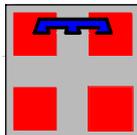




Autostrada Asti-Cuneo



PROVINCIA DI ASTI



REGIONE PIEMONTE



PROVINCIA DI CUNEO

COLLEGAMENTO AUTOSTRADALE ASTI - CUNEO

TRONCO II A21 (ASTI EST) - A6 (MARENE)
LOTTO 6 RODDI - DIGA ENEL

PROGETTO ESECUTIVO
OPERE D'ARTE IN SEDE

GALLERIA DI VERDUNO
CUNICOLO IMBOCCO LATO CHERASCO
RELAZIONE DI CALCOLO CUNICOLO

Aggiornato:	Data :	Descrizione:	Redatto:	Controllato:	Approvato:	Codifica:
00	Apr. 2013	EMISSIONE	Ing. Gatti	Ing. Ossezia	Ing. Ghislandi	2.6 E - r D.2.3.1.01
Aggiornato:	Data :	Descrizione:	Redatto:	Controllato:	Approvato:	Lotto Prog. Tipo Elaborato
01	Marzo 2015	Rev. Generale	Ing. Gatti	Ing. Ossezia	Ing. Ghislandi	Marzo 2015
Aggiornato:	Data :	Descrizione:	Redatto:	Controllato:	Approvato:	Scala:
Aggiornato:	Data :	Descrizione:	Redatto:	Controllato:	Approvato:	



PROGETTISTA e RESP. INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:
Dott. Ing. Enrico Ghislandi
Albo di Milano
N° A 16993

CONSULENZA SPECIALIZZATA



CONCESSIONARIA:





INDICE

1. INTRODUZIONE.....	3
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
3. SOFTWARE UTILIZZATI.....	7
3.1. FLAC 7.0	7
3.2. LINCA.....	10
4. CRITERI DI VERIFICA DEI RIVESTIMENTI	11
4.1. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI	11
4.1.1. <i>Resistenza a sforzo normale e flessione</i>	<i>11</i>
4.1.2. <i>Resistenza nei confronti delle sollecitazioni taglienti.....</i>	<i>13</i>
4.2. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO	13
4.2.1. <i>Verifica delle tensioni in esercizio</i>	<i>13</i>
5. BREVE INQUADRAMENTO GEOLOGICO	15
6. FASE DI DIAGNOSI - ANALISI DEL COMPORTAMENTO ALLO SCAVO (IN ASSENZA DI INTERVENTI).....	16
6.1. IMPORTANZA DEL FRONTE DI SCAVO	16
6.2. ANALISI DELLE CATEGORIE DI COMPORTAMENTO	18
6.2.1. <i>Metodo delle Linee Caratteristiche</i>	<i>19</i>
6.2.2. <i>Metodo di Tamez.....</i>	<i>23</i>
6.2.3. <i>Analisi assialsimmetriche.....</i>	<i>28</i>
6.2.4. <i>Considerazioni conclusive sul comportamento del fronte allo scavo... </i>	<i>33</i>
7. FASE DI TERAPIA - FASI ESECUTIVE E METODOLOGIA DI INTERVENTO ..	35
7.1. SEZIONE TIPO B0	36
7.1.1. <i>Fasi esecutive</i>	<i>36</i>
7.1.2. <i>Interventi previsti</i>	<i>36</i>
7.2. SEZIONE TIPO B2V	37
7.2.1. <i>Fasi esecutive</i>	<i>37</i>
7.2.2. <i>Interventi previsti</i>	<i>37</i>
8. VERIFICHE STATICHE	39
8.1. PREMESSA.....	39
8.2. VERIFICA DI STABILITÀ DEL FRONTE – METODO DI TAMEZ.....	40



8.3.	VERIFICA DI STABILITÀ DEL FRONTE – ANALISI ASSIALSIMMETRICHE	44
8.4.	METODO DELLE LINEE CARATTERISTICHE.....	51
8.5.	VERIFICA DEI PRESOSTEGNI METALLICI	58
8.6.	ANALISI ALLE DIFERENZE FINITE - VERIFICHE STATICHE	60
8.6.1.	<i>Analisi numeriche</i>	60
8.6.2.	<i>Geometrie dei modelli</i>	61
8.6.3.	<i>Leggi di comportamento del materiale</i>	61
8.6.4.	<i>Parametri geomeccanici</i>	62
8.6.5.	<i>Stato di sforzo iniziale</i>	63
8.6.6.	<i>Carichi idraulici</i>	63
8.6.7.	<i>Scavo delle gallerie</i>	63
8.6.8.	<i>Modellazione dei rivestimenti</i>	65
8.6.8.1.	Rivestimenti in calotta - Caratteristiche dei materiali	65
8.6.8.2.	Soletta provvisoria - Caratteristiche dei materiali.....	66
8.6.9.	<i>Criteri di verifica delle sezioni di scavo</i>	67
8.6.9.1.	Verifica del rivestimento in calotta	67
8.6.9.2.	Verifica della soletta provvisoria in arco rovescio	69
8.6.10.	<i>ANALISI 1 – SEZIONE TIPO B0</i>	71
8.6.10.1.	Fasi di calcolo	71
8.6.10.2.	Esame dei risultati.....	72
8.6.10.3.	Verifiche statiche.....	73
9.	CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE	78
10.	ALLEGATI NUMERICI	79
10.1.	ANALISI 1 – SEZIONE TIPO B0.....	79
10.1.1.	$k_0 = 1 - \sin \phi$	80
10.1.2.	$k_0 = 1,2$	81

1. INTRODUZIONE

Oggetto della presente relazione sono le analisi numeriche e le verifiche statiche condotte per il dimensionamento e la verifica degli interventi previsti per lo scavo del cunicolo in corrispondenza dell'imbocco Cherasco, rientrante nelle opere propedeutiche allo scavo della galleria naturale "Verduno", opera facente parte del Lotto 6, Tronco 2 del collegamento autostradale A6-A21 (Asti-Cuneo).

Il cunicolo di lunghezza pari a 400 m si sviluppa parte nei depositi di superficie (Unità 4 e 5), parte nella formazione dei gessi (unità 6) con funzione di cunicolo esplorativo per la valutazione, in avanzamento, della qualità dell'ammasso e finalizzato alla ricerca della presenza di possibili cavità carsiche tramite prove cross hole, da eseguirsi in perforazioni realizzate dal cunicolo verso le zone di realizzazione delle gallerie principali. Dal tale cunicolo saranno inoltre effettuati gli eventuali consolidamenti in arco rovescio della futura galleria, così da garantirne la stabilità del piano di posa.

Le analisi progettuali del cunicolo sono state sviluppate con riferimento all'Approccio "ADECO-RS", secondo le seguenti fasi:

- Fase conoscitiva, nella quale si sono raccolte le informazioni geologiche-geotecniche relative agli ammassi attraversati, con riferimento al quadro geologico-geomeccanico ed idrogeologico desunto dalle campagne di indagine ed in particolare dalle indagini integrative e dagli studi condotti in questa fase di progettazione esecutiva;
- Fase di diagnosi, nella quale si è valutato il comportamento del fronte della galleria in fase di scavo, in assenza di interventi, individuando i fenomeni deformativi e le condizioni di stabilità;

- Fase di terapia, dove sono stati individuati gli interventi necessari a contenere i fenomeni deformativi generatisi in fase di scavo, nonché la successione delle fasi esecutive. In questa fase sono state individuate le sezioni tipo da applicare per lo scavo della galleria con i relativi criteri di applicazione.

Nel seguito si riportano le analisi condotte in fase di diagnosi, la descrizione puntuale degli interventi previsti, nonché gli esiti delle verifiche statiche eseguite. Relativamente a queste si sono affrontate:

- le verifiche di stabilità dei fronti di scavo, considerando gli interventi previsti a progetto;
- le verifiche degli interventi di pre-sostegno, previsti in alcuni ambiti geotecnici, per il controllo del profilo di scavo;
- le verifiche dei rivestimenti, mediante analisi con Linee Caratteristiche e metodo alle differenze finite, impiegando rispettivamente LINCA, sviluppato da ROCKSOIL SpA, e il codice di calcolo FLAC 7.0, prodotto dalla Itasca Consulting. Le analisi condotte sono volte alla verifica dell'efficacia degli interventi proposti nel contenimento dei livelli deformativi a fronte di tensioni nei rivestimenti compatibili con i valori ammissibili per i materiali impiegati.

Le verifiche delle opere di imbocco del cunicolo, costituite principalmente da una paratia a guscio in jet-grouting, sono riportate nella “Relazione di calcolo opere di imbocco lato Cherasco”, documento 2.6-E.rD.2.3.2.01.

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Il progetto dell'opera in oggetto è stato condotto nel rispetto della Normativa in vigore e di alcune Raccomandazioni.

I principali riferimenti normativi sono i seguenti:

- Norme Tecniche per le Costruzioni del D.M. 14/01/2008.
- Circolare esplicativa n° 617 del 02/02/2009: "Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni".
- Legge n° 1086 del 05/11/1971: Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- D.M. LL.PP. 11/03/1988: Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
- Circ. Min. LL.PP 24/09/88 n.30483. Legge 02/02/74, n.64 art.1. D.M. 11/03/1988: Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione. Istruzioni per l'applicazione.
- Raccomandazioni AICAP (Maggio 1993): Ancoraggi nei terreni e nelle rocce.
- EN 1992-1-1: Eurocodice 2. Progettazione delle strutture di calcestruzzo. Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.



Collegamento autostradale Asti – Cuneo – Tronco II Lotto 6
PROGETTO ESECUTIVO
Galleria Verduno – Relazione di calcolo cunicolo

- EN 1997-1: Eurocodice 7. Progettazione geotecnica. Parte 1: Regole generali.
- EN 1998-5: Eurocodice 8. Progettazione delle strutture per la resistenza sismica. Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

3. SOFTWARE UTILIZZATI

Ai fini dell'esecuzione dei calcoli geotecnici e strutturali, nonché nella redazione della presente relazione, si è fatto uso dei seguenti software:

- FLAC, Versione 7.0. Fast Lagrangian Analysis of Continua, sviluppato da ITASCA Consulting;
- LINCA 2005, Programma di tracciamento delle Linee Caratteristiche, sviluppato da RockSoil Spa;

3.1. FLAC 7.0

Le analisi tenso-deformative presentate nel seguito, sono state condotte impiegando il codice di calcolo FLAC 7.0 (Fast Lagrangian Analysis of Continua), sviluppato da ITASCA Consulting, il quale consente di affrontare problemi di meccanica del continuo, determinando gli stati tensionali e deformativi in un dominio bidimensionale, le cui caratteristiche sono definite da leggi di comportamento, di tipo elastico o plastico, e da imposte condizioni al contorno, implementando il metodo delle differenze finite. Tale metodo si basa sulla discretizzazione delle equazioni differenziali che governano il problema fisico in esame, attraverso la sostituzione delle derivate con quozienti di differenze finite. In questo modo, le equazioni differenziali vengono trasformate in equazioni algebriche, da risolversi in successivi passi di calcolo. L'algoritmo di calcolo segue uno schema lagrangiano denominato "esplicito per integrazione diretta nel tempo" (explicit time marking), il quale è in grado di lavorare agevolmente e molto velocemente per sistemi con grandi deformazioni, con stati di collasso molto avanzati e in condizioni di instabilità (la possibilità di giungere al collasso non è infatti limitata da problemi di stabilità numerica, quale l'invertibilità di matrici). L'adattamento del metodo alle

differenze finite a casi di griglia di forma qualunque segue l'approccio di Wilkins M.L..

La discretizzazione viene operata sovrapponendo alla porzione di continuo considerata un reticolo, in genere di maglie quadrilatera, in corrispondenza dei cui nodi (gridpoints) sono definite le grandezze in gioco. E' allora possibile approssimare la derivata prima di una funzione rispetto a una variabile indipendente, con il rapporto tra la variazione subita dalla funzione stessa nel passare da un nodo ad uno contiguo, e la corrispondente variazione della variabile indipendente.

Con riferimento alla figura seguente, può assumersi ad un certo istante t una delle seguenti equivalenze:

$$\left(\frac{\partial u}{\partial x}\right)_{i,j} \approx \frac{u_{i+1,j}^t - u_{i,j}^t}{\Delta x},$$

$$\left(\frac{\partial u}{\partial x}\right)_{i,j} \approx \frac{u_{i+1,j}^t - u_{i-1,j}^t}{2\Delta x},$$

$$\left(\frac{\partial u}{\partial x}\right)_{i,j} \approx \frac{u_{i,j}^t - u_{i-1,j}^t}{\Delta x}.$$

In modo analogo si opera per le derivate rispetto ad y , e per le derivate di ordine superiore. La legge costitutiva del materiale viene espressa nella seguente forma:

$$\sigma = E \cdot \frac{\partial u}{\partial x} \Rightarrow \sigma_{i,j}^t = E \cdot \frac{u_{i+1,j}^t - u_{i,j}^t}{\Delta x}$$

Il codice di calcolo FLAC usa uno schema di soluzione "esplicito condizionatamente stabile", la cui sequenza di calcolo iterativo, illustrata schematicamente nella figura seguente, comprende i seguenti passi:

- per ogni nodo della griglia si valuta la massa m , la risultante delle forze esterne F_e (gravità, carichi esterni ...), la risultante delle forze interne F_i ,

calcolata per integrazione degli sforzi nelle zone collegate al nodo stesso, così che è possibile determinare la forza squilibrata agente sul nodo F_u (unbalanced force $F_u = F_e - F_i$);

- per ogni gridpoint si scrive l'equazione di Newton $F_u = m \cdot a$, tramite la quale è possibile determinare l'accelerazione del nodo in esame; integrando due volte l'accelerazione si ottiene la velocità e lo spostamento incrementale di ogni nodo;
- dal campo di spostamenti incrementali, è possibile risalire al campo di deformazioni incrementali e quindi, attraverso il legame costitutivo dei materiali, al campo di variazioni degli sforzi nel reticolo;
- la variazione degli sforzi comporta la modifica, per ogni nodo della griglia, della risultante delle forze interne e conseguentemente la necessità di rideterminare la F_u , dando inizio ad un nuovo passo di calcolo. Il processo iterativo ha termine qualora si ottenga una forza squilibrata che abbia un valore minore di una tolleranza prestabilita.



Figura 1 – Fasi di computazione del codice di calcolo FLAC

3.2. LINCA

LINCA è un codice di calcolo che permette il tracciamento delle Linee caratteristiche al fronte e lontano dal fronte. Il metodo seguito è analitico e permette di trovare soluzione in forma chiusa.

Il principio si basa sul legame esistente tra la pressione applicata sul contorno del cavo di una galleria circolare profonda e lo spostamento radiale del contorno stesso. Al diminuire della pressione interna cresce lo spostamento. La relazione tra lo spostamento radiale del cavo e la pressione applicata definisce la curva caratteristica della galleria.

Si potrà dunque calcolare la curva caratteristica della galleria e le curve caratteristiche delle opere strutturali, determinando, all'intersezione, la pressione di equilibrio.

La curva caratteristica del rivestimento è individuata dalla rigidezza k della struttura e dallo spostamento radiale che si è già sviluppato prima dell'installazione del supporto messo in opera ad una determinata distanza dal fronte, distanza rappresentata dal valore u nei grafici esposti in relazione e che considerano l'applicazione di elementi di rivestimento.

Il metodo può essere usato se le seguenti condizioni sono rispettate :

- campo delle pressioni isotropo dell'ammasso roccioso indisturbato;
- ammasso roccioso omogeneo e isotropo;
- profilo della galleria circolare;
- stato di deformazione piano.

4. CRITERI DI VERIFICA DEI RIVESTIMENTI

I criteri di verifica adottati per il calcolo delle armature sono quelli presenti nella normativa italiana D.M.08 al capitolo 4, per le sezioni in cemento armato inflesse e presso inflesse, sia per lo Stato Limite Ultimo che per lo Stato Limite di Esercizio. Nel seguito si passeranno in rassegna tutti i criteri adottati. Essendo il cunicolo un'opera provvisoria non vengono effettuate verifiche sismiche.

4.1. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI

4.1.1. Resistenza a sforzo normale e flessione

Per la valutazione della resistenza ultima delle sezioni di elementi monodimensionali si adottano le seguenti ipotesi:

- Conservazione delle sezioni piane;
- Perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
- Resistenza a trazione del calcestruzzo nulla;
- Rottura del calcestruzzo determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima a compressione;
- Rottura dell'armatura tesa determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima.

Si assumeranno come diagrammi tensione-deformazione i diagrammi parabola-rettangolo e elastico perfettamente plastico rispettivamente per calcestruzzo e acciaio.

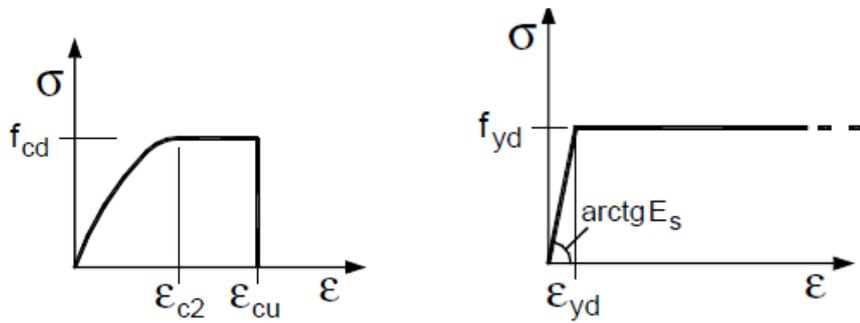


Figura 2 - Diagrammi σ - ε adottati (D.M.2008-Figure 4.1.1 e 4.1.2)

Per la classe di calcestruzzo adoperata i valori di deformazione ε_{c2} ed ε_{cu} valgono rispettivamente 0.2% e 0.35%.

Definite le ipotesi di base e i diagrammi tensione-deformazione dei materiali è possibile illustrare l'analisi della sezione.

Con riferimento alla sezione pressoinflessa in figura, la verifica di resistenza si conduce controllando che:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed}$$

Dove:

M_{Rd} è il valore di calcolo del momento resistente corrispondente a N_{Ed} ;

N_{Ed} è il valore di calcolo della componente assiale dell'azione;

M_{Ed} è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione.

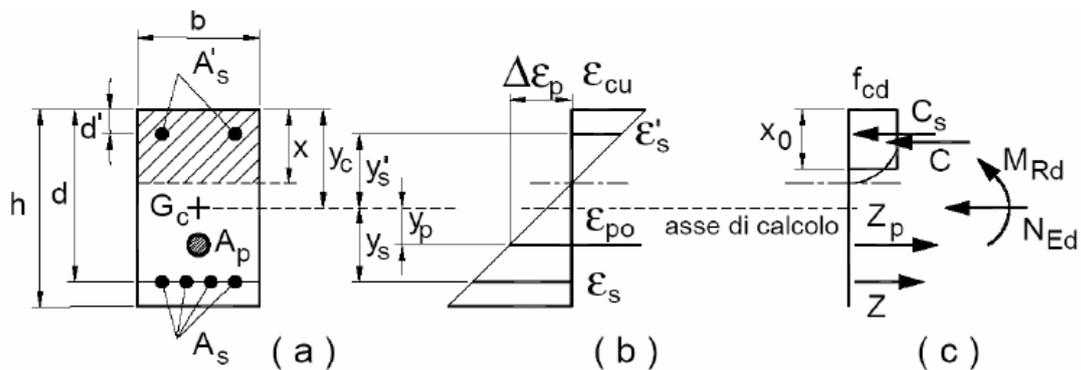


Figura 3 - Sezione pressoinflessa (D.M.2008-Figura 4.1.3)

4.1.2. Resistenza nei confronti delle sollecitazioni taglianti

Gli elementi delle gallerie non sono provvisti di una specifica armatura a taglio, pertanto la resistenza verrà valutata con la formulazione seguente:

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

con:

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2$$

$$v_{\min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

d altezza utile

$\rho_l = A_{sl} / (b_w d)$ rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$)

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ tensione media di compressione della sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$)

b_w è la larghezza minima della sezione (in mm)

La verifica di resistenza al solito si pone:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

4.2. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

4.2.1. Verifica delle tensioni in esercizio

Si considereranno i limiti imposti dalla norma sulle tensioni di compressione nel cls per combinazione di carico quasi permanente:

$$\sigma_c < f_{ck} \cdot 0,25 \text{ (calcestruzzo non armato)}$$

$$\sigma_c < 0,45 f_{ck} \text{ (calcestruzzo armato)}$$



Collegamento autostradale Asti – Cuneo – Tronco II Lotto 6
PROGETTO ESECUTIVO
Galleria Verduno – Relazione di calcolo cunicolo

Per l'acciaio invece vale la limitazione sotto riportata. Tale limite è imposto dalla norma per la combinazione di carico rara:

$$\sigma_s < 0.80f_{yk} \text{ (acciaio di armatura)}$$

Per lo spritz beton si considererà la seguente limitazione sulla tensione di compressione nel cls:

$$\sigma_c < f_{ck} \times 0.60 \text{ (spritz-beton)}$$

Essendo il cunicolo un'opera provvisoria non vengono condotte verifiche di fessurazione.



5. BREVE INQUADRAMENTO GEOLOGICO

Il cunicolo esplorativo, di lunghezza pari a 400 m, attraversa per un primo tratto di 70-80 m, i depositi di versante dell'Unità 4, costituiti da argilla limosa, argilla sabbiosa, con coperture variabili tra 2-3 m, in corrispondenza dell'imbocco, fino a 10-12 m. Dopo una zona di transizione, il cunicolo entra nella formazione gessoso-solfifera (Unità 6) e vi rimane per tutta la sua lunghezza; in questa tratta gli ammassi sono costituiti da una alternanza di limi argillosi, argille marnose e limi sabbiosi con gessi; i gessi sono costituiti da banchi litoidi con potenza metrica e si intercalano alla matrice limoso argillosa sottoforma di sottili livelli o cristalli isolati.

6. FASE DI DIAGNOSI - ANALISI DEL COMPORTAMENTO ALLO SCAVO (IN ASSENZA DI INTERVENTI)

Nel presente capitolo si esamina il comportamento allo scavo del fronte, in funzione delle caratteristiche geomeccaniche degli ammassi e considerate le coperture geostatiche più rappresentative presenti in progetto, in assenza di interventi.

6.1. IMPORTANZA DEL FRONTE DI SCAVO

La valutazione dell'evoluzione dello stato tensionale nel terreno a seguito della realizzazione di una galleria viene condotta attraverso l'analisi dei fenomeni deformativi del mezzo attraversato, che forniscono informazioni sul comportamento della cavità nei riguardi della stabilità a breve e a lungo termine.

Il comportamento del cavo e del fronte è infatti funzione, oltre che delle caratteristiche geometriche della cavità stessa e dei carichi litostatici cui è soggetta, delle caratteristiche di resistenza e di deformabilità del nucleo d'avanzamento, inteso come il prisma di terreno individuato a monte del fronte dallo stesso profilo di scavo per una profondità di circa un diametro. Infatti, se il nucleo non è costituito da materiale sufficientemente rigido e resistente, tale da mantenere in campo elastico il proprio comportamento tenso-deformativo, si sviluppano fenomeni deformativi e plasticizzazioni rilevanti in avanzamento sul fronte, cui conseguono il detensionamento e il decadimento delle caratteristiche geomeccaniche del terreno al contorno del cavo. Se, viceversa, il comportamento del nucleo d'avanzamento si mantiene in campo elastico, esso svolge un'azione di precontenimento del cavo, che si mantiene a sua volta in condizioni elastiche, conservando le caratteristiche di massima resistenza del materiale attraversato.



Il comportamento del fronte di scavo, al quale è legato quello della cavità, può essere sostanzialmente ricondotto alle seguenti tre categorie:

Categoria A: Galleria a fronte stabile

Se il fronte di scavo è stabile, lo stato tensionale al contorno della cavità in prossimità del fronte si mantiene in campo prevalentemente elastico, ed i fenomeni deformativi osservabili sono di piccola entità e tendono ad esaurirsi rapidamente. In questo caso anche il comportamento del cavo sarà stabile, mantenendosi prevalentemente in campo elastico, e quindi non si rendono necessari interventi preventivi di consolidamento, se non localizzati e in misura molto ridotta. Il rivestimento definitivo costituirà allora il margine di sicurezza per la stabilità a lungo termine.

Categoria B: Galleria a fronte stabile a breve termine

Questa condizione si verifica quando lo stato tensionale indotto dall'apertura della cavità supera la resistenza meccanica del materiale al fronte, che non ha più un comportamento di tipo elastico, ma rientra nell'ambito di un comportamento di tipo elasto-plastico. I fenomeni deformativi connessi con la conseguente redistribuzione delle tensioni risultano più accentuati che nel caso precedente, e producono nell'ammasso al fronte una decompressione che porta al superamento della resistenza caratteristica del materiale. Questa decompressione può essere opportunamente controllata e con adeguati interventi di preconsolidamento del fronte e/o di consolidamento al contorno del cavo. In tal modo si fornisce l'opportuno contenimento all'ammasso, che manterrà un comportamento stabile. Nel caso non si prevedano opportuni interventi, lo stato tenso-deformativo potrà evolvere verso situazioni di instabilità del cavo durante le fasi realizzative. Anche in questo caso, il rivestimento definitivo costituirà il margine di sicurezza per il comportamento a lungo termine.

Categoria C: Galleria a fronte instabile

L'instabilità progressiva del fronte di scavo è attribuibile ad un'accentuarsi dei fenomeni deformativi in campo plastico, che risultano immediati e più rilevanti, manifestandosi prima ancora che avvenga lo scavo, oltre il fronte stesso. Tali deformazioni producono una decompressione significativa dell'ammasso al fronte, e portano ad un progressivo e rapido decadimento delle caratteristiche geomeccaniche del materiale. Questo tipo di decompressione più accentuata deve essere contenuta prima dell'arrivo del fronte di scavo, e richiede pertanto interventi di preconsolidamento sistematici in avanzamento, che consentano di creare artificialmente l'effetto arco capace di far evolvere la situazione verso configurazioni di equilibrio stabile.

Per la determinazione delle categorie di comportamento, occorre prendere in esame le seguenti caratteristiche:

- le caratteristiche di resistenza e deformabilità dell'ammasso connesse con le varie strutture geologiche che interessano le gallerie;
- i carichi litostatici corrispondenti alle coperture in gioco;
- la forma e le dimensioni della sezione di scavo;
- lo schema di avanzamento.

6.2. ANALISI DELLE CATEGORIE DI COMPORTAMENTO

Nella fase di diagnosi, sulla base degli elementi raccolti nella fase conoscitiva, vengono sviluppate le previsioni sul comportamento deformativo del cavo in assenza di interventi, al fine di giungere all'individuazione di tratte a comportamento omogeneo, suddivise nelle tre categorie di comportamento precedentemente descritte.

Gli strumenti numerici adottati per la determinazione del comportamento dell'ammasso allo scavo sono stati due:

- 1) Metodo delle Linee Caratteristiche;
- 2) Analisi di stabilità al fronte mediante il “Metodo di Tamez”;
- 3) Analisi assialsimmetriche mediante codice di calcolo FDM

L'analisi di stabilità al fronte mediante “Metodo di Tamez” risulta utile laddove valori bassi di copertura geostatica sconsiglino l'applicazione del “Metodo delle Linee Caratteristiche”; infatti, venendo a mancare l'ipotesi di base, ovvero che la pressione al contorno del cavo sia di tipo idrostatica, i risultati forniti dal “Metodo delle Linee Caratteristiche” sarebbero poco rappresentativi del reale comportamento dell'ammasso; in questi casi, un'indicazione della stabilità del fronte di scavo a basse coperture può, invece, essere fornita dal Metodo di Tamez che valuta l'equilibrio limite del prisma di terreno potenzialmente instabile in prossimità del fronte; tuttavia questo strumento non fornisce indicazioni sul comportamento deformativo dell'ammasso in prossimità del fronte e quindi non può essere impiegato quale unico strumento per la definizione degli interventi di stabilizzazione da prevedere in avanzamento.

6.2.1. Metodo delle Linee Caratteristiche

Le linee caratteristiche consistono nel simulare lo scavo di una galleria nell'ipotesi di simmetria assiale e di stato di deformazione piana. Per linee caratteristiche di una cavità si intendono delle curve che legano le pressioni di contenimento, esercitate in senso radiale sul bordo della galleria dalle opere di stabilizzazione e di rivestimento, agli spostamenti radiali al suo contorno (convergenze). Lo scavo è rappresentato come una graduale riduzione di una pressione fittizia “p” applicata alle pareti della galleria, tramite cui si simula il progressivo deconfinamento del terreno prodotto dall'avvicinarsi del fronte di

scavo alla sezione di calcolo e al successivo avanzamento del fronte stesso, cui corrisponde una convergenza radiale “u” crescente in funzione delle caratteristiche dell’ammasso. Esse possono quindi essere utilizzate, oltre che per valutare il comportamento dell’ammasso allo scavo, anche per determinare lo stato di sollecitazione sui diversi interventi costituenti la galleria, mediante la sovrapposizione degli effetti delle curve caratteristiche della cavità e dei singoli interventi che la costituiscono. Per ogni galleria è possibile costruire due curve caratteristiche principali:

- la linea caratteristica del fronte, valida presso il fronte di scavo, detta curva caratteristica del fronte, che tiene conto dell’effetto tridimensionale delle tensioni vicino ad esso e che permette di risalire, mediante considerazioni sulla resistenza del nucleo, all’entità della convergenza già subita dalla galleria nella sezione in corrispondenza al fronte di scavo,
- la linea caratteristica del cavo, valida per qualsiasi sezione sufficientemente lontana dal fronte, detta curva caratteristica della cavità, per la quale lo stato di tensione può considerarsi piano. In generale, ove la curva caratteristica non intersechi in un valore finito l’asse delle deformazioni radiali, la galleria risulta instabile senza adeguati interventi di stabilizzazione.

FIGURA 11. PROGRESSIVO DECONFINAMENTO DEL BORDO DI SCAVO PER SIMULARE L’AVANZAMENTO DELLA GALLERIA

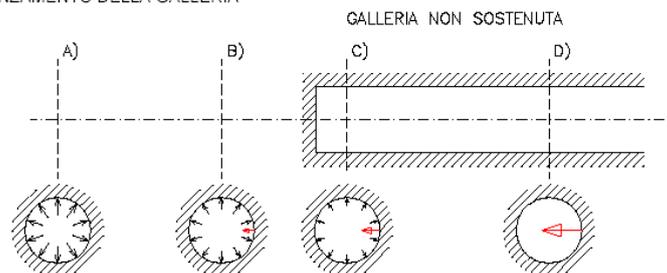


Figura 4 – Modello schematico della cavità – Galleria non sostenuta

Se la galleria è scavata in assenza di sostegni, il valore finale della pressione di confinamento è pari a 0; in caso contrario allo stato finale è presente una



pressione di confinamento > 0 che rappresenta la pressione di equilibrio del cavo ottenuta dall'intersezione della curva caratteristica della cavità e dei rivestimenti impiegati come spiegato nel seguito in dettaglio.

Sulla base delle elaborazioni effettuate, è quindi possibile esprimere delle considerazioni sul comportamento dell'ammasso allo scavo, con particolare riguardo alla prevedibile entità dei fenomeni deformativi del fronte e del cavo e all'estensione dell'eventuale fascia di materiale al contorno della cavità in cui il livello tensionale supera il limite elastico.

Valutando lo spostamento al fronte " u_f " è possibile pertanto individuare a priori il comportamento della galleria, distinguendo tra fronte stabile (A), stabile a breve termine (B) ed instabile (C), secondo la classificazione A.De.Co.Rs già presentata nei paragrafi precedenti.

In generale il Metodo delle Linee Caratteristiche è valido nei casi in cui si ritenga lecito ipotizzare che l'andamento delle sollecitazioni indotte dallo scavo, sotto l'azione delle spinte di montagna, sia di tipo idrostatico; ciò si verifica generalmente per coperture almeno $H > 3D$ (D = diametro di scavo della galleria); valori di copertura inferiori conducono a un risultato poco rappresentativo dell'effettivo comportamento dell'ammasso roccioso.

Le Linee Caratteristiche presentate in questo progetto sono quelle proposte da Attemberg-Lombardi.

Si è ricostruita la linea caratteristica con riferimento all'**Unità 6** (Formazione dei Gessi) in corrispondenza della massima copertura pari a 45 m (diametro di scavo pari a 6 m). Il suo andamento, calcolato sulla base dei parametri geomeccanici caratteristici del materiale attraversato, è riportato nella seguente figura.

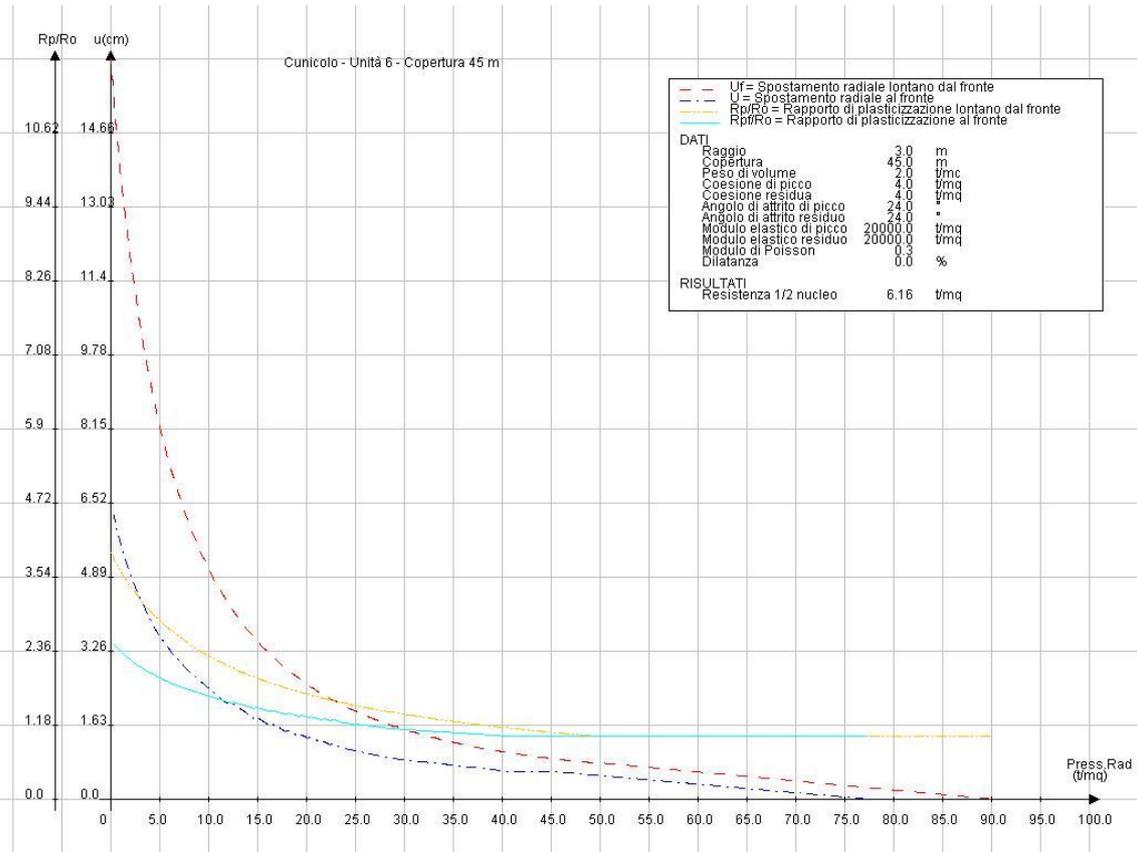


Figura 5 – Linea caratteristica – Unità 6 – Copertura 45 m

Nella seguente tabella sono riassunti i principali risultati forniti dalle elaborazioni numeriche condotte.

Formazione geomeccanica	R	H	H/D	N	Parametri geomeccanici di calcolo								Risultati Linee Caratteristiche											
					γ	c_p	c_r	ϕ_p	ϕ_r	ν	E_p	E_r	U	U_r	(U-U _r)	U/R ₀	U _r /R ₀	(U-U _r)/R ₀	R _p /R ₀	Fascia pl. cavo	R _{p1} /R ₀	Fascia pl. fronte	R _{1/2} nat.	Cal.
					[m]	[m]	[-]	[kN/m ³]	[kPa]	[kPa]	[°]	[°]	[-]	[MPa]	[MPa]	[cm]	[cm]	[cm]	[-]	[-]	[-]	[-]	[m]	[-]
Unità 6-Gessi	3.00	45	7.5	1	20.0	40	40	24	24	0.3	200	200	16.29	6.25	10.04	5.4%	2.1%	3.3%	3.93	8.79	2.47	4.41	6.16	B

Tabella 1 - Risultati Linee Caratteristiche

Dove:

R=raggio di scavo;

D=diametro di scavo;

H=copertura geostatica;



γ =peso specifico di volume;
 c_p =coesione di picco;
 c_r =coesione residua;
 ϕ_p =angolo d'attrito di picco;
 ϕ_r =angolo d'attrito residuo;
 E_p =modulo elastico di picco;
 E_r =modulo elastico residuo;
 ν =coefficiente di Poisson;
 U_f =convergenza al fronte;
 R_{pf} =raggio plastico al fronte;
 U =convergenza del cavo;
 R_p =raggio plastico del cavo;
 $R_{1/2}$ =resistenza di mezzo nucleo.

6.2.2. Metodo di Tamez

La valutazione della stabilità del fronte di scavo può essere condotta mediante l'impiego di metodi analitici semplificati all'equilibrio limite. In particolare si fa riferimento alle teorie di Tamez e Cornejo che ipotizzano che esistano dei prismi di terreno in distacco secondo sezioni longitudinali, giungendo a definire un coefficiente di sicurezza FSF nei confronti della stabilità del fronte di scavo.

Il metodo dell'equilibrio limite proposto da Tamez tiene conto della riduzione dello stato di confinamento triassiale del nucleo di terreno oltre il fronte per mezzo di un meccanismo di rottura del tipo effetto volta, con il quale il volume di terreno gravante sulla corona della galleria è definito da un paraboloide, approssimato mediante tre solidi prismatici, come illustrato nelle figure seguenti.

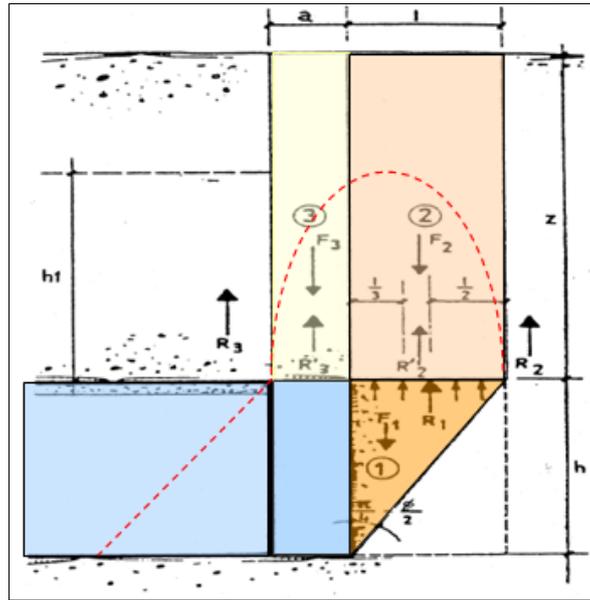


Figura 6 - Schema proposto da Tamez.

In questo modo si determinano le massime tensioni tangenziali che si possono sviluppare sulle facce di ogni prisma senza che avvengano scorrimenti (forze resistenti) e le forze di massa di ogni prisma (forze agenti). Il rapporto tra i momenti delle forze resistenti e delle forze agenti fornisce un coefficiente di sicurezza, denominato FSF (face security factor).

Al valore di FS definito dall'equilibrio limite è associato un tipo di comportamento del fronte di scavo secondo quanto descritto nella tabella esposta nel seguito.

FS	Comportamento del fronte di scavo
>2	Comportamento elastico
1.5 - 2	Comportamento elasto - plastico: cedimenti normalmente ammissibili
1.3 - 1.5	Comportamento elasto - plastico: cedimenti importanti
1 - 1.3	Incipiente rottura
<1	Rottura

Tabella 2 – Categorie di comportamento del fronte – FS secondo Tamez



Collegamento autostradale Asti – Cuneo – Tronco II Lotto 6
PROGETTO ESECUTIVO
Galleria Verduno – Relazione di calcolo cunicolo

Le analisi di stabilità del fronte sono state condotte relativamente alla tratta di cunicolo che attraversa le **Unità 4 e 5** (Depositi di frana) e l'**Unità 6** (Formazione dei Gessi). Le coperture considerate nelle analisi risultano essere pari a 5m, 10m e 15m per l'Unità 4/5 e pari a 10m, 20m, 45m, per l'Unità 6.

Recenti prove di laboratorio effettuati su campioni indisturbati prelevati con perforazioni eseguite nella zona della Cascina dello Spià, hanno mostrato che i materiali possono risultare sovraconsolidati meccanicamente, con presenza di fenomeni di cementificazione. Alla luce di questo si è ritenuto opportuno esaminare anche valori di k maggiori di 1 effettuando analisi con due valori di k_0 così da coprire il possibile range di variabilità presente nel contesto in esame:

- $k_0 = 1 - \sin \phi$;
- $k_0 = 1,2$.

Nel seguito sono riepilogate le analisi svolte ed i risultati ottenuti in termini di fattore di sicurezza ai diversi valori di copertura.

Analisi 1 – ($k_0 = 1 - \sin \phi$)

ANALISI STABILTA' DEL FRONTE - FASE DI DIAGNOSI - Tamez & Cornejo							
Formazione	Copertura (m)	D _{equivalente} (m)	γ (kN/m ³)	ϕ (°)	c' (kPa)	Falda in chiave calotta [m]	FSF
Unita 4/5 Depositi di frana	5	6	20	32	5	-	0.16
	10	6			5	-	0.13
	15	6			5	-	0.12
Unita 6 Gessi	10	6	20	24	30	-	1.42
	20	6			35	-	1.47
	45	6			40	falda in chiave calotta	3.08

Tabella 3 - Risultati Metodo di Tamez

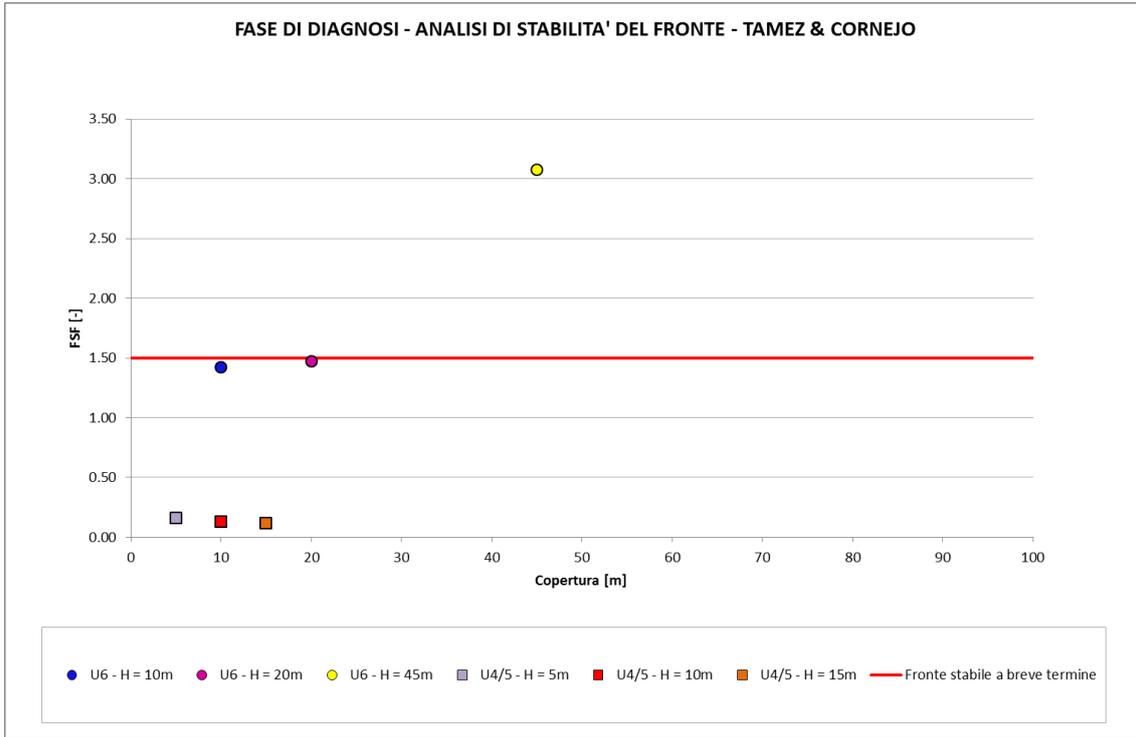


Figura 7 - Risultati Metodo di Tamez

Analisi 2 – ($k_0 = 1,2$)

ANALISI STABILITA' DEL FRONTE - FASE DI DIAGNOSI - Tamez & Cornejo							
Formazione	Copertura (m)	D _{equivalente} (m)	γ (kN/m ³)	φ (°)	c' (kPa)	Falda in chiave calotta [m]	FSF
Unita 4/5 Depositi di frana	5	6	20	32	5	-	0.09
	10	6			5	-	0.07
	15	6			5	-	0.06
Unita 6 Gessi	10	6	20	24	30	-	1.01
	20	6			35	-	1.14
	45	6			40	falda in chiave calotta	2.57

Tabella 4 - Risultati Metodo di Tamez

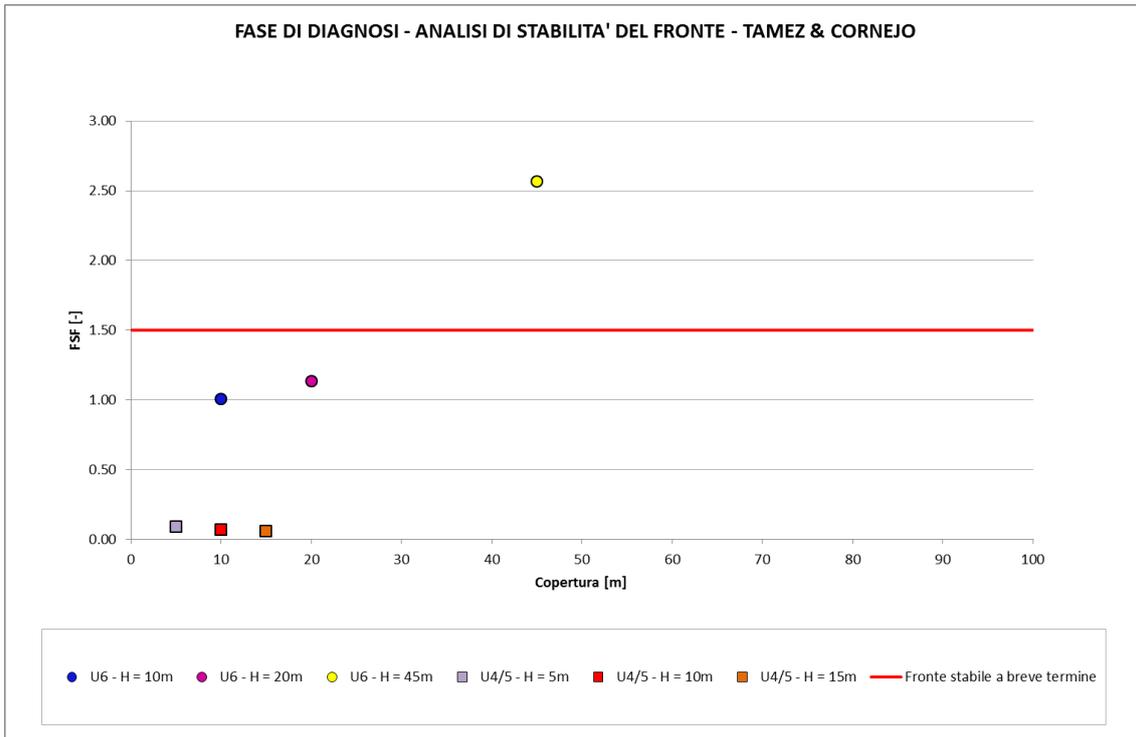


Figura 8 - Risultati Metodo di Tamez

Dai risultati esposti nella tabella di sintesi si rilevano fattori di sicurezza superiori ad 1, fino a 2.0-2.5 per quanto riguarda l'Unità 6 (i valori minimi pari a 1.01-1.14 si hanno in presenza di un valore $k = 1.2$); le analisi condotte in corrispondenza dell'unità 4/5 mostrano fattori di sicurezza ampiamente inferiori a 1, indicativi di un fronte instabile, che necessita di interventi di consolidamento.

6.2.3. Analisi assialsimmetriche

Al fine di effettuare un'analisi di maggiore dettaglio del comportamento deformativo allo scavo del “nucleo-fronte”, è stata condotta un'analisi mediante assialsimmetrico, così da valutare contemporaneamente due fattori:

- le condizioni di plasticizzazione del nucleo e del contorno dello scavo in corrispondenza del fronte;
- la risposta deformativa al fronte in termini di estrusione.

Le analisi sono state condotte con riferimento alle condizioni di massimo ricoprimento, pari a 15 m in presenza dell'Unità 4/5 e pari a 45 m in presenza dell'Unità 6. Nella figura seguente viene mostrata la mesh di calcolo adottata nelle analisi; si è considerata libera una porzione di cavo pari a 1.5 m, pari allo sfondo in avanzamento.

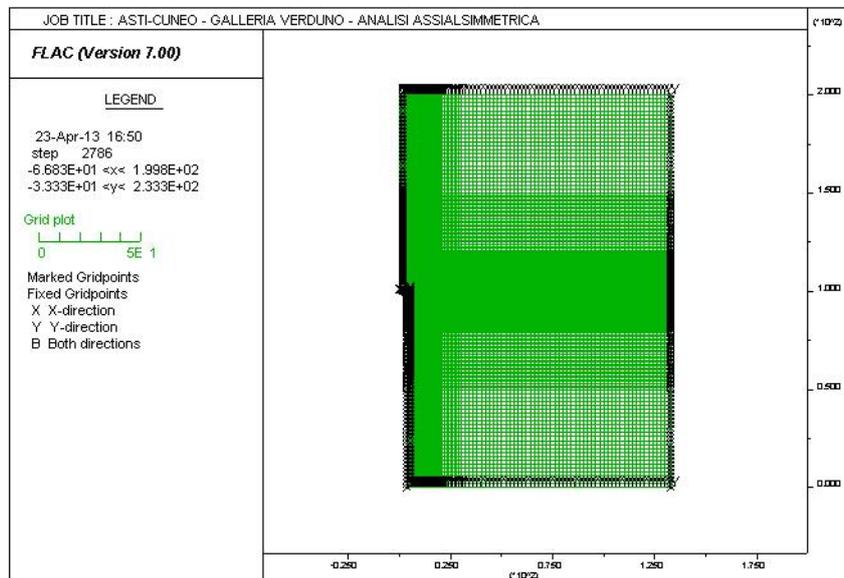


Figura 9 – Mesh di calcolo

Unità 4/5 – Condizioni di copertura massima H = 15 m

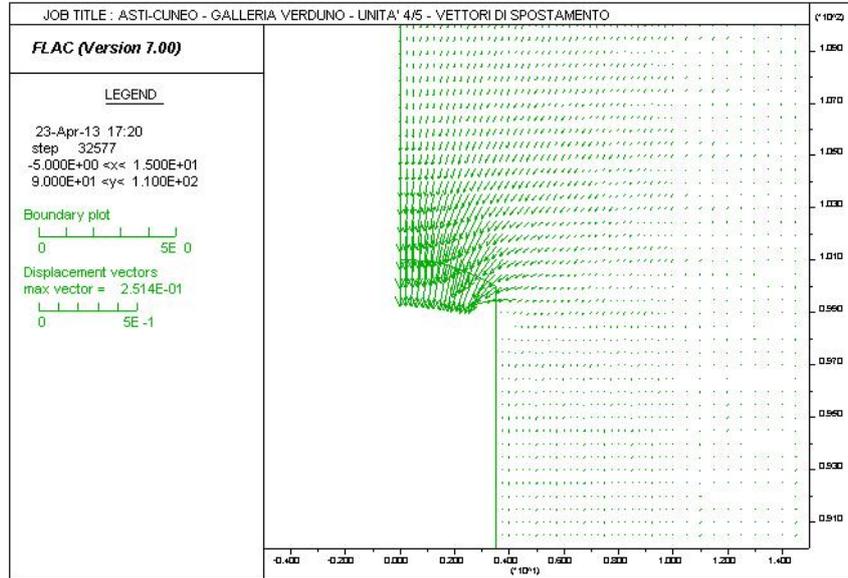


Figura 10 – Unità 4/5 – Vettori di spostamento

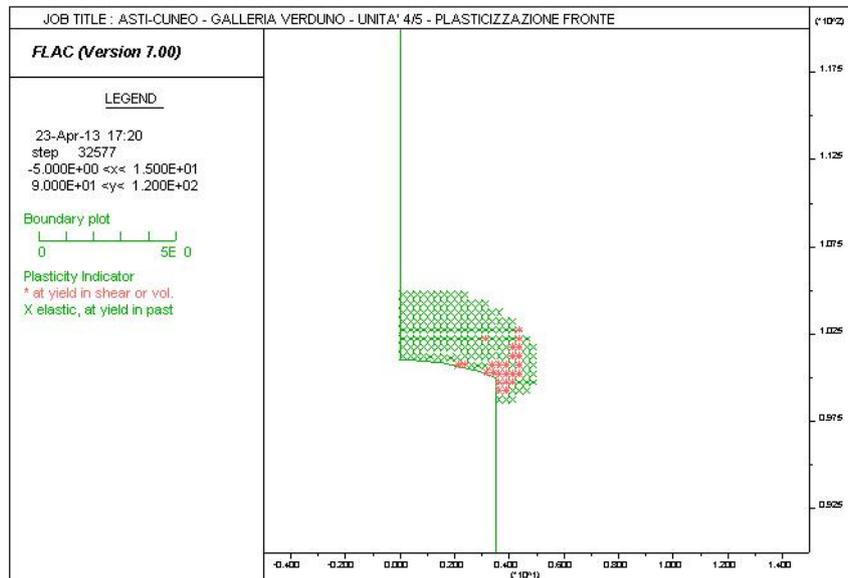


Figura 11 – Unità 4/5 – Plasticizzazioni

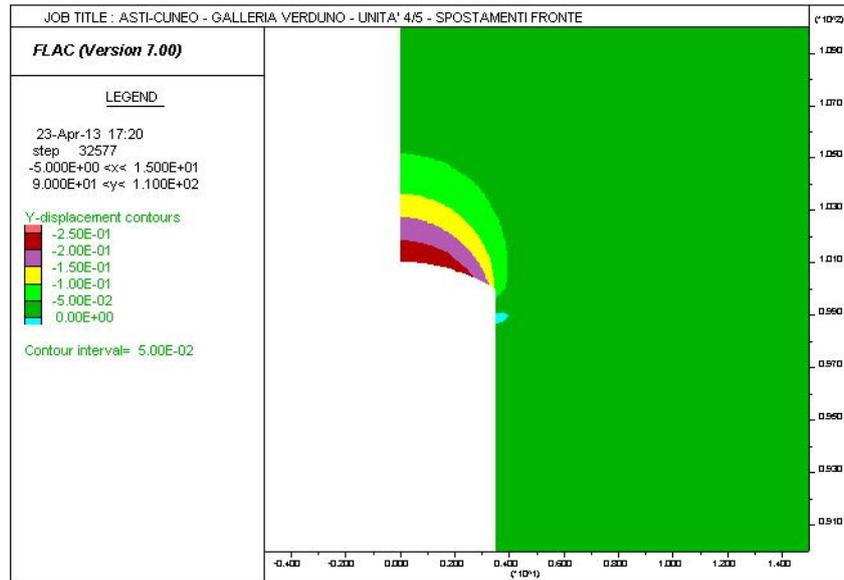


Figura 12 – Unità 4/5 - Spostamenti

L'analisi mostra risultati sostanzialmente in linea con quanto ottenuto dalle formulazioni empiriche di Tamez. Si osserva in particolare la presenza di plasticizzazioni in corrispondenza del nucleo ed importanti fenomeni deformativi, con valori di estrusione che evolvono fino a 25 cm, nonostante il ridotto diametro di scavo. Nel seguito si riporta l'andamento del valore di estrusione con la progressiva riduzione della tensione di confinamento agente.

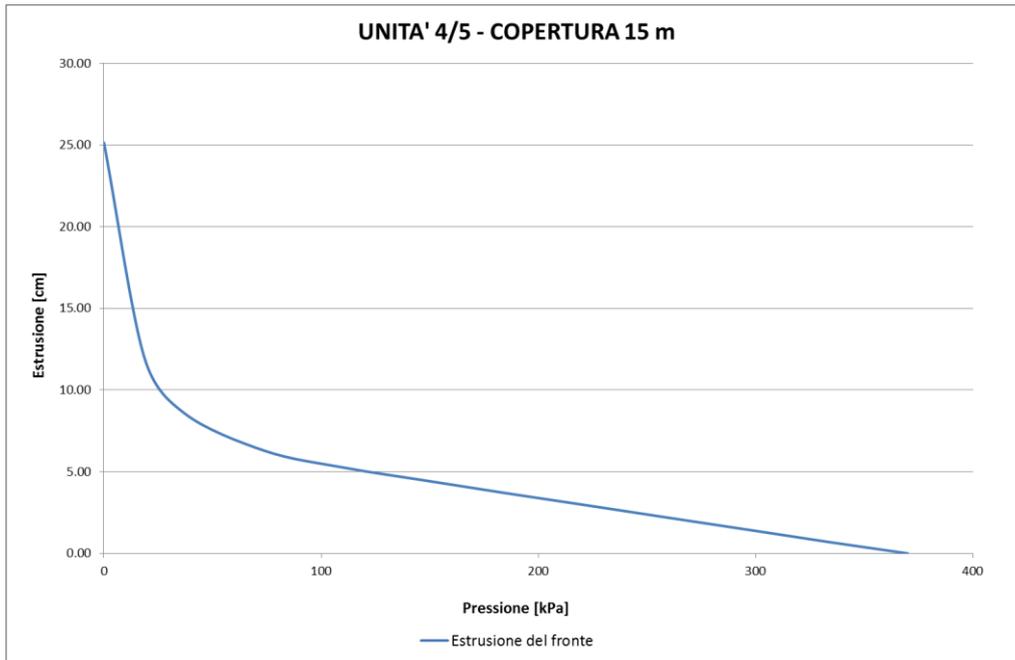


Figura 13 – Unità 4/5 – Estrusione

Unità 6 – Condizioni di copertura massima H = 45 m

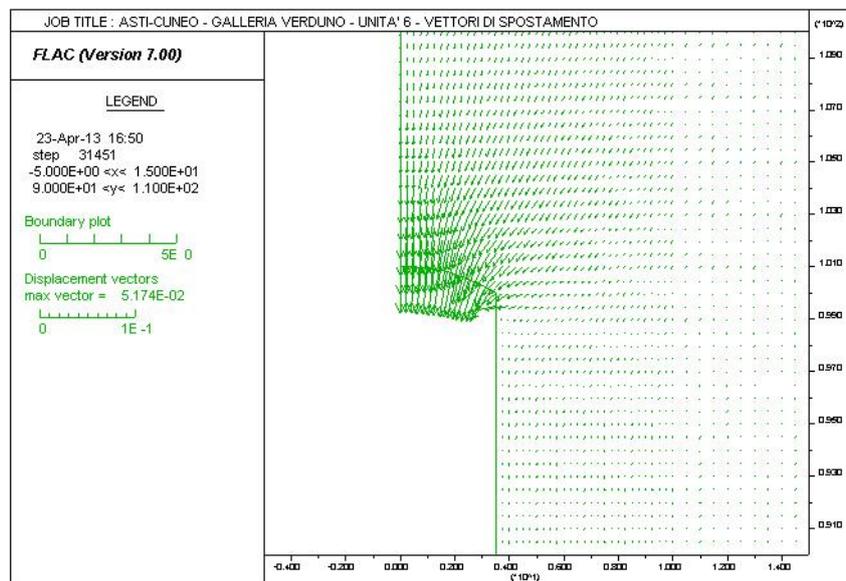


Figura 14 – Unità 6 – Vettori di spostamento

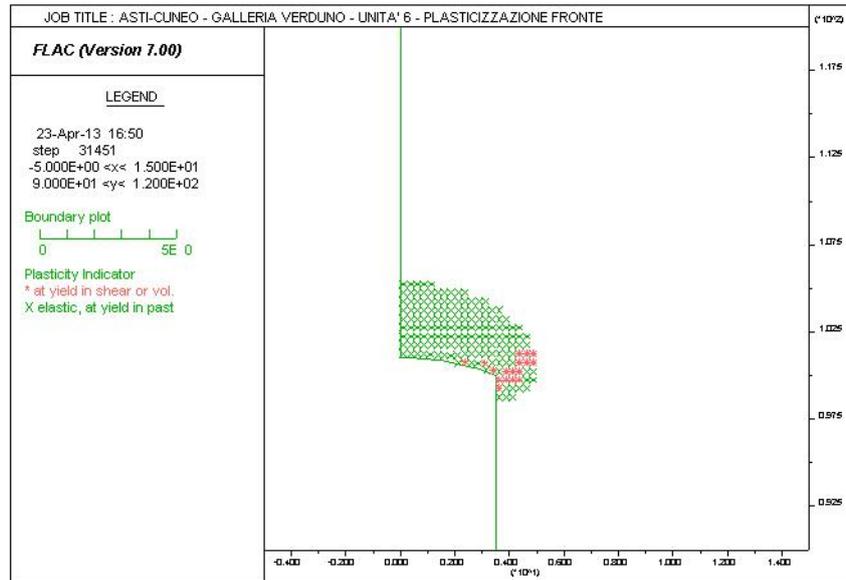


Figura 15 – Unità 6 – Plasticizzazioni

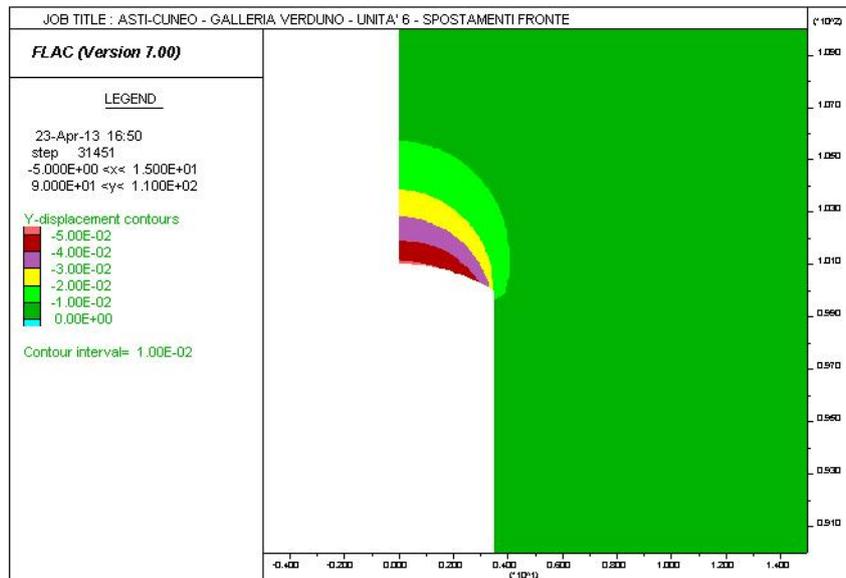


Figura 16 – Unità 6 - Spostamenti

In questo caso si osserva un comportamento de formativo più contenuto, con valori di estrusione massimi pari a circa 5 cm. Nel seguito si riporta l'andamento

del valore di estrusione con la progressiva riduzione della tensione di confinamento agente.

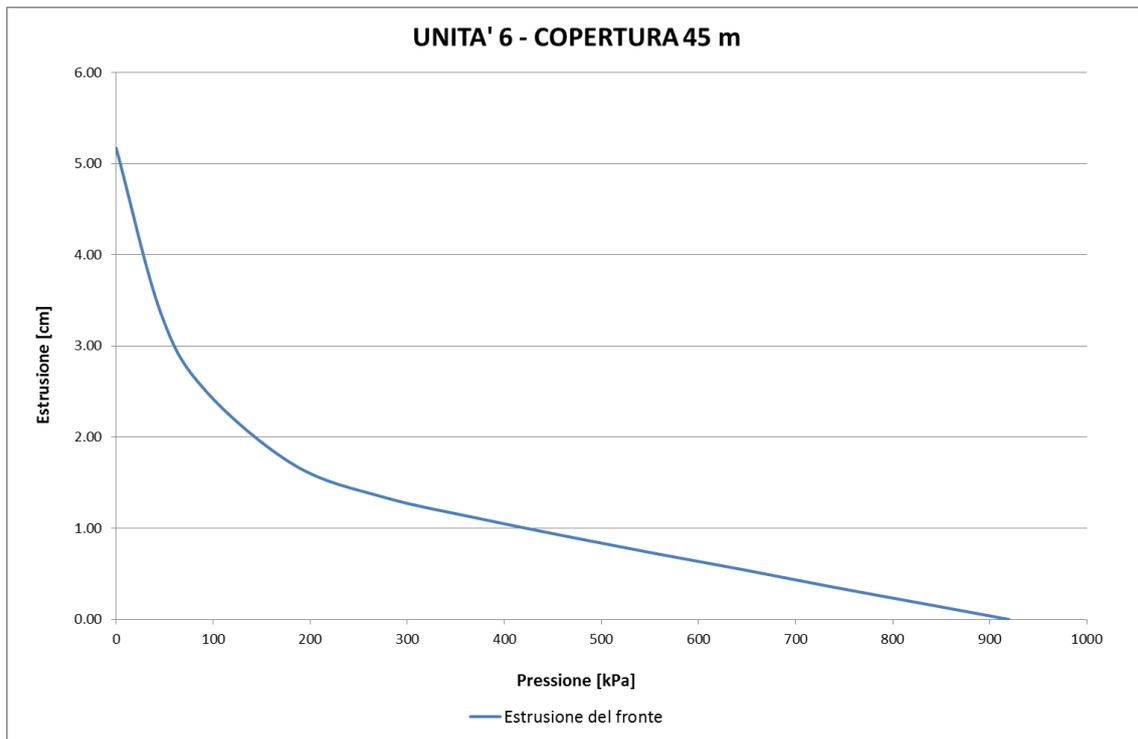


Figura 17 – Unità 6 – Estrusione

6.2.4. Considerazioni conclusive sul comportamento del fronte allo scavo

Le analisi condotte e sopra descritte hanno avuto come scopo principale quello di cogliere il comportamento del fronte di scavo della galleria naturale nei differenti contesti geomeccanici riscontrati durante lo scavo del cunicolo, in funzione delle coperture e della relativa caratterizzazione geotecnica.

Con riferimento ai risultati emersi, si riportano alcune considerazioni che hanno motivato le scelte progettuali.



Per il contesto geomeccanico dei gessi, **Unità 6**, si è condotta l'analisi delle Linee caratteristiche per la massima copertura pari a 45 m. Dalla linea caratteristica il comportamento del fronte di scavo è risultato di tipo B "stabile a breve termine", con valore di pre-convergenza al fronte pari a circa 6 cm, deformazioni specifiche al fronte del 2% e la formazione di una fascia plastica presso il fronte, in assenza di interventi, pari a circa 4.5 0 m. Tale comportamento è stato inoltre confermato da analisi assialsimmetriche, che hanno evidenziato estrusioni al fronte pari a 5 cm, con plasticizzazioni molto molto contenute. Le analisi di stabilità del fronte, condotte mediante il metodo di Tamez, hanno evidenziato condizioni di sostanziale stabilità nel breve termine specie alle maggiori coperture; in presenza di coperture più ridotte, al passaggio tra i depositi di copertura ed i gessi (valore di ricoprimento pari a circa 10 m) si hanno fattori di sicurezza prossimi all'unità, che suggeriscono di impiegare interventi di confinamento del fronte di scavo. Per lo scavo all'interno dell'unità 6, si ritiene possibile procedere con soli interventi di confinamento del cavo (sezione tipo B0), con la messa in opera di interventi di consolidamento del fronte mediante elementi in vetroresina ed azioni di presostegno in calotta con tubi metallici in corrispondenza delle zone dell'ammasso con caratteristiche geomeccaniche più scadenti, specie in prossimità delle basse coperture ed al passaggio tra la formazione in questione ed i depositi di copertura (sezione tipo B2V).

Nel contesto geomeccanico dei depositi di versante, depositi di frana, **Unità 4 e 5**, siamo in presenza di coperture ridotte e le analisi di stabilità del fronte hanno evidenziato fattori di sicurezza ampiamente inferiori all'unità, indicativi di condizioni di instabilità. Tale comportamento è stato inoltre confermato da analisi mediante modello assilsimmetrico, che ha mostrato valori di estrusione al fronte molto elevate, pari a 25 cm, nonostante il ridotto diametro di scavo. Occorre prevedere interventi di consolidamento del cavo e di pre-sostegno in calotta (sezione tipo B2V).

7. FASE DI TERAPIA - FASI ESECUTIVE E METODOLOGIA DI INTERVENTO

Il cunicolo in esame viene realizzato in corrispondenza dell'imbocco lato Cherasco, subito a tergo della protesi in misto stabilizzato, con l'obiettivo di costituire elemento esplorativo delle condizioni degli ammassi gessosi successivamente interessate dallo scavo in meccanizzato delle gallerie autostradali. Da esso si prevede infatti di eseguire perforazioni sub-orizzontali, ortogonali all'asse del cunicolo, all'interno delle quali eseguire indagini sismiche tipo cross-hole per individuare eventuali cavità carsiche o porzioni di ammasso in avanzata fase di dissoluzione. Le perforazioni verranno eseguite in numero di 4 per ciascuna galleria (canna di monte e canna di valle), con lunghezza compresa tra 25 m e 40 m e disposte ad interasse di 10-12 m, come più in dettaglio riportato nell'elaborato "Intervento tipologico per l'individuazione delle cavità carsiche", documento 2.6-E.dD.2.3.1.15. Saranno inoltre successivamente eseguite ulteriori perforazioni disposte a passo di 2.00-2.40 m dalle quali eseguire iniezioni di miscele cementizie o riempimento in cls magro, al fine di riempire cavità o trattare l'ammasso gessoso posto al di sotto dell'anello di rivestimento in conci prefabbricati, come indicato nell'elaborato "Fasi di intervento per la stabilizzazione delle cavità carsiche", documento 2.6-E.dD.2.3.1.16.

Il cunicolo, di lunghezza pari a 400 m, sarà realizzato con metodo in "tradizionale", impiegando come indicato nel "Profilo geomeccanico di progetto", documento 2.6-E.dD.2.1.25, le sezioni tipo di avanzamento B2V e B0.

La sezione tipo B2V prevede interventi di consolidamento del fronte e di presostegno in calotta, ed è da adottarsi nei depositi di versante e di frana, in presenza di basse coperture, o in zone di ammasso molto ammalorato; la sezione tipo B0 verrà invece applicata negli ammassi gessosi, per essa è



prevista l'adozione eventuale di consolidamenti al fronte con un minimo numero di elementi strutturali in vetroresina.

7.1. SEZIONE TIPO B0

7.1.1. Fasi esecutive

Verrà eseguito un eventuale intervento di consolidamento al fronte attraverso 15 tubi in VTR cementati ($L=18\text{m}$ e sovrapposizione 6 m). Verrà eseguito lo scavo a piena sezione tramite mezzi meccanici, con sfondi di profondità massima di 1.00 m; dopo ogni sfondo verranno messe in opera le centine 2IPN160 $p = 1.20\text{ m}$ e verrà messo in opera uno strato di spritz-beton fibrorinforzato di $sp = 20\text{ cm}$ (5+15) al contorno dello scavo armato con rete metallica elettrosaldada $\phi 6/20 \times 20$. Verrà messo in opera al fronte, a fine campo, uno strato di spritz-beton fibrorinforzato $sp = 15\text{ cm}$ (lo spritz-beton potrà essere disposto anche a seguito di ciascuno sfondo, per questioni di sicurezza, qualora si riscontrino distacchi o rilasci di porzioni dal fronte). Il getto della soletta provvisoria avverrà ad una distanza massima di 25-30 m dal fronte.

7.1.2. Interventi previsti

La sezione tipo in fase costruttiva è costituita da:

- spritz-beton fibrorinforzato al contorno $sp = 20\text{ cm}$ armato con rete metallica elettrosaldada $\phi 6/20 \times 20$;
- spritz-beton fibrorinforzato al fronte $sp = 15\text{ cm}$;
- centine 2IPN160/1.2 m;
- n° 15 elementi strutturali in VTR cementati al fronte, $L=18\text{ m}$, $sovr=6\text{m}$;
- soletta provvisoria in cls, di spessore di 0.64 m alla distanza massima di 25-30 m dal fronte;
- n° 2+3 drenaggi, di lunghezza $L = 36.00\text{ m}$ con i primi 12 m da bocca foro ciechi ed i restanti 24 microfessurati.

7.2. SEZIONE TIPO B2V

7.2.1. Fasi esecutive

Verrà eseguito un intervento di presostegno al contorno attraverso 25 tubi in acciaio valvolati (1 vlv/m) $\Phi 114,5$ mm, sp=10 mm (L=16m e sovrapposizione 4 m) per 120°. Verrà eseguito un intervento di consolidamento al fronte attraverso 36 tubi in VTR cementati (L=18m e sovrapposizione 6 m). Verrà eseguito lo scavo a piena sezione tramite mezzi meccanici, con sfondi di profondità massima di 1.00 m; dopo ogni sfondo verranno messe in opera le centine 2IPN180 p = 1.0 m e verrà messo in opera uno strato di spritz-beton fibrorinforzato di sp = 30 cm (5+25) al contorno dello scavo armato con rete metallica elettrosaldada $\phi 6/20 \times 20$. Verrà messo in opera, al fronte, uno strato di spritz-beton fibrorinforzato sp = 15 cm al termine di ogni campo di avanzamento (lo spritz-beton potrà essere disposto anche a seguito di ciascuno sfondo, per questioni di sicurezza, qualora si riscontrino distacchi o rilasci di porzioni dal fronte). Il getto della soletta provvisoria avverrà ad una distanza massima di 15-20 m dal fronte.

7.2.2. Interventi previsti

La sezione tipo in fase costruttiva è costituita da:

- spritz-beton fibrorinforzato al contorno sp = 30 cm armato con rete metallica elettrosaldada $\phi 6/20 \times 20$;
- spritz-beton fibrorinforzato al fronte sp = 15 cm;
- presostegno con 25 tubi in acciaio valvolati (1 vlv/m) $\Phi 114,5$ mm, sp=10 mm, L=16m; sovr 4.0 m per 120°;
- centine 2IPN180/1.0 m;
- n° 36 elementi strutturali in VTR cementati al fronte, L=18 m, sovr= 6m;
- getto della soletta provvisoria dello spessore di 0.74 m alla distanza massima di 15-20 m dal fronte;
- n° 2+3 drenaggi, di lunghezza L = 36.00 m con i primi 12 m da bocca foro



Collegamento autostradale Asti – Cuneo – Tronco II Lotto 6
PROGETTO ESECUTIVO
Galleria Verduno – Relazione di calcolo cunicolo

ciechi ed i restanti 24 microfessurati.

8. VERIFICHE STATICHE

8.1. PREMESSA

Nei seguenti paragrafi sono riportati i risultati delle analisi numeriche che hanno permesso di investigare il regime tenso-deformativo nell'ammasso e nei rivestimenti strutturali previsti in progetto, verificandone la rispondenza al quadro Normativo. Questo è stato raggiunto tramite tre tipologie di analisi:

- Verifica della stabilità del fronte mediante le formulazioni del Metodo di Tamez ed analisi assialsimmetriche (definizione della pressione al fronte);
- Verifica preliminare dei rivestimenti in opera mediante il Metodo delle Linee Caratteristiche;
- Verifica degli interventi di scavo e rivestimento, di prima fase e definitivo, mediante Analisi alle differenze finite impiegando il codice di calcolo FLAC.

Le analisi di stabilità del fronte hanno consentito di cogliere le caratteristiche deformative del fronte in funzione della copertura e del materiale di scavo e quindi di predimensionare, qualora la fase di diagnosi ne avesse evidenziato la necessità, gli interventi di preconsolidamento del fronte. Il Metodo delle Linee Caratteristiche ha permesso di cogliere approssimativamente l'entità delle sollecitazioni e delle convergenze nel pririvestimento e nel rivestimento definitivo, rappresentando una fase di predimensionamento degli interventi di sostegno, così da guidare le scelte circa le sezioni di galleria da sottoporre ad analisi più accurate. Infine, l'analisi alle differenze finite ha permesso di indagare più dettagliatamente - per le condizioni più rappresentative - il regime tensionale e deformativo nelle strutture e nell'ammasso circostante, durante le principali fasi esecutive, consentendo quindi di valutare l'evoluzione del comportamento dell'opera nel breve, medio e lungo termine.

8.2. VERIFICA DI STABILITÀ DEL FRONTE – METODO DI TAMEZ

In questa fase viene valutata l'efficacia dei consolidamenti al fronte di scavo, ove previsti, mediante le formulazioni empiriche proposte da Tamez presentate nei capitoli precedenti. Tali consolidamenti sono stati tenuti in conto mediante il metodo della "coesione equivalente", ovvero valutando la pressione di confinamento sul fronte esercitata dagli elementi in vetroresina. L'incremento di coesione è stato calcolato secondo lo schema riportato nella seguente figura,

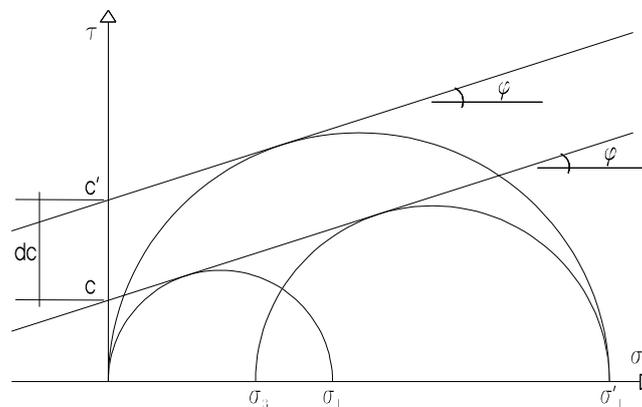


Figura 18 – Contributo dei VTR

con riferimento alla seguente formulazione:

$$dc = \frac{\sigma_3 \cdot K_p}{2 \cdot \sqrt{K_p}}$$

$K_p = \tan^2 (45^\circ + \phi/2)$ coefficiente di spinta passiva.

Si è calcolato il valore di σ_3 (= pressione di confinamento sul fronte) relativo ai due possibili meccanismi di rottura (rottura del VTR e sfilamento dell'elemento), considerando per la valutazione di dc il minore tra i due. Per le verifiche si è considerata la sezione B2V, in corrispondenza delle Unità 4 e 5 e la sezione B0 in corrispondenza dell'Unità 6.

Unità 4/5 - Sezione B2V**Rottura VTR**

$$\sigma_3 = N \frac{A_c \cdot \sigma_s}{A_s} = 629.6 \text{ KPa}$$

con:

$$A_c = 1570 \text{ mm}^2 \quad \text{area VTR;}$$

$$\sigma_s = 450 \text{ N/mm}^2 \quad \text{tensione di snervamento VTR;}$$

$$N = 36 \quad \text{numero di elementi in VTR;}$$

$$A_s = 40.4 \text{ m}^2 \quad \text{area di scavo;}$$

Rottura per sfilamento

$$\sigma_3 = N \frac{A_{lat} \cdot \tau_{sfil}}{A_s} = 181.2 \text{ KPa}$$

con:

$$A_{lat} = 1.13 \text{ m}^2 \quad \text{area laterale VTR (su una lunghezza di sovrapposizione di 6m);}$$

$$\tau_{sfil} = 180 \text{ KPa} \quad \text{tensione di aderenza malta/terreno;}$$

$$A_s = 40.4 \text{ m}^2 \quad \text{area di scavo.}$$

L'incremento di coesione dc fornito dall'intervento di consolidamento previsto risulta quindi pari a 163 KPa.

Unità 6 - Sezione B0

Il calcolo di σ_3 è stato effettuato considerando oltre al consolidamento del fronte anche la prima fila di VTR della coronella, i quali interessano la parte superiore del fronte.

Rottura VTR

$$\sigma_3 = N \frac{A_c \cdot \sigma_s}{A_s} = 358 \text{ KPa}$$

con:

$A_c = 1570 \text{ mm}^2$	area VTR;
$\sigma_s = 450 \text{ N/mm}^2$	tensione di snervamento VTR;
$N = 15$	numero di elementi in VTR;
$A_s = 29.6 \text{ m}^2$	area di scavo;

Rottura per sfilamento

$$\sigma_3 = N \frac{A_{lat} \cdot \tau_{sfil}}{A_s} = 103 \text{ KPa}$$

con:

$A_{lat} = 1,13 \text{ m}^2$	area laterale VTR (su una lunghezza di sovrapposizione di 6m);
$\tau_{sfil} = 180 \text{ KPa}$	tensione di aderenza malta/terreno;
$A_s = 29.6 \text{ m}^2$	area di scavo.

L'incremento di coesione dc fornito dall'intervento di consolidamento previsto risulta quindi pari a 79 KPa.

Nel seguito sono riepilogate le analisi svolte ed i risultati ottenuti in termini di fattore di sicurezza ai diversi valori di copertura.

Analisi 1 – ($k_0 = 1 - \sin \phi$)



**Collegamento autostradale Asti – Cuneo – Tronco II Lotto 6
PROGETTO ESECUTIVO
Galleria Verduno – Relazione di calcolo cunicolo**

ANALISI STABILITA' DEL FRONTE - FASE DI DIAGNOSI - Tamez & Cornejo								
Formazione	Copertura (m)	D _{equivalente} (m)	γ (kN/m ³)	φ (°)	c' (kPa)	$\Delta c'$ (kPa)	Falda in chiave calotta [m]	FSF
Unita 4/5 Depositii di frana	5	6	20	32	5	163	-	4.41
	10	6			5		-	3.38
	15	6			5		-	2.94
Unita 6 Gessi	10	6	20	24	30	79	-	2.61
	20	6			35		-	2.08
	45	6			40		-	3.58
					falda in chiave calotta		-	3.58

Tabella 5 - Risultati Metodo di Tamez

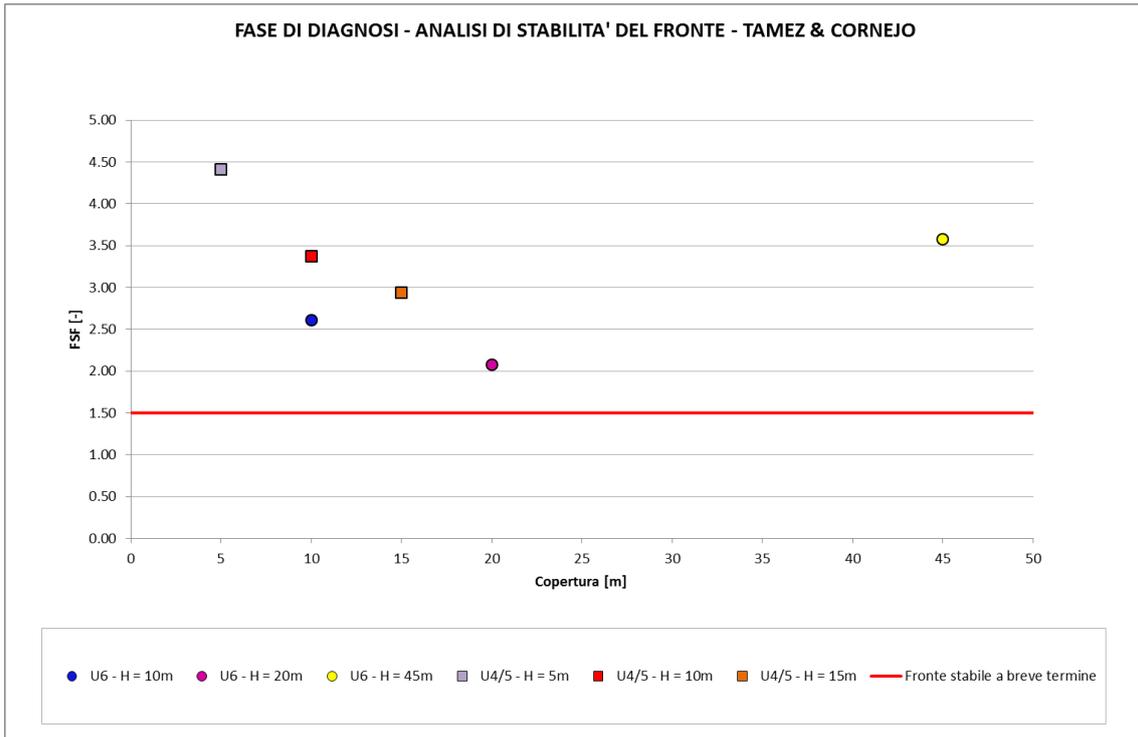


Figura 19 - Risultati Metodo di Tamez

Analisi 2 – ($k_0 = 1,2$)

ANALISI STABILITA' DEL FRONTE - FASE DI DIAGNOSI - Tamez & Cornejo								
Formazione	Copertura (m)	D _{equivalente} (m)	γ (kN/m ³)	φ (°)	c' (kPa)	$\Delta c'$ (kPa)	Falda in chiave calotta [m]	FSF
Unita 4/5 Depositii di frana	5	6	20	32	5	163	-	2.83
	10	6			5		-	2.16
	15	6			5		-	1.88
Unita 6 Gessi	10	6	20	24	30	79	-	1.78
	20	6			35		-	1.52
	45	6			40		-	2.90
					falda in chiave calotta		-	2.90

Tabella 6 - Risultati Metodo di Tamez

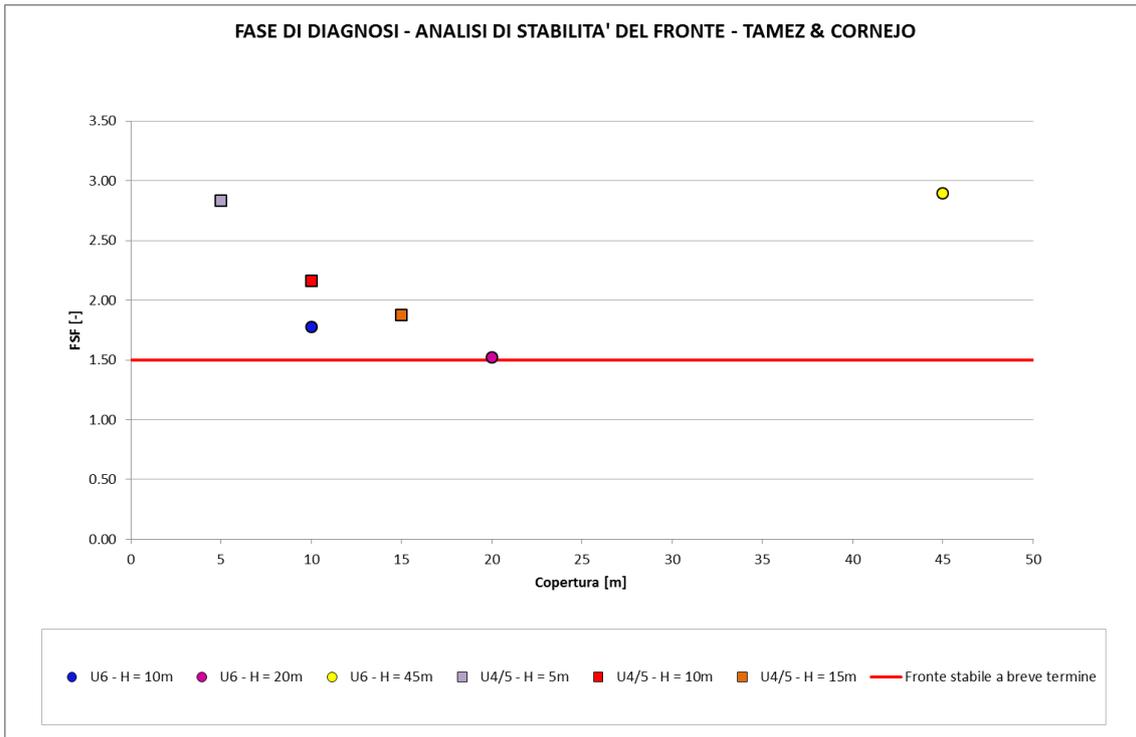


Figura 20 - Risultati Metodo di Tamez

Le analisi condotte hanno evidenziato fattori di sicurezza, a seguito della messa in opera degli interventi di consolidamento, ampiamente superiori a 1.5, in molti casi superiori anche 2.0-2.5 (specie considerando $k_0 = 1 - \sin \phi$). Risulta quindi evidente l'efficacia dei consolidamenti previsti in fase di progettazione.

8.3. VERIFICA DI STABILITÀ DEL FRONTE – ANALISI ASSIALSIMMETRICHE

In analogia con quanto effettuato in fase di diagnosi, è stata condotta un'analisi di maggiore dettaglio del comportamento deformativo allo scavo del "nucleo-fronte", in presenza di consolidamenti al fronte; sono state pertanto condotte analisi mediante modelli assialsimmetrici, così da valutare contemporaneamente le condizioni di plasticizzazione al fronte e le estrusioni attese. Le analisi sono state condotte con riferimento alle condizioni di massimo

ricoprimento, pari a 45 m in presenza dell'Unità 6 e pari a 15 m in presenza dell'Unità 4/5.

I VTR sono stati simulati nel calcolo tramite un pressione al fronte pari alla σ_3 valutata secondo le formulazioni proposte nel capitolo precedente e pari a 181 kPa per l'analisi in corrispondenza dell'unità 4/5 e pari a 103 kPa in corrispondenza dell'unità 6.

Nella figura seguente viene mostrata la mesh di calcolo adottata nelle analisi; si è considerata libera una porzione di cavo di 1 m, pari allo sfondo in avanzamento sia per la sezione tipo B0 che B2V.

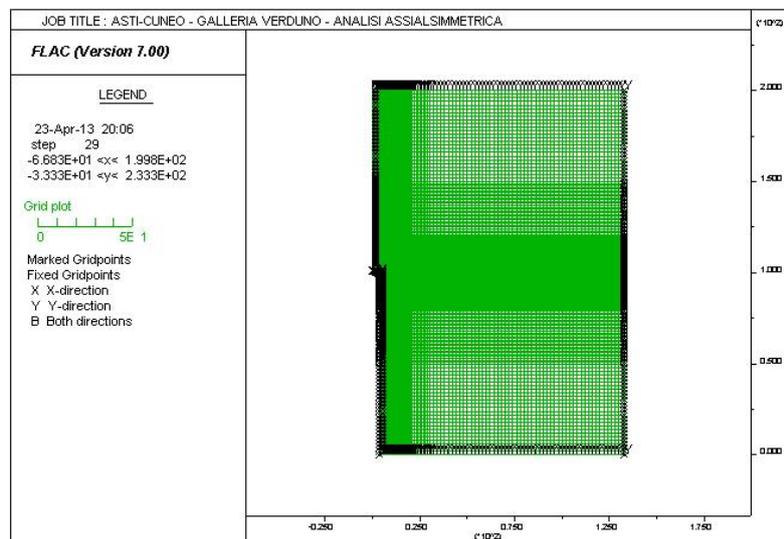


Figura 21 – Mesh di calcolo

Unità 4/5 – Condizioni di copertura massima H = 15 m

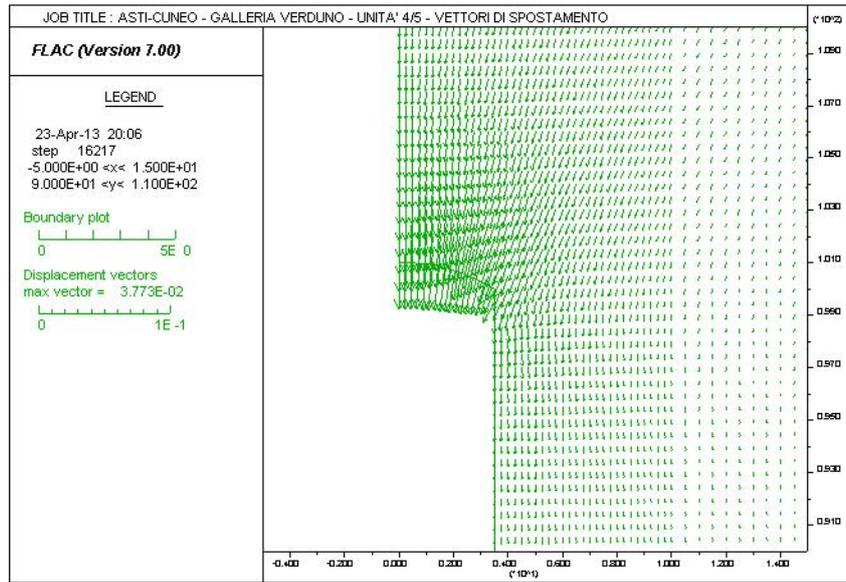


Figura 22 – Unità 4/5 – Vettori di spostamento

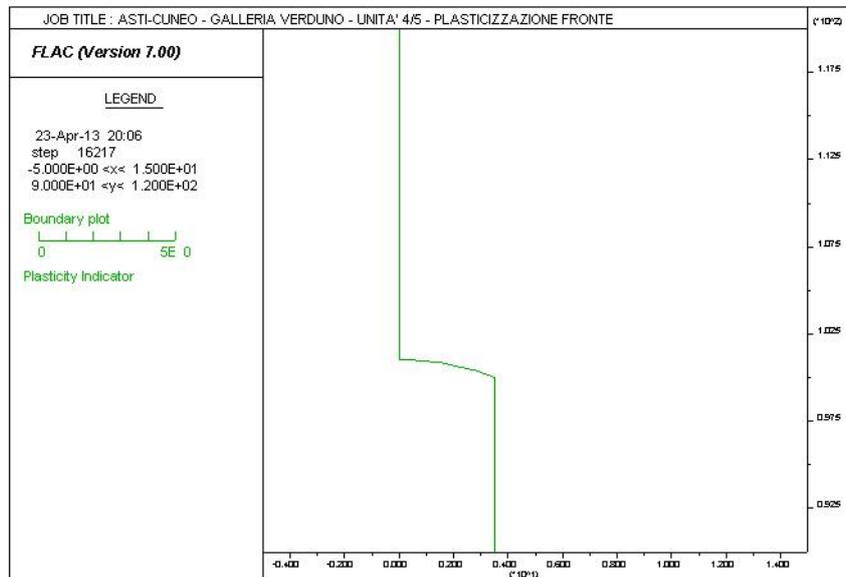


Figura 23 – Unità 4/5 – Plasticizzazioni

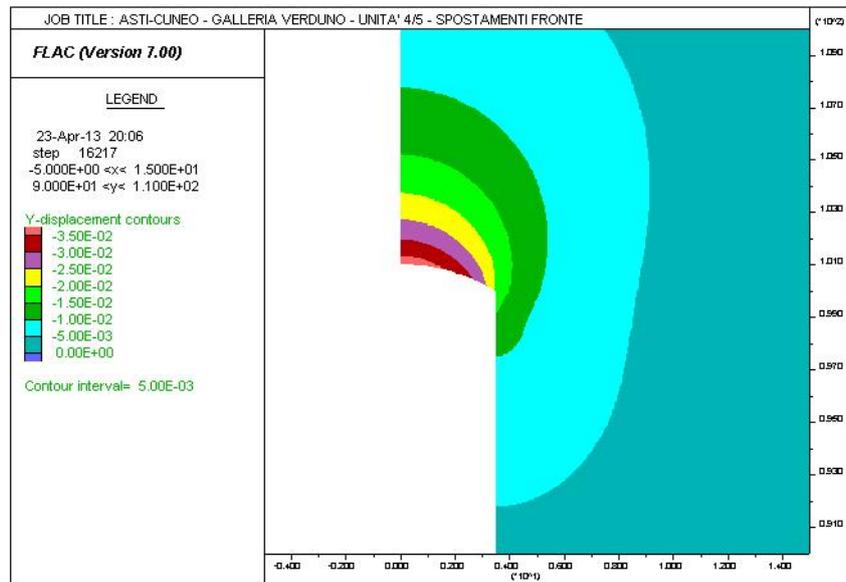


Figura 24 – Unità 4/5 - Spostamenti

L'analisi mostra risultati in linea con quanto ottenuto dalle formulazioni empiriche di Tamez. Si osserva in particolare l'assenza di plasticizzazioni in corrispondenza del nucleo; i fenomeni deformativi, all'apertura dello scavo, evolvono in campo elastico, con deformazioni ridotte: il valore massimo di estrusione riscontrato risulta essere pari a circa 3.8 cm. Nel seguito si riporta l'andamento del valore di estrusione con la progressiva riduzione della tensione di confinamento agente.

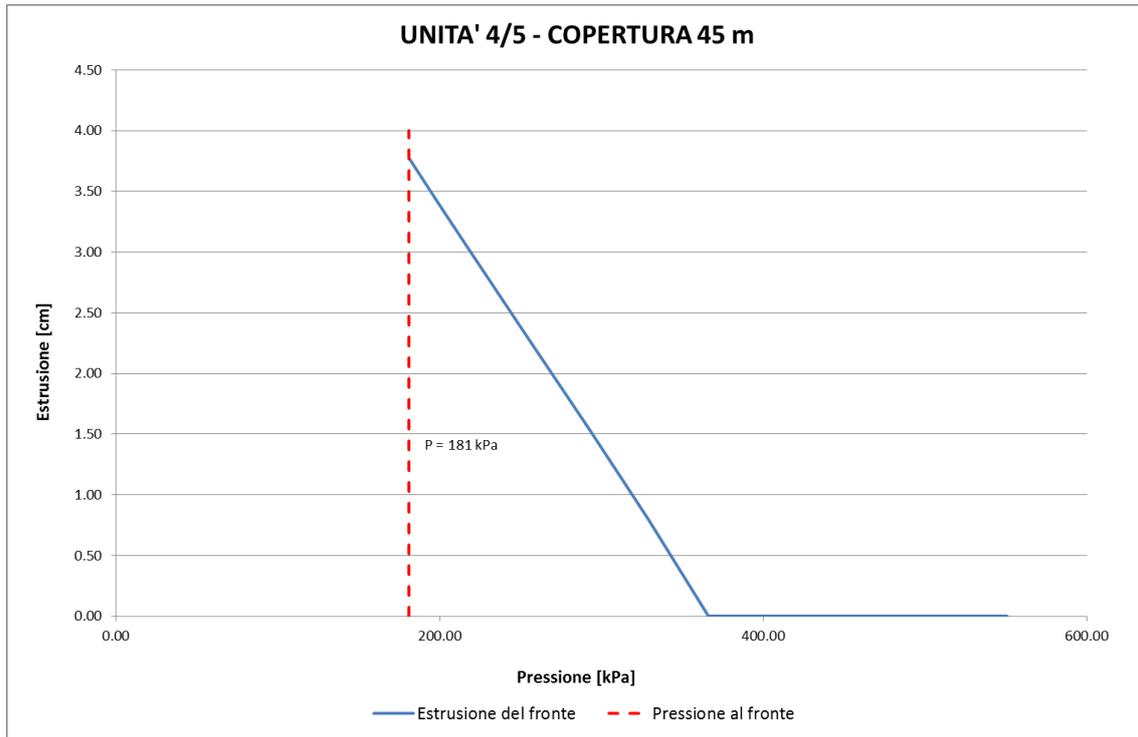


Figura 25 – Unità 4/5 – Estrusione

Unità 6 – Condizioni di copertura massima H = 45 m

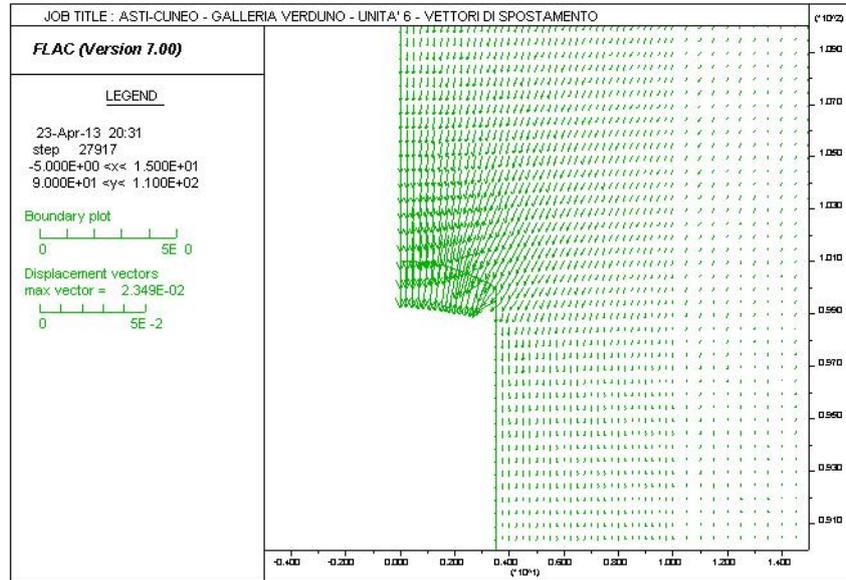


Figura 26 – Unità 6 – Vettori di spostamento

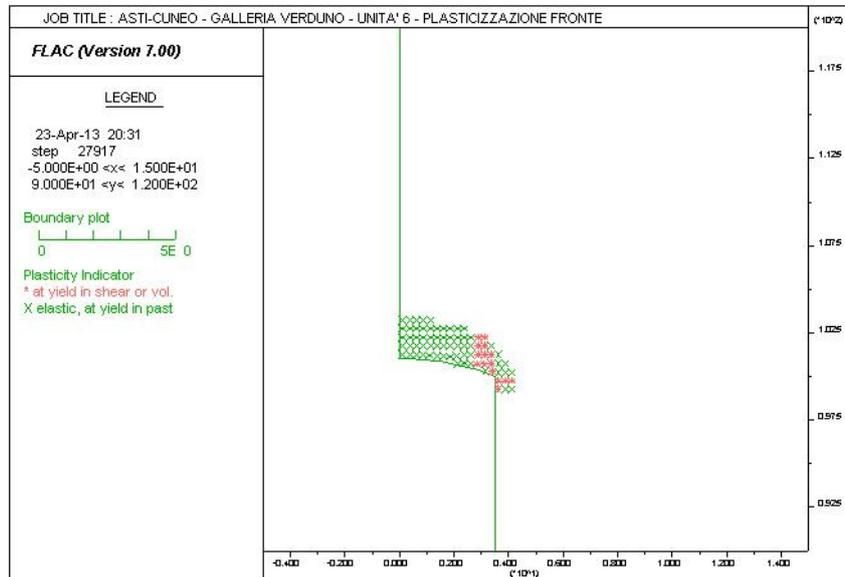


Figura 27 – Unità 6 – Plasticizzazioni

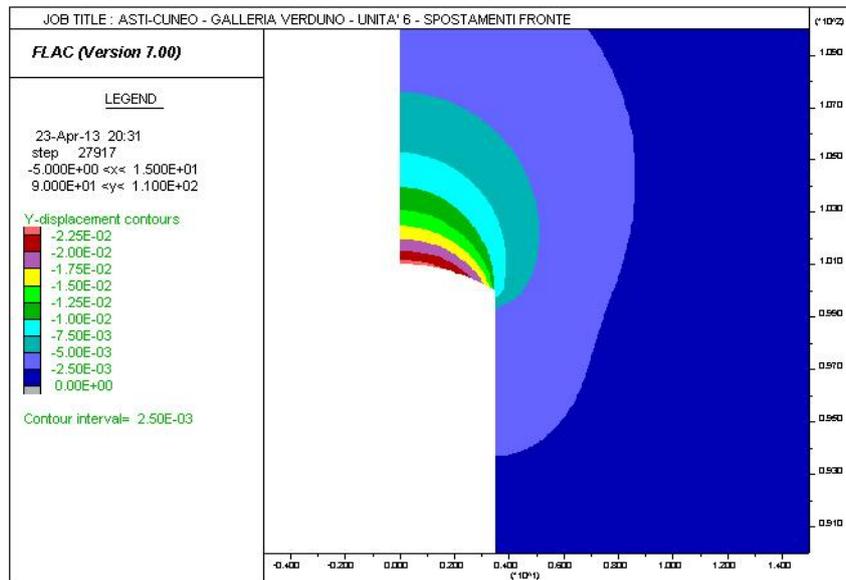


Figura 28 – Unità 6 - Spostamenti

L'analisi mostra la presenza di plasticizzazioni comprese in una fascia molto contenuta, di circa 2 m, in corrispondenza del nucleo; i fenomeni deformativi, all'apertura dello scavo, evolvono in campo sostanzialmente elastico, con deformazioni ridotte: il valore massimo di estrusione riscontrato risulta essere pari a circa 2.3 cm, meno della metà rispetto al caso di fronte non confinato.

Nel seguito si riporta l'andamento del valore di estrusione con la progressiva riduzione della tensione di confinamento agente.

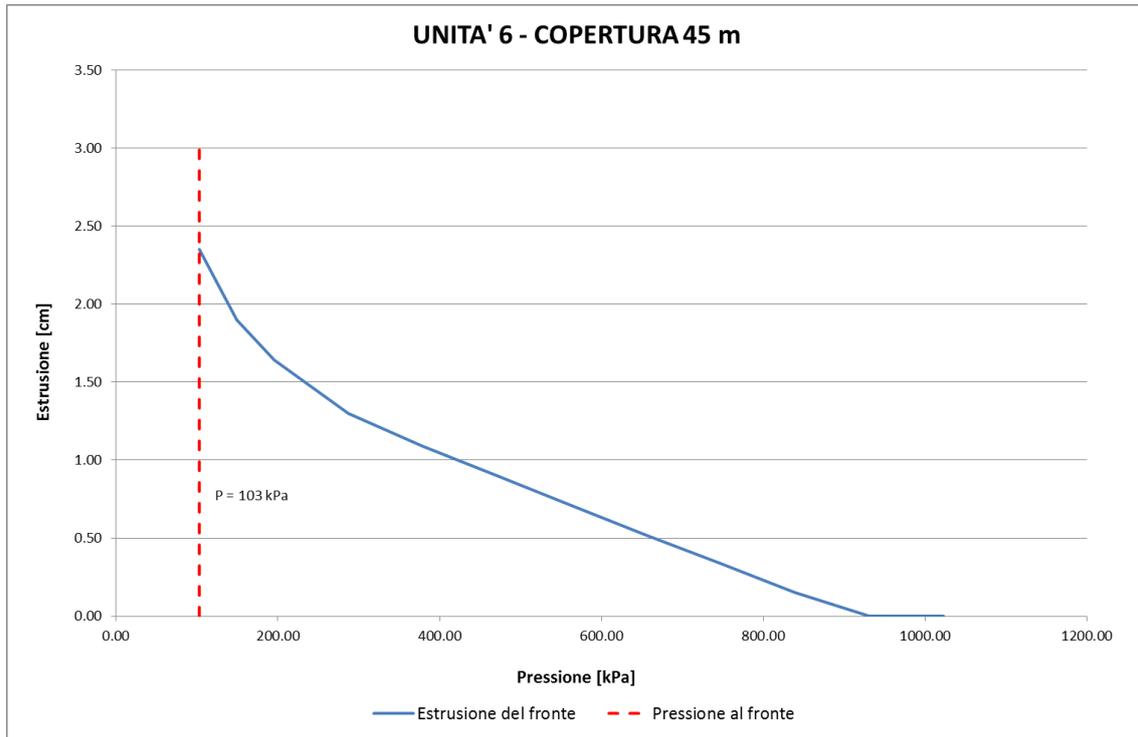


Figura 29 – Unità 6 – Estrusione

8.4. METODO DELLE LINEE CARATTERISTICHE

Come accennato in precedenza, conoscendo le caratteristiche geometriche e meccaniche degli interventi di stabilizzazione, è possibile costruire, oltre alle linee caratteristiche del fronte e del cavo, la linea caratteristica dei rivestimenti, ottenendo allo stato finale una pressione di confinamento > 0 che rappresenta la pressione di equilibrio del cavo ottenuta dall'intersezione della curva caratteristica della cavità e dei rivestimenti impiegati.

FIGURA 11. PROGRESSIVO DECONFINAMENTO DEL BORDO DI SCAVO PER SIMULARE L'AVANZAMENTO DELLA GALLERIA

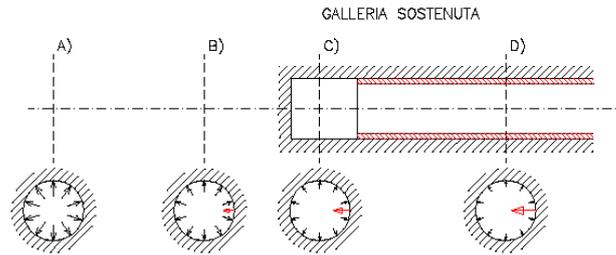


Figura 30 – Modello schematico della cavità – Galleria sostenuta

Quest'ultima curva, a sua volta, dipende dalle proprietà dei materiali impiegati e dalle deformazioni subite dall'ammasso prima della posa in opera dei sostegni provvisori e quindi, in ultima analisi, è legata al comportamento del fronte di scavo e al tipo di interventi previsti in avanzamento.

Mediante la sovrapposizione degli effetti delle curve "caratteristiche" della galleria, dei sostegni provvisori e definitivi e del fronte è possibile ridurre il problema tridimensionale in prossimità del fronte di scavo ad un problema bidimensionale; l'intersezione delle varie curve permette di determinare graficamente il comportamento della galleria allo scavo.

FIGURA 12. CURVE CARATTERISTICHE

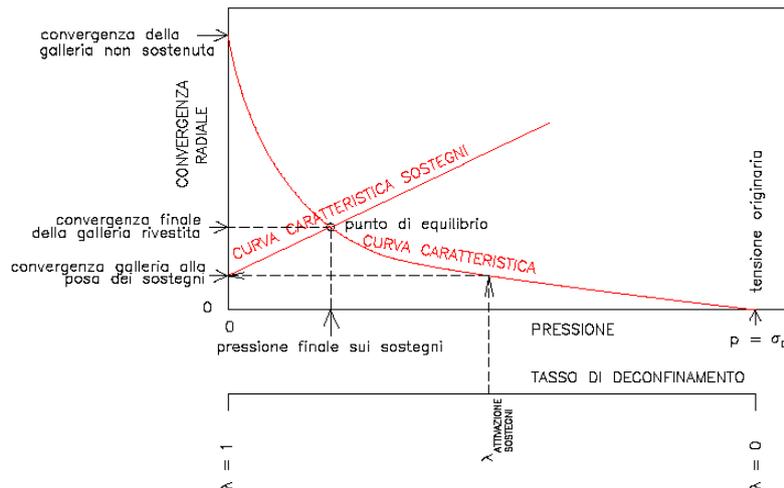


Figura 31 – Linee caratteristiche

La curva caratteristica del rivestimento, o curva di confinamento, è individuata dalla rigidità della struttura K_{wd} e dallo spostamento radiale U_{d0} che si è già generato nell'intorno del cavo prima dell'installazione del supporto, messo in opera a distanza d_0 dal fronte di avanzamento della galleria.

Il valore della convergenza alla distanza di posa in opera del rivestimento, u_{d0} , viene determinato simulando l'effetto di deconfinamento dovuto allo scavo e all'allontanamento del fronte per mezzo di una pressione fittizia applicata alla parete della galleria. Tale pressione, inizialmente pari allo stato di sforzo originario, viene ridotta fino ad un valore P^* definito da un tasso di rilascio λ :

$$P^*=(1-\lambda)\sigma_0$$

In tutti i casi è necessario valutare lo spostamento al fronte " u_f " per risalire allo spostamento radiale alla distanza d_0 .

Noto lo spostamento al fronte e determinato l'andamento della curva di convergenza longitudinale della galleria tramite la funzione che fornisce il tasso di deconfinamento λ , si calcola il valore della convergenza radiale già subita dal cavo, prima della posa in opera del rivestimento; la curva di confinamento risulta a questo punto completamente definita.

La condizione di equilibrio, individuata dallo spostamento radiale u_{re} o dalla pressione radiale $P=Pe$, è determinata dall'intersezione della curva caratteristica del terreno e di quella del rivestimento. Tale condizione risulta verificata se la pressione di equilibrio è inferiore alla resistenza massima propria del rivestimento.

Qualora siano previsti interventi di preconsolidamento al fronte mediante elementi strutturali in VTR, si valuta, mediante il metodo della coesione equivalente, l'incremento della resistenza di mezzo nucleo in funzione del numero n di consolidamenti al m^2 e del tiro sopportabile da ciascuno di essi (pari al valore minimo tra i valori di T_1 e T_2). L'incremento di coesione al fronte dovuto all'intervento di consolidamento con tubi in vetroresina è stato valutato attraverso la seguente formulazione:



$$\Delta c = \frac{1}{2} \sigma_3 \tan\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$$

Mentre la resistenza di mezzo nucleo totale risulta:

$$R_{1/2} = \Delta c \cdot k_p^{0.5} + c \cdot k_p^{0.5}$$

Dove:

$$\sigma_3 = N \cdot T / A;$$

$$n = N / A;$$

$$T_1 = \pi \cdot D \cdot L \cdot \tau ;$$

$$T_2 = \sigma_{yld} \cdot A_{VTR};$$

N = n°chiodi in VTR al fronte;

$$K_p = \text{tg}^2 (45 + \phi/2);$$

R = raggio di scavo;

T = minore fra T₁ e T₂;

D = diametro di perforazione;

L = lunghezza di ancoraggio;

τ = aderenza malta – terreno;

σ_{yld} = resistenza elementi in VTR;

A_{VTR} = area reagente barra in VTR.

La rigidezza del rivestimento viene invece valutata mediante la formula:

$$K_{wd} = \frac{ES}{R^2} C_a$$

Dove:

E = modulo elastico spritz-beton;

S = spessore sezione reagente (omogeneizzando la centina);

R_m = raggio medio prerivestimento;

C_a = coefficiente correttivo di forma = 0.11 (anello aperto);

Si è ipotizzato di attivare il rivestimento di prima fase in prossimità del fronte di



scavo al fine di massimizzare le sollecitazioni su di esso gravanti.

La pressione sul rivestimento di prima fase P permette di ricavare, mediante la formula di Lamé, la tensione nello spritz-beton:

$$\sigma_{sb} = \frac{2P \cdot (R_i + S)^2}{S^2 + 2 \cdot R_i \cdot S}$$

dove:

P = pressione radiale agente;

R_i = raggio interno;

S = spessore prerivestimento.

Analogamente è possibile dedurre le azioni nel rivestimento definitivo supponendo, in via cautelativa, che tutto il carico prima determinato venga assorbito dallo stesso.

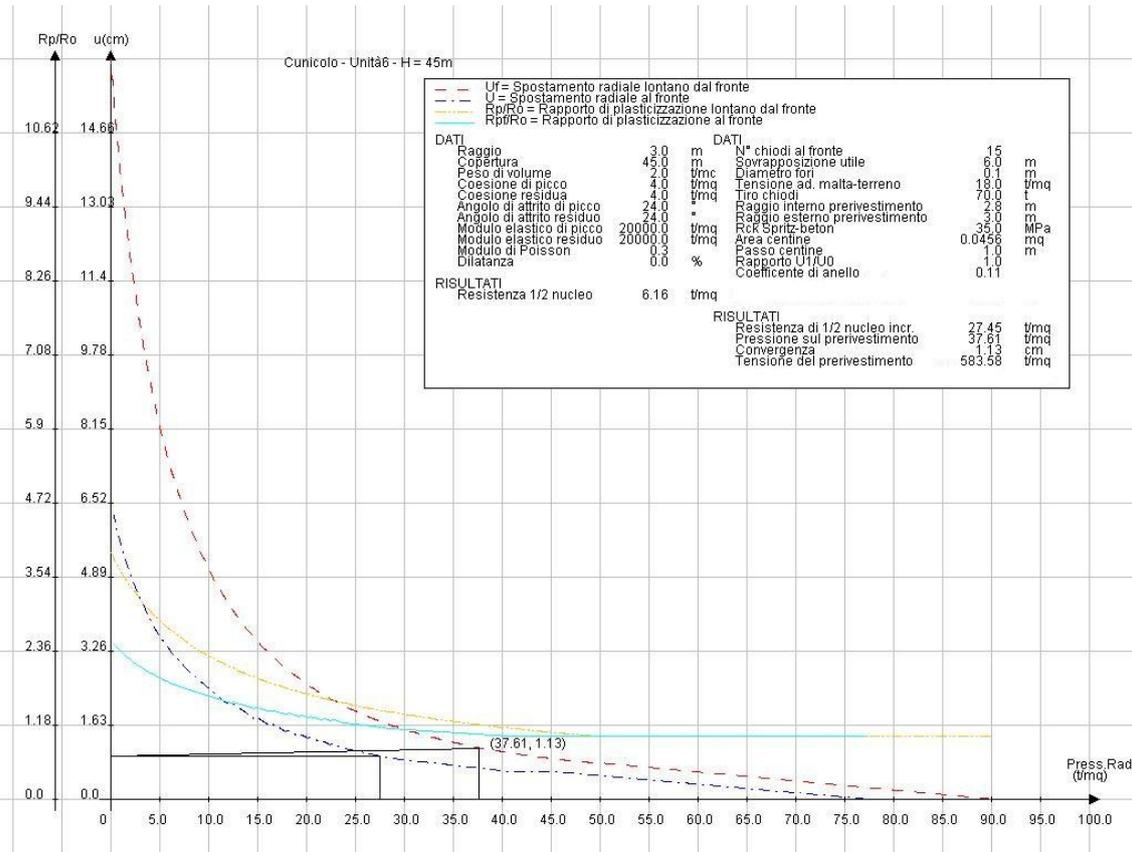
Nella seguente immagine vengono riportati i dati di input e i risultati dell'analisi condotta per l'Unità 6 alle coperture massime pari a 45 m.



Collegamento autostradale Asti – Cuneo – Tronco II Lotto 6

PROGETTO ESECUTIVO

Galleria Verduno – Relazione di calcolo cunicolo



Nella tabella seguente sono riassunti i principali risultati forniti dalle elaborazioni numeriche mediante il Metodo delle Linee Caratteristiche.

Formazione geomeccanica	R	H	H/D	Hw	N°	Parametri geomeccanici di calcolo							Rivestimenti			
						γ	C_p	C_r	ϕ_p	ϕ_r	ν	E_p	E_r	sp.cls	U_1/U_0	$R_{int\ cls}$
						[KN/m ³]	[kPa]	[kPa]	[°]	[°]	[-]	[MPa]	[MPa]	[m]	[-]	[m]
Unità 6-Gessi	3.00	45	7.5	0.0	1	20.0	40	40	24	24	0.3	200	200	0.20	1.0	2.80

Risultati Linee Caratteristiche														
U	U_f	$(U - U_f)$	U/R_0	U_f/R_0	$(U - U_f)/R_0$	R_p/R_0	Fascia pl cavo	R_{pl}/R_0	Fascia pl fronte	R 1/2 nat.	σ_{sb}	σ_w	σ_{riv}	
[cm]	[cm]	[cm]	[-]	[-]	[-]	[-]	[m]	[-]	[m]	[t/mq]	[t/mq]	[t/mq]	[t/mq]	
1.13	0.94	0.19	0.4%	0.3%	0.1%	1.18	0.54	1.15	0.45	27.45	583.50	45.15	628.65	

Tabella 7 - Fase di terapia - risultati delle Linee Caratteristiche



Dove:

$R_{1/2 \text{ nat.}}$	= resistenza di mezzo nucleo naturale
$R_{1/2 \text{ cons.}}$	= resistenza di mezzo nucleo con consolidamento al fronte
U_f	= convergenza del fronte naturale
$U_{f \text{ cons.}}$	= convergenza del fronte con consolidamento al fronte
Convergenza	= convergenza netta dei rivestimenti
$\sigma_{S.B.}$	= tensione nello spritz-beton del prerinvestimento (positiva se di compressione)

Si osservi come l'adozione degli elementi strutturali in VTR al fronte determina un incremento della resistenza di mezzo nucleo, così che si determina una convergenza al fronte di circa 1 cm; la costruzione mediante la Linea Caratteristica del rivestimento consente di valutare un valore di convergenza radiale dei rivestimenti inferiore al cm, con tensioni di circa 6.3 MPa compatibili con i materiali adottati in progetto nelle varie fasi di costruzione. Per i rivestimenti di prima fase si è infatti considerato un limite tensionale pari a $\sigma_{Rd} = f_{ck} \cdot 0.6 = 17.43 \text{ MPa}$. Il comportamento tenso-deformativo dei rivestimenti, determinato mediante il Metodo delle Linee Caratteristiche, sarà più in dettaglio verificato mediante le analisi alle differenze finite riportate nel seguito.

8.5. VERIFICA DEI PRESOSTEGNI METALLICI

La sezione tipo B2V prevede l'adozione di un interventi di pre-sostegno in calotta, mediante posa di tubi metallici di diametro $\varnothing 114.5$ sp. 10mm, disposti a interasse di circa 0.30m, e di lunghezza pari a 16m (sovrapposizione pari a 4.0 m). Le centine sono disposte a passo medio di 1.0 m per campi di scavo di 12 m. I tubi metallici sono previsti in acciaio S275 e hanno quindi le seguenti caratteristiche meccaniche:

- $E = 210000\text{MPa}$;
- Tensione di snervamento $f_{yk}=275$ MPa

a cui corrispondono le seguenti tensioni limite:

- Flessione: 275 MPa;
- Taglio: $275/\sqrt{3} = 159$ MPa.

La verifica dei tubi metallici è effettuata in accordo allo Stato Limite Ultimo, considerando le sollecitazioni derivanti utilizzando lo schema geometrico che simula il sistema tubi-centine come una trave su più appoggi in cui il momento e il taglio di calcolo derivano dalle espressioni:

$$M = \frac{P_{v,m}L^2}{10}$$

$$V = \frac{P_{v,m}L}{2}$$

dove: L è la luce di calcolo nello schema sopra citato, derivato dalla somma del passo effettivo delle centine e del tratto di scavo posto fra l'ultima centina e il fronte; $P_{v,m}$ è il carico di progetto dei tubi, valutato ipotizzando un solido di carico di 6 m gravante al contorno del cavo secondo la formula:

$$P_{v,m} = (\gamma H)i$$

dove:

γ è il peso specifico medio dell'ammasso roccioso (20 kN/m^3);

H è l'altezza del solido di carico gravanti sugli infilaggi (6 m);

i è l'interasse degli infilaggi (0.30 m).

Sulla base di quanto sopra si ha che il carico risulta pari a:

$$P_{v,m} = (\gamma H)i = 36 \text{ kN/ml}$$

Sulla base delle geometrie effettive della sezione B2V si ha poi che:

$$L = p + s_{\text{resistente}} = 1.0 \text{ m} + 1.0 \text{ m} = 2.0 \text{ m}$$

Avendo assunto cautelativamente la distanza tra la centina ed il fronte di scavo pari a 1.0 m. Le sollecitazioni risultanti sono quindi pari ad un momento di 14.4 kNm e ad un taglio di 72 kN; tali sollecitazioni sono state moltiplicate per il coefficiente 1.3 per le analisi allo Stato Limite Ultimo. Sulla base di queste sollecitazioni risulta uno stato tensionale compatibile con i materiali utilizzati.

Essendo infatti le caratteristiche geometriche del tubo pari a:

$$A = \text{Area} = 32.80 \text{ cm}^2$$

$$W_x = \text{Modulo di resistenza flessionale} = 78.70 \text{ cm}^3$$

si ottengono le seguenti tensioni agenti massime:

$$\sigma_{\max} = M_{\max} \cdot 1.3 / W_x = 237.8 \text{ MPa} < f_{yk}$$

$$\tau_{\max} = 1.3 \cdot 2 T_{\max} / A = 5.7 \text{ MPa} < \tau_{ult}$$

da cui $\sigma_{id} = 238 \text{ MPa}$.

La verifica dell'ombrello di tubi metallici è quindi soddisfatta, tenendo tra l'altro in conto che l'intervento è provvisorio.



8.6. ANALISI ALLE DIFERENZE FINITE - VERIFICHE STATICHE

8.6.1. Analisi numeriche

Le analisi numeriche, volte a valutare lo stato tenso-deformativo nel rivestimento e nell'ammasso al contorno del cavo, sono state condotte in condizioni di deformazioni piane (plane-strain); queste sono rappresentative delle sezioni tipologiche correnti della galleria naturale analizzata in questa sede.

Con l'ausilio del codice di calcolo alle differenze finite FLAC 7.0 è stata condotta un'analisi numerica per la condizione ritenute più significativa. Attraverso tali analisi è stato possibile simulare le principali fasi esecutive, fino alla completa realizzazione dell'opera e verificare l'idoneità degli interventi previsti in fase progettuale. La sezione di calcolo analizzata fa riferimento alla sezione tipologica nelle condizioni litologiche, geomeccaniche e idrogeologiche ritenute più rappresentative per la galleria in oggetto.

Si riporta nel seguito la tabella di sintesi dell'analisi svolta, nella quale vengono indicati i principali dati impiegati.

COLLEGAMENTO AUTOSTRADALE ASTI-CUNEO - GALLERIA VERDUNO - SINTESI ANALISI FLAC			
ANALISI	SEZIONE TIPO	FORMAZIONE GEOLOGICA	H _{calcolo} [m]
1	B0	Corpi gessosi - Unità 6	45

Tabella 8 - Analisi numerica FLAC

8.6.2. Geometrie dei modelli

L'analisi numerica è stata condotta considerando dei reticoli di forma rettangolare, aventi dimensioni e grado di infittimento al contorno del cavo tali da garantire una soluzione numerica accurata e rappresentativa della situazione in sito. Le dimensioni della griglia e le distanze dalla galleria ai limiti esterni della griglia stessa, sono tali da evitare eventuali effetti di bordo sull'area di interesse del reticolo. Il contorno del modello è stato vincolato lateralmente ed inferiormente mediante opportuni vincoli.

8.6.3. Leggi di comportamento del materiale

Il codice di calcolo consente di adottare un modello di comportamento del terreno elastico-perfettamente plastico.

Il criterio di rottura adottato, è quello di Mohr-Coulomb, con legge di flusso a seconda dei contesti associato/non associato e resistenza a trazione $\sigma_t=0$.

La funzione di plasticizzazione F definita dal criterio di rottura consente di individuare quelle zone di terreno in cui lo stato tensionale ha superato il limite al di sotto del quale il materiale considerato mantiene un comportamento elastico, e che sono quindi soggette a sollecitazioni tali da comportare deformazioni irreversibili nell'ammasso.

Per un generico stato di sforzo, individuato dalle tensioni principali σ_1 , σ_2 , σ_3 , il criterio di rottura di Mohr-Coulomb, è rappresentato dalle seguenti equazioni lineari:

$$\sigma_1 - \sigma_2 = \pm 2 \cdot \left(c' \cdot \cos(\phi') + \frac{(\sigma_1 + \sigma_2)}{2} \cdot \sin(\phi') \right)$$

$$\sigma_2 - \sigma_3 = \pm 2 \cdot \left(c' \cdot \cos(\phi') + \frac{(\sigma_2 + \sigma_3)}{2} \cdot \sin(\phi') \right)$$

$$\sigma_3 - \sigma_1 = \pm 2 \cdot \left(c' \cdot \cos(\phi') + \frac{(\sigma_3 + \sigma_1)}{2} \cdot \sin(\phi') \right)$$

Il criterio di Mohr-Coulomb è rappresentato, nello spazio delle tensioni principali, da una piramide a base esagonale non regolare con la trisettrice nel primo ottante:

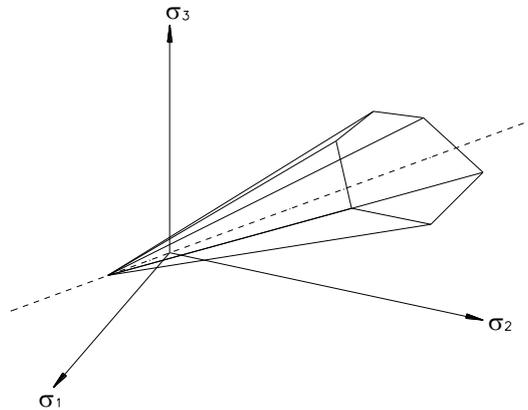


Figura 32 – Dominio di rottura di Mohr-Coulomb

Nel criterio di rottura di Mohr-Coulomb la resistenza al taglio non è influenzata dallo sforzo principale avente intensità intermedia; la resistenza del materiale è variabile in funzione dello stato di sforzo esistente.

8.6.4. Parametri geomeccanici

Nell'analisi si è adottata una situazione geologico-geomeccanica di riferimento.

La scelta dei valori dei parametri di calcolo, deriva dalla caratterizzazione geotecnica dei materiali, cui si rimanda per ulteriori approfondimenti.

I parametri geotecnici di calcolo dei materiali interessati dallo scavo della galleria, utilizzati nell'analisi, vengono di seguito riassunti.

Formazione	γ [kN/m ³]	ϕ' [°]	c' [kPa]	E [Mpa]	ν [-]
Unità 4/5	20	32	5	20	0,3
Unità 6	20	24	40	200	0,3
Unità 7	21	30	100	200	0,3

Tabella 9 - Parametri geomeccanici

8.6.5. Stato di sforzo iniziale

Nella prima fase dell'analisi numerica viene ricostruita in termini di sforzi e di deformazioni la situazione iniziale preesistente allo scavo della galleria. Il carico applicato in direzione verticale corrisponde al carico geostatico alle varie quote del modello. Il carico applicato in direzione orizzontale è stato determinato in funzione del carico verticale, attraverso il coefficiente di spinta a riposo (K_0) per le analisi in esame pari a:

$$K_0 = \sigma_3 / \sigma_1 = 1 - \text{sen } \phi.$$

Recenti prove di laboratorio effettuati su campioni indisturbati prelevati con perforazioni eseguite nella zona della Cascina dello Spià, hanno mostrato che i materiali possono risultare sovraconsolidati meccanicamente con presenza di fenomeni di cementificazione. Alla luce di questo si è ritenuto opportuno esaminare anche valori di k maggiori di 1 effettuando analisi con valore k_0 pari a 1.2.

8.6.6. Carichi idraulici

La valutazione degli effetti del carico idrostatico sulla galleria è stato introdotto nella fase di lungo termine, come carico agente sui rivestimenti (è stata effettuata cautelativamente tale valutazione anche se si può ritenere che i rivestimenti di prima fase siano di fatto drenanti). La sezione di analisi risulta essere quella col battente idraulico massimo ricadente in chiave calotta galleria.

8.6.7. Scavo delle gallerie

La simulazione dello scavo avviene mediante il progressivo annullamento delle forze interne al profilo di scavo, fino al loro completo rilassamento; gli step di rilassamento vengono operati in funzione della distanza dal fronte della sezione considerata nell'analisi, mediante l'impiego delle curve di Panet. La scelta della

curva di Panet da utilizzare è stata condotta considerando il numero di stabilità N_s .

$$N_s = \frac{\sigma_0}{C_U} = \frac{2 \cdot \sigma_0}{\sigma_{cm}}$$

dove:

σ_0 = tensione geostatica

σ_{cm} = resistenza a compressione monoassiale dell'ammasso roccioso

σ_c = resistenza a compressione monoassiale della roccia intatta.

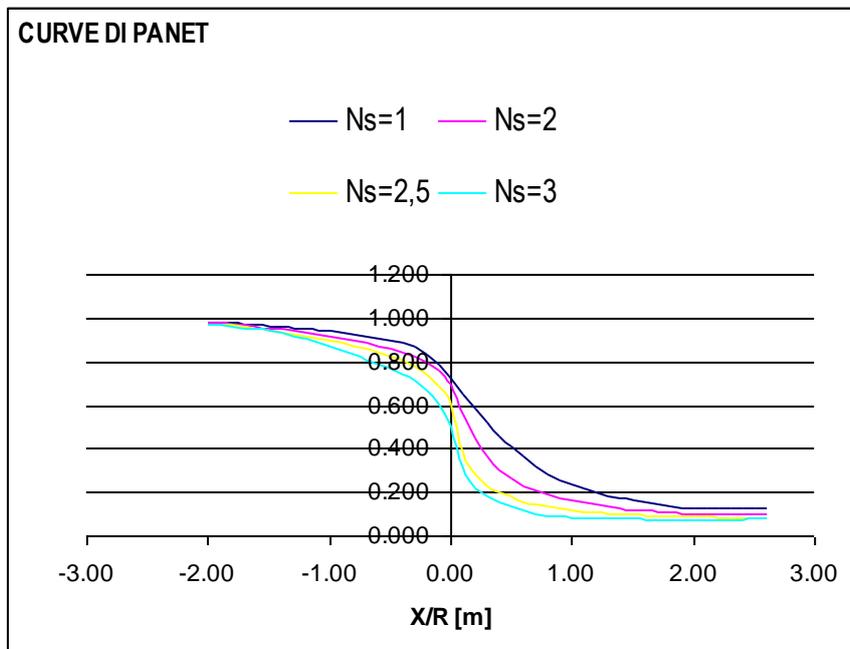


Figura 33 – Curve di Panet

L'adozione della sola curva di Panet non produce tuttavia i dovuti risultati tenso-deformativi, nè per confronto con quanto ottenuto in base alla teoria delle Linee Caratteristiche, né per confronto con quanto effettivamente rilevato in analoghe gallerie in corso d'opera. Un ruolo fondamentale per una corretta definizione dei rilassamenti da adottare nelle analisi è il valore di rilassamento da impiegare in

corrispondenza del fronte di scavo. Al fine di adattare il valore di rilassamento alle caratteristiche geomeccaniche del materiale, dello stato tensionale in sito e del criterio di rottura del materiale si è proceduto ad impiegare al fronte un valore di rilassamento tale da determinare una risposta deformativa, in termini di convergenza al fronte, paragonabile a quella ottenuta dalle analisi precedentemente condotte mediante il Metodo delle Linee Caratteristiche; è questo un procedimento di “taratura” della curva di Panet.

Una volta determinata la riduzione iniziale, in corrispondenza del fronte di scavo, i rilassamenti alle Time successive verranno determinate proporzionalmente all’andamento della curva di Panet in funzione della distanza dal fronte, secondo la seguente formula:

$$R_{\text{forze}} = R_{\text{forze, fronte}} + \beta \cdot (R_{\text{PANET}} - R_{\text{PANET, fronte}})$$

in cui il termine $\beta = (100\% - \text{Rid. } \%) / (100\% - R_{\text{PANET, fronte}} \%)$ tiene conto delle percentuali di riduzione residue, dopo il rilassamento del fronte. Nell’analisi si è adottata la curva per $N_s = 1$.

8.6.8. Modellazione dei rivestimenti

Il rivestimento in spritz-beton e centine e della soletta provvisoria di fondo è stato modellato attraverso una successione di aste rettilinee, elementi tipo “beam”, collegate con continuità tra loro ed ai nodi della mesh. In questo modo si sono determinate le sollecitazioni agenti sul rivestimento stesso in termini di azioni interne.

8.6.8.1. Rivestimenti in calotta - Caratteristiche dei materiali

Nelle analisi la messa in opera del rivestimento in calotta è stata simulata introducendo nel modello zone con caratteristiche strutturali assimilabili a quelle dello spritz-beton e centine, e legge costitutiva elastico lineare.



In tutte le sezioni tipo, il prriverimento è costituito da spritz-beton $R_{ck} \geq 35$ MPa e da centine 2IPN160/1.20m in acciaio S275, aventi le seguenti caratteristiche meccaniche:

spritz-beton $R_{ck} \geq 35$ MPa:

$$E = 32588 \text{MPa a } 28\text{gg};$$

centine S275:

$$E = 210000 \text{MPa}.$$

Nelle modellazioni numeriche il prriverimento è stato schematizzato come materiale a comportamento elastico-lineare e isotropo, il cui modulo di deformabilità è stato determinato attraverso l'omogeneizzazione delle centine al calcestruzzo.

8.6.8.2. Soletta provvisoria - Caratteristiche dei materiali

Nelle analisi la messa in opera della soletta provvisoria in arco rovescio è stata simulata introducendo nel modello zone con caratteristiche strutturali assimilabili a quelle del calcestruzzo e legge costitutiva elastica-lineare.

Il rivestimento definitivo è costituito da calcestruzzo C30/37; a tale materiale corrispondono le seguenti caratteristiche meccaniche:

$$E = 33000 \text{MPa} \quad \text{a } 28\text{gg};$$

$$\nu = 0.20.$$

La soletta è stata schematizzata come materiale a comportamento elastico-lineare.

8.6.9. Criteri di verifica delle sezioni di scavo

8.6.9.1. Verifica del rivestimento in calotta

Verifiche allo stato limite ultimo

Per la verifica allo stato limite ultimo viene utilizzata la seguente combinazione di azioni:

$$E_d = \gamma_G G_k$$

in quanto le azioni prese in conto (peso proprio struttura, sovrastruttura, forze indotte dalla pressione del terreno o dell'acqua) risultano classificate come permanenti (G).

La verifica allo stato limite ultimo viene condotta attraverso la definizione delle seguenti azioni di progetto:

$$N_d = 1.3 * N$$

$$M_d = 1.3 * M$$

dove N ed M sono le sollecitazioni derivanti dalle analisi numeriche.

La resistenza di calcolo del calcestruzzo è definita attraverso la relazione:

$$f_{cd} = 0.83 * 0.85 * R_{ck} / \gamma_c$$

dove il coefficiente parziale di sicurezza del conglomerato cementizio (γ_c) è pari a 1.5.

Individuate quindi le sezioni tipo analizzate, le sollecitazioni agenti si è proceduto alla verifica a presso flessione mediante i domini di resistenza.

Per ciascuna sezione tipo verrà riportato il diagramma di interazione M-N, il cui contorno individua i limiti della resistenza di calcolo R_d . La verifica risulta soddisfatta quando $R_d \leq E_d$, ovvero quando i punti rappresentativi delle coppie di sollecitazioni sul rivestimento risultano all'interno del diagramma.



Il diagramma relativo al prerivestimento viene costruito considerando una sezione in calcestruzzo armato di spessore pari allo spessore di spritz beton e un armatura pari all'area delle ali delle centine (AFTES "Recommendations for the DESIGN OF SPRAYED CONCRETE FOR UNDERGROUND SUPPORT" – 09/11/2000).

Verifiche allo stato limite di esercizio - Limitazione delle tensioni

Le verifiche di pressoflessione vengono svolte prendendo in considerazione una sezione in calcestruzzo armato di spessore pari allo spessore di spritz beton e un armatura pari all'area delle ali della centina, nelle sezioni ove questa è presente (AFTES "Recommendations for the DESIGN OF SPRAYED CONCRETE FOR UNDERGROUND SUPPORT" – 09/11/2000)

Per i materiali con cui viene realizzato il prerivestimento, si prescrivono le seguenti caratteristiche meccaniche:

- spritz-beton:
Rck a 28 gg \geq 35 MPa;
- centine:
acciaio S275;
tensione di snervamento $\sigma_y = 275$ MPa,

Le verifiche statiche, sono state condotte per la sezione mista calcestruzzo-centine; sono quindi ricavate le caratteristiche resistenti omogeneizzando la centina metallica a spritz-beton, A^* e W^* (con coefficiente di omogeneizzazione pari a 15), ed essendo le sezioni interamente compresse, ovvero integralmente reagente, è possibile applicare la sovrapposizione degli effetti, così che la tensione massima agente sui materiali risulta:

$$\sigma_{sb} = N/A^* + M/W^*;$$

$$\sigma_{cent} = 15 \sigma_{sb}.$$



Le verifiche delle tensioni normali sono state condotte in diverse sezioni del prerivestimento, in modo tale da cogliere complessivamente il livello tensionale al quale i materiali sono soggetti.

Le limitazioni tensionali assunte consentono un tasso di utilizzo del materiale massimo fra quelli indicati dalla normativa: tale considerazione è ammessa in quanto si tratta di una struttura provvisoria.

$$\sigma_c \leq f_{ck} \times 0.60;$$

$$\sigma_s \leq f_{yk} \times 0.8.$$

8.6.9.2. Verifica della soletta provvisoria in arco rovescio

Verifiche allo stato limite ultimo

Per la verifica allo stato limite ultimo viene utilizzata la seguente combinazione di azioni:

$$E_d = \gamma_G G_k$$

La verifica allo stato limite ultimo viene condotta attraverso la definizione delle seguenti azioni di progetto:

$$N_d = 1.3 \cdot N$$

$$M_d = 1.3 \cdot M$$

dove N ed M sono le sollecitazioni derivanti dalle analisi numeriche.

Per ciascuna sezione tipo verrà riportato il diagramma di interazione M-N, i cui confini rappresentano i limiti della resistenza di calcolo R_d . La verifica risulta soddisfatta allorché $R_d \leq E_d$, ovvero quando i punti rappresentativi delle coppie di sollecitazioni sul rivestimento risultano all'interno al diagramma.



Calcestruzzo

Le resistenze di calcolo, da utilizzare nelle verifiche allo stato limite ultimo, si ricavano dividendo le resistenze caratteristiche per opportuni coefficienti:

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0.85 f_{ck}}{\gamma_c} = 17,40 MPa \Rightarrow \text{per C30/37};$$

con $\gamma_c=1.5$.

Verifiche allo stato limite di esercizio

La verifica allo stato limite di esercizio viene condotta calcolando le tensioni massime sul rivestimento a partire dai valori nominali ottenuti dalla analisi e confrontando queste con quelle ammissibili definite attraverso le relazioni :

$$\sigma_c \leq f_{ck} \times 0.25 \text{ per calcestruzzo non armato};$$

Le verifiche a presso flessione sono state condotte per le combinazioni di sollecitazione ritenute più significative.

8.6.10. ANALISI 1 – SEZIONE TIPO B0

8.6.10.1. Fasi di calcolo

Il calcolo è stato condotto per fasi successive, secondo lo schema di seguito descritto:

TIME 1 – Geostatico

In questa prima fase di calcolo vengono applicati il peso proprio del terreno e le caratteristiche di resistenza e deformabilità delle formazioni in sito, in modo tale da ricostruire la situazione tensionale preesistente alla costruzione della galleria.

TIME 2 – Taratura e scavo – Relax 78%

In questa time di calcolo viene simulata l'apertura del fronte attraverso un'opportuna riduzione delle forze di scavo.

TIME 3 – Avanzamento pari allo sfondo di 1.00 m – Relax 85%

Viene simulato lo scavo pari allo sfondo di 1.00 m.

TIME 4 – Posa del rivestimento in calotta – Relax 98%

Viene simulata la posa del rivestimento in prossimità del fronte di scavo.

TIME 5 – Getto della soletta in arco rovescio – Relax 100%

Viene simulato il getto dell'arco rovescio.

TIME 6 – Lungo termine - Falda

Viene simulata la presenza della falda con battente posto in chiave calotta.

Nella seguente tabella viene riportata la stratigrafia di calcolo.

	Classificazione	Stratigrafia
Strato 1	Unità 4/5	da P.C. a -10 m
Strato 2	Unità 6	da -10 m a -52 m
Strato 3	Unità 7	da -52 m a -100 m

Tabella 10 - Stratigrafia



8.6.10.2. Esame dei risultati

I risultati più significativi ottenuti dalla presente analisi sono riassunti in allegato. Gli output dell'elaborazione FLAC, di tipo grafico, sono riportati anch'essi in allegato; le dimensioni geometriche e gli spostamenti sono espressi in metri, mentre le tensioni in Pa.

Nel corso della simulazione delle fasi esecutive della galleria naturale, i fenomeni di plasticizzazione nel terreno al contorno della cavità non risultano rilevanti.

In termini deformativi la convergenza media si attesta intorno al centimetro per $k_0 = 1 - \sin \phi$ e pari a circa 2 cm per $k_0 = 1,2$ tenuto conto del valore di preconvergenza al fronte.

Tale stato deformativo induce risentimenti superficiali che raggiungono nel lungo termine valori di circa 1,3 cm per $k_0 = 1 - \sin \phi$ e pari a circa 1 cm per $k_0 = 1,2$.

8.6.10.3. Verifiche statiche

I risultati delle analisi numeriche in termini di sollecitazioni agenti sul rivestimento in calotta e in arco rovescio sono allegati alla presente relazione.

Di seguito sono riassunti i risultati delle verifiche tensionali condotte nei rivestimenti per le sezioni ritenute maggiormente rappresentative.

Si sono esclusi dalla verifica i valori di sollecitazione nei punti angolosi in corrispondenza dei nodi arco rovescio-piedritto dove, per effetto della modellazione numerica, si determinano eccessive concentrazioni di sforzo.

8.6.10.3.1. Verifica del rivestimento in calotta

Per la creazione del dominio di rottura è stata considerata una sezione in calcestruzzo di 20 cm di spessore, armata all'intradosso e all'estradosso con un'area di armatura pari all'area delle ali delle centine (2IPN160/1.2m). Si riporta, nel seguito, la tabella di sintesi delle verifiche allo stato limite ultimo e in esercizio ed i domini relativi alle diverse time di calcolo. I valori delle sollecitazioni ottenute dalle verifiche sezionali sono compatibili con i limiti previsti per i materiali impiegati e i punti rappresentativi delle sollecitazioni sono interni al dominio M-N, quindi le verifiche sono soddisfatte.

Analisi	A_s [cm ²]	A'_s [cm ²]	N [KN]	M_{max} [KNm]	N_d [KN]	M_d [KNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]
$k_0 = 1 - \sin\phi$	11.72	11.72	540.5	32.3	702.65	42.0	6.39	28.8
$k_0 = 1,2$	11.72	11.72	602.9	77.1	783.77	100.2	13.52	195.7

Tabella 11 - Verifiche tensionali

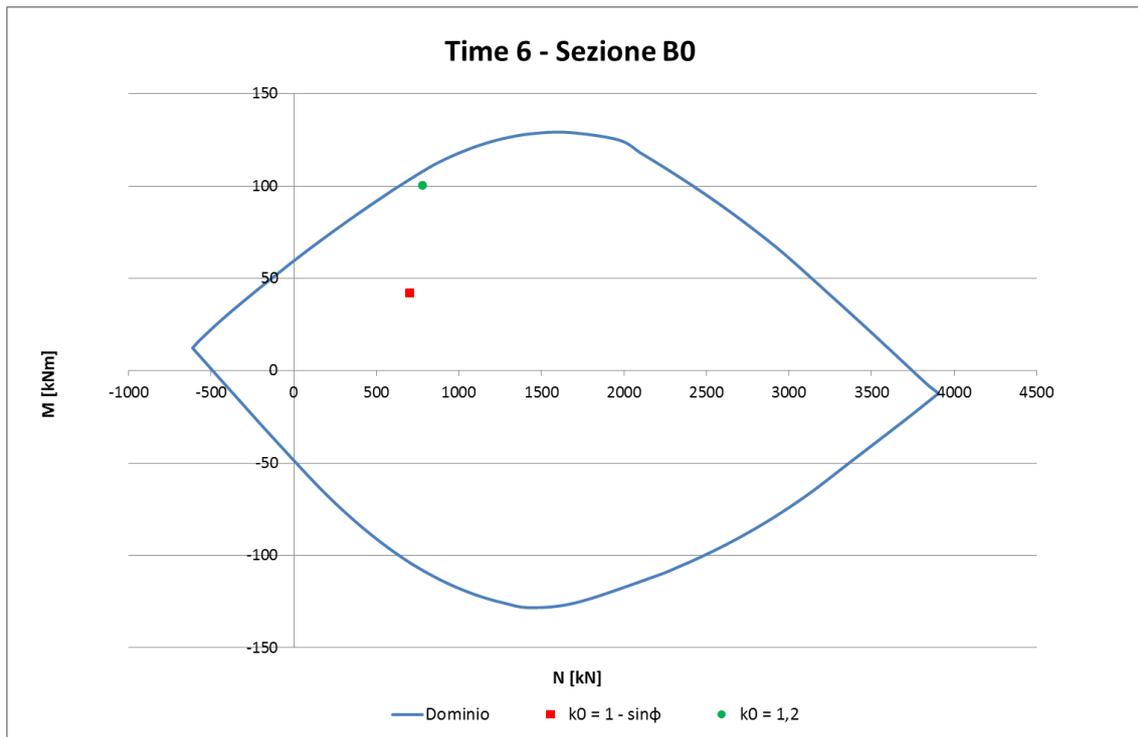


Figura 34 - Dominio M-N

Di seguito si riportano delle tabelle in cui vengono confrontati i valori di taglio sollecitante e taglio resistente: quest'ultimo è stato valutato con l'espressione fornita dalla normativa per gli elementi non armati a taglio.

VERIFICA A TAGLIO - TU 2008																	
base [cm]	altezza [cm]	coprif. [cm]	ϕ [mm]	A_s tesa [mm ²]													
100	20	2	9.5	1172													
Rck [MPa]	γ_c	γ_s	N [kN]	E_s [Mpa]	f_{yk} [MPa]												
35	1.5	1.15	269.9	210000	450												
			<table border="1"> <tr> <td>V_{Sdu} [kN]</td> </tr> <tr> <td>56.6</td> </tr> </table>			V_{Sdu} [kN]	56.6										
V_{Sdu} [kN]																	
56.6																	
d [mm]	k	b_w [mm]															
175.25	2.000	1000															
f_{ck} [MPa]	v_{min}	σ_{cp} [MPa]															
29.05	0.534	1.350															
ρ_l	V_{Rd} [kN]																
0.0067	148.54																
NON risulta necessario armare a taglio ($V_{sd} < V_{Rd,c}$)																	
<table border="1"> <tr> <td align="center" colspan="2">Se NON risulta necessario armare</td> </tr> <tr> <td>limite a V_{sd}</td> <td></td> </tr> <tr> <td>[kN]</td> <td></td> </tr> <tr> <td>899.89</td> <td></td> </tr> <tr> <td>$V_{sd} < V_{lim}$</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Si</td> <td></td> </tr> </table>						Se NON risulta necessario armare		limite a V_{sd}		[kN]		899.89		$V_{sd} < V_{lim}$		Si	
Se NON risulta necessario armare																	
limite a V_{sd}																	
[kN]																	
899.89																	
$V_{sd} < V_{lim}$																	
Si																	

Tabella 12 – Verifica a taglio – $k_0 = 1 - \text{sen}\phi$

VERIFICA A TAGLIO - TU 2008																	
base [cm]	altezza [cm]	coprif. [cm]	ϕ [mm]	A_s tesa [mm ²]													
100	20	2	9.5	1172													
Rck [MPa]	γ_c	γ_s	N [kN]	E_s [Mpa]	f_{yk} [MPa]												
35	1.5	1.15	324.0	210000	450												
			<table border="1"> <tr> <td>V_{Sdu} [kN]</td> </tr> <tr> <td>39.8</td> </tr> </table>			V_{Sdu} [kN]	39.8										
V_{Sdu} [kN]																	
39.8																	
d [mm]	k	b_w [mm]															
175.25	2.000	1000															
f_{ck} [MPa]	v_{min}	σ_{cp} [MPa]															
29.05	0.534	1.620															
ρ_l	V_{Rd} [kN]																
0.0067	155.65																
NON risulta necessario armare a taglio ($V_{sd} < V_{Rd,c}$)																	
<table border="1"> <tr> <td align="center" colspan="2">Se NON risulta necessario armare</td> </tr> <tr> <td>limite a V_{sd}</td> <td></td> </tr> <tr> <td>[kN]</td> <td></td> </tr> <tr> <td>899.89</td> <td></td> </tr> <tr> <td>$V_{sd} < V_{lim}$</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Si</td> <td></td> </tr> </table>						Se NON risulta necessario armare		limite a V_{sd}		[kN]		899.89		$V_{sd} < V_{lim}$		Si	
Se NON risulta necessario armare																	
limite a V_{sd}																	
[kN]																	
899.89																	
$V_{sd} < V_{lim}$																	
Si																	

Tabella 13 – Verifica a taglio – $k_0 = 1,2$

8.6.10.3.2. *Verifica della soletta in arco rovescio*

Per la creazione del dominio di rottura è stata considerata una sezione in calcestruzzo di 64 cm di spessore non armata. Si riporta, nel seguito, la tabella di sintesi delle verifiche allo stato limite ultimo e in esercizio ed i domini relativi alle diverse time di calcolo. I valori delle sollecitazioni ottenute dalle verifiche sezionali sono compatibili con i limiti previsti per i materiali impiegati e i punti rappresentativi delle sollecitazioni sono interni al dominio M-N, quindi le verifiche sono soddisfatte.

Analisi	A_s [cm ²]	A'_s [cm ²]	N [KN]	M_{max} [KNm]	N_d [KN]	M_d [KNm]	σ_c [MPa]
k ₀ = 1 - sinφ	-	-	102	17.7	132.6	23.0	0.46
k ₀ = 1,2	-	-	123.9	21.4	161.07	27.8	0.56

Tabella 14 - Verifiche tensionali

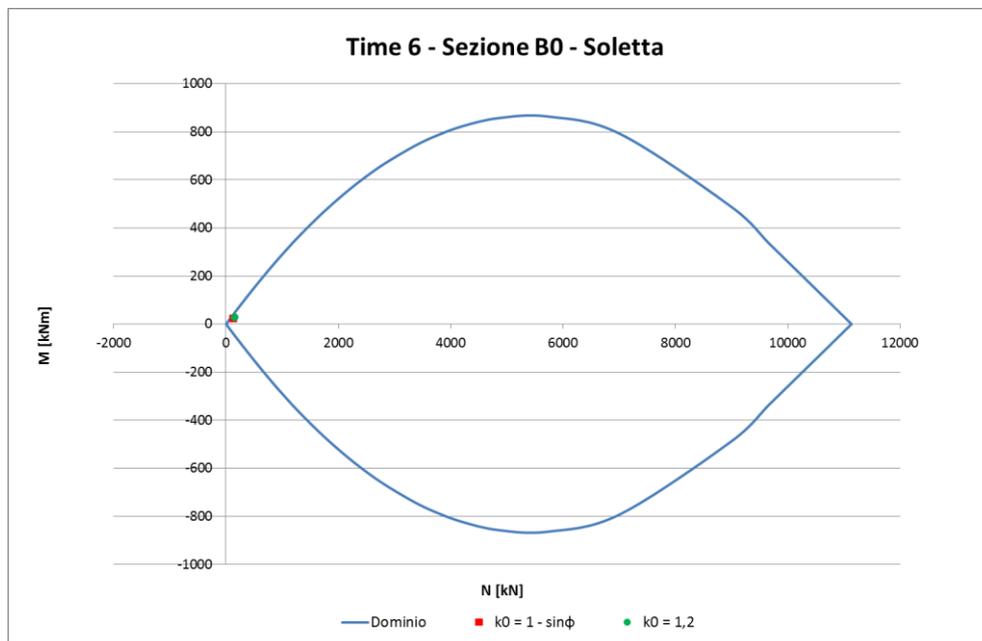


Figura 35 - Dominio M-N



Collegamento autostradale Asti – Cuneo – Tronco II Lotto 6
PROGETTO ESECUTIVO
Galleria Verduno – Relazione di calcolo cunicolo

Di seguito si riportano delle tabelle in cui vengono confrontati i valori di taglio sollecitante e taglio resistente: quest'ultimo è stato valutato con l'espressione fornita dalla normativa per gli elementi non armati a taglio.

VERIFICA A TAGLIO - TU 2008																				
base [cm]	altezza [cm]	coprif. [cm]	ϕ [mm]	A_s tesa [mm ²]																
100	64	0	0	0																
Rck [MPa]	γ_c	γ_s	N [kN]	E_s [Mpa]	f_{yk} [MPa]															
37	1.5	1.15	105.6	210000	450															
<table border="1"> <tr> <td>d [mm]</td> <td>k</td> <td>b_w [mm]</td> </tr> <tr> <td>640</td> <td>1.559</td> <td>1000</td> </tr> </table>			d [mm]	k	b_w [mm]	640	1.559	1000	<table border="1"> <tr> <td>V_{Sdu} [kN]</td> </tr> <tr> <td>54.7</td> </tr> </table>				V_{Sdu} [kN]	54.7						
d [mm]	k	b_w [mm]																		
640	1.559	1000																		
V_{Sdu} [kN]																				
54.7																				
<table border="1"> <tr> <td>f_{ck} [MPa]</td> <td>v_{min}</td> <td>σ_{cp} [MPa]</td> </tr> <tr> <td>30.71</td> <td>0.378</td> <td>0.165</td> </tr> </table>			f_{ck} [MPa]	v_{min}	σ_{cp} [MPa]	30.71	0.378	0.165	<table border="1"> <tr> <td colspan="2">Se NON risulta necessario armare</td> </tr> <tr> <td>limite a Vsd</td> <td></td> </tr> <tr> <td>[kN]</td> <td>3448.01</td> </tr> <tr> <td>Vsd < Vlim</td> <td>Si</td> </tr> </table>				Se NON risulta necessario armare		limite a Vsd		[kN]	3448.01	Vsd < Vlim	Si
f_{ck} [MPa]	v_{min}	σ_{cp} [MPa]																		
30.71	0.378	0.165																		
Se NON risulta necessario armare																				
limite a Vsd																				
[kN]	3448.01																			
Vsd < Vlim	Si																			
<table border="1"> <tr> <td>ρ_l</td> <td>V_{Rd} [kN]</td> </tr> <tr> <td>0.0000</td> <td>257.48</td> </tr> </table>			ρ_l	V_{Rd} [kN]	0.0000	257.48	<p>NON risulta necessario armare a taglio ($V_{sd} < V_{Rd,c}$)</p>													
ρ_l	V_{Rd} [kN]																			
0.0000	257.48																			

Tabella 15 – Verifica a taglio – $k_0 = 1 - \text{sen}\phi$

VERIFICA A TAGLIO - TU 2008																				
base [cm]	altezza [cm]	coprif. [cm]	ϕ [mm]	A_s tesa [mm ²]																
100	64	0	0	0																
Rck [MPa]	γ_c	γ_s	N [kN]	E_s [Mpa]	f_{yk} [MPa]															
37	1.5	1.15	128.3	210000	450															
<table border="1"> <tr> <td>d [mm]</td> <td>k</td> <td>b_w [mm]</td> </tr> <tr> <td>640</td> <td>1.559</td> <td>1000</td> </tr> </table>			d [mm]	k	b_w [mm]	640	1.559	1000	<table border="1"> <tr> <td>V_{Sdu} [kN]</td> </tr> <tr> <td>64.1</td> </tr> </table>				V_{Sdu} [kN]	64.1						
d [mm]	k	b_w [mm]																		
640	1.559	1000																		
V_{Sdu} [kN]																				
64.1																				
<table border="1"> <tr> <td>f_{ck} [MPa]</td> <td>v_{min}</td> <td>σ_{cp} [MPa]</td> </tr> <tr> <td>30.71</td> <td>0.378</td> <td>0.200</td> </tr> </table>			f_{ck} [MPa]	v_{min}	σ_{cp} [MPa]	30.71	0.378	0.200	<table border="1"> <tr> <td colspan="2">Se NON risulta necessario armare</td> </tr> <tr> <td>limite a Vsd</td> <td></td> </tr> <tr> <td>[kN]</td> <td>3448.01</td> </tr> <tr> <td>Vsd < Vlim</td> <td>Si</td> </tr> </table>				Se NON risulta necessario armare		limite a Vsd		[kN]	3448.01	Vsd < Vlim	Si
f_{ck} [MPa]	v_{min}	σ_{cp} [MPa]																		
30.71	0.378	0.200																		
Se NON risulta necessario armare																				
limite a Vsd																				
[kN]	3448.01																			
Vsd < Vlim	Si																			
<table border="1"> <tr> <td>ρ_l</td> <td>V_{Rd} [kN]</td> </tr> <tr> <td>0.0000</td> <td>260.88</td> </tr> </table>			ρ_l	V_{Rd} [kN]	0.0000	260.88	<p>NON risulta necessario armare a taglio ($V_{sd} < V_{Rd,c}$)</p>													
ρ_l	V_{Rd} [kN]																			
0.0000	260.88																			

Tabella 16 – Verifica a taglio – $k_0 = 1,2$



9. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

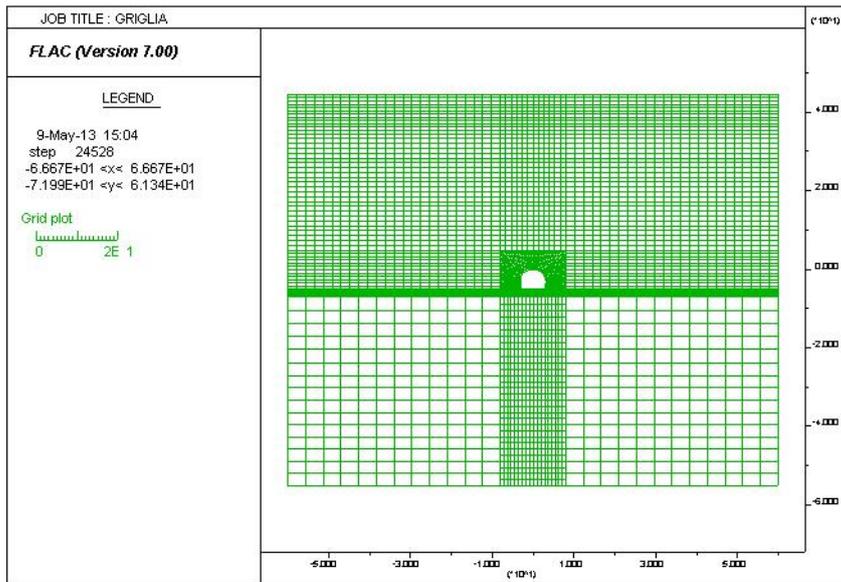
Oggetto della presente relazione tecnica e di calcolo sono state le verifiche statiche svolte per il dimensionamento e la verifica degli interventi previsti per la realizzazione del cunicolo esplorativo da realizzarsi presso l'imbocco Cherasco della Galleria Verduno, sia in termini di interventi di consolidamento e confinamento del fronte di scavo, sia in termini di rivestimenti. Le analisi numeriche hanno indagato le condizioni di stabilità del fronte ed hanno consentito di definire gli interventi di consolidamento da impiegare durante gli avanzamenti.

Sono state infine svolte, attraverso il codice di calcolo alle differenze finite FLAC 7.0, analisi in corrispondenza di una sezione ritenuta rappresentativa sull'intero tracciato, in presenza del valore di ricoprimento massimo. Le verifiche condotte hanno verificato l'adeguatezza delle soluzioni progettuali adottate.



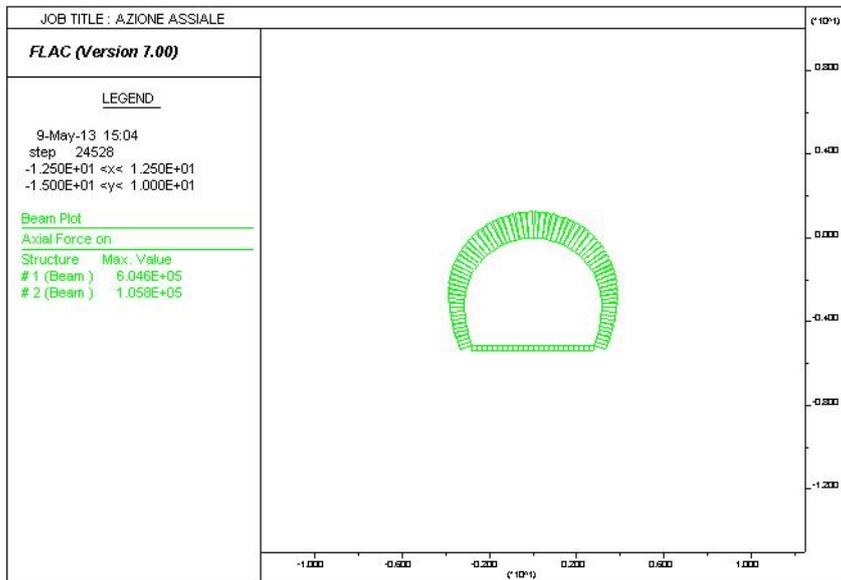
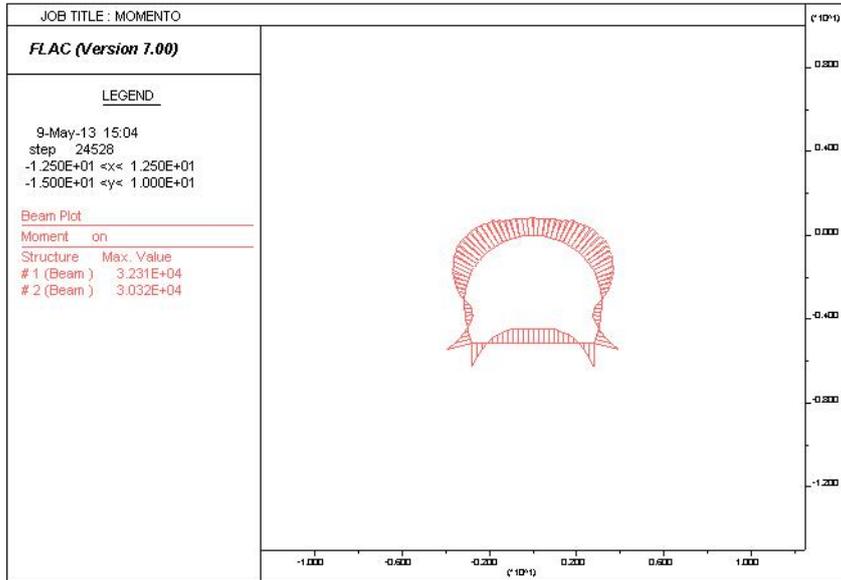
10. ALLEGATI NUMERICI

10.1. ANALISI 1 – SEZIONE TIPO B0



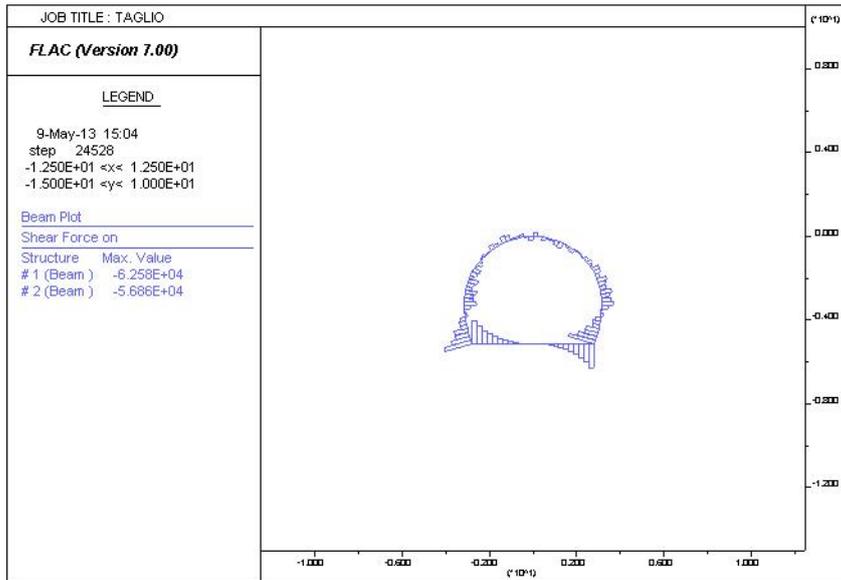


10.1.1. $k_0 = 1 - \sin \phi$

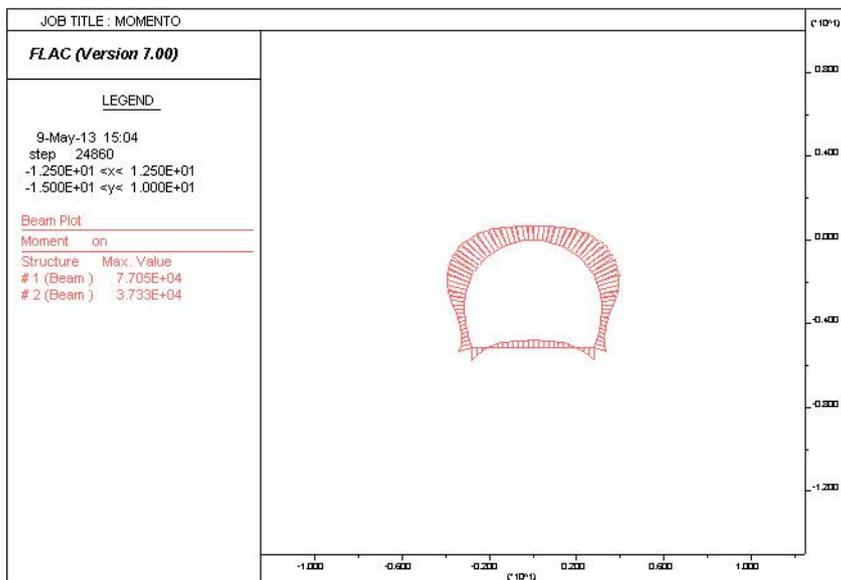




Collegamento autostradale Asti – Cuneo – Tronco II Lotto 6
PROGETTO ESECUTIVO
Galleria Verduno – Relazione di calcolo cunicolo

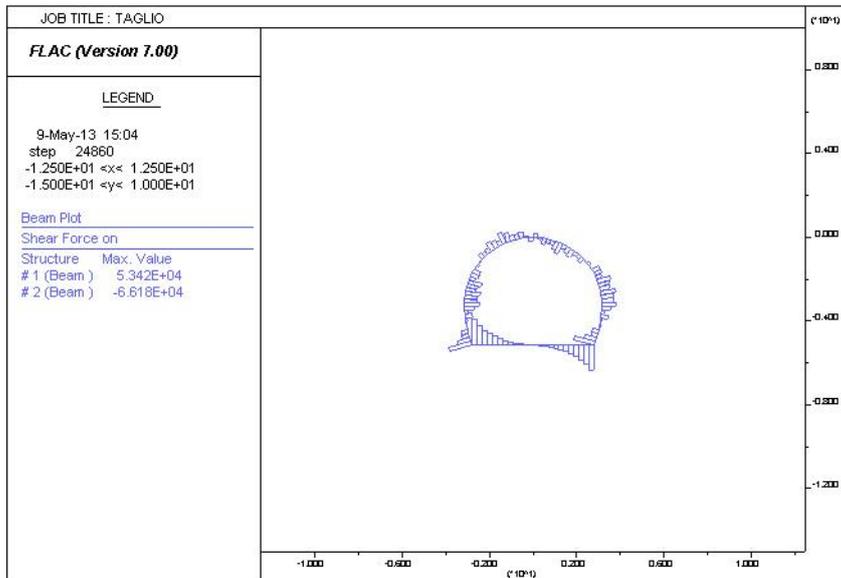
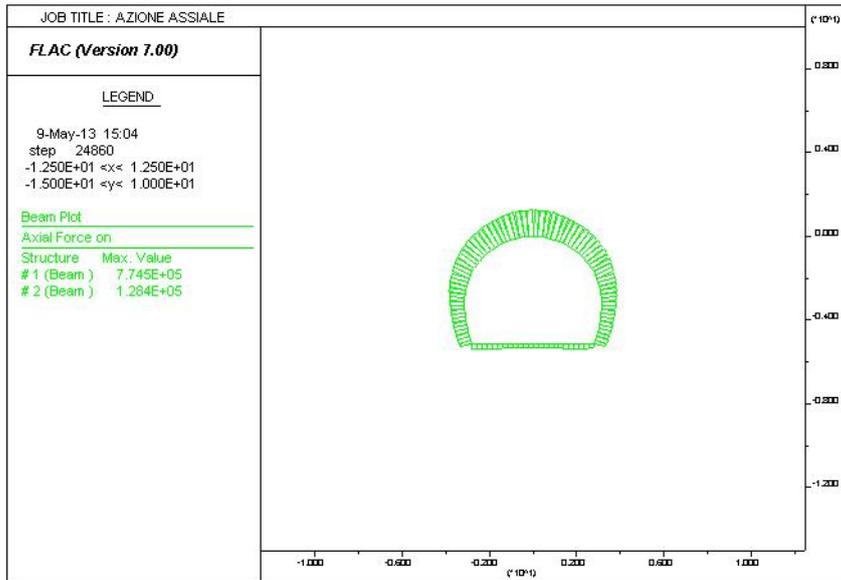


10.1.2. $k_0 = 1,2$





Collegamento autostradale Asti – Cuneo – Tronco II Lotto 6
PROGETTO ESECUTIVO
Galleria Verduno – Relazione di calcolo cunicolo





Collegamento autostradale Asti – Cuneo – Tronco II Lotto 6
PROGETTO ESECUTIVO
Galleria Verduno – Relazione di calcolo cunicolo