
- Realizzazione di una piastra sopraelevata impostata su quattro torri per lo scambio Breglio – Lauro Rossi.

All'altezza di Corso Grosseto vengono realizzati due importanti manufatti: un sottopasso ferroviario, adiacente all'attuale, e un viadotto a rampa per l'accesso a Corso Grosseto dalla viabilità inferiore.

2.4 Soluzioni tecniche adottate per la costruzione delle gallerie

Le gallerie del passante, come detto prima, sono in parte gallerie naturali in corrispondenza del 1° Lotto mentre nella maggior parte del percorso dell'intero passante la galleria è artificiale, ovvero, una scatola molto lunga interrata di cemento armato che nella maggior parte del 2° Lotto ha una profondità tale di permettere lo spazio per due piani. Nel piano di sotto ci sono le vie ferroviarie e nel piano sopra ci saranno dei parcheggi.

2.4.1 Galleria naturale

In un tratto di lunghezza di circa 352m, tra la progressiva 2580m e 2932m, corrispondente al 1° lotto già ultimato, il passante ferroviario percorre in galleria naturale. Per limitare l'entità delle deformazioni e delle sollecitazioni indotte attorno alla galleria e poter contenere i cedimenti in superficie dentro i limiti stabiliti, sono state applicate diverse tecniche di preconsolidamento o prestabilizzazione. I lavori sono stati svolti superando le limitazioni imposte dalle vicinanze a edifici di abitazioni, a infrastrutture piuttosto importati e in condizioni di copertura ridotta. La tecnica adottata per la preconsolidazione è stata il jet grouting, il quale permette l'ottenimento di resistenze elevate in piccoli volumi, rispetto a interventi con iniezioni, che producono invece resistenze decisamente minori in volumi stessi.

I trattamenti sono stati eseguiti in tre sezioni costruttive caratteristiche:

2.4.1.1 Tratto tra le progressive 2580 m e 2859 m

Le coperture risultano variabili tra 7 e 9 m, la galleria è adiacente alle esistenti trincee ferroviarie e, nella parte iniziale, ad alcuni edifici. Gli interventi adottati sono stati:

- o Consolidamento sull'estradosso della calotta mediante doppia corona (su una prima tratta), o singola corona (sulla tratta restante) di colonne suborizzontali di jet grouting, secondo una superficie tronco-conica di piccola divergenza;
- o Possa in opera, lungo il perimetro di estradosso della calotta in una zona più ristretta intorno alla chiave, di tubi metallici in acciaio, solidarizzati con la corona di terreno trattato.
- o Scavo della calotta, possa in opera delle centine e del calcestruzzo proiettato e successivamente del rivestimento finale in calcestruzzo.
- o Consolidamento del terreno all'esterno dei piedritti mediante colonne subverticali di jet grouting.

- o Scavo di piedritti a campioni e getto del relativo rivestimento finale per sottomurazione, seguito dallo scavo dell'arco rovescio e dal relativo completamento del rivestimento.

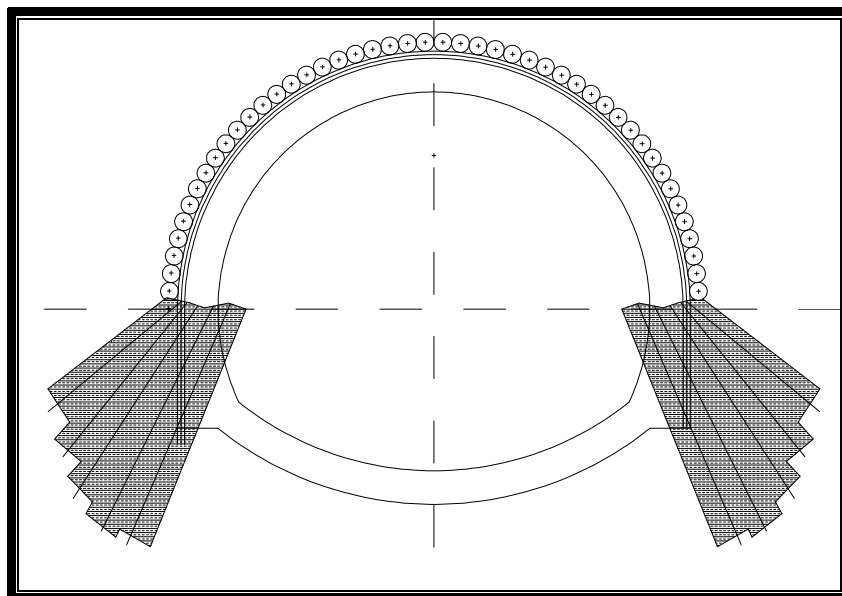


Figura 12. Intervento di consolidamento del trattodi progressiva 2580-2859m

2.4.1.2 Tratto tra le progressive 2859 e 2932 m

In questo tratto la copertura risulta molto modesta e la galleria attraversa la linea ferroviaria in esercizio, tra la Stazione di Porta Susa e la Stazione di Porta Nuova, che corre a soli 2,70m dall'estradosso. Inoltre, convergono le linee del quadrivio Zappata, creando una situazione di interferenza tra le diverse cavità, "artificiale" e "naturale". I vincoli imposti ed il neccessario contenimento dei cedimenti hanno portato all'adozione di diverse modalità di intervento in due sotto-tratti di 43 m e di 30 m di lunghezza rispettivamente.

- Primo sotto-tratto con cunicolo di avanzamento:
 - o Possa in opera, al disotto dei binari esistenti ed in direzione trasversale al loro asse, di tubi orizzontali affiancati; getto di travi di cordolo laterali e centrali;
 - o consolidamento sull'estradosso del cunicolo di avanzamento con colonne suborizzontali di jet grouting;
 - o scavo del cunicolo di avanzamento e posa in opera del relativo rivestimento;

- o esecuzione del consolidamento del terreno al di sopra della calotta della galleria con iniezioni cementizie e di silice non inquinante;
- o posa in opera, lungo il perimetro dell'estradosso della calotta, di infilaggi metallici costituiti da tubi di acciaio, ben solidarizzati con l'arco di terreno consolidato;
- o scavo della calotta, posa in opera delle centine e del calcestruzzo proiettato e successivamente del rivestimento finale;
- o consolidamento del terreno all'esterno di piedritti mediante colonne subverticali di jet grouting;
- o scavo dei piedritti a campioni e getto del relativo rivestimento finale per sottomurazione, seguito dallo scavo dell'arco rovescio e dal relativo completamento del rivestimento.

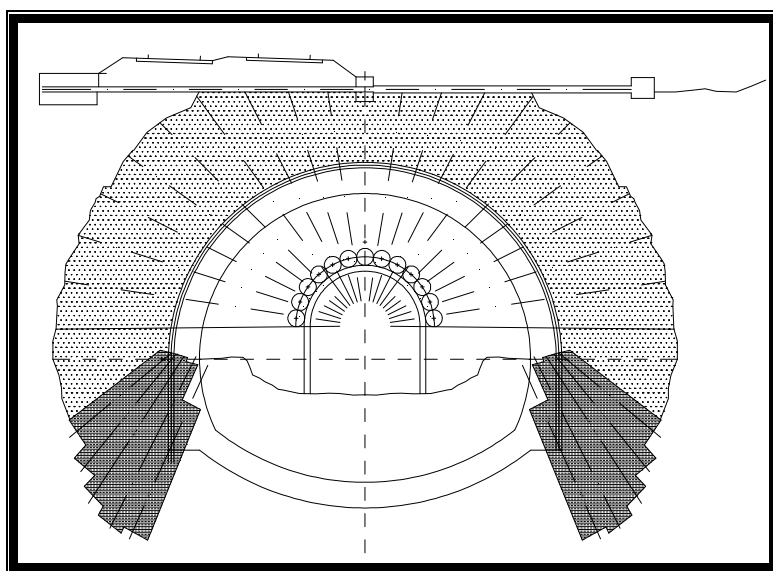


Figura 13. Intervento di consolidamento/prestabilizzazione del primo sotto-tratto di progressiva 2859 -2932 m

- Secondo sotto-tratto di consolidamento dall'alto
 - o Consolidamento dall'alto, con colonne subverticali di jet grouting, del terreno sovrastante ed a fianco della galleria.
 - o Consolidamento dell'estradosso della calotta con una corona di colonne suborizzontali di jet grouting
 - o Posa in opera, lungo il perimetro dell'arco di calotta, di tubi metallici in acciaio.

- o Scavo della calotta, possa in opera delle centine e del calcestruzzo proiettato e successivamente del rivestimento finale in calcestruzzo
- o Scavo dei piedritti a campioni e getto del relativo rivestimento finale, seguito dallo scavo dell'arco rovescio e dal relativo completamento dell'arco rovescio.

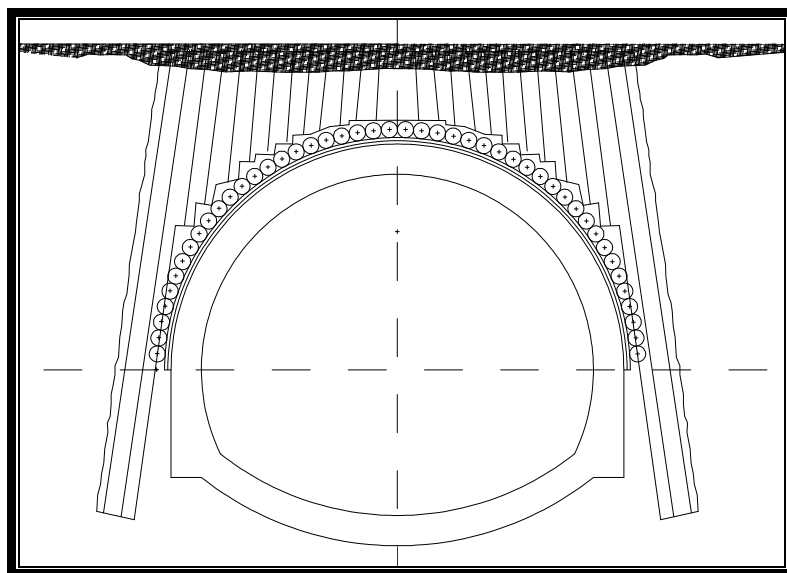


Figura 14. Intervento di consolidamento/ prestabilizzazione del secondo sotto-tratto di progressiva 2859 -2932 m

2.4.2 Galleria artificiale

Il II° lotto, di cui si è parlato in precedenza per quanto riguarda le caratteristiche generali, è stato suddiviso in due stralci funzionalmente indipendenti, dei quali il primo comprende tutte le opere relative al tratto fra Corso Vittorio Emanuele II ed il fiume Dora, mentre il secondo comprende tutte le opere relative al tratto fra il ponte sulla Dora e Corso Grosseto, più la stazione di Stura.

Il II° lotto viene ulteriormente suddiviso in due Macrofasi, denominate *Macrofase ovest* e *Macrofase est*, a causa dall'esigenza prioritaria di mantenere l'esercizio ferroviario della linea storica. In breve, la *Macrofase ovest* riguarda la realizzazione della galleria posta ad ovest dell'esistente linea ferroviaria, consentendo il contemporaneo funzionamento di quest'ultima. Ultimata la galleria ovest e deviata in essa la circolazione ferroviaria, vengono condotti i lavori della *Macrofase est* per la costruzione della galleria est, parallela e complanare alla prima. Il

completamento di questa seconda fase conduce alla realizzazione definitiva del quadruplicamento. L'area ferroviaria del II° lotto si sviluppa totalmente interrata essendo realizzata da gallerie affiancate, per cui la realizzazione è prevista con la costruzione sistematica di gallerie artificiali.

In presenza di falda si prevede l'esecuzione di un tampone di fondo fra gli allineamenti delle paratie realizzato mediante jet grouting. Tutte le pareti verticali delle gallerie sono realizzate sistematicamente a mezzo di pannelli di paratie costruiti con macchine apposite e gettati entro terra.

Le macchine di cantiere con cui si effettua lo scavo necessario alla realizzazione delle paratie sono due: i *Kelly* che si utilizzano prevalentemente in terreni sciolti debolmente cementati e le *idrofredre*, grandi macchine escavatrici ad alta tecnologia che permettono di penetrare negli strati più duri e più profondi.



Figura 15. Idrofresa

Le strutture orizzontali delle gallerie sono realizzate con lastre piane con tipologie che variano a seconda delle luci massime, dell'entità del sovraccarico e dell'esigenza di riduzione dello spessore in casi particolari. I solettoni di testa e quelli intermedi fungono inoltre da puntone di contrasto, per cui limitano la deformazione delle paratie durante le fasi di scavo.

Le strutture orizzontali, di cui qui si riferisce, sono denominate “impalcati”, convenendo di chiamare “primo impalcato” la copertura della galleria ferroviaria e “secondo impalcato” la struttura, quando presente, di copertura della eventuale galleria posta al di sopra della galleria ferroviaria.

I tipi strutturali impiegati negli impalcati vengono di seguito descritti sinteticamente:

- solettoni in cemento armato, pieni fino a spessori di 100 cm, ed alleggeriti con tubi di lamiera di acciaio fino a spessori di 170 cm. Il getto dei solettoni avviene di norma “su terreno”; è previsto il successivo scavo del terreno all’interno della galleria dopo che i solettoni stessi abbiano conseguito l’opportuna resistenza per adempiere anche alla funzione di collegamento statico tra le pareti verticali;
- solettoni in cemento armato, di spessore fino a 140 cm, realizzati con l’impiego di travi prefabbricate, poste in opera accostate e successivamente collegate da un getto di completamento; la tipologia trova applicazione nel caso di impalcati posti al di sopra del piano campagna;
- solettoni a travi di acciaio parallele, annegate nel calcestruzzo. Trattasi di struttura tipica F.S., qui adottata nei casi in cui sono richiesti spessori per la struttura molto limitati in relazione alle luci di appoggio.

Tutta l’area ferroviaria è caratterizzata dalla presenza di un solettone di fondo in calcestruzzo armato dello spessore tra 180 e 100cm, posto al di sotto dell’armamento ferroviario tradizionale, con la faccia superiore posizionata ad 1,20 metri dal piano del ferro. Il solettone di fondo assolve alla duplice funzione di trasferire i carichi ferroviari al suolo e realizzare il contrasto orizzontale tra le pareti verticali della galleria. Sotto è presente, nei tratti ove è previsto in successione fino alla somità del trattamento con il jet grouting, un magrone di spessore 10 cm, un solettone di 40 cm ed uno strato drenante di 30cm.

Oltre alle opere civili di progetto sono previste strutture provvisorie realizzate con micropali accostati su Corso Venezia e parte della deviata scalo Barca. Tale scelta è

dovuta da esigenze legate a limitati spazi in relazione al mantenimento della viabilità esistente.

La procedura realizzativa delle gallerie artificiali è quella consueta, con la costruzione dei diaframmi laterali e del tamponi di fondo ove è previsto, seguiti dal getto del solettone di copertura, dallo scavo sotto il primo livello e dal getto del solettone intermedio, dal successivo scavo al secondo livello e getto del solettone inferiore, e infine da tutti gli impianti elettrici e meccanici e ferroviari.

Per realizzare il tratto che attraversa sotto il fiume Dora, la galleria viene realizzata mediante diaframmi e solettone in calcestruzzo armato operando dall'alveo del fiume parzializzandolo per fasi e realizzando, contestualmente, il solettone di copertura occorrente per sostenere l'alveo del fiume in sede definitiva. Con lo scopo di garantire la sicurezza d'operazione e la tenuta degli argini provvisori attraverso consolidamento, le fasi realizzative sono state previste nei periodi di minor portata del fiume.

2.5 I numeri del Passante

- Lunghezza percorso ferroviario (da Lingotto a Stura): 12 km.
- Interramento max rispetto al piano stradale: 18 m (zona stazione Zappata e Dora)
- Copertura trincee ferroviarie: 260.000 mq
- Scavi all'aperto: 2.000.000 mq.
- 7 stazioni in area urbana: Lingotto, Zappata, Susa, Porta Nuova, Dora, Rebaudengo, Stura.
- Passeggeri trasportati in un anno: oltre 50 milioni
- Treni in transito ogni giorno: 520
- Frequenze giornaliere dei treni in entrambe le direzioni nelle ore di punta: un treno ogni 5 minuti.

CAPITOLO 3

CAMPO PROVA

3.1 Generalità

Il progetto di trattamento di preconsolidamento con iniezioni cementizie in Cso. Mortara è nato dalla necessità di unire in sotterraneo due pozzi di un collettore di acqua, che ha come percorso una via praticamente parallela al Passante Ferroviario di Torino. L'impresa costruttrice a carico di questo lavoro, Astaldi, è la stessa che si occupa della costruzione del Passante Ferroviario di Torino, e data la loro prossimità, i lavori di iniezioni sono stati aggiunti al cantiere del passante.

L'inconveniente che si è presentato per lo scavo del collettore è stato la quantità di acqua della falda che si trova nella zona. All'inizio, data la piccola sezione di scavo, si è provato a liberare la zona di scavo pompando l'acqua per ridurre la sua quota con una pompa che raggiungeva i 50 litri/min, ma non è stato sufficiente, e lo scavo non è potuto essere eseguito. La seconda opzione studiata corrisponde al progetto di analisi, ed è stata quella di fare un trattamento di miglioramento delle proprietà del terreno attraverso l'iniezione di miscele cementizie e di una miscela

chimica (MAPEJET System N) che garantiscano l'impermeabilizzazione della porzione di terreno interessata dallo scavo.

Intanto, nella costruzione del Passante Ferroviario di Torino si eseguono consolidamenti a una scala molto più grande attraverso il metodo del Jet Grouting per la costruzione del tappo di fondo per i solettoni ferroviari. Questo metodo permette di creare colonne di terreno cementato ad un'alta velocità, garantendo anche la qualità del risultato dal punto di vista di resistenza e di impermeabilizzazione. Tutta la parte ovest del passante è stata fatta con questo metodo, ma per la costruzione del lato est ci sono circostanze diverse che fanno pensare se il Jet è conveniente o meno.

Il problema principale che si è verificato durante la costruzione del lato ovest con l'utilizzo del Jet è stato la perdita di materiale durante la fase di iniezione, che influisce non solo nei costi relativi allo spreco di cemento, ma anche ha provocato l'innalzamento di quasi un metro della quota del solettone sopra il quale saranno appoggiati i binari, a causa dell'accumulo del materiale che esce durante l'iniezione.

Nel lato est, esistono ancora altre circostanze che rendono difficili i lavori con le iniezioni ad alta pressione. La conseguenza diretta degli alti valori di pressioni raggiunte con il Jet Grouting (500bar) sono le vibrazioni, che influiranno molto nelle fondazioni dei binari del lato ovest, data l'estrema vicinanza.

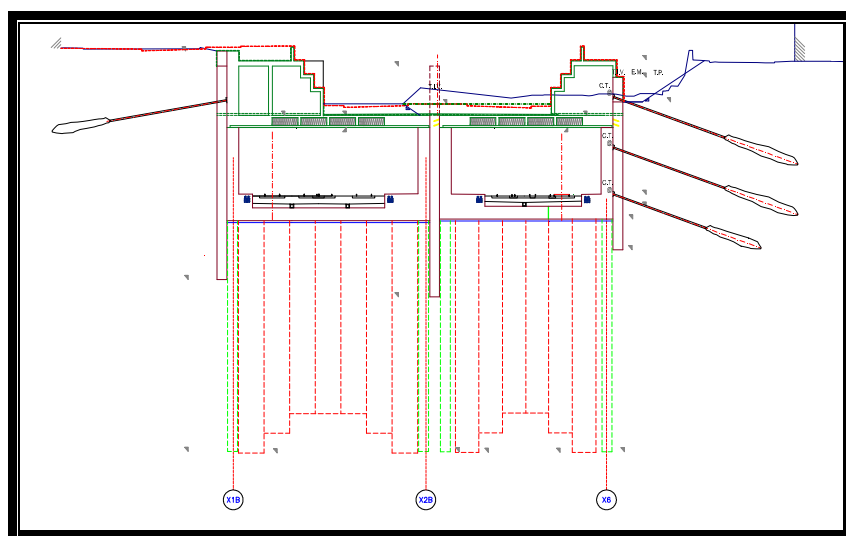


Figura 16. Sezione del Passante Ferroviario di Torino

Soprattutto , si aggiunge il fatto che di fianco al lato est del passante si trova Cso. Principe Oddone, caratterizzato da un traffico continuo e dalla presenza di palazzi in tutta la sua lunghezza. Tutte e due saranno interessate dalle vibrazioni, in particolar modo i palazzi che si trovano più vicini al percorso del passante, che possono subire danni sia nelle fondazione che nel suo complesso strutturale. Lo stesso discorso vale per eventuali fenomeni di claquage o idrofratturazione, che possono causare danni drammatici nei palazzi, dato che questo fenomeno quando viene identificato in opera durante i trattamenti con il Jet Grouting, è difficile fermarlo a causa delle grandi pressioni con le quali si lavora.

Tutti i fattori prima elencati fanno pensare all'applicazione di un'altro metodo di consolidamento che possa essere utilizzato in condizioni nelle quali si vuole una minima influenza nelle strutture adiacenti, ovvero, un metodo di iniezione a bassa pressione, applicato nei tratti più critici del percorso del passante.

Il metodo di iniezione attraverso le canne valvolate o canne "Manchette" permette dal punto di vista teorico di risolvere tutti gli aspetti critici che si trovano per il consolidamento del tappo, in particolare, si diminuiscono drasticamente le pressioni di iniezione, da 500 bar con il Jet Grounting a 28 bar, e quindi anche le vibrazioni indotte. Inoltre, c'è un controllo dei volumi di miscela messi nel terreno e delle pressioni finale, che permettono fare una prima stima della capacità reale di assorbimento del terreno e la visualizzazione immediata di eventuali fenomeni di claquage. Nel caso in cui si verifichi questo fenomeno, è possibile intervenire rapidamente ed evitare danni nelle strutture vicine se si inietta a bassa pressione. Con il Jet Grouting, invece, è molto difficile fermare l'effetto di idropressione perchè nel momento in cui l'operatore si accorge del fenomeno, il danno è già fatto.

Il punto debole delle iniezione con canne valvolate è il tempo. Rispetto al Jet Grounting, il trattamento di consolidamento a bassa pressione è molto più lento appunto perchè si prendono in considerazione molti fattori per avere un maggior controllo del lavoro.

Per mettere alla prova l'applicazione di questo metodo di iniezione, è stato fatto un campo prova iniettando solo miscela cementizia, ma con risultati molto scadenti: al

momento di fare i sondaggi finali, non è stato trovato il cemento iniettato. La causa di questo fenomeno è stata attribuita alla velocità della falda, la quale è aumentata grazie alla perdita di acqua attraverso una fessura nella paratia del passante, e che ha movimentato la miscela cementizia inserita portandola via dalla porzione di terreno che si voleva consolidare.

Quindi, i lavori di consolidamento fatti per il collettore di acqua fungono come campo prova per osservare la risposta del terreno alle iniezioni con canne valvolate: se si raggiungono i livelli di resistenza meccanica e di impermeabilità richiesti, per capire meglio il comportamento della miscela chimica e la sua utilità nelle condizioni idrauliche trovate nel sito e per fare anche una stima della velocità di lavorazione. In base ai risultati si potrà fare un confronto con il Jet Grouting per vedere se è fattibile, economicamente, dal punto di vista pratico e di qualità del risultato, l'utilizzo delle canne valvolate per le iniezioni a basse pressioni nei tappi di fondo del Passante Ferroviario di Torino.

3.2 Ubicazione, geometria e gestione del trattamento

Il terreno interessato dalle iniezioni si trova al di sotto della rotatoria di Corso Mortara nella città di Torino.

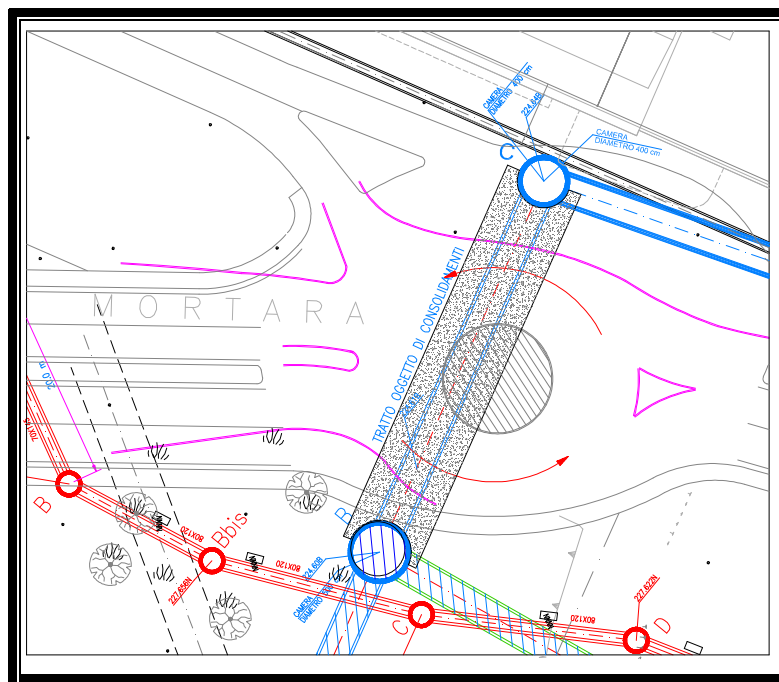


Figura 17. Ubicazione della zona interessata dal consolidamento

In sezione il trattamento interessa la fascia di terreno di 8,3 metri compresa fra le quote -4,00 e -12,30 m dal piano stradale, corrispondenti in quote relative alla fascia fra 229,4 e 221,2 m sul l.m.m.

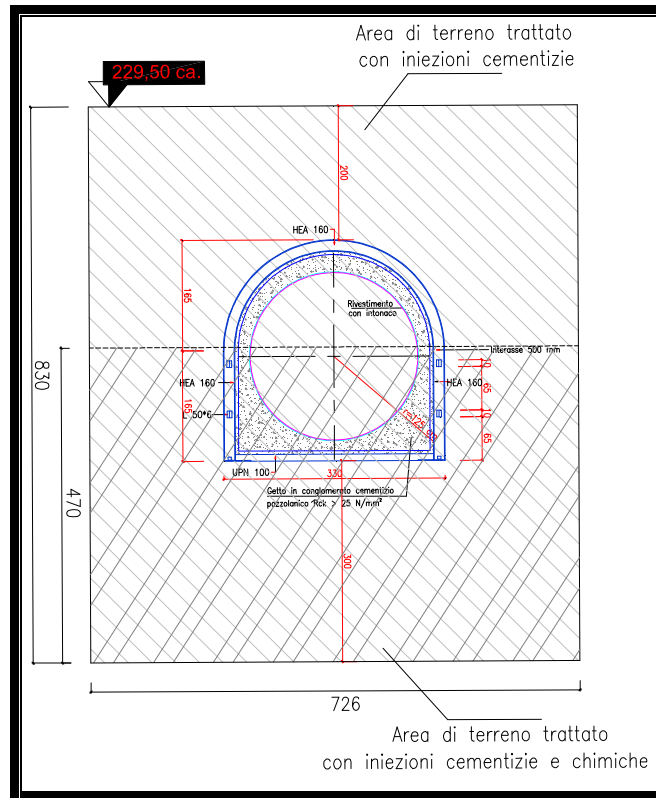


Figura 18. Sezione trasversale dell'area interessata dal consolidamento

Per consolidare la parte interessata, sono stati previsti un totale di 180 fori di 100mm di diametro posizionati a maglia a quince in un'area di 272m².

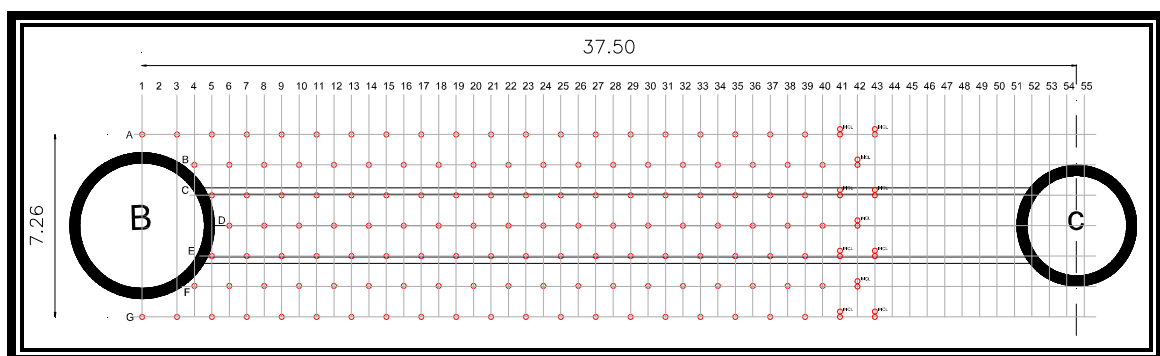


Figura 19. Maglia di trattamento

Il progetto, da dati sperimentali ottenuti in passato, prevede che per il terreno considerato il diametro di influenza di ogni foro sia pari a 1,60 metri. Per avere una

copertura totale, i triangoli equilateri che formano la maglia hanno 1,40 metri di lato.

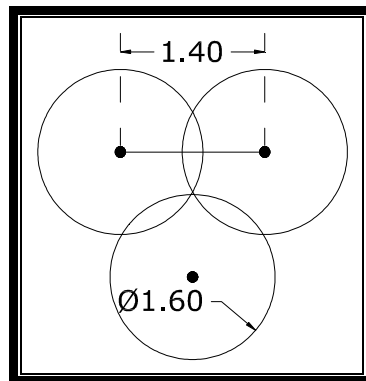


Figura 20. Particolare di maglia

Dovuto alla presenza di condotti dei servizi della città in sotterraneo, in corrispondenza delle ultime file della maglia, si ha un'inclinazione dei fori in questa zona pari a 21°, 15° e 9° per le file 40, 41 e 42 rispettivamente, che permettono arrivare in profondità all'area che corrispondeva alle file successive. Questi fori, come si può osservare nella maglia nella Figura 4, sono stati perforati a pochi centimetri dei fori verticali delle stesse file.

La sezione trasversale di questi fori si può osservare di seguito nella Figura 21.

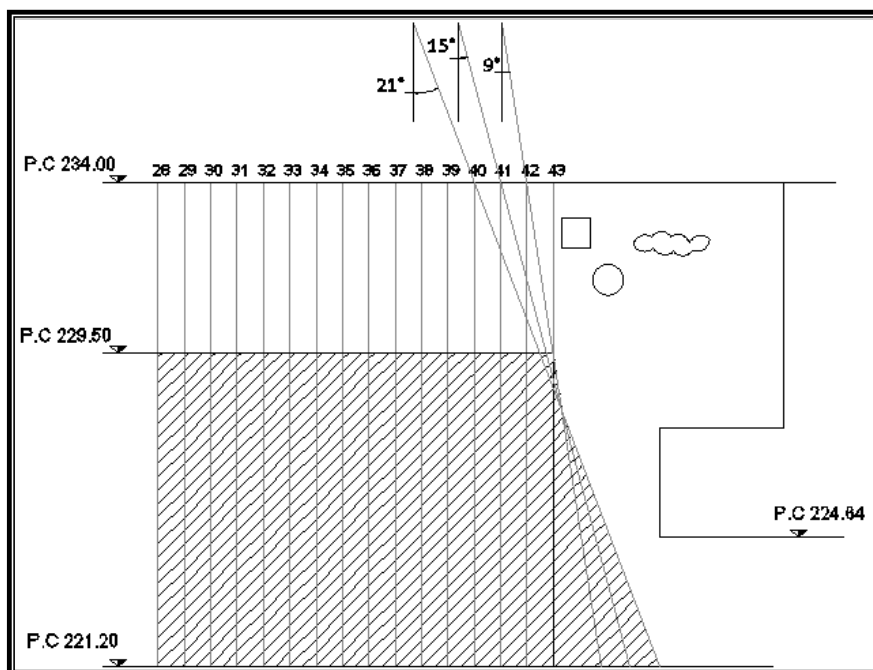


Figura 21. Sezione trasversale dei fori inclinati

I lavori di iniezioni sono stati gestiti in due fasi per interferire il meno possibile sul traffico di Corso Mortara della città di Torino al di sotto del quale passa il collettore di acqua. Ogni fase comprende la chiusura di una parte della strada fino al termine dei lavori nella zona liberata e la ricostruzione della strada una volta finita ogni fase. Nella prima fase saranno iniettati i 92 fori posizionati dal lato del pozzo B, e nella seconda i fori restanti.

L'eseguimento delle iniezioni è stato fatto cercando di interrompere il passaggio dell' acqua con i primi fori iniettati creando una parete per liberare un pò la zona ed evitare che l'acqua porti via la miscella, quindi, iniziando dalla fila più lontana dalle paratie del passante (fila A) per proteggere i tubi che rimangono all'interno tra paratia e parete.

Nella prima fase tutti i fori sono perfettamente verticali, mentre nella seconda fase, data la presenza dei servizi, che comprendono tubazioni elettriche e di gas sotterranee, sono state fatte anche dei fori inclinati che permettono coprire tutto lo spazio senza interferire con essi.

3.3 Geologia

In genere il suolo di Torino è costituito principalmente da materiale alluvionale dovuto alla presenza della falda che si trova in tutta l'area sottostante alla città. Nella porzione di terreno che interessa al campo prova si trova materiale alluvionale con grandi ciottoli, ghiaie sabbiose e limose con strati cementati. Nell' Allegato 1 si trova la descrizione litologica realizzata a partire da sondaggi fatti per la costruzione dell'attraversamento fognario.

La porzione di terreno interessata dallo scavo per l'attraversamento fognario è, secondo il progetto del collettore, una "ghiaia sabbiosa grossa eterometrica subarrotondata poligenica diametro massimo 2cm; con notevole resistenza alla prova SPT". Si trovano alcuni strati minori di 80cm in cui si trovano solo sabbie e altri materiali con ciottoli di matrice sabbiosa addensata. Questo tipo di materiale si trova a partire dei 5 metri di profondità, al di sopra dei quali si trovano ghiaie con più alti contenuti di fini.

La permeabilità del terreno è stata determinata attraverso la prova Lefranc con una lunghezza di sezione di prova di 150 cm a due livelli diversi:

Tabella 5. Permeabilità

Profondità di foro (m)	Permeabilità (cm/s)
5.80	1.41×10^{-3}
12.50	1.49×10^{-3}

La falda si trova intorno agli 8 metri di profondità rispetto al piano campagna.

3.4 Procedura di lavoro

3.4.1 Centrale d'iniezione

La centrale d'iniezione è il posto dove vengono miscelate tutti i materiali e dove l'operatore controlla tutti volumi, pressioni e portate delle iniezioni.

La centrale d'iniezione per i lavori di trattamento di Cso. Mortara è costituita da:

- Tre pompe con capacità massima di pompaggio pari a 50 bar, collegate ad un computer (Jean Lutz, T3) programmato per fermarsi una volta arrivata alla pressione massima di iniezione o al volume massimo per valvola. Il computer memorizza tutti i dati di pressione e volume per valvola per foro.
- Agitatore principale, al quale arrivano tutti i componenti della miscela per essere mescolati. La quantità di miscela nell'agitatore viene controllata dall'operatore attraverso un pannello di controllo programmato per il mix design che si vuole utilizzare.
- Agitatore secondario, dove la miscela si mantiene in movimento prima di essere iniettata. Quest' agitatore è collegato all'agitatore principale e alle pompe di iniezione.
- Vasca de preidratazione della bentonite con agitatore continuo.

Di fianco alla centrale d'iniezione sono stati piazzati i silos del cemento, la vasca di acqua e i silos dei componenti per la miscela chimica.

3.4.2 Perforazione e guaina

La perforazione dei fori è stata fatta con un diametro di 100 mm, per trascinamento con martello fino alla profondità di progetto di 13m rispetto al piano campagna.



Figura 22. Utensile di perforazione

Man mano che si esegue la perforazione si inserisce il rivestimento con corona tagliente, reso solidale all'asta di perforazione, fino fondo foro garantendo così la stabilità del foro durante la perforazione e prima di cominciare con i lavori di iniezione. È stato impiegato come fluido di perforazione, l'aria compressa, la quale favorisce l'uscita del detrito dal foro.



Figura 23. Rivestimento di perforazione

Quando si arriva alla profondità richiesta di perforazione, si gira l'asta per smontare il sistema che mantiene solidale essa con il rivestimento. A continuazione

si alza l'asta lasciando il rivestimento nel foro e s'inserisce la canna con valvole posizionate con un interasse di 0,5m. A questo punto, l'intercapedine tra rivestimento e canna viene riempita con la miscela di guaina fino al livello del piano campagna e si toglie il rivestimento lasciando la miscela in contatto diretto con il terreno. Parte della guaina viene assorbita dal terreno, e quindi il suo livello scende. Il volume assorbito viene rimesso, inserendo di nuovo la miscela fino al livello del piano campagna.



Figura 24. Canne Manchette con interasse di 0,5m.

3.4.3 Iniezioni

Dentro della canna valvolata si inserisce il tubo d'iniezione fino alla profondità prevista, sempre iniziando dal basso, e alzando il tubo 50 cm ogni volta. I packer posizionati sotto e sopra l'ugello del tubo di iniezione si gonfiano quando si comincia a pompare aderendosi alla canna, garantendo che la miscela venga direzionata verso le valvole e che non si distribuisca lungo tutta la canna. Le iniezioni sono state fatte facendo tre passate: la prima e seconda comprendono il getto di miscela cementizia, la prima con un percentuale di volume teorico ad iniettare maggiore della seconda. La terza passata è stata fatta con una miscela chimica di elevata fluidità che permette arrivare agli spazi vuoti ai quali la miscela cementizia non è arrivata. Dopo 40 min il chimico diventa un gel con poche proprietà di resistenza ma con basissima permeabilità. Questa caratteristica permette l'isolamento dell'acqua e facilita i lavori al momento dello scavo.

Per ogni tubo sono state previste quattro pressioni di pompaggio a seconda della profondità della valvola. Per determinare la pressione che l'operatore deve leggere

nella centrale di iniezione, è stata fatta la prova di perdita di carico. La perdita di carico è la differenza di pressione che si verifica tra la pressione di mandata dalla centrale di pompaggio e quella che si ha in bocca foro, ed è direttamente proporzionale alla lunghezza del tubo di iniezione, ovvero, la distanza tra la centrale di iniezione e il foro; e alla viscosità della miscela. In pratica, questo valore si determina facendo passare la miscela nel tubo di iniezione, lasciando la bocca del tubo fuori dal foro, con una portata di 10 l/min. La lettura della pressione in quel momento corrisponde alla perdita di carico del fluido.

Tabella 6. Pressioni di iniezioni e perdite di carico

Profondità	Miscela cementizia		Miscela chimica	
	Pressione di iniezione (Bar)	Perdita di carico (Bar)	Pressione nella centrale di iniezione (Bar)	Perdita di carico (Bar)
5 a 7m	6	15	21	16
7 a 9m	8		23	18
9 a 11m	11		26	21
Oltre 11m	13		28	23

Il volume dei vuoti globale stimato per il terreno è del 35%, quindi, tenendo conto dell'area d'influenza a foro, si ha:

$$Vt = \frac{1,6^2}{4} * \pi * 8 = 16m^3$$

$$Vv = 16 * 0,35 \approx 5600 \text{ litri}$$

$$55\%Vv = 5600 * 0,55 = 3080 \text{ litri}$$

Il volume ad iniettare a valvola è stato previsto per la prima passata pari a 100 litri, nella seconda pari a 50litri e nella terza pari a 100 litri.

3.4.4 Miscele

Le miscele da iniettare vengono preparate automaticamente nella centrale di iniezione nell'agitatore principale, il quale viene programmato a seconda del mix della passata. Sono stati impiegati tre mix desing per il consolidamento: per la

guiana, miscela cementizia per la prima e la seconda passata e la miscela chimica per la terza passata.

La **guaina** è una sospensione di cemento con un percentuale di bentonite sufficiente per rendere la miscela stabile e diminuire il percentuale di sedimentazione dei suoi componenti solidi. La sua funzione è quella di rendere stabile il foro e una volta fatta presa, permette di indirizzare la miscela verso la porzione di terreno interessata dalla valvola.

Dai risultati ottenuti nelle iniezioni della prima fase, è stato deciso di cambiare il dosaggio della miscela di guaina con lo scopo di renderla più leggera e facilitare l'apertura delle valvole.

Tabella 7. Composizione della miscela di guiana. Fase 1.

Componente	Dossaggio
Acqua	100 l
Cemento	50 Kg
Bentonite	6Kg
Additivo disperdente	1,5 Kg

Tabella 8. Reologia miscela di guaina. Fase 1

Caratteristiche reologiche della miscela di guaina	
Viscosità Marsh (diam 4,7mm)	45 sec
Peso specifico	1,28 gr/cm ³

Tabella 9. Composizione della miscela di guaina. Fase 2

Componente	Dossaggio
Acqua	100 l
Cemento	40 Kg
Bentonite	4 Kg
Additivo disperdente	1,2 Kg

Tabella 10. Reologia miscela di guaina. Fase 2

Caratteristiche reologiche della miscela di guaina	
Viscosità Marsh (diam 4,7mm)	41 sec.
Peso specifico	1,26 gr/cm ³

La **miscela cementizia** utilizzata per la prima e la seconda passata, è anche una sospensione cementizia stabilizzata con bentonite. La bentonite in questo caso serve ad aumentare l'effetto di impermeabilizzazione del terreno. Date le caratteristiche geologiche della zona, è stato previsto di utilizzare un additivo fluidificante a base di polimeri (RHEOSOIL®GI) per favorire la penetrabilità della miscela nel terreno.

Tabella 11. Composizione della miscela cementizia d'iniezione

Componente	Dosaggio
Acqua	100l
Cemento	50 Kg
Bentonite	4Kg
Additivo disperdente	1 Kg

Tabella 12. Reologia della miscela cementizia

Caratteristiche reologiche della miscela cementizia d'iniezione	
Viscosità Marsh (diam 4,7mm)	37 sec
Peso specifico	1,25 gr/cm ³

La **miscela chimica** (Mapjet System N) è un legante bicomponente liquido, privo di cemento a base di composti minerali inorganici, a base di silicato di sodio. Il silicato di sodio è combinato con un reagente che conferisce alla miscela una fluidità simile a quella dell'acqua, e col passare del tempo la reazione chimica tra i componenti fa in primo luogo gelificare la miscela, e col progredire l'indurimento. Il suo scopo principale è l'impermeabilizzazione delle zone, dove la miscela cementizia non è arrivata, favorita dalla sua alta fluidità. D'accordo con le

specificazioni del produttore, il rapporto dei due componenti è del 5% del volume per il chimico reagente è 95% per la base.

Tabella 13. Reologia della miscela chimica

Caratteristiche reologiche della miscela chimica d'iniezione	
Viscosità Marsh (diam 4,7mm)	37 sec
Peso specifico	2,5 gr/cm ³

3.4.5 Ordini e tempi di iniezione

Tenendo conto dei risultati ottenuti nelle iniezioni che sono state eseguite nel campo prova previo, dove il cemento che era stato iniettato non è stato trovato nei sondaggi, e supponendo che è stata la falda in movimento a dilavare le miscele dentro il terreno; in questo campo prova è stato previsto di fare le iniezioni con un ordine specifico. Cercando di creare una barriera con le prime iniezioni dei fori che si trovano al contorno della maglia per i fori intermedi, iniziando con quelli più vicini alle paratie del passante ferroviario. In questo modo, la falda troverà man mano che si avanza con le file una parete sempre più resistente formata dal cemento d'iniezione. Questa procedura è stata fatta nello stesso modo in ogni passata per tutte e due le fasi.

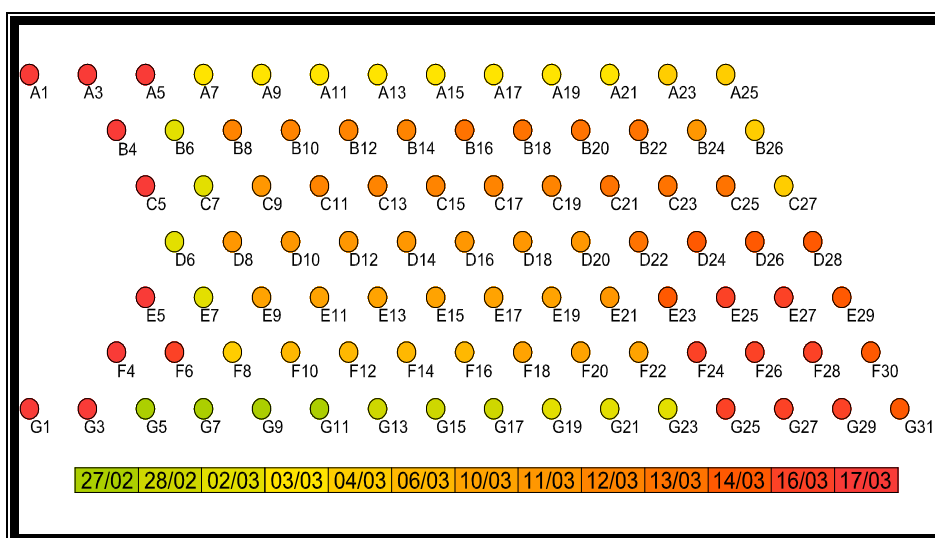


Figura 25. Ordine di messa della miscela di guaina nella prima fase

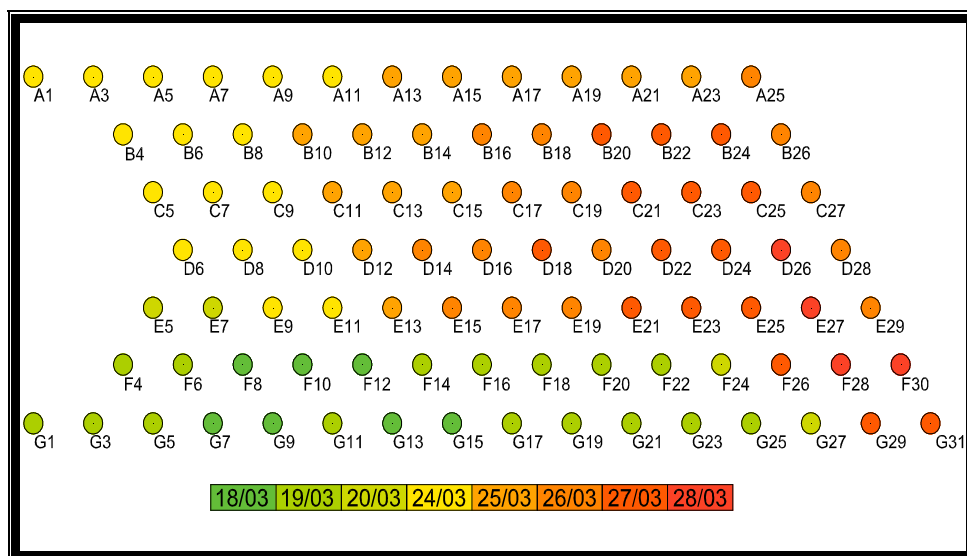


Figura 26. Ordine di iniezione nella prima passata di miscela cementizia nella prima fase

Nella prima fase sono stati iniettati un totale di 92 fori in 32 giorni, nella seconda 61 fori in 28 giorni, per un totale di 153 fori in 60 giorni.

Di seguito si presenta una tabella che permette visualizzare la tempistica di tutto il lavoro realizzato.

Tabella 14. Tempistica del lavoro

	1MA FASE		2DA FASE	
	Data inizio	Giorni lavorativi	Data inizio	Giorni lavorativi
Perforazione e guaina	27/02	14	25/05	9
1ma Passata	18/03	8	09/06	6
2da Passata	28/03	5	16/06	5
3za Passata	10/04	5	15/07	8
TOTALE		32		28

3.5 Indagini in sito

Con lo scopo di fare uno studio preliminare dei risultati ottenuti nella prima fase delle iniezioni e definire eventuali interventi nel progetto per la sua applicazione nella seconda fase, sono state pianificate indagini nella zona trattata che

comprendono sondaggi con carotaggio continuo, la misura della permeabilità in foro e prove geofisiche fatte con gli stessi fori fatti per i sondaggi. Tra l'ultima canna iniettata e la perforazione dei fori di sondaggio si è lasciata passare una settimana per dar tempo alle miscele di fare presa.

3.5.1 Sondaggi

Nel sondaggio si vuole sapere con certezza cosa c'è dentro del terreno attraverso metodi diretti, ovvero, attraverso il prelevamento di campioni significativi di materiale che permettano di osservare il materiale che si trova in profondità.

Quindi, sono stati fatti quattro carotaggi continui ubicati in punti con comportamenti che si aspettavano fossero diversi: due nel centro dei due triangoli della maglia e altri due vicini ai fori, uno ha avuto buon esito, l'altro no.

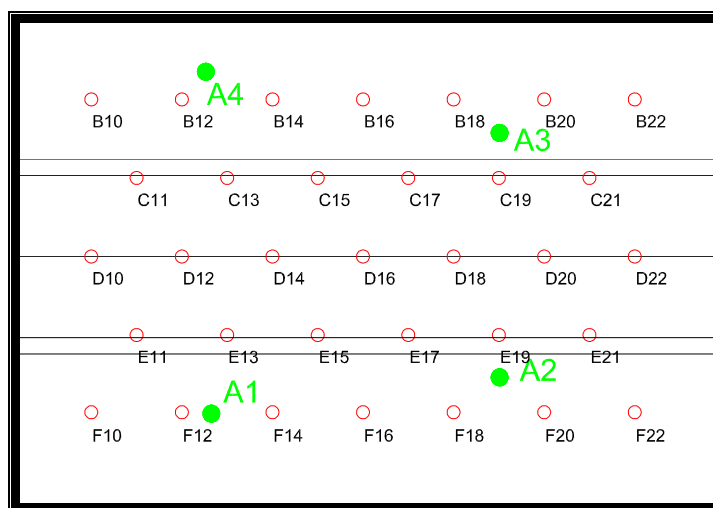


Figura 27. Posizionamento dei sondaggi

I carotaggi sono stati fatti a partire dei -4,5 metri dal piano campagna, anche se le iniezioni sono state fatte a partire dai -5m, con l'obiettivo di osservare il cambiamento del terreno da non trattato a trattato, e fino alla profondità di 11m con due tipi di carotiere: carotiere semplice e carotiere F6S.

3.5.1.1 Strumentazione dei sondaggi

I carotieri sono l'attrezzatura utilizzata per il prelievo di campioni di grandi dimensioni, chiamati carote, attraverso l'inserimento di essi nel terreno, mediante rotazione, percussione o rotopercussione.

Ci sono metodologie di campionamento utilizzate per ottenere campioni indisturbati nei quali la procedura di campionamento ha permesso al campione prelevato di conservare la sua struttura, il contenuto d'acqua e la composizione chimica del terreno in sito. In questo caso le operazioni di prelievo alterano soltanto lo stato tensionale che si aveva e si può ritenere come campione rappresentativo per le successive prove di laboratorio. Tuttavia, nella pratica non è possibile ottenere un campione completamente indisturbato dovuto alla presenza di diversi fonti di disturbo prodotte durante il processo di campionamento, che comunque possono essere ridotte se si fa una scelta corretta del carotiere.

Le principali caratteristiche che determinano l'esito della campionatura sono dimensionali. Di seguito si mostrano graficamente i parametri di riferimento per la scelta del campionatore in relazione a tre casi:

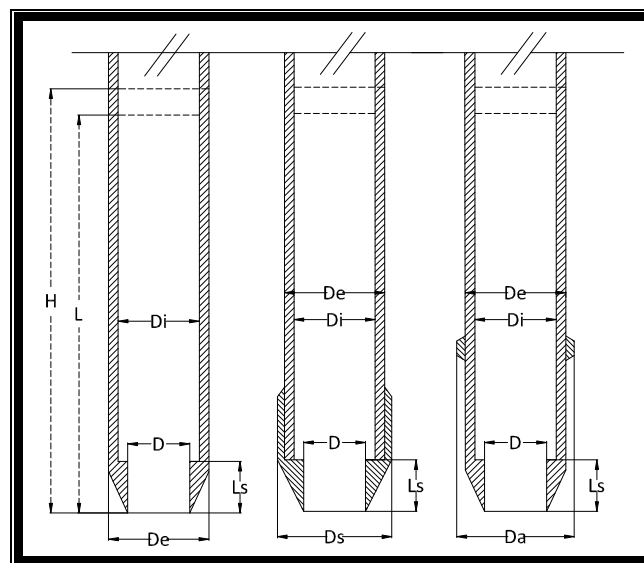


Figura 28. Caratteristiche geometriche dei campionatori

Dai dati sperimentali riportati nei libri di teoria si è arrivati alla conclusione che le relazioni di dimensioni che permettono di ottenere campioni indisturbati e omogenei sono:

Tabella 15. Rapporto L_{max}/D_i

TIPO DI TERRENO	L_{max}/D_i
Incoerente da molto compatto a sciolto	5 ÷ 10
Coesivo da compatto a molto tenero	10 ÷ 20

Ci sono esigenze soprattutto in questi due parametri perchè condizionano la presenza o no di un contenuto indisturbato nel centro del campione, e alla stessa volta devono compire con il programma sperimentale di laboratorio che limita soprattutto il diametro minimo.

Come detto prima, esistono diversi tipi di campionature che si adattano alle esigenze del progetto, e si suddividono in:

- *Campionatori aperti:* sono molto semplici sia strutturalmente che operativamente, perciò vengono maggiormente utilizzati. A seconda dello spessore della parete si hanno risultati ottimi in terreni compatti e consistenti o in terreni sciolti. Si ha l'inconveniente del possibile ingresso di materiale rimaneggiato dal fondo del foro e delle pareti. Campioni di lunghezza massima pari a un metro.
- *Campionatori a pistone:* la parte inferiore viene chiusa da un pistone che viene a trovarsi a filo con il tagliente del tubo campionatore. Il pistone ha una doppia funzione: impedire l'inserimento nella fustella, prima dell'infissione, di detriti; e creare il vuoto alla testa del campione impedendogli di fuoriuscire durante il distacco dal terreno e l'estrazione. È adatto a terreni coesivi e semicoesivi caratterizzati da una resistenza al taglio non drenata massima di 200-250 kPa. Campioni di lunghezza massima pari a un metro.
- *Campionatore Kjellman:* Attrezzatura dotata di nastri scorrevoli che permettono una campionatura fino a 20-30m.
- *Carotieri rotativi a due pareti indipendenti o carotiere doppio:* Si ottengono i migliori risultati. La parete esterna rota perforando il terreno mentre quella interna che rimane ferma riceve il terreno campionato.

Nel campo prova sono stati impiegati due tipi di carotieri, entrambi provati con lo scopo di migliorare la qualità della carota. Di seguito vengono descritti il funzionamento, dimensioni e risultati.

3.5.1.1.1 Carotiere F6S

Il carotiere F6S è un carotiere doppio, costituito da due carotieri concentrici collegati al momento dello scavo. Il carotiere esterno ha una corona tagliente dove si trovano dei buchini che permettono l'uscita del acqua, che serve come fluido di spurgo, senza che questa stia in contatto con la carota. L'acqua aiuta la fuoruscita del terreno scavato che sale attraverso l'intercapedine del carotiere esterno e il tubo di rivestimento precedentemente messo. La circolazione di un fluido consente maggiori e più rapidi avanzamenti, ma in alcuni casi, come nei terreni teneri, poco coesivi, friabili, scistosi, ecc; rende difficile o impossibile il carotaggio. Con l'utilizzo dei carotieri doppi, l'effetto negativo della circolazione del fluido può essere ridotto o eliminato.

La corona tagliente utilizzata è quella a widia, sulla quale vengono installati prismetti di widia all' estremità inferiore della corona. Questo tipo di corona è quella spesso utilizzata per terreni teneri con poco addensamento.

Il tubo di rivestimento serve a garantire la stabilità delle pareti del foro e viene inserito nel terreno attraverso rotazione e sempre prima della messa del carotiere.



Figura 29. Corona tagliente del carotiere F6S

Mentre il carotiere esterno taglia il terreno con movimenti giratori, il carotiere interno, che rimane statico, riceve tutto il materiale che si accumula in tutta la sua lunghezza. I giri del carotiere esterno vengono isolati dal carotiere interno attraverso un sistema meccanico posizionato nell'estremo superiore di essi. Ogni volta che il carotiere interno si riempie, si devono separare i carottieri e aprire

quello interno per estrarre il materiale. Questa procedura si fa ogni 1,5 metri, che corrisponde alla lunghezza del carotiere interno.



Figura 30. Carotiere interno ed esterno

Le prime carote estratte come si vedrà dopo non hanno avuto presenza di cemento nei primi livelli, e anche se i quantitativi di miscela assorbita in quei livelli non sono stati massimi, si aspettava si vedesse un pò di più. Si è osservato anche che il materiale fine di cui sono composti i livelli più superficiali erano stati dilavati, perchè con questo metodo in realtà non si evita completamente che l'acqua di spurgo entri nella carota. Per questo motivo sono state provate altra metodologie di carotaggio.

3.5.1.1.2 Carotiere semplice

La alternativa usata è stata con un carotiere semplice, il quale è costituito da un cilindro solo che avanza in profondità per rotazione o rotopercolazione lavorando a secco. Il terreno viene tagliato grazie alla corona tagliente composta da utensili di widia. La carota è poi tirata fuori attraverso una spinta con acqua applicata sulla testa della carota.

In questo caso, la carota è più disturbata, ma si evita di dilavarla continuamente durante tutto il processo di perforazione come succede con il carotiere doppio e, inoltre, la velocità del carotaggio è maggiore. Questo tipo di carotiere non è conveniente per materiali sciolti, e anche se si ha un materiale prevalentemente

grossolano, le cementazioni naturali e la cementazione con le iniezioni dovrebbero garantire l'ottenimento di una carota continua.



Figura 31. Coronina tagliente del carotiere semplice

3.5.2 Prove di permeabilità

Le prove di permeabilità hanno lo scopo di determinare il coefficiente di permeabilità k dei terreni attraverso l'applicazione della classica equazione di Darcy ($v = -k \cdot \text{grad}(h)$, dove v è il vettore velocità del fluido ed h la quota piezometrica). Esistono due metodologie di prove: a carico idraulico variabile o costante, ove le seconde sono da preferirsi anche se richiedono di tempi di prova lunghissimi, per cui spesso si ricorre alle prove a carico variabile. Esse possono essere effettuate in fori di sondaggio, in piezometri oppure tramite pompaggio da pozzi.

Durante la perforazione dei fori di sondaggio, una volta arrivati alle profondità di -7m e -11m rispetto al piano campagna, sono stati fatte prove di permeabilità a carico costante e carico variabile con lo scopo di avere un altro parametro di confronto rispetto alle condizioni iniziali del terreno.

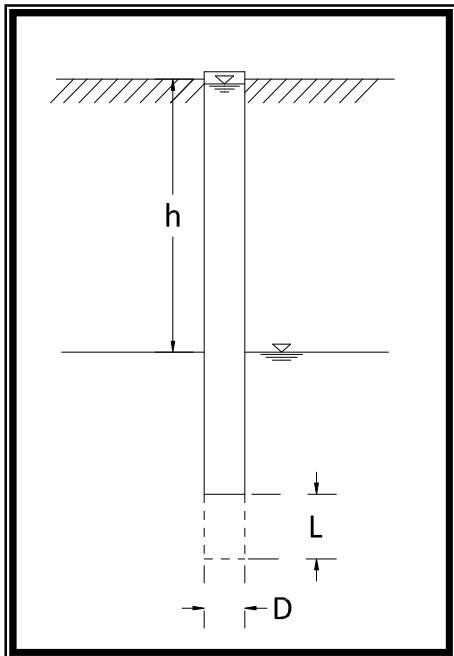
3.5.2.1 Prova Lefranc

La prova Lefranc è un particolare tipo di test puntuale che permette la valutazione della permeabilità dell'acquifero sia nel tratto saturo che nella porzione insatura. La prova è eseguita in fase d'avanzamento della perforazione di un sondaggio e interessa una tasca isolata alta non più di 3m. È una delle prove di permeabilità in

sito più diffusa data la sua semplicità, e può essere fatta nelle due tipologie: a carico variabile e a carico costante.

L'esistenza di una doppia modalità di prova si spiega con l'esistenza di adattare la prova alle caratteristiche idrogeologiche dei mezzi considerati. Se s'impegnano complessi a elevata permeabilità, si applica il secondo metodo e viceversa, se s'impiegano mezzi a bassa permeabilità, la prova a carico variabile permette una valutazione più precisa del recupero idrodinamico del livello.

La modalità a carico costante, certamente la più utilizzata, consiste nell'inserimento di acqua pulita all'interno della collona di rivestimento. Nel momento in cui il livello dell'acqua è visibile, si aggiunge acqua fino ad arrivare a un valore di portata per la quale il livello dell'acqua nel foro si mantiene costante. Una volta raggiunto un valore più meno regolare di portata, si fa la lettura di essa ogni tot di tempo, ad esempio un minuto, dopodichè si calcola la media su dieci o venti minuti. Da questo valore di portata si arriva al valore del coefficiente di permeabilità (K) attraverso l'espressione:



$$K = \frac{Q}{2Chr} \quad (3.1)$$

dove,

Q: Portata media misurata

H: Altezza della zona filtrante

C: Coefficiente di forma che solitamente vale 2.85 mentre secondo Schneebeli (1960) vale, nel caso generale:

$$C = \frac{2\pi}{2,303} \frac{D \sqrt{\frac{L^2}{D^2} - 1}}{\log \left(\frac{1}{D} + \sqrt{\frac{L^2}{D^2} - 1} \right)} \quad (3.2)$$

dove,

L: Distanza tra fondo foro e base del rivestimento

D: Diametro del foro.

La prova Lefranc a carico variabile è meno preciso e solo permette avere valori indicativi. In questa modalità di prova si misura la distanza tra il livello iniziale e finale dell'acqua nel foro in un periodo determinato di tempo, ad esempio un minuto, e si arriva al valore del coefficiente di permeabilità tramite l'espressione che si presenta:

$$K = \frac{A}{C(t_2 - t_1)} \ln\left(\frac{h_1}{h_2}\right) \quad (3.3)$$

Dove,

A: Area della base del perforo

C: Coefficiente di forma

h_1 e h_2 : livelli nel foro ai tempi t_1 e t_2

In questa modalità di prova, la determinazione dell'altezza del livello dell'acqua dentro il rivestimento è stata rilevata attraverso il freatimetro. Questo strumento è semplicemente un cavo graduato generalmente ogni centimetro, dentro il quale si alloggia un circuito, che nel momento in cui entra in contatto con l'acqua si chiude mandando un segnale sonoro e/o visivo. Il freatimetro permette conoscere il livello della falda in un pozzo o foro, o come in questo caso sapere le altezze del livello dell'acqua per ottenere il coefficiente di permeabilità.



Figura 32. Freatimetro

3.5.3 Prove geofisiche

Le indagini geofisiche sono prove indirette dove i risultati ottenuti che descrivono il mezzo si ricavano sulla base delle leggi fisiche. Queste sono prove principalmente sismiche, nelle quali si osserva il comportamento delle onde di tipo meccanico (sismico) all'interno di mezzi materiali. Tali onde possono essere generate artificialmente attraverso energizzatori specifici (masse battenti, esplosivi, fucili sismici, ecc..) o possono avere sorgenti naturali.

In ogni caso, ciò che si osserva è un segnale sismico che, attraversando uno o più mezzi fisici, si modifica, acquisendone e registrandone le caratteristiche meccaniche e geometriche. Il cambiamento del segnale sismico diviene peculiare, permettendo di descrivere il mezzo che viene attraversato grazie alle leggi della fisica (ottica geometrica) che regolano la propagazione delle onde che rimangono costantemente universali.

Una volta che il segnale sonico o meccanico è mandato, l'onda formata non è una sola, ma diversi fronti d'onda o fasi identificate con un movimento e con caratteristiche di attenuazione e direzione. Le onde più utilizzate per i sondaggi a bassa profondità sono le onde P, anche chiamata onda longitudinale o di compressione; e le onde S, anche chiamata onda trasversale o di taglio. Tutte e due onde di profondità.

Il principio di attenuazione che caratterizza ogni onda sismica, prodotto dalla presenza di discontinuità e anisotropie spaziali nel mezzo fisico che modificano la frequenza delle onde che lo attraversano; dipende direttamente dalle caratteristiche elasto-meccaniche delle diverse parti che costituiscono il mezzo materiale. Le stesse grandezze fisiche vengono osservate o calcolate nei processi di investigazione geofisica. Infatti, l'applicazione della teoria dell'elasticità allo studio di propagazione delle onde sismiche tiene conto delle variazioni delle costanti elastiche, della densità e delle possibili condizioni di non perfetta elasticità e di anisotropia.

I parametri che intervengono nella modificazione di un segnale sismico, prescindendo della tipologia della sorgente, sono: la densità, il coefficiente di Poisson, il modulo di Young e il modulo di taglio.

A seconda delle condizioni del mezzo, delle facilità e importanza del lavoro e dalle condizioni economiche del progetto, esistono diverse tipologie di prove geofisiche con diversi livelli di precisione o risoluzione che permettono definire diverse caratteristiche, siano geomeccaniche, geometriche, presenza di acqua o presenza di un determinato materiale, nel sottosuolo analizzato.

3.5.3.1 Cross Hole

La prova Cross Hole è una metodologia di prova sismica in foro che consiste nel misurare il tempo di percorso delle onde dirette P ed S nel tragitto sorgente-ricevitori in una data selezione del sottosuolo tra due o più fori di sondaggio all'interno dei quali sono posti, alla medesima profondità corrispondente, in uno la sorgente sismica e nell'altro i ricevitori.

Un vantaggio di questa metodologia di prova è che la velocità delle onde sismiche è teoricamente misurabile a qualsiasi profondità, uno svantaggio sono i costi relativi, dato che occorrono al meno due fori di sondaggio.

La strumentazione che si utilizza per eseguire la prova Cross Hole è costituita da:

- Una sorgente meccanica in grado di generare onde elastiche ricche di energia e direzionabili, tra i più comuni: cannone ad aria, fucile sismico da foro, impulso elettrico Sparker, martello fondo-foro, vibratore piezoelettrico, sorgente magnetostriativa;
- Geofoni tridirezionali la cui risposta in frequenza sia compresa tra 4.5 e 14 Hz;
- Sistema di ancoraggio alle pareti del tubo-foro;
- Un sismografo multicanale in grado di registrare segnali in formato digitale e con la possibilità di miglioramento del segnale (sommatoria di segnale)

L'elaborazione dei dati sismici ottenuti con questa prova può essere eseguita analizzando i segnali registrati sia nel dominio del tempo, sia nel dominio delle frequenze. Nel primo caso, l'analisi si basa nella lettura del tempo di primo arrivo delle onde e nel caso in cui ci siano più di due fori, è possibile determinare questo tempo nei geofoni intermedi, ottenendo così un risultato più preciso dato che si elimina l'errore prodotto dal *trigger*, ovvero, il tempo iniziale che non sempre è facile di determinare. In questo modo, dal tempo si passa alla velocità di traiettoria dell'onda conoscendo la distanza tra i fori. Nel secondo caso in cui l'analisi si fa nel dominio delle frequenze, il tempo di tragitto si ottiene sulla base delle frequenze.

Questa configurazione di prova è stata eseguita per trovare i valori caratteristici del terreno prima dell'intervento di miglioramento.

3.5.3.2 Cross Hole Tomografico

Il Cross Hole tomografico rispetto al Cross Hole classico si differenzia nella geometria del posizionamento dei ricevitori. Nel primo caso i punti di ricezione e di generazione delle onde sismiche devono essere disposti in modo da ottenere una copertura dei raggi sismici uniforme della zona da studiare e in modo tale che i raggi siano distribuiti nel maggior numero possibile di direzioni. Così vengono messe un maggior numero di punti di energizzazione e ricezione con l'inserimento di catene idroponiche che permettono la sola ricezione delle onde P.

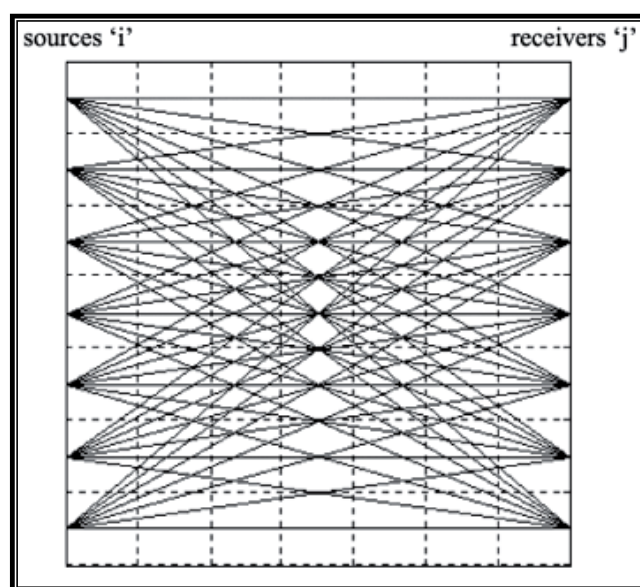


Figura 33. Schema Cross Hole tomografico

L'analisi dei dati sismici cross hole con tecniche tomografiche prevede la costruzione di una matrice di valori che rappresenti le posizioni dei ricevitori, delle sorgenti sismiche ed i tempi di percorso dei primi arrivi delle onde P. Definita la geometria della sezione investigata e letti i tempi di primo arrivo, si passa alle iterazioni dei valori matriciali che lavorano per aggiustamento fino al raggiungimento di una serie numerica ottimizzata, consentendo di ricostruire una sezione bidimensionale di velocità sismica dei terreni. Le velocità di onda ottenuti vengono rappresentati per campi in falsi colori.

Per aumentare l'intensità di energizzazione e migliorare, quindi, la trasmissione dell'onda, dentro il foro di sondaggio viene messo un tubo di PVC dentro che viene riempito di acqua. Essa aumenta l'energia sismica trasmessa. Questo si fa in tutte e due le configurazioni: Cross Hole classico e tomografico.

Nel campo prova, dopo di aver finito le iniezioni della prima fase, è stata impiegata questa configurazione di prova. La sorgente utilizzata è stata esplosivo con fucile sismico da foro innescato dal basso verso l'alto, utilizzando i fori di sondaggio previamente fatti. Il fucile sismico dove vengono messe le cartucce esplosive, provoca un fronte d'onda sferica che si propaga nel terreno con diverse velocità in diverse direzioni, a seconda del materiale attraversato e delle sue caratteristiche.

Sono state fatte diverse combinazioni nelle posizioni della catena dei geofoni e della sorgente. In questo modo si approfitta al massimo della presenza dei quattro fori per migliorare la precisione del risultato ed ottenere una rappresentazione tridimensionale del volume interessato dall'indagine.

CAPITOLO 4

RISULTATI E ANALISI DEI DATI

Il presente capitolo ingloba lo studio di tutti i parametri di iniezione in diversi contesti, temporali e fisici, con lo scopo di illustrare con chiarezza il risultato e l'efficienza del trattamento, principale argomento di questa tesi.

5.1 Valori medi e globali

Di seguito si presentano i dati globali di due parametri importanti: volume e pressione riportati d'accordo alla passata e alla fase di lavorazione.

Bisogna ricordare che la prima e la seconda passata sono state realizzate con una miscela cementizia con contenuto di bentonite e la terza con una miscela chimica, caratterizzata da una bassa viscosità e impiegata con lo scopo principale di impermeabilizzare.

Tabella 16. Volumi- Confronto tra valori teorici e reali

		Vol.teorico (litri)	Vol. reale (litri)	% immesso del volume teorico	%totale
Fase 1 (92 fori)	1ma Passata	147200	117175	79,6	70,51
	2da Passata	73600	31203	42,4	
	3za Passata	82800	65698	79,3	
Fase 2 (61 fori)	1ma Passata	97600	81272	83,3	80,70
	2da Passata	48800	32180	65,9	
	3za Passata	61000	53933	88,4	

Tabella 17. Pressioni medie (bar)

	1ma passata	2da passata	3za passata
1ma Fase	20,12	29,79	26,36
2da Fase	20,48	27,15	20,98
TOTALE	20,73	29,65	24,99

Osservando i valori delle tabelle 1 e 2 si verifica un comportamento che coincide con la teoria: la seconda passata in tutte e due le fasi ha assorbito volumi molto minori con pressioni finali medie maggiori rispetto alla prima passata, e in genere, si osserva un maggiore assorbimento in corrispondenza di pressioni finali minori e viceversa.

Nella terza passata si osserva l'utilità della miscela chimica come elemento che serve al riempimento dei vuoti più piccoli, e di conseguenza, a un impregnamento migliore del terreno. Tale effetto si apprezza nell'aumento dei volumi assorbiti e nella diminuzione della pressione finale rispetto alla seconda passata, la quale ha valori più piccoli di pressioni e percentuali maggiori di volume assorbito.

I valori presentati corrispondono ai valori medi di tutte le valvole, ma bisogna ricordare che a seconda della profondità della valvola, il limite di pressione cambia (Vedere Cap. 3 - Tabella 2). Tenendo in conto tale condizione, si ha che la media delle pressioni nella seconda e terza passata della prima fase è maggiore al valore

massimo della valvola più profonda nella passata corrispondente. Tale situazione é coerente in presenza di un terreno già chiuso grazie all'impregnamento fatto con la prima passata.

In genere si ha un risultato migliore nella seconda fase, dove i volumi assorbiti sono stati maggiori ed iniettati a pressioni minori che in nessun caso supera i limiti. Questo fatto può essere dovuto a eterogeneità del terreno oppure al miglioramento nell'esecuzione dei lavori d'iniezione.

5.2 Software utilizzati per l'analisi dei dati

Per l'analisi della risposta del terreno alle iniezioni, vengono presentati diagrammi di tagli orizzontali e trasversali fatti con i programmi Surfer e RockWorks che permettono di rappresentare la distribuzione dei volumi iniettati e delle pressioni di iniezioni attraverso l'interpolazione dei punti.

Surfer è un codice di calcolo, la cui principale applicazione è quella di creare mappe basati su griglie modellate a partire da data file XYZ. Con Surfer sono state fatte tutte le sezioni orizzontali delle distribuzioni di volume e pressione, lavorando i dati con il metodo di interpolazione Kriging. Esso è un metodo geostatistico per creare maglie che consentano di fare un modello accurato e molto flessibile senza imporre eccessive considerazioni che possano alterare il risultato voluto, aggiungendo anche l'anisotropia per il calcolo tramite un variogramma. Il variogramma permette di definire il grado di anisotropia che si vuole applicare al calcolo, ma in genere è difficile definire qual è il grado ottimo da imporre nel modello del variogramma per i dati che si lavorano.

Rockworks è un programma più complesso, con un'interfaccia grafica più elaborata, che è in grado di creare modelli 2D e 3D a partire da dati XYZ o XYZD, dove D può essere qualsiasi parametro, il quale, in genere è ottenuto da indagini e sondaggi fatti nel sottosuolo, ad esempio, prove geofisiche, prove geochimiche, monitoraggio di falda, stratigrafia, litologia, e altre. Siccome esistono diversi parametri che possono caratterizzare il sottosuolo, Rockworks lavora solo con i numeri senza tenere conto delle unità, interpolando i valori a seconda del metodo di calcolo più adatto al modello che si vuole fare. Di questa forma, le iniezioni sono

state modellate inserendo i dati di volume e pressione come quarto parametro a considerare nell'interpolazione.

Il metodo d'interpolazione utilizzato in Rockworks è stato Inverse-Distance/Anisotropic. Quest' algoritmo, basato su un octante che viene posizionato e analizzato in ogni nodo, assegna un valore sulla base di quello rilevato nei punti vicini che si trovano dentro l'octante attorno al nodo.

Siccome non si sa con certezza il comportamento del terreno, i metodi di interpolazione dei dati utilizzati in entrambi i programmi sono stati scelti senza variare i valori che il codice impone di maniera automatica. Cosicchè non si fanno ipotesi che possano alterare il modello finale.

5.3 Guaina

Durante la fase di inserimento della guaina e conseguente estrazione del tubo di rivestimento, il terreno assorbe parte di questa miscela. Una volta che fa presa, diventa un materiale molto plastico di bassa resistenza, caratteristica che permette il passaggio della miscela cementizia d'iniezione. L'assorbimento della guaina nel terreno interessato è stata molto variabile, ed è stato calcolato come la quantità di guaina messa meno il volume del foro che deve essere riempito con essa.

$$V_{assorbito} = V_{totale} - V_{foro}$$

Il volume del foro è stato calcolato considerando tutta la sua lunghezza, dato che al momento dell'inserimento della guaina, essa è stata messa fino al piano campagna. Quindi, il valore minimo di volume di guaina, trascurando il volume vuoto dentro la canna valvolata, è:

$$\frac{0,1^2}{4} * \pi * 13 * 1000 \approx 100 \text{ litri}$$

Considerando l'assorbimento del terreno, teoricamente il volume finale di guaina per foro deve essere tra 120 e 180 litri.

Di seguito si presenta un diagrama interpolato che permette visualizzare i volumi di miscela di guaina inserito nei fori. Bisogna ricordare che le iniezioni, compreso

l'inserimento della guaina, sono state effettuate iniziando dalla fila G che corrisponde alla fila più vicina alla paratia del passante ferroviario.

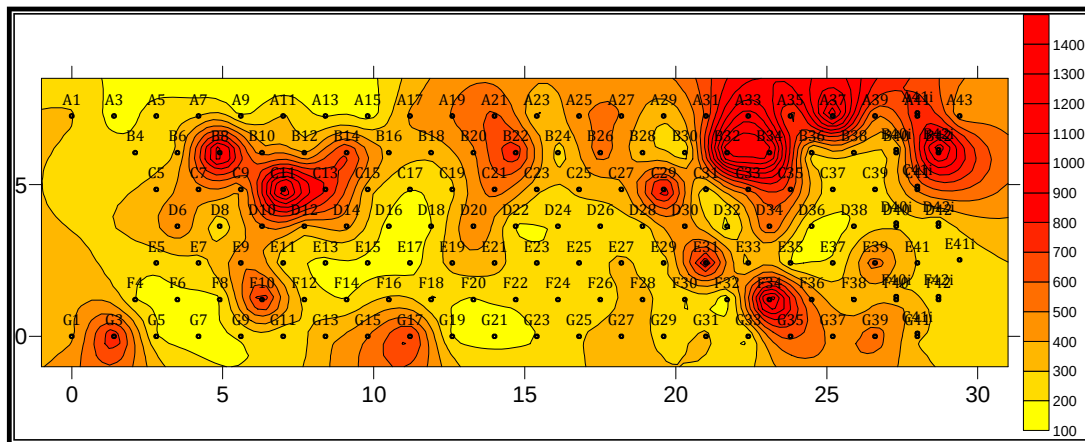


Figura 34. Assorbimento di guaina

Si è verificato un assorbimento medio di quasi del doppio, dove i volumi messi sono addirittura 5 e 6 volte maggiori.

5.4 Iniezioni di miscele cementizie e chimiche

5.4.1 Prima Passata

Nella prima passata sono stati previsti 100 litri di miscela cementizia a valvola, per un totale di 1600 litri a foro. La pressione massima dipende dalla profondità, essendo pari a 21, 23, 26 e 28 bar. Ogni valore è applicato in strati di 2 metri, dove la pressione massima più bassa corrisponde ai primi 2 metri (-5 a -7 rispetto al piano campagna)

5.4.1.1 Volumi

Considerando il comportamento generale del terreno è stato diagrammato il volume in litri inserito per foro.

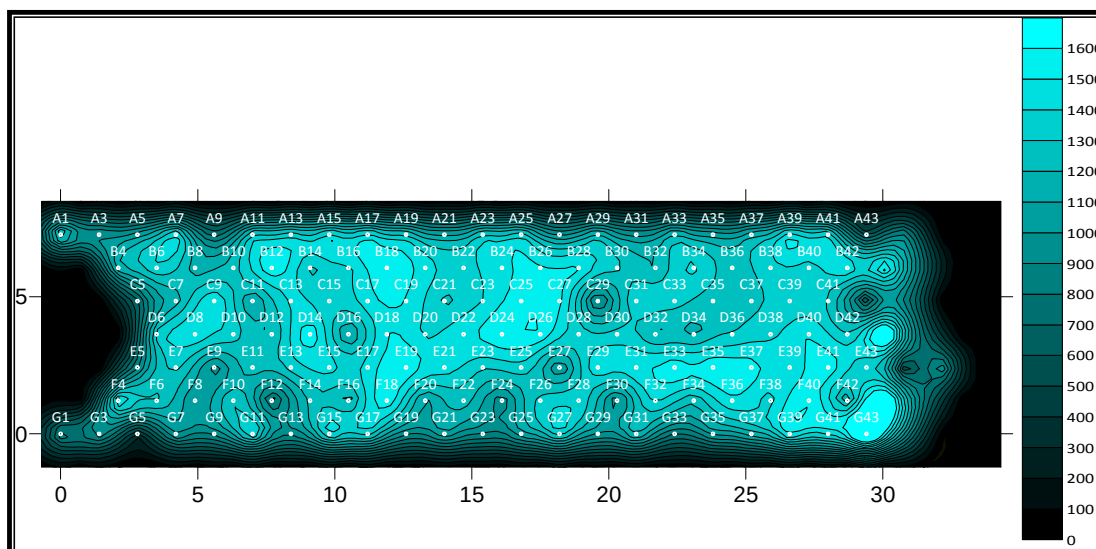


Figura 35. Prima Passata

Nella Figura 35 si osserva un assorbimento più o meno omogeneo, dove i fori che si trovano nei limiti della zona trattata sono quelli con quantità assorbite di miscela minori. In particolare nel limite più vicino alla paratia del passante ferroviario e quello in corrispondenza del pozzo che si trova a destra nel diagramma. A sinistra i volumi non risultano abbastanza alti per la presenza dei servizi urbani che si trovano in sotterraneo in questa zona, che hanno costretto ad eseguire le iniezioni con fori inclinati. Per osservare meglio la distribuzione dei volumi, considerando come accettabile il 50% del volume teorico previsto nel progetto per questa passata, si presenta un diagramma analogo a quello previo nel quale il colore inizia ad apprezzarsi in corrispondenza di 800 litri.

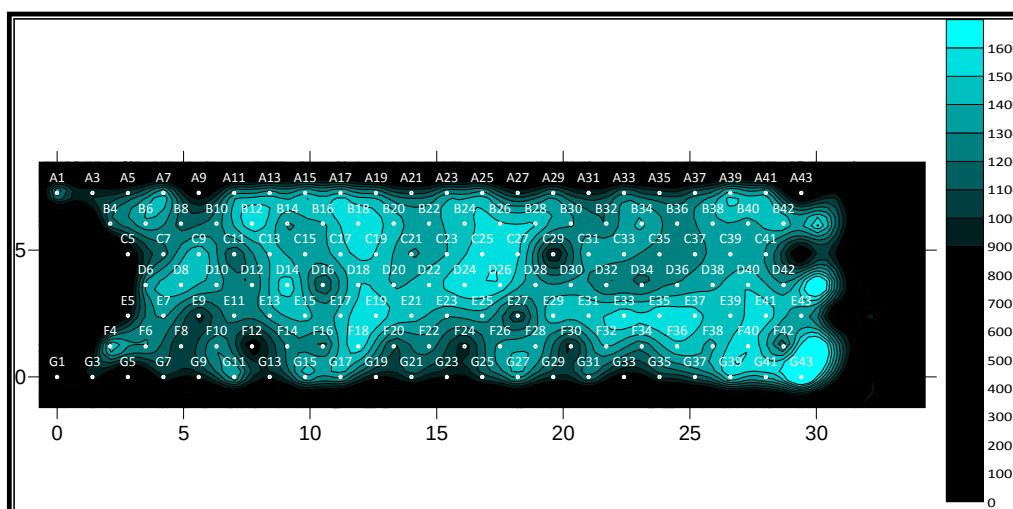


Figura 36. Totale. Prima passata con volumi maggiori a 800 litri.

Nella Figura 36 si può osservare più chiaramente la differenza di comportamento nelle zone prima segnalate: i fori che fanno il bordo della zona trattata, in particolare quelli più vicini al pozzo a sinistra, e le file F e G che si trovano più vicine alla paratia del passante rispetto alle altre file. In questi fori si può supporre che la pressione dell'acqua stia relazionata alla difficile apertura delle valvole durante le iniezioni.

Inoltre, è possibile apprezzare in quest'ultimo diagramma che la maggior parte del resto dei fori hanno bevuto più di 1200 litri, che costituiscono un percentuale accettabile per la prima passata del trattamento.

Confrontando le Figure 35 e 36 con il diagramma della distribuzione dei volumi assorbiti di guaina che si presenta nella Figura 1, si ha che i fori che hanno assorbito grandi volumi di miscela di guaina, continuano a bere miscela nella prima passata, raggiungendo in alcuni fori il volume teorico. Invece, i fori che hanno assorbito i volumi aspettati attorno ai 200 litri di guaina, nella prima passata hanno bevuto poco e raggiungono in pochi casi il volume teorico.

5.4.1.2 Relazione volumi - pressione

Di seguito si presentano le distribuzioni delle pressioni finali nel piano in quattro livelli di profondità rispetto al piano campagna. Come ipotesi iniziale si ha che per pressioni basse minori di 3 bar si ha un possibile fenomeno di claquage, mentre per le pressioni che sono arrivate al massimo valore, il blocco è dovuto all'addensamento del terreno o per casi eccezionali, dovuto alla presenza di ciottoli. I valori bassi di pressione, che comunque non arrivano al limite inferiore (possono essere collegati a zone altamente permeabili e quindi zone che sono in grado di assorbire facilmente la miscela. Le valvole dove la pressione finale non raggiunge nessuno dei limiti, hanno assorbito tutto il volume previsto della passata.

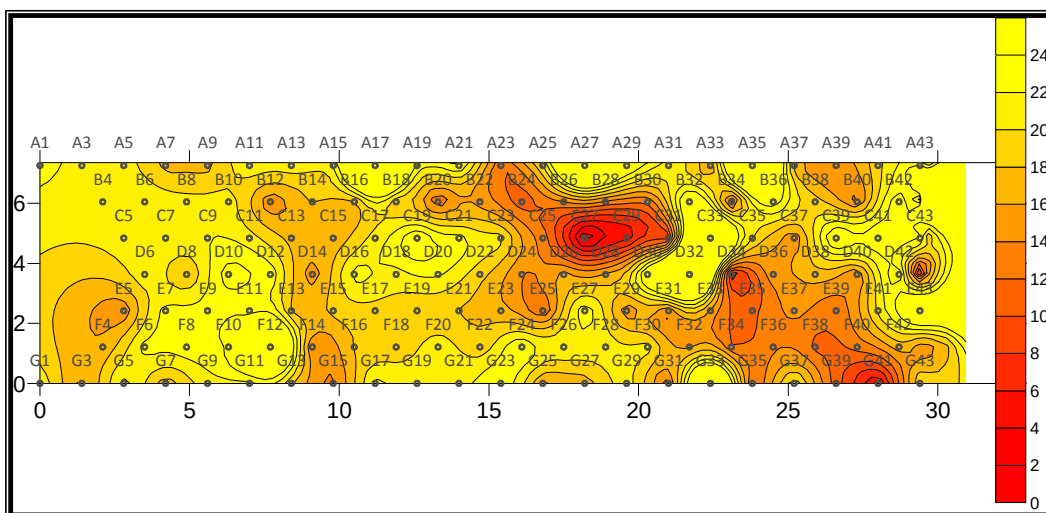


Figura 37. Pressioni finali di iniezioni nella prima passata a 5,75 m dal p.c.

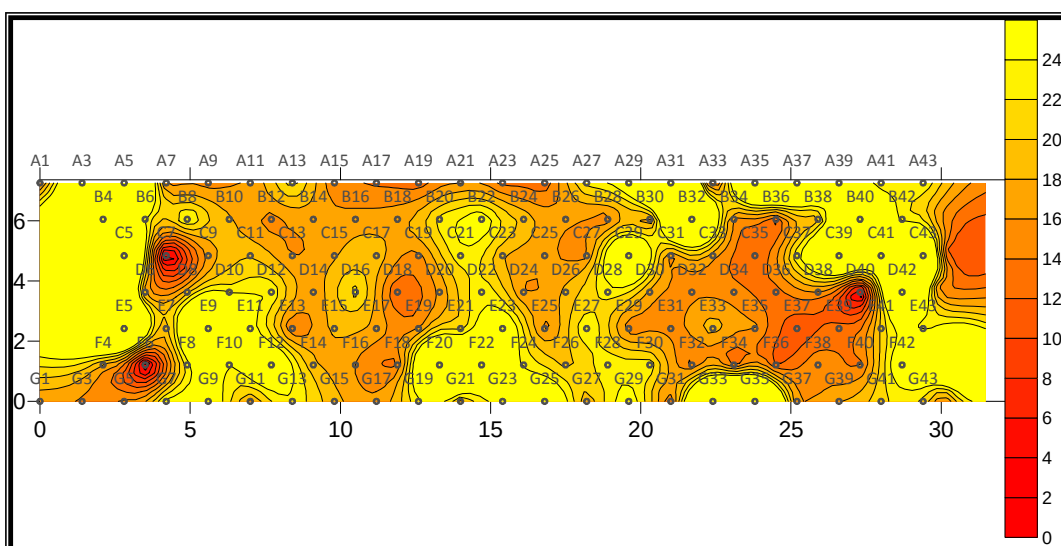


Figura 38. Pressioni finali di iniezioni nella prima passata a 7,75 m dal p.c.

Nelle profondità corrispondenti alle figure 37 e 38 al meno la metà dell'area è occupato da pressioni che raggiungono i limiti, in particolare il massimo. Di nuovo è la zona centrale dell'area di trattamento, quella ad avere valori medi di pressione, e quindi sono valvole che hanno percepito il 100% del volume di miscela prevista per questa passata.

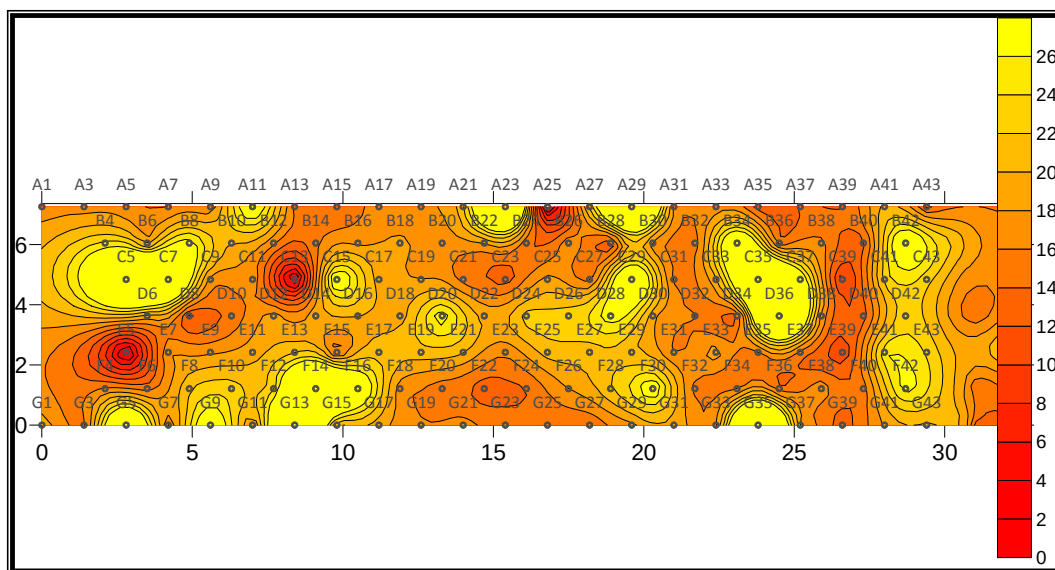


Figura 39. Pressioni finali di iniezioni nella prima passata a 10,25 m dal p.c.

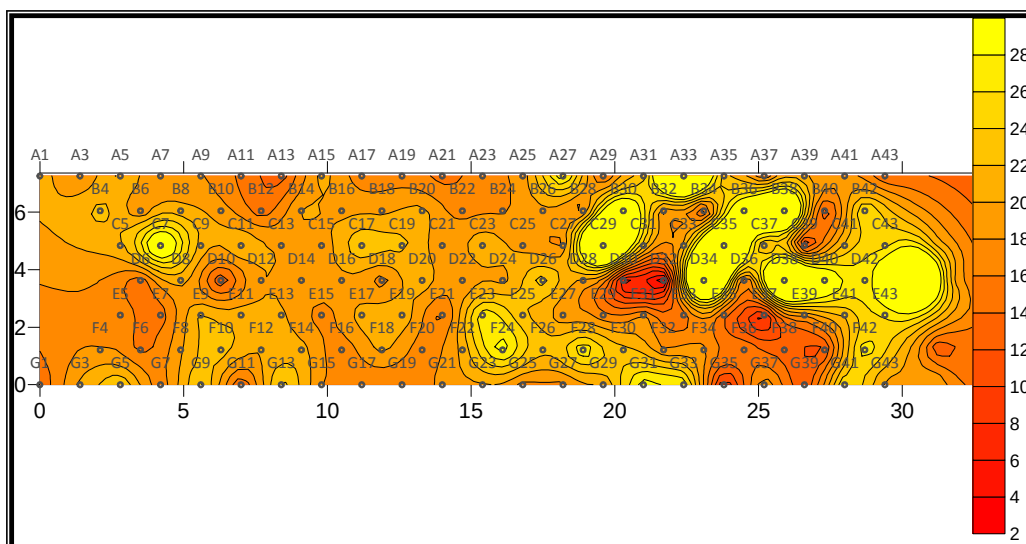


Figura 40. Pressioni finali di iniezioni nella prima passata a 12,25 m dal p.c.

Nelle figure 38 e 40 la differenza rispetto agli altri due diagrammi è notevole. Le pressioni sono decisamente più basse senza arrivare al limite inferiore, per cui l'assorbimento è sicuramente più alto. Bisogna ricordare che le profondità che interessano gli ultimi due diagrammi sono quelle in corrispondenza della falda.

In genere, per quanto riguarda la prima passata, mentre la profondità aumenta, il comportamento del terreno è più "stabile" avendo sempre meno valvole che raggiungono i valori limite, in particolare il limite superiore che è raggiunto molto spesso nelle profondità dove non c'è presenza di falda, dovuto sicuramente agli strati cementati che caratterizzano il terreno di interesse.

5.4.2 Seconda passata

Per la seconda passata sono stati previsti 50 litri di miscela, con gli stesi limiti di pressione considerati per la prima passata. Le canne G17 ed F16, come conseguenza dell'accumulo di cemento dalla prima passata e dalla guaina, sono state bloccate impedendo qualsiasi lavorazione successiva. Per cui, in questi fori la seconda e terza passata non sono state eseguite.

5.4.2.1 Volumi

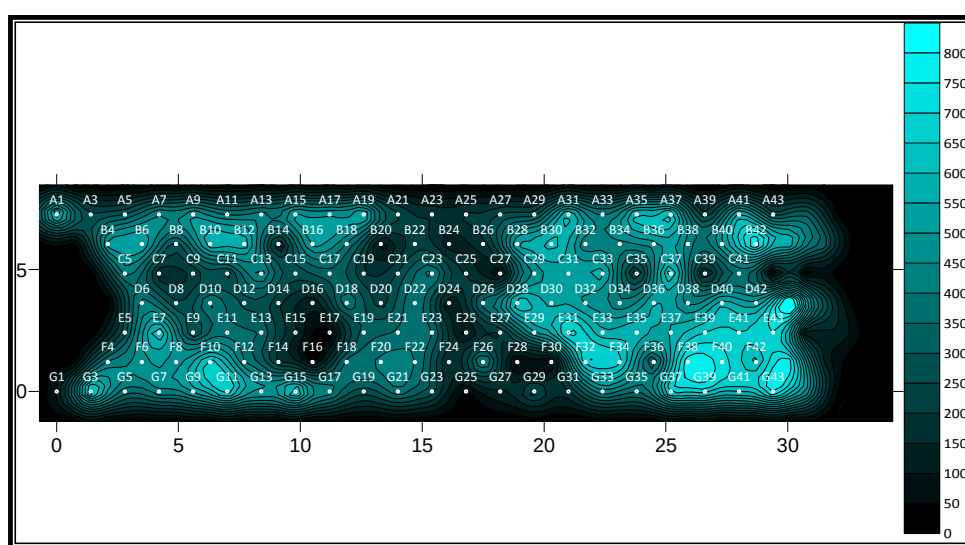


Figura 41. Seconda passata

Dalla Figura 41 si osserva una distribuzione poco omogenea delle iniezioni totali nella seconda passata. Bisogna notare che molti fori che avevano bevuto poca miscela nella prima passata, in particolare alcuni fori delle file F e G, in questa hanno assorbito un buon quantitativo di essa, mentre quelle a cui inizialmente sono state iniettati grandi volumi, nella seconda passata le valvole non si sono aperte. L'ideale sarebbe stato un buon assorbimento in tutt' e due le passate, infatti, è strano un comportamento nel quale non si percepisce niente prima e in un secondo tentativo si, ma è positivo il fatto che ci sia omogeneità nel risultato finale.

Si può apprezzare la differenza di quantità massime assorbite tra la prima passata e la seconda passata. Nella prima si raggiunge molto più spesso i volumi massimi imposti dal progetto, e invece, nella seconda, pochissimi fori arrivano al 50% del

valore massimo. Questo comportamento anche se prevedibile, bisogna metterlo in considerazione per valutare la qualità del lavoro eseguito.

Si noti la zona in corrispondenza degli ultimi fori delle file E, F e G, dove il volume inserito di guaina supera di tanto il valore atteso, ma è un valore medio in confronto al resto dei fori, e tanto nella prima come nella seconda passata le valvole si sono aperte assorbendo volumi che arrivano al volume teorico. Questo caso particolare della zona del trattamento può essere dovuto all'eterogeneità del terreno, e in quest'area possibilmente c'era una permeabilità maggiore. Altra possibilità è legata ai tempi di iniezione, dato che gli ultimi fori di ogni fila (E41, E43, F42, G41 e G43) sono stati iniettati quasi un mese dopo ai fori che li circondano. Tenendo conto che questi fori formano il bordo della zona di trattamento, l'acqua della falda ha potuto aiutare alla circolazione della miscela dentro il terreno e quindi favorendo l'iniezione delle miscele. Un'ultima ipotesi che si può fare è a livello di operatività, dato che siccome sono stati gli ultimi fori ad iniettarsi in tutto il trattamento, i problemi che si avevano nei primi sono stati risolti e la qualità delle iniezioni è quindi maggiore. Infatti, i volumi assorbiti nella seconda fase del trattamento sono maggiori a quelli della prima fase.

5.4.2.2 Relazione volumi - pressione

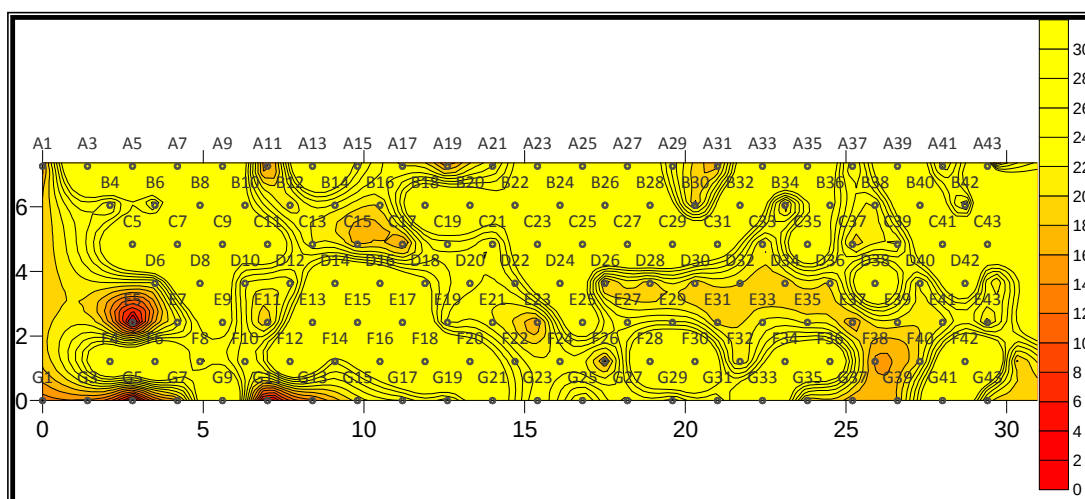


Figura 42. Pressioni finali della seconda passata a 5,75m dal p.c

Nei driagrammi corrispondenti alle profondità sopra falda (Figure 42 e 43), l'assorbimento di miscela è notevolmente minore come si aspettava. Solo poche

valvole, sempre posizionate al centro della maglia, hanno pressioni finali che non arrivano al massimo di pressione. La distribuzione delle pressioni finali in questi due diagrammi non varia molto e permette capire che il volume iniettato a basse profondità non arriva a valori vicini al massimo proiettato.

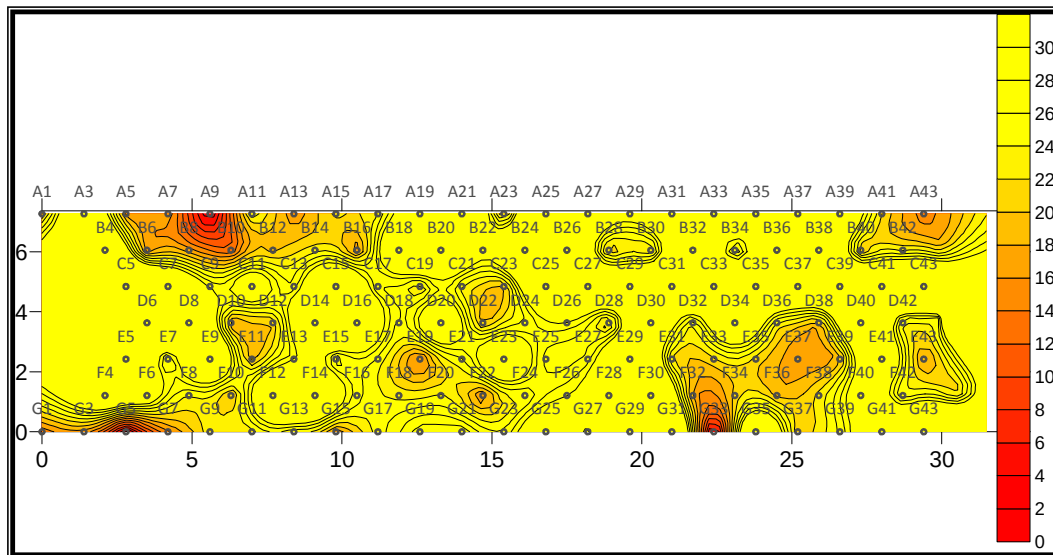


Figura 43. Pressioni finali della seconda passata a 7,75m dal p.c

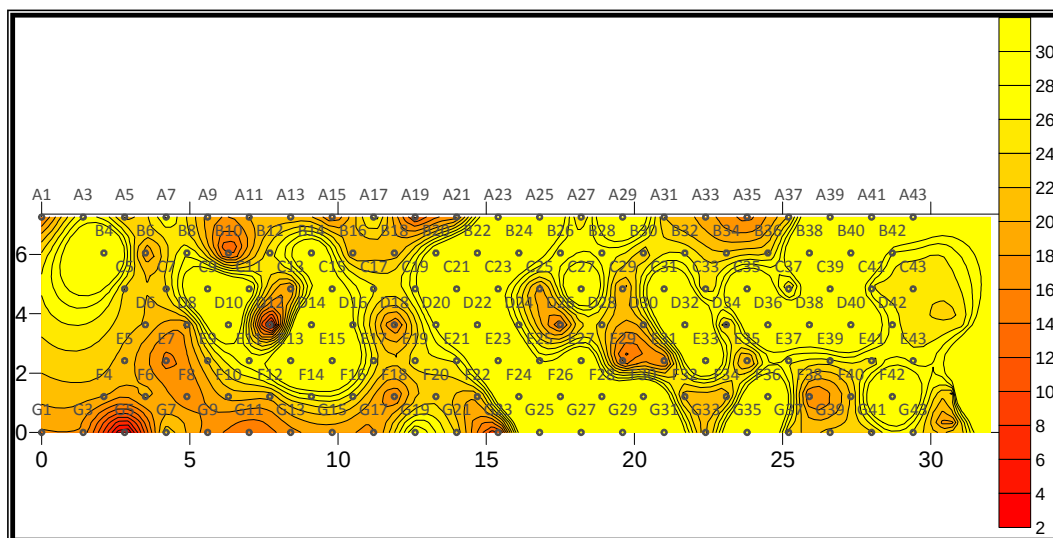


Figura 44. Pressioni finali della seconda passata a 10,25m dal p.c

Come successo nella prima passata, il cambio di zona asciutta a zona satura si nota di forma immediata, avendo in genere valori più alti di pressione. Tuttavia la maggior parte dell'area dei livelli sotto falda (Figure 43 e 44) raggiunge il valore massimo di pressione finale. Tanto nei livelli superficiali come in quelli più profondi la pressione massima viene raggiunta più spesso nella seconda passata,

lasciando la sicurezza che molti punti sono stati impregnati fino al punto di non lasciar entrare la miscela nella seconda passata. È più evidente questo passaggio nei diagrammi dei livelli profondi, dove comunque nella seconda passata si trovano zone che ancora permettono il passaggio della miscela, in particolare nei primi fori di ogni fila (A5,C5,B6,D6,E5, F4,F6, G3, G5, G7).

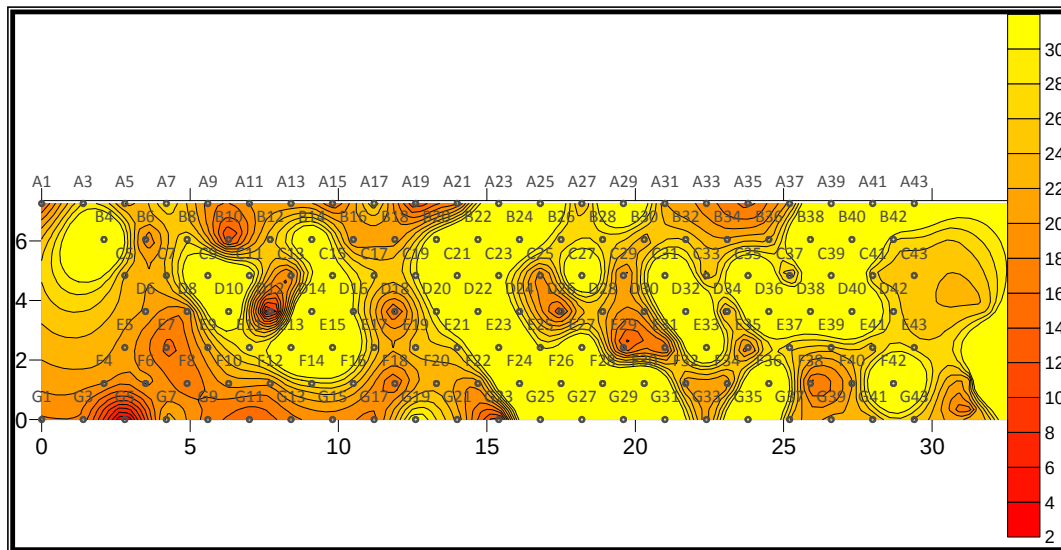


Figura 45. Pressioni finali della seconda passata a 12,25m dal p.c

La situazione messa in considerazione prima trovata nella zona corrispondente ai fori E41, E43, F42, G41 e G43, e dove c'è stato un'assorbimento maggiore alla media di tutta l'area di trattamento, si può dire ch'è dovuta semplicemente all'eterogeneità del terreno.

5.4.3 Terza passata

Nella terza passata sono stati previsti 100 litri di miscela chimica a valvola a partire dai 8,75 metri di profondità rispetto al piano campagna fino all'ultima valvola, quindi avendo un totale teorico di 900 litri per foro. Come detto nel capitolo prima, la terza passata è stata prevista in questa forma perchè lo scopo principale di tutto il trattamento e in particolare della miscela chimica è quella di impermeabilizzare il terreno occupando i vuoti più piccoli del terreno che la miscela cementizia non è capace di penetrare.

5.4.3.1 Volumi

Dalla Figura 46 si nota un risultato molto più omogeneo rispetto alle prime passate dovuto sicuramente alla bassa viscosità della miscela. La zona scura più rilevante è dovuta ai due fori bloccati, mentre dal lato destro del diagramma in corrispondenza delle file 30 e 31 in poi si hanno valori più alti dovuti a che in questi fori sono state iniettate 10 valvole invece di 9 come nel resto dei fori della maglia. Tuttavia, si ha un'assorbimento maggiore al resto dei fori.

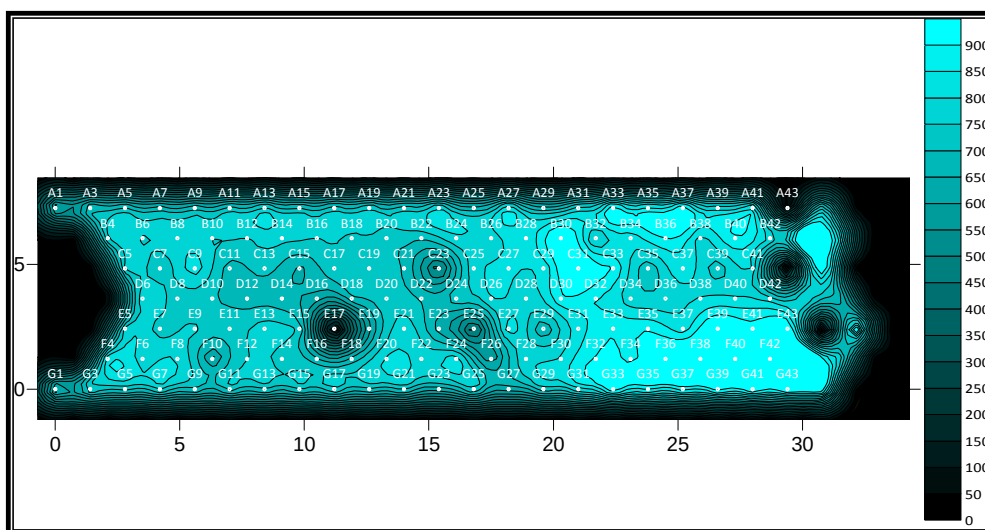


Figura 46. Totale terza passata

5.4.3.2 Relazione volume- pressione

La distribuzione delle pressioni della terza passata sono fondamentali per capire e avere un'idea più certa di quello che è avvenuto nelle prime due passate dentro il terreno. Questo dovuto alla bassa viscosità della miscela chimica che facilita l'entrata nel terreno, ma alla stessa volta, avendo un'impregnazione previa permette di ricostruire la reale distribuzione del cemento nel terreno sulla base delle pressioni. Di nuovo alte pressioni sono conseguenza della presenza del cemento che blocca l'entrata della miscela chimica.

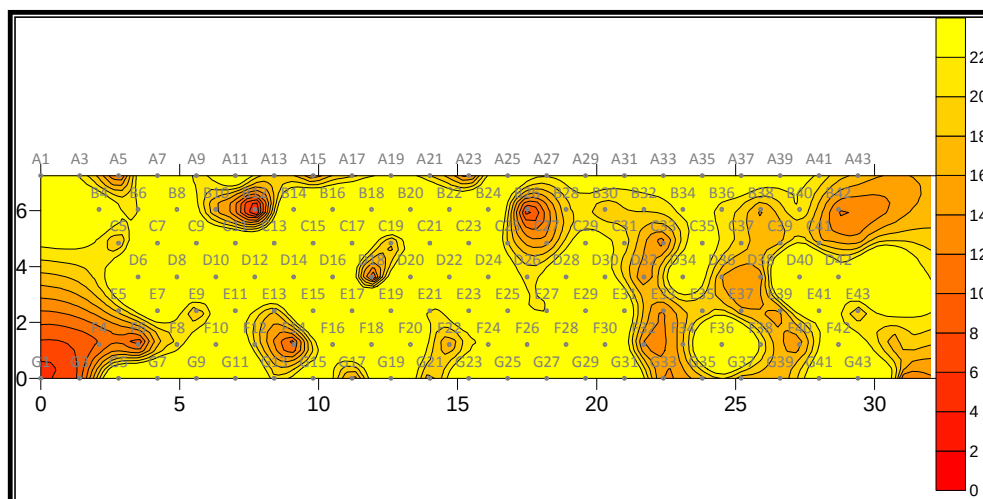


Figura 47. Pressioni finali della terza passata a 10,25m dal p.c

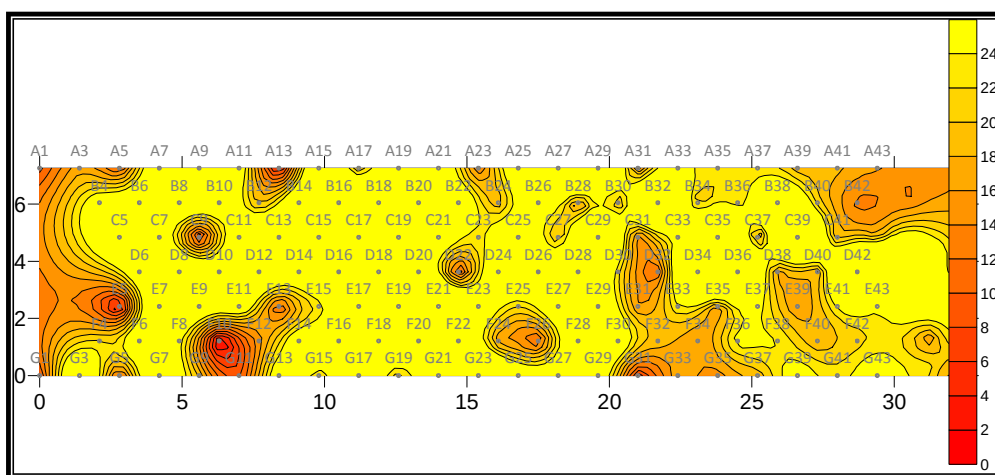


Figura 48. Pressioni finali della terza passata a 12,25m dal p.c

Dai diagrammi delle figure 47 e 48 si può concludere, che al meno in profondità c'è stata una buona distribuzione della miscela cementizia date le alte pressioni della maggior parte delle valvole. Nella zona dove l'assorbimento è stato maggiore, si osserva chiaramente come le pressioni scendono, e dove la miscela chimica teoricamente ha finito di riempire i vuoti lasciati dalle passate previe.

5.4.4 Risultati globali

Di seguito vengono presentati i diagrammi dei volumi totali iniettati e per capire com'è stata la distribuzione in profondità dell'assorbimento delle miscele, vengono anche presentati i diagrammi del totale iniettato in quattro livelli diversi.

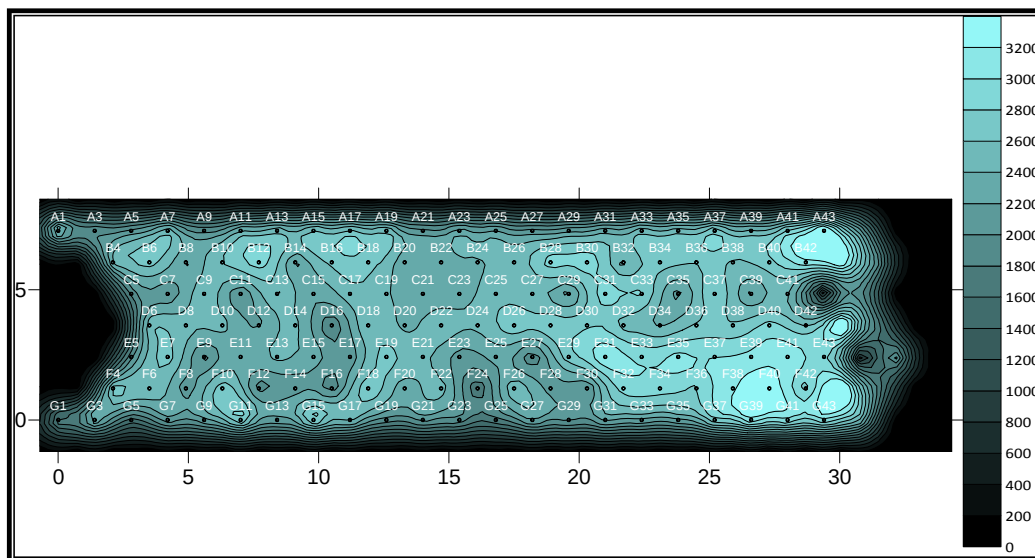


Figura 49. Totale

Nella Figura 49 si nota un'omogeneità maggiore rispetto ai diagrammi della prima e seconda passata, grazie a che le valvole che non si sono aperte in una passata si sono aperte in quella successiva. Praticamente tutta la zona ha assorbito più del 65% del volume teorico previsto nel progetto. Le zone con volumi mediocri continuano ad essere quelle in corrispondenza dei fori che si trovano vicino al pozzo che si trova alla sinistra del diagramma, e i fori vicini alla paratia del passante. Inoltre, si può osservare che nella zona interessata dalla seconda fase di iniezioni si hanno volumi iniettati maggiori. Questo risultato è stato ottenuto grazie alla soluzioni di alcuni problemi operativi avuti nella prima fase e che hanno permesso il miglioramento del processo di iniezioni nella seconda fase.

Cercando di fare una rappresentazione più significativa del risultato ottenuto, si presenta un diagramma dove il volume minimo è pari al 50% del volume previsto nel progetto per il campo prova.

Dalla Figura 50 si osserva che tutti i punti all'interno della maglia di iniezione hanno assorbito volumi considerevoli di miscela. Solo certi punti, trovati nell'area dei interesse della prima fase, hanno bevuto basse quantità di miscela. I massimi di volumi di progetto si raggiungono talvolta, anche se in genere il valore del volume totale, nella maggioranza dei casi, è vicino al massimo.

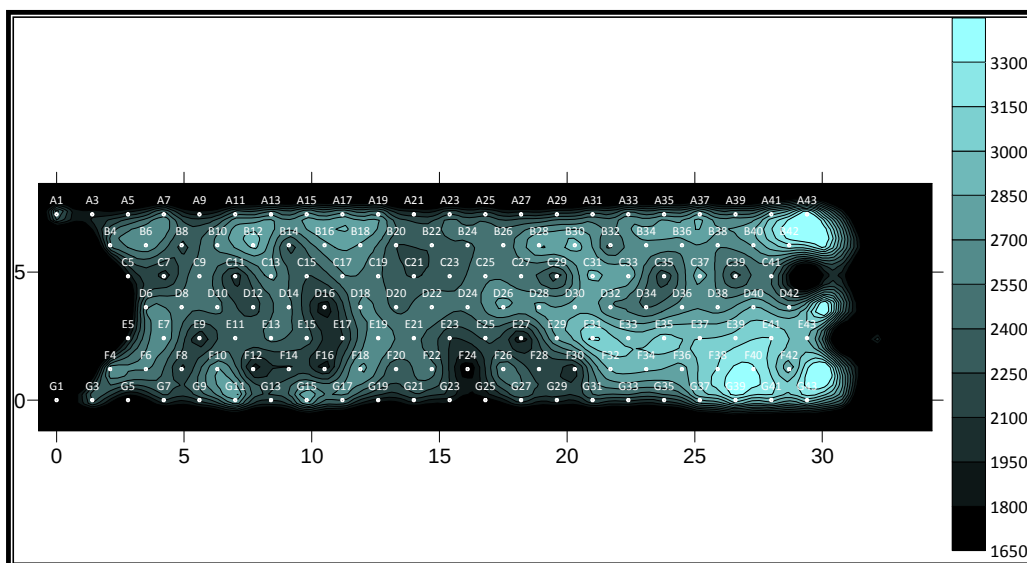


Figura 50. Totale con volumi maggiori a 1650 litri

Il risultato in termini generali è abbastanza omogeneo sul piano, avendo risultati poco ottimi nelle file G ed F. Bisogna tenere conto del fatto che sono state queste due file le prime ad essere iniettate e che sono queste le più vicine alle paratie del passante. Infatti, le file A, B e C, avendo ormai una protezione di quattro file dietro nel momento dell'iniezione, hanno assorbito volumi più che accettabili in tutte e due le passate, eccetto nelle vicinanze del pozzo.

Per osservare in profondità la distribuzione del volume iniettato, a continuazione si presentano diagrammi che rappresentano sezioni a diverse profondità.

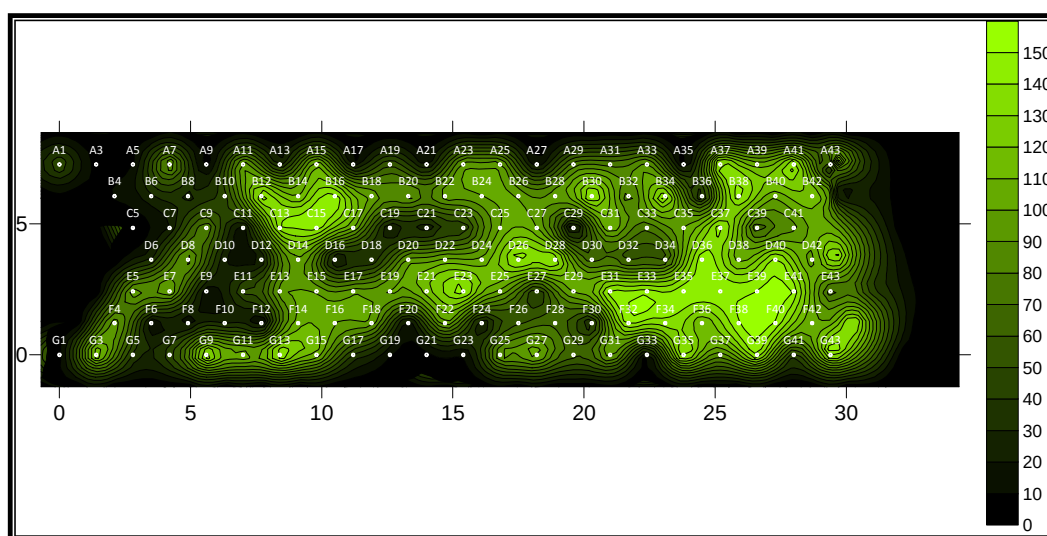


Figura 51 Sezione a 5,75m di profondità rispetto al p.c.

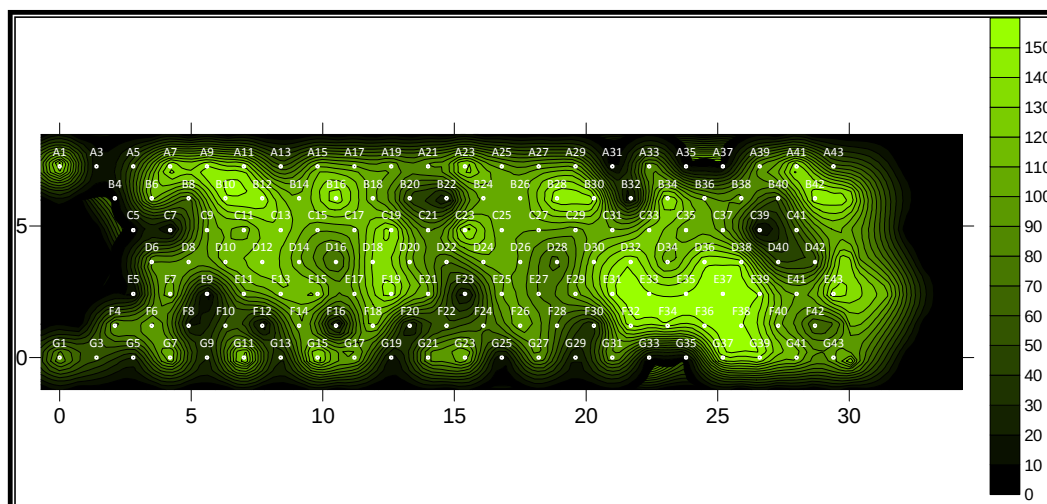


Figura 52. Sezione a 7,75m di profondità rispetto al p.c.

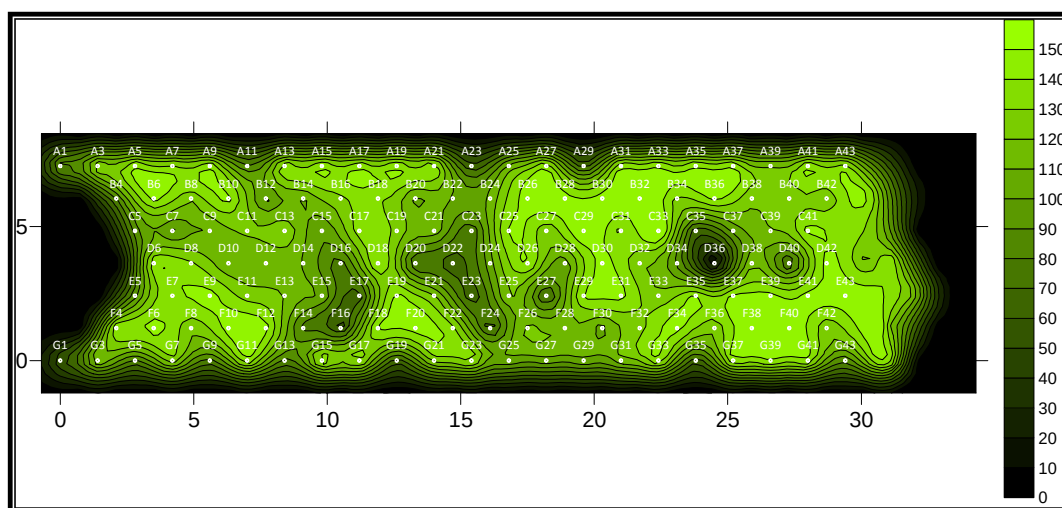


Figura 53. Sezione a 10,25m di profondità rispetto al p.c.

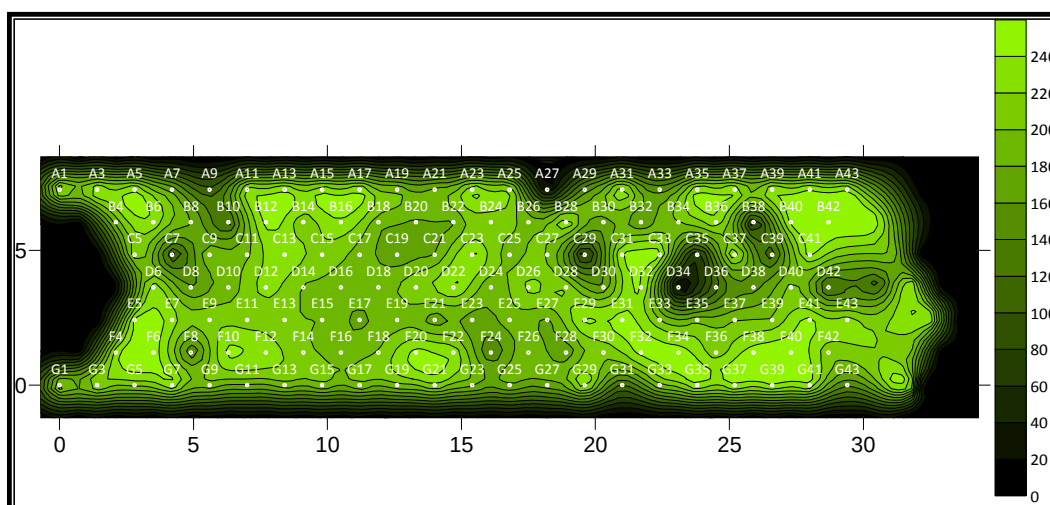


Figura 54. Sezione a 12,25m di profondità rispetto al piano campagna

Risulta evidente, osservando i diagrammi, la differenza nella capacità di assorbimento del terreno man mano che si aumenta in profondità. Nei livelli meno profondi, presentati nelle Figure 43 e 44, si hanno percentuali notevolmente minori rispetto al valore teorico in confronto con i livelli più profondi. Questo comportamento, abbastanza prevedibile, è il risultato di due fattori:

- il fatto che in profondità la falda in movimento e il terreno costituito da pori collegati tra di loro grazie al passaggio della falda permettono più facilmente la penetrazione della miscela rispetto ai livelli alti dove il terreno è secco e addensato;
- in profondità, al di sotto del livello della falda, si ha la terza passata di miscela chimica, la quale è stata in grado di penetrare il terreno con ancora più facilità, migliorando la qualità del trattamento.

Altro particolare è la differenza nell'assorbimento di miscela tra la prima e seconda fase in corrispondenza dei livelli più superficiali dove non c'è presenza di falda. Nella prima fase i volumi bevuti sono molto minori in confronto ai fori della seconda fase. Si noti anche il fatto che si hanno molti vuoti di miscela nei fori delle file F e G ma solo nei livelli alti dove la falda non può influenzare il processo di iniezione, mentre in profondità, con presenza della falda in movimento, le valvole si sono aperte in corrispondenza di queste due file.

Oltre ai diagrammi di interpolazione sul piano del volume totale, è stato diagrammato anche in profondità un modello delle iniezioni, considerando come parametro il percentuale di volume iniettato per valvola rispetto al volume massimo di progetto, che è analogo al raggio massimo di influenza teorico. Quindi, per un volume massimo, si raggiungerà il raggio massimo di influenza.

Di seguito si presentano questi diagrammi che rappresentano due sezioni aleatorie della zona trattata, fatti con il codice Rockworks.

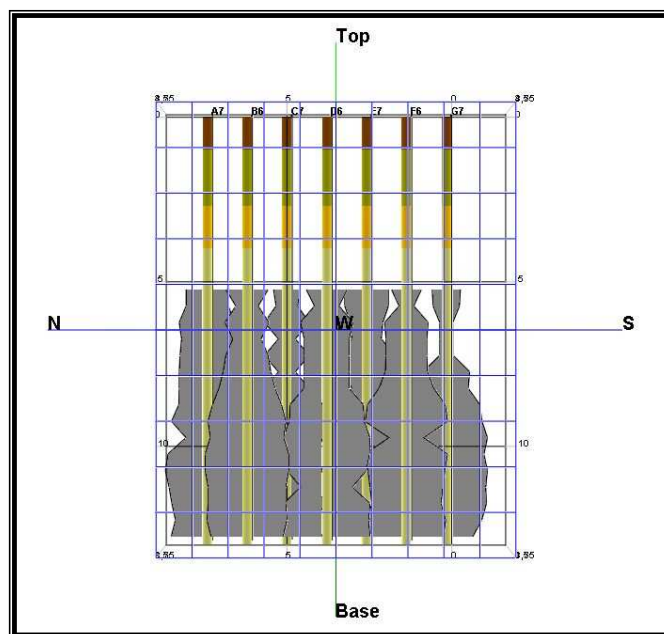


Figura 55. Sezione con modellazione dei volumi finali dei fori A7, B8, C7, F7, E8, G7

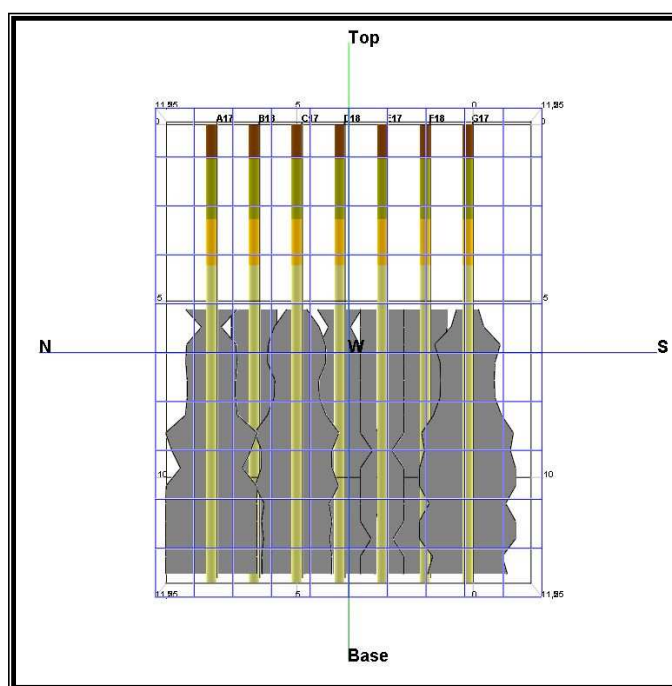


Figura 56. Sezione con modellazione dei volumi finali dei fori A17, B18, C17, D18, E17, F18, G17

In questi diagrammi la modellazione non tiene conto della spinta dell'acqua sotto falda, ne degli strati cementati o ciottoli che possano variare la distribuzione della miscela dentro il terreno. In realtà la distribuzione delle miscele dipende sostanzialmente dei vuoti del terreno, che è variabile di punto a punto data la poca omogeneità del terreno. Ci sono strati cementati, materiale fine e ciottoli che

possono anche trovarsi davanti a qualche valvola, bloccando l'uscita della miscela oppure constringendo la distribuzione della miscela in una determinata direzione.

Tuttavia, considerando che la pressione di iniezione è tale da rompere il terreno di forma uniforme e considerando che non ci sono vie preferenziali, si può dire che in corrispondenza di ogni valvola si formano colonne di cemento, formando una distribuzione simile a quella modellata. Anche qua si può osservare come le colonne si allargano dopo una certa profondità, creando pareti di cemento che riescono a formare un volume quasi omogeneo; mentre al di sopra di questa profondità la parete formata non è tanto uniforme e lascia notevoli vuoti, che comunque senza acqua e in presenza di un materiale addensato non si traduce in un risultato negativo.

5.4.5 Conclusioni

Dai valori di volumi inseriti e durante l'inserimento della guaina e delle miscele cementizie e chimica e di pressioni finali, e dalle rappresentazioni grafiche mostrate prima si può concludere che:

- La guaina ha permesso di impregnare inizialmente le zone più permeabili, per cui durante le iniezioni a pressione, il risultato ottenuto rappresentato nelle Figure 35 e 36 per le passate di miscela cementizia è molto più omogeneo rispetto alla distribuzione della guaina.
- Le percentuali di volume assorbito nella seconda passata, essendo molto minori ai percentuali ottenuti nella prima, rivelano un comportamento logico di assorbimento dove la seconda passata serve a complementare il lavoro di consolidamento e impermeabilizzazione della prima passata. Questo fatto è ancora più evidente dalla distribuzione delle pressioni finali.
- Il cambio di viscosità nella miscela chimica ha permesso di avere percentuali di assorbimento ottimi superiori a quelli ottenuti nelle passate con la miscela cementizia, e una distribuzione molto più omogenea.

- La prima fase di trattamento è servita per conoscere il comportamento del terreno, le problematiche legate al processo di iniezione e quindi le soluzioni, le quali sono state applicate nella seconda fase ottenendo risultati migliori.
- La presenza della falda ha favorito la penetrazione della miscela, grazie ai canali comunicanti tra vuoti formati dal movimento di essa. Nel diagramma del volume totale, il comportamento dei punti con meno volume assorbito che si trovano in corrispondenza dei bordi della maglia non è associato al movimento o presenza della falda, dato che la bassa capacità di assorbimento si è verificata nei livelli superiori.
- Nei livelli superficiali il comportamento è abbastanza eterogeneo, con risultati che rivelano strati addensati con bassa permeabilità.
- Le pressioni basse, verificate in pochi punti e che potevano essere associate a fenomeni di claquage, sono presenti più frequentemente nella prima passata ma i valori si sono alzati nelle passate successive eliminando la possibilità di idrofratturazione del terreno.
- Dalle pressioni della terza passata si capisce che l'impregnazione del terreno è stata riuscita nella maggior parte dell'area interessata. Questo risultato è solo valido per i 4 metri più profondi.

5.5 Confronto tra carote e modelli

A seconda dei volumi assorbiti nelle vicinanze di ogni foro di sondaggi, sono stati fatti dei diagrammi che presentano una stima di quello che si aspettava si trovasse nei carotaggi. I modelli sono stati fatti con il codice Rockworks rappresentando i volumi iniettati in profondità in corrispondenza dei fori di sondaggio. I diagrammi vengono confrontati con le carote estratte e la stratigrafia dettagliata definita in laboratorio. Le stratigrafie vengono presentate nell' Allegato 1.

5.5.1 Sondaggio A1

Il sondaggio A1 è stato fatto solo per 5,5 m, fino ai -9,5m rispetto al piano campagna con il carotiere F6-S.

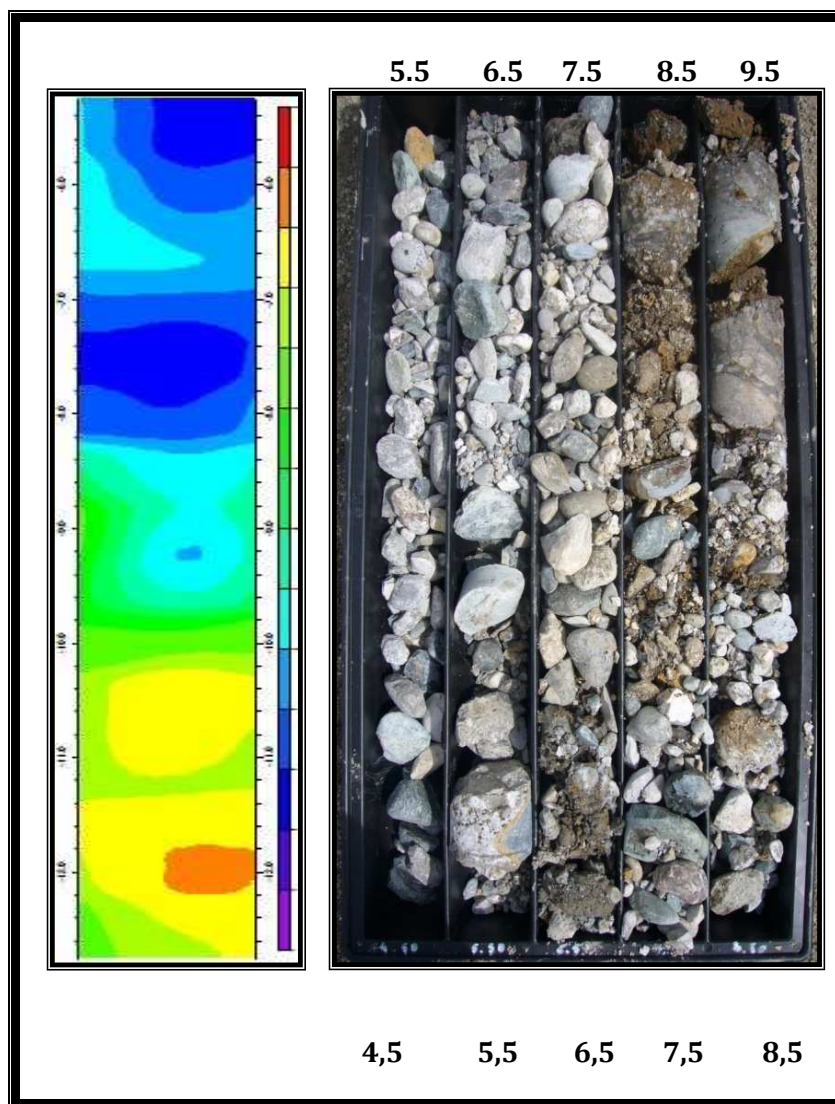


Figura 57. Sondaggio A1

Nei primi 3,5m di sondaggio si osserva poca presenza di cemento, solo nei -5,5m dal p.c e poi da -6,20m a -6,30m dal p.c. È un risultato che si aspettava dal colore blu scuro nel diagramma. Tutta la componente sabbiosa e limosa che caratterizza questi livelli è stata dilavata durante il carotaggio, e possibilmente anche il poco contenuto di cemento che il terreno ha assorbito a questa profondità. Dopo gli 8m rispetto al piano campagna, si iniziano a osservare strati cementati naturali e solo nel ultimo mezzo metro si osserva chiaramente la presenza della miscela, che corrisponde in profondità al cambiamento nel diagramma dal blu al verde. In termini generali il risultato ha relazione con le previsioni fatte, anche perchè i fori che li stanno attorno non hanno bevuto buone quatità di misclea, in particolare sopra gli 8,5m di profondità. Non è evidente la presenza della miscela chimica.

5.5.2 Sondaggio A2

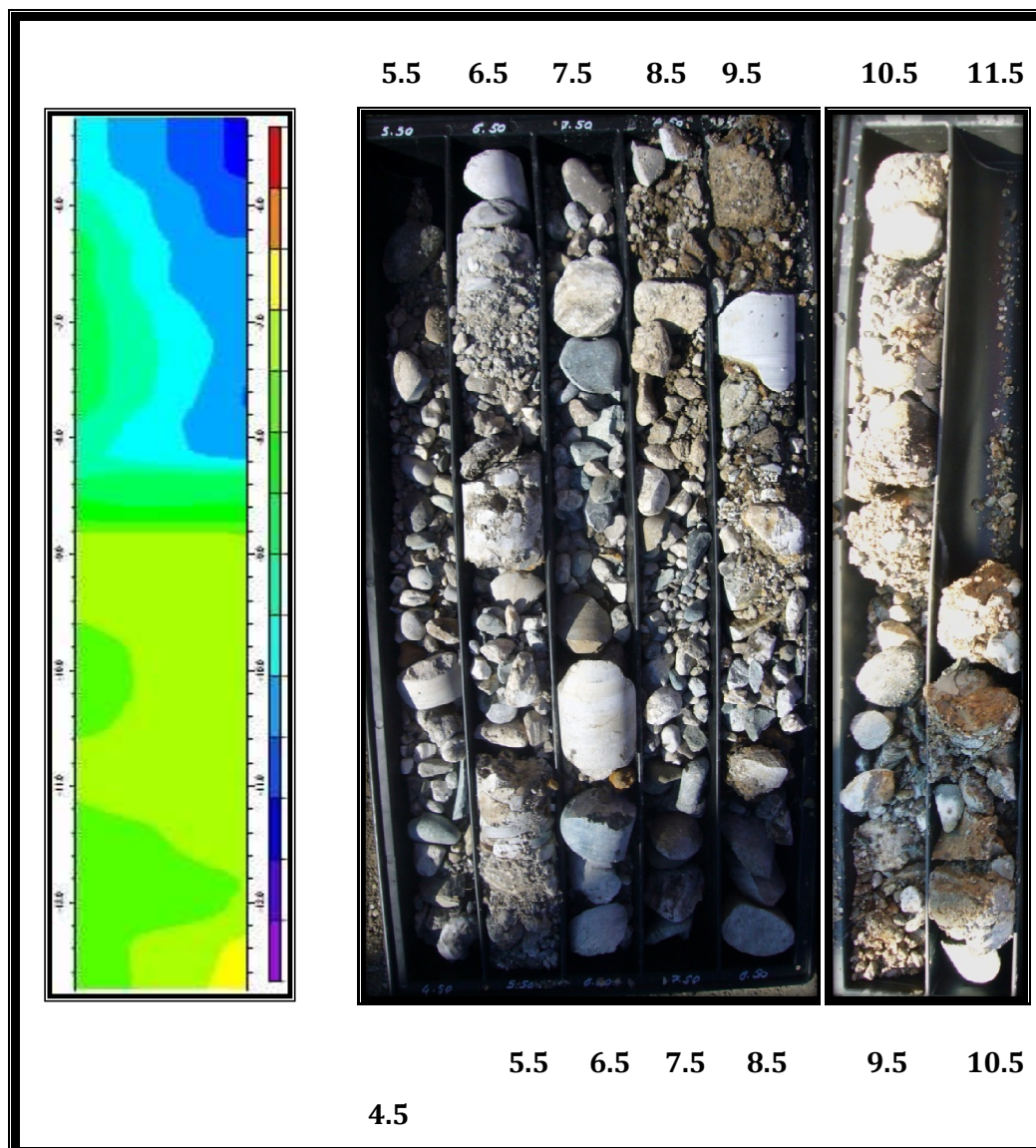


Figura 58. Sondaggio A2

Dal diagramma si aspetta da i -5,5m ai -8,5 metri dal p.c un contenuto medio-basso di cemento iniettato, dopo di chè il contenuto aumenta fino a quantitativi medio alti che tuttavia non arrivano ai massimi previsti nel progetto. Nella carota si osservano nei primi livelli cttoli sciolti prodotti anche dal dilavaggio della componente sabbiosa-limosa, e poi si hanno strati cementati artificialmente di 20 e 30 cm di lunghezza e altri tratti con cementazione naturale. Dopo circa -8,5m dal p.c, in corrispondenza del cambio di colore nel diagramma, si iniziano ad ottenere

lunghezze maggiori di carotta con presenza più evidente di cementazione artificiale.

In particolare, il metro di carota ottenuto dai -8,5 ai -9,5 era intero al momento della sua estrazione, e si può osservare nella figura che si presenta a continuazione:



Figura 59. Particolare del sondaggio A2

Soprattutto in questo metro di carota, si osservano chiaramente le cementazioni prodotte dall' iniezione e il cemento della guaina. Quest'ultima ha un colore grigio più scuro rispetto alla miscela cementizia, e una resistenza decisamente minore.

5.5.3 Sondaggio A3

Motivati dai risultati ottenuti con il carotiere F6-S nelle due carote presentate prima, nelle quali, era possibile che una parte considerevole di cemento fosse dilavata durante la perforazione, in questo sondaggio sono state scelte alternative di ottenimento della carota.

Nei primi 5 metri di carotaggio è stata utilizzata la soluzione di polimeri come fluido di spurgo, ottenendo carotte più continue, ma che non potevano essere caratterizzate facilmente visivamente. Siccome erano previste due prove di permeabilità per foro; ai -7m dal p.c e poi ai -11 m, è stato deciso di non fare la prima prova. Di questa forma si poteva provare il sistema con la soluzione come fluido di spurgo nelle profondità dove si sapeva si trovava cementazione artificiale. Poi, nell'ultimo metro e mezzo di carotaggio è stato usato il carotiere semplice, ottenendo anche ottimi risultati. In questo caso, il dilavaggio durante l'estrazione della carota è stato trascurabile anche per il fatto che alle profondità di lavoro si

trovavano buoni quantitativi di cemento iniettato che limitavano l'entrata dell'acqua.

Nel digramma della Figura 58 si può osservare un contenuto medio-basso di cemento che inizia ad aumentare in corrispondenza dei -8,5m dal p.c., fino a contenuti medi-alti. In questo caso si arriva anche al colore giallo che indica un contenuto abbastanza alto rispetto agli altri fori.

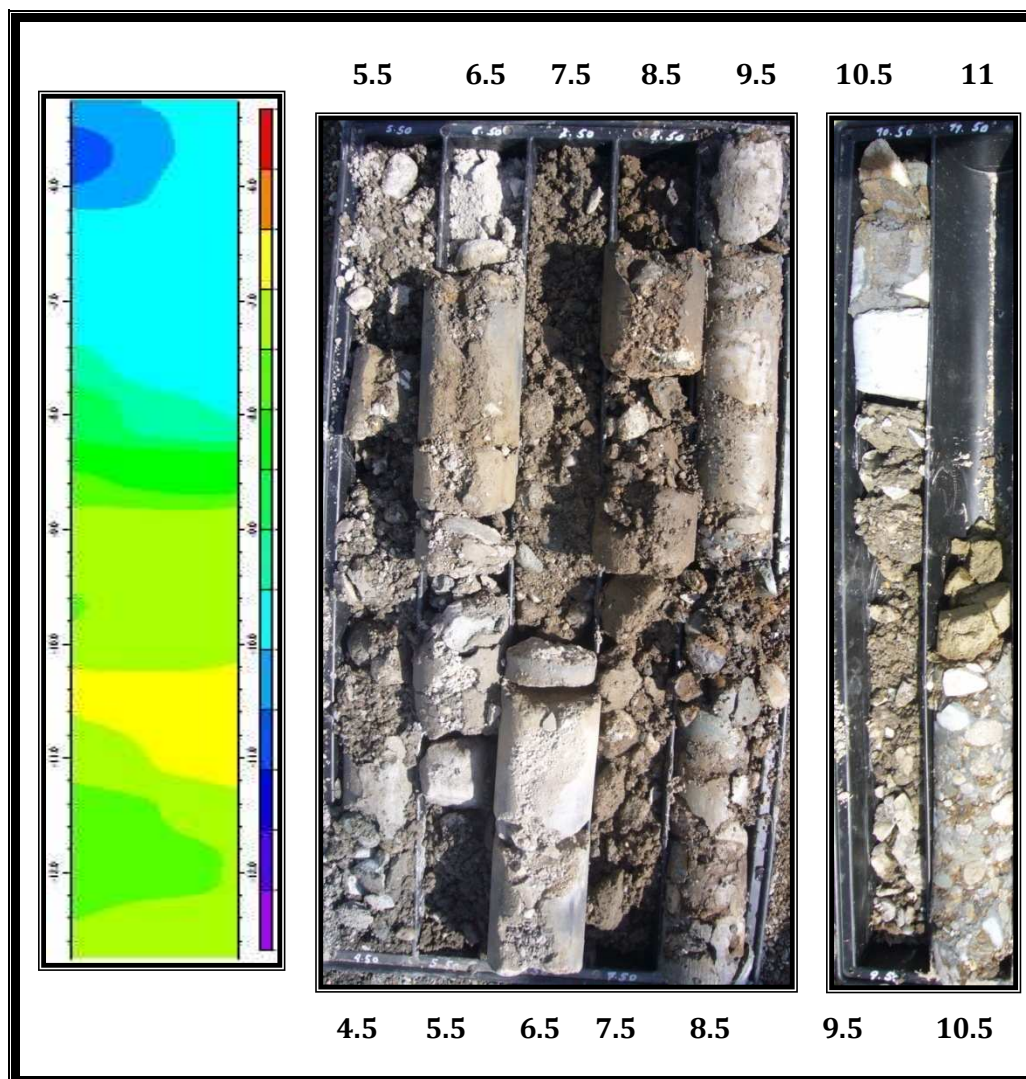


Figura 60. Sondaggio A3

Da quello che si può osservare nella foto della carota, si hanno tratti continui cementati a partire dei -6m rispetto al p.c. dove, comunque, non è stato trovato un quantitativo accettabile di cemento. Quasi tutta la cementazione fino ai -7m è naturale. Dopo questa profondità si ha presenza evidente della miscela chimica,

che comunque visivamente non è presente in contenuti confrontabili ai volumi che sono stati iniettati. A partire dei -8m dal p.c. si osserva una continuità maggiore, questa volta dovuta a cementazione artificiale. Il cambiamento di colore da verde oscuro a verde chiaro si può osservare in corrispondenza dei -9 dal p.c. in cui la continuità e omogeneità della carota è decisamente maggiore. Subito dopo si ha al meno mezzo metro nel quale si ha materiale sciolto che non coincide con quello atteso nel diagramma. Dopo, circa ai -10m dal p.c. inizia un tratto abbastanza continuo e omogeneo di cementazione artificiale che teoricamente corrisponderebbe al colore giallo del diagramma.

Questo sondaggio è particolare perché permette apprezzare la lunghezza effettiva che si raggiunge per ogni valvola. Ricordando che le valvole sono posizionate ogni 50 cm, iniziando nei -5,25m dal p.c. e ipotizzando che la miscela si distribuisce simetricamente verso l'alto e verso il basso rispetto alla posizione della valvola, il punto di contatto tra i volumi formati da due valvole consecutive dovrebbe trovarsi circa nella metà del cassetto dove vengono messe le carote. Questo punto di contatto si può riconoscere almeno nelle colonne del cassetto, e si può anche concludere che sarebbe più efficiente un'iniezione con distanza tra le valvole minori.

5.5.4 Sondaggio A4

Siccome i risultati del sondaggio A3, in termini generali, sono stati gli stessi dei due fori sondati prima, è stato deciso di tornare al carottiere doppio per eseguire il quarto sondaggio.

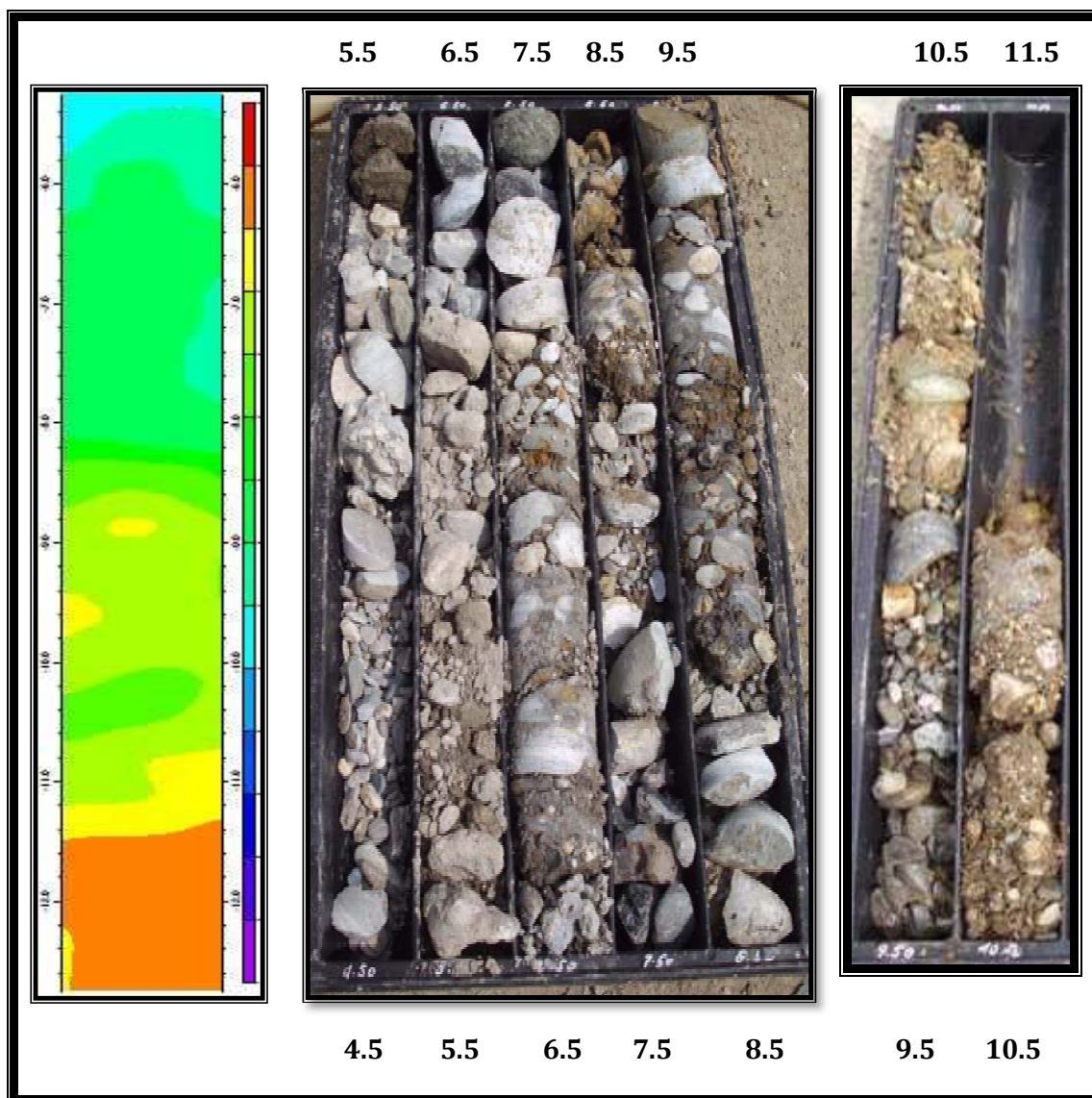


Figura 61. Sondaggio A4

Dal diagramma si può notare come non ci sono zone blu, ciò significa che la carota dovrebbe essere molto più omogenea in tutta la lunghezza del sondaggio rispetto ai fori A1, A2 e A3. Nel modello quasi tutta la colonna è verde, ovvero, con contenuti medi e medi-alti di cemento, e in profondità, si hanno i contenuti massimi di volume di cemento previsti nel progetto.

Come nella grafica, si inizia ad avere presenza di cementazioni naturali, dopo i -6,5m dai p.c. Si ha poi più di mezzo metro continuo, dopodichè si ha roccia frantumata prodotta dal taglio del carotiere che arriva fino circa -8,7m dal p.c. A questo punto, inizia una colonna cementata completamente che arriva fino alla fine del carotaggio. La continuità della carota viene interrotta solo dai -9,5 ai -10 m

rispetto al p.c. Da questo punto in poi il colore del materiale diventa più chiaro e la presenza della miscela chimica è chiara.

5.6 Permeabilità

Con lo scopo di fare un confronto tra il parametro permeabilità prima e dopo il trattamento, durante l'esecuzione dei sondaggi sono state eseguite prove di permeabilità a carico costante (Prova Lefranc) e a carico variabile. Queste prove risultano convenienti dal punto di vista pratico e anche economico, dato che si approfita la presenza del rivestimento del foro per l'isolamento dell'area di studio formata da un cilindro con le pareti e la base porose alle quali sarà misurata la capacità di assorbimento.

A continuazione si presenta una tabella con le permeabilità prima e dopo il trattamento.

Tabella 18. Coefficienti di permeabilità prima e dopo il trattamento

LIVELLO		PERMEABILITÀ (m/s)				
FORO	RIVESTIMENTO	Prima	Dopo			
			A1	A2	A3	A4
4,50	4,50	$1,41 \times 10^{-5}$				
6,70	5,80			$2,21 \times 10^{-5}$		
7,00	6,00					$2,04 \times 10^{-5}$
10,00	9,50	$1,85 \times 10^{-7*}$				
11,00	9,50				$1,94 \times 10^{-6}$	$5,60 \times 10^{-7**}$
11,00	9,70		$8,35 \times 10^{-6}$	$3,82 \times 10^{-6}$		
11,00	11,00	$1,49 \times 10^{-5}$				

*Il valore anomalo può essere attribuito alla ridotta lunghezza della sezione di prova.

**Valore ottenuto da prova di permeabilità a carico variabile

Inizialmente si hanno valori tipici di coefficienti di permeabilità per sabbie fine, avendo un valore leggermente più alto in profondità. Dopo il trattamento, il cambiamento del valore del coefficiente è più noto in profondità, arrivando a valori tipici di sabbie limose o sabbie argillose.

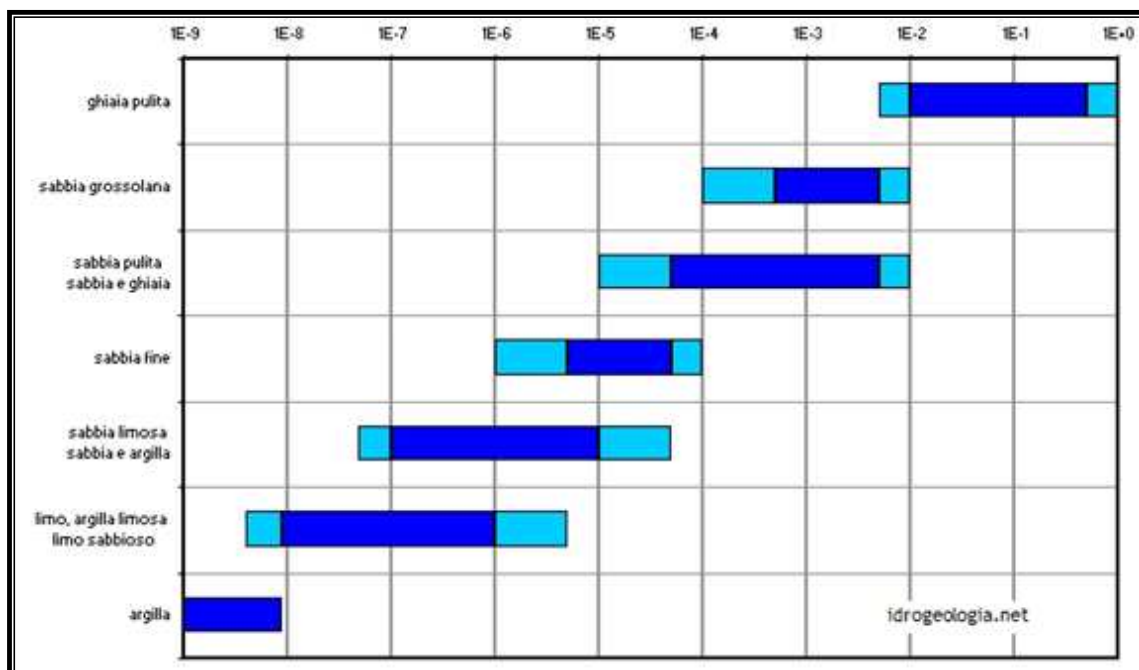


Figura 62. Valori orientativi del coefficiente di permeabilità in m/s

I valori corrispondono ai risultati presentati prima e al tipo di iniezione fatta, avendo valori che permettono garantire una permeabilità sufficientemente basse per controllare le venute d'acqua durante le scavazioni del collettore d'acqua.

5.7 Prove geofisiche

Le prove geofisiche sono state previste nelle indagini del campo prova con la finalità di ampliare l'informazione sui risultati ottenuti, estendendo spazialmente le informazioni che le indagini dirette forniscono. In questo modo si riduce il rischio di sovrastimare i risultati di essi, sia le anomalie che i risultati ottimi.

La velocità dell'onda viene calcolata come la distanza tra sorgente e geofoni diviso il tempo, e dipende dalla rigidità del mezzo: mentre il mezzo è più rigido, la velocità dell'onda sarà maggiore. La differenza nella velocità d'onda prima e dopo il trattamento è quella che permette definire la differenza di rigidità del terreno legata alla presenza del cemento. Per questo motivo, prima di fare il trattamento, si hanno le velocità d'onda del terreno naturale che vengono illustrate nella Figura 28.

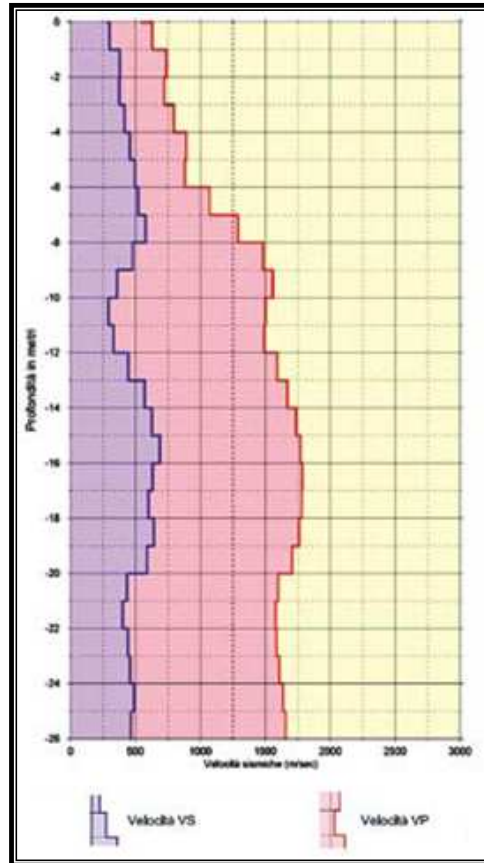


Figura 63. Diagramma cross hole su terreno naturale (Fonte: Ciufegni,2007)

Avendo quattro fori, la prova è stata eseguita facendo diverse combinazioni nella posizione della catena dei geofoni e la sorgente per poi sovrapporre i dati con software che permettono l'interpolazione dei punti per la costruzione di modelli. La variazione della velocità dipenderà dai quantitativi di cemento presenti, e attraverso filtri di velocità sono stati modellati i solidi risultanti dalle velocità più alte.

Nelle vicinanze alla zona trattata si è ottenuto, nel terreno naturale, velocità di propagazione che variano da 1000 m/s per i primi metri di trattamento fino ad arrivare a 1500 m/s in profondità. I valori alti dopo gli -8m di profondità, che aumentano in maggior proporzione rispetto all'aumento della velocità nelle onde S, è causato dalla presenza d'acqua. Questo è dovuto alle caratteristiche delle onde P, che permettono che essa si propaghi nell'acqua.

Tenendo in considerazione questi valori, di seguito vengono presentati i diagrammi della tomografia fatta dopo il trattamento:

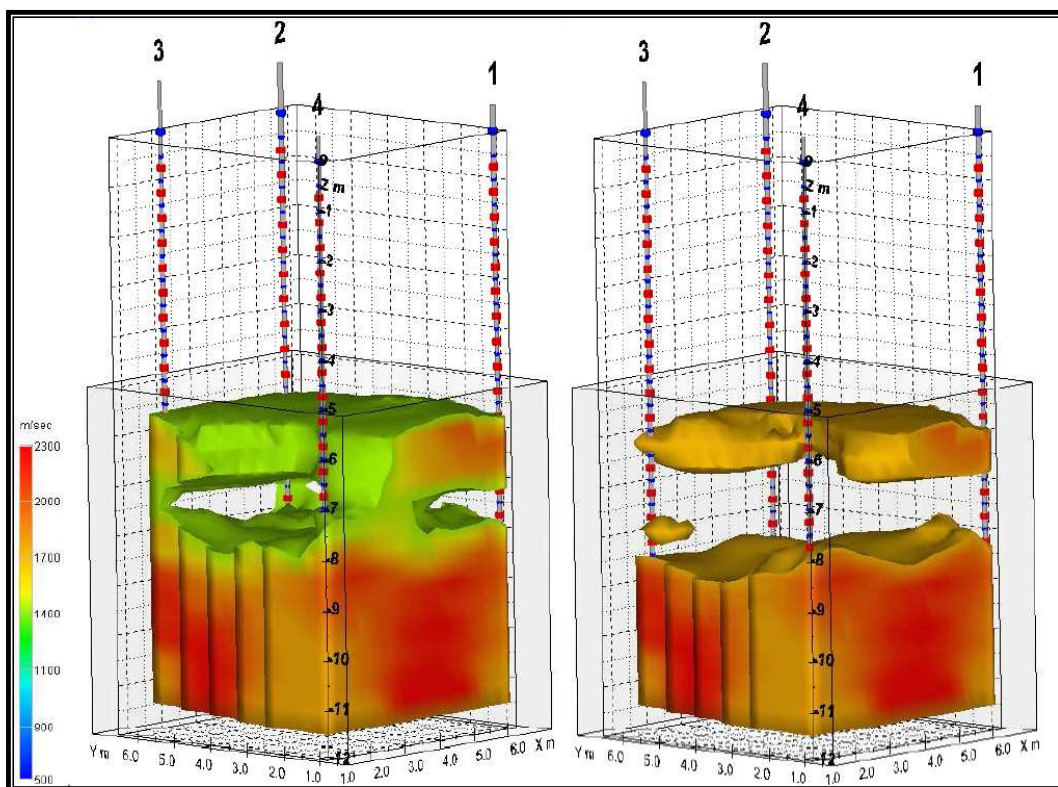


Figura 64. Isovolumi di terreno trattato per velocità maggiori a: Sinistra 1100 m/sec, destra 1400 m/sec. (Fonte: Italferr)

I risultati evidenziano quello che si supposeva dai diagrammi costruiti con i volumi iniettati e con le pressioni finali. Sotto gli 8 metri di profondità si trova la zona di trattamento più omogenea che ha un valore medio di velocità di onda di 2100 m/sec, velocità che rappresenta una rigidezza superiore a quella iniziale e che garantisce un risultato ottimo del trattamento, soprattutto per quello che riguarda all'impermeabilizzazione.

Al di sopra del livello della falda, la concentrazione di cemento è molto più bassa, ottenendo velocità d'onda collegate a materiali meno rigidi e che vanno da 1100 a 1500 m/sec. Questo comportamento è comunque logico all'osservare le carote estratte e dall'analisi dei parametri di iniezione.

Considerando i valori della velocità del terreno naturale, in genere si ha un aumento della rigidezza del materiale, essendo minore in alto. Questo valore minore è risultato di due condizioni: le quantità di malta cementizia

assorbiti sono stati decisamente minori e il valore iniziale della velocità di propagazione, anche minore.

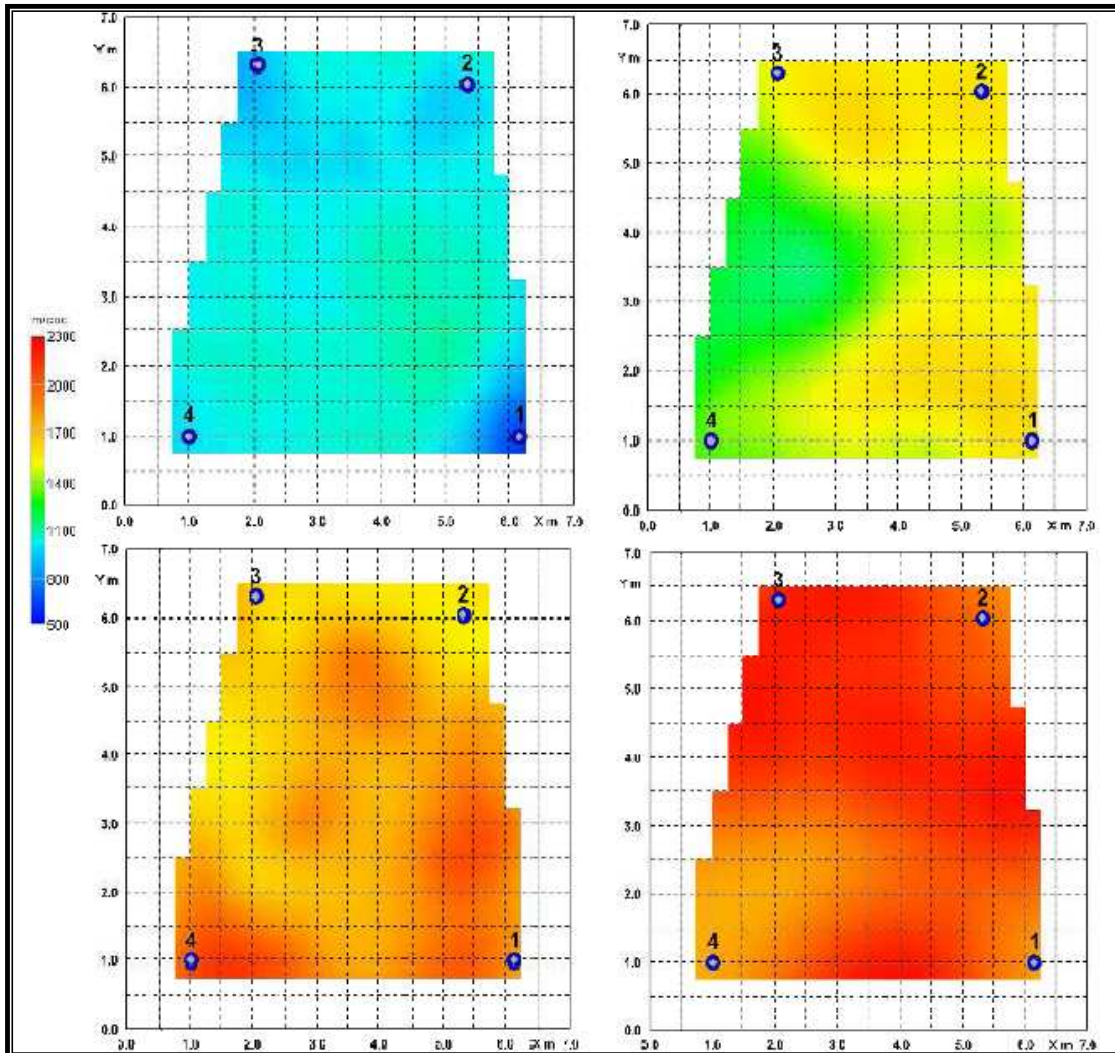


Figura 65. Sezione con taglio a profondità: Su a sinistra -5m, su a destra -7m, giù a sinistra -8.5 m, giù a destra -10m dal piano campagna. (Fonte: Italferr)

5.7.1 Caratteristiche del terreno trattato

5.7.1.1 Modulo di elasticità (E)

Conoscendo le velocità delle onde sismiche prima e dopo il trattamento e il modulo elastico iniziale, si fa il calcolo del modulo elastico del terreno attraverso l'espressione:

$$\frac{Vp_{iniziale}}{Vp_{finale}} = \frac{E_{iniziale}}{E_{finale}} \quad (4.1)$$

Dividendo tutta la zona di trattamento in due strati si ha:

Tabella 19. Variazione del modulo elastico

Quota	Terreno naturale		Terreno trattato	
	Vp (m/s)	E (Mpa)	Vp (m/s)	E (Mpa)
da 5,5 a 8m	1000	360	1300	468
da 8 a 13m	1500	360	2100	504

Con lo scopo di avere un valore unico per tutta la zona trattata, e considerando il livello di cementazione decisamente maggiore trovato nei primi livelli, si considera come valore di modulo di elasticità del terreno trattato pari a 504 Mpa.

5.7.1.2 Parametri di resistenza

Per conoscere la resistenza del terreno trattato, è stato preso materiale dalle carote prelevate. Date le dimensioni delle porzioni di carota, la prova scelta per determinare la resistenza è stata la prova di trazione indiretta, anche chiamata prova a trazione brasiliana.

In tale prova il carico viene applicato in direzione longitudinale fino a rottura in un provino dove lo spessore è minore del diametro. Viene utilizzata molto spesso data la sua facilità di esecuzione. La rottura avviene per trazione grazie ad una combinazione di tensioni, di trazione e compressione, ed è per questa ragione che lo stato tensionale indotto non è semplice di determinare come nelle altre prove di resistenza.

Per sapere lo stato tensionale che porta alla rottura il disco, si ricorre alla teoria dell'elasticità e si ottiene:

$$\sigma_t = \frac{2 \cdot P}{\pi \cdot s \cdot d} \quad (4.2)$$

E si ha che le tensioni principali durante la prova sono:

$$\sigma_1 = 3 \cdot |\sigma_t|$$

$$\sigma_3 = -\sigma_t$$

Il numero di provini che impone la norma (10) per avere risultati attendibili non è stato raggiunto. Comunque il risultato si ritiene come un dato approssimativo che serve allo scopo del presente studio.

Con un valore di carico a rottura medio di 375Kg, diametro del disco pari a 63mm e spessore di 66,5 mm si è ottenuto un valore di resistenza a trazione di 378,6 Kpa.

Sapendo come sono distribuite le tensioni principali nel provino, e considerando il modello di Mohr Coulomb, si possono calcolare la coesione e la resistenza a compressione del materiale attraverso le equazioni 4.3 e 4.4.

$$c' = \sqrt{3} \cdot \sigma_t \quad (4.3)$$

$$\sigma_c = \frac{2 \cdot c' \cdot \cos \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (4.4)$$

Considerando l'attrito del materiale pari a 40° si ha:

Tabella 20. Parametri di resistenza del terreno trattato

Resistenza a trazione (σ_t) [Kpa]	Coesione (c') [Kpa]	Angolo d'attrito (φ) [°]	Resistenza a compressione (σ_c) [Kpa]
378,6	655,8	40	2812,9

CAPITOLO 5

PARATIE

Considerando che uno degli scopi del campo prova era quello di determinare la fattibilità dell'utilizzo della tecnica di iniezioni a bassa pressione per sostituire, nelle zone più critiche, l'utilizzo del jet grouting nella costruzione del tappo di fondo; in questo capitolo si fa un back analisi usando i dati di resistenza trovati nel terreno trattato e le caratteristiche geometriche della paratia est del passante, in corrispondenza di due sezioni critiche. In questo modo si potrà capire il possibile comportamento strutturale per diverse condizioni e le soluzioni che si possono adottare.

Inoltre, dall'analisi statico della paratia, avendo i momenti, spostamenti e le tensioni indotte massime, si stimerà il cedimento associato nel piano campagna e un possibile dimensionamento delle armature longitudinali.

5.1 Generalità sulle paratie

Le paratie in diaframmi sono pareti in calcestruzzo armato realizzate all'interno del terreno per procedere, in genere, ad attività di scavo. Esse possono essere utili in fase provvisoria (durante le lavorazioni) e a lungo termine, come elementi di sostegno del terreno. La tecnologia oggi giorno più utilizzata per la realizzazione delle paratie è quella della benna mordente e in alternativa l'idrofresa impiegata in presenza di terreni molto addensati e anche rocce tenere.

I diaframmi vengono generalmente realizzati con moduli da 2.50m e spessori che vanno da 0.40m a 1.50 m. La lunghezza dei diaframmi non ha particolari limiti, se non quelli legati alla tecnologia di scavo: le idrofrese garantiscono profondità superiori.

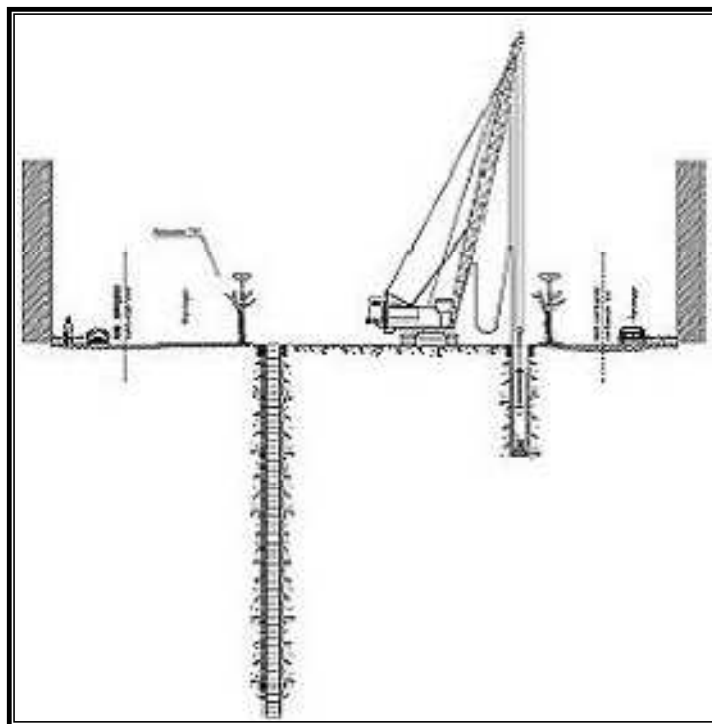


Figura 66. Idrofresa e paratie

Dal punto di vista di disegno strutturale, la stabilità del diaframma è garantita dalla mobilitazione della resistenza passiva e dalla eventuale presenza di uno o più vincoli. La distribuzione delle azioni nell'interfaccia è influenzata dai movimenti dell'opera, e pertanto dalla sua rigidezza messa in relazione a quella del terreno, per cui l'analisi corretta non può prescindere dallo studio dell'interazione

struttura-terreno. Per l'analisi di stabilità dei diaframmi si ricorre ai metodi dell'equilibrio limite, supponendo che il terreno si trovi in condizioni di scorrimento plastico e assumendo così nota a priori la distribuzione all'interfaccia.

A seconda dei vincoli che si hanno in funzione del tipo di terreno e dalle condizioni geometriche, il meccanismo di rottura considerato per l'analisi cambierà. Di seguito si presentano le due alternative utilizzate per il disegno dei diaframmi di paratie.

5.1.1 Diaframma a mensola

Il meccanismo di rottura è rappresentato da una rotazione intorno al punto O, prossimo alla base, e la stabilità dell'opera è assicurata dalla mobilitazione della resistenza passiva, sia a valle del diaframma nel tratto al di sopra del punto O, sia a monte nel tratto al di sotto di tale punto.

Per un'analisi semplificata si considera una distribuzione delle spinte nella quale la risultante della spinta attiva e della resistenza passiva agenti al di sotto del punto di rotazione sia rappresentato da una forza R, applicata in O, ipotizzando così che sia trascurabile il momento di trasporto.

La lunghezza d, che corrisponde alla distanza tra il punto O e il livello del terreno a valle, costituisce l'incognita principale del problema e viene risolto imponendo equilibrio alla rotazione intorno al punto O in modo di escludere la forza R, incognita anche essa del problema. La condizione di equilibrio alla traslazione orizzontale consente successivamente di valutare la reazione R e di definire quindi la lunghezza dell'ulteriore tratto al di sotto del punto O.

La mobilitazione della resistenza passiva costituisce il parametro che condiziona la stabilità dell'opera, ed è per questo che nella sua valutazione viene applicato un fattore di sicurezza F_p la cui entità è legata ai parametri di resistenza al taglio. Si deve tenere presente che la spinta attiva e la resistenza passiva devono essere espresse in termini di tensioni totali.

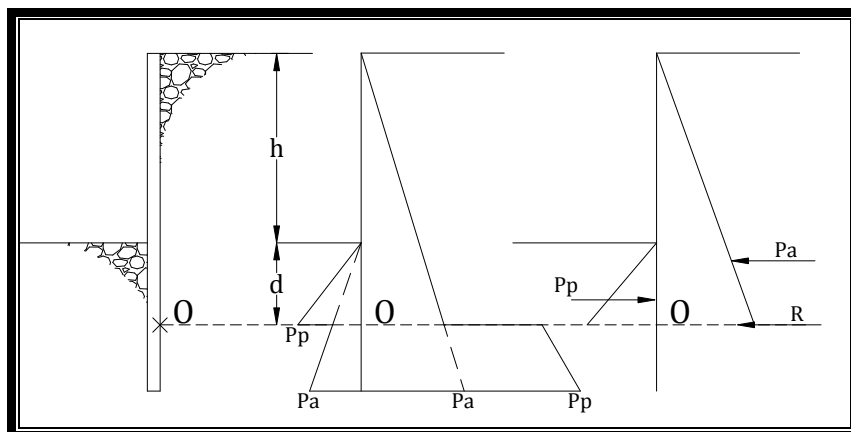


Figura 67. Diaframma a mensola

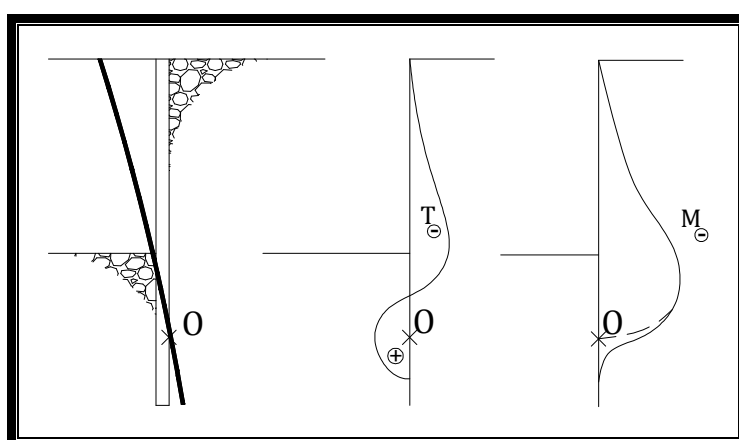


Figura 68. Diagrammi di deformata taglio e momento in un diaframma a mensola

5.1.2 Diaframma vincolato con ancoraggio

In questo caso la parte fuori terra del diaframma é vincolato da un ancoraggio o puntone e la stabilit  dell'opera   garantita dall'azione anche dalla mobilitazione della spinta passiva e dall'ancoraggio. L'analisi limite pu  essere in questo caso svolta con riferimento a due possibili alternative, a seconda dell'ipotesi che si introduce sulle condizioni di vincolo della parte di diaframma immorsata nel terreno.

5.1.2.1 Estremo libero o free earth support

In condizioni di estremo libero si ipotizza che la parte inferiore del diaframma   in condizioni di semplice appoggio, per cui la struttura risulta isostatica e di nuovo le condizioni di equilibrio permettono di ricavare le due incognite del problema: il

tratto di infissione d e dalla reazione del vincolo F . Dall'equazione di equilibrio alla rotazione intorno al punto di applicazione della forza F si trova d , e successivamente dall'equilibrio alla traslazione orizzontale si ricava F .

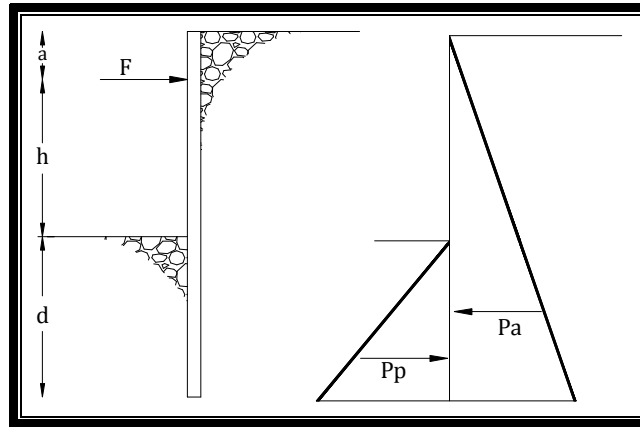


Figura 69. Schema di diaframma vincolato

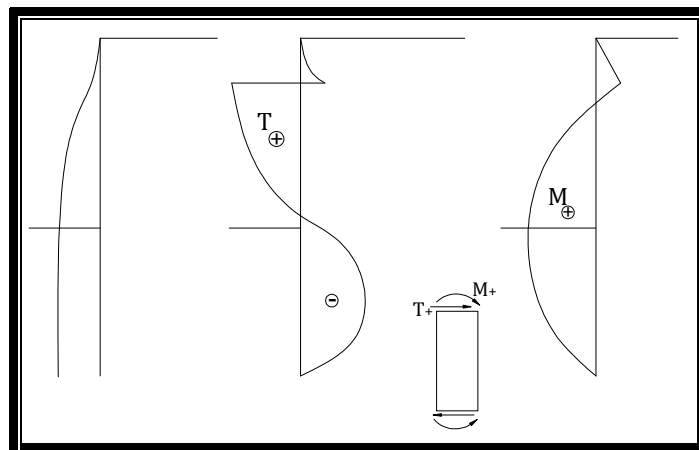


Figura 70. Diagrammi di deformata taglio e momento del diaframma vincolato

5.1.2.2 Estremo fisso o fixed earth support

Il diaframma si trova in condizione iperstatica e non si può quindi prescindere dalle condizioni di congruenza, per cui si ricorre al metodo della trave equivalente, nel quale si considera la struttura come due travi separate, la prima semplicemente appoggiata e quella inferiore costituita da una mensola, inserendo nel punto di incontro una cerniera che sarà anche il punto dove si ha momento nullo.

La profondità della sezione in corrispondenza della quale va messa la cerniera può assumersi pari a $0,1 \cdot h$, a partire dal fondo scavo. L'equilibrio alla rotazione intorno al punto di applicazione della forza F consente di determinare la reazione R_c e in seguito l'equilibrio alla rotazione intorno al punto D consente di determinare la lunghezza del tratto fisso.

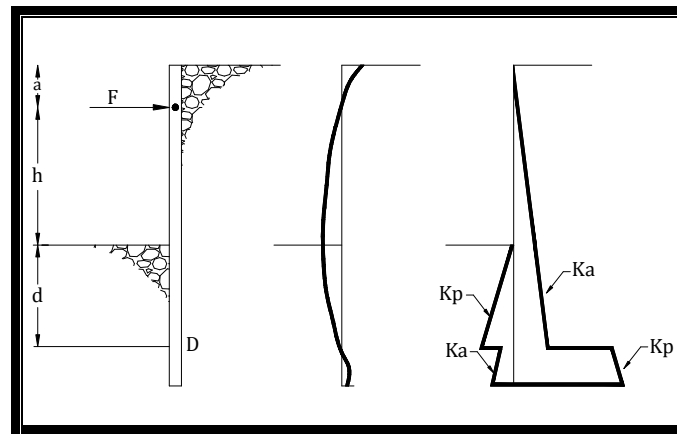


Figura 71. Diaframma con ancoraggio in testa e sezione di base fissa. Deformata e spinte.

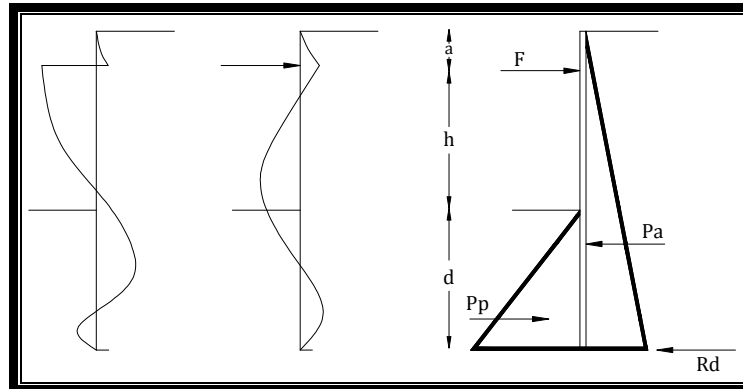


Figura 72. Diagrammi di taglio, momento e trave equivalente di un diaframma con ancoraggio in testa e sezione di base fissa

5.2 Calcolo e verifica strutturale

La verifica delle strutture delle paratie nelle diverse condizioni che si approfondiscono nel presente capitolo sono state fatte attraverso un foglio excel programmato specialmente per il calcolo di diaframmi di paratie attraverso il metodo degli elementi finiti (FEM). Esso viene applicato ricorrendo a elementi finiti tipo trave, che schematizzano la struttura, e a molle di vario tipo connesse ai

nodi dei precedenti elementi che simulano la presenza del terreno. Analogamente tiranti e puntoni sono modellati con molle nodali.

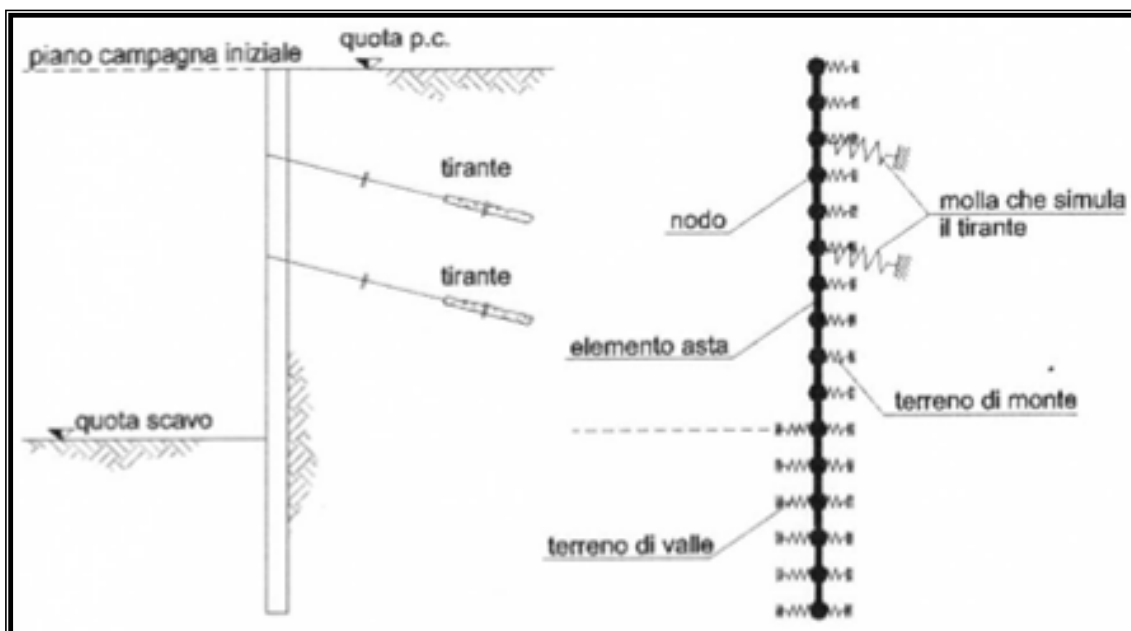


Figura 73. Modello ad aste

L'applicazione del FEM nel calcolo delle paratie risulta di tipo monodimensionale e la gestione delle molle permette di introdurre diversi tipi di legami costitutivi, dai più semplici ai più elaborati.

Gli elementi tipo trave che simulano la paratia sono caratterizzati geometricamente da area e momento di inerzia, mentre il calcestruzzo che costituisce la struttura viene considerato a comportamento elastico-lineare (legge di Hooke), definito mediante il modulo elastico e il coefficiente di Poisson.

I risultati che si ottengono sono il campo degli spostamenti nodali, le sollecitazioni nella struttura e le tensioni orizzontali nel terreno. Le tensioni verticali sono invece influenzate dalla deformazione dell'opera di sostegno, ma derivano unicamente da considerazioni di tipo geostatico. Ne consegue che questa tipologia di programmi non consentono di valutare direttamente il cedimento del piano campagna che uò essere stimato a partire dalla deformazione della paratia con le correlazioni note dalla geotecnica.

Nel programma di calcolo a disposizione si tiene conto di ogni step lavorativo nel momento della costruzione della paratia basato su parametri di input che caratterizzano il terreno e le forze esterne che possono esistere.

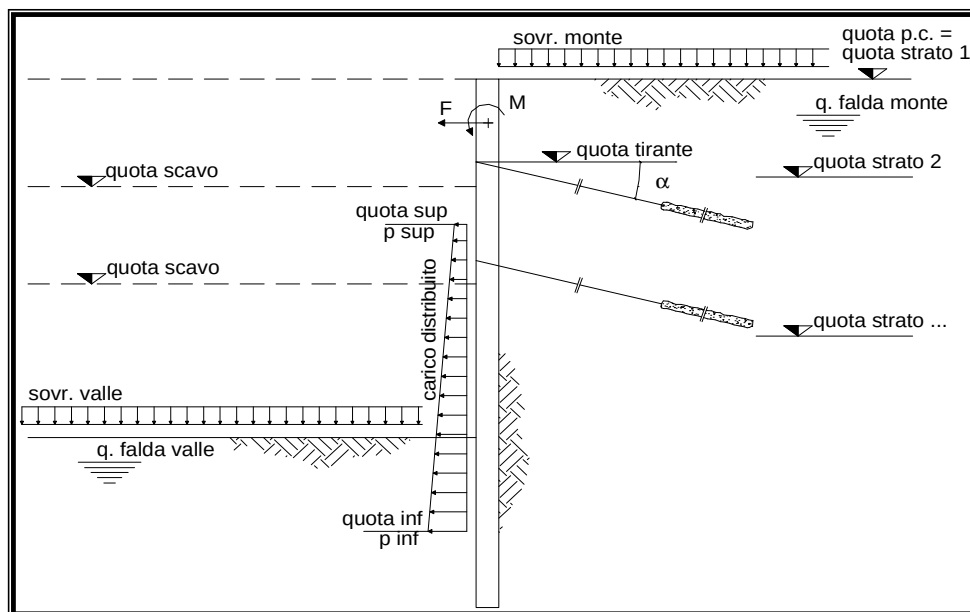


Figura 74. Schema di forze agenti sulla paratia

5.2.1 Orientamenti normativi

Nell'attualità, in Italia, esistono due alternative di indicazioni per il calcolo strutturale dal punto di vista normativo e sono:

- Normative nazionali: Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 (NTC)
- Normativi Internazionali: Eurocodice- Eurocodice 8 per le opere di carattere geotecnico.

Nella normativa italiana, uscita recentemente, sono stati inclusi molti, se non tutti, i fattori che solo si tenevano in considerazione nell'Eurocodice 7. Per cui, le verifiche che richiedono e i coefficiente di riduzione o aumento in tutto quello che riguarda le opere geotecniche sono in genere gli stessi. Essi sono applicati a seconda dell'approccio di calcolo e del tipo di verifica.

Secondo l'NTC, per le paratie si devono considerare almeno i seguenti stati limite ultimi:

a. SLU di tipo geotecnico (GEO) e di tipo idraulico (UPL e HYD):

- collasso per rotazione intorno a un punto dell'opera (atto di moto rigido);
- collasso per carico limite verticale;
- sfilamento di uno o più ancoraggi;
- instabilità del fondo scavo in terreni a grana fine in condizioni non drenate;
- instabilità del fondo scavo per sollevamento;
- sifonamento del fondo scavo;
- instabilità globale dell'insieme terreno-opera;

b. SLU di tipo strutturale (STR)

- raggiungimento della resistenza in uno o più ancoraggi;
- raggiungimento della resistenza in uno o più puntoni o di sistemi di contrasto;
- raggiungimento della resistenza strutturale della paratia

La verifica di stabilità globale dell'insieme terreno-opera deve essere effettuata secondo l'Approccio 1:

- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate considerando le seguenti combinazioni di coefficienti:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)
- Combinazione 2: (A2+M2+R1)

Tabella 21. Coefficienti parziali per le azioni e per gli effetti delle azioni

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale	A1(Verifica strutturale)	A2 (Verifica geotecnica)
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,3	1,0
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,3

Tabella 22. Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO		Coefficiente parziale	M1 (strut.)	M2 (geotec.)
Tangente all'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	C'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	C_{uk}	$\gamma_{cu'}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

Tabella 23. Coefficienti parziali γ_G per verifica agli stati limiti ultimi

VERIFICA	R1	R2	R3
Capacità portante	1,0	1,0	1,4
Scorrimento	1,0	1,0	1,1
Resistenza del terreno a valle	1,0	1,0	1,4

5.2.2 Calcolo delle spinte

5.2.2.1 Condizioni di riposo

In condizioni geostatiche, per un terreno normalmente consolidato può assumersi la ben nota relazione di Jaky (1936):

$$k_o = (1 - \sin \phi') \quad (5.1)$$

Per un terreno con grado di sovraconsolidazione R_{oc} si pone:

$$k_o = (1 - \sin \phi') \sqrt{R_{oc}} \quad (5.2)$$

L'espressione è valida per gradi di sovraconsolidazione non molto elevati.

5.2.2.2 Spinta attiva

Il coefficiente di spinta attivo è calcolato in funzione dell'angolo di attrito interno (φ') e dell'angolo di attrito tra parete e terreno (δ), nonché dall'inclinazione del terrapieno e del paramento. Abitualmente si utilizzano le espressioni di Rankine ($\delta=0$) o di Coulomb che ipotizzano superfici di scivolamento piane e vengono applicate per il calcolo delle spinte in diversi tipi di opere di sostegno:

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi' + \beta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\beta + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi') \sin(\varphi' - i)}{\cos(\beta + \delta) \cos(\beta - i)}} \right]} \quad (5.3)$$

Dove,

i: Angolo di inclinazione del terreno a monte

β : Inclinazione della parete o muro

Si considera $\delta=2\varphi/3$ e nel caso della paratia l'inclinazione della parete è nulla.

5.2.2.3 Spinta passiva

Il coefficiente di spinta passiva è molto influenzato dall'angolo di attrito parete-terreno. L'uso di metodi come quello di Coulomb che utilizzano superficie di scivolamento piane possono portare a significative sovrastime, invece si preferisce far ricorso a metodi dove si ipotizzano superfici di scivolamento curvilinee come quello di Caquot-Kerisel che conduce a valori più cautelativi.

$$K_p = \left[\frac{\cos \delta}{1 - \sin \varphi'} (\cos \delta + \sqrt{\sin^2 \varphi' - \sin^2 \delta}) \right] e^{2\vartheta \tan \varphi'} \quad (5.4)$$

$$2\vartheta = \sin^{-1} \left(\frac{\sin \delta}{\sin \varphi'} \right) + \delta \quad (5.5)$$

In questo caso l'angolo di attrito tra parete e terreno viene calcolato come la metà dell'angolo d'attrito interno del terreno.

5.2.3 Tiranti e puntoni

Altro elemento tipico nelle analisi delle paratie è l'introduzione delle strutture di contrasto provvisorie o definitive. Queste possono costituire elementi attivi, come gli ancoraggi, che esercitano un'azione imposta sulla parete, ovvero passivi, come sono solitamente i puntoni o anche le solette, che agiscono invece solo in base alla loro rigidità. In entrambi casi questi elementi sono simulati con l'introduzione di una molla nodale (ipotizzata perfettamente elastica) che rappresenta la rigidità estensionale dell'elemento di contrasto.

La suddetta rigidità viene calcolata con l'espressione:

$$K = \frac{EA}{Li} \quad (5.6)$$

dove,

E: modulo elastico del materiale,

L: lunghezza del tratto deformabile

A: area dell'elemento tirante o puntone

I: interasse degli elementi

La lunghezza L per gli ancoraggi è pari alla lunghezza del tratto libero più una frazione del bulbo di ancoraggio, in genere posta pari alla metà). Nel caso dei puntoni di contrasto tra due paratie simmetriche, la lunghezza L sarà pari alla metà della lunghezza del puntone.

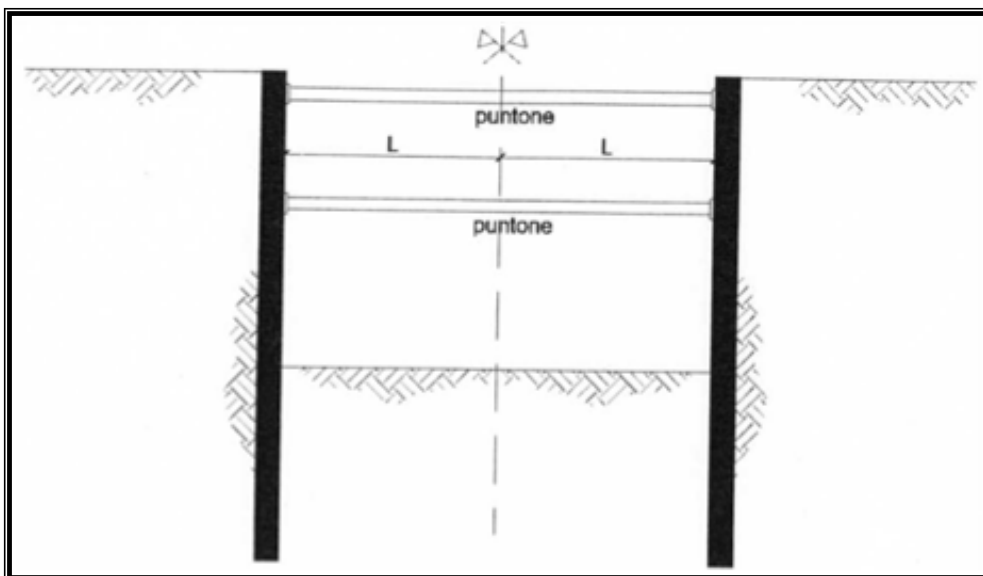


Figura 75. Schema dei puntone

5.3 Sezioni di studio e fasi costruttive

Come spiegato prima nel capitolo 2, il passante é costituito da tre paratie: paratia ovest, paratia centrale e paratia est. La paratia centrale é sempre quella piú profonda, e ad essa vengono collegati i solettoni delle paratie laterali.

La galleria di studio é quella est, corrispondente alla linea veloce del passante, dove le paratie hanno sezione costante cambiando solo da sezione a sezione la sua lunghezza.

Per il back analisi saranno utilizzate due sezioni che si trovano in corrispondenza di Corso Principe Odone, dove la vicinanza ai palazzi (17m rispetto alla paratia est) fa si che le sezioni siano critiche in presenza di iniezioni ad alta pressione. Le due sezioni si trovano abbastanza vicine una da l'altra permettendo di assumere lo stesso schema stratigrafico e allo stesso tempo consente di fare lo studio per dimensioni di paratie diverse con schemi strutturali diversi. Le due sezioni hanno uno schema lavorativo che si ripette lungo tutta la costruzione della galleria est del passante, costituite da uno o piú solettoni, un tappo di fondo di profonditá variabile e la soletta di fondo.

Tra la paratia e la strada é prevista una parete di micropali che permettono di isolare un pó la strada e i palazzi da tutte le lavorazioni del passante.

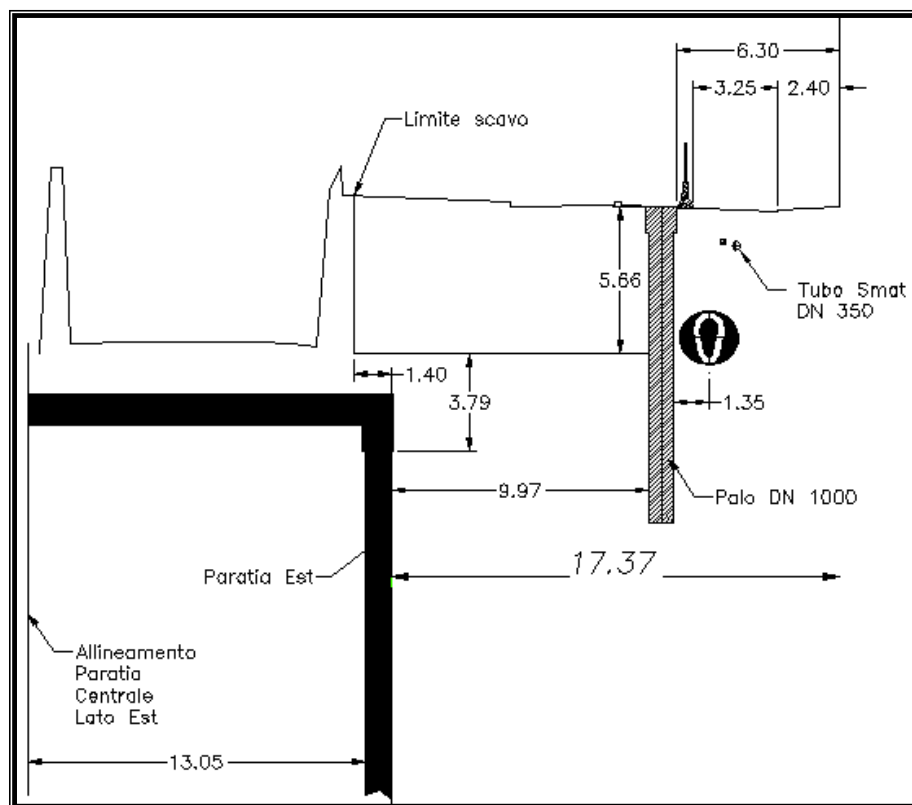


Figura 76. Sezione tipo

5.3.1 Dati di input

5.3.1.1 Stratigrafia generale

Come detto nel Capitolo 3, Torino é caratterizzata da un sottosuolo costituito principalmente da materiale alluvionare: sabbia e ghiaia. Da posto a posto il livello di addensamento varia, ed é in funzione di questa variazione che varia la tecnologia di costruzione delle paratie. In corrispondenza della stazione di Porta Susa, ad esempio, il terreno é molto addensato per cui si utilizza solo l'idrofresa, mentre in Corso Principe Odone dopo Corso Regina il terreno é molto piú sciolto e si può lavorare con la benna.

Da studi e indagini realizzati in tutta la lunghezza del passante ferroviario si é definita una stratigrafia generale dove si ha un range di valori di spessore degli strati e delle proprietà meccaniche che hanno validità per tutta la lunghezza dell'opera.

Tabella 24. Stratigrafia generale e proprietà meccaniche dei materiali (Tesi Cardone)

Strato	Spessore (m)	Angolo di attrito (ϕ)	Modulo di elasticità (E') (Mpa)	Coesione drenata (c') (kPa)
1.Terreno di riporto	2,5 ÷ 5	33° - 40°	20	0
2.Terreno ghiaioso-sabbioso con livelli cementati	16 ÷ 18	36° - 42°	360	20
3.Terreno ghiaioso sabbioso, si trovano due tipi	14 ÷ 18	$\frac{39^\circ}{33^\circ - 40^\circ}$	150	0

Nel programma si inizia impostando la stratigrafia e i parametri di ogni materiale: quota, peso specifico (γ), angolo di attrito (ϕ), coesione (c), permeabilità (k), spinta di riposo (k_0), attiva (k_a) e passiva (k_p), modulo di reazione (k_s) e il coefficiente α . Il valore di permeabilità viene messo nel caso in cui l'analisi si faccia in condizioni drenate. Il calcolo delle spinte è stato fatto con le espressioni 5.1, 5.3 e 5.4, mentre il modulo di reazione orizzontale, il quale caratterizza le molle del che simulano il terreno nel modello di calcolo, è calcolato attraverso l'espressione (5.7).

$$K_s = \frac{E}{L(1-\nu^2)} \quad (5.7)$$

In cui L corrisponde alla fascia di terreno interessata dalla deformazione della paratia, e che nel caso di studio è considerata 2m.

Di seguito si presenta la tabella per l'inserimento dei dati del terreno nel programma:

strati terreno	quote (m)	γ (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	ϕ (°)	c (kPa)	k (m/s)	k_0 (-)	k_a (-)	k_p (-)	k_s (kN/m ³)	α (-)
p.c.=strato 1	240,21	18,0	20,0	35	0	3,00E-04	0,43	0,54	3,92	11400	0,5
☒ strato 2	236,00	19,0	21,0	38	20	1,50E-05	0,38	0,41	4,82	214250	0,5
☒ strato 3	226,00	17,5	20,5	37	0	2,00E-05	0,40	0,44	4,49	89250	0,5
☐ strato 4											
☐ strato 5											
☐ strato 6											

Tabella 25. Stratigrafia

Per tenere conto dello strato di terreno trattato, la statigrafia iniziale è stata suddivisa per poi essere cambiata nello step corrispondente mettendo i dati nel terreno a valle della paratia. A disposizione si hanno i parametri di resistenza del Jet Grouting, ottenuti da uno studio previo in un campo prova (Ciufegni, 2007), e i parametri delle iniezioni, ottenuti attraverso le prove geofisiche, prove di permeabilità e prove a rottura descritte nel capitolo 4.

Tabella 26. Parametri del terreno migliorato con Jet Grouting e iniezioni a bassa pressione

	Modulo di elasticità (E') (Mpa)	Angolo di attrito (φ)	Coesione (c') (kPa)	σ_c (Kpa)	k (m/s)	Ko	Ka	Kp	Ks (KN/m3)
Jet Grouting	1670	39	2384,9	10000	1E-10	0,37	0,48	5,18	869792
Iniezioni	504	40	655,8	2813	1E-6	0,36	0,43	5,58	262500

Tutti gli altri parametri si trovano a partire del valore dell'angolo di attrito con le espressioni 5.1, 5.3, 5.4 e 5.7. La coesione si calcola attraverso la teoria di Mohr-Coulomb con l'equazione 5.8.

$$\sigma = \frac{2c' \cdot \cos \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (5.8)$$

5.3.1.2 Paratia e carichi agenti

La paratia viene caratterizzata attraverso la sua rigidezza, calcolata come il modulo di elasticità E del calcestruzzo per il momento di inerzia determinato dalle dimensioni della sua sezione. Oltre questo dato, viene messa anche la sua lunghezza.

I solettoni presenti nelle sezioni vengono considerati nel calcolo come puntoni. In questo calcolo, la lunghezza di deformazione degli elementi nel presente caso di studio è la lunghezza totale del solettone dato che si considera come estremo fisso quello in corrispondenza della paratia centrale.

Tali strutture vengono caratterizzate nel programma attraverso la loro rigidezza, calcolate attraverso le espressioni:

$$E = 18000\sqrt{Rck} \quad (5.9)$$

$$k = \frac{AE}{Li} \quad (5.10)$$

Avendo un Rck pari a 370, una sezione di 1m^2 e una lunghezza di solettone pari a 11,80m si ottiene un modulo di elasticità pari a 33955 Mpa e una rigidezza di $5,76 \times 10^6 \text{ KN/m}^2$ per tutti i le condizioni di studio.

Carichi aggiunti nel terrapieno a valle o a monte possono essere introdotti in ogni step di calcolo, messi sempre come carichi uniformi provocando un aumento delle tensioni verticali efficaci con i conseguenti effetti sulle tensioni orizzontali.

I carichi distribuiti o puntuali (azioni concentrate) agenti sulla paratia vengono invece indicati nei dati di input e poi attivati nello step corrispondente. Questi ultimi sono sempre carichi orizzontali o momenti, che sono quelli in grado di generare instabilità nella struttura del diaframma di paratia. La presenza delle fondazione dei palazzi posizionate a fianco all'opera potrebbero mettersi in considerazione come carichi distribuiti, ma la loro distanza fa sì che il loro peso abbia influenza solo sotto il terreno trattato.

5.3.2 Sezione di studio S1

La prima sezione di studio si trova in corrispondenza di Corso Principe Odone all'altezza di Via Giacinto Carena.

Di seguito si presenta lo schema geometrico della struttura completa del passante per questa sezione. La galleria colorata di blu a sinistra corrisponde alla macrofase ovest, mentre quella rossa, a destra, corrisponde alla macrofase est che è quella di interesse nel presente studio.

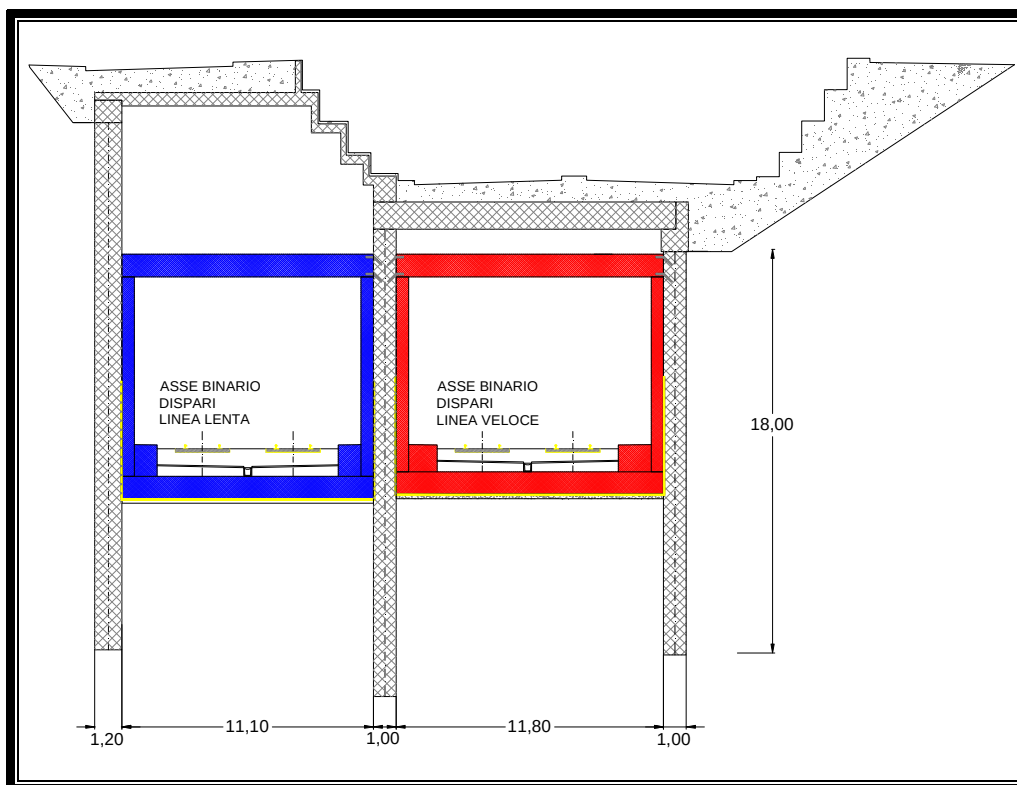


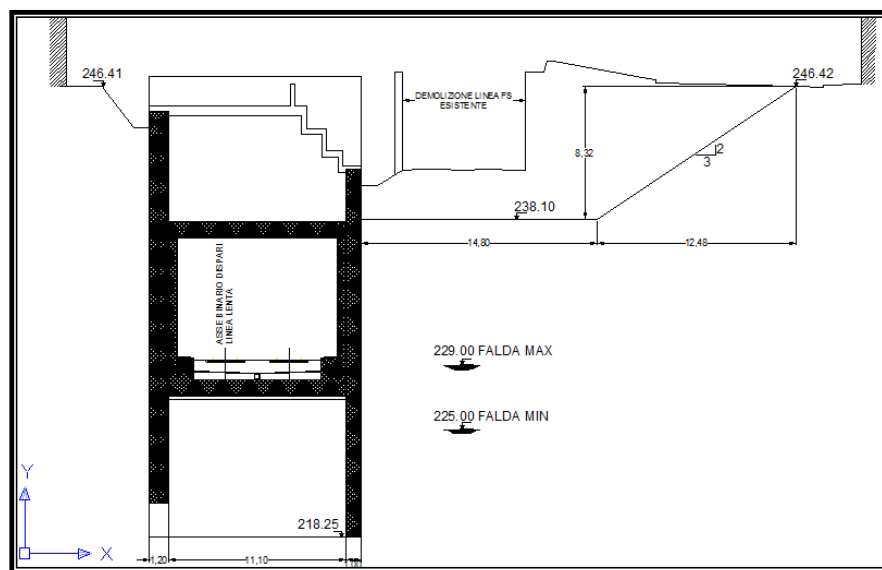
Figura 77. Sezione di studio S1

5.3.2.1 Fasi costruttive

Nel programma di calcolo vengono calcolati gli sforzi agenti e gli spostamenti in ogni fase di costruzione della paratia. Per questo motivo di seguito vengono definiti gli step di calcolo a inserire considerando la progettazione reale con il jet grouting. Nel calcolo si farà mettendo i dati di resistenza dei due trattamenti studiati.

- **Step 0. Geostatico.**

Dopo il completamento della macrofase ovest, si ha per la prima fase lavorativa, la demolizione della linea ferroviaria esistente e subito dopo, lo scavo fino alla quota di piano campagna di lavoro: 238.1. Questa situazione costituisce la fase geostatica nel programma di modellazione dell'opera. Le caratteristiche del terreno e il livello della falda a monte e a valle sono le stesse, e esiste il sovraccarico a monte grazie alla pendente e la strada che passa di fianco.



- **Step 1. Paratia e tappo di fondo.**

Vengono eseguiti i diaframmi di paratie di allineamento laterale, lato est di dimensioni 2.75m x 1.00m L=18. Di seguito vengono fatte le colonne di jet-grouting, eseguite da 223.07 a 227.07m con perforazione fatta dal piano campagna. Questa fase viene messa nel programma cambiando i parametri del terreno a valle nella fascia di terreno interessata dal trattamento coi parametri delle colonne cementate. Il livello della falda a valle della paratie scende fino ad una profondità al di sotto delle colonne cementate con il jet.

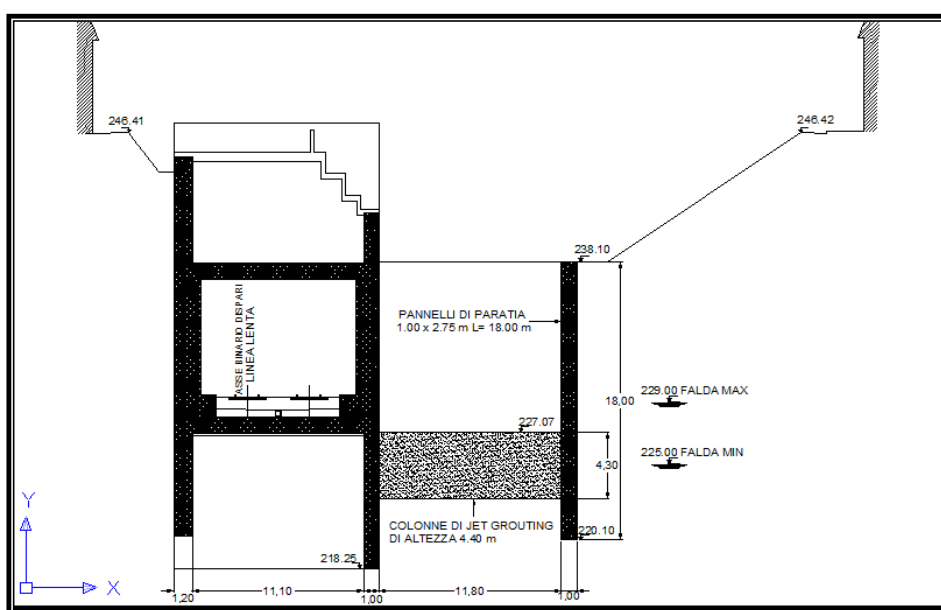


Figura 79. Step 1. Costruzione di paratia e tappo di fondo. S1

- **Step 2. Scavo fino a quota di 236.97**
- **Step 3. Posa in opera di impalcato intermedio in calcestruzzo armato precompresso.**

L'impalcato, di spessore pari a 1m e spinotato alle paratie, costituisce il solettone della galleria ferroviaria e viene messo nello step 4 attivando il tirante definito nell'input.

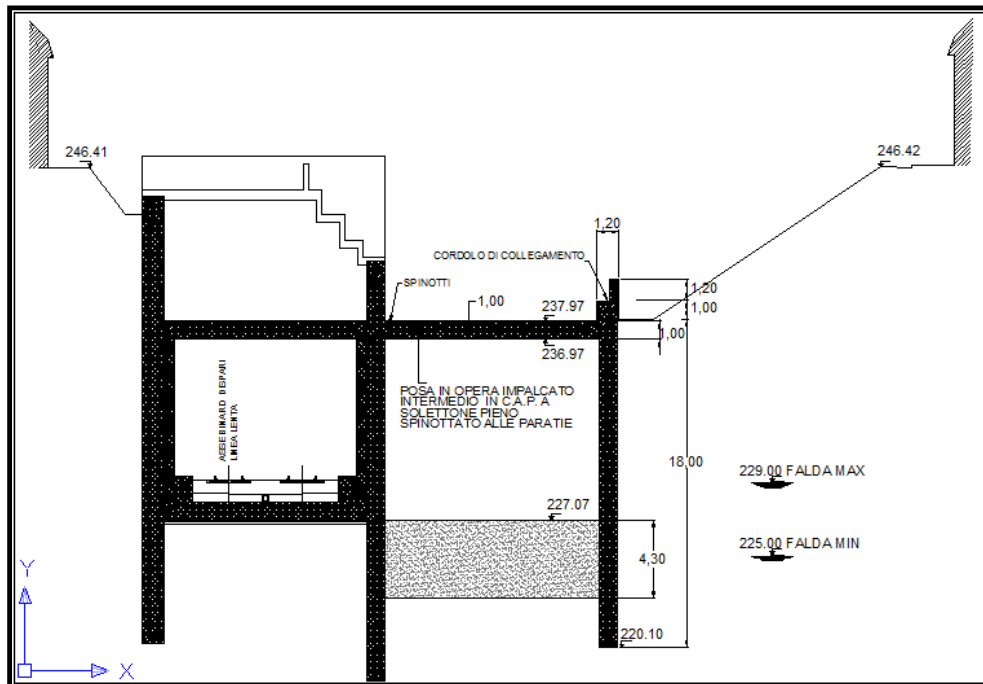


Figura 80. Step 2 e 3- Scavo fino a q. 236.97 e posa di impalcato in c.a.p. S1

- **Step 4. Scavo fino a quota di 227.07**
- **Step 5 Getto di solettone di fondo.**

A questa quota viene fatto il getto di cls magro di spessore pari a 0.20m e la posa in opera dell'impermeabilizzazione. Subito dopo viene eseguito il getto del solettone di fondo e dei marciapiedi. Tutti i getti costituiscono un sovracarico a valle.

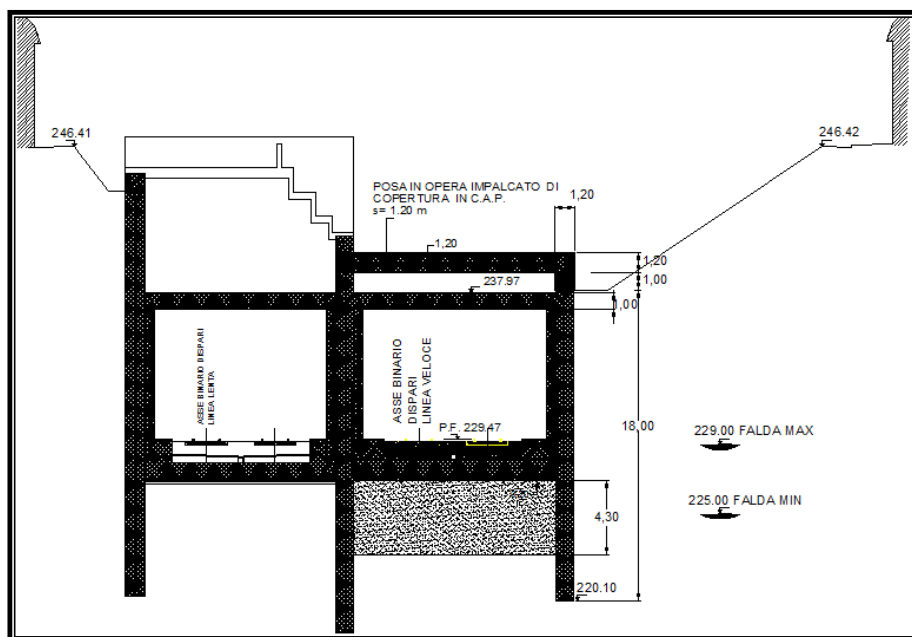


Figura 81. Step 4 e 5. Scavo fino a q. 227.07 e getto di solettone di fondo

5.3.3 Sezione di studio S2

La seconda sezione di studio si trova in corrispondenza di Corso Principe Odone dopo Corso Regina Margherita.

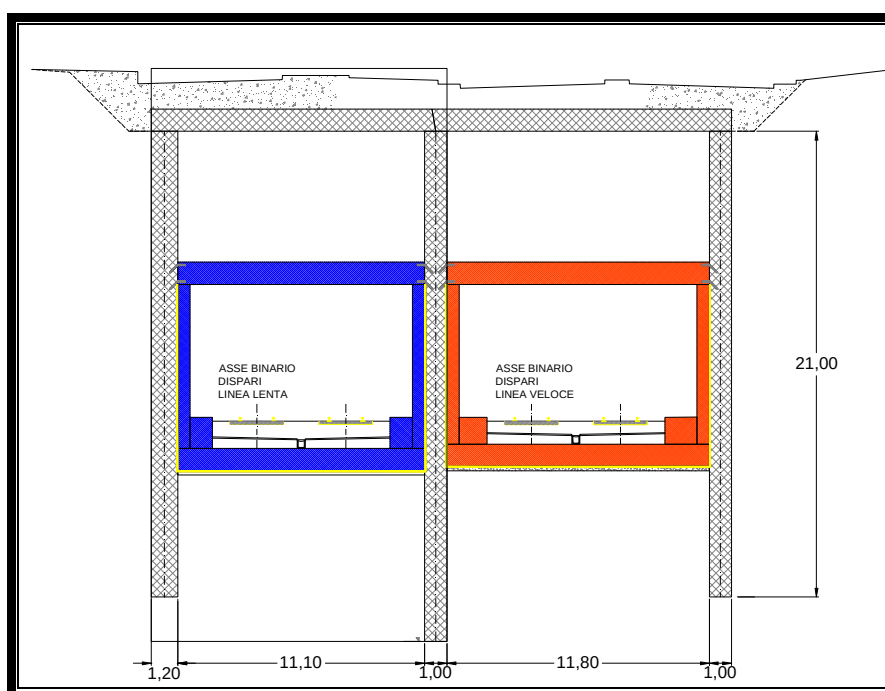


Figura 82. Sezione di studio S2

5.3.3.1 Fasi costruttive

- **Step 0. Geostatico.**

Di forma analoga alla sezione 1, dopo demolizione della linea ferroviaria esistente si esegue lo scavo fino alla quota di piano campagna di lavoro: 240.2.

- **Step 1. Paratia e tappo di fondo.**

Vengono eseguiti i diaframmi di paratie di allineamento laterale, lato est di dimensioni 2.75m x 1.00m L=21. Di seguito vengono fatte le colonne di jet-grouting, eseguite da 220.71 a 224.91m con perforazione fatta dal piano campagna. In questo momento la quota della falda a valle scende un metro sotto le colonne.

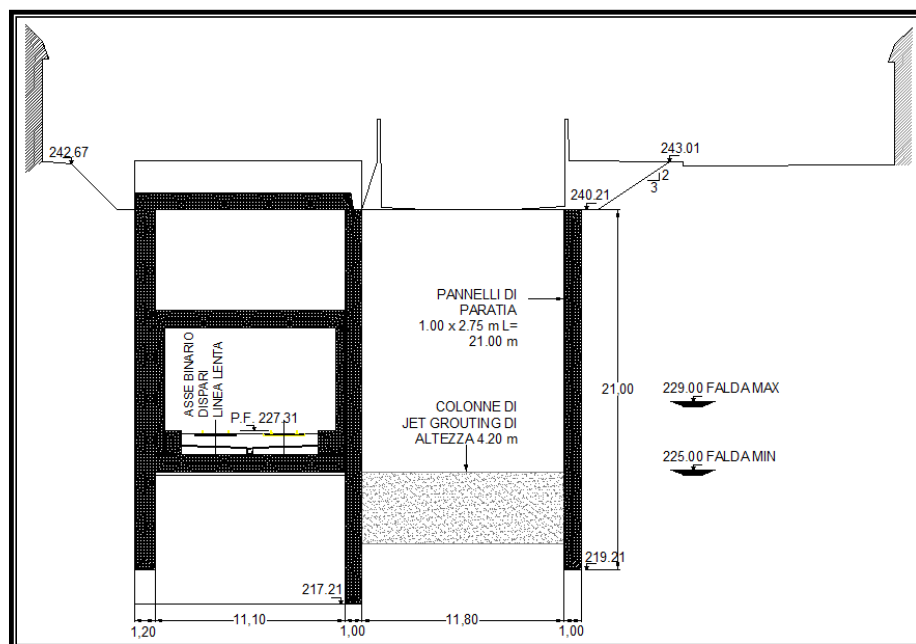


Figura 83. Step 1. Paratia e tappo di fondo. S2

- **Step 2. Posa dell'impalcato di copertura**

L'impalcato di calcestruzzo armato di $s=1.00\text{m}$ viene messo a solettone pieno ed è considerato nei calcoli del programma come un puntone, per cui si attiva in questo step.

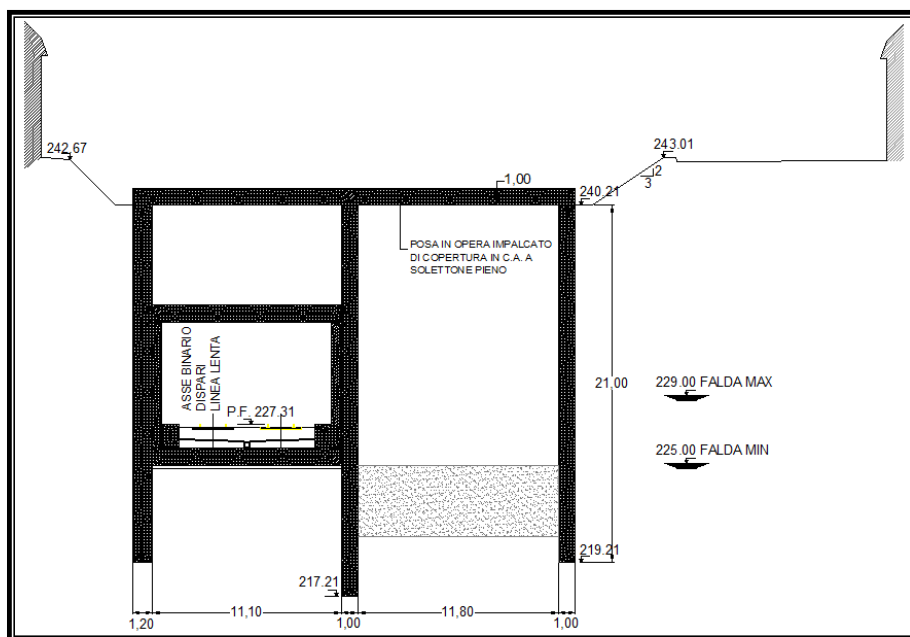


Figura 84. Step 3. Posa di impalcato di copertura in c.a.p. S2

- **Step 3. Scavo fino a quota di 233.31**
- **Step 4. Posa in opera di impalcato intermedio in calcestruzzo armato precompresso.**

L'impalcato, di spessore paria a 1m e spinotato alle paratie, costituisce il solettone della galleria ferroviaria e viene messo nello attivando il secondo tirante definito nell'input.

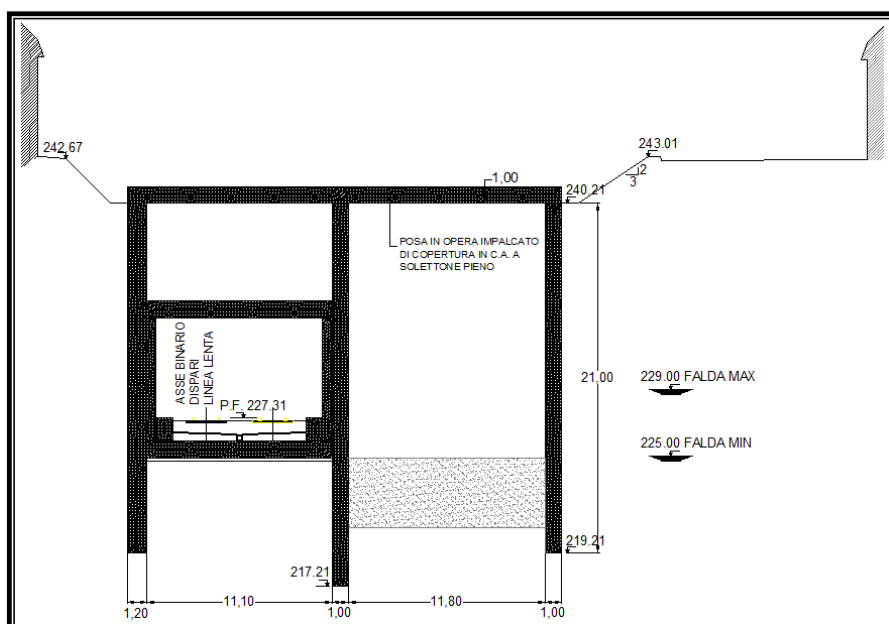


Figura 85. Step 4 e 5. Scavo fino a 233.31 e posca di solettone intermedio. S2

- **Step 5. Scavo fino a quota di 224.91**
- **Step 6. Getto di solettone di fondo.**

A questa quota viene fatto il getto di cls magro di spessore pari a 0.20m e la posa in opera dell'impermeabilizzazione. Subito dopo viene eseguito il getto del solettone di fondo di $s=1.00$ e dei marciapiedi. Tutti i getti costituiscono un sovraccarico a valle.

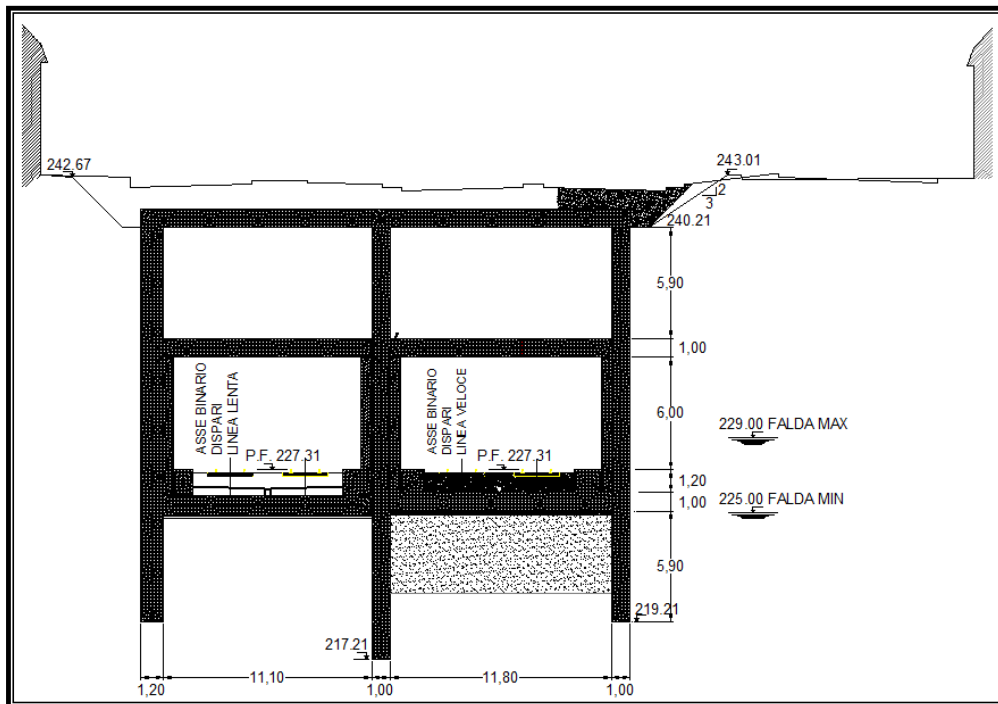


Figura 86. Step 5 e 6. Scavo fino a 224.91 rispetto al p.c. e getto di solettone di fondo.

S2

5.4 Risultati

Dal calcolo effettuato con il foglio excel programmato, si ottengono i valori ad ogni profondità e per ogni step di calcolo dei momenti, taglio, spostamenti, tensioni verticali e orizzontali che agiscono sulla paratia, e di conseguenza il loro andamento. Di seguito saranno presentati i valori massimi positivi e negativi di ogni step e la situazione finale. Gli involuipi dei principali parametri si presentano nell'Allegato 3.

5.4.1 Sezione 1.

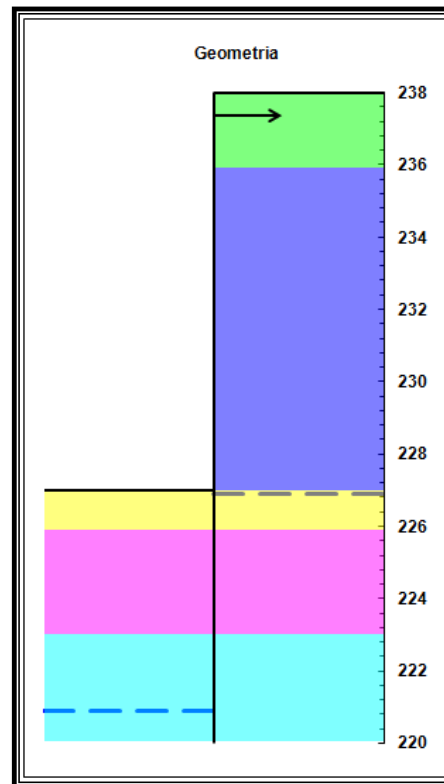


Figura 87. Geometria finale. S1

5.4.1.1 Jet Grouting

Tabella 27. Valori massimi e minimi nella paratia. S1- Jet Grouting

	Step 0	Step 1	Step 2	Step 3	Step 4	Step 5
Spost. max (mm)	0.2	0.0	0.0	0.0	0,2	0.2
Spost min. (mm)	0	0.0	-0.1	-0.1	-2.0	-2.0
Mom. max (KN.m)	0.7	21.7	29.6	29.8	324.6	322.2
Mom. min (KN.m)	-12.8	-5.0	-6.3	-6.1	-326.9	-327.5
Taglio	5.5	22.4	26.9	27.6	249.7	249.6

Dalla Tabella 27 si può osservare che i valori critici si hanno in corrispondenza dello step 4. Tuttavia, i valori diminuiscono poco nell'ultimo step.

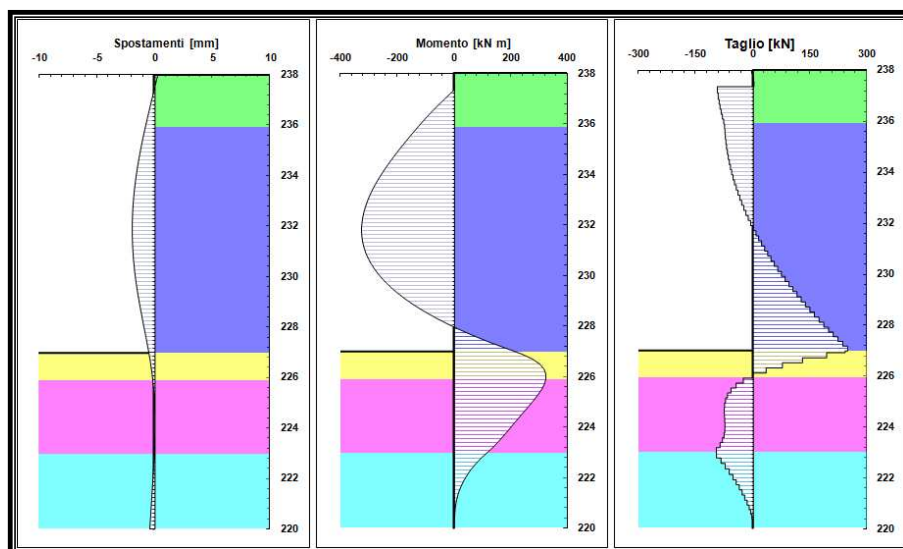


Figura 88. Spostamenti, momenti e taglio finali. S1- Jet Grouting

5.4.1.2 Iniezioni

Tabella 28. Valori massimi e minimi nella paratia. S1-Iniezioni

	Step 0	Step 1	Step 2	Step 3	Step 4	Step 5
Spост. max (mm)	0.2	0.0	0.0	0.0	0.3	0.3
Spост min. (mm)	0	-0.1	-0.1	-0.1	-2.6	-2.6
Mom. max (KN.m)	0.7	7.3	12.9	12.9	296.9	293.9
Mom. min (KN.m)	-12.8	-10.1	-9.4	-9.4	-372.4	-373.4
Taglio	5.5	11.1	13.6	13.6	241.7	241.5

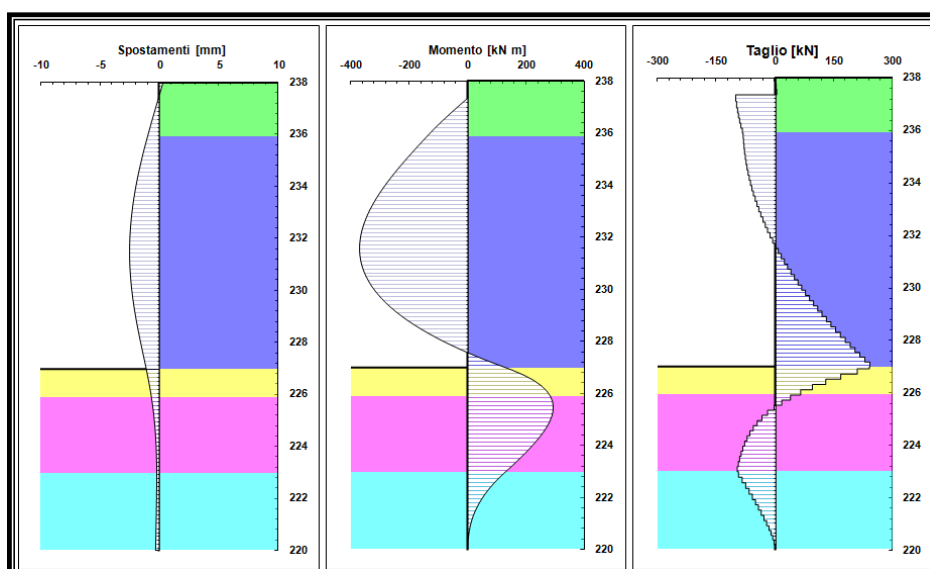


Figura 89. Spostamenti, momenti e taglio finali. S1- Iniezioni

5.4.2 Sezione 2.

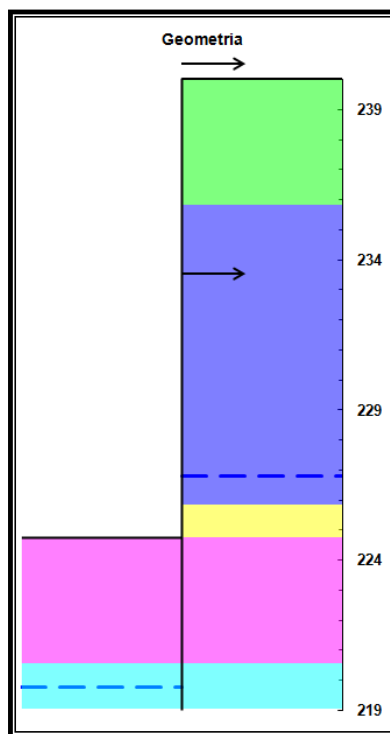


Figura 90. Geometria finale. S2

5.4.2.1 Jet Grouting

Tabella 29. Valori massimi e minimi nella parati. S2 - Jet Grouting

	Step 0	Step 1	Step 2	Step 3	Step 4	Step 5	Step 6
Spost. max (mm)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0
Spost min. (mm)	0.0	-0.1	-0.1	-0.5	-0.5	-1.7	-1.7
Mom. max (KN.m)	0.0	24.5	25.3	57.7	57.8	320.2	319.1
Mom. min (KN.m)	0.0	-4.2	-4.3	-136.7	-136.6	-344.5	- 345.0
Taglio	0.0	23.7	24.2	67.5	67.3	315.8	315.8

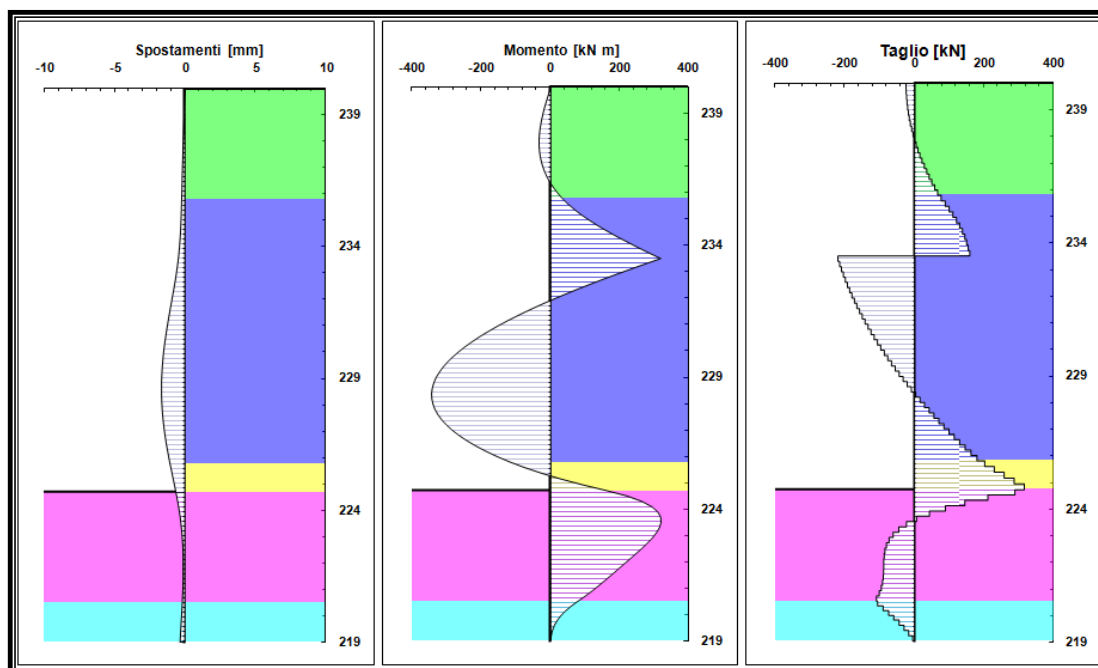


Figura 91. Spostamenti, momenti e taglio finali. S2- Jet Grouting

5.4.2.2 Iniezioni

Tabella 30. Valori massimi e minimi nella paratia. S2- Iniezioni

	Step 0	Step 1	Step 2	Step 3	Step 4	Step 5	Step 6
Spost. max (mm)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0
Spost min. (mm)	0.0	-0.3	-0.3	-0.5	-0.5	-2.3	-2.3
Mom. max (KN.m)	0.0	13.9	14	57.5	57.6	397.4	397.5
Mom. min (KN.m)	0.0	-4.3	-4.4	-136.9	-136.8	-394.4	-396.2
Taglio	0.0	10.9	11.2	67.4	67.2	291.7	293.4

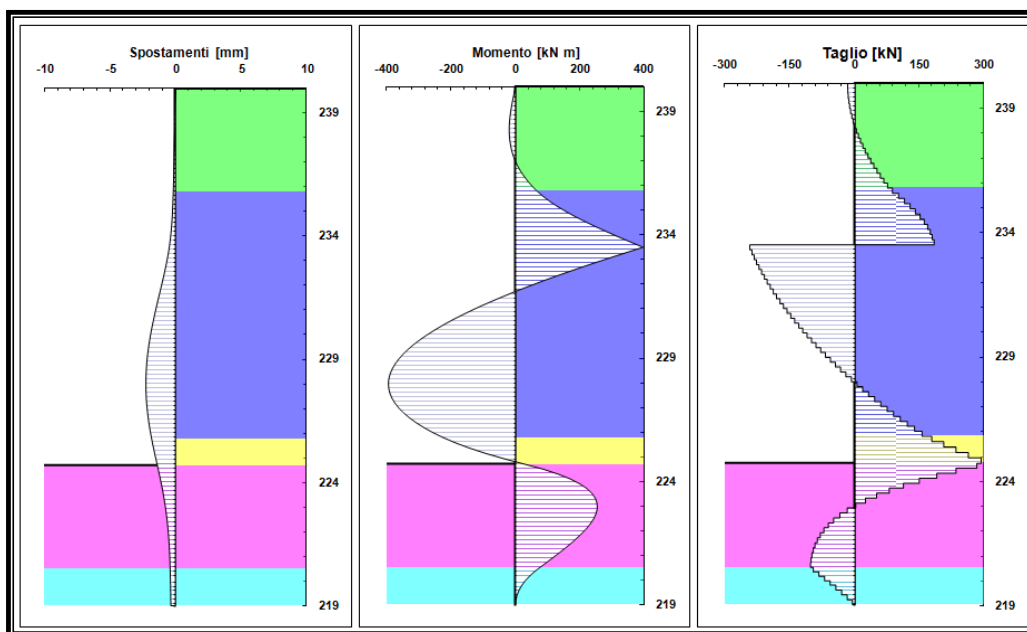


Figura 92. Spostamenti, momenti e taglio finali. S2- Iniezioni

5.4.3 Confronto

Come si aspettava, i valori dei parametri ottenuti per tutte e due le sezioni con le iniezioni sono più alte rispetto a quelle ottenute con il jet grouting. Tuttavia, anche se le proprietà resistive di questi due trattamenti sono molto diversi, avendo valori molto più alti nel terreno migliorato con il Jet Grouting, i risultati ottenuti non cambiano nella stessa proporzione. Per illustrare meglio la differenza dei valori, nella Tabella 10 si mostrano tutti i valori massimi:

Tabella 31. Confronto dei risultati

		JET GROUTING	INIEZIONI
Sezione 1	M ⁺ (KN*m/m)	324.6	296.9
	M ⁻ (KN*m/m)	327.5	373.4
	μ (mm/m)	2.0	2.6
Sezione 2	M ⁺ (KN*m/m)	320.2	397.0
	M ⁻ (KN*m/m)	345.0	396.2
	μ (mm/m)	1.7	2.3

La zona interessata dai cedimenti si può assumere come quella compresa nel cuneo di spinta attiva; il cedimento si può pensare variabile linearmente con la distanza dalla parete. Il cedimento massimo risulta:

$$\delta_{v,\max} = \frac{2V_s}{D} \quad (5.11)$$

Dove D è la zona interessata dai cedimenti ed è pari a:

$$D = (H_s + H_p) \cdot \tan\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (5.12)$$

$$H_p = 0,5 \cdot B \cdot \tan\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right) \quad (5.13)$$

Dove B è la larghezza dello scavo.

Attraverso il metodo di Bransby e Miligan (1974) per materiali granulari si può tenere conto del valore di dilatanza ψ . Questo parte dall'osservazione che le linee di rottura sono orientate parallelamente alla direzione secondo cui è nulla una componente normale al tensore di deformazione (linee ad estensione nulla).

Bransby e Miigan hanno osservato che il vettore di spostamento lungo queste linee è costante e ruotato di un angolo pari alla distanza rispetto a queste linee. Poichè le linee ad estensione nulla sono inclinate rispetto all'orizzontale di un angolo β pari a:

$$\beta = 45 + \frac{\psi}{2} \quad (5.14)$$

L'inclinazione del vettore spostamento rispetto all'orizzontale è:

$$\theta = 45 - \frac{\psi}{2} \quad (5.15)$$

Quindi, noto lo spostamento orizzontale di un punto della paratia δh , è possibile calcolare il cedimento dle piano campagna d_v costruendo una linea passante per il punto inclinata di β ed essendo costante il vettore spostamento risulta:

$$\delta_v = \delta_h \cdot \tan\left(45 - \frac{\psi}{2}\right) \quad (5.16)$$

Per i casi di studio, i cedimenti massimi, verificati a partire dal valore dell'integrale dello spostamento massimo ottenuto, si presentano nella Tabella 12.

Tabella 32. Cedimenti massimi del piano campagna

		φ	B (m)	Hs (m)	Hp (m)	D (m)	Vs (m ² /m)	$\delta_{v,max}$ (mm/m)
s1	Jet Grounting	38	5,9	11,03	6,05	8,3	0,0175	4,205
	Iniezioni	38	5,9	11,03	6,05	8,3	0,0223	5,346
s2	Jet Grounting	38	5,9	15,3	6,05	10,4	0,0193	3,712
	Iniezioni	38	5,9	15,3	6,05	10,4	0,0198	3,821

La prima cosa che si può notare è il fatto che nella paratia più profonda si ha un valore di cedimento massimo minore rispetto a quello ottenuto nella paratia della sezione 1. Questo è dovuto al valore più alto di D che fa sì che ci sia una distribuzione maggiore in orizzontale del volume interessato dallo spostamento.

Come secondo punto di osservazione è la differenza di valori di cedimento ottenute con il jet e con le iniezioni: con il jet è evidente che la paratia è più rigida, per cui gli spostamenti sono più piccoli e di conseguenza, anche i cedimenti in superficie. Quello che chiama l'attenzione è la proporzione con cui sono aumentati i cedimenti delle iniezioni rispetto al jet nelle due sezioni. Nella sezione 1 la differenza di valori di cedimento massimo tra le due condizioni è molto più grande rispetto alla variazione avuta nella sezione 2. In quest'ultima la variazione è solo di 0,1 mm/m. Questo comportamento è anche dovuto alla distribuzione dello spostamento di tutto il volume interessato: nella sezione 2 si ha maggiore superficie interessata tanto in superficie come in profondità. Quindi, possibilmente il volume spostato è maggiore, però i cedimenti massimi no.

Tenendo conto che esistono costruzioni ad una distanza di circa 17m dalla paratia est, il valore D deve essere osservato per sapere se i cedimenti indotti dall'opera

possono influenzare i palazzi. Nei casi di studio i valori di D sono sempre minori alla distanza esistente tra l'opera e le costruzioni.

5.6 Armatura longitudinale della paratia

In quello che riguarda al dimensionamento della struttura della paratia conoscendo le sue dimensioni, si farà in primo luogo un'analisi di flesso compressione, ovvero, si tengono in conto il momento e la tensione normale agente sulla struttura che sono quelle che determinano la quantità di acciaio nell'armatura longitudinale.

La combinazione di entrambi forze agenti, momento e tensione normale, provoca un'effetto che si può definire attraverso un diagramma di interazione della superficie di rottura flessoassiale. Tale superficie è il luogo geometrico di tutte le combinazioni di carichi assiali e momenti flettenti simultanei che conducono all'esaurimento resistente di una struttura somessa a tensioni normali. Ogni superficie corrisponde ad una certa resistenza che dipende dal tipo di materiali, dalle dimensioni e dalla quantità di acciaio messa nell'armatura della struttura.

Quindi, avendo coppie di momento e tensione normale in quattro punti della struttura per ogni caso si ha un percentuale di acciaio ottimo che garantisce la stabilità di essa. La tensione normale sarà pari al peso della paratia stessa al di sopra della quota di analisi, mentre il momento sarà quello maggiore verificato tra tutti gli step. La verifica si farà attraverso un codice di calcolo di strutture in cemento armato secondo le prescrizioni dell'Eurocodice 2 e della normativa italiana.

Come dati di input per la verifica a pressoflessione sono stati utilizzati:

- Rck calcestruzzo: 30
- Barre ad aderenza migliorata Fe B 44k
- Sezione rettangolare di 100x100 cm (sin considera solo una parte della paratia con profondità pari a 1m)

- Armatura longitudinale con 10 barre di 16mm di diametro, nella parte superiore della sezione e in quella inferiore, con un totale di 40,22 cm² di acciaio.
- Fattori di sicurezza parziali pari a 1,6 per il calcestruzzo e 1,15 per l'acciaio.

La verifica viene effettuata nel dominio N-M con curve che rappresentano percentuali dal 0 al 100% del contenuto di acciaio messo inizialmente.

Per fare la verifica sono stati presi i momenti massimi e minimi ottenuti per i casi di studio. Di seguito si presenta una tabella con tutte le coppie di forze agenti sulla paratia che saranno messe in considerazione per la verifica.

Tabella 33. Coppie di forze agenti utilizzati per la verifica

Sezione	Trattamento	N (KN)	M (KN*m)
S1	Jet Grouting	144.0	-327,55
		288.0	324,58
	Iniezioni	153.6	-373,45
		273.4	296,88
S2	Jet Grouting	155.76	318,02
		273.84	-343,19
	Iniezioni	155.76	397,54
		288.0	-396,22

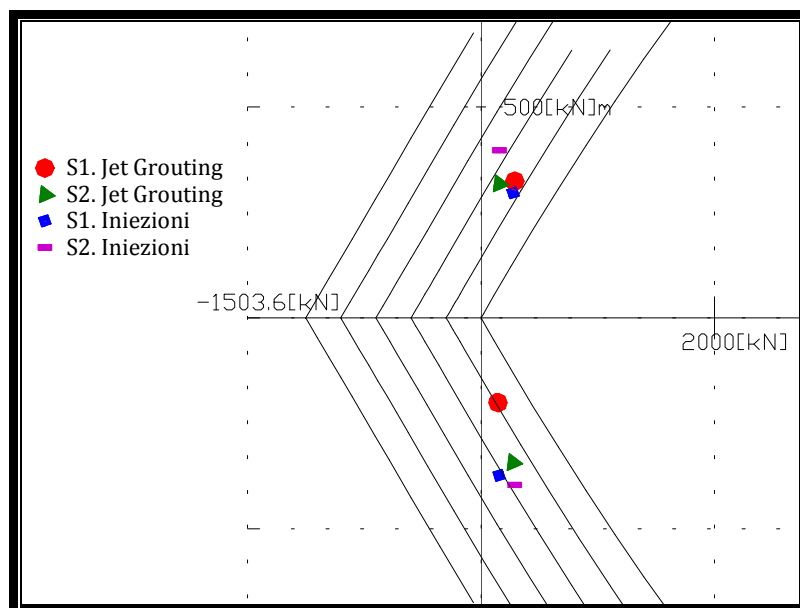


Figura 94. Dominio N-M per la verifica a pressoflessione

Dalla verifica nel dominio N-M si possono fare varie osservazioni:

- Come si aspettava, con l'uso delle iniezioni per la costruzione del tappo di fondo si deve mettere un percentuale maggiore di acciaio rispetto alla condizione con jet grouting.
- La sezione 2, per essere più snella rispetto alla sezione 1, ha momenti maggiori e di conseguenza necessita più acciaio.
- In genere, date le condizioni geometriche della struttura e date le condizioni geologiche e geomeccaniche del terreno, la struttura non è sottoposta a momenti alti, per cui ha bisogno di poco acciaio indipendentemente dal trattamento di miglioramento che si utilizzi. Il dominio N-M utilizzato è stato costruito considerando come curva di 100% un contenuto di acciaio già abbastanza leggero, e comunque tutti i punti sono caduti tra le curve di 60% e 20%.

Considerando i percentuali di fabbisogno, si fa il dimensionamento delle armature longitudinale e si trovano i valori che comparano nella Tabella 34.

Tabella 34. Quantitativo di barre di acciaio neccessarie

	%	Area di acciaio (cm ²)	Quantità di barre	Diametro (mm)
S1. Jet Grouting	30	12,066	8	14
S1. Iniezione	50	20,11	10	16
S2. Jet Grouting	40	16,088	8	16
S2. Iniezione	50	20,11	10	16

CAPITOLO 6

SCAVO DEL CUNICOLO

Nel presente capitolo si cerca di prevedere le condizioni tensionali e deformative durante e dopo lo scavo del cunicolo, tramite due verifiche.

La prima si tratta di un modello numerico realizzato con il codice di calcolo FLAC, nel quale si vedranno le condizioni di stabilità del cunicolo e le tensioni e deformazioni indotte nel terreno in tre condizioni:

- a. Fascia di terreno da -5,5 rispetto al piano campagna fino a -13m, trattata con iniezioni. Condizione prevista nel progetto di iniezioni.
- b. Fascia di terreno da -8m rispetto al piano campagna fino a -13m, trattata con iniezioni. Considerando i risultati dove i primi metri di terreno non hanno assorbito le stesse quantità di miscela rispetto ai livelli più profondi, in questa condizione si ipotizza che i primi 2,5 m previsti nel progetto non sono stati iniettati.
- c. Terreno naturale. In questo caso si considera la presenza della falda.

La seconda verifica sarà determinare la stabilità del fronte, attraverso il metodo dell'equilibrio limite, solo nei casi di terreno naturale e terreno trattato.

6.1 Costruzione del modello numerico

6.1.1 Codice di calcolo FLAC

Il codice di calcolo di cui si è fatto uso per l'implementazione del modello numerico bidimensionale è il *Fast Lagrangian Analysis of Continua (FLAC®)*, sviluppato dall'*Itasca Consulting Group* di Minneapolis.

Si tratta di un programma di soluzione esplicita alle differenze finite per elaborazioni ingegneristiche in campo geotecnico: in particolare è stato utilizzato il codice FLAC® versione 3.22, che consente l'analisi di sezioni bidimensionali in condizione di deformazione piana. Il mezzo, che è il materiale in cui sono simulati gli interventi, è modellato sotto forma d'elementi poliedrici quadrilateri e la griglia, libera, è determinata dall'utilizzatore per adattarsi all'ambiente ricreato. Ogni elemento si comporta in base a predeterminate leggi di sforzo-deformazioni, lineari o meno, in risposta alle forze applicate ed alle condizioni al contorno. Il calcolo, eseguito in maniera esplicita lagrangiana (non sono create ed invertite matrici di rigidezza complessive), assicura che siano modellati accuratamente tutti i collassi plastici.

FLAC® è un risolutore alle differenze finite: le risposte ottenute derivano sia dal modello matematico adottato sia dall'implementazione numerica del modello.

Le analisi di tipo lagrangiano eseguite in forma esplicita consistono nell'analizzare la meccanica del mezzo continuo attraverso un sistema d'equazioni differenziali che mette in relazione variabili fisiche (tensioni) e variabili cinematiche (velocità dei nodi della maglia e velocità di deformazione degli elementi).

Avendo definito la griglia, le leggi di comportamento, le proprietà dei materiali e le condizioni iniziali e al contorno, il metodo alle differenze finite si basa sulla seguente assunzione: le derivate del primo ordine rispetto allo spazio e rispetto al tempo sono approssimate assumendo una variazione lineare della variabile in

esame all'interno dell'intervallo di spazio e di tempo. Lo schema risolutivo risultante è di tipo dinamico, quindi i termini inerziali delle equazioni di moto del sistema sono utilizzati per la ricerca dello stato d'equilibrio del sistema. La natura esplicita del metodo consente nel derivare, per un intervallo di tempo molto piccolo, le velocità e gli spostamenti, una volta note le sollecitazioni agenti sull'elemento. Dagli spostamenti e le deformazioni, tramite le leggi costitutive del materiale, si ottengono nuove sollecitazioni ed il procedimento è ripetuto. Lo schema di riferimento classico del ciclo base risulta dunque quello esposto in Figura 95.

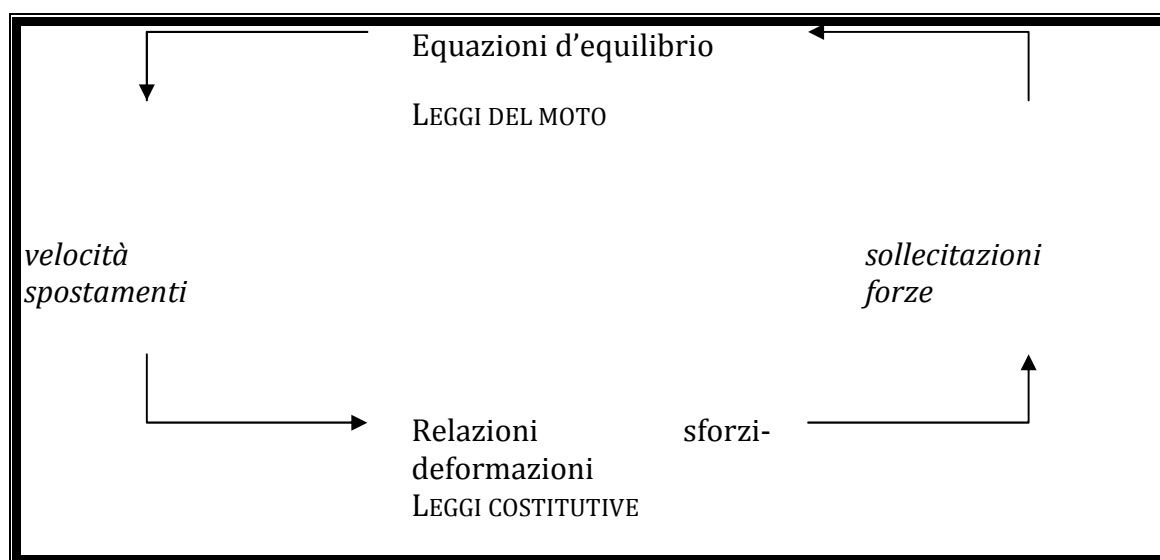


Figura 95. Il ciclo-base del calcolo esplicito con il FLAC®

Il metodo delle differenze finite discretizza dunque lo spazio in elementi di dimensioni note; il sistema è supposto pseudo-statico in ogni intervallo di tempo e la nuova condizione di un elemento è ottenuta direttamente dai valori delle grandezze ricavate sui nodi adiacenti: in tal modo ad ogni intervallo di tempo (*timestep*) non deve essere memorizzata e risolta una nuova serie d'equazioni, a differenza di quanto avviene nell'approccio di tipo implicito. Ciò permette a FLAC® di gestire grandi distorsioni della griglia e materiali con modello non-lineare, impiegando circa lo stesso tempo di calcolo che necessita per un problema lineare nell'ipotesi di piccole deformazioni.

Il metodo di soluzione in FLAC® è caratterizzato dalle seguenti approssimazioni:

1. *Approssimazione con le differenze finite*: le derivate del primo ordine dello spazio e del tempo di una variabile sono approssimate con differenze finite, assumendo variazioni lineari della variabile su intervalli finiti di spazio e di tempo;
2. *Approssimazione con la discretizzazione del modello*: il mezzo continuo è sostituito da un mezzo discretizzato equivalente in cui tutte le forze coinvolte, sia applicate che d'interazione, sono concentrate ai nodi di una griglia bidimensionale, secondo l'analisi eseguita;
3. *Approssimazione con la soluzione dinamica*: i termini inerziali nelle equazioni del moto sono utilizzati come mezzo numerico per raggiungere lo stato d'equilibrio del sistema analizzato.

Il mezzo continuo è suddiviso dapprima in elementi discreti, le tensioni e le zone plastiche vengono valutate nel centroide dell'elemento, mentre la massa viene concentrata nei nodi. Le leggi del moto del continuo sono quindi trasformate dall'approccio alle differenze finite in leggi di Newton, applicate in forma discreta ai nodi. Si usa poi il metodo delle differenze finite in forma esplicita nel tempo per il calcolo del sistema che ne risulta. Le derivate spaziali del continuo equivalente sono definite in termini di velocità nella definizione della variazione delle deformazioni: tale variazione nei corrispondenti intervalli di spazio è considerata costante all'interno degli elementi triangolari.

6.1.2 Modello numerico

Per la simulazione numerica sono stati usati tre modelli costitutivi: uno per simulare lo scavo (modello nullo), uno per simulare i materiali in fase elastica (modello elastico isotropo) e uno per modellare il materiale trattato a comportamento elasto-plastico (modello Mohr - Coulomb). Le condizioni al contorno, in un modello numerico, consistono in valori di variabili di campo (tensioni, deformazioni...) che sono imposte ai confini della maglia. I confini, o "bordi", sono di due tipi: reali od artificiali. I confini reali esistono fisicamente nell'oggetto modellato: sono i bordi dello scavo, la superficie del suolo, etc. I confini artificiali non esistono nella realtà, ma devono essere inclusi nella modellazione

per racchiudere le zone. È bene che i confini artificiali siano posti ad una distanza tale da non pregiudicare il comportamento simulato o studiato nel modello, poiché comportano stati tensio-deformativi leggermente anomali che potrebbero compromettere la soluzione. Le condizioni meccaniche che possono essere applicate ad essi sono di due tipi principali: imposizione degli spostamenti (che composta una sottostima del reale campo tensio-deformativo) oppure imposizione delle tensioni (che provoca una sovrastima degli effetti). Per l'inizializzazione dello stato tensionale iniziale è possibile applicare un gradiente di pressione che passa dal valore iniziale, generalmente pari a zero al piano campagna, al valore da raggiungere ad una data profondità, solitamente dovuto alla pressione litostatica $\gamma \cdot h$.

I codici elaborati in ogni caso si trovano nell'Allegato 7.

6.1.2.1 Geometria

La maglia dei nodi è stata geometricamente definita secondo le dimensioni del cunicolo, considerando una separazione dal bordo della galleria di circa 6 volte il diametro della galleria (3,3 m) e quindi pari a 20m. La copertura ha una profondità uguale alla realtà: 7,5m. Per definire i nodi, sono stati considerati 3 nodi a metro, avendo quindi una maglia di 130x93 nodi.

Si utilizza il comando grid, per definire la dimensione della maglia attraverso i nodi, quindi 130 in x e 93 in y . Per definire la grandezza dei nodi, ovvero la dimensione reale del modello, si utilizza il comando gen, seguito dalle coordinate reali di ogni vertice del modello.

Nella definizione della geometria si deve anche definire il modello secondo il quale il terreno si deformerà. Anche qua si introduce l'arco che forma la calotta del cunicolo con l'utilizzo del comando gen arc, seguito dalle coordinate del centro, del punto di inizio e i gradi di arco che si formeranno. Per avere l'arco della calotta sarà mezza circonferenza, quindi 180°.

6.1.2.2 Proprietà del terreno

Le proprietà del terreno naturale sono le stesse considerate per il modello della paratia, questa volta calcolando come parametri di deformazione i moduli volumetrici: il modulo di compressibilità o Bulk (K) e il modulo di taglio o Shear (G). Essi vengono calcolati dal modulo di Young e dal coefficiente di Poisson attraverso le espressioni:

$$K = \frac{E}{3 \cdot (1 - 2 \cdot \nu)} \quad (6.1)$$

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad (6.2)$$

I valori di coesione e resistenza a trazione del terreno nelle condizioni iniziali vengono aumentate per permettere al modello di stabilizzarsi avendo come forza agente iniziale l'accelerazione della gravità. Se non si fa in questo modo si ha il rischio di plasticizzazione del modello prima dell'inserimento delle tensioni reali agenti. Dopo di fare il primo calcolo si riducono i valori di questi parametri a quelli reali. Si considera come resistenza a trazione 2/3 della coesione del terreno.

Nel caso del calcolo con il terreno trattato, vengono inseriti i valori dei moduli di deformazione calcolati con il modulo di elasticità trovato dalle indagine geofisiche, quindi con E pari a 504 Mpa. Il coefficiente di Poisson è stato ipotizzato pari a 0.20, valore corrispondente ad un calcestruzzo di caratteristiche simili a quelle della miscela cementizia iniettata. Tutti questi valori vengono messi nel modello dopo di definire tutte le condizioni in condizioni naturali: proprietà del terreno naturale, condizioni al contorno, inizializzazione delle sollecitazioni e degli spostamenti.

6.1.2.3 Condizioni al contorno

Vengono considerate le pressioni orizzontali dovute alla spinta del terreno stesso nei limiti a destra e a sinistra del modello (i=1 e i=131), e le pressioni verticali al di sopra dovute al passaggio di macchine o la presenza di qualche struttura.

Nei casi d'analisi si ha che la pressione orizzontale in profondità è pari a:

$$P = K_o \cdot (\gamma h + q) \quad (6.3)$$

La pressione ai contorni viene definita attraverso il comando `apply pressure`. Per tenere conto della variabilità di questa pressione con la profondità si fa la differenza tra il valore in profondità e quello in alto e si segna con il comando `var`. Siccome il valore in alto è minore, la variazione deve essere messa con segno negativo.

Nel modello fatto con terreno naturale, si è optato per fissare i contorni attraverso il comando `fix`, e solo si è applicata la pressione in superficie.

6.1.2.4 Inizializzazione delle sollecitazioni

In condizioni iniziali, avendo un terreno naturale che è uguale a quello che spinge nei contorni del modello, le sollecitazioni orizzontali (s_{xx} e s_{zz}) e la loro variabilità sono uguali alle pressioni applicate al contorno. La sollecitazione verticale iniziale (s_{yy}) sarà il peso proprio del terreno sommato al carico in superficie. Dopo di definire le sollecitazioni si deve considerare anche la accelerazione di gravità.

Nel modello fatto solo con il terreno naturale, in corrispondenza del livello della falda si considera la pressione dell'acqua:

$$P = \gamma_w \cdot (h - z_w) + K_o \cdot (\gamma \cdot h - \gamma_w \cdot (h - z_w) + q) \quad (6.4)$$

Inoltre, si applica la pressione dei pori attraverso il comando `ini pp`, con la sua corrisponde variabilità in profondità.

6.1.2.5 Inizializzazione delle deformazioni e riduzione dei parametri

Per definire lo spostamento iniziale si inseriscono i comandi `xdisp` e `ydisp` e per definire la velocità con la quale si sviluppa si inserisce `xvel` e `yvel`. Nei casi di studio tutti questi valori sono pari a 0.

Come detto prima, per garantire la stabilizzazione del modello si inseriscono valori di coesione e resistenza al taglio molto alti, ed è in questa etapa del calcolo che vengono ridotte al loro valore reale.

Dopo di aver fatto di nuovo un calcolo si introducono i parametri del terreno trattato, segnalando la geometria del trattamento. Queste proprietà vengono inseriti in strati di terreno di dimensioni diverse nei primi due casi, e non viene messo nell'ultimo.

6.1.2.6 Scavo del cunicolo

Per definire la geometria dello scavo si marcano le linee di taglio che devono coincidere con le coordinate dell'arco inizialmente definito. Per lo scavo si utilizza il comando model null seguito dalle coordinate di un punto dentro la galleria.

Per simulare la diminuzione progressiva della pressione interna della galleria si introduce il comando set perc_car, il quale define il percentuale di pressione iniziale che c'è nello step di calcolo. Questo comando si ripete diminuendo ogni volta il percentuale fino a 0. A seconda del sostegno che si utilizza nell'opera, esso viene inserito in un determinato momento che è definito dalla grandezza della pressione interna. Il sostegno nel caso di studio (centine + cls) viene messo quando la pressione interna è pari al 70% della pressione iniziale.

6.1.2.7 Sostegno equivalente

Come elementi di sostegno del cunicolo saranno utilizzati centine di sezione HEA 160 e uno strato di 30cm di calcestruzzo proiettato.

Nel modello numerico ad utilizzare, essendo bidimensionale, le rigidzze del sostegno si riferiscono ad una profondità unitaria lungo l'asse della galleria. Per questo motivo, è ormai di comune applicazione l'utilizzo del così chiamato sostegno equivalente. Si tratta di un sistema composito che tiene in considerazione le caratteristiche dei due elementi utilizzati, attraverso la definizione di una rigidzza normale e una flessione equivalenti da impiegare nel modello di calcolo.

Per semplicità si immagina che il sostegno equivalente sia costituito da un rivestimento di spessore $\bar{s}$, continuo lungo l'asse della galleria, avente modulo elastico $\bar{E}$. Le equazioni che permettono di definire questi due parametri si ricavano uguagliando le rigidzze del sistema reale e del sostegno equivalente, ottenendo:

Rigidezza normale:

$$\bar{E} \cdot \bar{s} = E_{shot} \cdot s_{shot} + \left(\frac{E_{steel}}{E_{shot}} - 1 \right) \cdot E_{shot} \cdot \frac{A_{set}}{d} \quad (6.3)$$

Rigidezza flessionale:

$$\left(\bar{E} \cdot \frac{\bar{s}^3}{12} \right) = E_{shot} \cdot \frac{s_{shot}^3}{12} + \left(\frac{E_{steel}}{E_{shot}} - 1 \right) \cdot E_{shot} \cdot \frac{J_{set}}{d} \quad (6.4)$$

Dove,

E_{shot} : Modulo elastico del calcestruzzo

E_{steel} : Modulo elastico dell'acciaio

s_{shot} : Spessore del getto di calcestruzzo

A_{set} : Area della sezione della centina

d : Interasse tra centine

J_{set} : Inerzia della centina

I valori utilizzati nel calcolo si presentano nella Tabella 1.

Tabella 35. Parametri degli elementi di sostegno

Parametro	Valore
E_{shot} (Mpa)	10000
E_{steel} (MPa)	206000
s_{shot} (cm)	30
A_{set} (cm ²)	38,77
J_{set} (cm ⁴)	1673
d (mm)	500

Applicando le equazioni prima elencate con i valori della tabella 1, si ha un sostegno equivalente con le caratteristiche seguenti:

- Spessore equivalente: 28 cm
- Modulo elastico equivalente: 16409 Mpa
- Inerzia: 182900 cm⁴

6.1.2.8 Step di calcolo

Dopo la definizione delle condizioni iniali e dopo ogni cambiamento di tali condizioni, ad esempio l'inserimento dei parametri del terreno trattato, lo scavo, oppure ogni diminuzione della pressione interna della galleria, si deve fare un calcolo attraverso il comando step, seguito dal numero di step di calcolo che si vogliono fare. Mentre più step ci sono, più esatto è il risultato, ma anche più lento sarà il calcolo. Nei codici elaborati sono stati utilizzati diversi numeri di step a seconda dell'importanza e complessità del calcolo.

Se si vogliono salvare i valori di ogni calcolo, e quindi anche i diagrammi si inserisce il comando save con il nome del file dove andranno a finire quei dati.

6.2 Simolazione numerica

Dalla definizione dei dati geometrici si ottiene un modello come quello che presenta nella Figura.

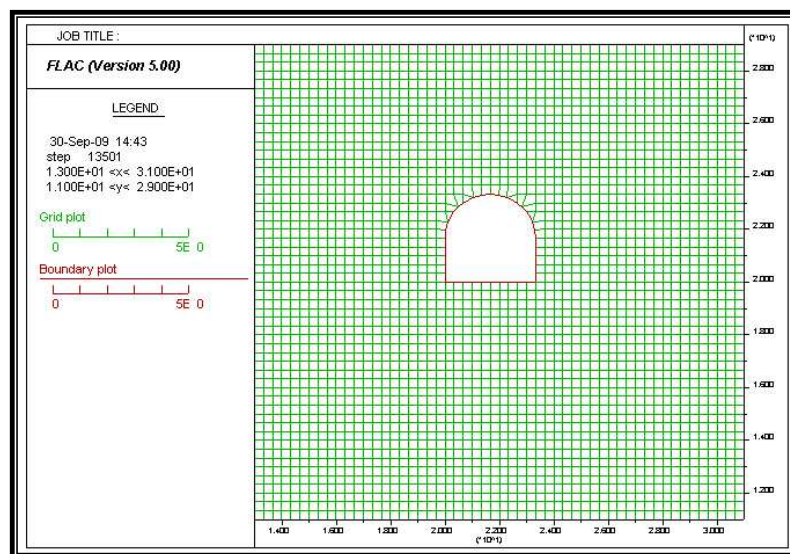


Figura 96. Maglia con lo scavo del cunicolo

Di seguito si presentano le tensioni orizzontali e verticali indotte dallo scavo del cunicolo, e le relative deformazioni. Dalle tensioni indotte il modello riconosce le zone di plasticizzazione, che saranno anche presentate nei risultati. Nei casi con trattamento si considera che la bassa permeabilità isola lo scavo dell'acqua.

6.2.1 Caso 1: Modello con strato consolidato di spessore 8m.

Come menzionato prima, questo modello costituisce il risultato teorico che si voleva ottenere nel progetto delle iniezioni, dove la fascia di trattamento interessava uno strato di 8 metri, che va da -5,5m dal piano campagna fino a -13m. Quindi, i parametri calcolati per il fondo del trattamento si inseriscono anche nella parte più alta.

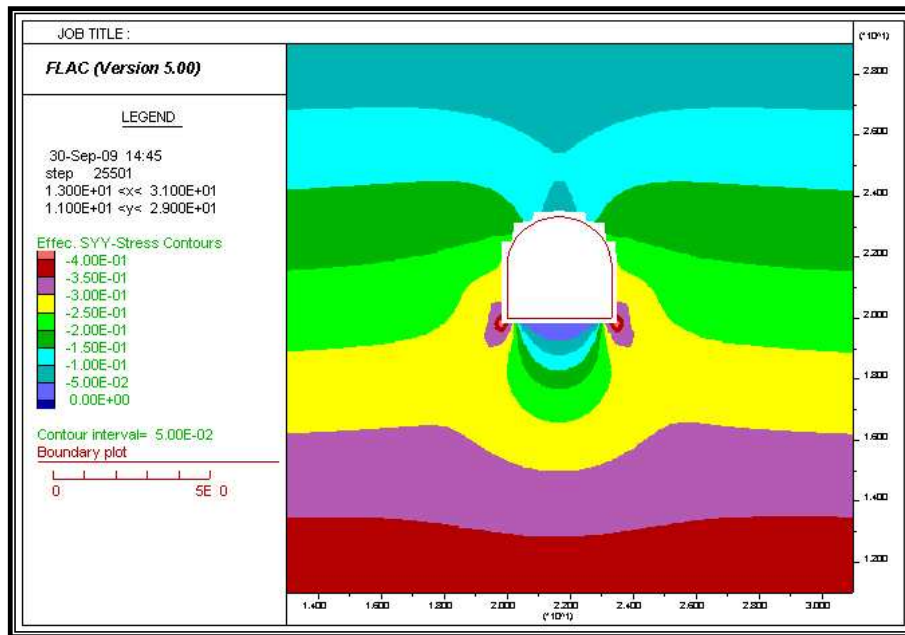


Figura 97. Tensioni verticali efficaci. Caso 1.

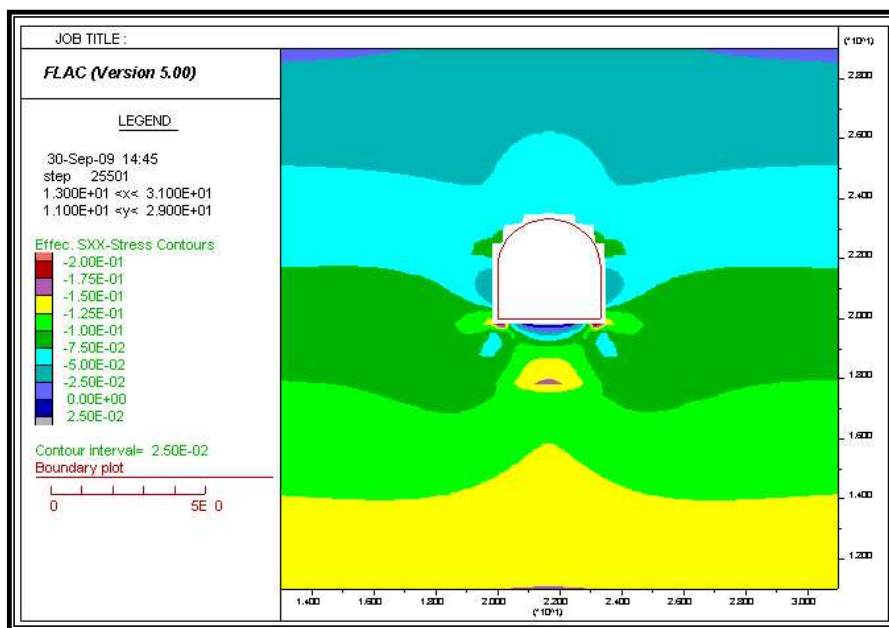


Figura 98. Tensioni orizzontali efficaci. Caso 1.

Si noti come con la presenza del trattamento, le tensioni attorno alla galleria rimangono con quasi gli stessi valori di pressione litostatica che si aveva originariamente. Sui piedriti la tensione orizzontale è leggermente più bassa, mentre quella verticale si alza, favorendo la stabilità. Si noti l'aumento delle tensioni orizzontali e verticali in corrispondenza della base dei piedritti, effetto prodotto dalla rigidezza del materiale trattato e che favorisce la stabilità, nella calotta invece c'è una diminuzione delle tensioni verticali e aumento delle tensioni orizzontali, combinazione che anche garantisce l'equilibrio. L'influenza dello scavo nelle condizioni tensionali del terreno è bassa.

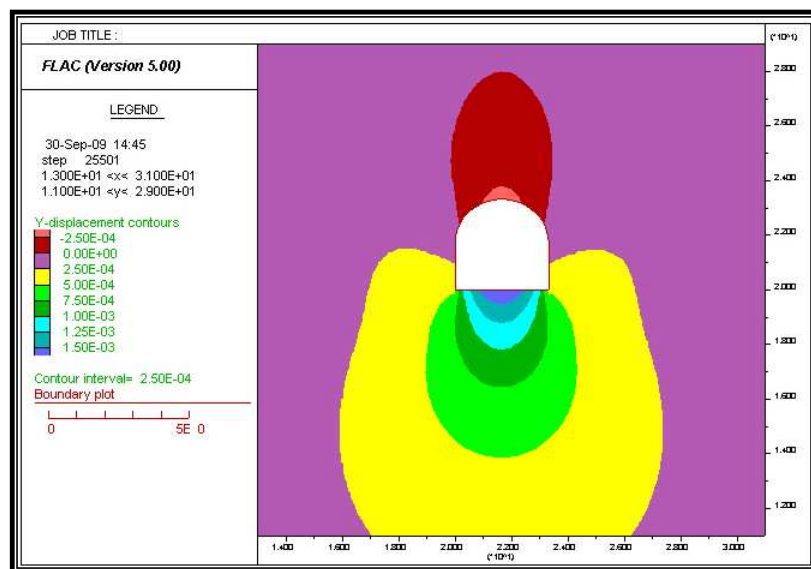


Figura 99. Spostamenti verticali. Caso 1

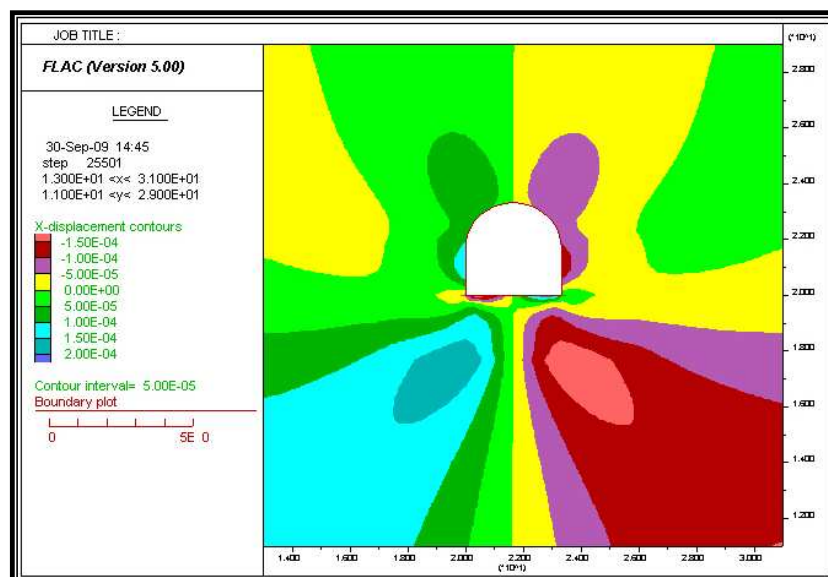


Figura 100. Spostamenti orizzontali. Caso 1

I valori più alti di deformazione che si ha sono 1,5mm in verticale, sotto la galleria e 0,2 mm in orizzontale nelle pareti. Il terreno non raggiunge la plasticizzazione, e gli spostamenti sono dell'ordine del millimetro, per cui si conclude che in questo caso di studio la galleria è stabile.

6.2.2 Caso 2: Modello con strato consolidato di spessore 4m.

Questo caso di studio corrisponde alla condizione più vicina alla realtà che si è verificata nel campo prova, dove solo in profondità si è riuscito ad iniettare volumi di miscela considerevoli.

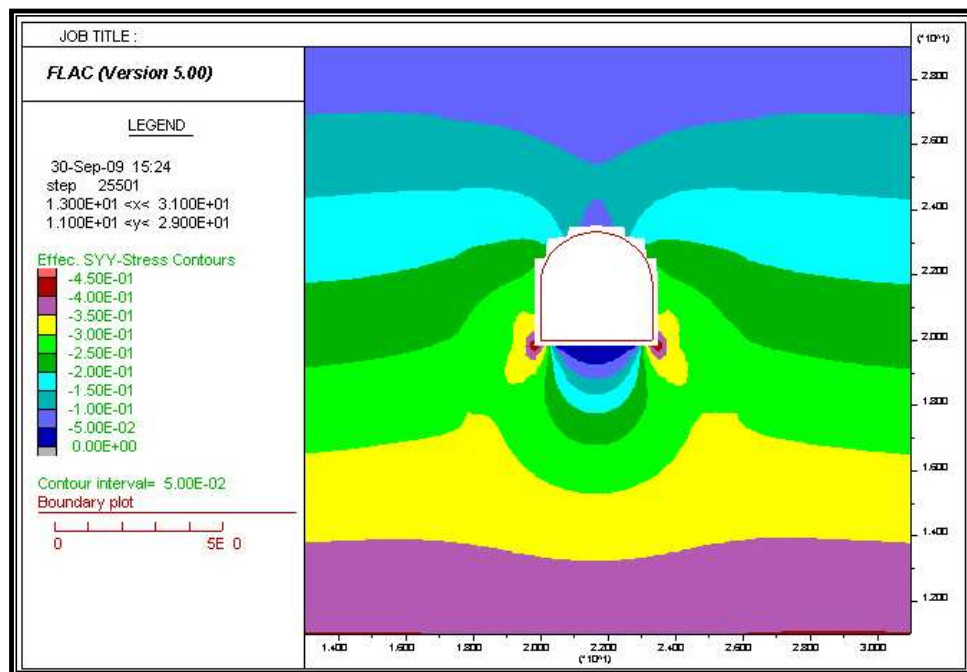


Figura 101. Tensioni verticali efficaci. Caso 2

In questo caso si può osservare una riduzione delle tensioni verticali in corrispondenza della calotta, mentre le tensioni orizzontali rimangono con lo stesso valore di tensione litostatica.

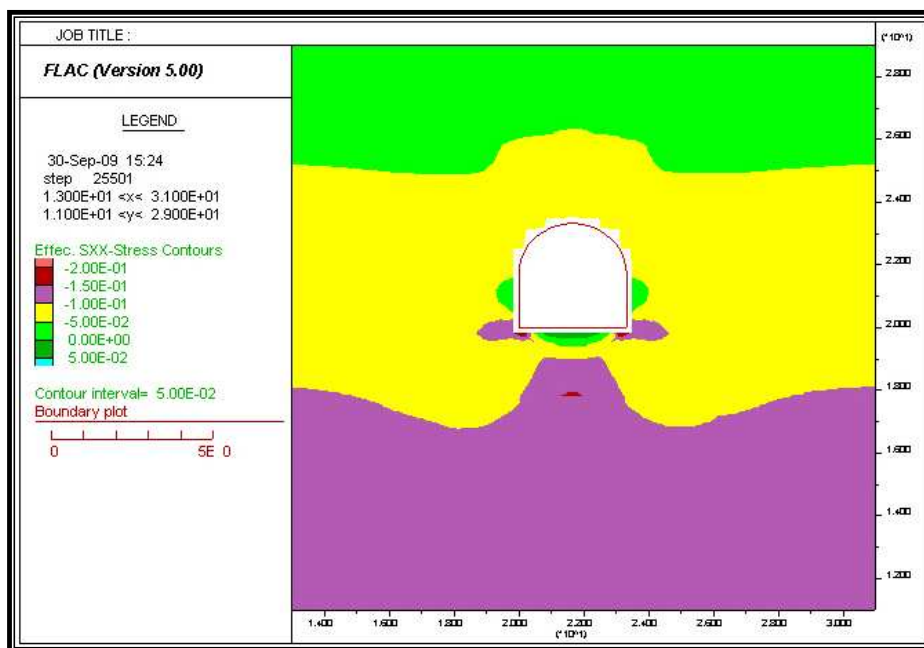


Figura 102: Tensioni orizzontali efficaci. Caso 2

Sui piedritti si osserva una riduzione delle tensioni orizzontali, che tuttavia crescono subito, con un innalzamento delle tensioni verticali, prodotto dalla presenza del consolidamento. Questo contrasto di tensioni favoriscono la stabilità delle pareti della galleria, bloccando possibili movimentazioni del terreno verso il cunicolo.

Al di sotto del cunicolo è chiara la diminuzione delle tensioni verticali per effetto del vuoto, ma con un veloce innalzamento prodotto dal peso e rigidità del terreno trattato. Inoltre, si osserva un aumento delle tensioni nelle basi dei piedritti prodotte dal peso del sostegno. Tali tensioni devono essere sopportate dal terreno trattato.

Si noti che, anche se nella zona in corrispondenza della calotta non c'è presenza di cemento, il terreno da solo con le strutture di sostegno è in grado di garantire la stabilità del cunicolo. Infatti, lo sviluppo delle tensioni verticali assomigliano molto a quello verificato nel Caso 1 (Figura 3 e 4). Questo comportamento è coerente con le condizioni della parte alta della galleria, dove si aveva un alto grado di addensamento del terreno tale da non permettere l'entrata delle miscele d'iniezione.

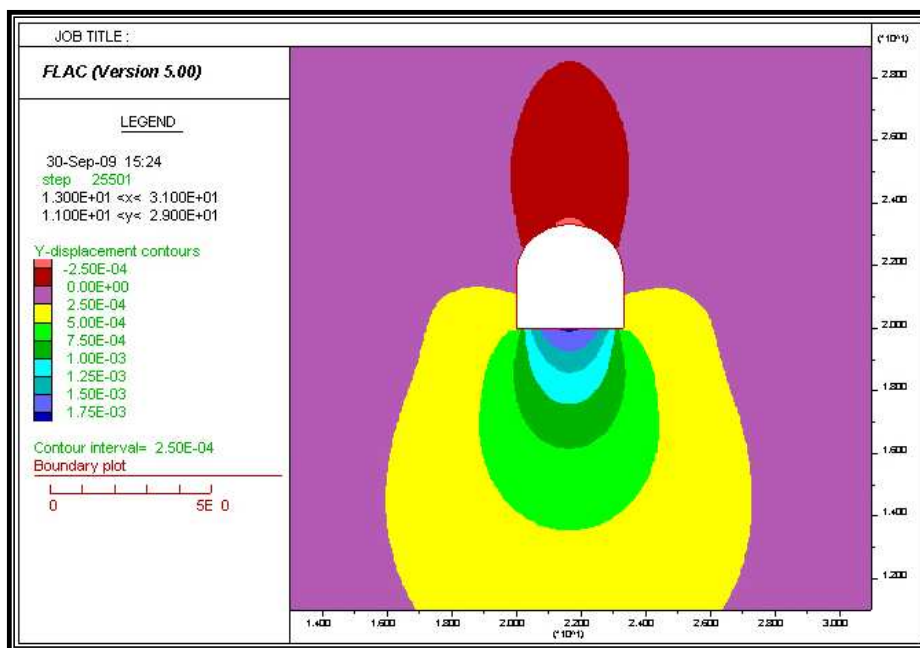


Figura 103. Spostamenti verticali. Caso 2

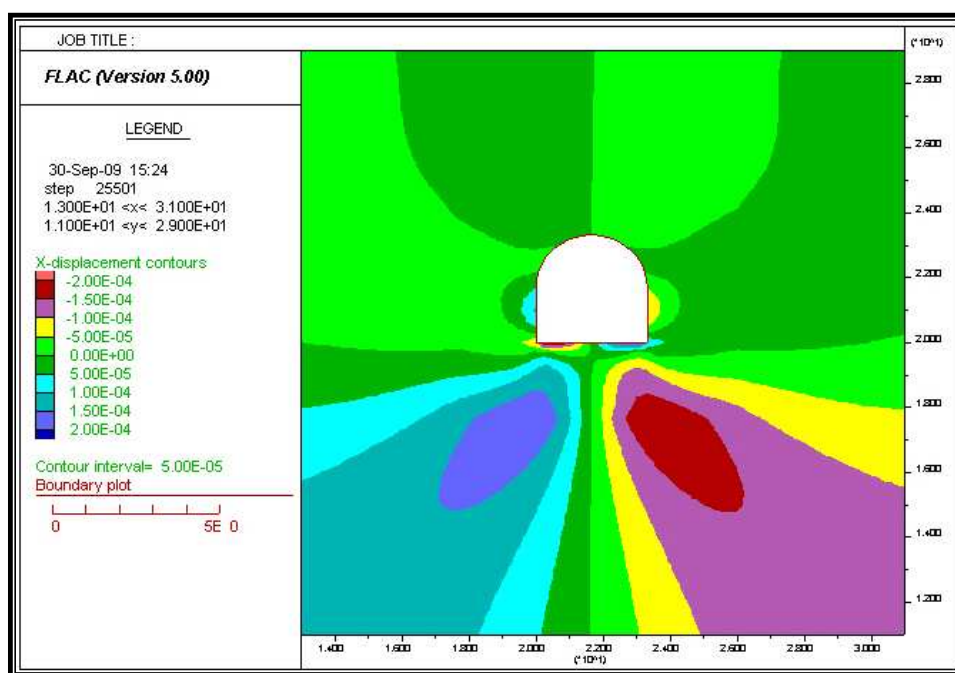


Figura 104. Spostamenti orizzontali

Gli spostamenti in questo caso arrivano a valori massimi pari a 1,75mm in verticale in corrispondenza della calotta e 0,2mm in orizzontale verificati al di sotto della galleria.

Non c'è presenza di zone plasticizzate, e con i valori di spostamenti ottenuti si conclude che il cunicolo nel caso 2 è stabile.

6.2.3 Caso 3. Modello con terreno naturale (presenza di falda)

Il Caso 3 corrisponde alla situazione iniziale quando si è cercato di eseguire lo scavo in presenza della falda. La pressione con la quale drenava verso il cunicolo ingombrava in tal modo che non permetteva il proseguimento dei lavori di scavo. In questo caso si studia anche la stabilità in quelle condizioni.

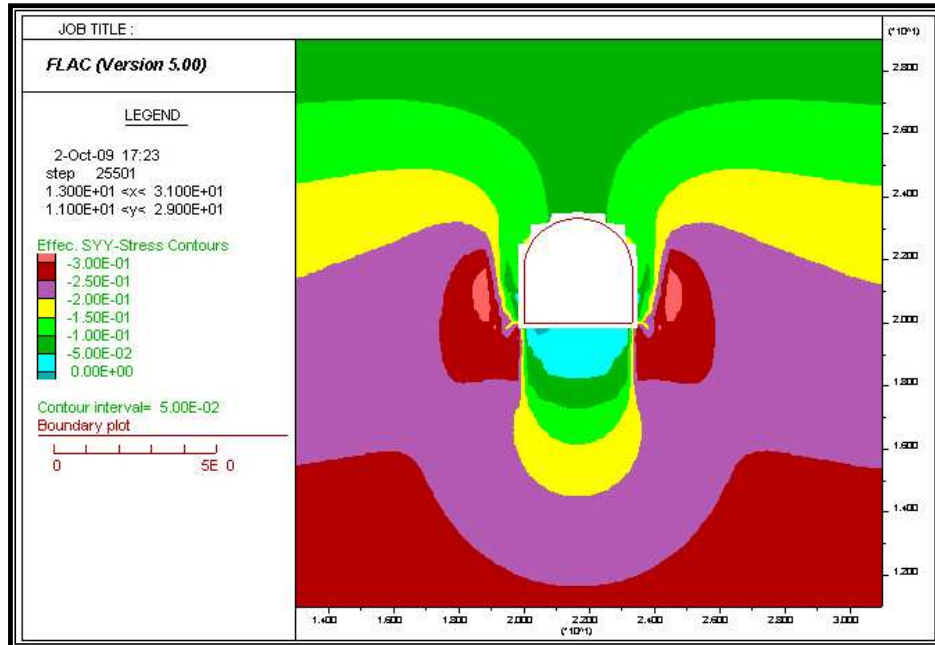


Figura 105. Tensioni verticali efficaci. Caso 3

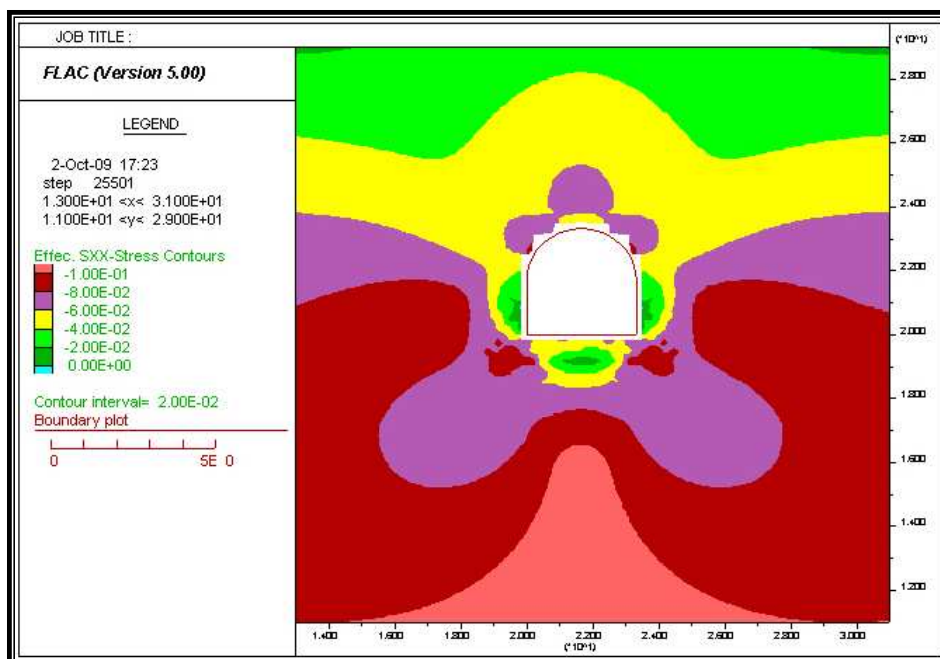


Figura 106. Tensioni orizzontali efficaci. Caso 3

Si noti come le tensioni litostatiche diminuiscono drasticamente attorno alla galleria e come il loro recupero è progressiva. Nello stesso modo, si nota la diminuzione sotto il cunicolo data l'assenza di forze verticali dentro la galleria.

In corrispondenza della calotta si apre una notevole riduzione delle tensioni verticali ma con aumento delle tensioni orizzontali, situazione che favorisce la stabilità.

Invece, nei piedriti si ha ugualmente riduzione delle tensioni verticali ma anche delle tensioni orizzontali e lo stesso accade nelle basi. Questa combinazione comporta una possibile instabilità nelle pareti del cunicolo perchè facilita la probabilità di deformazioni grandi e quindi favorisce la plasticizzazione del terreno.

Una situazione simile si trova al di sotto della galleria, dove l'assenza di tensioni provoca il rilassamento del materiale. Si somma il fatto che nei contorni di questa zona si sviluppano grandi tensioni, soprattutto orizzontali. Si ha come conseguenza probabilità di instabilità e di plasticizzazione in tutta quest'area.

In genere si ha riduzione di tutte le tensioni attorno alla galleria, che solo riescono ad stabilizzarsi in corrispondenza della calotta dove non si ha presenza d'acqua.

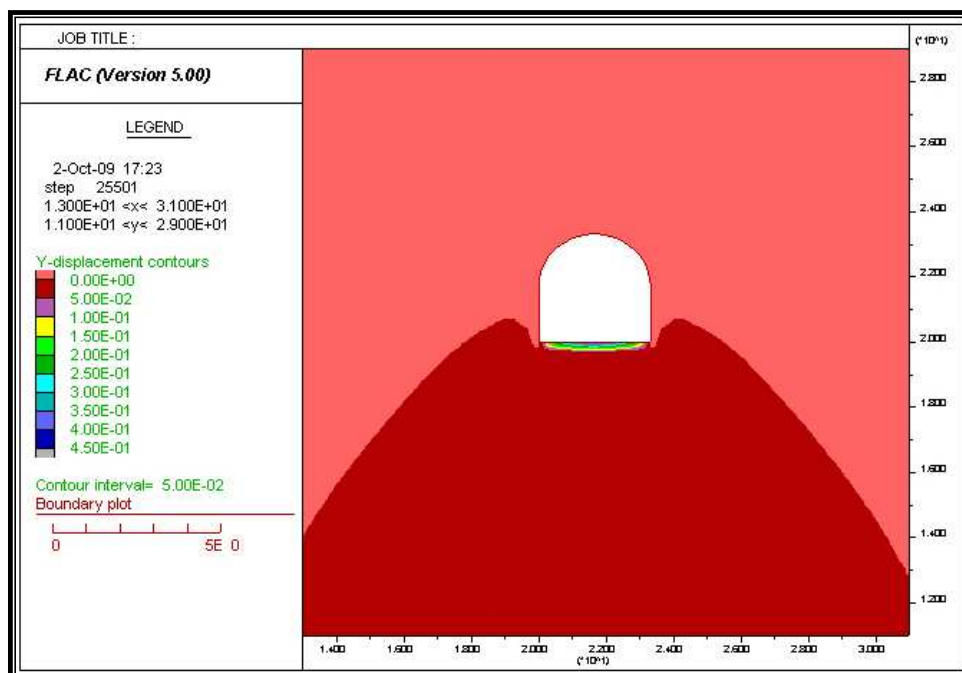


Figura 107. Spostamenti verticali. Caso 3.

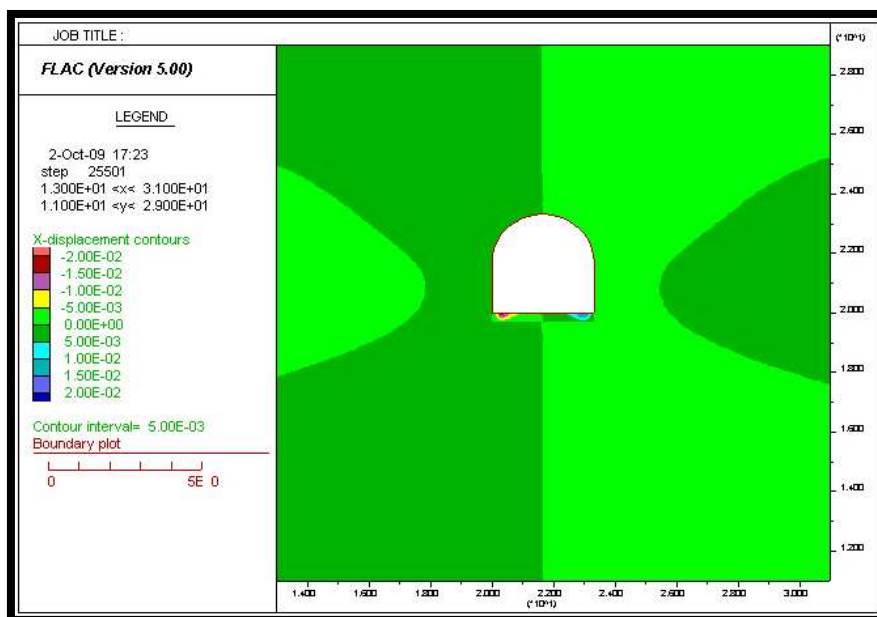


Figura 108. Spostamenti orizzontali. Caso 3

Le grandezze massime degli spostamenti nel terreno naturale sono di 45 cm in verticale e di 2 cm in orizzontale. Questi valori si verificano sotto la galleria, come si prevedeva dalle tensioni. Nei piedriti si hanno solo spostamenti orizzontali ma che arrivano ad un massimo di 5mm.

Le tensioni e gli spostamenti indotti dallo scavo provocano la plasticizzazione del terreno. Le zone dove si verifica tale fenomeno si possono osservare nella Figura 15.

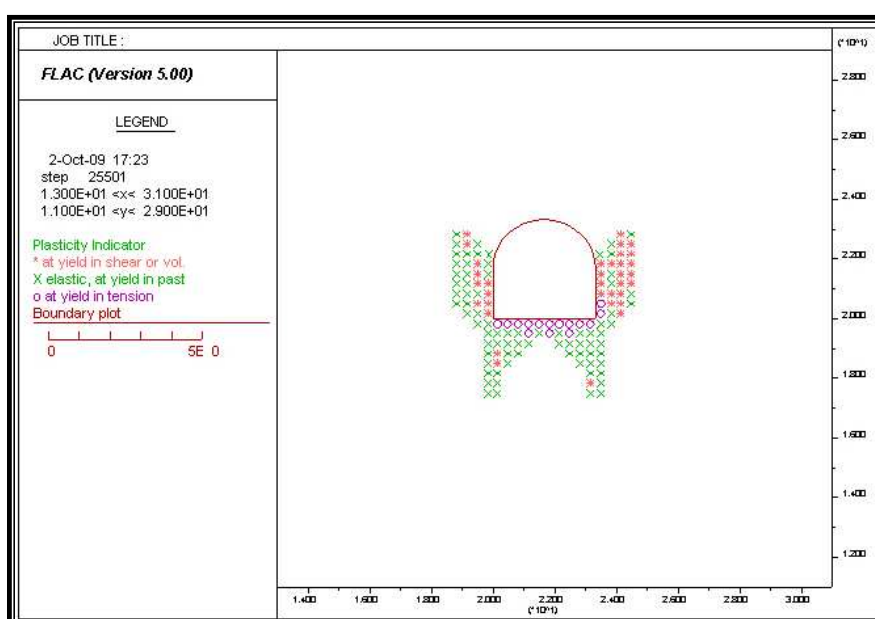


Figura 109. Plasticizzazione del terreno. Caso 3

Nelle zone di plasticizzazione si osservano gli elementi plasticizzati per taglio in corrispondenza dei piedritti, e per trazione al di sotto della galleria. I punti di contorno costituiscono elementi che nella configurazione finale sono in campo elastico, ma in passato hanno superato il limite plastico.

Come conclusione, in condizioni naturali la galleria non è stabile.

6.2.4 Confronto tra i modelli

Tra i tre modelli, i primi due hanno valori molto simili: in corrispondenza della calotta le tensioni indotte hanno una distribuzione e grandezze quasi uguali. Solo si apprezza un cambio leggero nelle deformazioni verticali nell'area della zona interessata. Invece, le deformazioni orizzontali sono maggiori in questa zona nel Caso 1 rispetto al Caso 2 come conseguenza delle tensioni orizzontali minori che si sono verificati.

Nei diagrammi delle tensioni orizzontali, invece, si osserva un cambio notevole nella distribuzione delle grandezze in profondità. Tuttavia, attorno alla galleria si ha la stessa diminuzione della tensione sui piedritti e nelle loro base. Sulla calotta si osserva un aumento ai lati nel Caso 1 che non sono presenti nel 2, dovute alla presenza di trattamento.

Questi risultati rivelano che l'addensamento proprio del terreno è capace di mantenere stabile la calotta del cunicolo, per cui le condizioni che si hanno realmente dopo il trattamento del terreno sono ottime.

Al di sotto della galleria si osserva la stessa distribuzione, con una diminuzione ma immediato aumento delle pressioni orizzontali.

Nel Caso 3 si la distribuzione è opposta ai due casi con terreno migliorato: nella calotta le tensioni verticali aumentano e la diminuzione in corrispondenza dei piedritti e della base della galleria recupera i valori di tensione litostatica progressivamente e non subito come nei Casi 1 e 2. Nei piedritti si ha lo stesso effetto che si è verificato nella calotta ma in direzione orizzontale. Inoltre, il Caso 3 è l'unico nel quale si ha plasticizzazione del terreno e dove gli spostamenti sono dell'ordine dei decimetri.

Questo ultimo caso dimostra l'importanza del trattamento nella in corrispondenza dei piedritti e della base della galleria.

6.3 Verifica della stabilità del fronte

La stabilità del fronte durante lo scavo di un galleria poco profonda può essere studiata utilizzando il metodo all'equilibrio limite (MEL) attraverso la divisione della porzione di terreno interessata dall'instabilità. Questa divisione comprende il blocco di terreno che si trova al fronte e quello che costituisce la porzione di copertura al primo blocco. Per l'analisi si considera che tutte e due i blocchi sono infinitamente rigidi e che possono presentare spostamenti relativi fra di loro e rispetto al terreno che li circonda.

L'applicazione di questo metodo è valida per coperture minori a 5 volte il diametro della galleria, che è il caso del cunicolo di studio.

Il metodo dell'equilibrio limite è un'analisi di tipo statico: solo esiste la possibilità di tenere conto di uno spostamento iniziale dei blocchi di terreno, lo sviluppo del fenomeno di potenziale instabilità non è considerata di nessuna forma. È evidente che i MEL si basano su particolari semplificazioni dei meccanismi di instabilità ipotizzati e, quindi, i risultati devono essere analizzati di forma critica.

Per valutare la condizione di instabilità del fronte, è necessario definire la condizione di equilibrio limite e le forze che agiscono nelle porzioni di terra instabili e così ottenere il fattore di sicurezza.

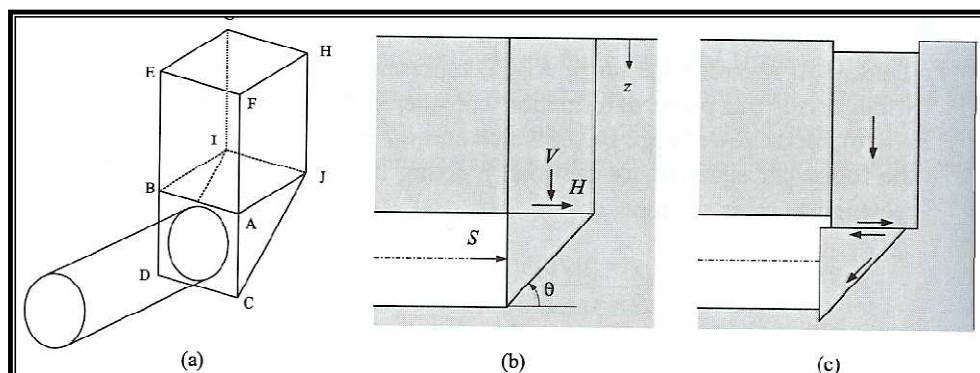


Figura 110. Meccanismo utilizzato per l'analisi di stabilità del fronte.

Considerando il blocco 1 quello triangolare, si definiscono le forze agenti su di esso, e in funzione dell'angolo – si determina il fattore di sicurezza (Equazione 6.5). Tale valore sarà il minimo ottenuto nell'iterazione degli angoli di inclinazione.

$$F_{s,\vartheta} = \frac{R_2 + R_q + H \cdot \cos \vartheta}{(W_1 + V) \cdot \sin \vartheta + X_1 \cdot \cos \vartheta} \quad (6.5)$$

Le forze che resistono al movimento del blocco 1 vengono messe nel numeratore, mentre quelle che mobilitano i blocchi vanno messe nel denominatore.

La pressione verticale (V) che il blocco 2 applica sul blocco 1 è prodotta dal peso proprio del blocco 2, dai possibili carichi distribuiti o puntuali applicati in superficie e dalle tensioni che si possono verificare nelle superficie laterali di questo blocco nel momento in cui esso tende a muoversi. La pressione orizzontale (H) è quella prodotta dal blocco due nella superficie di contatto con il blocco 1 nel momento in cui c'è uno spostamento orizzontale. Sia V che H sono considerate quando hanno valore positivo.

$$V = W_2 + q \cdot \left(\frac{B \cdot H_t}{\tan \vartheta} \right) - \left(c + \sigma'_{n,m,2} \cdot \tan \varphi \right) \cdot 2 \cdot \left(B + \frac{H_t}{\tan \vartheta} \right) \cdot h_c \quad (6.6)$$

$$H = \left[V - u_3 \cdot \left(\frac{B \cdot H_t}{\tan \vartheta} \right) \right] \cdot \tan \varphi + c \cdot \left(\frac{B \cdot H_t}{\tan \vartheta} \right) \quad (6.7)$$

h: Carico uniformemente distribuito in superficie

B: Larghezza del blocco

H_t: Altezza della galleria

h_c: Copertura

σ_{n,m,2}: Tensione effettiva normale nelle superfici laterali del blocco 2.

u₃: Pressione dell'acqua in corrispondenza del piano di contatto tra i due blocchi.

Il blocco 1, in condizioni di movimento incipiente, è soggetto ad altre due forze originate dalle tensioni di taglio del terreno che lo circonda e che agiscono in

direzione opposta al vettore spostamento: R_2 nella superficie di scivolamento e R_{ad} nei piani laterali. Nel caso in cui non ci sia presenza d'acqua, queste due forze vengono calcolate con le espressioni 6.10 e 6.11; in caso contrario con le espressioni 6.12 e 6.13.

$$R_2 = [(W_1 + V) \cdot \cos \vartheta + (H - X_1) \cdot \sin \vartheta - U] \cdot \tan \varphi + c \cdot \left(\frac{B \cdot H_t}{\sin \vartheta} \right) \quad (6.8)$$

$$R_{ad} = (c + \sigma'_{n,m,ad} \cdot \tan \varphi) \cdot 2 \cdot \left(\frac{H_t^2}{2 \cdot \tan \vartheta} \right) \quad (6.9)$$

Nel caso in cui non ci sia acqua presente attorno alla galleria si ha:

$$\sigma'_{n,m,2} = k_0 \cdot \left(q + \gamma \cdot \frac{h_c}{2} \right) \quad (6.10)$$

$$\sigma'_{n,m,ad} = k_0 \cdot \left[q + \gamma \cdot \left(h_c + \frac{H_t}{3} \right) \right] \quad (6.11)$$

In presenza d'acqua si possono verificare due soluzioni: una dove si considera che il terreno è sufficientemente impermeabile e quindi i lavori di scavo non alterano il livello della falda, e l'altro dove la permeabilità è tale di influenzare la falda facendo sì che si formino linee di flusso in corrispondenza del fronte.

Nel caso di studio il terreno ha una permeabilità tale di permettere il drenaggio dell'acqua e quindi la formazione delle linee di flusso. Per semplicità di calcolo, e comunque sapendo che le venute d'acqua sono state senza il trattamento, si considera un terreno impermeabile ai fini solo della verifica della stabilità del fronte. D'accordo a questo, e per profondità di falda minore o uguale a h_c si ha:

$$u_3 = \gamma_w \cdot (h_c - z_w) \quad (6.12)$$

$$U = u_2 \cdot \left(\frac{B \cdot H_t}{\sin \vartheta} \right) \quad (6.13) \quad \text{con,} \quad u_2 = \gamma_w \cdot \left(h_c - z_w + \frac{H_t}{2} \right) \quad (6.14)$$

$$\sigma'_{n,m,2} = k_o \cdot \left[q + \gamma \cdot \frac{h_c}{2} - \gamma_w \cdot \frac{(h_c - z_w)^2}{2 \cdot h_c} \right] \quad (6.15)$$

$$\sigma'_{n,m,ad} = k_o \cdot \left[q + \gamma \cdot \left(h_c + \frac{H_t}{3} \right) - \gamma_w \cdot \left(h_c - z_w + \frac{H_t}{3} \right) \right] \quad (6.16)$$

u_2 : Pressione dell'acqua interstiziale in corrispondenza del piano di scivolamento del blocco 1.

6.3.1 Stabilità in condizioni naturali

Applicando le equazioni prima elencate, è stata fatta una tabella di calcolo con la finalità di definire il fattore di sicurezza più critico in funzione dell'angolo di inclinazione del blocco 1. Come illustrato prima, il metodo di calcolo non permette stabilire un livello di falda minore al livello della galleria. Per questo motivo, si considera che l'acqua interstiziale, ipotizzata statica, applica la pressione in tutta l'altezza del fronte.

Tenendo in conto che non sono stati utilizzate le equazioni corrispondenti ad un caso di drenaggio della falda verso il cunicolo, che è la condizione che si aveva realmente in assenza di trattamento, la considerazione di pressione applicata in tutto il fronte risulta ugualmente cautelativa.

Quindi, calcolando le tensioni agenti nei piani influenzanti della stabilità dei blocchi attraverso le equazioni 6.15 e 6.16, si ha:

$$\sigma_{n,m,ad} \text{ (KN/m}^2\text{)} \quad 58,57$$

$$\sigma_{n,m,2} \text{ (KN/m}^2\text{)} \quad 27,38$$

Tabella 36. Coefficienti di sicurezza in condizioni naturali

θ	R_{ad}	W_1 (KN)	W_2 (KN)	V (KN)	H (KN)	U (KN)	R_2 (KN)	Num	Den	F_s
25	1535,8	1618,4	3327,9	0,0	467,1	425,2	1483,4	3442,5	684,0	5,03
30	1240,4	1307,1	2687,8	0,0	377,2	359,4	1186,6	2753,7	653,6	4,21
35	1022,8	1077,8	2216,2	0,0	311,1	313,3	964,1	2241,7	618,2	3,63
40	853,5	899,4	1849,4	0,0	259,6	279,5	789,1	1841,4	578,1	3,19
45	716,2	754,7	1551,8	0,0	217,8	254,1	646,7	1516,9	533,6	2,84
50	600,9	633,2	1302,1	0,0	182,8	234,6	528,5	1246,9	485,1	2,57
55	501,5	528,4	1086,6	0,0	152,5	219,4	428,9	1017,8	432,9	2,35
60	413,5	435,7	895,9	0,0	125,7	207,5	344,7	821,0	377,3	2,18
65	333,9	351,9	723,6	0,0	101,6	198,3	273,5	650,4	318,9	2,04
70	260,7	274,7	564,8	0,0	79,3	191,2	214,0	501,8	258,1	1,94
75	191,9	202,2	415,8	0,0	58,4	186,0	165,1	372,1	195,3	1,90
80	126,3	133,1	273,6	0,0	38,4	182,5	126,2	259,2	131,0	1,98
85	62,7	66,0	135,8	0,0	19,1	180,4	97,0	161,4	65,8	2,45

Per nessuna delle inclinazioni si ha un fattore di sicurezza inferiore a 1 e si ha che la situazione più critica è quella dove il blocco 1 ha un'inclinazione pari a 75°. Si deve tenere conto che in questo calcolo non è stato applicato nessun fattore di riduzione o aumento a nessuno dei parametri del terreno, e inoltre, abbiamo considerato un terreno con permeabilità tale di non interferire nella falda con gli scavi.

In conclusione, anche se i calcoli sono stati cautelativi, la stabilità del fronte in condizioni naturali è debole e sarà influenzata principalmente dal metodo di scavo. L'acqua come elemento che induce una forza instabilizzante, sia per le forze di filtrazione, sia per la pressione sul fronte, non conduce alla completa instabilità del fronte, ma, come si sa dall'esperienza pratica, rappresenta un'ingombro durante lo scavo.

6.3.2 Stabilità con terreno migliorato

Con la presenza di iniezioni si considera che non c'è presenza d'acqua attorno alla galleria né in corrispondenza del fronte. I parametri utilizzati per il calcolo sono quelli definiti nel capitolo 4, nella sezione 4.5.1 e nel Capitolo 5, nella Tabella 6.

Le tensioni che influenzano la stabilità del sistema utilizzate per il calcolo del coefficiente di sicurezza si presentano di seguito e sono state calcolate con le equazioni 6.10 e 6.11.

$$\sigma_{n,m,ad} \text{ (KN/m}^2\text{)} \quad 67,58$$

$$\sigma_{n,m,2} \text{ (KN/m}^2\text{)} \quad 29,47$$

Tabella 37. Coefficienti di sicurezza con terreno migliorato

θ	Rad	W1 (KN)	W2 (KN)	V (KN)	H (KN)	R2 (KN)	Num	Den	Fs
25	16640,4	1695,4	3853,36	0,00	15316,0	23620,1	54141,6	716,54	75,56
35	11081,8	1129,1	2566,1	0,00	10199,8	18136,8	37573,8	647,63	58,02
40	9247,4	942,2	2141,4	0,00	8511,5	16307,4	32075,0	605,65	52,96
45	7759,5	790,6	1796,8	0,00	7141,9	14806,9	27616,7	559,05	49,40
50	6511,0	663,4	1507,7	0,00	5992,8	13533,1	23896,3	508,20	47,02
55	5433,3	553,5	1258,1	0,00	5000,8	12422,5	20724,2	453,48	45,70
60	4479,9	456,4	1037,4	0,00	4123,4	11434,7	17976,5	395,31	45,47
65	3618,3	368,7	837,8	0,00	3330,3	10543,7	15569,5	334,13	46,60
70	2824,2	287,7	654,0	0,00	2599,4	9732,6	13445,9	270,41	49,72
75	2079,1	211,8	481,4	0,00	1913,6	8991,0	11565,4	204,63	56,52
80	1368,2	139,4	316,8	0,00	1259,3	8313,1	9900,0	137,29	72,11
85	678,8	69,1	157,2	0,00	624,8	7696,6	8429,9	68,91	122,34

Si può osservare nella tabella come nel caso più critico, con θ pari a 60, si ha un valore di coefficiente di sicurezza che garantisce totalmente la stabilità del fronte di scavo.

CONCLUSIONI

Le iniezioni a bassa pressione risultano essere una tecnologia di miglioramento delle caratteristiche dei terreni molto controllata, che ha molti vantaggi date le sue particolarità. Essendo una tecnica globalmente utilizzata con svariate applicazioni, è sempre utile conoscere a fondo la sua efficienza in diverse condizioni operative, e riconoscere la radice delle sue debolezze con lo scopo di perfezionare la tecnica. Nel presente lavoro sono stati approfonditi questi aspetti, valutando i vantaggi attraverso il confronto tra la teoria e la pratica, e correlando parametri operativi con il grado di confidenza nei risultati.

Avendo a disposizione i parametri d'iniezione controllati durante le lavorazioni, e i risultati di prove eseguite su campioni di terreno trattato, sono nate ipotesi che riguardano la determinazione dell'efficienza del trattamento e la sua applicabilità in altri contesti.

Per iniziare con la valutazione della tecnica, sono stati analizzati tutti i parametri di controllo salvati nei computer delle pompe d'iniezione, e sono stati correlati con i risultati ottenuti nelle prove eseguite sul terreno trattato. Da questo studio si conclude:

- La penetrazione delle miscele ha avuto un comportamento eterogeneo in profondità: nei primi 3 metri l'alto grado di addensamento del terreno non ha permesso l'entrata delle miscele, mentre più in basso, a livello della falda, le miscele sono penetrate facilmente. Questo comportamento si attribuisce alla presenza di canali di flusso, già esistenti a causa dell'acqua interstiziale in movimento, che han concesso alle miscele di trovare vie preferenziali per l'impregnazione.
- La guaina ha avuto un ruolo determinante nel trattamento, essendo un elemento che ha permesso una prima impregnazione e l'omogeneizzazione del terreno. Tale affermazione si basa sul fatto che inizialmente si è osservata, dalla distribuzione nel piano dei volumi di guaina inseriti, un'alta eterogeneità nella capacità di assorbimento del terreno. Invece, la distribuzione dell'assorbimento delle miscele durante le iniezione è più regolare nel piano.
- Dal confronto tra i volumi e le pressioni d' iniezione, si deduce che la seconda passata ha compiuto la sua funzione nel rinforzare l'impregnazione realizzata con la prima.
- L'impiego della miscela chimica ha migliorato notevolmente la permeabilità del terreno riducendo il coefficiente di permeabilità a valori attribuibili ad argille limose. I valori ottenuti in profondità sono migliori rispetto a quelli nei livelli superficiali del volume trattato che, come detto prima, era originariamente molto addensato.
- Non si sono verificati fenomeni di claquage.

I risultati ottenuti nelle prove in sito e in laboratorio eseguite nel terreno trattato coincidono con le conclusioni derivate dall'analisi dei parametri d' iniezione. A partire da questi risultati sono stati fatti diversi studi e modelli orientati alla risoluzione di due ipotesi.

La prima costituisce l'applicazione delle iniezioni con canne valvolate come alternativa al jet grouting nella realizzazione del tappo di fondo del Passante Ferroviario di Torino. Dai calcoli eseguiti si conclude:

- Anche se i parametri di resistenza ed elasticità sono molto diversi fra i trattamenti, le paratie sono stabili nelle due sezioni tenute in

considerazione. I momenti indotti sono bassi, e gli spostamenti non arrivano in nessun caso a mezzo centimetro.

- L'aumento dei momenti della paratia con tappo di fondo, eseguito con iniezioni varia rispetto a quello fatto con jet grouting dal 14% al 24%.
- I cedimenti indotti rimangono nell'ordine del millimetro con un valore massimo, ottenuto con le iniezioni, di 5mm.
- I cedimenti non influenzano i palazzi adiacenti all'opera.
- Il contenuto d'acciaio che deve essere messo nelle paratie per contrastare l'effetto di flessione-compressione è abbastanza leggero dati i bassi momenti agenti, e raggiunge un valore massimo di 20 cm².
- Per ottenere valori del coefficiente di permeabilità confrontabili a quelli ottenuti con la tecnica del jet grouting, si deve prevedere nel progetto una percentuale maggiore di volume di vuoti a impregnare. Ciò significa aumentare il volume di miscela cementizia e chimica da inserire nel terreno.

La seconda ipotesi, di prossima applicazione, riguarda l'efficienza ottenibile nell'impermeabilizzare e nel rendere il terreno adatto per lo scavo del collettore fognario. Dal modello numerico e dalle verifiche di stabilità di fronte, eseguito in 3 condizioni diverse, si conclude:

- Con il grado di impermeabilizzazione e resistenza ottenuta, e con gli elementi di sostegno utilizzati, si hanno condizioni ottime per lo scavo del collettore.
- I valori bassi di assorbimento nei primi metri di trattamento non conferiscono instabilità nella galleria.
- Senza il trattamento di miglioramento, i sostegni non sarebbero stati in grado di contenere le tensioni e deformazioni indotte dallo scavo.
- Il fronte di scavo è totalmente stabile in presenza del trattamento. In assenza, il fattore di sicurezza non è sufficientemente alto per garantire totalmente la stabilità.

ALLEGATO 1
STRATIGRAFIA DEL TERRENO
INTERESSATO DAL
ATTRAVERSAMENTO FOGNARIO

Committente	Società Passante Torino S.c.r.l.	SONDAGGIO	FOGLIO
Cartiere	Interventi di potenziamento nodo ferroviario di Torino	S1	1/1
Località	Torino - Corso Mortara - Attraversamento fognario	Il geologo	
Inizio Perforazione	25/02/2009	dr. A. Cantù	
Scala	1:50		
	Fine Perforazione	26/02/2009	

profondità dal p.c. [m]	potenza dello strato [m]	sezione stratigrafica	descrizione litologica	falda	metodo e diam. di perforazione	diametro rivestimenti	percentuale di carotaggio	tubazione per down hole	S.P.T.	poCKET penetrometer	poCKET vane test	campioni indisturbati	campioni rimaneggiati	permeabilità [cm/s]
0.00	0.20		Asfalto bituminoso.											
0.20	3.00		Terreno di riporto costituito prevalentemente da ghiaia sabbiosa con frammenti lateritici.		D.N. diam. 100mm									
3.20	1.80		Ghiaia eterometrica in abbondante e/o prevalente matrice fine siltoso-sabbiosa, rari ciottoli, generalmente addensata con subordinati livelli cementati, colore grigio.		c.c. diam. 131mm		90-100%							4.90
5.00	1.50		Ghiaia prevalentemente medio-grossolana con ciottoli (diam. max 13-15cm) in scarsa matrice fine sabbiosa debolmente siltosa, molto addensata con livelli cementati (si segnala un livello di puddinga da -6.30m a -6.50m da p.c.), colore grigio.				90-100%							1.41 E-03
6.50	0.40		Ghiaia eterometrica con sabbia debolmente limosa, discreto grado di ossidazione talora intenso, addensata, colore grigio-nocciola con screziature ocracee.				90-100%							
6.90	0.50		Ciottoli (diam. max 12-15cm) e ghiaia eterometrica in scarsa matrice fine sabbiosa, molto addensata, colore grigio.				90-100%							
7.40	0.50		Ghiaia eterometrica con sabbia debolmente limosa, addensata, colore nocciola.				90-100%							
7.90	0.60		Ghiaia prevalentemente medio-grossolana in scarsa matrice fine sabbiosa debolmente limosa, addensata, colore grigio. Si segnala la presenza di ciottoli da -7.85m a -8.00m da p.c..		c.c. diam. 131mm	152mm	90-100%							
8.50	0.60		Ghiaia eterometrica in abbondante e/o prevalente matrice fine sabbiosa debolmente limosa, discreto grado di ossidazione e gradoli alterazione talora intenso, addensata, colore nocciola-brunastro con screziature ocracee.				90-100%							
9.30	0.30		Ciottoli (diam. max 15-18cm) in scarsa matrice fine sabbiosa debolmente limosa, molto addensata, colore grigio.				90-100%							9.90
9.60	0.70		Ghiaia medio-fine in abbondante e/o prevalente matrice fine sabbioso-limosa, intenso grado di ossidazione, addensata, colore nocciola-brunastro.				90-100%							1.85 E-05
10.30	0.60		Ghiaia eterometrica con sabbia da debolmente limosa a limosa, rari ciottoli, intenso grado di ossidazione, generalmente addensata, colore da grigio a nocciola-brunastro.				90-100%							10.00
11.20	0.40		Sabbia eterometrica debolmente limosa con ghiaia eterometrica, debole grado di ossidazione, moderatamente addensata, colore nocciola.				90-100%							11.00
11.60	0.40		Sabbia da debolmente ghiaiosa a ghiaiosa con la profondità, debole grado di ossidazione, moderatamente addensata, colore nocciola.		c.c. diam. 131mm		90-100%							1.49 E-03
12.00	1.50		Ghiaia prevalentemente medio-fine in abbondante e/o prevalente matrice fine sabbiosa debolmente limosa, discreto grado di ossidazione e debole grado di alterazione, addensata, colore nocciola con deboli screziature ocracee.				90-100%							12.50
13.90	0.50		Ghiaia eterometrica con sabbia debolmente limosa a livelli prevalente, rari ciottoli a inizio strato, intenso grado di ossidazione e discreto grado di alterazione, addensata, colore nocciola con screziature ocracee.		c.c. diam. 131mm		90-100%							
14.00	0.30		Sabbia prevalentemente medio-fine limosa, moderatamente addensata, colore nocciola.				90-100%							
14.30	0.70		Ghiaia eterometrica in abbondante matrice fine sabbioso-limosa che tende a concentrarsi in livelli cm, discreto grado di ossidazione e alterazione talora intenso, addensata, colore nocciola con screziature ocracee.		c.c. diam. 131mm		90-100%							
15.00														

DEPOSITO CASSETTE: cantiere.

Il foro di sondaggio è attrezzato con tubazione cieca in PVC diam. 3" per indagine geofisica tipo Down-Hole.

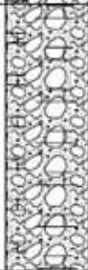
(*)=posizioni di carotaggio dilatati della matrice fine durante la manovra di perforazione eseguita con carotiere diametro 131mm T65 e non posizionati all'interno dello scomparto della cassetta

catalogatrice su richiesta della direzione lavori.

(**) = il valore anormale del coefficiente di permeabilità potrebbe essere attribuibile alla ridotta lunghezza della sezione di prova da Voi richiesta.

ALLEGATO 2
STRATIGRAFIA DEL TERRENO
DOPO IL TRATTAMENTO

 CONTRAGGI TORINO E MONTECASSALE			Committente Società Passante Torino S.r.l.							SONDAGGIO		FOGLIO	
			Cantiere Interventi di potenziamento nodo ferroviario di Torino							A1		1/1	
			Località Torino - Corso Mortara - Attraversamento fognario							Il geologo dr. A. Cantù			
			Inizio Perforazione 28/04/2009 Fine Perforazione 29/04/2009										
			Scala 1:50										

profondità dal p.c. [m]	potenza dello strato [m]	sezione stratigrafica	descrizione litologica	falda	metodo e diam. di perforazione	diametro rivestimenti	percentuale di carotaggio	tubazione per down hole	S.P.T.	pocket penetrometer	pocket vane test	campioni indisturbati	campioni rimaneggiati	permeabilità [cm/s]
0.00	3.00		Terreno di riporto costituito prevalentemente da ghiaia sabbiosa con frammenti lateritici.		D.N. diam. 137mm									
3.00	4.50		Ghiaia prevalentemente medio-grossolana e ciottoli (diam. max 12-15cm) in matrice sabbiosa debolmente limosa talora scarsa, molto addensata, colore grigio. Si segnalano livelli con evidenza di cementazione artificiale a -5.50m da p.c. e da -6.20m a -6.30m da p.c.; livello con cementazione naturale lapidea da -5.60m a -5.80m da p.c..			152mm								
7.00	3.20		Ghiaia ciottolosa (diam. max 12-15cm) in matrice sabbiosa debolmente limosa, grado di ossidazione da discreto a intenso, addensata, colore grigio. Si segnalano: livelli con evidenza di cementazione artificiale lapidea da -8.20m a -8.40m, da -9.00m a -9.40m, da -9.50m a -9.80m, da -10.25m a -10.30m e da -10.75m a -11.00m da p.c.; inoltre: livelli con evidenza di cementazione artificiale non lapidea da -9.80m a -10.00m e da -10.50m a -10.75m da p.c..		C.G. diam. 152mm T6 sempre e/o d'innanzi		90-100%							
11.00														

9.80

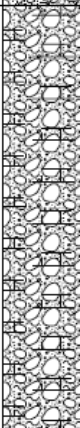
9.75

8.35 E-04

11.00

DEPOSITO CASSETTE: cantiere.
Il foro di sondaggio è attrezzato con tubazione cieca in PVC diam. 3" per indagine geofisica tipo Down-Hole.

			Committente Società Passante Torino S.c.r.l.					SONDAGGIO		FOGLIO	
			Cantiere Interventi di potenziamento nodo ferroviario di Torino					A2		1/1	
			Località Torino - Corso Mortara - Attraversamento fognario					Il geologo			
			Inizio Perforazione 29/04/2009 Fine Perforazione 30/04/2009					dr. A. Cantù			
			Scala 1:50								

profondità dal p.c. [m]	potenza dello strato [m]	sezione stratigrafica	descrizione litologica	falda	metodo e diam. di perforazione	diametro investimenti	percentuale di carotaggio	tubazione per down hole	S.P.T.	pocket penetrometer	pocket vane test	campioni indisturbati	campioni rimanecciati	permeabilità [cm/s]
0.00	3.00		Terreno di riporto costituito prevalentemente da ghiaia sabbiosa con frammenti lateritici.		D.N. diam. 131mm									
3.00	5.10		Ghiaia prevalentemente medio-grossolana e ciottoli (diam. max 12-15cm) in matrice sabbiosa debolmente limosa talora scarsa, molto addensata, colore grigio. Si segnalano livelli con evidenza di cementazione artificiale lapidea da -5.50m a -5.80m e da -6.20m a -6.40m da p.c.; livello con cementazione naturale lapidea da -6.00m a -6.15m da p.c..			152mm								5.80 2.21 E-03 6.70
8.10	2.00		Ghiaia ciottolosa (diam. max 12-15cm) in matrice sabbiosa debolmente limosa, grado di ossidazione da discreto a intenso, addensata, colore grigio. Si segnalano: livelli con evidenza di cementazione artificiale lapidea da -8.70m a -8.80m, da -9.10m a -9.50m e da -10.00m a -11.00m da p.c..	9.80 	C.S. diam. 131mm TØ sempre filo diamante		90-100%							9.70 3.82 E-04 11.00

 COMAGNATA TORINESE MONTABAGGI 				Committente Società Passante Torino S.c.r.l.				SONDAGGIO		FOGLIO	
Cantiere Interventi di potenziamento nodo ferroviario di Torino				A3				1/1			
Località Torino - Corso Mortara - Attraversamento fognario								Il geologo			
Inizio Perforazione 04/05/2009				Fine Perforazione 04/05/2009				dr. A. Cantù			
Scala 1:50											

profondità dal p.c. [m]	potenza dello strato [m]	sezione stratigrafica	descrizione litologica	falda	metodo e diam. di perforazione	diametro investimenti	percentuale di carotaggio	tubazione per down hole	S.P.T.	pocket penetrometer	pocket vane test	campioni indisturbati	campioni rimanecciati	permeabilità [cm/s]
0.00	3.00		Terreno di riporto costituito prevalentemente da ghiaia sabbiosa con frammenti lateritici.		D.N. diam. 131mm									
3.00	4.00		Ghiaia ciottolosa (diam. max 10-12cm) in abbondante matrice fine sabbiosa debolmente limosa, grado di ossidazione da debole a discreto, addensata, colore grigio-nocciola. Si segnala un livello con evidenza di cementazione artificiale da -5.90m a -6.00m da p.c..			152mm								
7.00	1.50		Ghiaia eterometrica con sabbia debolmente limosa, subordinati ciottoli, grado di ossidazione da discreto a intenso, addensata, colore nocciola con deboli screziature ocracee. Si segnala un livello con evidenza di "passata chimica" a -8.20m da p.c..				90-100%							
8.50	1.00		Ghiaia ciottolosa (diam. max 12-15cm) con sabbia debolmente limosa, intenso grado di ossidazione, addensata, colore nocciola con deboli screziature ocracee. Si segnalano livelli con evidenza di cementazione artificiale lapidea da -8.50m a -8.60m e da -9.00m a -9.50m da p.c..											
9.50	0.70		Ghiaia eterometrica con sabbia debolmente limosa, debole grado di ossidazione, addensata, colore nocciola.	9.90										9.50
10.20	0.80		Ghiaia eterometrica con sabbia debolmente limosa, subordinati ciottoli a inizio strato, addensata, colore grigio-nocciola. Si segnalano livelli con evidenza di cementazione artificiale lapidea da -10.30m a -10.90m da p.c..											1.94 E-04
11.00														

 COMAGNATA TORINESE MONITORAGGI 				Committente Società Passante Torino S.c.r.l.				SONDAGGIO	
				Cantiere Interventi di potenziamento nodo ferroviario di Torino				A3	
				Località Torino - Corso Mortara - Attraversamento fognario				1/1	
				Inizio Perforazione 04/05/2009				Il geologo	
				Fine Perforazione 04/05/2009				dr. A. Cantù	
				Scala 1:50					

profondita' dal p.c. [m]	potenza dello strato [m]	sezione stratigrafica	descrizione litologica	falda	metodo e diam. di perforazione	diametro rivestimenti	percentuale di carotaggio	tubazione per down hole	S.P.T.	pocket penetrometer	pocket vane test	campioni indisturbati	campioni rimaneggiati	permeabilità [cm/s]
0.00	3.00		Terreno di riporto costituito prevalentemente da ghiaia sabbiosa con frammenti lateritici.		D.N. diam. 131mm									
-3.00	4.00		Ghiaia ciottolosa (diam. max 10-12cm) in abbondante matrice fine sabbiosa debolmente limosa, grado di ossidazione da debole a discreto, addensata, colore grigio-nocciola. Si segnala un livello con evidenza di cementazione artificiale da -5.90m a -6.00m da p.c..			152mm								
-7.00	1.50		Ghiaia eterometrica con sabbia debolmente limosa, subordinati ciottoli, grado di ossidazione da discreto a intenso, addensata, colore nocciola con deboli screziature ocracee. Si segnala un livello con evidenza di "passata chimica" a -8.20m da p.c..				80-100%							
-8.50	1.00		Ghiaia ciottolosa (diam. max 12-15cm) con sabbia debolmente limosa, intenso grado di ossidazione, addensata, colore nocciola con deboli screziature ocracee. Si segnalano livelli con evidenza di cementazione artificiale lapidea da -8.50m a -8.60m e da -9.00m a -9.50m da p.c..		rotazione con carotaggio continuo diam. 151mm									
-9.50	0.70		Ghiaia eterometrica con sabbia debolmente limosa, debole grado di ossidazione, addensata, colore nocciola.	9.80										
-10.20	0.80		Ghiaia eterometrica con sabbia debolmente limosa, subordinati ciottoli a inizio strato, addensata, colore grigio-nocciola. Si segnalano livelli con evidenza di cementazione artificiale lapidea da -10.30m a -10.90m da p.c..											1.94 E-04
11.00														

ALLEGATO 3 INVILUPPI

1. Sezione 1- Jet Grouting

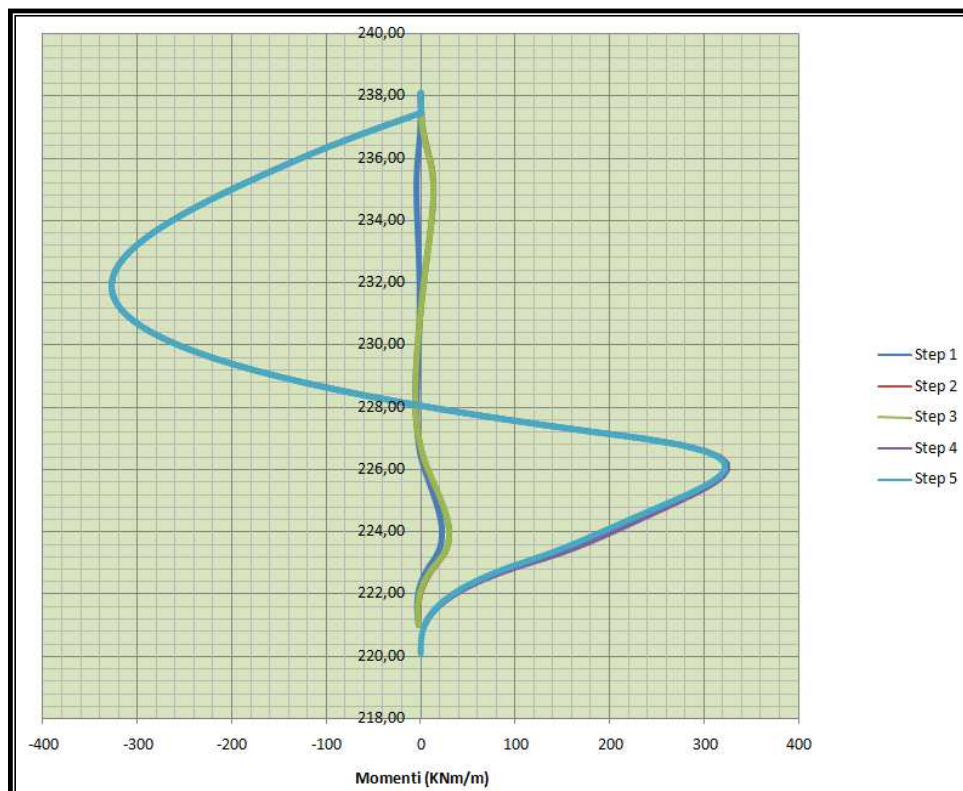


Figura 111. Involuppo dei momenti. S1- Jet Grouting

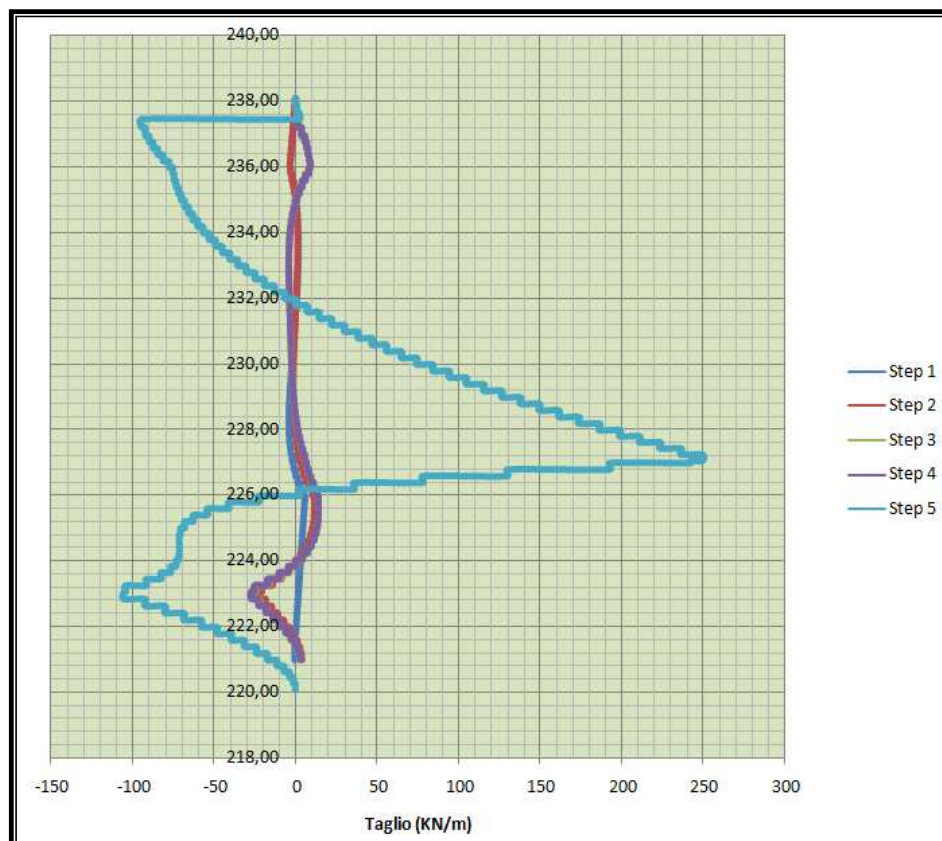


Figura 112. Involuppo del taglio. S1- Jet Grouting

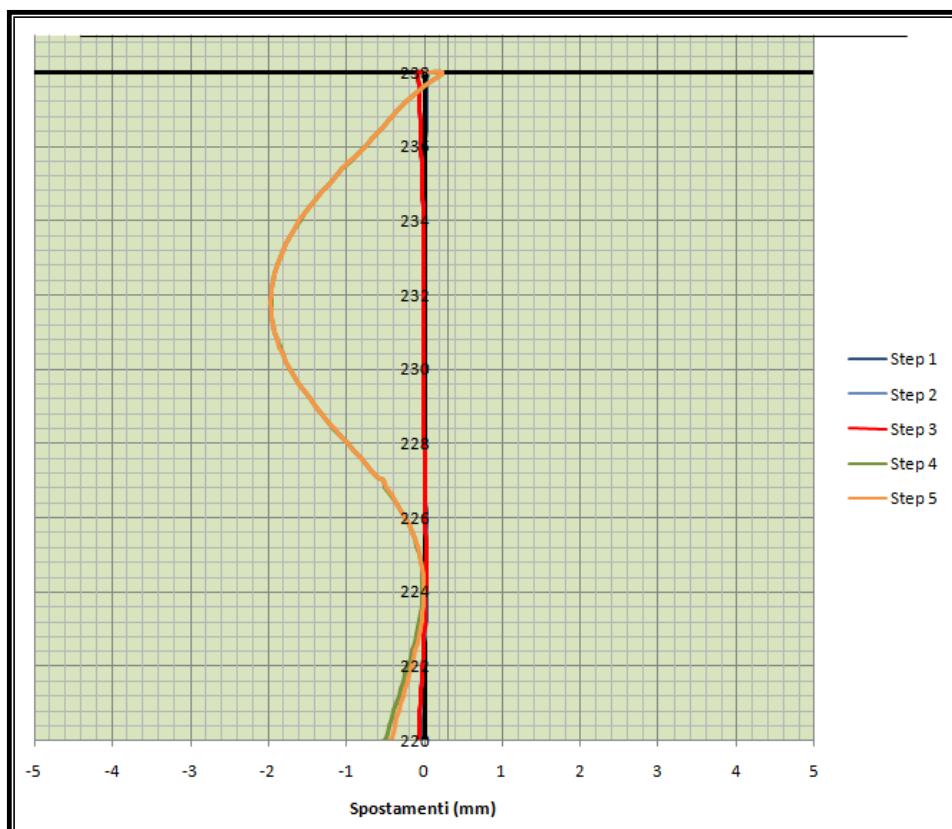


Figura 113. Involuppo degli spostamenti. S1- Jet Grouting

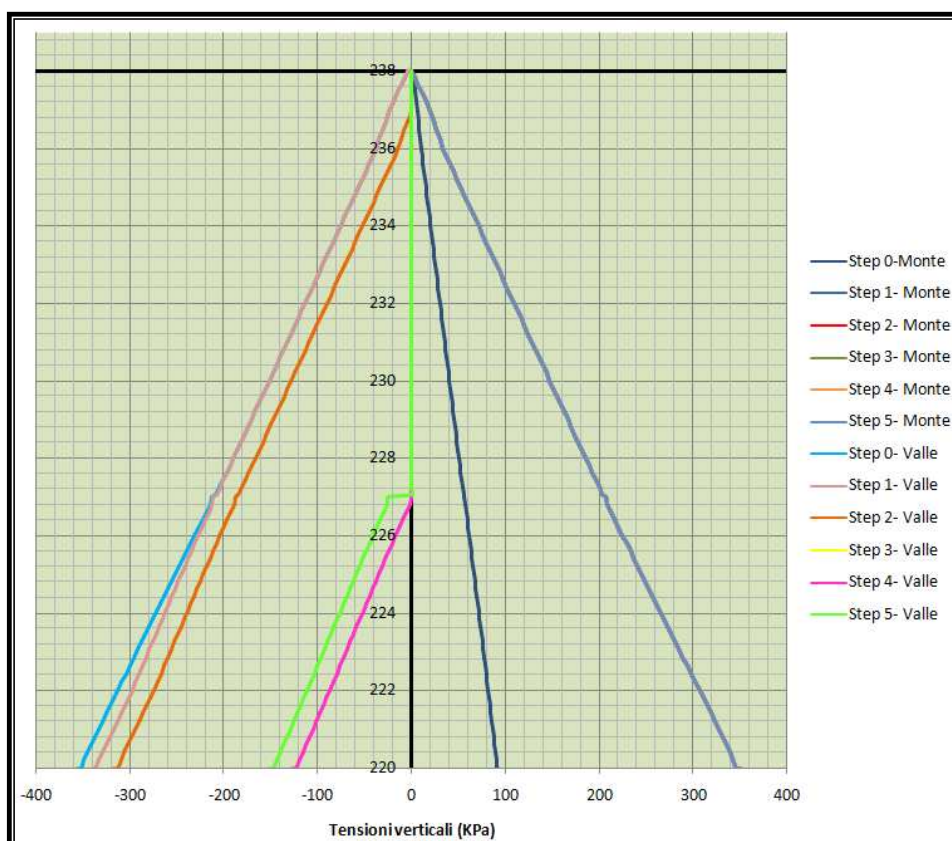


Figura 114. Involuppo delle tensioni verticali totali. S1- Jet Grouting

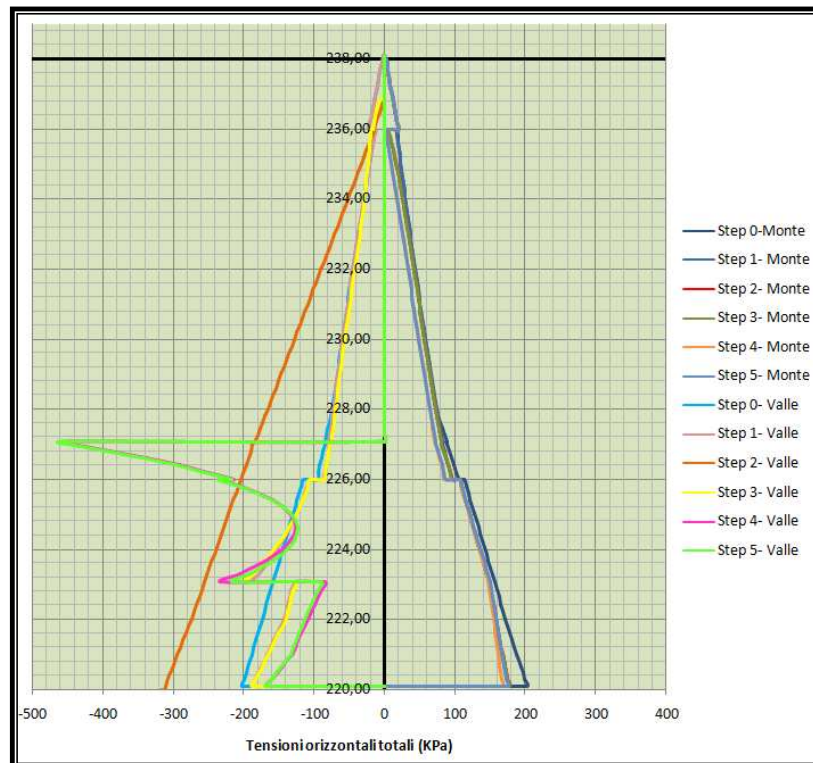


Figura 115. Involuppo delle tensioni orizzontali totali. S1- Jet Grouting

2. Sezione 1. Iniezioni

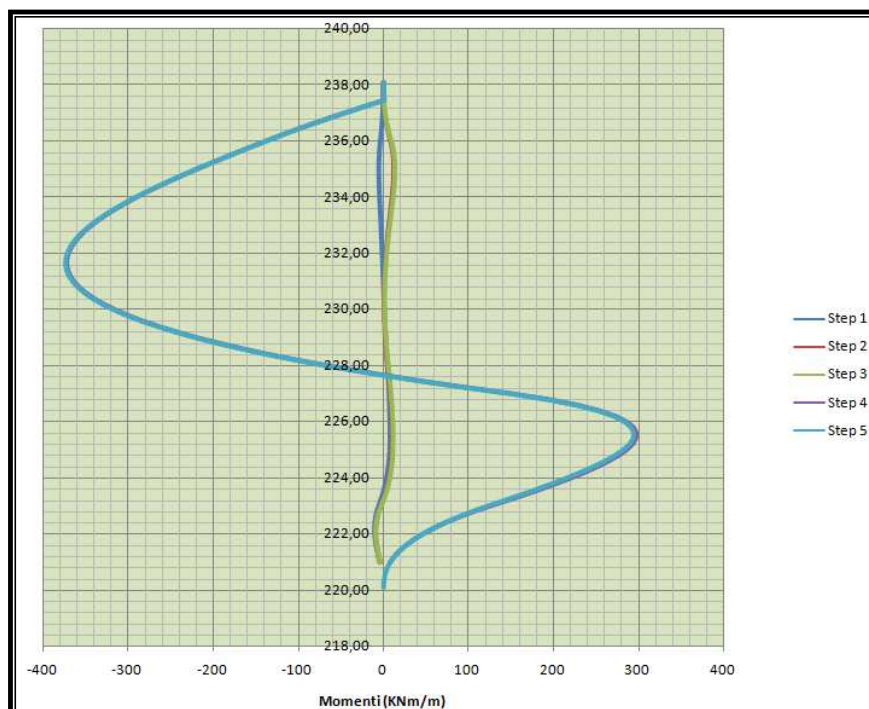


Figura 116. Involuppo dei momenti. S1- Iniezioni

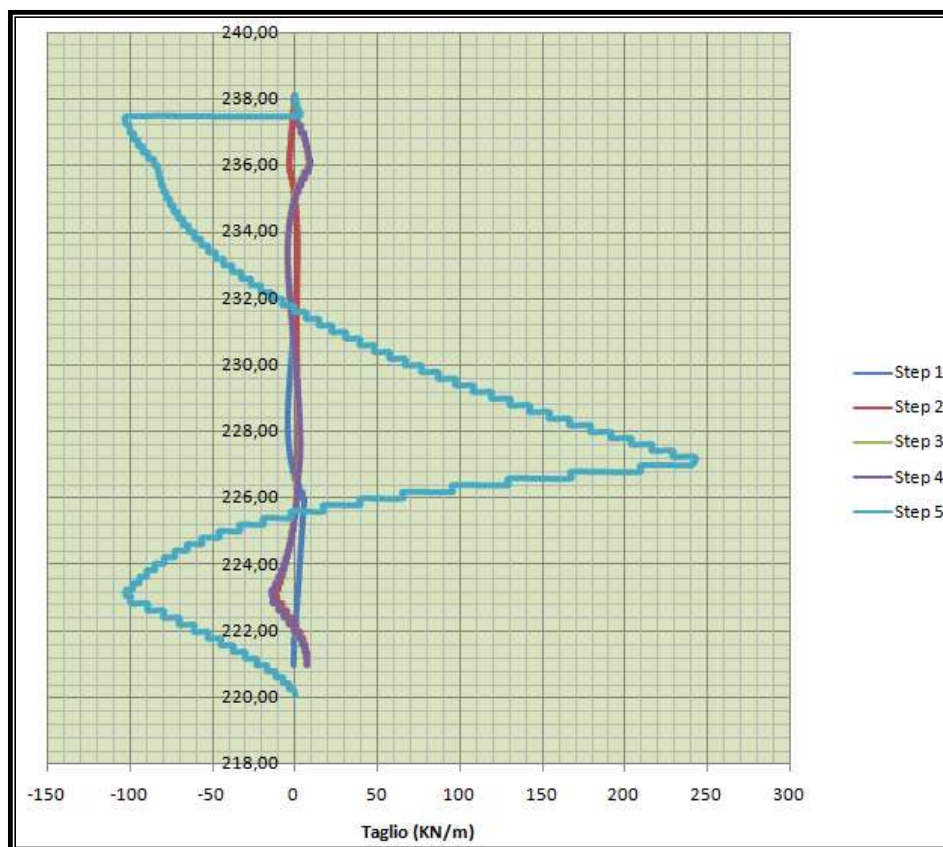


Figura 117. Involuppo del taglio. S1- Iniezioni

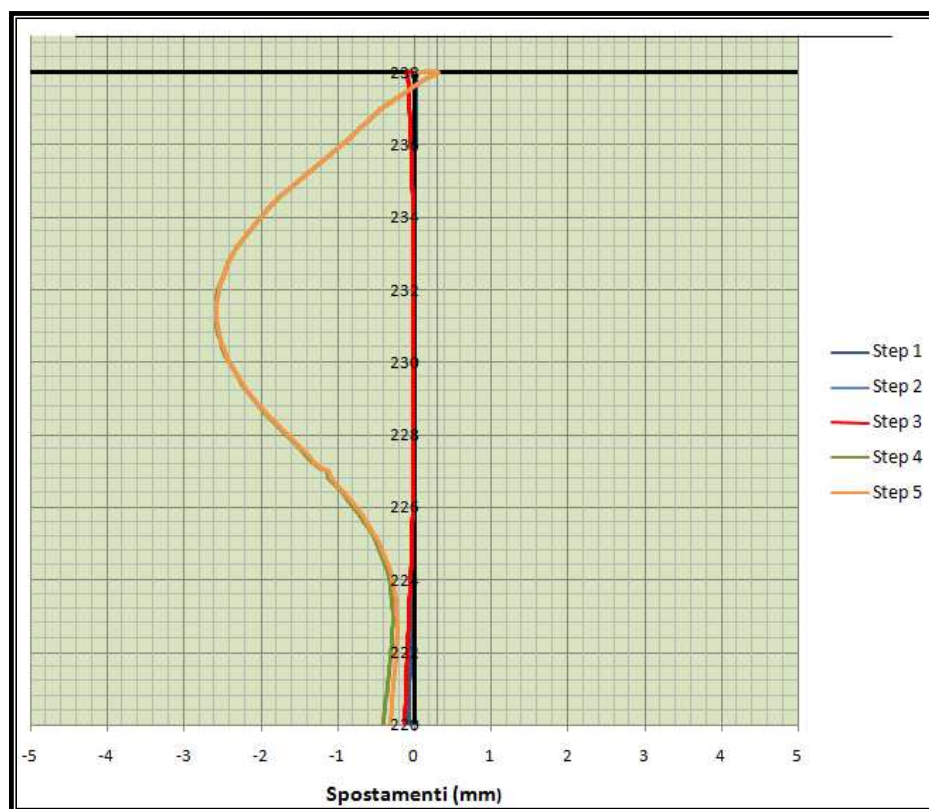


Figura 118. Involuppo degli spostamenti. S1- Iniezioni

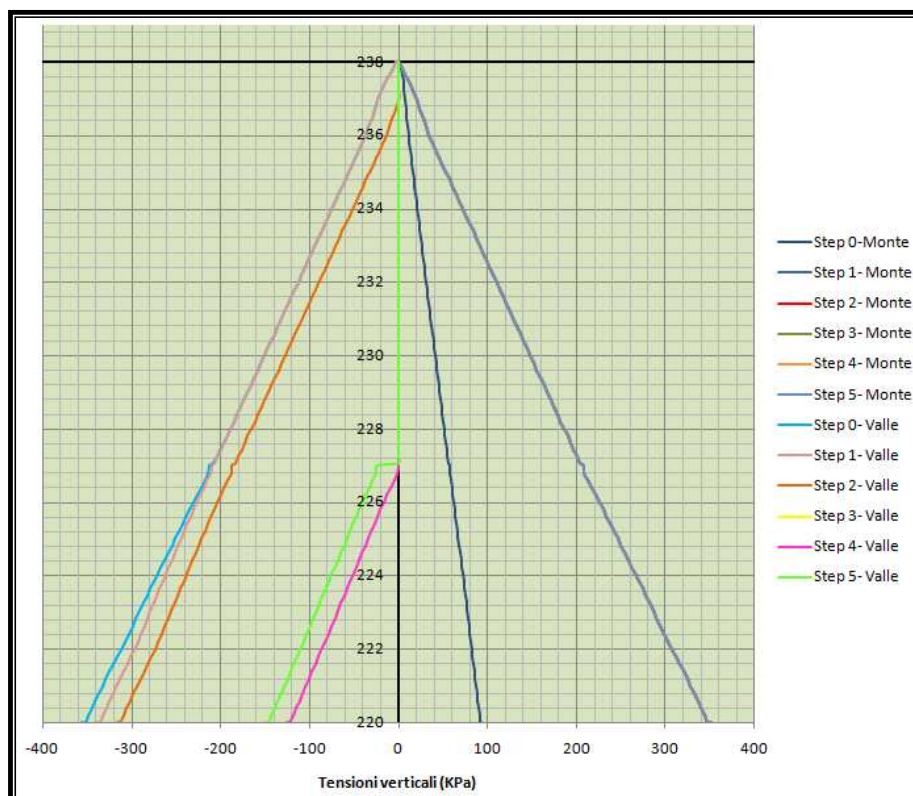


Figura 119. Involuppo delle tensioni verticali totali. S1- Iniezioni

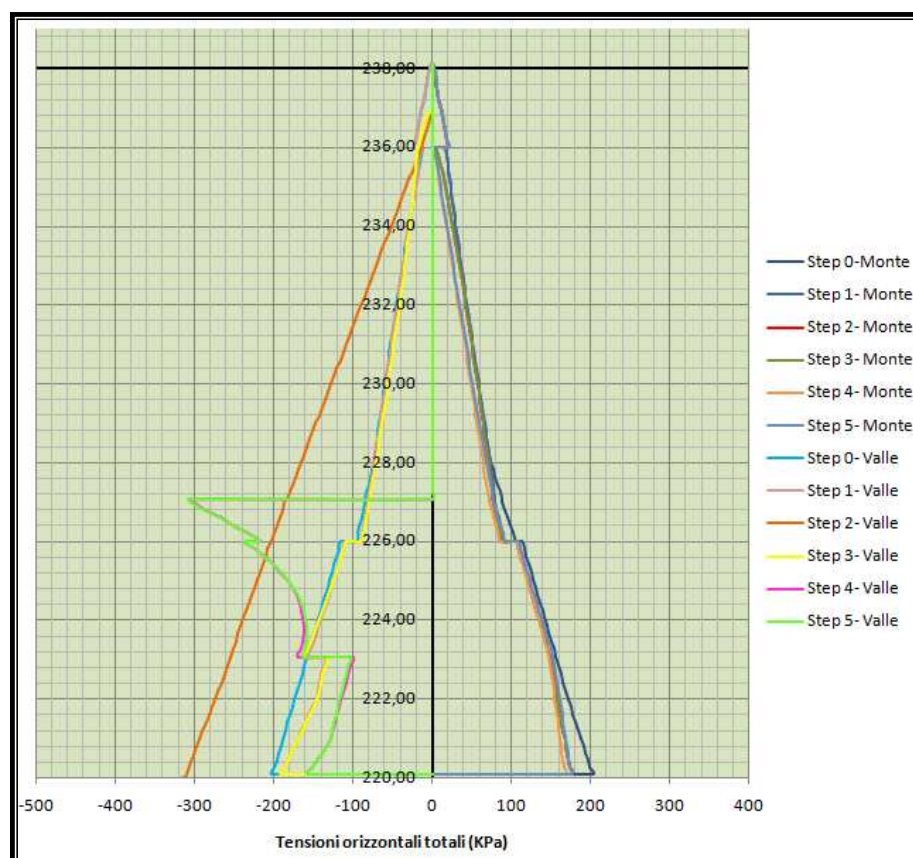


Figura 120. Involuppo delle tensioni orizzontali totali. S1- Iniezioni

3. Sezione 2. Jet Grouting

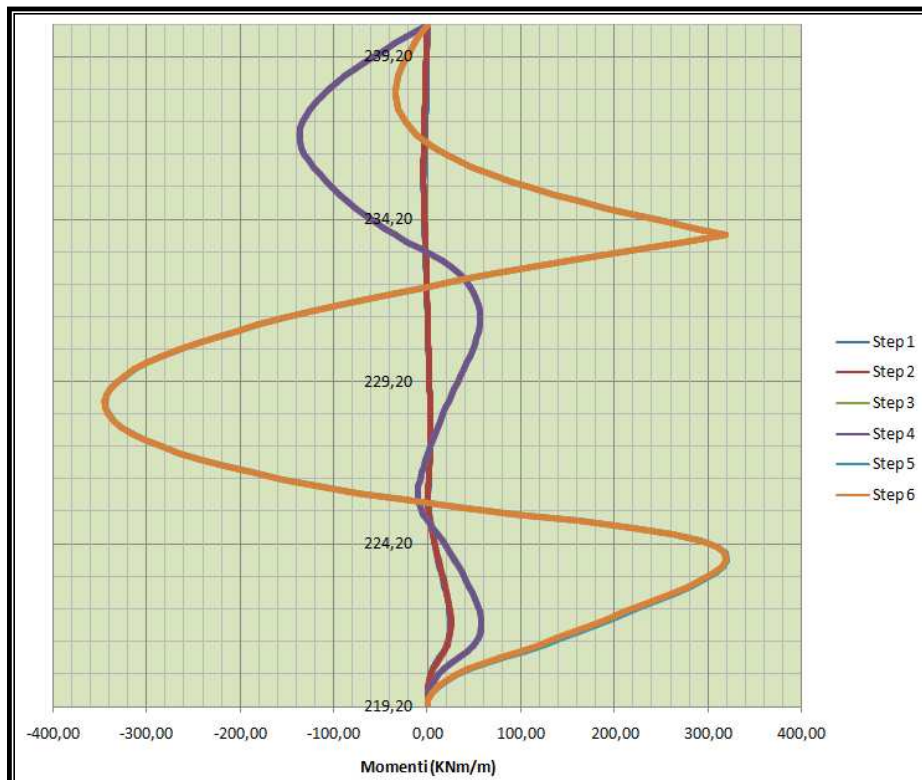


Figura 121. Involuppo dei momenti. S2- Jet Grouting

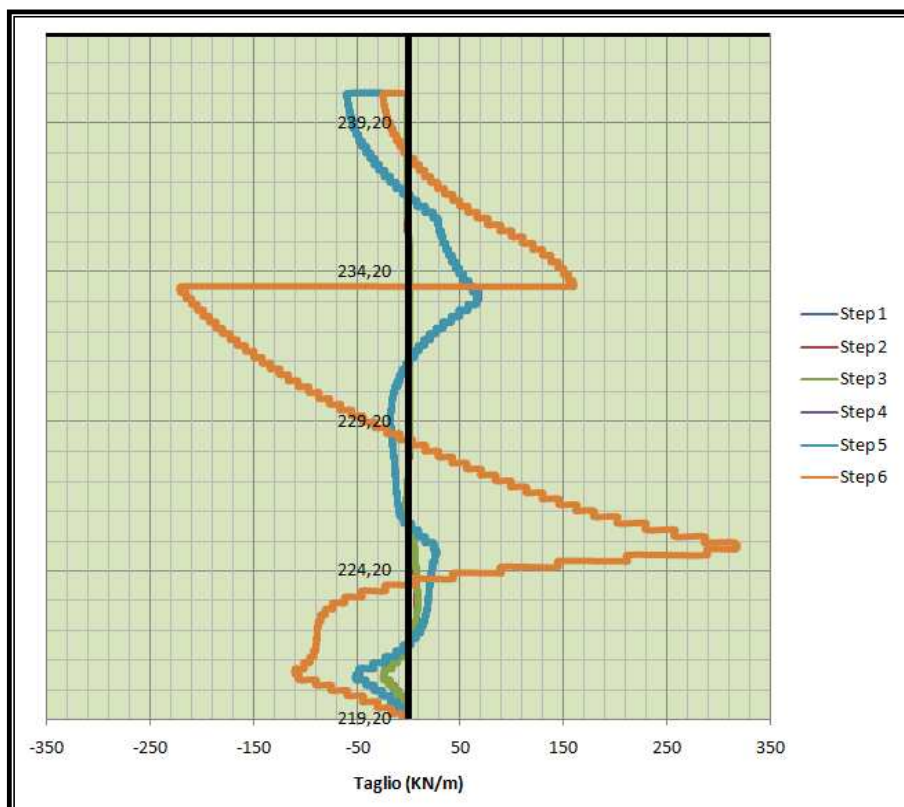


Figura 122. Involuppo del taglio. S2- Jet Grouting

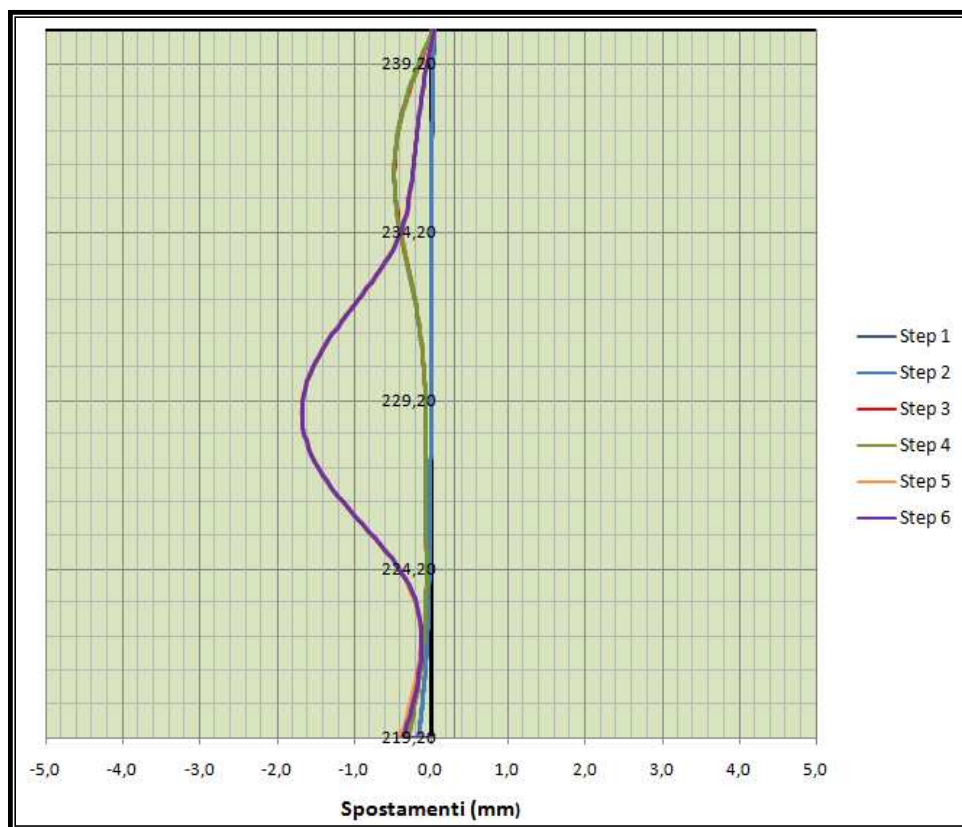


Figura 123. Involuppo degli spostamenti. S2- Jet Grouting

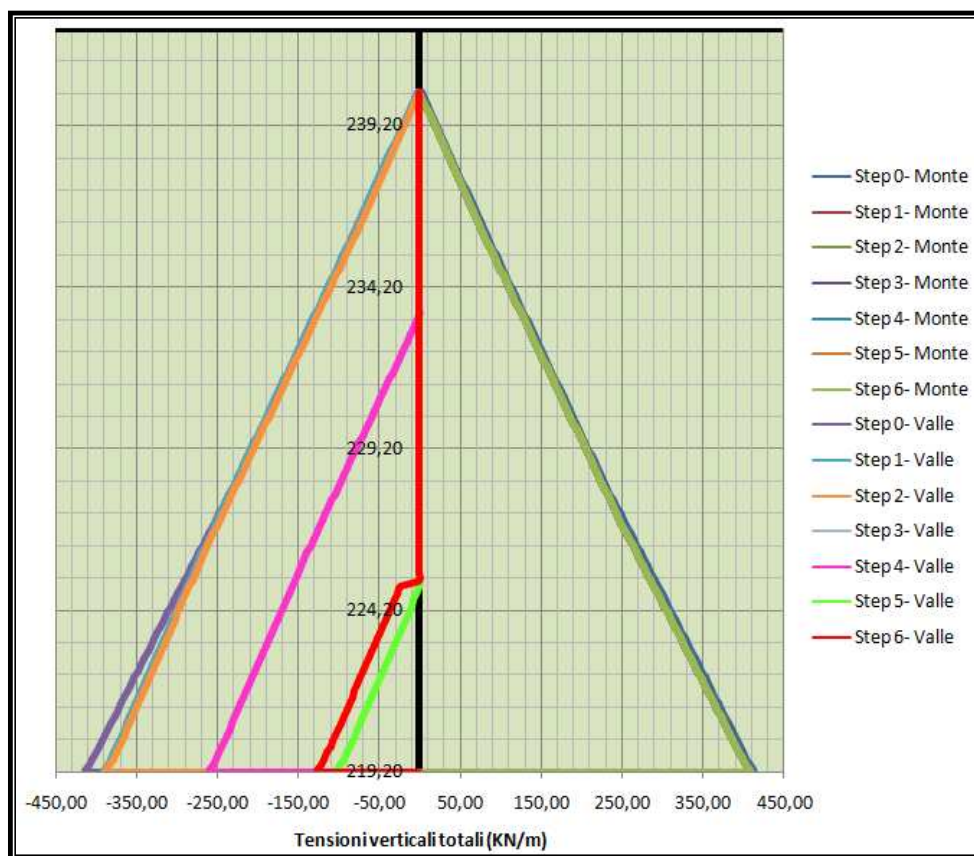


Figura 124. Involuppo delle tensioni verticali totali. S2- Jet grouting

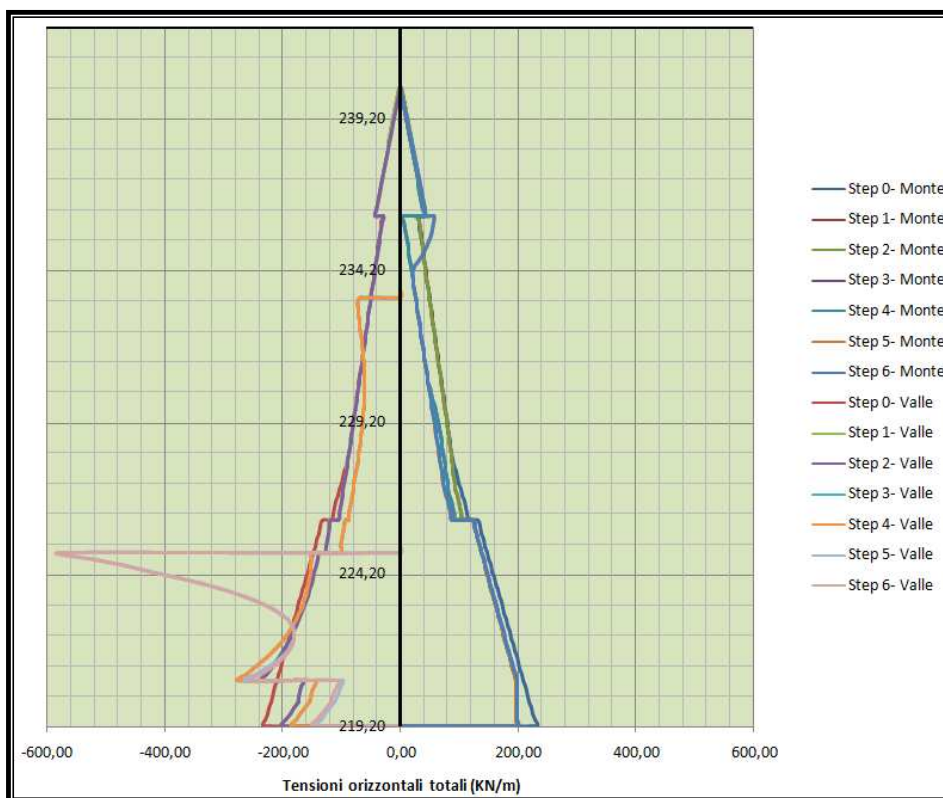


Figura 125. Inviluppo delle tensioni orizzontali totali. S2- Jet grouting

4. Sezione 2. Iniezioni

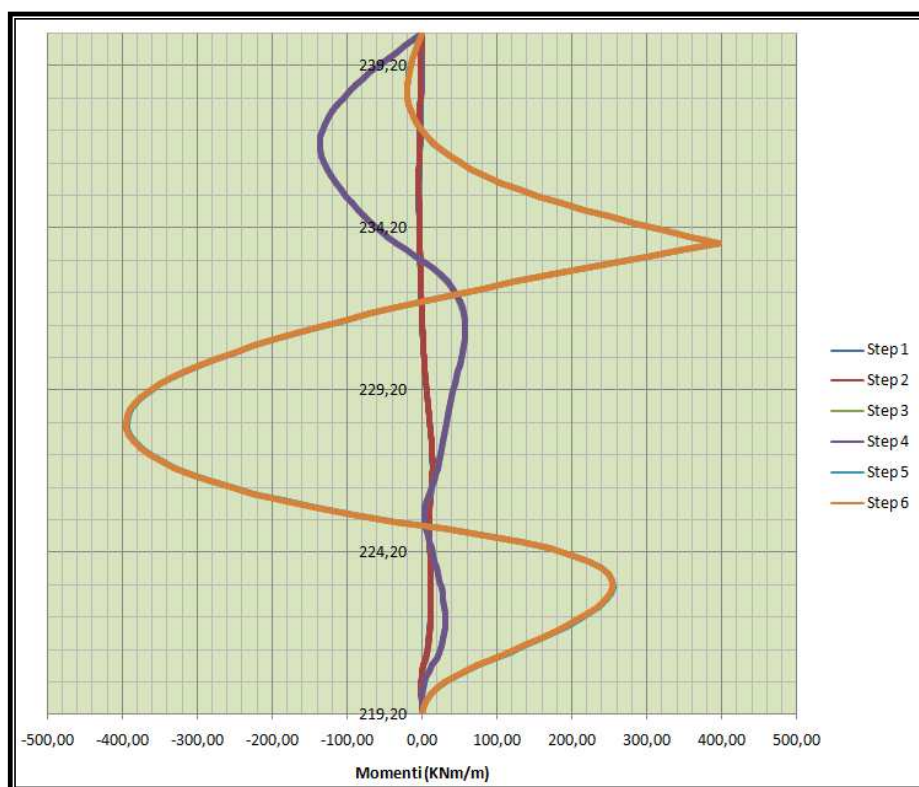


Figura 126. Inviluppo dei momenti. S2- Iniezioni

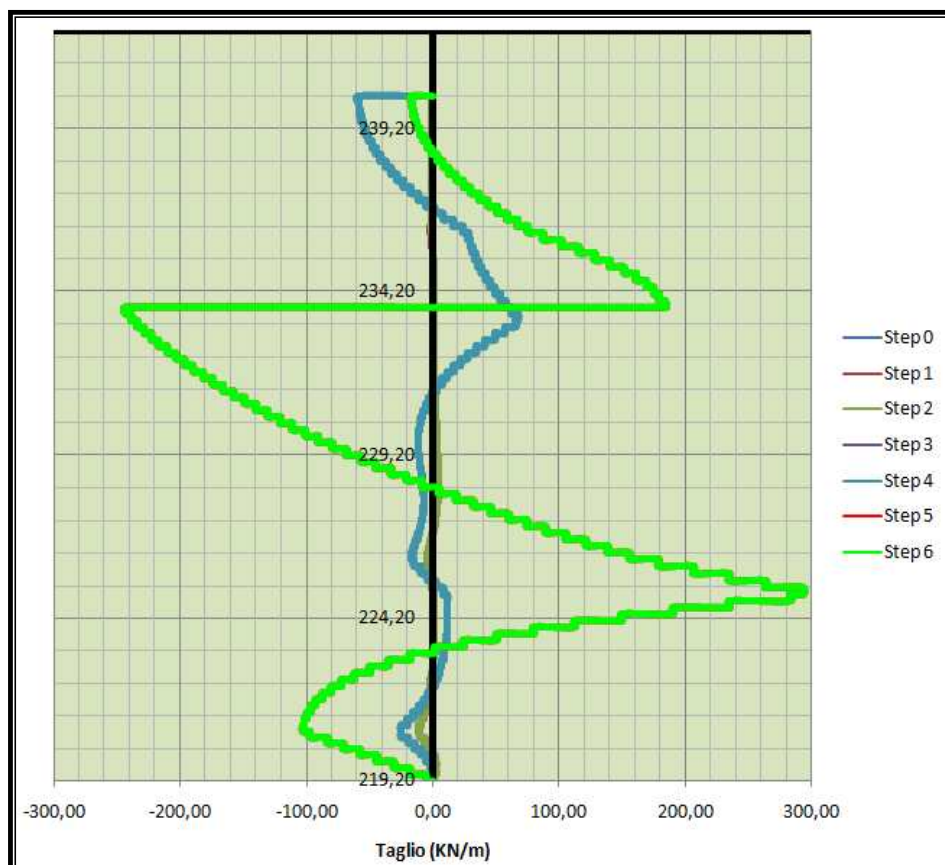


Figura 127. Involuppo del taglio . S2- Iniezioni

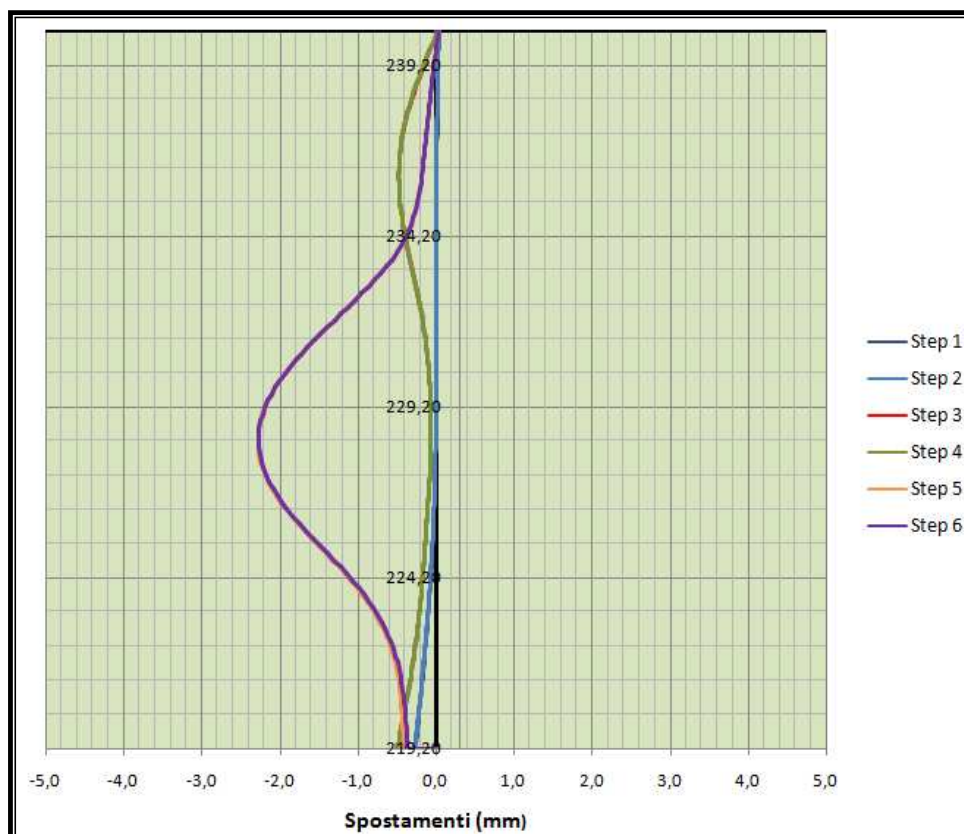


Figura 128. Involuppo degli spostamenti. S2- Iniezioni

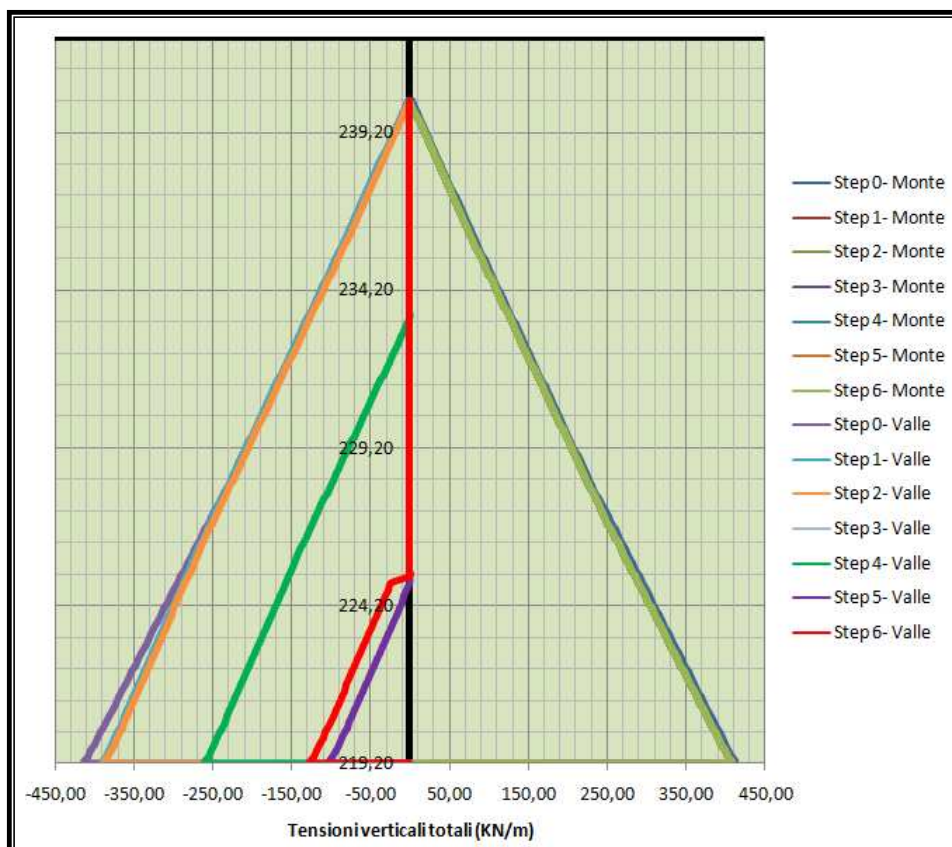


Figura 129. Involuppo delle tensioni verticali totali. S2- Iniezioni

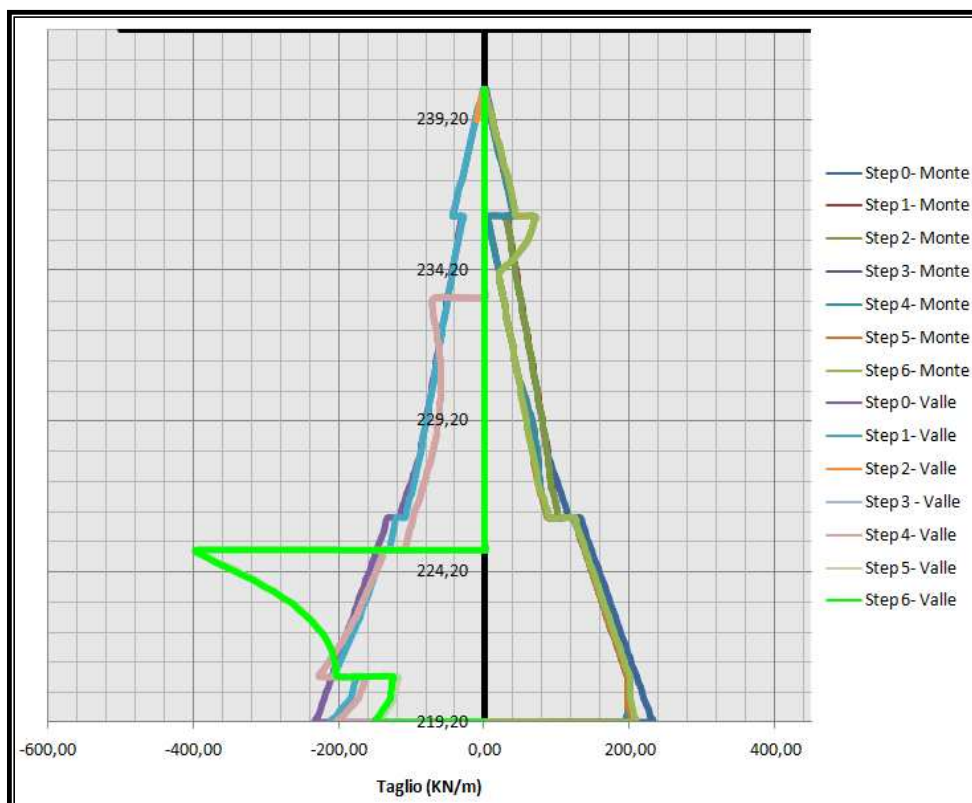


Figura 130. Involuppo delle tensioni orizzontali totali. S2- Iniezioni

ALLEGATO 4

MODELLI NUMERICI

CASO 1

config extra=5

grid 130,93

gen 0,0 0,31 43.33,31 43.33,0 i 1 131 j 1 94

model mohr

gen arc 21.666,21.666 23.33,21.666 180

prop density=.0019 bulk=600 shear=128.57 cohesion=100 friction=38
prop dilation=0 tension=100

; condizioni al contorno

fix y j=1

apply pressure=0.22533 var 0,-0.21793 i=1 j=1,94

apply pressure=0.22533 var 0,-0.21793 i=131 j=1,94

apply pressure=0.020 j=94

; inizializzazione delle sollecitazioni nel terreno

ini syy=-0.609 var 0,0.589 j=1,93

ini sxx=-0.22533 var 0,0.21793 j=1,93

ini szz=-0.22533 var 0,0.21793 j=1,93

```

set gravity=9.81

step 2500

; inizializzazione degli spostamenti
ini xdis=0 ydis=0 xvel=0 yvel=0

; riduzione della coesione ai valori reali
prop coh=0.02 tens=0.0133

step 2500
save cunpass09a1.sav

prop density=.0026 bulk=280 shear=210 i=54,78 j=54,66
prop cohesion=0.655 friction=40 tension=0.3786 i=54,78 j=54,66

step 2500
save cunpass09a2.sav

; inizializzazione degli spostamenti
ini xdis=0 ydis=0 xvel=0 yvel=0

mark i=61 j=61,66
mark i=71 j=61,66
mark j=61 i=61,71

model null reg 65,65

fix x y mark
step 1
call find_rf.dat
FIND_RF
free x y mark

; applicazione della pressione interna alla galleria
call app_rf.dat
set perc_car=.9
APP_RF
step 1500

set perc_car=.8
APP_RF
step 1500

set perc_car=.7
APP_RF
step 3000

save cunpass09a3.sav

struct prop 1 e=16409 area=0.28 i=1.829e-3
ca beam.fis
set ib=71 jb=61 ie=61 je=61 nprop=1
beam

set perc_car=.6
APP_RF
step 1500

```

```

set perc_car=.5
APP_RF
step 1500

set perc_car=.4
APP_RF
step 1500

set perc_car=.3
APP_RF
step 1500

set perc_car=.2
APP_RF
step 1500

set perc_car=.1
APP_RF
step 1500

set perc_car=0
APP_RF
step 3000

save cunpass09a4.sav

```

CASO 2

```

config extra=5

grid 130,93

gen 0,0 0,31 43.33,31 43.33,0 i 1 131 j 1 94

model mohr

gen arc 21.666,21.666 23.33,21.666 180

prop density=.0019 bulk=600 shear=128.57 cohesion=100 friction=38
prop dilation=0 tension=100

; condizioni al contorno
fix y j=1
apply pressure=0.22533 var 0,-0.21793 i=1 j=1,94
apply pressure=0.22533 var 0,-0.21793 i=131 j=1,94
apply pressure=0.020 j=94

; inizializzazione delle sollecitazioni nel terreno
ini syy=-0.609 var 0,0.589 j=1,93
ini sxx=-0.22533 var 0,0.21793 j=1,93
ini szz=-0.22533 var 0,0.21793 j=1,93

set gravity=9.81

step 2500

; inizializzazione degli spostamenti
ini xdis=0 ydis=0 xvel=0 yvel=0

; riduzione della coesione ai valori reali

```

```

prop coh=0.02 tens=0.0133

step 2500
save cunpass09b1.sav

prop density=.0026 bulk=280 shear=210 i=54,78 j=54,78
prop cohesion=0.655 friction=40 tension=0.3786 i=54,78 j=54,78

step 2500
save cunpass09b2.sav

; inizializzazione degli spostamenti
ini xdis=0 ydis=0 xvel=0 yvel=0

mark i=61 j=61,66
mark i=71 j=61,66
mark j=61 i=61,71

model null reg 65,65

fix x y mark
step 1
call find_rf.dat
FIND_RF
free x y mark

; applicazione della pressione interna alla galleria
call app_rf.dat
set perc_car=.9
APP_RF
step 1500

set perc_car=.8
APP_RF
step 1500

set perc_car=.7
APP_RF
step 3000

save cunpass09b3.sav

struct prop 1 e=16409 area=0.28 i=1.829e-3
ca beam.fis
set ib=71 jb=61 ie=61 je=61 nprop=1
beam

set perc_car=.6
APP_RF
step 1500

set perc_car=.5
APP_RF
step 1500

set perc_car=.4
APP_RF

```

```

step 1500

set perc_car=.3
APP_RF
step 1500

set perc_car=.2
APP_RF
step 1500

set perc_car=.1
APP_RF
step 1500

set perc_car=0
APP_RF
step 3000

save cunpass09b4.sav

```

CASO 3

```

config extra=5

grid 130,93

gen 0,0 0,31 43.33,31 43.33,0 i 1 131 j 1 94

model mohr

gen arc 21.666,21.666 23.33,21.666 180

prop density=.0019 bulk=600 shear=128.57 cohesion=100 friction=38
prop dilation=0 tension=100

; condizioni al contorno
fix y j=1
fix x i=1
fix x i=131
apply pressure=0.020 j=94

; inizializzazione delle sollecitazioni nel terreno
ini sy=-0.609 var 0,0.589 j=1,93
ini sxx=-0.3678 var 0,0.2952 j=1,66
ini szz=-0.5 var 0,0.5 j=1,93
ini sxx=-0.0726 var 0,0.065 j=67,93

set gravity=9.81

ini pp=0.22 var 0,-0.22 j=1,66

step 5000

; inizializzazione degli spostamenti
ini xdis=0 ydis=0 xvel=0 yvel=0

; riduzione della coesione ai valori reali
prop coh=0.02 tens=0.0133

```

```

step 2500
save cunpass09c1.sav

; inizializzazione degli spostamenti
ini xdis=0 ydis=0 xvel=0 yvel=0

mark i=61 j=61,66
mark i=71 j=61,66
mark j=61 i=61,71

model null reg 65,65

fix x y mark
step 1
call find_rf.dat
FIND_RF
free x y mark

; applicazione della pressione interna alla galleria
call app_rf.dat
set perc_car=.9
APP_RF
step 1500

set perc_car=.8
APP_RF
step 1500

set perc_car=.7
APP_RF
step 3000

save cunpass09c3.sav

struct prop 1 e=16409 area=0.28 i=1.829e-3
ca beam.fis
set ib=71 jb=61 ie=61 je=61 nprop=1
beam

set perc_car=.6
APP_RF
step 1500

set perc_car=.5
APP_RF
step 1500

set perc_car=.4
APP_RF
step 1500

set perc_car=.3
APP_RF
step 1500

set perc_car=.2
APP_RF
step 1500

```

```
set perc_car=.1
APP_RF
step 1500

set perc_car=0
APP_RF
step 3000

save cunpass09c4.sav
```

BIBLIOGRAFIA

- Barla G., Macchi A., Cavallero G.M. (1993) – *Il Passante Ferroviario di Torino* – XVIII Convegno Nazionale di Geotecnica.
- Cardone, D. (2002) – *Analisi dell'interazione tenso-deformativa del Passante Ferroviario di Torino con il terreno circostante* – Tesi di Laurea. Ingegneria per l'ambiente e il territorio. Politecnico di Torino
- Cattaneo, M. (2004)- *Consolidamento di terreni a grana grossa mediante iniezioni per lo scavo meccanizzato di gallerie metropolitane* – Tesi di Laurea. Ingegneria per l'ambiente e il territorio. Politecnico di Torino
- Ciufegni, S.; Briganti, R., Cavallero, G., Danese, A., Bruzzi, G., Corno, C. e Palchetti, E. (2007, giugno)- *Passante di Torino tra Porta Susa e Corso Grosseto. Progettazione, esecuzione e monitoraggio del tappo di fondo nei lavori del Passante. Quarry and Constructions [in linea]*- Presso il 25 agosto del 2009, da <http://www.edizionipei.it/pdf/SOMM-QC-Giu-2007.pdf>.
- Cività, M. (2005) – *Idrogeologia applicata e ambiente* - Milano : C.E.A. p. 331-333/632-647

- Corrao M., Coco G. (2006) – *Geofisica Applicata. Elementi di geosismica e geoelettrica* -Palermo : D. Flaccovio. p.80-90
- D.M 14/01/2008: “Norme tecniche per le costruzioni”
- Gervaso, F. (Maggio 2008) Passante Ferroviario di Torino. *Le Strade [in linea]*- Presso il 25 agosto del 2009, da http://www.fiaccola.it/pdf/articoli/129_134.pdf
- Houlsby, A.C (1990) – *Construction and desing of cement grouting: A guide to grouting in rock foundations*. New York : Wiley
- Lancellotta, R. (2004)- *Geotecnica* – (3^a Edizione) Bologna: Zanichelli p. 343-361
- Mancinelli, L. (2008)- *Paratie in diaframmi di calcestruzzo. Analisi strutturali e geotecniche*. - Palermo : Dario Flaccovio
- Nunziante, M. (2007)- *Trattamenti geotecnici del terreno in ambito urbano : miglioramenti e rinforzi* - Santarcangelo di Romagna : Maggioli. p.206-210
- Oreste, P. (2009) *Face stabilization of shallow tunnels using fiberglass dowels*. Politecnico di Torino.
- Oreste, P. (1999, aprile)- *Aspetti notevoli dell’analisi e dimensionamento dei sostegni di gallerie attraverso i metodi di calcolo numerici.- Gallerie e grandi opere sotterranee* n.57.
- Serra E. (2009) - *Trattamento di smarini di scavo in galleria. Il caso del passante ferroviario di Torino*. – Tesi di Laurea, Ingegneria per l’ambiente e il territorio. Politecnico di Torino.
- Tanzini, M. (2002) *L'indagine geotecnica : caratterizzazione geotecnica delle terre e delle rocce attraverso prove in sito e in laboratorio-* Palermo : Flaccovio
- Tornaghi,R (1981) – *Criteri generali di studio e controllo dei trattamenti mediante iniezioni* - 10^o Ciclo annuale di conferenze dedicate ai problemi di ingegneria delle fondazioni. Politecnico di Torino.

SITI WEB

- www.comune.torino.it
- www.oct.torino.it
- www.metrotorino.it
- www.italferr.it