

**S.S. 38 - LOTTO 4: VARIANTE DI TIRANO DALLO SVINCOLO DI STAZZONA (COMPRESO) ALLO SVINCOLO DI LORETO (CON COLLEGAMENTO ALLA DOGANA DI POSCHIAVO)**

**S.S. 38 - LOTTO 4: NODO DI TIRANO -  
TRATTA "A" (SVINCOLO DI BIANZONE - SVINCOLO LA GANDA)  
E TRATTA "B" (SVINCOLO LA GANDA - CAMPONE IN TIRANO),  
AI SENSI DEL PROTOCOLLO D'INTESA DEL 05/11/2007**

**PROGETTO ESECUTIVO**

 <p><b>STUDIO CORONA</b></p>	 <p><b>Ing. Valerio Bajetti</b> Ordine degli Ingg. di Roma e provincia n° A-26211</p>	<p><b>ING. RENATO DEL PRETE</b></p> <p><b>Ing. Renato Del Prete</b> Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 5073</p>	 <p><b>Arch. Nicoletta Frattini</b> Ordine degli Arch. di Torino e provincia n° A-8433</p>	 <p><b>Ing. Gabriele Incecchi</b> Ordine degli Ingg. di Roma e provincia n° A-12102</p>
	<p><b>Ing. Renato Vaira</b> (Ordine degli Ingg. di Torino e Provincia n° 4663 W)</p>	 <p><b>Società designata: GA&amp;M</b></p> <p><b>Prof. Ing. Matteo Ranieri</b> Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 1137</p>	<p><b>SETAC Srl</b> Servizi &amp; Engineering Trasporti Ambiente Costruzioni</p> <p><b>Prof. Ing. Luigi Monterisi</b> Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 1771</p>	<p><b>ARKE' INGEGNERIA s.r.l.</b> Via Immacolata Conc. Trapani n. 2 - 70124 Bari</p> <p><b>Ing. Gioacchino Angarano</b> Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 5970</p>

<p>VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO</p> <p><b>Dott. Ing. Giancarlo LUONGO</b></p>	<p>RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE</p>  <p><b>Ing. Valerio BAJETTI</b></p>	<p>GEOLOGO</p>  <p><b>Dott. Geol. Francesco AMANTIA SCUDERI</b></p>	<p>IL COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE</p>  <p><b>Ing. Gaetano RANIERI</b></p>
--	---	---	--

<p><b>HC07</b></p>	<p><b>OPERE D'ARTE MAGGIORI - GALLERIE NATURALI</b></p> <p>GN01 - GALLERIA NATURALE IL DOSSO</p> <p>Monitoraggio in corso d'opera - Relazione tecnica</p>
--------------------	---

<p>CODICE PROGETTO</p> <p>PROGETTO      LIV. PROG.      N. PROG.</p> <p><b>M   3   2   4</b>      <b>E</b>      <b>1   8   0   1</b></p>	<p>NOME FILE</p> <p>HC07_P01GN01OSTRE07_A.dwg</p>	<p>REVISIONE</p> <p><b>A</b></p>	<p>SCALA:</p>
<p>CODICE ELAB.</p> <p><b>P   0   1   G   N   0   1   O   S   T   R   E   0   7</b></p>			

<b>C</b>					
<b>B</b>					
<b>A</b>	EMISSIONE	FEBBRAIO 2019	ING. G. SODERO	PROF. ING. VITTORIO RANIERI	ING. VALERIO BAJETTI
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

## SOMMARIO

1	PREMESSA .....	3
2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO .....	4
2.1	Normative raccomandazioni linee guida .....	4
2.2	Bibliografia .....	4
3	SISTEMA DI CONTROLLO E MONITORAGGIO .....	6
4	PERFORAZIONI IN AVANZAMENTO .....	7
4.1	Perforazioni in avanzamento a distruzione di nucleo.....	7
4.2	Perforazioni in avanzamento a carotaggio continuo .....	8
4.3	Misure di pressione e di portata d'acqua .....	8
5	RILIEVI GEOMECCANICI DEL FRONTE DI SCAVO.....	8
5.1	Rilievi di dettaglio .....	8
5.2	Rilievi di tipo speditivo.....	10
6	MISURE DI CONVERGENZA CON SISTEMA OTTICO .....	11
6.1	Modalità di esecuzione .....	11
6.2	Frequenze delle letture .....	12
7	STRUMENTAZIONE DI CONTROLLO DEL FRONTE MEDIANTE MISURE DI ESTRUSIONE CON SISTEMA OTTICO.....	13
7.1	Modalità di esecuzione.....	13
7.2	Frequenze delle misure .....	14
8	STRUMENTAZIONE DI CONTROLLO DELLE DEFORMAZIONI DELL'AMMASSO CON ESTENSIMETRI MULTIBASE .....	14
8.1	Modalità di esecuzione.....	14
8.2	Frequenza delle misure .....	15
9	STRUMENTAZIONE DI CONTROLLO DEL COMPORTAMENTO TENSIONALE E DEFORMATIVO DELLE STRUTTURE DI PRERIVESTIMENTO IN CORSO D'OPERA.....	16
9.1	Modalità di esecuzione.....	16
9.2	Frequenza delle misure .....	18
10	STRUMENTAZIONE DI CONTROLLO DEL COMPORTAMENTO TENSIONALE E DEFORMATIVO DELLE STRUTTURE DI RIVESTIMENTO DEFINITIVO IN ESERCIZIO.....	18
10.1	Modalità di esecuzione .....	18
10.2	Frequenza delle misure .....	19
11	MONITORAGGIO DELLE OPERE D'IMBOCCO.....	20
11.1	Controlli topografici e mire ottiche .....	21
11.2	Celle di carico toroidali per tiranti.....	22
11.3	Tubo inclinometro .....	23
11.4	Piezometri.....	25
12	CONDIZIONI TENSIO-DEFORMATIVE ATTESE A SEGUITO DELLO SCAVO .....	27
12.1	Tensioni e deformazioni sul priverivestimento della sezione di scavo GD-A1 .....	27
12.2	Tensioni e deformazioni sul priverivestimento della sezione di scavo GD-A2 .....	28
12.3	Tensioni e deformazioni sul priverivestimento della sezione di scavo GD-B1 .....	29
12.4	Tensioni e deformazioni sul priverivestimento della sezione di scavo GD-B2 .....	31
12.5	Tensioni e deformazioni sul priverivestimento della sezione di scavo GD-C1 .....	32
12.6	Tensioni e deformazioni sul priverivestimento della sezione di scavo GD-C2.....	34

12.7	Tensioni e deformazioni sul privervestimento della sezione di scavo GD-C3.....	35
12.8	Tensioni e deformazioni sul privervestimento della sezione di scavo GD-C4 .....	37
12.9	Tensioni e deformazioni sul privervestimento della sezione di scavo GD-PS-A1 .....	38
12.10	Tensioni e deformazioni sul privervestimento della sezione di scavo GD-PS-B .....	40
13	APPLICAZIONE DEL MONITORAGGIO ALLE SEZIONI TIPO.....	42
13.1	Misure delle soglie di attenzione di allarme sul privervestimento.....	42
13.2	Valori di estrusione attesa sul fronte .....	43
14	PREVISIONE DEL CAMPO DI SPOSTAMENTI E DEI CEDIMENTI INDOTTI SULLE COSTRUZIONI ESISTENTI EDIFICIO 12 E EDIFICIO 14 .....	50
14.1	Spostamenti in direzione verticale e orizzontale per gli edifici 12 e 14.....	50
15	VALUTAZIONE DELLA CLASSE DI DANNO DEGLI EDIFICI .....	55
15.1	Deformazione indotte sui fabbricati interferiti.....	55
15.2	Definizione delle categorie di danno.....	57
15.3	Calcolo della deformazione critica di trazione per l'edificio 12 .....	58
15.4	Calcolo della deformazione limite di trazione dell'edificio 14.....	59
16	MONITORAGGIO IN CORRISPONDENZA DEGLI EDIFICI .....	60
16.1	Modalita' di esecuzione .....	60
16.2	Frequenze delle letture.....	61
16.3	Spostamenti verticali in superficie attesi e soglie di attenzione e di allarme. ....	61

## 1 PREMESSA

La presente relazione è parte integrante del Progetto esecutivo della S.S. 38 Lotto 4 Nodo di Tirano Tratta A (Svincolo di Bianzone-Svincolo La Ganda) e Tratta B (Svincolo La Ganda-Campone in Tirano).

La presente relazione tecnica descrive le attività di monitoraggio geotecnico e topografico in programma per la galleria naturale “ Dosso” ubicata a SE del Comune di Tirano al piede del versante orografico sinistro del Fiume Adda ed è compresa fra le progressive km 5+055.00 (inizio portale lato Sondrio) e km 6+170.26 (inizio portale lato Bormio).

Lo sviluppo longitudinale dell'opera (SW-NE), parallelo alla direzione della valle, è complessivamente di circa 1115.26.m (comprensivo delle tratte in artificiale).

La galleria naturale viene realizzata fra le progressive km 5+140.00 e km 6+118.26 per una lunghezza complessiva di scavo pari a 978.26 m.

Il suo tracciato si trova, prevalentemente, all'interno di formazioni metamorfiche costituite da gneiss e micascisti, a tetto delle quali si trova un esteso terrazzo morfologico ricoperto da depositi morenici. In corrispondenza dei due tratti iniziali dopo entrambi gli imbocchi è previsto lo scavo all'interno dei depositi morenici, prima di raggiungere il substrato roccioso metamorfico.

La pianificazione di un programma di monitoraggio in sede di Progetto Esecutivo risponde alla specifica richiesta della progettazione di opere geotecniche secondo i criteri del Metodo Osservazionale, dove devono essere sviluppati i seguenti aspetti:

- Scelta delle grandezze rappresentative del complesso manufatto-terreno e definizione dei limiti di accettabilità di tali grandezze;
- Verifica della soluzione progettuale prescelta in rapporto ai limiti prefissati;
- Definizione di soluzioni alternative in relazione alle diverse condizioni attese;
- Predisposizione di un sistema di monitoraggio che consenta di adottare tempestivamente una delle soluzioni alternative proposte nel caso in cui i limiti prima definiti siano raggiunti.

Pertanto non si può prescindere dal predisporre un sistema di misure e controlli in corso d'opera mediante idonea strumentazione di tipo geotecnico il cui scopo è quello di verificare che il comportamento allo scavo sia quello previsto dalle analisi progettuali.

Per raggiungere tali obiettivi il piano di monitoraggio prevede le seguenti attività:

- sondaggi in avanzamento;
- rilievi geomeccanici sistematici dei fronti di scavo;
- misure di convergenza con sistema ottico (convergenze);
- strumentazione di controllo delle deformazioni dell'ammasso al contorno (estensimetri multibase);
- strumentazione di controllo delle deformazioni dell'ammasso al fronte (misure di estrusione con sistema ottico);
- strumentazione di controllo del comportamento tensionale e deformativo delle strutture (distinguendo il monitoraggio dei rivestimenti di prima fase dal monitoraggio dei rivestimenti definitivi);
- controlli topografici di mire ottiche installate sulle pareti degli imbocchi;
- inclinometri sui pendii interessati dagli imbocchi;
- misura delle pressioni e delle portate delle acque.

Le modalità e la frequenza delle stazioni strumentate variano lungo lo sviluppo della galleria in base al previsto comportamento dell'ammasso circostante e sono dettagliate nei relativi elaborati grafici di progetto.

Ogni stazione di monitoraggio che includa strumenti di tipo elettronico ad acquisizione automatica delle letture dovrà essere corredata di datalogger con numero di canali opportuno a cui dovranno essere cablati gli strumenti elettronici della sezione strumentata.

Nei paragrafi che seguono vengono indicate le caratteristiche e le modalità esecutive del programma di monitoraggio predisposto.

## 2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

### 2.1 NORMATIVE RACCOMANDAZIONI LINEE GUIDA

1. DM 17/01/2018. Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni
2. Circolare 21/01/2019 n. 7 C.S.LL.PP. Istruzioni per l'applicazione dell'“Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni” di cui al DM 17/01/2018
3. Decreto Ministeriale LL.PP. 09/01/1996 – Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche.
4. Decreto Ministeriale LL.PP. 16/01/1996 – Criteri generali per la verifica della sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi.
5. Circolare 15/10/1996 Ministero LL.PP. – Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche di cui al decreto ministeriale 09/01/1996.
6. Circolare 04/07/1996 Ministero LL.PP. – Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche di cui al decreto ministeriale 16/01/1996.
7. Decreto Ministeriale 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 e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
8. Circolare LL.PP. 24/09/1988 n.30483 – L.2.2.1974, n.64 - art.1 – Istruzioni per l'applicazione del D.M. 11/03/1988.
9. Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003: “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica” e successive modifiche e integrazioni.
10. A.F.T.E.S. Groupe de Travail n. 7 – Tunnel support and lining. – “Recommendations for use of convergence – confinement method”.
11. Raccomandazioni AICAP 1993 “Ancoraggi nei terreni e nelle rocce”.

### 2.2 BIBLIOGRAFIA

12. LOMBARDI G., AMBERG W.A. (1974): “Une méthode de calcul élasto-plastique de l'état de tension et de déformation autour d'une cavité souterraine”. Congresso Internazionale ISRM, Denver, 1974.
13. BIENIAWSKI Z.T. (1989): “Engineering rock mass classifications”. J. Wiley & Sons.
14. PANET M., GUENOT A. (1982): “Analysis of convergence behind the face of a tunnel”. Tunnel-ing '82, Brighton, 197-204.
15. PANET M. (1995): “Calcul des tunnels par la methode convergence-confinement”. Presses de l'école national des Ponts et Chaussees, Paris.

16. A.F.T.E.S. (1993): Tunnel et ouvrages souterrains – Supplement n°117.
17. HOEK E., BROWN E.T. (1982): "Underground excavation in rock". Institution of Mining and Metallurgy, London.
18. HOEK E., CARRANZA-TORRES C., CORKUM B. (2002): "Hoek-Brown failure criterion" – 2002 Edition.
19. HOEK E. (2004): "Numerical Modelling for Shallow Tunnels in Weak Rock". Rocscience, April 2004.
20. LUNARDI P. (2000): "The design and construction of tunnels using the approach based on the analysis of controlled deformation in rocks and soils". Tunnels & Tunnelling International, May.
21. PECK R.B. (1969): "Deep excavations and tunnelling in soft ground". Proc. 7th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Mexico city, 225-290.
22. MAIR R.J., TAYLOR R.N., BURLAND J.B. (1996): "Prediction of Ground Movements and Assessment of Risk of Building Damage due to Bored Tunnelling". Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, London.
23. CORNEJO L. (1989): "Instability at the face: its repercussion for tunnelling technology". Tunnels & Tunnelling, April.
24. ORESTE P.P. (1999) "Aspetti notevoli dell'analisi e dimensionamento dei sostegni di gallerie at-traverso i metodi di calcolo numerici". Gallerie e Grandi Opere Sotterranee, Nr. 57, 1999, 39-50.
25. LANCELLOTTA R. (1991): "Geotecnica" – Edizioni Zanichelli.

### 3 SISTEMA DI CONTROLLO E MONITORAGGIO

La realizzazione di un'opera in sotterraneo è sempre accompagnata da incertezze legate alle solo parzialmente note condizioni geologiche e geotecniche che si incontrano durante lo scavo.

Il monitoraggio geotecnico in corso d'opera consente la verifica delle ipotesi progettuali di base e il controllo continuo dell'evoluzione temporale delle condizioni dell'ammasso e dell'interazione di questo con la struttura di sostegno.

Nonostante sia oggi possibile raggiungere una buona previsione del comportamento fisico-meccanico dell'ammasso, l'interpretazione dei fenomeni tensio-deformativi per le gallerie raggiunge un livello ottimale soltanto durante lo scavo, e tramite l'applicazione alle opere in sotterraneo del ben noto "Metodo Osservazionale" di Terzaghi le misurazioni "in corso d'opera" e "in fase di esercizio dell'opera" assumono un ruolo fondamentale del percorso progettuale.

Il monitoraggio in corso d'opera è finalizzato a valutare l'andamento dei parametri significativi, in relazione alle fasi costruttive, ai materiali scelti e alle geometrie in gioco, con particolare riguardo alla stabilità dello scavo.

Il monitoraggio in fase di esercizio ha invece come obiettivo principale quello di registrare le eventuali variazioni a lungo termine dei parametri chiave e quindi di permettere la valutazione delle cause che abbiano determinato tali variazioni.

La strumentazione geotecnica prevista per il monitoraggio in corso d'opera è tale da consentire l'acquisizione dei parametri significativi sia per la verifica delle corrispondenze tra comportamento reale e comportamento ipotizzato, sia per l'eventuale attivazione di procedure di gestione del progetto (fasi esecutive, modalità di avanzamento) mirate ad evitare il manifestarsi di situazioni di pericolo.

Il monitoraggio in fase di esercizio si baserà su analoga strumentazione geotecnica ma necessariamente su sistemi centralizzati di acquisizione dati, posizioni remote, quadri sinottici riepilogativi dell'intero sistema e di sue parti, piuttosto che su sistemi di lettura o acquisizione manuale.

Nel monitoraggio in corso d'opera e in esercizio, la cadenza di esecuzione delle misure sarà differente, in generale più fitta in corrispondenza delle fasi costruttive e con obiettivi più a lungo termine per quanto riguarda il monitoraggio in fase di esercizio.

Le principali problematiche che si possono riscontrare durante lo scavo di una galleria riguardano:

- la verifica delle convergenze del cavo, principalmente sul prerivestimento in fase di scavo e successivamente sul rivestimento definitivo;
- la verifica dello stato tensio-deformativo della struttura e delle sue interazioni con l'ammasso roccioso circostante;
- il controllo del bacino di subsidenza che può essere indotto in superficie in concomitanza con le fasi di avanzamento dello scavo;
- la verifica e il controllo delle variazioni della superficie piezometrica e dei livelli idrici presenti nei terreni di scavo.

Si riportano nel seguito la localizzazione delle stazioni di misura nonché le modalità e la frequenza con cui andranno eseguiti i controlli in corso d'opera.

## 4 PERFORAZIONI IN AVANZAMENTO

Si prevede la realizzazione di perforazioni in avanzamento a distruzione di nucleo dotate di registrazione dei parametri di perforazione (DAC-Test) durante tutto lo scavo della galleria, eseguite dal fronte di scavo come conferma puntuale delle ipotesi progettuali di base.

In corrispondenza dell'attraversamento delle zone di disturbo tettonico (zona di faglia) si prevede invece di eseguire una perforazione in avanzamento a carotaggio continuo.

### 4.1 PERFORAZIONI IN AVANZAMENTO A DISTRUZIONE DI NUCLEO

Sono previste sul fronte di avanzamento delle perforazioni in avanzamento a distruzione di nucleo. Tali interventi permetteranno di riconoscere anticipatamente la presenza di eventuali zone di disturbo tettonico o di eventuali venute di acqua.

Dovrà essere eseguita una perforazione a distruzione di nucleo in avanzamento della lunghezza di 30 m eseguita ogni 24 m, con un diametro del foro di  $\Phi=65-90$  mm e un'inclinazione rispetto all'orizzontale di  $+5^\circ$ .

Le sonde di perforazione dovranno essere attrezzate con un sistema di registrazione automatica (DAC-Test) computerizzata per il rilievo, la registrazione, l'elaborazione e la restituzione in continuo dei principali parametri.

#### **Specifiche tecniche.**

L'attrezzatura necessaria dovrà consistere in:

- sonda a rotazione o a rotopercussione;
- sensori e centralina elettronica per la misura, la amplificazione e la registrazione su supporto magnetico almeno dei seguenti parametri di perforazione:
  - 1 – spinta applicata all'utensile di perforazione (MPa);
  - 2 – velocità di avanzamento (m/h);
  - 3 – coppia di rotazione assorbita (MPa);
  - 4 – velocità di rotazione (rpm);
  - 5 – pressione del fluido di circolazione (MPa).

La registrazione dei parametri dovrà avvenire preferibilmente con la frequenza di un'operazione di memorizzazione per 1 cm di avanzamento dell'utensile oppure con la frequenza di una registrazione al minuto e in ogni caso mai superiore a 5 cm di avanzamento. La centralina dovrà permettere la visualizzazione dei parametri misurati e la stampa su carta dei grafici.

#### **Modalità esecutive.**

La perforazione dovrà essere eseguita avendo cura dopo la fase iniziale di avvio di operare con la massima omogeneità. La spinta applicata all'utensile dovrà essere mantenuta costante e tale da assicurare il superamento dei livelli più resistenti senza eccessiva perdita di leggibilità dei risultati. Risulta necessario che il detrito di perforazione fuoriuscente a bocca foro sia descritto con la migliore precisione possibile.

#### **Documentazione richiesta relativa alla prova.**

La documentazione di prova dovrà comprendere quanto elencato:

- informazioni generali quali commessa, cantiere, ubicazione, data, nominativo dell'operatore;
- schema grafico o fotografia del fronte con indicazione della posizione della perforazione;

- caratteristiche dell'attrezzatura di perforazione, modalità esecutive del foro, diametro e orientazione del foro;
- grafico di cantiere con i parametri misurati e registrati in funzione della profondità;
- note e osservazioni di cantiere oltre che descrizione accurata del detrito di perforazione.

#### 4.2 PERFORAZIONI IN AVANZAMENTO A CAROTAGGIO CONTINUO

Tali interventi sono previsti in corrispondenza dell'attraversamento delle zone di faglia.

Le modalità di esecuzione risultano essere le medesime precedentemente descritte ovvero con la perforazione in avanzamento, suborizzontale, della lunghezza di 30 m, a carotaggio continuo con un diametro del foro di  $\Phi=65-90$  mm e un'inclinazione rispetto all'orizzontale di  $+ 5^\circ$ .

#### 4.3 MISURE DI PRESSIONE E DI PORTATA D'ACQUA

La misura della pressione d'acqua, con manometro a bocca foro, e di portata d'acqua, con recipienti graduati, dovrà essere eseguita nel caso di rinvenimento di venute d'acqua dai fori di prospezione in avanzamento e/o di drenaggio e in corrispondenza delle tratte dove si manifesteranno copiosi stillicidi.

Le misure dovranno essere ripetute fino a completa stabilizzazione dei valori di portata e pressione.

### 5 RILIEVI GEOMECCANICI DEL FRONTE DI SCAVO

Permetteranno di acquisire dati relativi alle caratteristiche geomeccaniche e geotecniche in base ai quali verrà confermata oppure ridefinita la sezione tipo da applicare nel corso dell'avanzamento.

Si distinguono due tipi di rilievi geologici-geostrutturali:

- **rilievi di dettaglio** da eseguire ad ogni variazione significativa della qualità dell'ammasso roccioso o della litologia;
- **rilievi di tipo speditivo** da eseguire giornalmente.

Dovranno essere redatte delle schede di rilievo giornaliero e dei rapporti di rilievo settimanali e/o mensili; questa attività ed i rilievi stessi dovranno essere materialmente eseguiti da uno o più geologi o ingegneri geomeccanici dotati di specifico addestramento ed esperienza.

Il rilievo del fronte di scavo permetterà di acquisire gli elementi relativi alle caratteristiche geostrutturali e geomeccaniche dell'ammasso roccioso, inteso come complesso costituito dalla matrice roccia e dai piani di discontinuità, principalmente per uso di classificazione mediante indice RMR.

Per l'esecuzione dei rilievi sono richieste le seguenti attrezzature:

- bussola geologica per misure della orientazione di piani nello spazio;
- nastri misuratori e bindelle metrate;
- Schmidt Hammer (sclerometro);
- profilatore di rugosità a pettine (Pettine di Barton) ;
- disco (diametro 30 cm) per l'appoggio della bussola;
- point load strength tester.

#### 5.1 RILIEVI DI DETTAGLIO

##### Modalità esecutive

Le modalità esecutive saranno conformi alle prescrizioni «Suggested Methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses-International Society for Rock Mechanics», alle quali si rimanda direttamente per quanto non espressamente precisato nel seguito.

Il rilievo si eseguirà materializzando sul fronte da rilevare una linea, della maggior lunghezza possibile, effettuando le misure in corrispondenza dei punti di intersezione dei piani con la traccia dello stendimento, annotandone la progressiva dall'origine dello stendimento, ma considerando anche tutti gli elementi non direttamente intersecanti la linea ma vicini ed idealmente prolungabili fino all'intersezione.

Si dovranno eseguire stendimenti di misura fra loro tendenzialmente ortogonali, in modo da descrivere compiutamente l'ammasso in senso realistica-mente tridimensionale.

Per ciascuna stazione di misura, il numero di stendimenti da eseguire sarà quello necessario per la perfetta caratterizzazione dell'ammasso; la quantità degli stendimenti programmati sarà comunicata alla Direzione Lavori.

Il fronte rilevato dovrà essere accuratamente descritto, con il corredo di fotografie (dove saranno visibili tracce degli stendimenti) e schizzi, precisando dettagliate informazioni sulla litologia, sulle facies, sugli elementi strutturali visibili alla scala dell'affioramento, sulla presenza di acqua e su quanti altri elementi possano concorrere alla comprensione delle caratteristiche geologiche e geomeccaniche d'insieme dell'ammasso roccioso entro il quale sono state realizzate le misure.

Il rilievo lungo ciascuna linea deve definire quanto segue:

**Caratteristiche litologiche.** Genesi del litotipo, litologia e caratteristiche petrografiche macroscopiche, grado e tipo di cementazione o compattezza, grado di alterazione, colore, assetto generale dell'ammasso come individuabile a scala del fronte.

**Caratteristiche geostrutturali.** Inclinazione dei piani di discontinuità sull'orizzontale, immersione o azimut della linea di massima pendenza giacente sul piano di discontinuità.

**Caratteristiche geomeccaniche.** Classificazione dei diversi tipi di piani di discontinuità, suddividendoli in piani di strato, di scistosità, di faglia, di frattura. Si definiranno inoltre le caratteristiche dei piani precisando frequenza, spaziatura, lunghezza, persistenza percentuale rispetto all'affioramento, apertura, continuità di apertura in percentuale rispetto alla lunghezza, tipo di terminazione, distanza della terminazione della traccia, scabrezza (Joint Roughness Coefficient JCR), ondulazione, resistenza della parete del giunto (Joint Compressive Wall Strength JCS), tipo, granulometria, origine, grado di saturazione e di consistenza del materiale di riempimento, che può anche essere campionato per prove di laboratorio.

La scabrezza (JRC) sarà valutata numericamente con Pettine di Barton.

La resistenza della parete del giunto (JCS) sarà stimata con Schmidt Hammer e Point Load Strength Tester.

**Osservazioni.** Ritenzione idrica e venute d'acqua valutate sugli ultimi 8-10 m di scavo, distacchi gravitativi (ubicazione e geometria dei volumi), interventi di consolidamento e contenimento presenti.

### **Documentazione.**

La documentazione comprenderà:

- fotografia del fronte;
- progressiva del fronte su cui è stato eseguito il rilievo, con rappresentazione grafica ed indicazione degli stendimenti di misura;
- relazione geologica descrittiva del sito di rilievo, inclusiva di tutti gli elementi necessari ad inquadrare e comprendere i risultati del rilievo stesso, delle note esplicative e descrittive del rilevatore, degli stereogrammi polari con la raffigurazione dei singoli poli dei piani rilevati e delle

aree a diversa densità di concentrazione polare, degli schizzi illustrativi, della documentazione fotografica dell'ammasso roccioso e degli stendimenti di misura.

In ogni caso oltre a quanto sopra richiesto dovranno essere compilati, in ogni parte apposite schede di rilievo e si dovrà procedere al calcolo del parametro RMR sulla base del rilievo dei sei parametri:

- resistenza a compressione monoassiale C0;
- RQD;
- spaziatura delle discontinuità;
- condizioni delle discontinuità;
- condizioni idrauliche;
- orientamento delle discontinuità.

Tali parametri sono raggruppati in cinque intervalli di valori la cui somma permette di suddividere gli ammassi rocciosi in altrettante cinque classi di qualità.

## 5.2 RILIEVI DI TIPO SPEDITIVO

### **Modalità esecutive**

Le modalità esecutive saranno simili a quelle da eseguire per i rilievi di dettaglio con l'eccezione che l'assetto generale, le spaziature delle discontinuità, i parametri JRC e JCS potranno essere valutati qualitativamente.

### **Documentazione.**

Anche in questo caso la documentazione da presentare sarà simile a quella che occorre predisporre per i rilievi di dettaglio, ad esclusione dei dati quantitativi su assetto, spaziatura delle discontinuità e misure della valutazione dei parametri JRC e JCS.

## 6 MISURE DI CONVERGENZA CON SISTEMA OTTICO

### 6.1 MODALITÀ DI ESECUZIONE

Permetteranno una verifica delle ipotesi di progetto e della risposta dell'ammasso o del terreno allo scavo, consentendo una taratura ed una ottimizzazione degli interventi e delle modalità esecutive da applicare nell'ambito di ogni sezione tipo.

L'esecuzione e la restituzione delle misure di convergenza richiede l'impegno continuativo di un topografo esperto e di un coadiutore.

Per la misura delle deformazioni delle pareti della galleria vengono impiegati teodoliti a registrazione automatica e attrezzature elettroniche che permettano l'esecuzione di misure di distanza dello strumento dai punti di mira con errore  $< 1$  mm per distanze fino a 80 m in condizioni di normale visibilità in galleria, e  $< 3^\circ$  per le direzioni.

I punti di mira verranno realizzati con mire ottiche (riflettori) montate su normali bulloni di convergenza della lunghezza di almeno 1.0 m cementati nell'ammasso roccioso.

Le mire ottiche saranno installate alla minima distanza possibile dal fronte di scavo.

La misurazione della posizione dei punti di mira verrà effettuata con un teodolite a registrazione automatica collegato con un terminale. La posizione del teodolite prima della misura dovrà essere determinata rispetto ad almeno 3 punti fissi predefiniti distanti non più di 80 m dal punto di stazione dello strumento.

I dati così raccolti verranno trasferiti tramite interfaccia ad un computer su cui verrà installato un software in grado di effettuare l'analisi, il processamento e la restituzione dei dati; in particolare il programma dovrà permettere:

- il calcolo della posizione dei punti di mira in coordinate locali (x,y,z);
- il calcolo delle differenze tra le coordinate dei punti di mira nelle diverse letture;
- la visualizzazione grafica dei risultati come più oltre specificato.

Sono previste stazioni di convergenza a 5 basi ottiche (una in calotta, due alle reni e due sui piedritti).

Per la galleria in esame dovranno essere installate le seguenti stazioni di misura:

- n. 1 stazione di convergenza ogni settimana di avanzamento in sotterraneo nei tratti di classe III e classe IV;
- n. 1 stazione di convergenza ogni settimana di avanzamento dello scavo in piazzola di sosta;
- n. 1 stazione di convergenza ogni 10 m di avanzamento dello scavo nei tratti nelle Morene e in zona di faglia (classe V).

I risultati verranno visualizzati almeno nei seguenti grafici, per ogni sezione di misura:

- vettore spostamento di ogni mira in funzione del tempo con indicazione delle lavorazioni effettuate in galleria;
- vettore spostamento di ogni mira in funzione della distanza dal fronte di scavo con indicazione delle lavorazioni effettuate in galleria;
- spostamenti sulla sezione di misura con indicazione del profilo teorico;
- componenti x, y, e z di ogni mira in funzione del tempo con indicazione delle lavorazioni effettuate in galleria;
- componenti x, y, e z di ogni mira in funzione della distanza dal fronte con indicazione delle lavorazioni effettuate in galleria.

## 6.2 FREQUENZE DELLE LETTURE

In funzione della distanza dal fronte di scavo del sistema di lettura, si prevede:

STRUMENTI	Distanza dal fronte Da 0 a 2 Diametri	Distanza dal fronte Da 2 a 4 Diametri	Distanza dal fronte Oltre 4 Diametri
Mire ottiche	Ogni giorno	2 volte a settimana	1 volta al mese

Tabella 6.1 – Programma delle letture per mire ottiche

Le misure verranno protratte sino alla stabilità della variazione delle letture con il seguente criterio:

- giornalmente per le sezioni ove si verificano spostamenti delle mire  $u > 1\text{ mm/g}$ . La prima lettura («zero») viene effettuata subito dopo l'installazione delle mire in corrispondenza del fronte di scavo;
- settimanalmente per le sezioni ove si verificano spostamenti delle mire  $0.5\text{ mm/g} < u < 1\text{ mm/g}$ ;
- mensilmente per le sezioni ove si verificano spostamenti  $u < 0.5\text{ mm/g}$ .

Le misure verranno protratte fino alla completa stabilizzazione ( $u < 0.1\text{ mm/g}$ ) e comunque verrà eseguita una lettura prima della posa in opera dell'impermeabilizzazione.

Il sistema di elaborazione dati deve offrire i seguenti diagrammi e tabulati numerici in funzione del tempo e della distanza dal fronte:

- Convergenze, spostamenti orizzontali, spostamenti verticali, spostamenti longitudinali rispetto all'asse della galleria;
- Velocità di convergenza (mm/giorno);
- Ad ogni grafico di spostamento dovrà essere associato un grafico che riporti la successione delle diverse fasi di esecuzione e lo stato di avanzamento (avanzamento dello scavo, scavo e getto dell'arco rovescio, getto delle murette, getto della calotta).

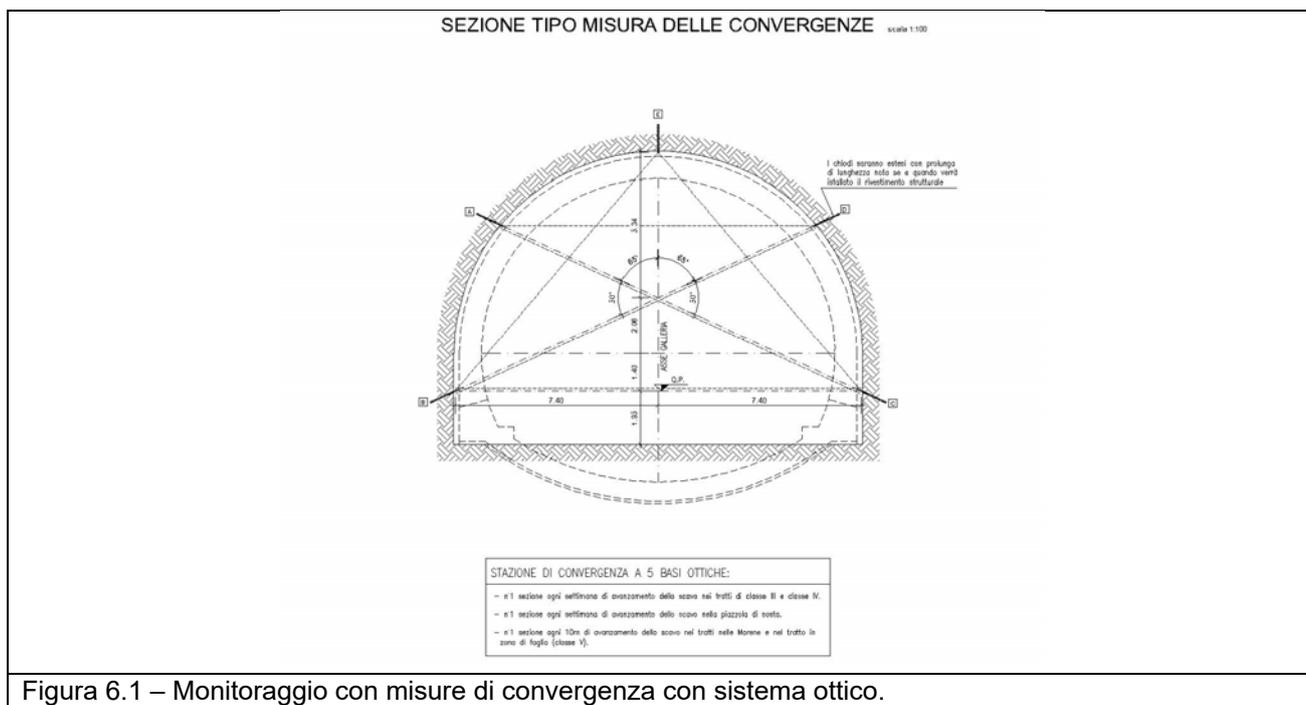


Figura 6.1 – Monitoraggio con misure di convergenza con sistema ottico.

## 7 STRUMENTAZIONE DI CONTROLLO DEL FRONTE MEDIANTE MISURE DI ESTRUSIONE CON SISTEMA OTTICO

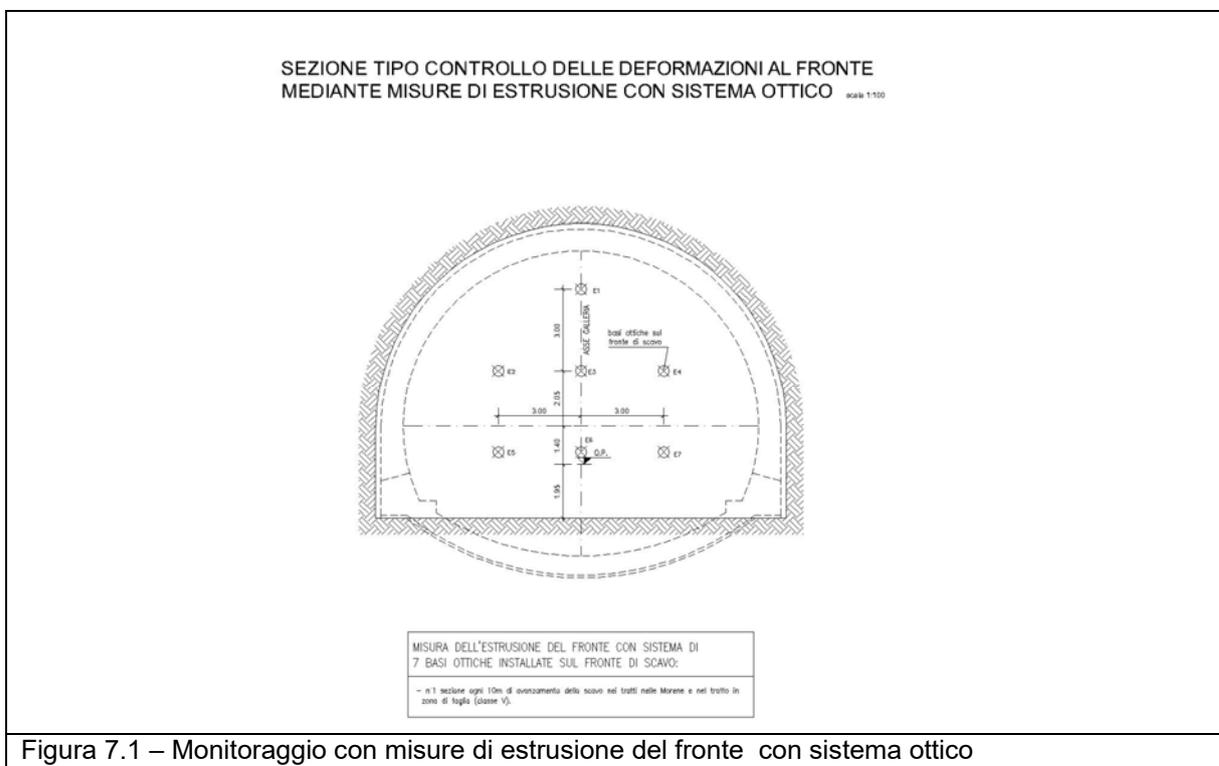
### 7.1 MODALITA' DI ESECUZIONE

La strumentazione consente di stimare le deformazioni del fronte di scavo in galleria attraverso il sistematico rilievo ad alta precisione delle coordinate di 7 punti di misura disposti sul fronte di scavo secondo una maglia 3.0x3.0 m.

L'esecuzione e la restituzione delle misure di estrusione del fronte richiede l'impiego continuativo di un topografo esperto e di un collaboratore.

Per la galleria in esame dovranno essere installate le seguenti stazioni di misura:

- n. 1 stazione di lettura ogni 10 m di avanzamento dello scavo nei tratti in Morena e in corrispondenza delle zone di faglia (Classe V).



Il sistema di acquisizione dati è costituito da una stazione totale topografica dotata di distanziometro elettronico che misura la posizione assoluta di target tape della stazione rispetto a un sistema di riferimento tridimensionale costituito da capisaldi siti in galleria.

Le caratteristiche della stazione risultano:

- Principi di misura: Puntamento ottico e misurazione elettronica;
- Precisione sistema: <1 mm a 200 m;
- Precisione lettura angolare: 1°;
- Precisione misura sulla distanza: 1 mm.

I punti di controllo verranno realizzati con mire ottiche montate in corrispondenza del tampone di fondo scavo.

Appena terminata la posa dello spritz-beton si procede al posizionamento delle mire ottiche e si effettua la lettura di riferimento (lettura di zero).

Il sistema di elaborazione dati deve comprendere i seguenti diagrammi e tabulati numerici in funzione del tempo e della distanza dal fronte:

- Convergenze, spostamenti orizzontali, spostamenti verticali, spostamenti longitudinali;
- Velocità di spostamento (mm/giorno).

Tale sistema di controllo dovrà essere eseguito anche prima di eventuali soste del cantiere per fine settimana o in caso di soste più prolungate.

## 7.2 FREQUENZE DELLE MISURE

In funzione della distanza dal fronte di scavo del sistema di lettura, si prevede:

STRUMENTI	Distanza dal fronte Da 0 a 2 Diametri	Distanza dal fronte Da 2 a 4 Diametri	Distanza dal fronte Oltre 4 Diametri
Misure di estrusione	Ogni giorno	1 volta a settimana	1 volta al mese

Tabella 7.1 – Programma delle letture per misure di estrusione

## 8 STRUMENTAZIONE DI CONTROLLO DELLE DEFORMAZIONI DELL'AMMASSO CON ESTENSIMETRI MULTIBASE

### 8.1 MODALITA' DI ESECUZIONE

Questa tipologia strumentale consente di registrare in corso d'opera lo stato deformativo del terreno circostante la galleria in modo tale da valutare l'alterazione e l'evoluzione del raggio plastico al suo contorno con maggior accento alle zone critiche.

Si prevede la messa in opera di n.4 estensimetri multipunto a 5 basi di misura per il controllo delle deformazioni dell'ammasso.

La lunghezza totale sarà di 15 m e le basi saranno cementate a 1.5 m, 3.5 m, 7.5 m, 10.5 m, 15 m dalla parete della galleria.

Lungo il tracciato della galleria è stata prevista l'installazione di n. 5 sezioni strumentate con gli estensimetri sopra descritti. Nello specifico:

- n. 2 sezioni per piazzole di sosta PS-B-SX prog. 5+312 e PS-A1-SX prog. 5+917;
- n. 1 sezione in Morena lato Sondrio in corrispondenza degli edifici 12 e 14 prog. 5+200;
- n. 1 sezione in Morena lato Bormio prog. 6+090;
- n. 1 sezione in faglia prog. 5+500.

Gli estensimetri multibase dovranno essere costituiti dai seguenti elementi:

- testa di misura in ferro zincato a una o a più basi con alloggiamenti in acciaio inox per i comparatori e trasduttori lineari di spostamento protetti da tappo di plastica;
- riscontri di lettura riposizionabili con astine filettate di lunghezza non inferiore a 150 mm;
- aste di misura in acciaio con idoneo sistema di accoppiamento e dotate di tubazione rigida di protezione in PVC o acciaio;
- ancoraggi profondi in acciaio ad aderenza migliorata di lunghezza non inferiore a 500 mm da cementare alle pareti del foro;
- sistema di collegamento tra gli ancoraggi e le aste di misura;
- tubo di iniezione della malta cementizia;
- il foro di installazione dovrà avere diametro non inferiore a 101 mm per estensimetri sino a 3 basi di misura e non inferiore a 127 mm per estensimetri sino a 6 basi di misura;

- il foro dovrà essere eseguito a carotaggio continuo e dovrà avere una lunghezza superiore di almeno 50 cm alla base di ancoraggio più profonda;
- al termine della perforazione dovranno essere installati gli estensimetri ad aste posizionati alle profondità indicate. Una volta che tutte le parti della strumentazione saranno posizionate si provvederà a cementare gli ancoraggi impiegando l'apposito tubo di iniezione e pompando la miscela cementizia dal fondo del foro a bassa pressione. A presa avvenuta si procederà alla regolazione dello zero iniziale impiegando un comparatore centesimale con esecuzione di almeno tre misure di riscontro;
- cablaggio di ogni singolo sensore alla centralina di acquisizione automatica a più canali dovrà avvenire attraverso cavi elettrici multipolari schermati. Dalla centralina di acquisizione e registrazione in galleria i dati saranno spediti all'unità di raccolta che provvederà alla validazione.

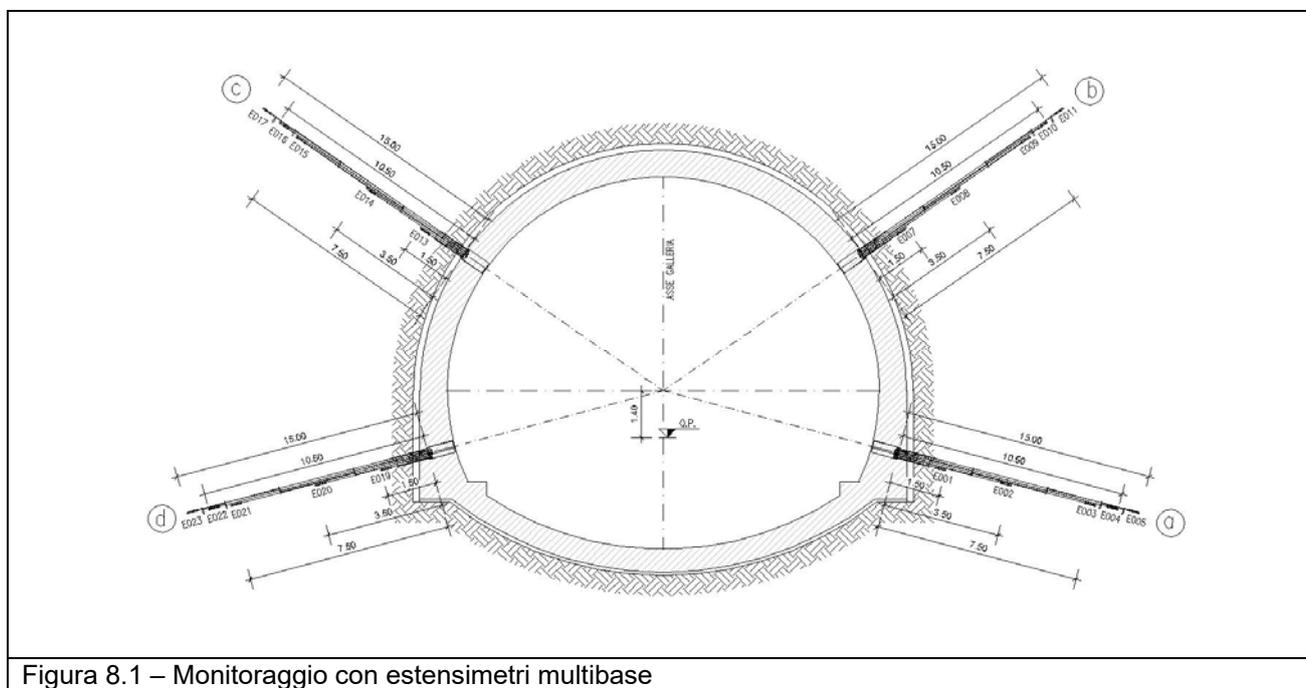


Figura 8.1 – Monitoraggio con estensimetri multibase

## 8.2 FREQUENZA DELLE MISURE

In funzione della distanza dal fronte di scavo del sistema di lettura, si prevede:

STRUMENTI	Distanza dal fronte Da 0 a 2 Diametri	Distanza dal fronte Da 2 a 4 Diametri	Distanza dal fronte Oltre 4 Diametri
Estensimetri multibase	Ogni giorno	1 volta a settimana	1 volta al mese

Tabella 8.1 – Programma delle letture per estensimetri multibase

## 9 STRUMENTAZIONE DI CONTROLLO DEL COMPORTAMENTO TENSIONALE E DEFORMATIVO DELLE STRUTTURE DI PRERIVESTIMENTO IN CORSO D'OPERA

### 9.1 MODALITA' DI ESECUZIONE

Tali misure consistono nel rilevamento e nella restituzione grafica e numerica dello stato tensionale entro i rivestimenti di prima fase e verranno misurate con:

- celle di carico sotto i piedi delle centine;
- celle di pressione saldate sulle piastre di giunzione delle centine;
- barrette estensimetriche a corda vibrante posizionate sulle ali delle centine.

Il sistema di rilevamento dei dati avviene mediante celle di carico, di pressione e barrette estensimetriche in funzione dello stato tensionale che si vuole rilevare, con gli accorgimenti necessari per una perfetta installazione e funzionamento. Nello specifico:

1. **Celle di carico:** le celle di carico sono previste sotto i piedi delle centine. Sono sostanzialmente costituite da un corpo in acciaio inossidabile sensibilizzato da una serie di griglie estensimetriche applicate alla superficie interna del corpo stesso ed isolate. Una piastra in acciaio permette l'omogenea ripartizione del carico sull'intero corpo della cella. La deformazione, indotta dal carico alla cella, viene rilevata dagli strain-gauges, trasformata in un segnale elettrico proporzionale al carico agente e trasferita alla centralina di lettura. In alternativa possono essere previste celle di carico idrauliche anch'esse con sensore elettrico.

La procedura di installazione è la seguente:

- Effettuare l'adeguamento delle dimensioni dei piedritti della centina in modo che l'inserimento della cella di carico non determini una variazione di geometrie e di ingombri;
- Inserire e fissare la cella di carico nel mezzo delle piastre di giunzione montate perfettamente in piano;
- Fissare i cavi della cella di carico all'interno dell'anima della centina con filo di legatura, i cavi verranno sciolti e cablati a un pannello centrale di raccolta dati.

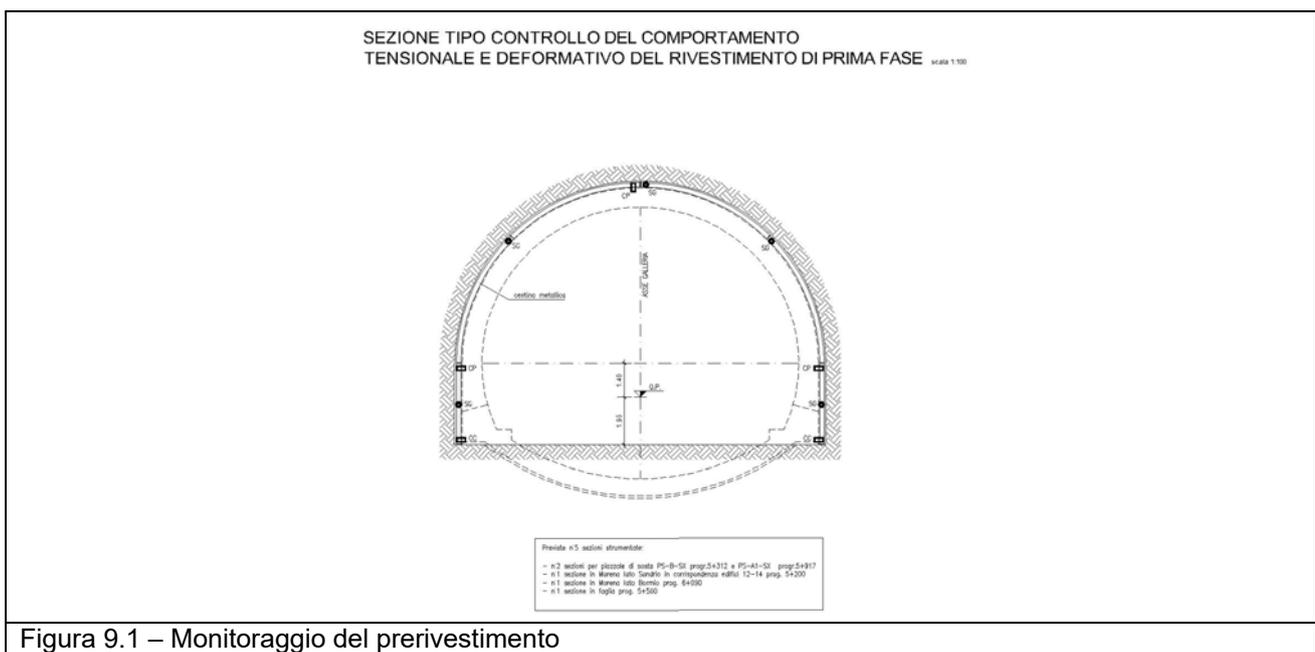


Figura 9.1 – Monitoraggio del prerivestimento

2. **Celle di pressione con sensore a corda vibrante:** sono posizionate tra le piattabande delle centine. Si tratta di piatti d'acciaio saldati tra di loro all'interno del quale un fluido permette di verificare la pressione di trasferimento derivante dal carico indotto. Tale pressione viene letta da un sensore a corda vibrante e trasmessa alla centralina per la lettura.

3. **Barrette estensimetriche a corda vibrante (strain meters):** le barrette estensimetriche a corda vibrante sono costituite da un cavo in acciaio armonico teso tra due blocchi, fissati a loro volta alle ali delle centine, mediante bullonatura o resinatura. La frequenza di vibrazione del cavo in acciaio è funzione della deformazione della centina nella sezione considerata.

La procedura di installazione da adottarsi sarà la seguente:

- Fissare mediante saldatura ad arco i blocchetti di ancoraggio nelle posizioni prestabilite sull'anima della centina metallica a ridosso delle ali, utilizzando una apposita dima distanziatrice;
- Inserire le estremità dell'estensimetro nei blocchetti di ancoraggio;
- Serrare una delle estremità dell'estensimetro al blocchetto con vite a brugola;
- Tendere manualmente l'estensimetro sino a raggiungere la posizione di zero, ovvero a metà del campo di misura dello strumento, misurando i valori di frequenza di vibrazione del filo di acciaio;
- Proteggere lo strumento con un lamierino metallico;
- Svolgere i cavi elettrici aventi una lunghezza tale da raggiungere il pannello di lettura dati.

Le caratteristiche tecniche della strumentazione risultano:

- Lunghezza: 150 mm;
- Segnale di uscita: Herz;
- Campo di misura: 3000  $\mu$ s;
- Precisione: <2% FS

La documentazione relativa alla installazione dovrà comprendere:

- Informazioni generali (commessa, cantiere, opera ..);
- Codifica dei singoli strumenti;
- Scema grafico di installazione degli strain meters, delle celle di carico e celle di pressione;
- Documentazione tecnica relativa agli strumenti installati;
- Certificato di taratura dei singoli strumenti utilizzati in data non inferiore a 6 mesi;
- Risultati della tesatura iniziale delle barrette estensimetriche e delle letture di controllo delle celle di carico e di pressione da eseguirsi prima del posizionamento della centina;
- Risultati della lettura di controllo degli strumenti da eseguirsi dopo la posa della centina;
- Schema grafico del cablaggio alla centralina di lettura.

Il sistema di elaborazione dati avviene su software apposito e si richiedono i seguenti diagrammi e tabulati numerici:

- carichi tra le piastre di giunzione della centina in funzione del tempo e in funzione della distanza dal fronte di scavo per le celle di carico;
- tensioni in funzione del tempo e in funzione della distanza dal fronte di scavo per gli estensimetri a corda vibrante.

Lungo il tracciato della galleria è stata prevista l'installazione di n. 5 sezioni strumentate sopra descritte. Nello specifico:

- n. 2 sezioni per piazzole di sosta PS-B-SX prog. 5+312 e PS-A1-SX prog. 5+917;
- n. 1 sezione in Morena lato Sondrio in corrispondenza degli edifici 12 e 14 prog. 5+200;

- n. 1 sezione in Morena lato Bormio prog. 6+090;
- n. 1 sezione in faglia prog. 5+500.

## 9.2 FREQUENZA DELLE MISURE

In funzione della distanza dal fronte di scavo del sistema di lettura, si prevede:

STRUMENTI	Distanza dal fronte Da 0 a 2 Diametri	Distanza dal fronte Da 2 a 4 Diametri	Distanza dal fronte Oltre 4 Diametri
Celle di carico, celle di pressione e barrette estensimetriche	Ogni giorno	1 volta a settimana	1 volta al mese

Tabella 9.1 – Programma delle letture per prerivestimento

## 10 STRUMENTAZIONE DI CONTROLLO DEL COMPORTAMENTO TENSIONALE E DEFORMATIVO DELLE STRUTTURE DI RIVESTIMENTO DEFINITIVO IN ESERCIZIO

### 10.1 MODALITA' DI ESECUZIONE

Tali misure consistono nel rilevamento e nella restituzione grafica e numerica dello stato tensionale entro i rivestimenti definitivi.

Le tensioni nel rivestimento definitivo verranno misurate con 8 coppie di barrette estensimetriche a corda vibrante (di cui 3 coppie di strumenti in arco rovescio e 5 coppie di strumenti nel rivestimento definitivo), saldate all'armatura di estradosso ed intradosso della sezione da monitorare.

Il sistema di rilevamento dei dati avviene mediante barrette estensimetriche, in funzione dello stato tensionale che si vuole rilevare, con gli accorgimenti necessari per una perfetta installazione e funzionamento. Nello specifico:

1. **Barrette estensimetriche a corda vibrante:** le barrette estensimetriche a corda vibrante sono costituite da un cavo in acciaio armonico teso tra due blocchi, fissati a loro volta all'armatura, mediante resinatura o saldatura. Ogni deformazione della struttura comporterà uno spostamento relativo tra i due blocchetti e una conseguente variazione di tensione della corda di acciaio. Tale tensione viene misurata eccitando la corda mediante un elettromagnete e rilevandone la frequenza di risonanza.

La procedura di installazione consiste:

- Preparare in cantiere un telaio metallico con tondini di ferro e fissarla nella orientazione desiderata in maniera stabile al getto;
- Fissare sul telaio l'estensimetro con filo di ferro tesato, realizzare due spirali di filo di ferro sui braccetti dello strumento e fissarli ai tondini della struttura metallica;
- Fissare i cavi di segnale dell'estensimetro fino a un pannello di centralizzazione.

La documentazione relativa alla installazione dovrà comprendere:

- Informazioni generali (commessa, cantiere, opera ..);
- Codifica dei singoli strumenti;
- Schema grafico di installazione degli strain meters con indicazione dell'orientazione e della posizione; ;
- Documentazione tecnica relativa agli strumenti installati;
- Certificato di taratura dei singoli strumenti utilizzati in data non inferiore a 6 mesi;
- Risultati della tesatura iniziale delle barrette estensimetriche (frequenza di zero);
- Risultati della lettura di controllo degli strumenti almeno 3 dopo l'esecuzione del getto;
- Schema grafico del cablaggio alla centralina di lettura.

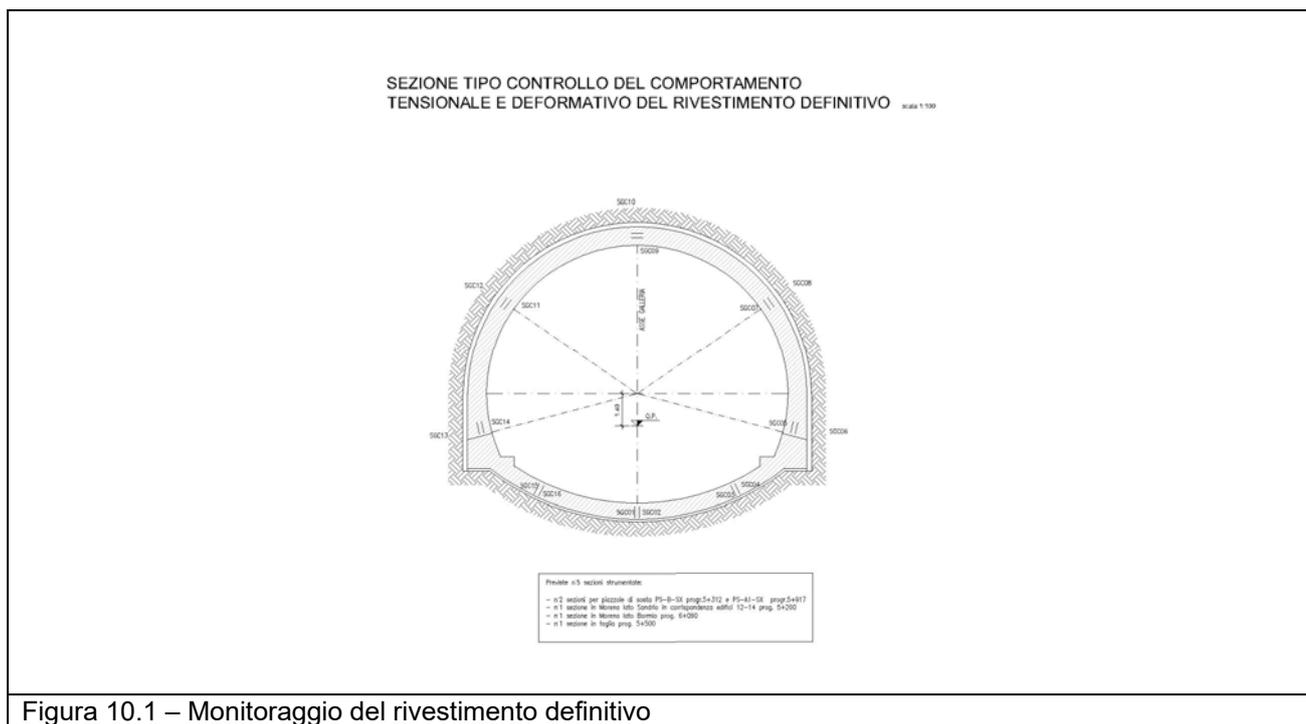


Figura 10.1 – Monitoraggio del rivestimento definitivo

L'elaborazione dati avviene su software apposito e si richiedono i seguenti diagrammi e tabulati numerici :

- deformazioni funzione del tempo e della distanza dal fronte;
- tensioni in funzione del tempo.

Lungo il tracciato della galleria è stata prevista l'installazione di n. 5 sezioni strumentate sopra descritte. Nello specifico:

- n. 2 sezioni per piazzole di sosta PS-B-SX prog. 5+312 e PS-A1-SX prog. 5+917;
- n. 1 sezione in Morena lato Sondrio in corrispondenza degli edifici 12 e 14 prog. 5+200;
- n. 1 sezione in Morena lato Bormio prog. 6+090;
- n. 1 sezione in faglia prog. 5+500.

## 10.2 FREQUENZA DELLE MISURE

Il numero minimo di rilevamenti da eseguire dopo la misura iniziale di riferimento per ogni barretta estensimetrica è il seguente:

- n.1 misura al giorno, per i primi 7 giorni dal getto;
- n.1 misura ogni 3 giorni fino al raggiungimento del 30° giorno dall'installazione.

In funzione della distanza dal fronte di scavo del sistema di lettura, si prevede:

STRUMENTI	Distanza dal fronte Da 0 a 2 Diametri	Distanza dal fronte Da 2 a 4 Diametri	Distanza dal fronte Oltre 4 Diametri
Barrette estensimetriche	Ogni giorno	1 volta a settimana	1 volta al mese

Tabella 10.1 – Programma delle letture del rivestimento definitivo

## 11 MONITORAGGIO DELLE OPERE D'IMBOCCO

Il monitoraggio delle opere di imbocco è finalizzato principalmente a conseguire i seguenti scopi:

- valutare durante le fasi esecutive lo stato tensio-deformativo dell'opera provvisoria, lo stato tensionale dei tiranti, l'ampiezza del cuneo di spinta mobilitato a tergo dell'opera provvisoria durante le fasi di scavo ed eventuali movimenti indotti in testa allo sbancamento a tergo dell'opera provvisoria;
- valutare il comportamento tensio-deformativo dei micropali;
- valutare le variazioni del livello di falda a tergo dell'opera;
- verificare la rispondenza delle grandezze definite e segnalare eventuali anomalie e situazioni di rischio potenziali.

A tali scopi è prevista l'installazione della seguente strumentazione:

- **targhet topografici** sulle travi di testata e di ripartizione delle berlinesi e in corrispondenza delle celle di carico toroidali sulle teste dei tiranti. In relazione all'altezza delle paratie saranno posizionati più ordini di mire ottiche a diverse quote;
- **celle di carico toroidali** sulle teste dei tiranti;
- **inclinometri** installati a monte delle paratie;
- **piezometri** sempre a tergo delle paratie;
- **sistemi di acquisizione dati** e pannelli di centralizzazione a cui cablare tutti gli strumenti elettrici dell'opera al fine di facilitare la lettura.



Figura 11.1 Planimetria Imbocco lato Sondrio-Monitoraggio berlinese

## 11.1 CONTROLLI TOPOGRAFICI E MIRE OTTICHE

### Modalità di esecuzione

L'installazione di mire ottiche e miniprismi sulle opere di sostegno (cordolo di sommità e travi di contrasto ad interasse di circa 30 m) e su idonei pilastrini in calcestruzzo a piano campagna permette attraverso l'esecuzione di rilievi topografici di precisione, eseguiti periodicamente, sia di valutare le condizioni di versante prima della realizzazione dell'imbocco e dell'inizio degli scavi della galleria naturale e sia di effettuare il controllo degli spostamenti dell'opera e dei versanti durante le lavorazioni. L'acquisizione dei dati permetterà consentirà di intervenire preventivamente e valutare al meglio gli eventuali effetti indotti.

I riscontri topografici possono essere rilevati con sistema manuale tradizionale o con sistema automatico robotizzato e in generale l'utilizzo di miniprismi in luogo dei targets permette una maggiore precisione di letture.

Le **mire ottiche** (target topografico) presentano le seguenti caratteristiche:

- Tipologia: Target adesivo riflettente con croce di mira;
- Dimensione: 40x40 mm;
- Campo di temperatura: da -30° a 80°.

I **miniprismi** presentano le seguenti caratteristiche

- Caratteristiche: Dotato di protezione metallica dagli agenti atmosferici e dai raggi del sole in quarzo con supporto metallico in alluminio;
- Dimensione del quarzo: 32 mm.

L'installazione dei targets e dei miniprismi dovrà essere realizzata secondo le seguenti modalità:

- tracciamento topografico delle posizioni di installazione;
- fissaggio della staffa di supporto all'opera mediante tassellatura su cls o saldatura su struttura metallica;
- installazione del miniprisma o del target adesivo alla staffa di supporto.

Al termine delle operazioni di posa potrà essere realizzato il primo rilievo topografico di riferimento per i successivi rilievi (lettura di zero).

La documentazione relativa all'installazione dovrà comprendere:

- informazioni generali quali commessa, cantiere, ubicazione, data, nome dell'operatore;
- quota del piano campagna, quota assoluta o relativa e coordinate planimetriche di ogni target topografico o miniprisma;
- stralcio planimetrico con ubicazione della strumentazione installata;
- caratteristiche dei target installati;
- lettura topografica di riferimento.

### Frequenza delle misure

Si prevede una frequenza di misura settimanale nel corso di esecuzione dello sbancamento, eventualmente da intensificare qualora i risultati ne indicassero la necessità, fino alla completa stabilizzazione.

La frequenza delle letture sarà così prevista:

STRUMENTI	Ante operam (2 mesi)	Corso d'opera (x mesi)	Post opera (12 mesi)
Mire ottiche/miniprismi	1 volta ogni 15 gg	1 volte a settimana	1 volta al mese
Tabella 11.1 – Programma delle letture dei controlli topografici			

## 11.2 CELLE DI CARICO TOROIDALI PER TIRANTI

### Modalità di esecuzione

Le celle di carico elettriche sono composte da un corpo in acciaio di forma toroidale sensibilizzato con strain-gauges di tipo resistivo e una piastra in acciaio che permette una più omogenea ripartizione del carico all'interno della cella. Sotto carico la cella toroidale subisce una deformazione che viene rilevata dagli estensimetri che variando il loro valore di resistenza generano un segnale elettrico proporzionale al carico applicato.

Le principali caratteristiche dello strumento risultano:

- Materiale: Acciaio inossidabile;
- Fondo scala: 750 kN per tiranti da 3 o 4 trefoli  
1200 kN per tiranti da 5 o 6 trefoli;
- Carico ammissibile: 150% FS;
- Sensibilità: 0.001mV;
- Accuratezza: <0.5% FS.



Figura 11.2 Planimetria Imbocco lato Bormio-Monitoraggio berlinese

Le procedure di installazione da adottarsi dovranno essere le seguenti:

- Spianare e lisciare la superficie di contatto nell'intorno del foro predisposto per il tirante da strumentare e stendere un leggero strato di cemento a rapida presa per garantire la planarità;
- Appoggiare la cella di carico sulla superficie predisposta e collegarla a una centralina portatile procedendo alla fase di tesatura del tirante fino al valore di progetto;
- Annotare il valore del carico di progetto e la relativa perdita di tesatura dopo aver scollegato il martinetto e fissare i cavi delle celle di carico lungo il paramento della paratia fino a un pannello di centralizzazione.

La documentazione da fornire al termine dell'installazione comprende:

- Informazioni generali (commessa, cantiere...);
- Codifica dello strumento con schema grafico del cablaggio a centralina di lettura;
- Prospetto di progetto dell'opera con indicazione dell'ubicazione dello strumento;
- Risultati della tesatura iniziale, con indicazione di tutte le misure effettuate (lettura di controllo prima della tesatura, lettura in fase di tesatura, lettura appena dopo la tesatura);
- Documentazione tecnica dello strumento e certificato di taratura della cella di carico.

### **Frequenza delle misure**

La frequenza delle letture sarà così prevista:

STRUMENTI	Ante operam (2 mesi)	Corso d'opera (x mesi)	Post opera (12 mesi)
Celle di carico	-	3 volte a settimana	1 volta al mese

Tabella 11.2 – Programma delle letture delle celle di carico

## **11.3 TUBO INCLINOMETRO**

### **Modalità di esecuzione**

L'installazione di un tubo inclinometrico in un foro di sondaggio consente attraverso misure ripetute nel tempo il rilievo dello spostamento orizzontale del terreno durante tutte le fasi di lavorazione.

Tali misure vengono effettuate introducendo nel tubo una opportuna **sonda inclinometrica** che, dotata di sensori servoacceleratori di elevata precisione, consente di misurare l'inclinazione del tubo in corrispondenza di una determinata sezione.

I tubi inclinometrici ( $\Phi_{int} = 76$  mm) dovranno essere in alluminio o in ABS e avere una sezione circolare provvista di quattro scanalature con funzione di guida per la sonda inclinometrica.

I tubi inclinometrici dovranno essere disponibili in spezzoni di 3.0 m e dotati di assoluta perpendicolarità rispetto all'asse con tolleranza di 1°.

La perforazione a carotaggio continuo del foro di sondaggio in cui verrà installato il tubo inclinometrico dovrà essere verticale e di diametro non inferiore a 101 mm e non superiore a 127 mm con una deviazione globale dalla verticale non superiore al 2%.

La installazione dei tubi inclinometrici dovrà avvenire in accordo alle seguenti modalità:

- Lavaggio accurato con acqua pulita del foro di sondaggio;
- Preassemblaggio dei tubi inclinometrici in spezzoni di 6.0 m terminanti a un estremo con un manicotto;
- Inserimento del primo spezzone di tubo nel foro;
- Bloccaggio del tubo mediante apposita morsa;
- Inserimento dello spezzone successivo, incollaggio, rivettatura e sigillatura dei giunti;
- Proseguimento delle operazioni descritte fino al completamento della colonna;

- Cementazione del tubo inclinometrico da fondo foro da eseguire a bassissima pressione non superiore a 200 kPa attraverso il tubo di iniezione o attraverso la valvola di fondo osservando la risalita della miscela cementizia all'esterno del tubo inclinometrico. Il rivestimento di perforazione dovrà essere estratto appena la miscela appare in superficie;
- Accurato lavaggio e installazione a testa foro di un chiusino di protezione;
- Controllo della funzionalità della tubazione mediante il calaggio nel foro di una sonda testimone che dovrà passare e quattro le guide senza incontrare ostacoli sia in discesa che in risalita;
- Al termine dell'installazione dovrà essere eseguito un rilievo topografico fornendo le coordinate piano altimetriche della testa dello strumento.

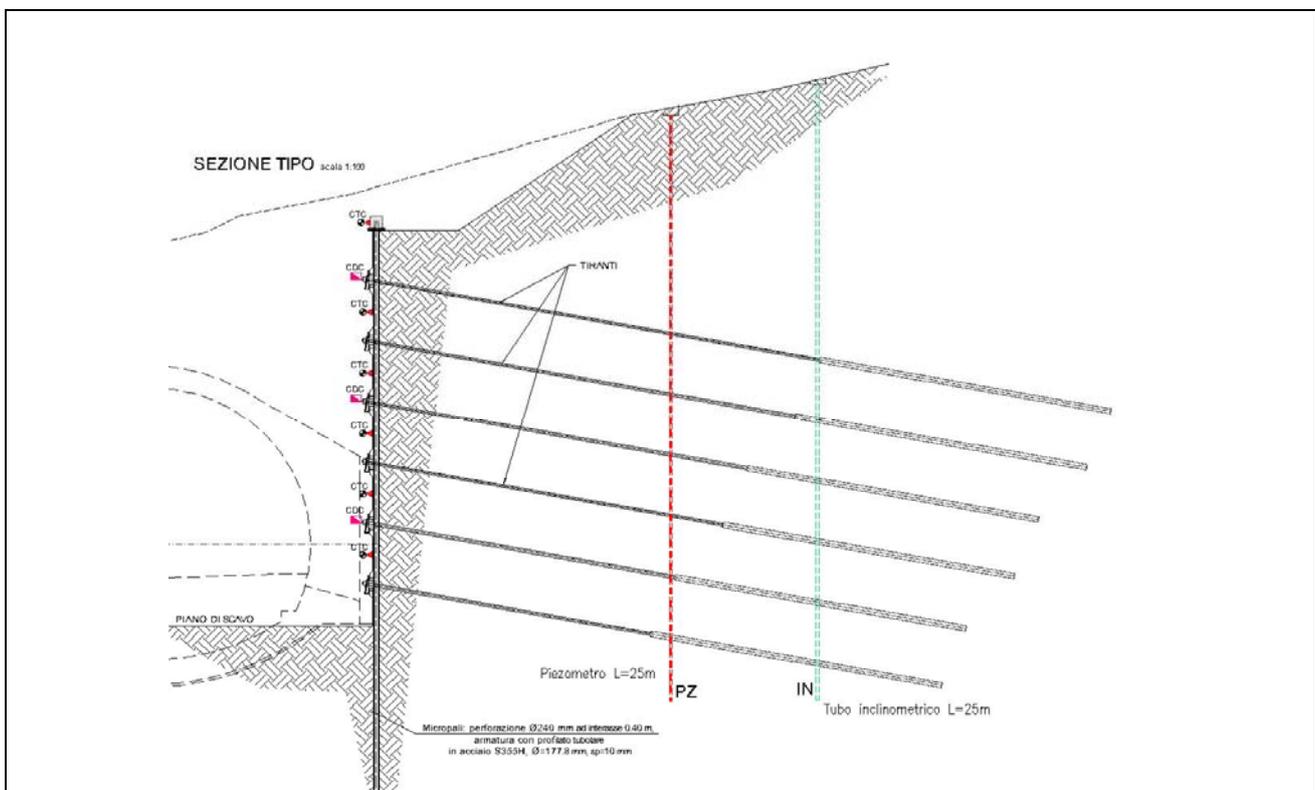


Figura 11.3 Sezione tipo di intervento-Monitoraggio berlinese

Si prevede l'installazione di inclinometri in corrispondenza dei due imbocchi della galleria naturale atti a misurare movimenti profondi in seguito alle operazioni propedeutiche agli scavi di sbancamento della berlinese.

### **Frequenza delle misure**

Si prevede una frequenza di misura settimanale nel corso di esecuzione degli sbancamenti e dello scavo dei primi 100 m in sotterraneo della galleria, eventualmente da intensificare qualora i risultati ne indicassero la necessità, fino alla completa stabilizzazione.

La frequenza delle letture sarà così prevista:

STRUMENTI	Ante operam (2 mesi)	Corso d'opera (x mesi)	Post opera (12 mesi)
Tubi inclinometrici	1 volta ogni 15 gg	1 volte a settimana	1 volta ogni 2 mesi

Tabella 11.3 – Programma delle letture dei tubi inclinometrici

### 11.4 PIEZOMETRI

#### **Modalità di esecuzione**

Il piezometro tipo Casagrande consente il rilievo, mediante apposita sonda elettrica (freatimetro) munita di cavo graduato, della profondità della superficie piezometrica, attraverso l'inserimento in un foro di sondaggio di un piezometro costituito da un filtro cilindrico collegato a due tubicini rigidi in PVC per il raccordo con la superficie.

La cella tipo Casagrande è costituita da un cilindro poroso di materiale plastico con un diametro minimo di 50 mm e una lunghezza non inferiore a 200 mm.

La installazione della cella Casagrande dovrà essere così eseguita:

- Posa di uno spessore di 0.5 m di sabbia grossa o ghiaietto pulito e discesa a quota della cella Casagrande precedentemente assemblata con i due tubicini rigidi in PVC;
- Posa di ghiaia grossa o ghiaietto pulito attorno alla cella e al di sopra di essa per circa 0.50 m, ritirando man mano il rivestimento senza l'ausilio della rotazione;
- Posa di tampone impermeabile dello spessore di circa 1.0 m realizzato inserendo bentonite in palline in strati di 20 cm alternata a ghiaietto di 2-3 cm e ritirando man mano il rivestimento;
- Riempimento del foro al di sopra del tampone impermeabile con una miscela plastica acqua-cemento-bentonite calata attraverso apposite aste calate sul fondo del foro;
- Protezione delle estremità del piezometro con coperchio removibile;
- Esecuzione della prima lettura significativa:

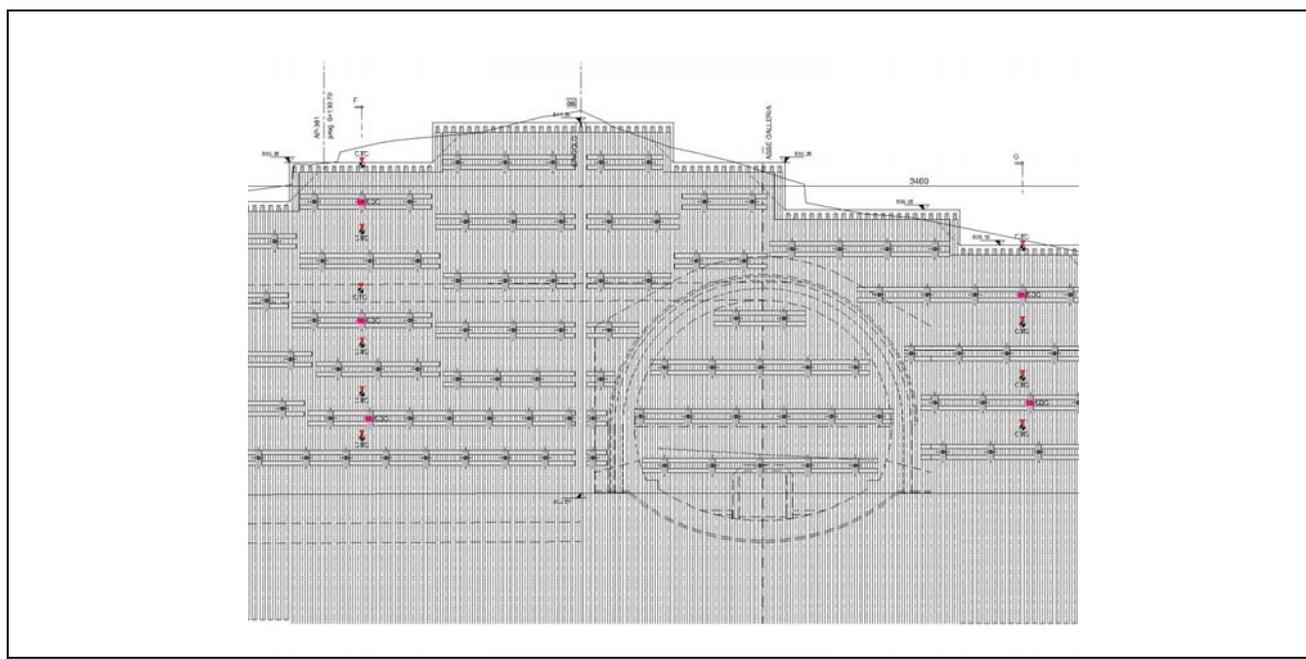


Figura 11.4 Prospetto di intervento-Monitoraggio berlinese

La documentazione dovrà comprendere:

- informazioni generali (commessa, cantiere, ubicazione, data, nominativo dell'operatore);
- stratigrafia del foro di sondaggio (se eseguito a carotaggio continuo);
- tipo e schema di installazione nel foro della cella Casagrande;
- quota assoluta o relativa della estremità superiore del chiusino di protezione;
- tabella con le letture eseguite per la determinazione della prima lettura significativa.

**Frequenza delle misure**

La frequenza delle letture sarà così prevista:

STRUMENTI	Ante operam (2 mesi)	Corso d'opera (x mesi)	Post opera (12 mesi)
Piezometri	1 volta ogni 15 gg	1 volte a settimana	1 volta al mese

Tabella 11.4 – Programma delle letture dei piezometri

## 12 CONDIZIONI TENSIO-DEFORMATIVE ATTESE A SEGUITO DELLO SCAVO

Per la definizione della prevedibile risposta del sistema struttura-ammasso e dei livelli tensionali e deformazioni sui rivestimenti provvisori della galleria sono state analizzate le analisi numeriche alle differenze finite sviluppate con il programma di calcolo FLAC8.0 per le singole Sezioni di Scavo analizzate.

Sulla base di tali valori sono stati definiti i parametri e le grandezze fisiche da acquisire in forma diretta o derivata tramite la strumentazione descritta precedentemente.

### 12.1 TENSIONI E DEFORMAZIONI SUL PRERIVESTIMENTO DELLA SEZIONE DI SCAVO GD-A1

I valori tensionali e deformativi sono presentati sotto forma grafica.

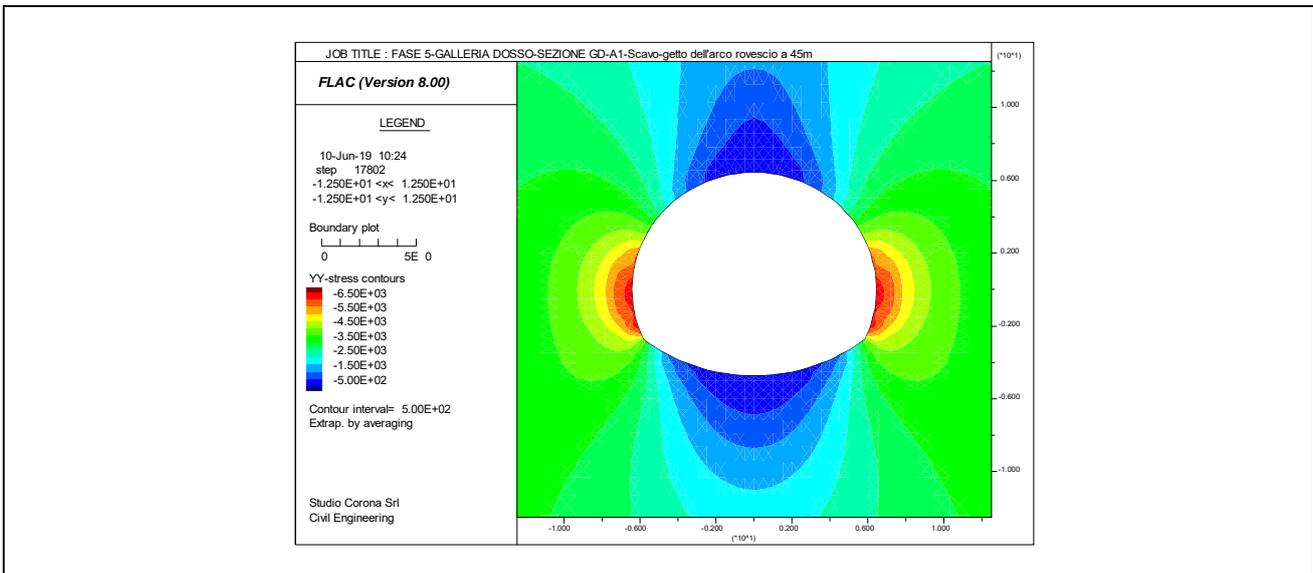


Figura 12.1- Sezione GD-A1 Livello tensionale syy sul prerivestimento

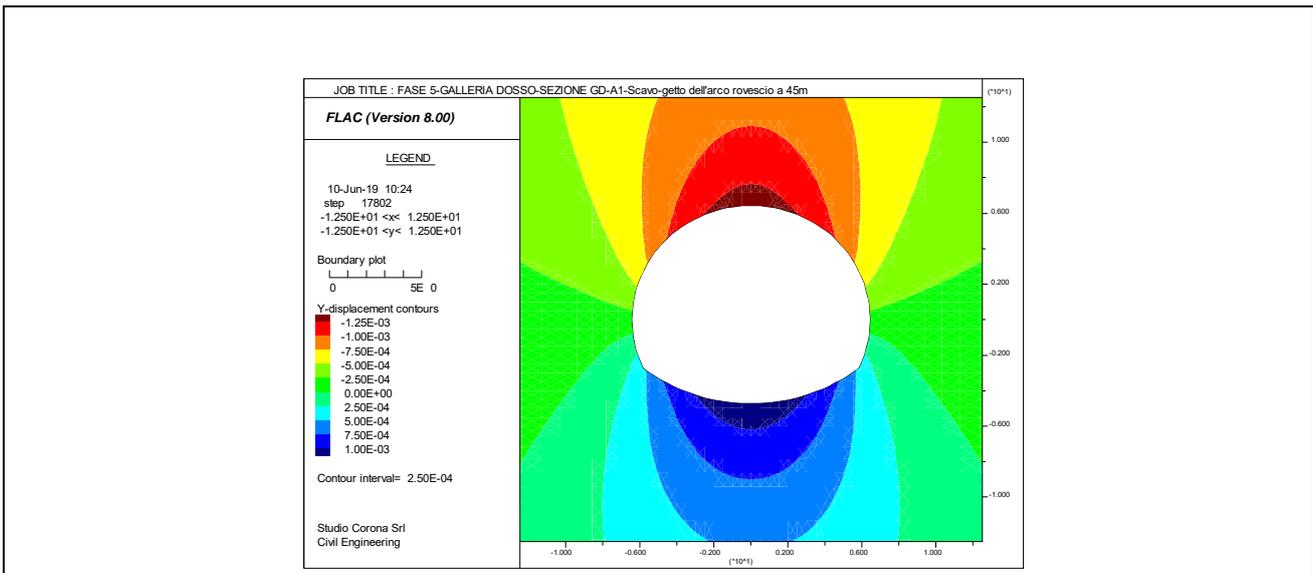


Figura 12.2- Sezione GD-A1 Deformazione ydis sul prerivestimento

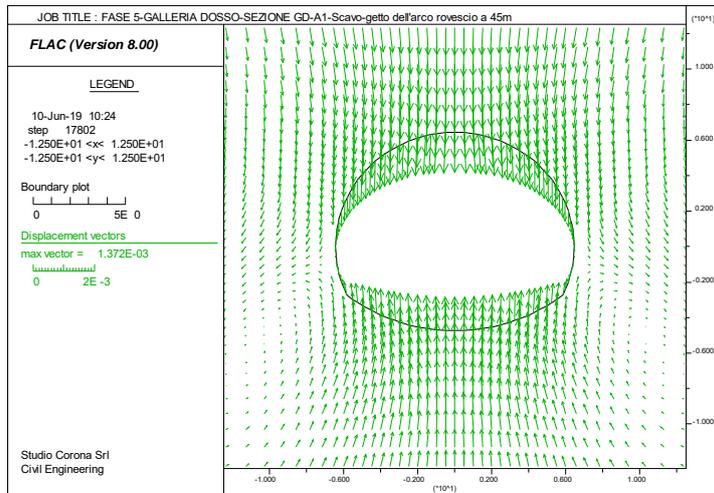


Figura 12.3- Sezione GD-A1 Vettore spostamento massimo pari a 1.37e-3 m sul priverivestimento

## 12.2 TENSIONI E DEFORMAZIONI SUL PRIVERIVESTIMENTO DELLA SEZIONE DI SCAVO GD-A2

I valori tensionali e deformativi sono presentati sotto forma grafica.

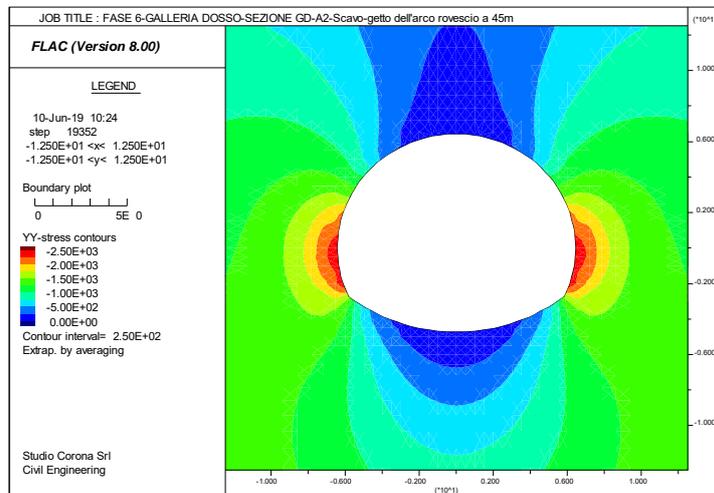


Figura 12.4- Sezione GD-A2 Livello tensionale syy sul priverivestimento

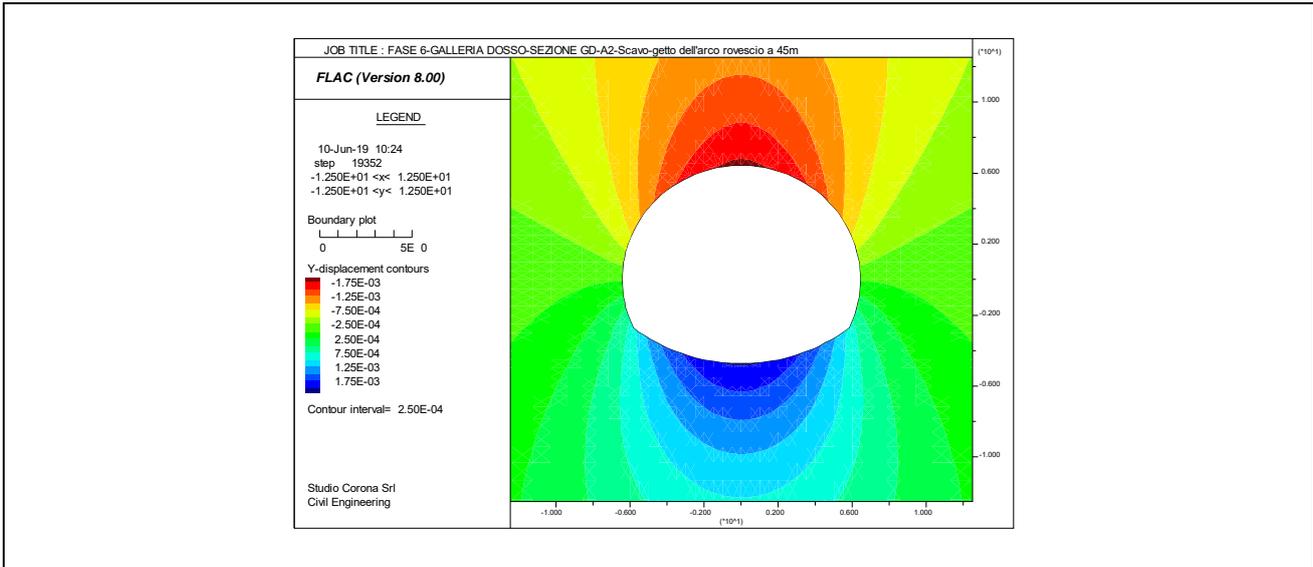


Figura 12.5- Sezione GD-A2 Deformazione ydis sul priverivestimento

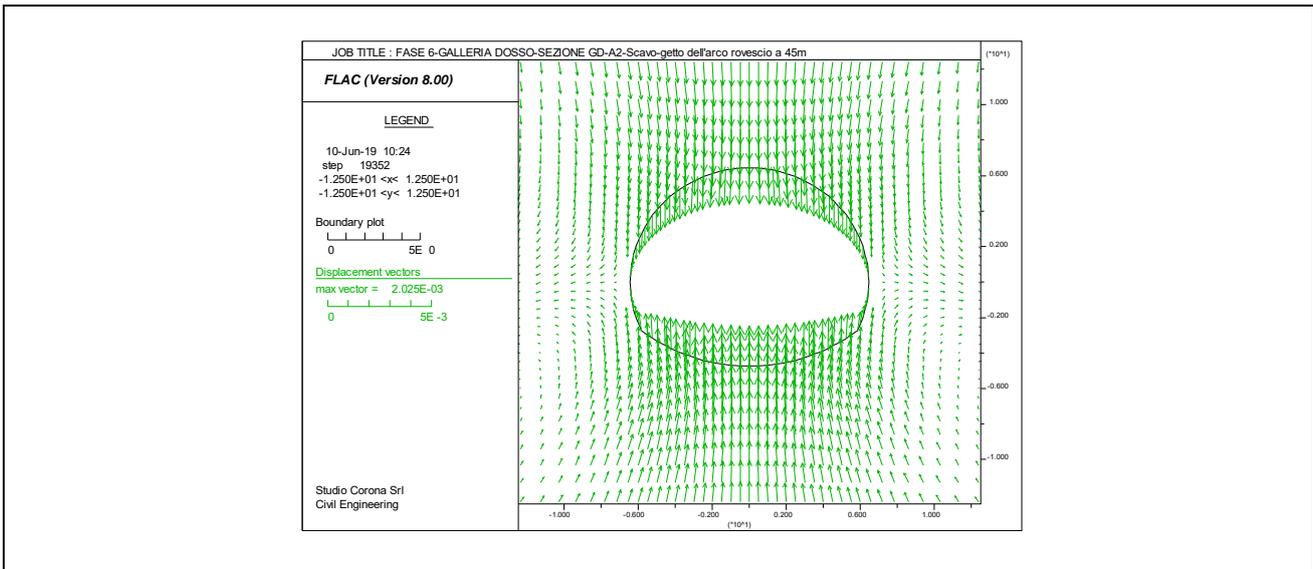


Figura 12.6- Sezione GD-A2 Vettore spostamento massimo pari a 1.79e-3 m sul priverivestimento

### 12.3 TENSIONI E DEFORMAZIONI SUL PRIVERIVESTIMENTO DELLA SEZIONE DI SCAVO GD-B1

I valori tensionali e deformativi sono presentati sotto forma grafica.

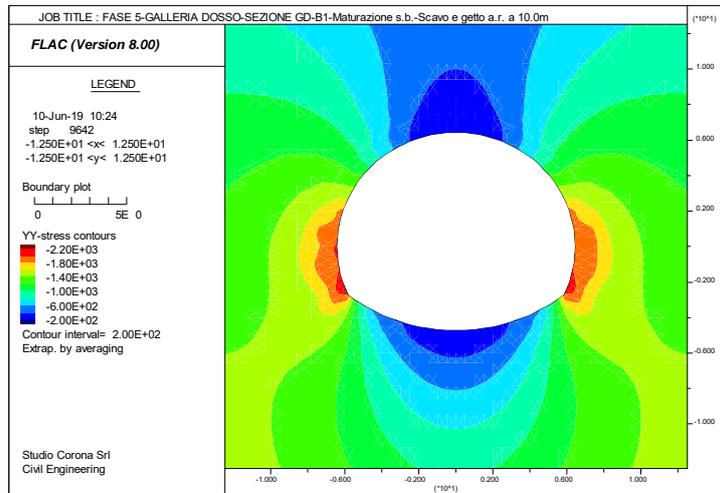


Figura 12.7- Sezione GD-B1 Livello tensionale syy sul priverivestimento

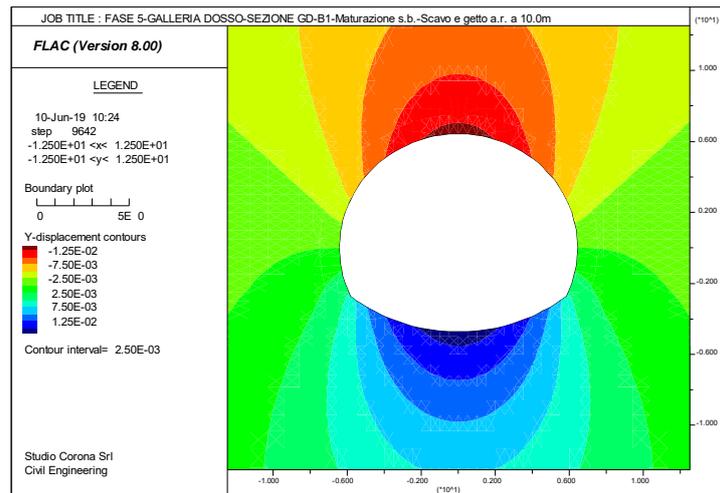


Figura 12.8- Sezione GD-B1 Deformazione ydis sul priverivestimento

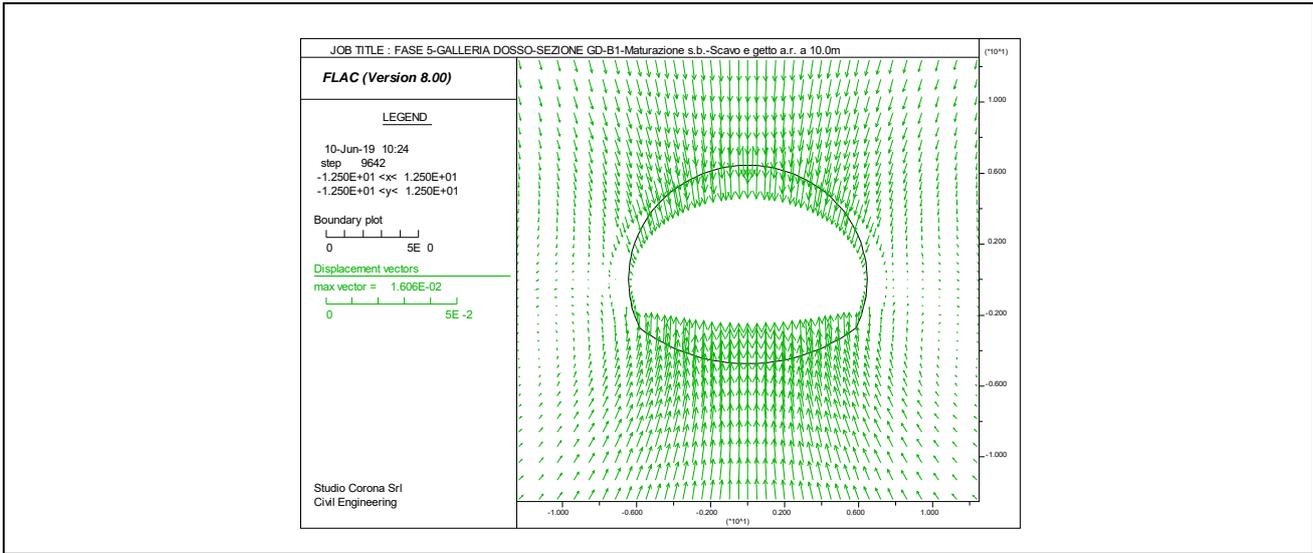


Figura 12.9- Sezione GD-B1 Vettore spostamento massimo pari a 1.31e-2 m sul priverivestimento

## 12.4 TENSIONI E DEFORMAZIONI SUL PRIVERIVESTIMENTO DELLA SEZIONE DI SCAVO GD-B2

I valori tensionali e deformativi sono presentati sotto forma grafica.

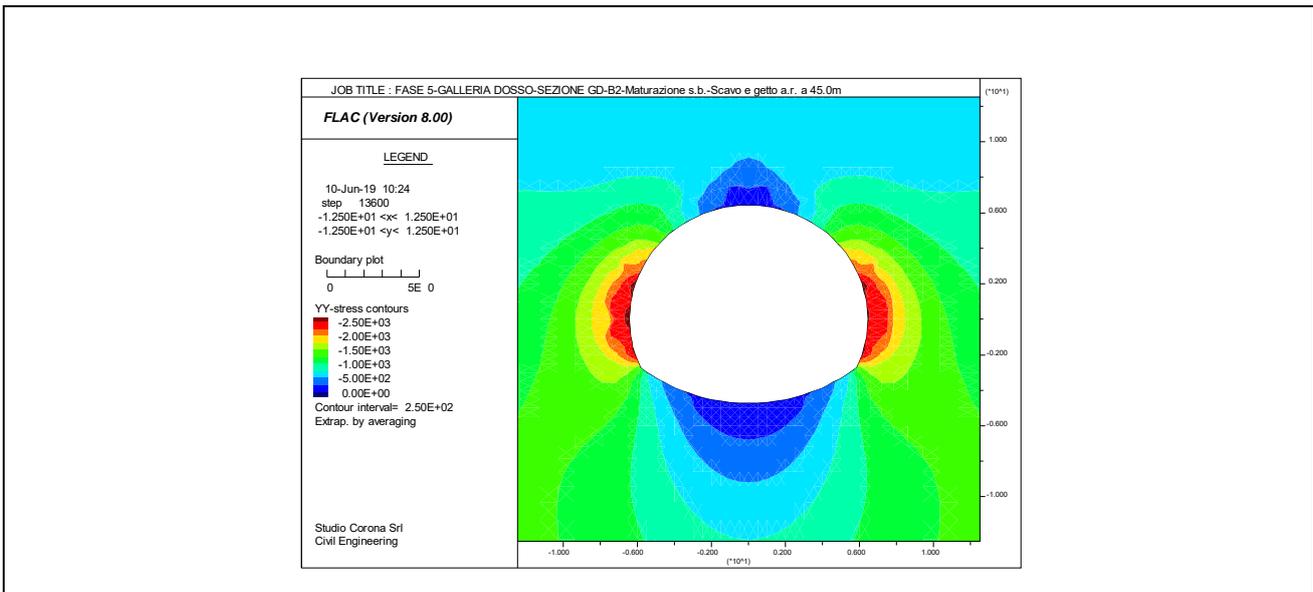


Figura 12.10- Sezione GD-B2 Livello tensionale syy sul priverivestimento

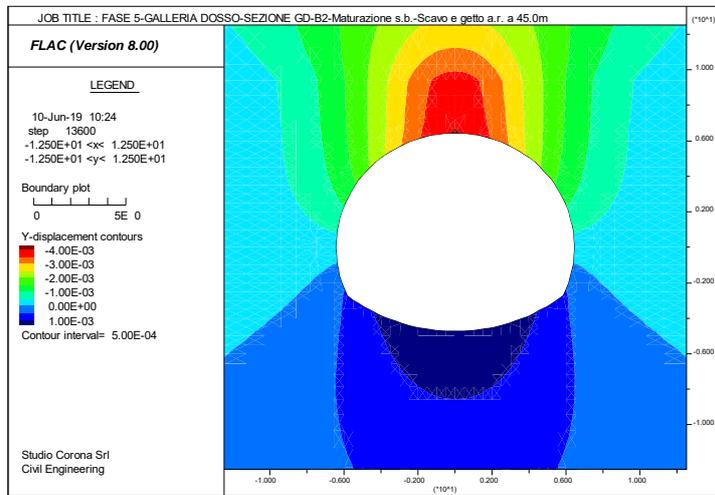


Figura 12.11- Sezione GD-B2 Deformazione ydis sul priverivestimento

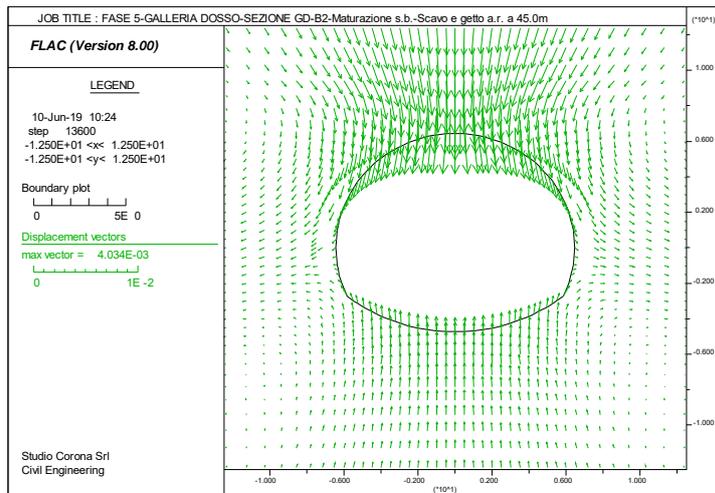


Figura 12.12- Sezione GD-B2 Vettore spostamento massimo pari a 4.03e-3 m sul priverivestimento

## 12.5 TENSIONI E DEFORMAZIONI SUL PRIVERIVESTIMENTO DELLA SEZIONE DI SCAVO GD-C1

I valori tensionali e deformativi sono presentati sotto forma grafica.

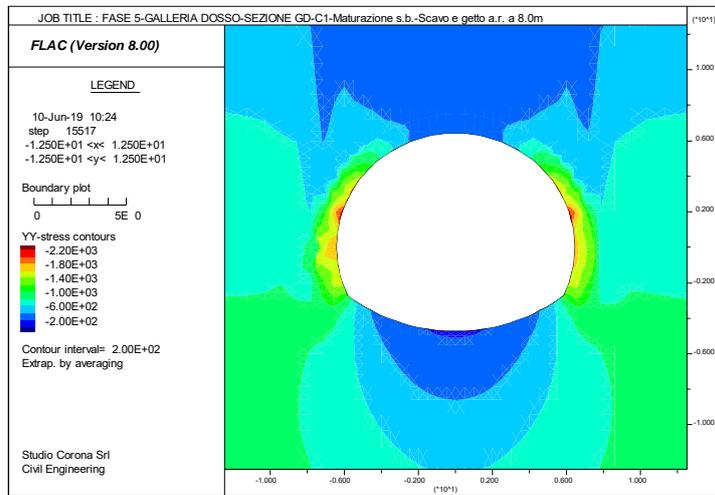


Figura 12.13- Sezione GD-C1 Livello tensionale syy sul priverivestimento

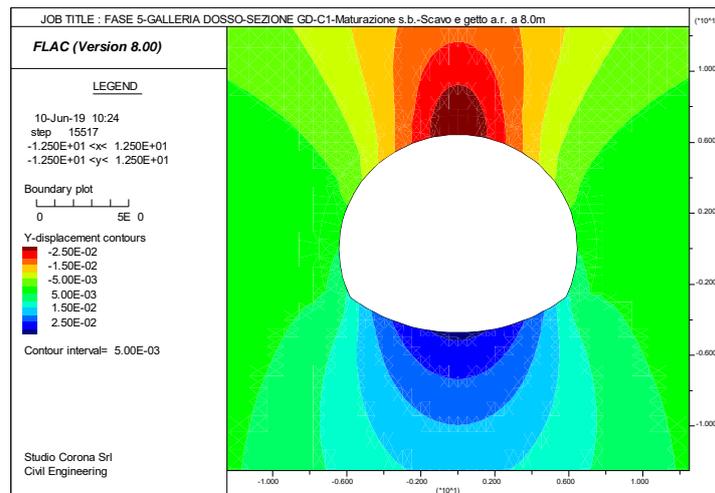


Figura 12.14- Sezione GD-C1 Deformazione ydis sul priverivestimento

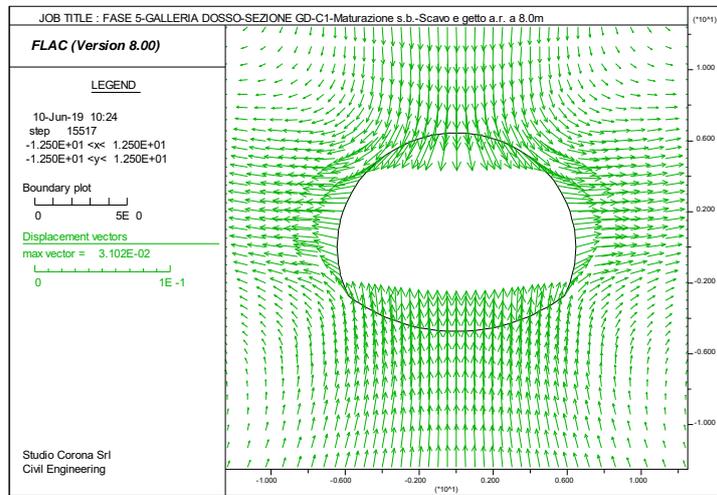


Figura 12.15- Sezione GD-C1 Vettore spostamento massimo pari a  $2.89e-2$  m sul prerivestimento

## 12.6 TENSIONI E DEFORMAZIONI SUL PRERIVESTIMENTO DELLA SEZIONE DI SCAVO GD-C2

I valori tensionali e deformativi sono presentati sotto forma grafica.

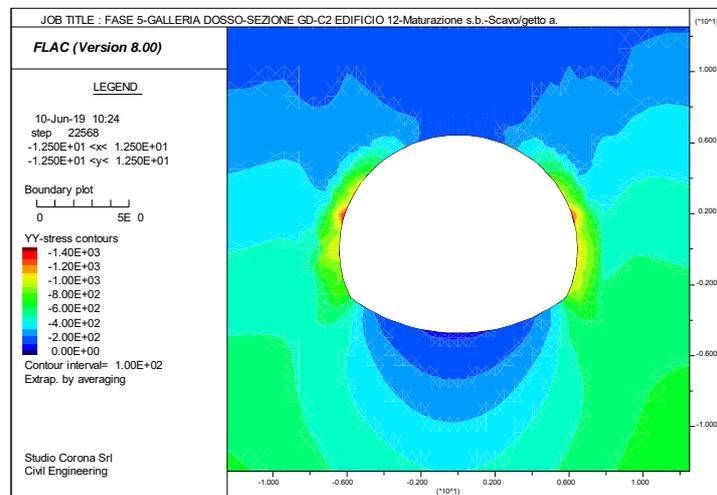


Figura 12.16- Sezione GD-C2 Livello tensionale  $s_{yy}$  sul prerivestimento

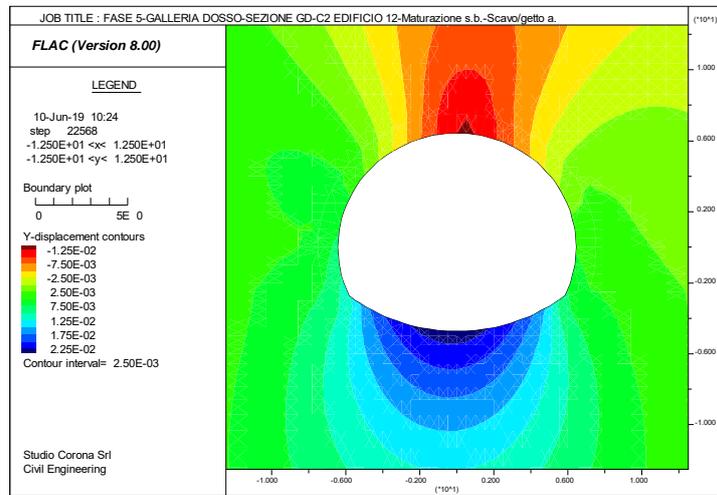


Figura 12.17- Sezione GD-C2 Deformazione ydis sul prerivestimento

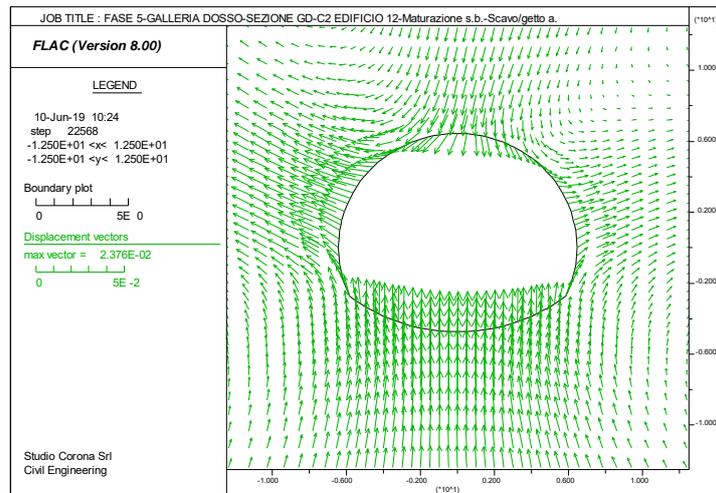


Figura 12.18- Sezione GD-C2 Vettore spostamento massimo pari a 1.42e-2 m sul prerivestimento

### 12.7 TENSIONI E DEFORMAZIONI SUL PRERIVESTIMENTO DELLA SEZIONE DI SCAVO GD-C3

I valori tensionali e deformativi sono presentati sotto forma grafica.

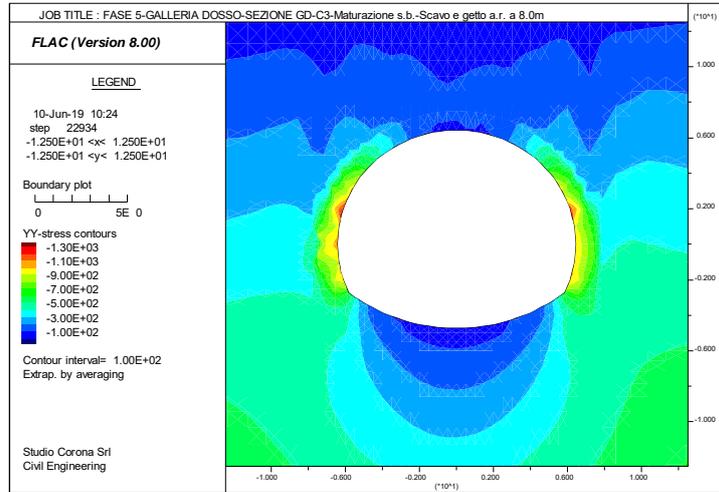


Figura 12.19- Sezione GD-C3 Livello tensionale syy sul priverivestimento

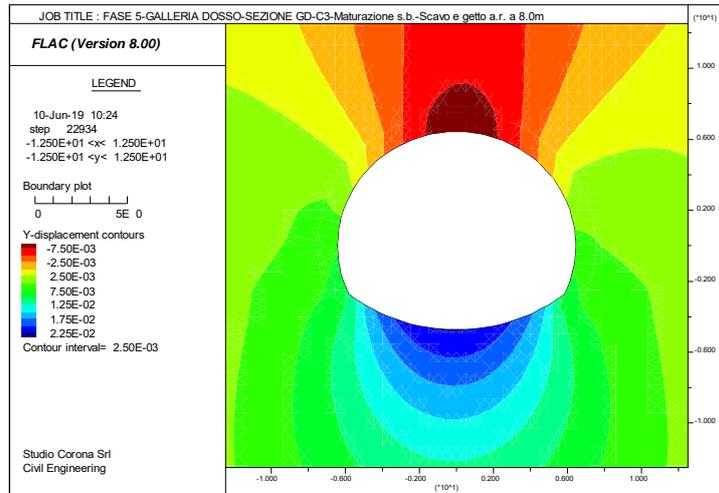


Figura 12.20- Sezione GD-C3 Deformazione ydis sul priverivestimento

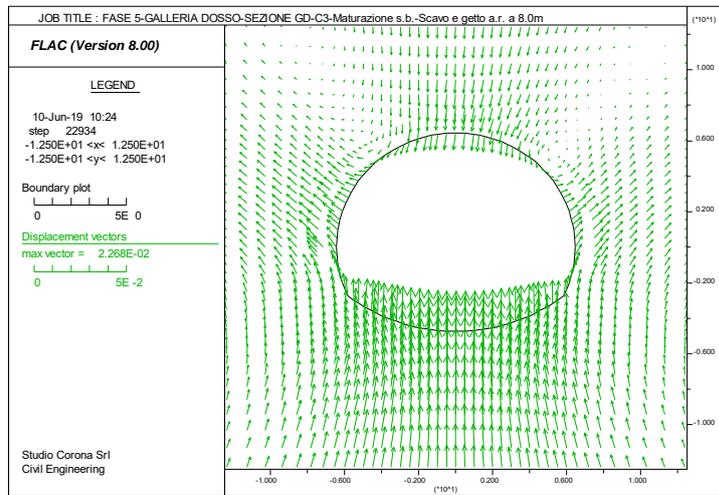


Figura 12.21- Sezione GD-C3 Vettore spostamento massimo pari a  $9.49e-3$  m sul priverivestimento

## 12.8 TENSIONI E DEFORMAZIONI SUL PRIVERIVESTIMENTO DELLA SEZIONE DI SCAVO GD-C4

I valori tensionali e deformativi sono presentati sotto forma grafica.

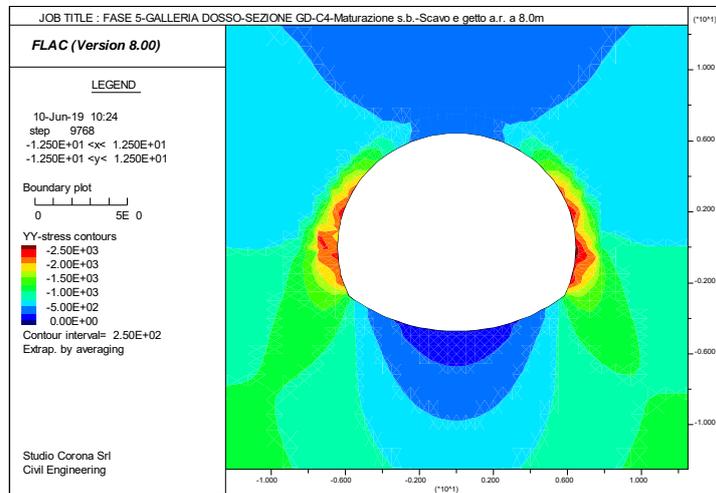


Figura 12.22- Sezione GD-C4 Livello tensionale syy sul priverivestimento

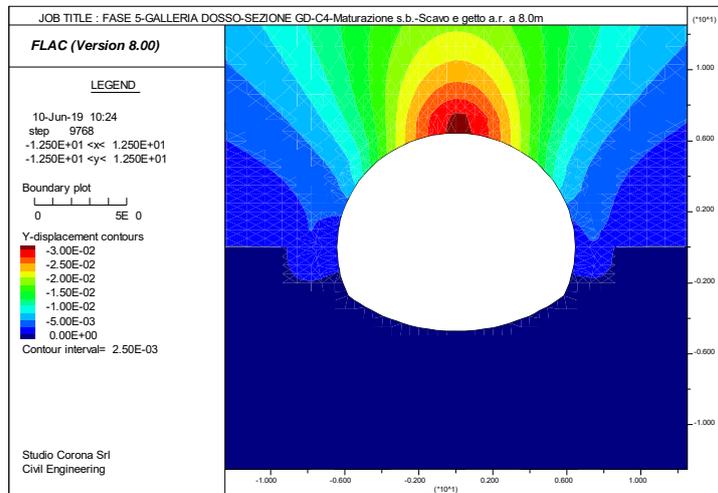


Figura 12.23- Sezione GD-C4 Deformazione ydis sul priverivestimento

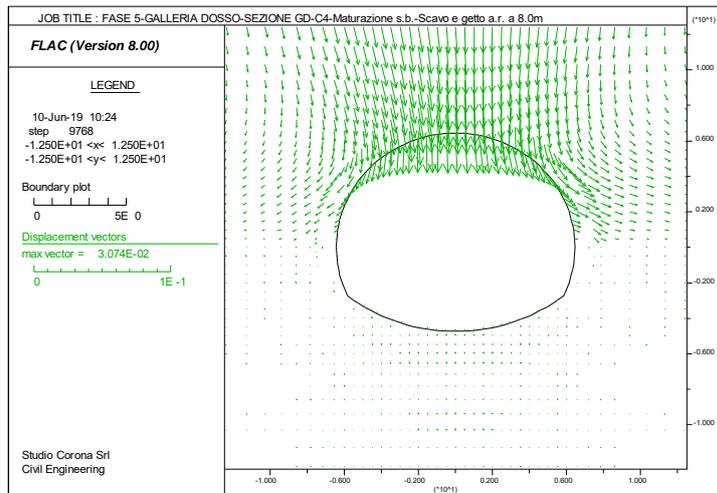


Figura 12.24- Sezione GD-C4 Vettore spostamento massimo pari a 3.07e-2 m sul priverivestimento

## 12.9 TENSIONI E DEFORMAZIONI SUL PRIVERIVESTIMENTO DELLA SEZIONE DI SCAVO GD-PS-A1

I valori tensionali e deformativi sono presentati sotto forma grafica.

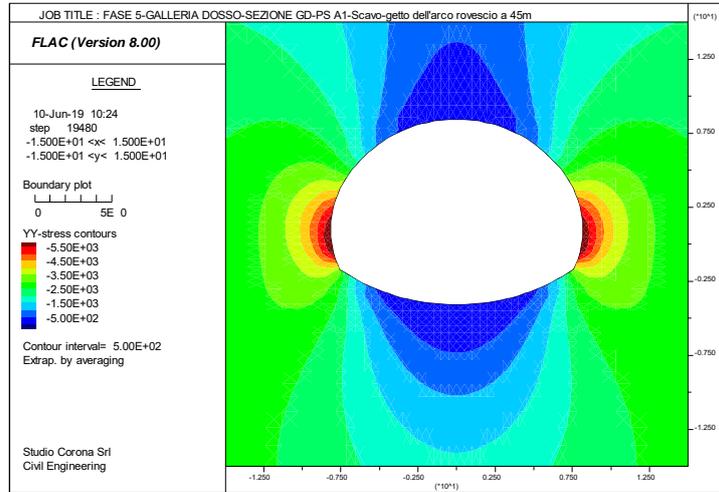


Figura 12.25- Sezione GD-PS-A1 Livello tensionale syy sul privervestimento

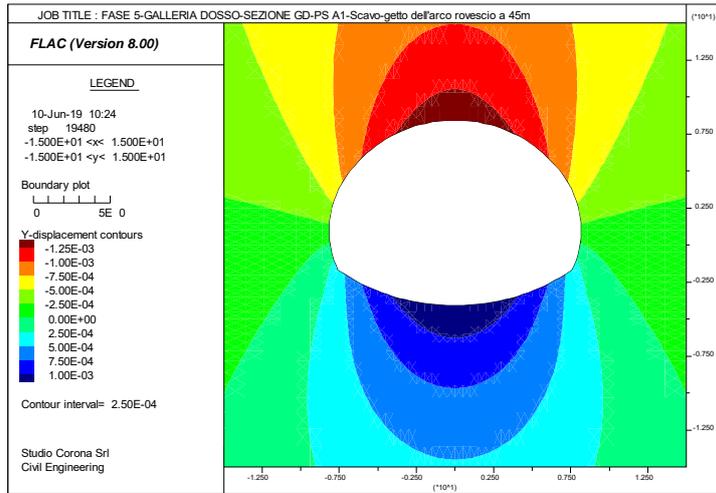


Figura 12.26- Sezione GD-PS-A1 Deformazione ydis sul privervestimento

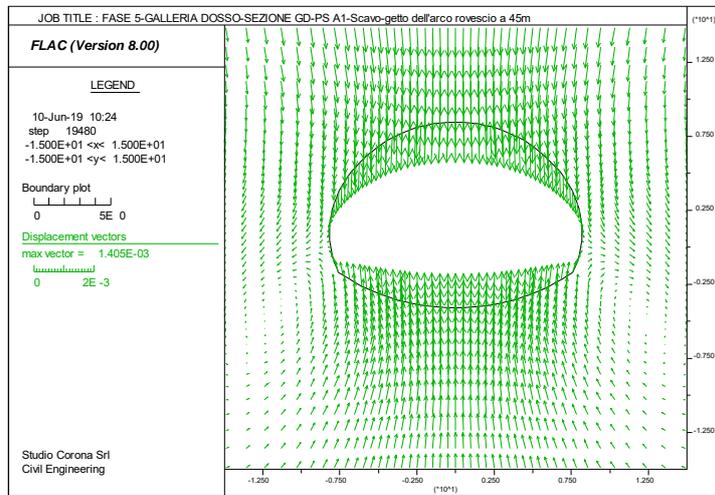


Figura 12.27- Sezione GD-PS-A1 Vettore spostamento massimo pari a 1.40e-3 m sul prriverstimento

### 12.10 TENSIONI E DEFORMAZIONI SUL PRIVERSTIMENTO DELLA SEZIONE DI SCAVO GD-PS-B

I valori tensionali e deformativi sono presentati sotto forma grafica.

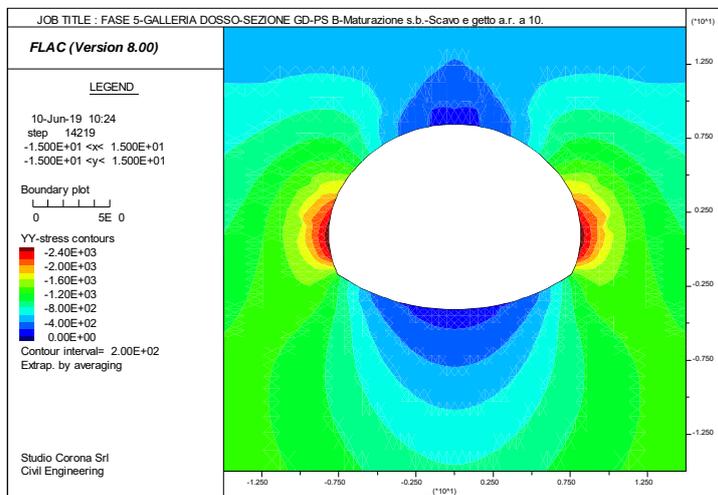


Figura 12.28- Sezione GD-PS-B Livello tensionale syy sul prriverstimento

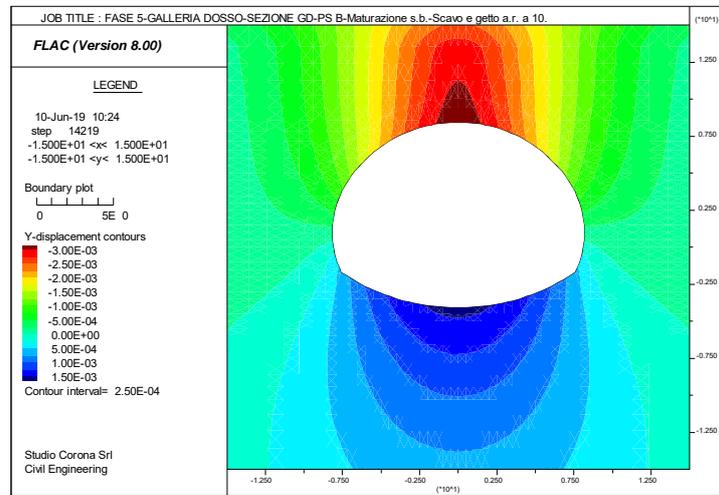


Figura 12.29- Sezione GD-PS-B Deformazione ydis sul priverstimento

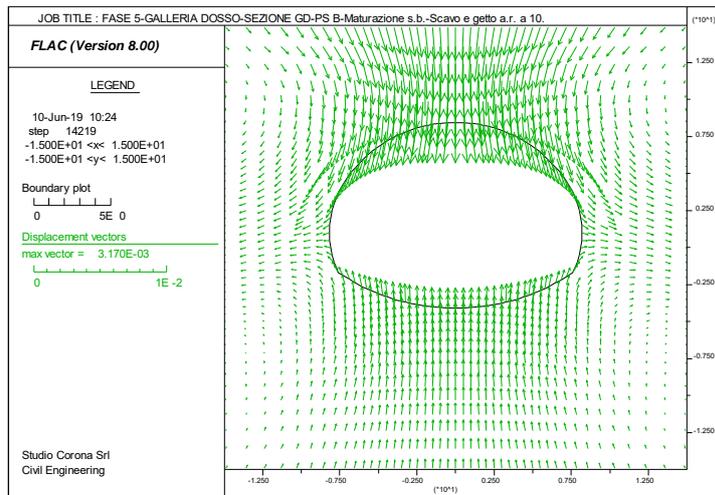


Figura 12.27- Sezione GD-PS-A1 Vettore spostamento massimo pari a 3.17e-3 m sul priverstimento

### 13 APPLICAZIONE DEL MONITORAGGIO ALLE SEZIONI TIPO

Il monitoraggio in corso d'opera presenta un mezzo forte di controllo della coerenza progettuale e dell'applicabilità delle condizioni al contorno ipotizzate in fase di progettazione.

Esso permette di verificare le seguenti condizioni:

- verificare la rispondenza di quanto misurato in situ rispetto alle ipotesi di progetto;
- verificare e ottimizzare l'intensità degli interventi previsti (numero di consolidamenti al fronte, lunghezze delle sovrapposizioni, passo delle centine, ecc.) in relazione alla risposta deformativa del fronte e dello stato tensionale nei rivestimenti;
- verificare la corretta applicazione delle sezioni tipologiche previste in progetto;
- segnalare la necessità o possibilità di applicazioni di sezioni tipo differenti da quelle previste in progetto.

L'interpretazione dei dati di monitoraggio si basa principalmente sulla "corretta interpretazione" del comportamento tenso-deformativo al fronte e al contorno del cavo con una analisi completa di tutti i dati provenienti dal monitoraggio.

In altri termini valutando contemporaneamente il rilievo geologico, le misure di estrusione, di convergenza e di subsidenza si può valutare e ipotizzare il meccanismo di collasso dal cavo e i margini rispetto a tale situazione per poter eventualmente intervenire in una nuova taratura del progetto realizzato in opera.

Per meglio interpretare i dati di monitoraggio si è soliti stabilire dei "valori di soglia" che risultano essere dei valori di riferimento limite rispetto alle ipotesi progettuali.

Sono quindi introdotti i seguenti valori di soglia:

- **Soglia di attenzione.** Al superamento di tale soglia si eseguirà un'accurata verifica dell'esecuzione delle fasi costruttive previste e si valuterà tempestivamente se apportare leggere modifiche a tali lavorazioni, orientati dalla presenza o meno di eventuali segni premonitori di instabilità dell'evoluzione temporale delle misure, valutando la successiva stabilizzazione della risposta;
- **Soglia di allarme.** Al superamento di tale soglia si aumenterà opportunamente la prevista frequenza delle misure per verificare l'eventuale progressiva stabilizzazione della risposta.
- 

Qualora le velocità di variazione delle grandezze misurate non si annullino in breve termine, le operazioni di scavo si arresteranno e si applicheranno tempestivamente dei provvedimenti atti a contrastare la tendenza al comportamento instabile del cavo.

#### 13.1 MISURE DELLE SOGLIE DI ATTENZIONE DI ALLARME SUL PRERIVESTIMENTO

I valori di soglia di attenzione e di allarme risultano così definiti per una deformata  $C_{ATTESA}$  ottenuta con calcoli svolti in condizioni drenate:

- soglia di attenzione =  $1.2 C_{ATTESA}$
- soglia di allarme =  $1.3 S_{ATTENZIONE}$

Sez. tipo	Range teorico di riferimento	Soglia di attenzione	Soglia di Allarme
	Conv (mm)	Conv (mm)	Conv (mm)
GD-A1	≤ 1.3	≤ 1.5	≤ 2.0
GD-A2	≤ 1.8	≤ 2.1	≤ 2.8
GD-B1	≤ 13.1	≤ 15.7	≤ 20.4
GD-B2	≤ 4.0	≤ 4.8	≤ 6.2
GD-C1	≤ 28.9	≤ 34.6	≤ 45.0
GD-C2	≤ 14.2	≤ 17.0	≤ 22.1
GD-C3	≤ 9.5	≤ 11.4	≤ 14.8
GD-C4	≤ 30.7	≤ 36.8	≤ 47.8
GD-PS-A1	≤ 1.4	≤ 1.6	≤ 2.1
GD-PS-B	≤ 3.1	≤ 3.7	≤ 4.8

Tabella 13.1 – Valori di soglia e di allarme sul prerivestimento

### 13.2 VALORI DI ESTRUSIONE ATTESA SUL FRONTE

Il criterio di definizione dei valori di soglia delle estrusioni non può essere basato direttamente sui risultati delle analisi numeriche alle differenze finite perchè queste ultime sono sviluppate nel piano della sezione trasversale della galleria.

Si fa quindi riferimento a dei risultati di analisi numeriche tridimensionali svolte in casi confrontabili con quelli in esame, da cui si evince che il valore di estrusione del fronte è prossima al 60% della massima convergenza diametrale verticale del contorno, in presenza di prerivestimento e in assenza di consolidamento del fronte.

L'esperienza ricavata da misure di estrusione al variare della lunghezza dei tubi in VTR (Lunardi, 2000) indica che in presenza di efficaci consolidamenti, l'estrusione è circa il 25% di quella del fronte non sostenuto uf.

Quindi otteniamo:

$$C_{ESTRUSIONE\ ATTESA} = 0,60 \times 0,25 \times uf = 0,15 uf$$

I valori di soglia di attenzione e di allarme per le misure di estrusione dei fronti risultano quindi così definiti:

- soglia di attenzione = **1.2 C<sub>ESTRUSIONE ATTESA</sub>**
- soglia di allarme = **1.3 S<sub>ATTENZIONE</sub>**

Si presentano in forma grafica i valori del vettore di spostamento del cavo non sostenuto per le differenti Sezioni di scavo della galleria.

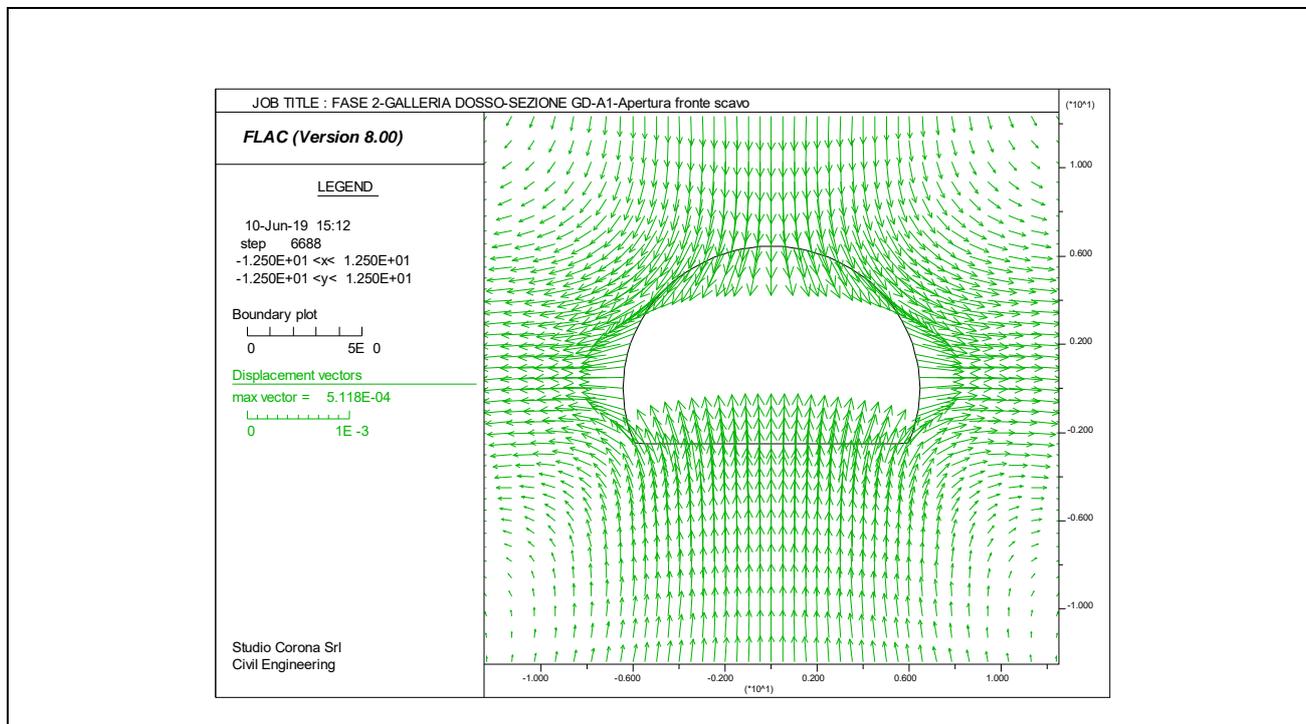


Figura 13.1 Vettore di spostamento del cavo per sezione GD-A1 pari a  $5.11 \times 10^{-4}$  m

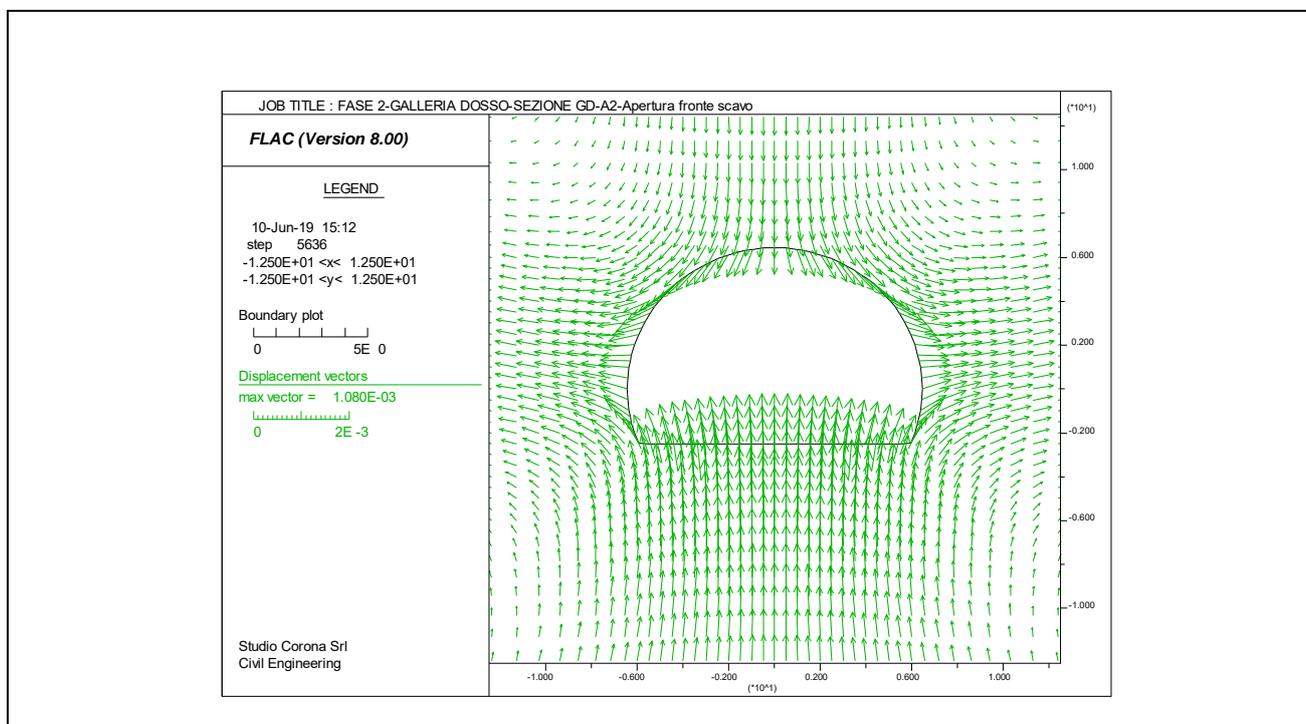


Figura 13.2 Vettore di spostamento del cavo per sezione GD-A2 pari a  $1.08 \times 10^{-3}$  m

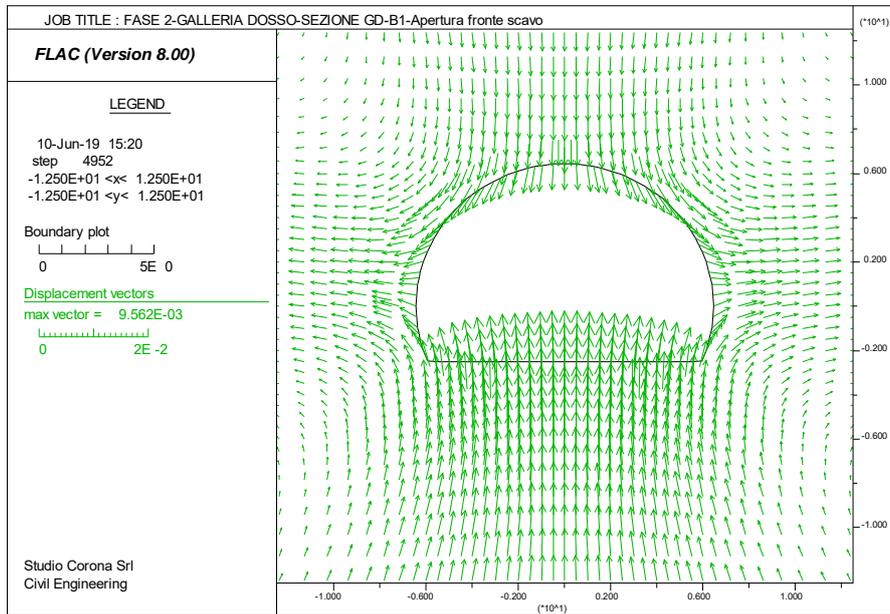


Figura 13.3 Vettore di spostamento del cavo per sezione GD-B1 pari a  $9.56e-3$  m

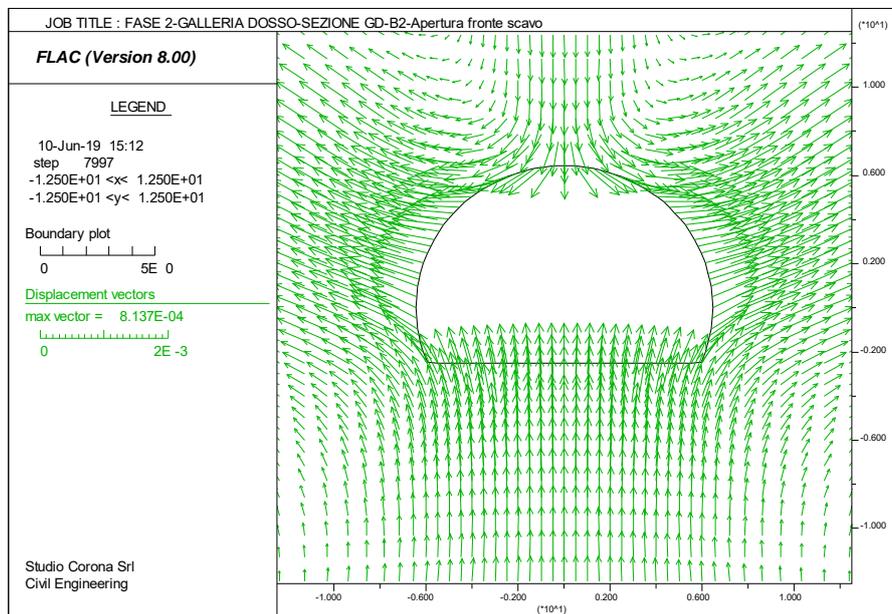


Figura 13.4 Vettore di spostamento del cavo per sezione GD-B2 pari a  $8.13e-4$  m

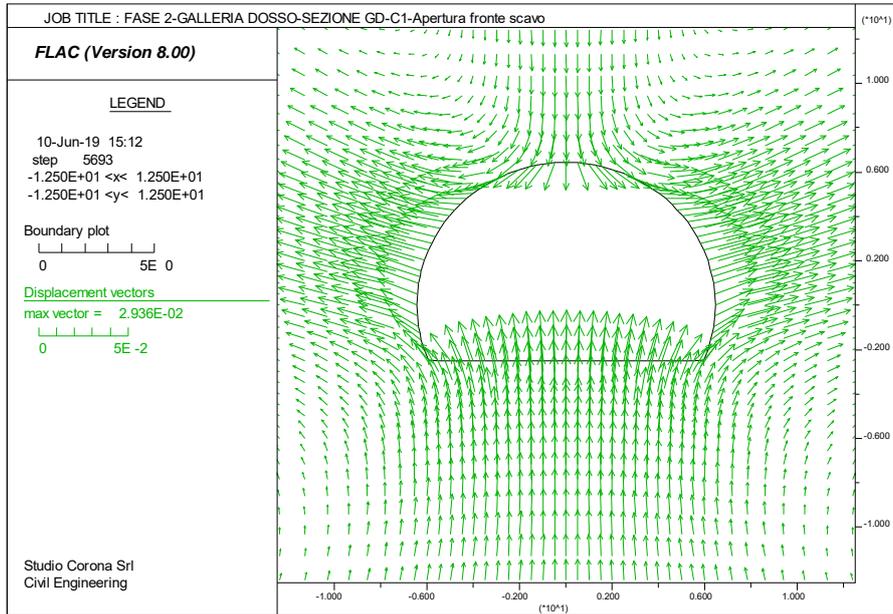


Figura 13.5 Vettore di spostamento del cavo per sezione GD-C1 pari a 2.93e-2 m

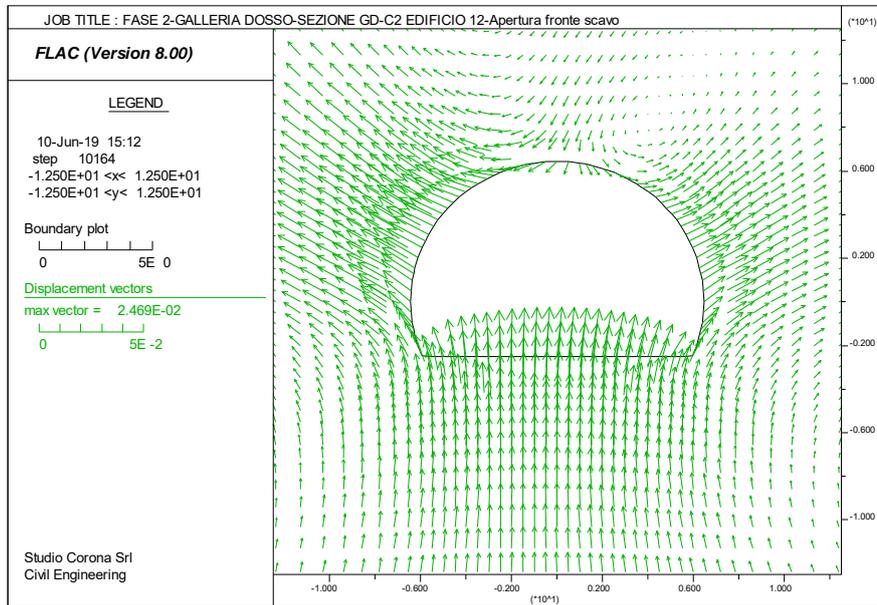


Figura 13.6 Vettore di spostamento del cavo per sezione GD-C2 pari a 2.46e-2 m

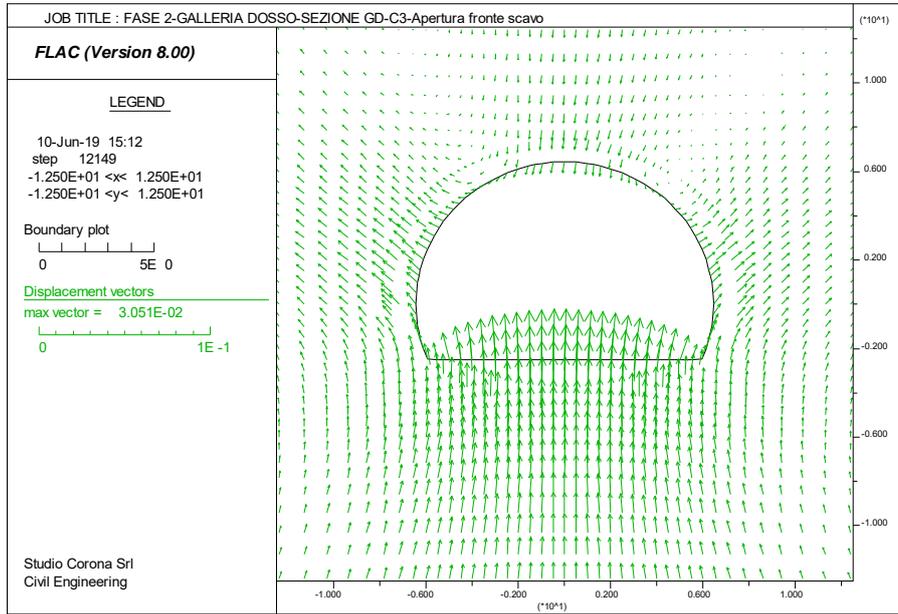


Figura 13.7 Vettore di spostamento del cavo per sezione GD-C3 pari a 3.05e-2 m

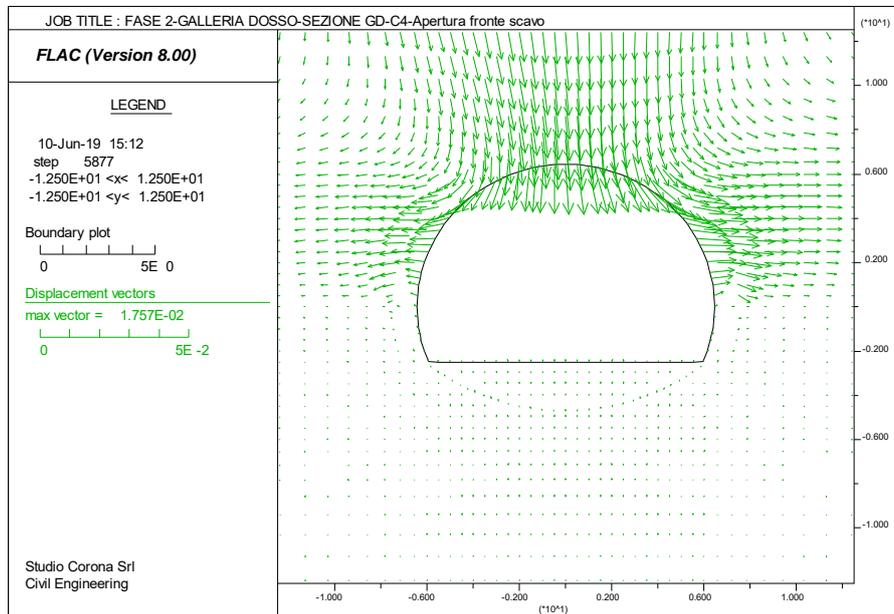


Figura 13.8 Vettore di spostamento del cavo per sezione GD-C4 pari a 1.75e-2 m

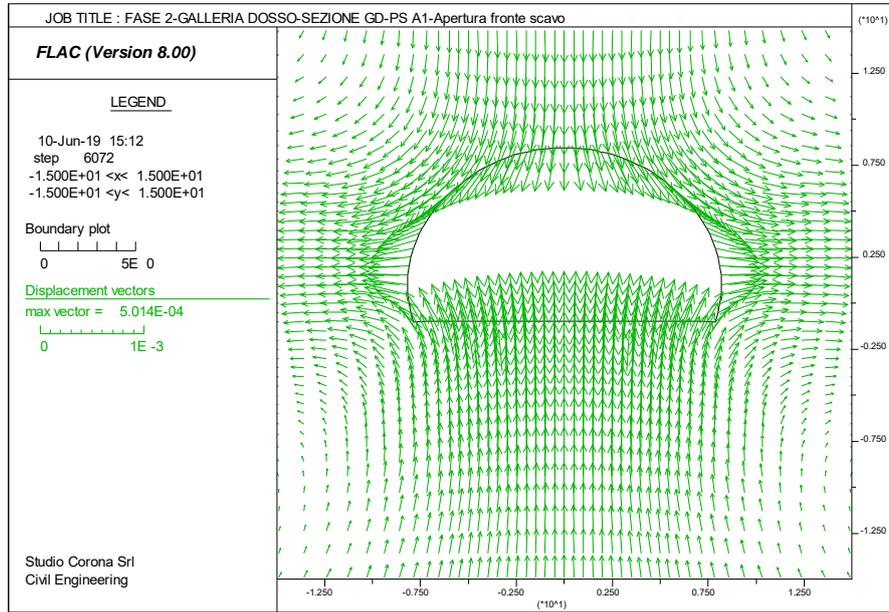


Figura 13.9 Vettore di spostamento del cavo per sezione GD-PS A1 pari a 5.01e-4 m

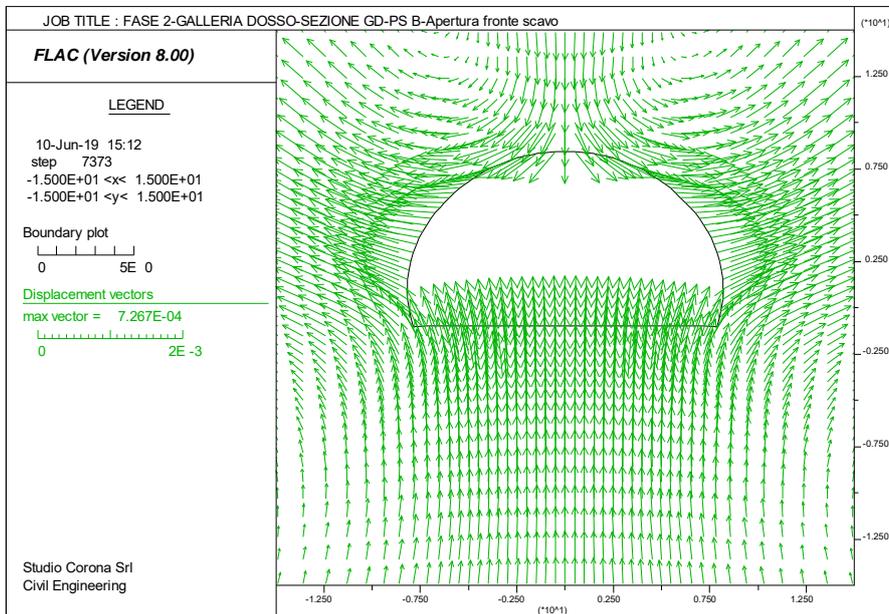


Figura 13.10 Vettore di spostamento del cavo per sezione GD-PS B pari a 7.26e-4 m

I valori di soglia e di allarme per l'estrusione del fronte risultano:

Sez. tipo	Range teorico di riferimento	Valore di estrusione attesa	Soglia di attenzione	Soglia di Allarme
	uf (mm)	C <sub>ESTRUSIONE ATTESA</sub> (mm)	C <sub>ESTRUSIONE ATTESA</sub> (mm)	C <sub>ESTRUSIONE ATTESA</sub> (mm)
GD-A1	≤ 0.51	≤ 0.07	≤ 0.08	≤ 0.10
GD-A2	≤ 1.08	≤ 0.16	≤ 0.19	≤ 0.25
GD-B1	≤ 9.56	≤ 1.43	≤ 1.71	≤ 2.23
GD-B2	≤ 0.81	≤ 0.12	≤ 0.14	≤ 0.18
GD-C1	≤ 29.3	≤ 4.39	≤ 5.26	≤ 6.84
GD-C2	≤ 24.6	≤ 3.69	≤ 4.42	≤ 5.75
GD-C3	≤ 30.5	≤ 4.57	≤ 5.48	≤ 7.12
GD-C4	≤ 17.5	≤ 2.62	≤ 3.14	≤ 4.08
GD-PS-A1	≤ 0.50	≤ 0.07	≤ 0.08	≤ 0.11
GD-PS-B	≤ 0.72	≤ 0.10	≤ 0.12	≤ 0.15

Tabella 13.2 – Valori di soglia e di allarme per estrusione del fronte

## 14 PREVISIONE DEL CAMPO DI SPOSTAMENTI E DEI CEDIMENTI INDOTTI SULLE COSTRUZIONI ESISTENTI EDIFICIO 12 E EDIFICIO 14

La costruzione di una galleria è accompagnata inevitabilmente dallo sviluppo di un campo di spostamenti più o meno accentuati nell'ammasso roccioso interessato dallo scavo che tendono a propagarsi verso il piano campagna e questi movimenti si manifestano con la formazione di un bacino di subsidenza più o meno esteso con effetto sui manufatti e sulle strutture presenti in superficie.

L'attraversamento di un ammasso potenzialmente deformabile associato all'insistenza in superficie di alcuni gruppi di edifici e costruzioni, ad uso pubblico e privato, ha così indotto a studiare con particolare attenzione l'interazione dell'opera con le preesistenze.

La definizione del potenziale bacino di subsidenza in corrispondenza di due edifici (denominati Edificio 12 e Edificio 14). è stata condotta attraverso l'analisi di dettaglio per le due sezioni ritenute più rappresentative al fine della comprensione dei fenomeni deformativi indotti sulle preesistenze.

La previsione del campo di spostamenti e di cedimenti indotti dalla realizzazione della galleria e la successiva valutazione del rischio degli edifici e delle strutture presenti sono stati condotti con riferimento a una serie di modellazioni numeriche svolte mediante il programma alle differenze finite FLAC8.0 attraverso la successione delle fasi esecutive dell'opera.

Tale analisi sono state condotte con l'obiettivo di ottenere una previsione cautelativa ma pur sempre rappresentativa del campo deformativo indotto dallo scavo.

Le analisi numeriche hanno permesso:

- la modellazione dell'esatta stratigrafia di progetto e della geometria del cavo;
- l'introduzione nel modello delle effettive caratteristiche meccaniche dei terreni;
- la presenza degli edifici con la loro esatta geometria di carico rispetto all'asse della galleria;
- la presenza dell'edificio viene tenuta in considerazione mediante un sovraccarico distribuito permanente pari a 20 kPa;
- la schematizzazione delle fasi esecutive simulando il procedere dell'avanzamento dello scavo e la messa in opera del priverivestimento e del rivestimento definitivo;
- la schematizzazione degli spostamenti sia in direzione verticale che orizzontale del piano campagna a seguito dello scavo della galleria;
- la valutazione del bacino di subsidenza sia in corrispondenza dell'Edificio 12 che dell'edificio 14.

I risultati delle analisi con gli spostamenti in direzione sia verticale che orizzontale sono presentati sotto forma grafica sia per l'edificio 12 che per l'edificio 14.

### 14.1 SPOSTAMENTI IN DIREZIONE VERTICALE E ORIZZONTALE PER GLI EDIFICI 12 E 14

I risultati delle analisi con gli spostamenti in direzione sia verticale che orizzontale sono presentati sotto forma grafica sia per l'edificio 12 che per l'edificio 14.

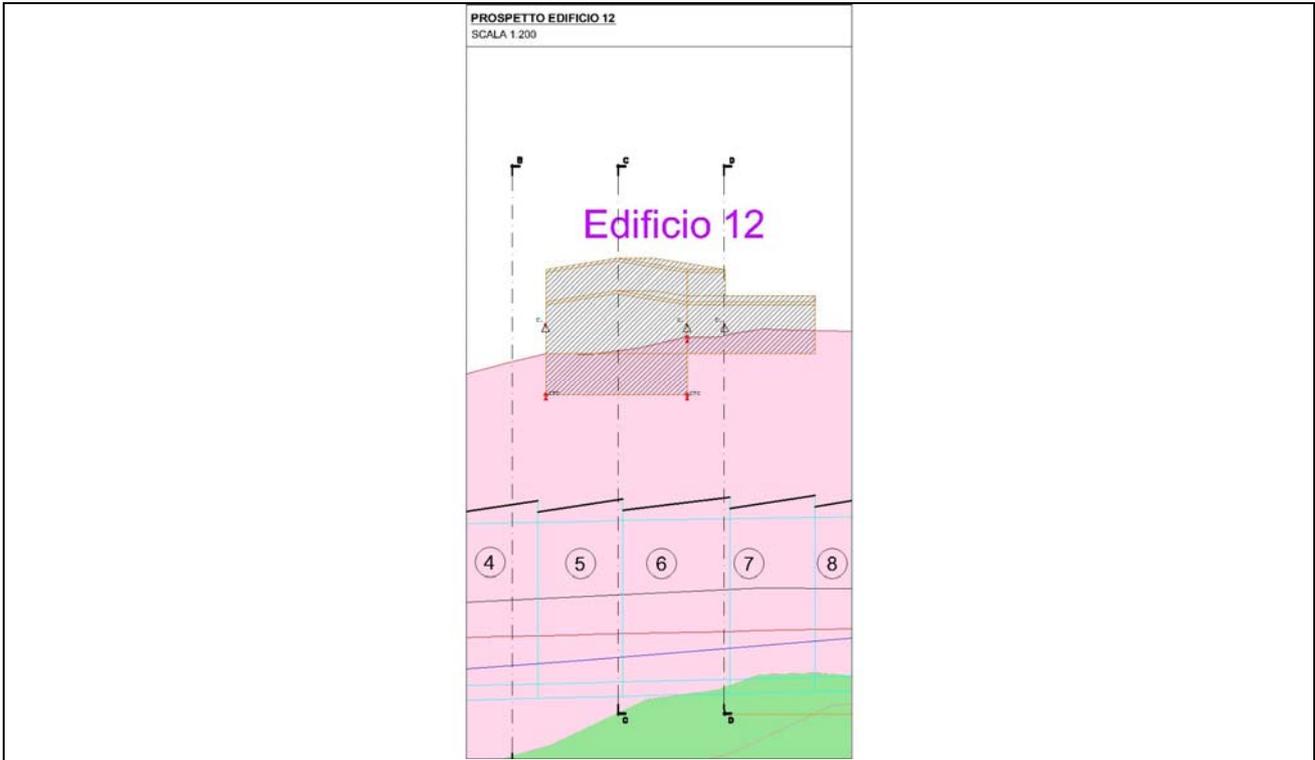


Figura 14.1 – Edificio 12 – Situazione geologica

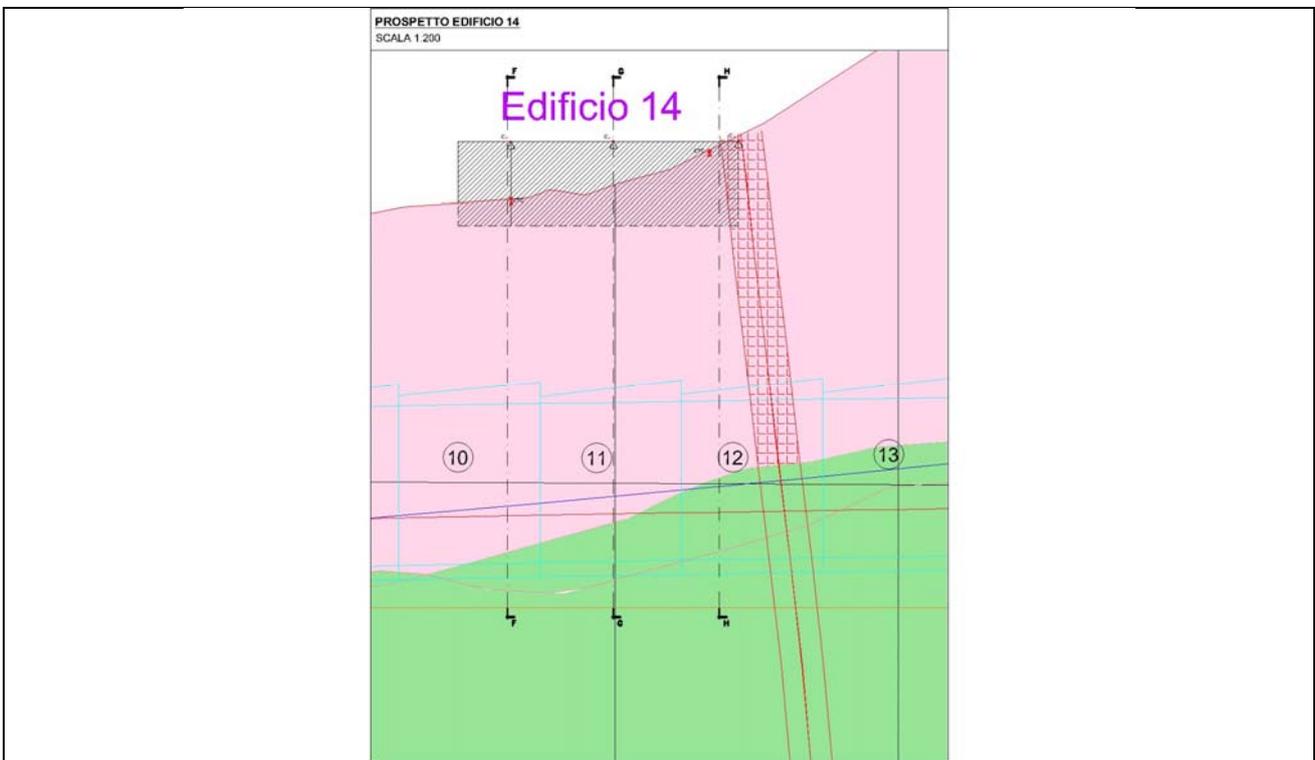


Figura 14.2 – Edificio 14 – Situazione geologica

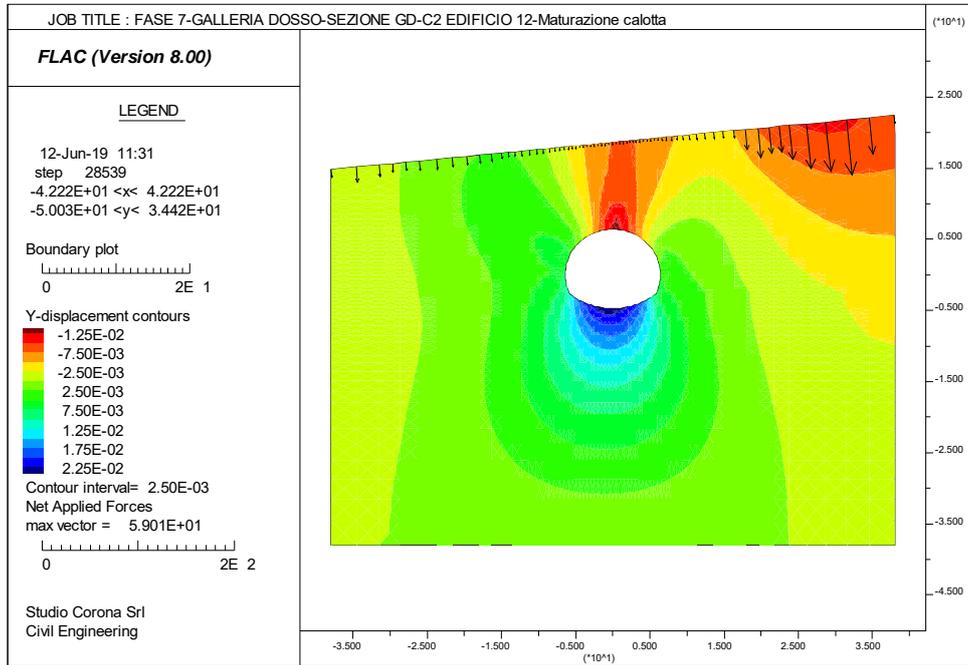


Figura 14.3 – Edificio 12 – Spostamenti ydis a seguito dello scavo della galleria

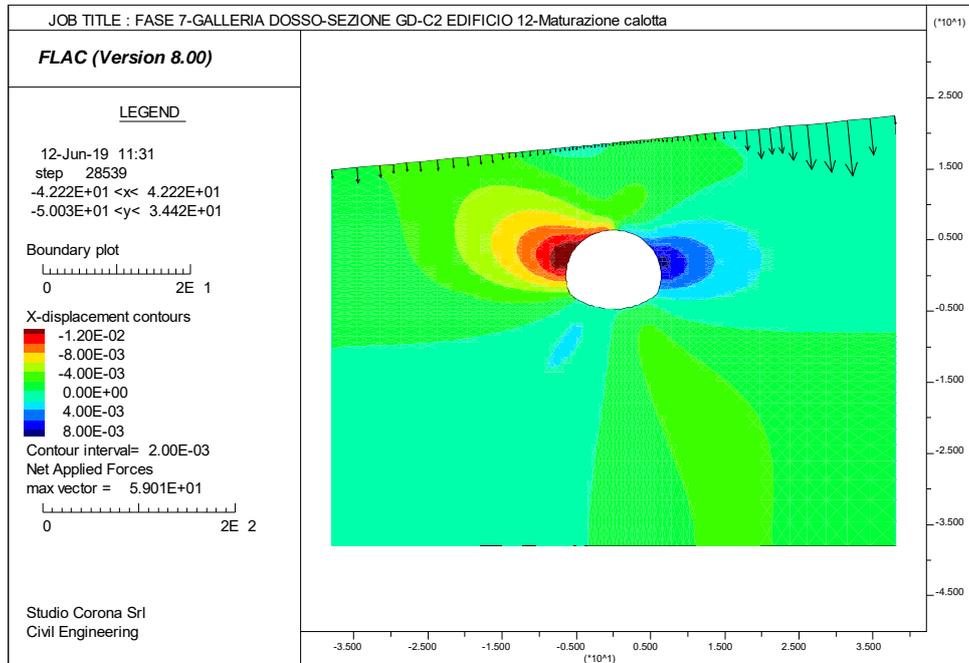


Figura 14.4 – Edificio 12 – Spostamenti xdis a seguito dello scavo della galleria

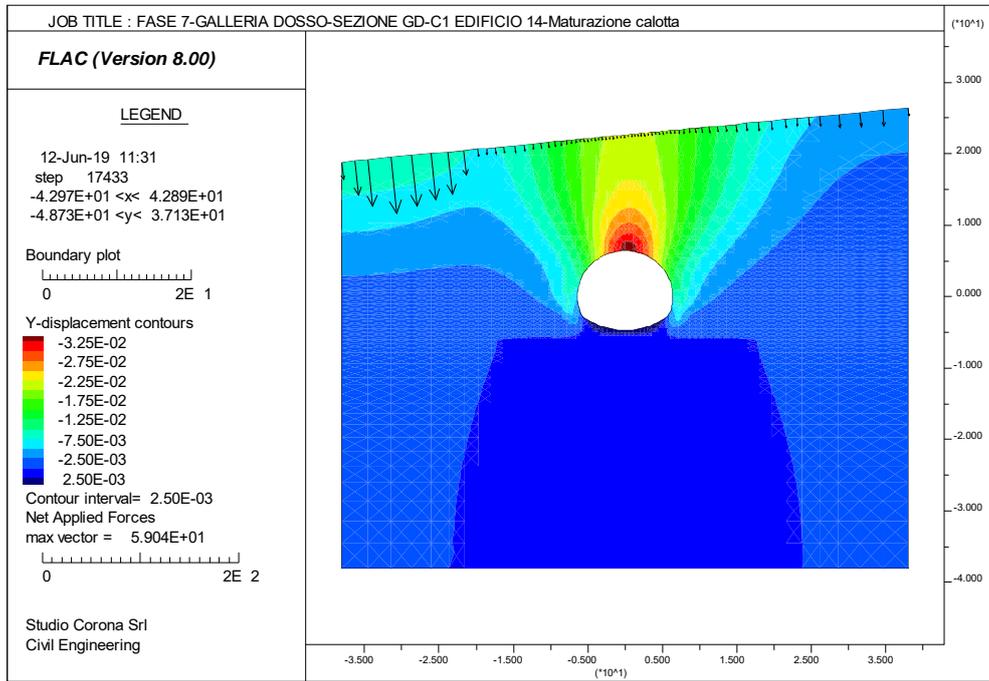


Figura 14.5 – Edificio 14 – Spostamenti ydis a seguito dello scavo della galleria

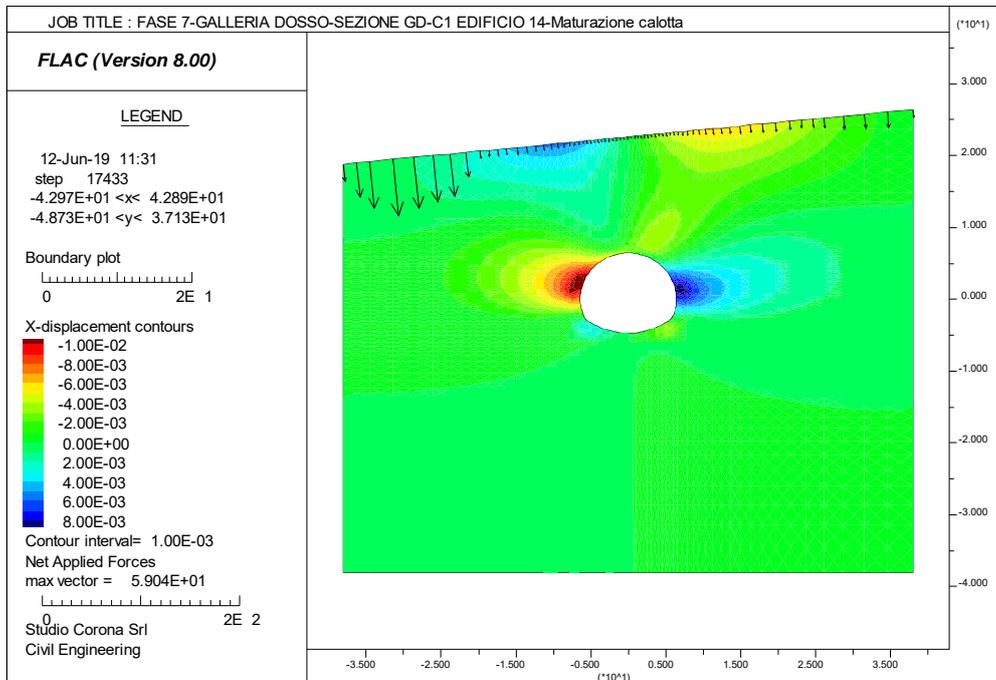


Figura 14.6 – Edificio 14 – Spostamenti xdis a seguito dello scavo della galleria

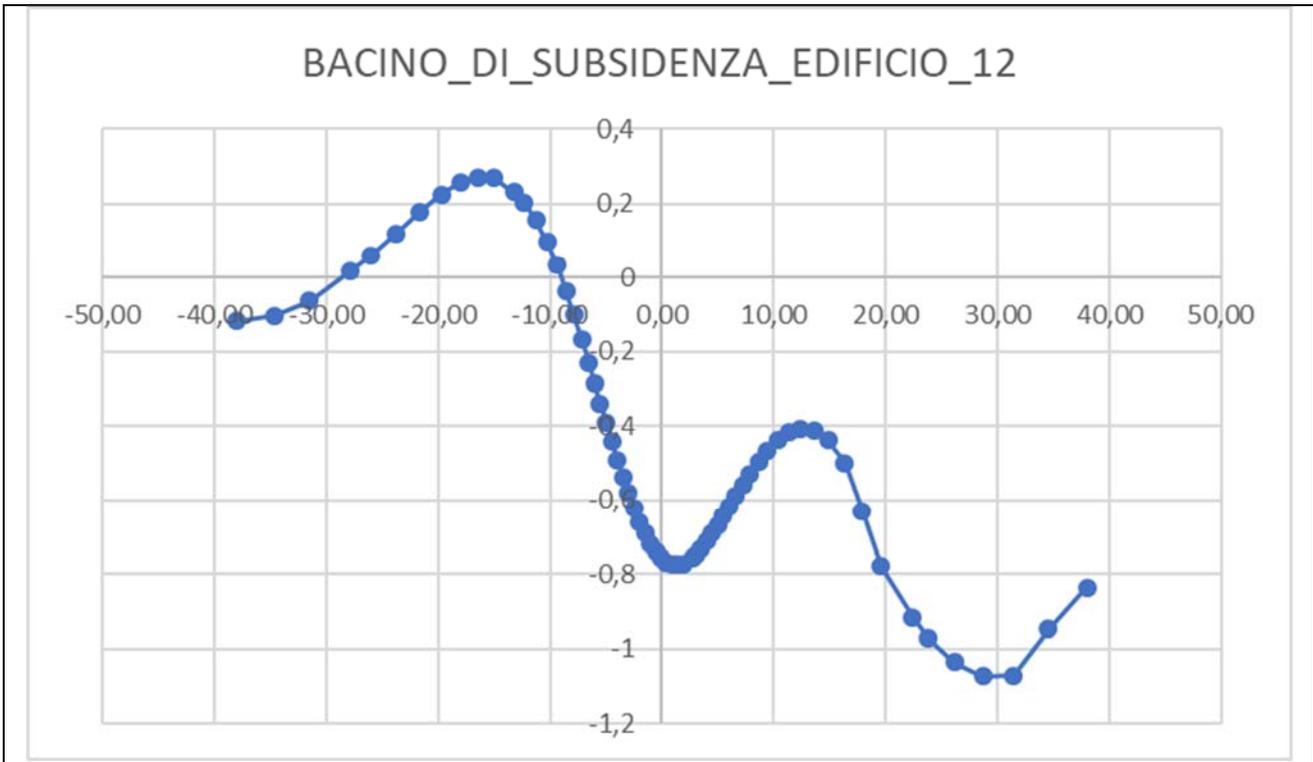


Figura 14.7 – Edificio 12 (18 e 34 m dall’asse galleria) – Bacino di subsidenza a seguito dello scavo in cm

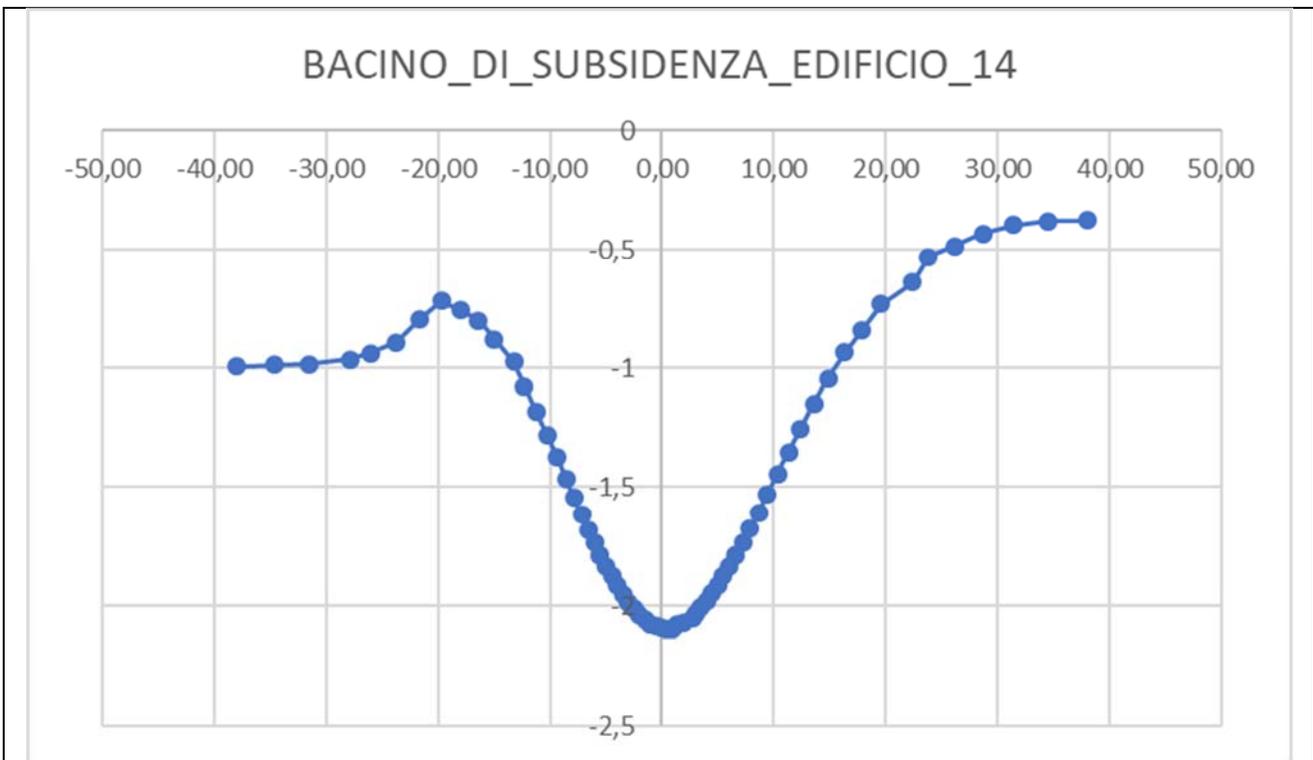


Figura 14.8 – Edificio 14 (-22 e -38 m dall’asse galleria) – Bacino di subsidenza a seguito dello scavo in cm

## 15 VALUTAZIONE DELLA CLASSE DI DANNO DEGLI EDIFICI

Per la valutazione dei danni conseguenti allo scavo in sotterraneo, sono stati sviluppati approcci che considerano il valore della deformazione determinatasi nel manufatto a seguito dei cedimenti, corredando i danni all'entità della deformazione di trazione.

Il procedimento di analisi degli effetti provocati dalla subsidenza sugli edifici sovrastanti la galleria si articola nelle seguenti fasi:

- definizione dei parametri che caratterizzano lo stato limite di deformazione dell'edificio;
- determinazione del valore del parametro indicatore dello stato limite considerato in funzione dello stato di sollecitazione dovuto ai cedimenti differenziali attesi;
- definizione di una classificazione del danno e correlazione delle classi di danno con i valori del parametro indicatore;
- confronto tra il parametro considerato e il suo valore ritenuto ammissibile, critico e limite.

### 15.1 DEFORMAZIONE INDOTTE SUI FABBRICATI INTERFERITI

Alla previsione delle deformazioni indotte dagli scavi si associano quindi delle classi di rischio, correlate alla potenziale condizione di danno associata alle condizioni in esame.

La formulazione impiegata è quella di Mair, Tailor e Burland, 1996, che fa riferimento alle categorie di danno di Boscardin e Cording, 1989, che permette di individuare la categoria di danno correlata con **la deformazione unitaria massima  $\epsilon$** .

Tale deformazione secondo l'approccio di Burland e Wroth, 1974, può essere valutata assimilando l'edificio a un corpo elastico di altezza H, lunghezza L, momento d'inerzia I e rapporto tra i moduli elastici E/G.

Il regime deformativo dell'edificio che segue l'andamento del terreno si compone di due contributi: il primo deriva dallo spostamento orizzontale  $S_{VT}$  e il secondo dallo spostamento orizzontale  $S_{HT}$ .

Tale ipotesi implica che le deformazioni indotte siano valutate trascurando l'effetto dell'interazione tra edificio e terreno, a favore di sicurezza in quanto l'effetto che comporta nella realtà un decremento delle deformazioni orizzontali e dei cedimenti in virtù della rigidità dell'edificio stesso.

Il contributo dello **spostamento orizzontale  $S_{HT}$**  indicato come  $\epsilon_H$  è dato dalla formula:

$$\epsilon_H = \Delta S_{HT} / L \quad \text{dove:}$$

$\Delta S_{HT}$  = rappresenta la differenza in valore assoluto degli spostamenti alle estremità del fabbricato. Il significato fisico è quello di una deformazione orizzontale media che assume valore positivo (trazione) nella zona di hogging e valore negativo (compressione) nella zona di sagging.

Lo **spostamento verticale** induce invece due tipi di deformazione:

- una distorsione flessionale  $\epsilon_B$  ;
- una distorsione di taglio  $\epsilon_D$ .

La determinazione di  $\epsilon_B$  e  $\epsilon_D$ , secondo l'approccio di Burland, avviene considerando la struttura come una trave di Timoshenko da cui è possibile calcolare le deformazioni dovuta alla flessione  $\epsilon_B$  e al taglio  $\epsilon_D$  secondo le seguenti formule:

- $\epsilon_B = [\Delta_{max}/L] / [(L/12t) + (3 JE/2TLH_B G)]$
- $\epsilon_D = [\Delta_{max}/L] / [1 + (H_B L^2 G/18JE)]$                       dove:

$\Delta_{max}$  = distanza massima in valore assoluto tra curva di cedimento e la retta passante tra i due estremi dell'edificio;

L = lunghezza della trave equivalente;

t = distanza dell'asse neutro dal lembo teso della sezione trasversale;

J = momento d'inerzia della sezione trasversale della trave equivalente;

$H_B$  = altezza della trave equivalente;

E/G = rapporto tra il modulo elastico e il modulo di taglio del solido equivalente considerando un valore di 2.6 per le strutture in muratura e 12.5 per le strutture in c.a.;

Il valore attribuito ai parametri t e J varia in finzione della zona considerata;

- nella zona hogging si assume che l'asse neutro della trave equivalente sia prossimo al lembo inferiore della sezione risultando:

$$J_H = H_B^3 / 3 \qquad t = H_B$$

- nella zona sagging l'asse neutro si assume prossimo al baricentro risultando:

$$J_H = H_B^3 / 12 \qquad t = H_B / 2$$

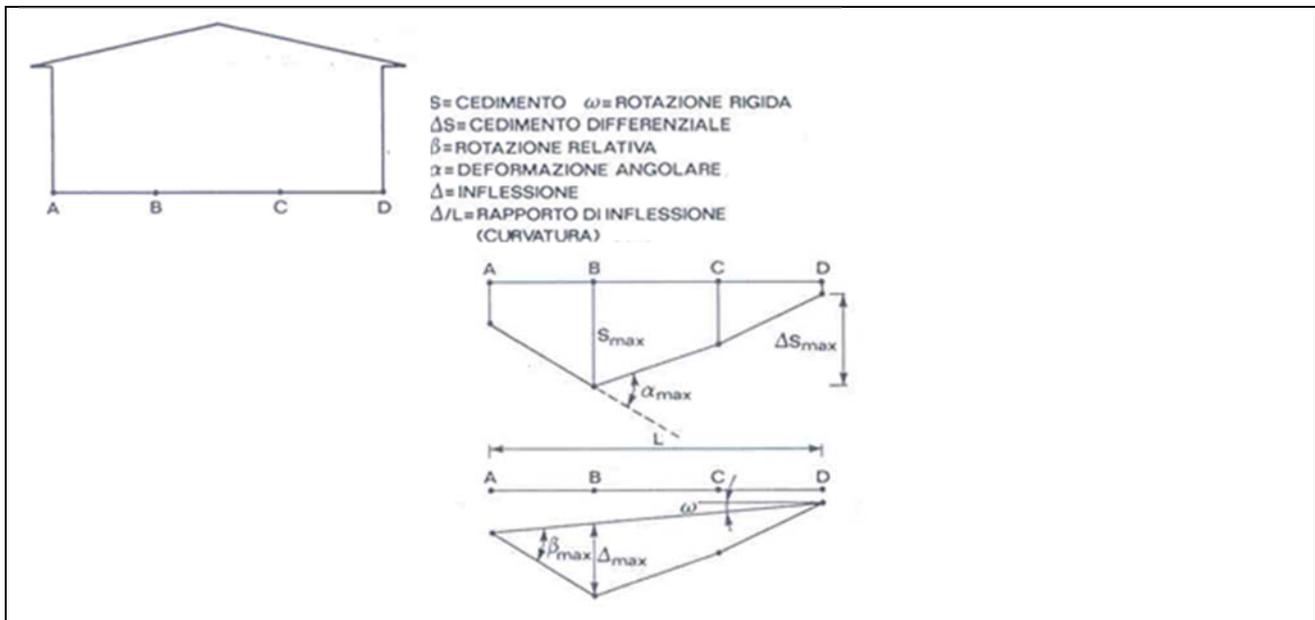


Figura 15.1 – Valutazione dei rapporti di inflessione

I campi di deformazione vengono composti per ogni campo deformativo (hogging-sagging) secondo la seguente forma **per la condizione di flessione  $\epsilon_{BTOT}$** :

- $\epsilon_{BTOT} = \epsilon_B +/- \epsilon_H$

In zona hogging le deformazioni indotte dai cedimenti verticali (di trazione) si sommano alle deformazioni indotte dagli spostamenti orizzontali (di trazione) mentre in zona sagging le deformazioni indotte dai cedimenti verticali (di trazione) si sottraggono le deformazioni indotte dagli spostamenti orizzontali (di compressione).

**Per la condizione di taglio**, le direzioni delle deformazioni  $\epsilon_D$  e  $\epsilon_H$  non sono coincidenti e vengono combinate facendo uso del cerchio di Mohr secondo la formula per  $\epsilon_{DTOT}$ :

$$\epsilon_{DTOT} = 0.35 \epsilon_H + [(0.65 \epsilon_H)^2 + \epsilon_D^2]^{0.5}$$

La maggiore tra  $\epsilon_{BTOT}$  e  $\epsilon_{DTOT}$  viene definita deformazione limite di trazione e rappresenta il parametro da confrontare con i valori limite per la classificazione di danno.

In definitiva:  $\epsilon_{LIM} = \max [ \epsilon_{BTOT} , \epsilon_{DTOT} ]$

## 15.2 DEFINIZIONE DELLE CATEGORIE DI DANNO

Il sistema di classificazione del danno indotto sulle strutture è basato sulla “facilità di riparazione”, prendendo in considerazione alcuni aspetti quali aperture delle fessure, inclinazione, danni ai servizi.

A tale sistema di classificazione, composto da sei classi di danno da 0 a 5, Boscardin e Cording, 1989, fanno corrispondere dei valori limite di trazione, riportati e descritti nelle seguenti tabelle.

Categoria di danno	Intensità del danno*	Deformazione limite di allungamento $\epsilon_{lim}$ (%)
0	Trascurabile	0.00 ÷ 0.05
1	Molto lieve	0.05 ÷ 0.075
2	Lieve	0.075 ÷ 0.15
3	Moderata	0.15 ÷ 0.30
4 a 5	Da severa a molto severa	> 0.30

Figura 15.2 – Categorie di danno e corrispondenti deformazioni limite

Categoria di danno	Descrizione
0	Fessure capillari con apertura $\leq 0.1$ mm
1	Fessure sottili cui si rimedia facilmente con lavori di tinteggiatura. Il danno in genere è limitato agli intonaci delle pareti interne. Fessure alle pareti esterne rilevabili con attento esame. Tipica apertura delle lesioni $\leq 1$ mm
2	Fessure facilmente stuccabili, tinteggiatura necessaria. Le fessure ricorrenti possono essere mascherate con opportuni rivestimenti. Fessure visibili anche all'esterno: può essere necessaria qualche ripresa della stillatura per garantire l'impermeabilità. Possibili difficoltà nell'apertura di porte e finestre. Tipica apertura delle lesioni $\leq 5$ mm
3	Le fessure richiedono cucì e scuci della muratura. Anche all'esterno sono necessari interventi sulla muratura. Possibile blocco di porte e finestre. Rottura di tubazioni. Spesso l'impermeabilità non è garantita. Tipica apertura delle lesioni 5 + 15 mm oppure numero elevato di lesioni con apertura $\leq 3$ mm
4	Necessarie importanti riparazioni, compresa demolizione e ricostruzione di parti di muri, specie al di sopra di porte e di finestre. I telai di porte e di finestre si distorcono: percepibile pendenza dei pavimenti. Muri inclinati o spanciati; qualche perdita d'appoggio di travi. Tubazioni distrutte. Tipica apertura delle lesioni 15 + 25 mm, dipendente anche dal numero delle lesioni
5	Richiesti importanti lavori con parziale o totale demolizione e ricostruzione. Le travi perdono l'appoggio, i muri si inclinano fortemente e richiedono puntellatura. Pericolo di instabilità. Tipica apertura delle lesioni $\leq 25$ mm, dipendente anche dal numero delle lesioni

Figura 15.3 – Descrizione dei danni e degli effetti associati

### 15.3 CALCOLO DELLA DEFORMAZIONE CRITICA DI TRAZIONE PER L'EDIFICIO 12

Le deformazioni verticali e orizzontali attese risultano:

Distanza dall'asse galleria (m)	Spostamenti verticali ydis (cm)	Spostamenti orizzontali xdis (cm)
18	-0.630	0.145
19.62	-0.779	0.176
22.42	-0.917	0.192
23.82	-0.973	0.185
26.13	-1.036	0.165
28.67	-1.074	0.129
31.47	-1.072	0.079
34.00	-0.947	0.028

Tabella 15.1 – Deformazioni verticali e orizzontali attese

Le caratteristiche geometriche del fabbricato risultano (zona sagging):

L (cm)	H <sub>B</sub> (cm)	J (cm <sup>4</sup> )	t (cm)	E/G
1600	975	77238281	487.5	12.5

Tabella 15.2 – Caratteristiche geometriche del fabbricato

I valori di elaborazione dei cedimenti verticali al di sotto del fabbricato portano ai seguenti valori attesi:

Inflessione massima $\Delta_{max}$ (cm)	Rotazione rigida $\omega$ (°)	Deformazione angolare $\alpha$ (°)	Rotazione relativa $\beta$ (°)
0.239	1.089	0.898	3.413

Tabella 15.3 – Valutazione della inflessione massima

Le deformazioni limite risultano:

$\epsilon_B$ (%)	$\epsilon_D$ (%)	$\epsilon_H$ (%)	$\epsilon_{BTOT}$ (%)	$\epsilon_{DTOT}$ (%)	$\epsilon_{LIM}$ (%)
6.85E-3	1.30E-2	7.31E-3	<0	1.41E-2	<b>0.0141</b>

Tabella 15.4 – Valutazione della deformazione limite

Essendo la deformazione limite < di 0.05% il fabbricato 12 presenta una **Categoria di Danno 0, con fessure capillari con aperture <0.1 mm.**

#### 15.4 CALCOLO DELLA DEFORMAZIONE LIMITE DI TRAZIONE DELL'EDIFICIO 14

Le deformazioni verticali e orizzontali attese risultano:

Distanza dall'asse galleria (m)	Spostamenti verticali ydis (cm)	Spostamenti orizzontali xdis (cm)
-38.00	-0.993	0
-34.60	-0.987	0.035
-31.52	-0.983	0.069
-27.87	-0.965	0.098
-26.04	-0.937	0.127
-23.73	-0.892	0.160
-22.00	-0.792	0.201

Tabella 15.5 – Deformazioni verticali e orizzontali attese

Le caratteristiche geometriche del fabbricato risultano (zona sagging):

L (cm)	H <sub>B</sub> (cm)	J (cm <sup>4</sup> )	t (cm)	E/G
1600	600	18000000	300	12.5

Tabella 15.6 – Caratteristiche geometriche del fabbricato

I valori di elaborazione dei cedimenti verticali al di sotto del fabbricato portano ai seguenti valori attesi:

Inflessione massima $\Delta_{max}$ (cm)	Rotazione rigida $\omega$ (°)	Deformazione angolare $\alpha$ (°)	Rotazione relativa $\beta$ (°)
0.090	0.7035	0.239	0.7035

Tabella 15.7 – Valutazione della inflessione massima

Le deformazioni limite risultano:

$\epsilon_B$ (%)	$\epsilon_D$ (%)	$\epsilon_H$ (%)	$\epsilon_{BTOT}$ (%)	$\epsilon_{DTOT}$ (%)	$\epsilon_{LIM}$ (%)
3.48E-3	4.07E-3	1.25E-2	<0	1.36E-2	<b>0.0136</b>

Tabella 15.8 – Valutazione della deformazione limite

Essendo la deformazione limite < di 0.05% **il fabbricato 14 presenta una Categoria di Danno 0, con fessure capillari con aperture <0.1 mm.**

## 16 MONITORAGGIO IN CORRISPONDENZA DEGLI EDIFICI

### 16.1 MODALITA' DI ESECUZIONE

Il piano di monitoraggio prevede la predisposizione di controlli della situazione deformativa sui manufatti esistenti e sulla superficie del terreno attraverso:

- punti di livellazione opportunamente disposti per ogni fabbricato lungo il tracciato;
- punti di controllo topografico e inclinometrico in corrispondenza dei punti critici individuati;
- monitoraggio geotecnico con inclinometri e piezometri inseriti a monte della galleria.

In superficie si prevede la posa in opera di “capisaldi” per livellazioni topografiche e al di sopra della galleria per “vertici” per misure topografiche (mire ottiche).

L'installazione dovrà avvenire prima dell'inizio dei lavori nell'area o dell'avvicinarsi del fronte di scavo a distanze significative, al fine di acquisire un numero di dati rilevante per la corretta definizione della situazione “ante-operam”.

Le misure di cedimento al piano campagna (livellazioni superficiali) consistono nel rilievo della quota di picchetti posizionati su allineamenti ubicati perpendicolarmente e longitudinalmente all'asse della galleria.



Si prevede uno stendimento a 5 capisaldi che dovranno presentare, ben visibile sulla parte superiore, una borchia metallica con l'indicazione del numero del caposaldo e una testa emisferica per la battuta topografica.

La borchia dovrà essere collegata tramite bullonatura o elettro-saldatura ad una barra di ferro ( $\Phi$  26) ad aderenza migliorata di idonea lunghezza ( $L \geq 100$  cm).

Si dovrà eseguire un foro nel terreno di pari lunghezza avendo cura di cementare con malta il caposaldo in modo da renderlo solidale al terreno.

Il sistema di acquisizione dati è costituito da una stazione composta da teodolite e distanziometro elettronico che misurano le posizioni assolute della base di misura rispetto ad un sistema di riferimento tridimensionale costituito da capisaldi siti in galleria. La misura permette di risalire alle coordinate spaziali delle basi con tolleranza  $\pm 2\text{mm} \pm 2\text{ppm}$ .

Il sistema di elaborazione dati deve offrire i seguenti diagrammi e tabulati numerici in funzione del tempo e della distanza dal fronte:

- spostamenti verticali;
- spostamenti del piano orizzontale;
- graficizzazione dei cedimenti su curve trasversali all'asse galleria e su curve longitudinali parallele all'asse galleria.

I dati elaborati per ciascuna misura di ciascuna stazione andranno rapidamente resi disponibili al fine di permettere una tempestiva interpretazione.

## 16.2 FREQUENZE DELLE LETTURE

Le misure andranno eseguite con cadenza giornaliera in corrispondenza del passaggio del fronte al di sotto della progressiva di ubicazione della stazione di livellazione (30 m prima e 30 m dopo) e dovranno continuare con cadenza bisettimanale fino al getto del rivestimento definitivo in calotta.

Il programma delle letture può essere così sintetizzato:

STRUMENTI	ANTE OPERAM (da -100 m a -40m)	CORSO D'OPERA (da -40 m a 60m)	POST OPERAM (da 60 m a 100m)
CAPISALDI/MIRE	1 volta a settimana	1 volta ogni fase di scavo	1 volta ogni 15 gg
CLINOMETRI	1 volta a settimana	1 volta ogni fase di scavo	1 volta ogni 15 gg
PIEZOMETRI	1 volta a settimana	1 volta ogni fase di scavo	1 volta ogni 15 gg
INCLINOMETRI	1 volta a settimana	1 volta ogni fase di scavo	1 volta ogni 15 gg

Tabella 16.1 – Programma delle letture per monitoraggio edifici

## 16.3 SPOSTAMENTI VERTICALI IN SUPERFICIE ATTESI E SOGLIE DI ATTENZIONE E DI ALLARME.

Per l'edificio 12 i valori attesi degli spostamenti verticali risultano:

Distanza dall'asse galleria (m)	Spostamenti verticali attesi (cm)	Soglia di attenzione (cm)	Soglia di allarme (cm)
-15.00	0.269	0.322	0.419
-7.50	-0.102	-0.122	-0.159
-5.00	-0.391	-0.469	-0.609
-2.50	-0.623	-0.747	-0.971
0	-0.757	-0.908	-1.180
2.50	-0.757	-0.908	-1.180
5.00	-0.667	-0.800	-1.040
7.50	-0.528	-0.633	-0.823
15.00	-0.438	-0.525	-0.683

Tabella 16.2 – Edificio 12 valori di spostamenti verticali attesi



