

S.G.C. E78 GROSSETO - FANO

Tratto Selci Lama (E45) - S. Stefano di Gaifa.
Adeguamento a 2 corsie del tratto della Variante di Urbania

PROGETTO DEFINITIVO

ANAS - DIREZIONE PROGETTAZIONE E REALIZZAZIONE LAVORI

<p>COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE</p> <p><i>Ing. Giuseppe Resta</i></p> <p>Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 20629</p>	<p>I PROGETTISTI SPECIALISTICI</p> <p><i>Ing. Ambrogio Signorini</i></p> <p>Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. A35111 settore a-b-c</p> <p><i>Ing. Moreno Parifini</i></p> <p>Ordine Ingegneri Provincia di Perugia n. A2657</p> <p><i>Ing. Claudio Muller</i></p> <p>Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 15754</p> <p><i>Ing. Giuseppe Resta</i></p> <p>Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 20629</p>	<p>PROGETTAZIONE ATI: (Mandataria)</p> <p>GPI INGEGNERIA GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl</p> <p>cooprogetti cocoprogetti</p> <p>engeko</p> <p>AIM Studio di Architettura e Ingegneria Moderna</p> <p>IL PROGETTISTA E RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE. (DPR207/10 ART 15 COMMA 2):</p> <p><i>Dott. Ing. GIORGIO GUIDUCCI</i> ORDINE INGEGNERI ROMA N° 14035</p>
<p>IL GEOLOGO</p> <p><i>Dott. Geol. Salvatore Marino</i></p> <p>Ordine dei geologi della Regione Lazio n. 1069</p>		
<p>VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO</p> <p><i>Ing. Vincenzo Catone</i></p>		
<p>VISTO: IL RESP. DEL PROGETTO</p> <p><i>Arch. Pianif. Marco Colazza</i></p>		

OPERE D'ARTE MAGGIORI

Gallerie

Elaborati generali

Relazione di calcolo della galleria naturale

CODICE PROGETTO			NOME FILE	REVISIONE	SCALA
PROGETTO	LIV.PROG.	ANNO	T00GN01OSTRE01_B		
DPAN247	D	22	CODICE ELAB. T00GN01OSTRE01	B	-
D					
C					
B	Rev. Ist.U.0039705 24/01/22 e Ist.U.0057794 01/02/22	Feb. '22	Martelli	Signorelli	Guiducci
A	Emissione	Dic.'21	Martelli	Signorelli	Guiducci
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

INDICE

1	<u>INTRODUZIONE.....</u>	3
2	<u>NORMATIVA DI RIFERIMENTO</u>	4
3	<u>CARATTERISTICHE PRESTAZIONALI DELL'OPERA</u>	4
4	<u>CONTESTO GEOTECNICO E GEOMECCANICO DI RIFERIMENTO (FASE CONOSCITIVA)</u>	6
5	<u>ANALISI DEL COMPORTAMENTO DEFORMATIVO ALLO SCAVO (FASE DI DIAGNOSI) ..</u>	7
5.1	IMPORTANZA DEL FRONTE DI SCAVO	7
5.1.1	<i>Gallerie a fronte stabile (CASO A)</i>	8
5.1.2	<i>Gallerie a fronte stabile a breve termine (CASO B)</i>	8
5.1.3	<i>Gallerie a fronte instabile (CASO C)</i>	8
5.2	DETERMINAZIONE DELLE CATEGORIE DI COMPORTAMENTO	8
5.2.1	<i>Metodo delle linee caratteristiche</i>	8
5.2.2	<i>Metodo dell'equilibrio limite.....</i>	12
5.3	INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO IN AVANZAMENTO AL FRONTE E AL CONTORNO DI SCAVO ...	14
5.3.1	<i>Verifiche di consolidamento al fronte</i>	14
5.3.2	<i>Verifiche degli infilaggi metallici</i>	17
5.4	INTERVENTO DI CONSOLIDAMENTO TRATTA A BASSA COPERTURA	20
6	<u>SEZIONI TIPO DI AVANZAMENTO E TIPOLOGIE DI INTERVENTO PREVISTE (FASE DI TERAPIA)</u>	22
6.1	SEZIONI TIPO ADOTTATE	22
6.1.1	<i>Sezione tipo A0.....</i>	23
6.1.2	<i>Sezione tipo B1.....</i>	24
6.1.3	<i>Sezione tipo B2V</i>	24
6.1.4	<i>Sezione tipo C1</i>	25
7	<u>AZIONE SISMICA.....</u>	27
7.1	ACCELERAZIONE MASSIMA AL SUOLO.....	27
8	<u>ANALISI NUMERICHE PER IL CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI NEL RIVESTIMENTO DI PRIMA FASE E DEFINITIVO E VERIFICHE STRUTTURALI.....</u>	29
8.1	CRITERI DI SCELTA DEI CASI ANALIZZATI.....	29
8.2	ANALISI TENSO-DEFORMATIVE ALLE DIFFERENZE FINITE	36
8.2.1	<i>Valutazione dei rilasci tensionali.....</i>	38
8.2.1.1	<i>Sezione tipo C1</i>	39
8.2.2	<i>Fasi di modellazione</i>	42
8.2.2.1	<i>Sezione tipo C1</i>	42

PROGETTAZIONE ATI:

8.2.3	<i>Risultati e verifiche strutturali</i>	43
8.2.3.1	<i>Sezione tipo C1</i>	46
9	<u>MONITORAGGIO SULLA GALLERIA NATURALE</u>	59
9.1	MISURE DI CONVERGENZA.....	60
9.1.1	<i>DEFINIZIONE</i>	60
9.1.2	<i>INSTALLAZIONE</i>	61
9.1.3	<i>FREQUENZA DELLE STAZIONI E DEI RILEVAMENTI</i>	61
9.1.4	<i>SISTEMA DI ACQUISIZIONE</i>	62
9.1.5	<i>RESTITUZIONE DATI</i>	62
9.2	MISURE DI TENSIONE CON CELLE DI CARICO E BARRETTE ESTENSIMETRICHE ..	62
9.2.1	<i>DEFINIZIONE</i>	62
9.2.2	<i>INSTALLAZIONE</i>	62
9.2.3	<i>MODALITÀ DI RILEVAMENTO</i>	63
9.2.4	<i>FREQUENZA DEI RILEVAMENTI</i>	64
9.2.5	<i>RESTITUZIONE DATI</i>	65
9.3	MISURE DI ESTRUSIONE DEL FRONTE.....	65
9.3.1	<i>MISURE TOPOGRAFICHE</i>	65
9.3.2	<i>RILIEVO GEOLOGICO – GEOSTRUTTURALE DEL FRONTE DI SCAVO</i>	66

PROGETTAZIONE ATI:

1 INTRODUZIONE

Nella presente relazione vengono esaminate le principali problematiche progettuali e gli aspetti tecnici relativi al progetto definitivo delle gallerie naturali facenti parte della E78 Grosseto Fano tronco Selci Lama - S.Stefano di Gaifa.

Le gallerie naturali sono:

- Galleria “Il Monte”
- Galleria “Urbania 1”
- Galleria “Urbania 2”
- Galleria “Urbania 3”

Le 4 gallerie attraversano in parte le stesse unità geologiche, pertanto, per le analisi e il dimensionamento delle sezioni tipo, si è ritenuto ragionevole analizzare le sezioni più critiche in termini di coperture e di parametri di resistenza e deformabilità.

Nel caso in esame, per la galleria “Il Monte” è stata analizzata la sezione tipo C1 prevista nella tratta omogenea 5 (cfr. T00GN01OSTFG01_A), compresa tra le pk 1+147 – 1+206.5.

In particolare nel seguito è riportata una descrizione generale dell’opera, la caratterizzazione geomeccanica dell’ammasso interessato dallo scavo, le fasi esecutive previste per gli avanzamenti in sotterraneo e gli esiti delle analisi numeriche preliminari, condotte attraverso il Metodo delle Differenze Finite, per la verifica degli interventi previsti.

La presente relazione analizza l’esecuzione in sotterraneo del tratto naturale, secondo la seguente metodologia di lavoro:

- Fase conoscitiva: raccolta delle informazioni geologiche e geotecniche sull’area in esame, loro interpretazione e definizione dei parametri geotecnici di progetto;
- Fase di diagnosi: valutazione del comportamento allo scavo dei materiali attraversati in assenza di interventi. Si fa riferimento a 3 classi di comportamento del fronte a seconda dei fenomeni deformativi attesi: A (fronte stabile), B (fronte stabile a breve termine), C (fronte instabile);
- Fase di terapia: si individuano gli interventi idonei per realizzare l’opera in condizioni di sicurezza.

In questa logica si procederà alla definizione di un quadro geologico - geomeccanico (fase conoscitiva), all’individuazione del comportamento dell’ammasso allo scavo (fase di diagnosi) ed alla scelta delle modalità di avanzamento da applicare (fase di terapia).

Attraverso le analisi numeriche si procederà alla modellazione dello scavo delle gallerie in oggetto per verificare l’adeguatezza statica della soluzione progettuale indicata, sia relativamente allo stato tensionale e deformativo indotto nel terreno dallo scavo, sia relativamente alle sollecitazioni risultanti su priverestimenti e rivestimenti definitivi.

PROGETTAZIONE ATI:

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- D.M. 17/01/2018 “Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni”;
- Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. “Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”.

3 CARATTERISTICHE PRESTAZIONALI DELL'OPERA

CALCESTRUZZO

- CALCESTRUZZO MAGRO
Classe di resistenza: C12/15
- CALCESTRUZZO PER OPERE STRUTTURALI
Classe di resistenza: C25/30
Classe di esposizione: XC2
Classe di consistenza: S4
Diametro massimo degli inerti: 25mm
- CLS PROIETTATO
Classe: 28/35
Resistenza media su carote $h/\varnothing=1$ (a 48h): $\geq 15\text{MPa}$
Contenuto minimo di cemento: 300kg/mc
Dosaggio di fibre: $>30\text{kg/mc}$
In alternativa fibre di vetro dosaggio min. 12kg/mc
In alternativa fibre in polipropilene dosaggio min. 3.5 – 4.0 kg/mc

FIBRE PER CLS PROIETTATO ACCIAIO

- Filo trafilato a freddo $\varnothing \geq 0.5\text{mm}$
Resistenza a trazione $\geq 570\text{N/mm}^2$
Rapporto di aspetto l/\varnothing compreso tra 50 e 80

FIBRE PER CLS PROIETTATO (alternativo) FIBRE DI VETRO/POLIPROPILENE

- Resistenza a trazione $\geq 550\text{N/mm}^2$
Rapporto di aspetto l/\varnothing compreso tra 50 e 80

ACCIAIO

- ARMATURA
ACCIAIO B450C
Tensione caratteristica a rottura f_{tk} : 540MPa
Tensione di snervamento, f_{yk} : 450MPa
- ARMATURA MICROPALI

PROGETTAZIONE ATI:

ACCIAIO S355

Tensione di snervamento, f_{yk} : 355MPa

- PROFILATI E PIASTRE PER CENTINE

ACCIAIO S275

Tensione caratteristica di snervamento, f_{yk} : 275MPa

MISCELE CEMENTIZIE

- PER CEMENTAZIONE INFILAGGI

Classe di resistenza cls: C20/25

Rapporto a/c: 0.6 - 0.7

Additivo fluidificante e antiritiro

- PER INIEZIONI DI CONSOLIDAMENTO FRONTE

Classe di resistenza cls: C20/25

Rapporto a/c: 0.6÷0.7

Additivo fluidificante e antiritiro

ELEMENTI STRUTTURALI IN VETRORESINA

piatti in VTR 40x6 mm ad aderenza migliorata mediante riporto di sabbia quarzosa e sabbia resinata

contenuto di vetro $\geq 60\%$

Resistenza a trazione f_{yk} : 500MPa

Resistenza a taglio τ : 140MPa

Modulo elastico E_v : 15000MPa

Perforazione: $\geq \varnothing 90\text{mm}$

In alternativa tubi VTR Tubo 60/40 spessore 10 mm

Perforazione: $\geq \varnothing 90\text{mm}$

contenuto di vetro $\geq 50\%$

Resistenza a trazione f_{yk} : 450MPa

Resistenza a taglio τ : 485MPa

Modulo elastico E_v : 20000MPa

DRENAGGI

Tubi in pvc $\varnothing 50/40\text{mm}$, larghezza fessure 1mm, distanza fessure massima 10mm, rivestito con tessuto non tessuto 500gr/mq

TELI IN PVC PER IMPERMEABILIZZAZIONE

Spessore: $2 \pm 0.5\text{mm}$

Peso specifico: $1.3\text{g/cm}^3 \pm 2\%$

Resistenza a trazione media: $\geq 15\text{MPa}$

PROGETTAZIONE ATI:

TESSUTO NON TESSUTO

Massa unitaria: 500g/mq

Spessore: ≥ 3.0 mm a 2kPa, ≥ 1.9 mm a 200kPa

Resistenza a punzonamento: ≥ 4.0 kN

Resistenza a trazione media: ≥ 20 kN/m

4 CONTESTO GEOTECNICO E GEOMECCANICO DI RIFERIMENTO (FASE CONOSCITIVA)

Ai fini della caratterizzazione geomeccanica degli ammassi rocciosi e dei terreni per la progettazione delle gallerie, sono stati utilizzati i dati desunti da bibliografia integrati con i parametri ottenuti dai risultati di indagini eseguite in sito e sui campioni indisturbati prelevati. Attraverso l'applicazione della classificazione G.S.I. (Hoek & Marinos, 2001), per le formazioni a carattere litoide strutturalmente complesse e attraverso l'uso dei parametri di resistenza che caratterizzano il modello di Hoek-Brown, si sono ricavati, attraverso interpolazione, gli intervalli equivalenti dei parametri relativi al modello di Mohr-Coulomb. Per i terreni si sono desunti, direttamente dalle informazioni a disposizione, i parametri secondo il modello di Mohr-Coulomb.

Tenendo conto dell'eterogeneità del substrato marnoso arenaceo e avendo valutato i parametri di resistenza della roccia intatta e dell'ammasso roccioso così come discusso all'elaborato T00GE00GETRE01, si sono valutati i parametri di resistenza $c'-\Phi'$ determinati attraverso la linearizzazione del criterio di rottura di Hoek-Brown.

Di seguito si riporta una tabella di sintesi dei campi di variabilità dei parametri suddetti rappresentativi di tutte le litologie interessanti la galleria, che saranno impiegati nelle analisi preliminari volte alla valutazione del comportamento del fronte e del cavo.

Tratta	Unità geotec.	GSI [-]	m_i [-]	σ_c [MPa]	D [-]	H [m]	γ [kN/m ³]	c' [kPa]		ϕ' [°]		E [GPa]	
								min	max	min	max	min	max
1	Sub_m	30-40	7	10-20	0	5-15	25	40	70	40	45	1.00	2.50
2	Sub_m	30-40	7	10-20	0	15-30	25	70	150	40	45	1.00	2.50
3	Sub_m	30-40	7	10-20	0	10-15	25	40	70	40	45	1.00	2.50
4	Sub_mc	-	-	-	-	3-10	24	30	50	27	30	0.30	0.35
5	Sub_mc	-	-	-	-	10-25	24	30	50	27	30	0.30	0.35
6	Sub_m	30-40	7	10-20	0	30-45	25	90	170	35	42	1.00	2.50
7	Sub_m	30-40	7	10-20	0	5-30	25	50	150	45	55	1.00	2.50

Tabella 4.1: Parametri di resistenza e deformabilità dei tratti in galleria

Gli intervalli proposti risultano essere indicativi e talora ampi a causa di una dispersione dei dati osservati e soprattutto al fine di tenere conto del grado di alterazione e della eterogeneità presente in diverse tratte delle formazioni. I valori inferiori dell'intervallo si applicano principalmente a campi di copertura modesti ovvero in presenza di stati tensionali contenuti.

L'analisi dei dati disponibili ha permesso di individuare le caratteristiche geotecniche in modo puntuale, con riferimento alla singola opera. Le caratteristiche di resistenza e di deformabilità sono state stimate mediante i risultati delle indagini eseguite (risultati delle prove di laboratorio, correlazioni disponibili in letteratura per i risultati delle prove in sito).

PROGETTAZIONE ATI:

Al fine del calcolo delle opere si è ritenuto opportuno caratterizzare dal punto di vista del comportamento meccanico le formazioni presenti facendo riferimento alla meccanica delle terre, attribuendo alle proprietà fisico meccaniche valori diversi in funzione dei risultati delle indagini ottenuti per le diverse profondità e del diverso comportamento meccanico del terreno in funzione dell'opera in progetto.

L'insieme delle indagini in asse al tracciato ha permesso la ricostruzione del profilo stratigrafico con un grado di dettaglio idoneo alle esigenze progettuali (si veda il profilo geomeccanico della galleria).

5 ANALISI DEL COMPORTAMENTO DEFORMATIVO ALLO SCAVO (FASE DI DIAGNOSI)

Nella fase di diagnosi, sulla base degli elementi raccolti nella fase conoscitiva, si conducono previsioni sul comportamento deformativo del cavo in assenza di interventi, al fine di giungere all'individuazione di tratte a comportamento tenso-deformativo omogeneo suddivise in tre categorie di comportamento fondamentali: di tipo a fronte stabile (CASO A), di tipo a fronte stabile a breve termine (CASO B), di tipo a fronte instabile (CASO C).

Di seguito verrà valutata la stabilità del fronte attraverso le seguenti metodologie:

- Metodo delle linee caratteristiche *per alte coperture $H > (2,5 \div 3)D$*
- Metodo dell'equilibrio limite *per basse coperture $H < (2,5 \div 3)D$*

5.1 IMPORTANZA DEL FRONTE DI SCAVO

La valutazione di come evolve lo stato tensionale a seguito dell'apertura di una galleria è possibile solo attraverso l'attenta analisi dei fenomeni deformativi, che fornisce utili indicazioni sul comportamento della cavità nei riguardi della stabilità a breve e a lungo termine. In particolare, l'elemento centrale per l'analisi dell'evoluzione dei fenomeni deformativi al contorno del cavo, attraverso il quale è possibile valutare la stabilità della galleria, è il comportamento del fronte di scavo.

Tale comportamento è condizionato:

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

Il comportamento del fronte di scavo, al quale è legato quello della cavità, può essere sostanzialmente di tre tipi:

- A. Stabile
- B. Stabile a breve termine
- C. Instabile.

Nei paragrafi che seguono si descrivono nel dettaglio i tre casi suddetti.

PROGETTAZIONE ATI:

5.1.1 GALLERIE A FRONTE STABILE (CASO A)

Se il fronte di scavo è stabile, lo stato tensionale al contorno della cavità in prossimità del fronte si mantiene in campo prevalentemente elastico e i fenomeni deformativi osservabili sono di piccola entità e tendono ad esaurirsi rapidamente.

In questo caso anche il comportamento del cavo sarà stabile (rimanendo prevalentemente in campo elastico) e quindi non si rendono necessari interventi preventivi di consolidamento, se non localizzati ed in misura molto ridotta; il rivestimento definitivo costituirà allora il margine di sicurezza per la stabilità a lungo termine.

5.1.2 GALLERIE A FRONTE STABILE A BREVE TERMINE (CASO B)

Questa condizione si verifica quando lo stato tensionale indotto dall'apertura della cavità supera le caratteristiche di resistenza meccanica del materiale al fronte, che in tal modo non può più avere un comportamento di tipo elastico, ed assume un comportamento di tipo elasto-plastico.

Tale situazione tensionale produce nell'ammasso roccioso al fronte una decompressione, che porta al superamento della resistenza del materiale e che induce fenomeni deformativi più accentuati del caso precedente.

Questa decompressione può essere opportunamente controllata e regimata con adeguati interventi di preconsolidamento al fronte e/o di preconsolidamento al contorno del cavo. In tal caso verrà fornito l'opportuno contenimento all'ammasso che potrà così essere condotto verso la stabilità ed il rivestimento definitivo costituirà il margine di sicurezza a lungo termine. In caso contrario lo stato tenso-deformativo potrà evolvere verso situazioni d'instabilità del cavo.

5.1.3 GALLERIE A FRONTE INSTABILE (CASO C)

L'instabilità progressiva del fronte di scavo è attribuibile ad un'accentuazione dei fenomeni deformativi nel campo plastico, che risultano immediati e più rilevanti manifestandosi prima ancora che avvenga lo scavo, oltre il fronte stesso. Di conseguenza tali deformazioni producono una decompressione più spinta nell'ammasso roccioso oltre il fronte e conducono ad un decadimento rapido e progressivo delle caratteristiche meccaniche d'ammasso anche a causa della formazione di microfessure, talora preesistenti e alla rottura dei legami intermolecolari.

5.2 DETERMINAZIONE DELLE CATEGORIE DI COMPORTAMENTO

In funzione delle coperture previste per ciascun litotipo, e dei parametri geomeccanici dell'ammasso interessato dallo scavo della galleria, sono state individuate le risposte deformative allo scavo. In particolare le verifiche di stabilità sono state condotte utilizzando il metodo delle linee caratteristiche per le sezioni con copertura in calotta superiore a 2.5 diametri e il metodo all'equilibrio limite di Tamez per coperture inferiori.

Si precisa che le analisi per la determinazione della categoria di comportamento sono state effettuate facendo uso dei parametri di resistenza caratteristici di ogni tratta omogenea e i criteri per la determinazione delle classi di scavo sono derivati dalle indicazioni di letteratura che tengono conto delle incertezze generali legate alla tipologia di opera.

5.2.1 METODO DELLE LINEE CARATTERISTICHE

Il metodo delle linee caratteristiche consiste nel simulare lo scavo di una galleria nell'ipotesi di simmetria assiale e di stato di deformazione piana. Lo scavo è rappresentato come una graduale riduzione di una pressione fittizia "p" applicata alle pareti della galleria, tramite cui si simula il progressivo deconfinamento del terreno prodotto dall'avvicinarsi del fronte di scavo alla sezione di calcolo e al successivo avanzamento del fronte stesso, cui corrisponde una convergenza radiale "u" crescente in funzione delle caratteristiche dell'ammasso.

PROGETTAZIONE ATI:

Se la galleria è scavata in assenza di sostegni, il valore finale della pressione di confinamento è pari a 0; in caso contrario, allo stato finale, è presente una pressione di confinamento > 0 che rappresenta la pressione di equilibrio del cavo ottenuta dall'intersezione della linea caratteristica della cavità e dei rivestimenti impiegati. Questa ultima curva, a sua volta, dipende dalle proprietà dei materiali impiegati e dalle deformazioni subite dall'ammasso prima della posa in opera dei sostegni provvisori e quindi, in ultima analisi, è legata al comportamento del fronte di scavo ed al tipo di interventi previsti in avanzamento.

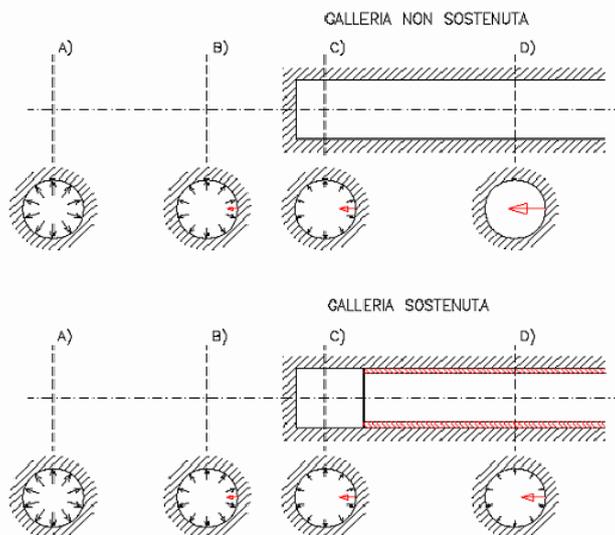


Figura 5.1: Progressivo deconfinamento del cavo per simulare l'avanzamento della galleria

Mediante la sovrapposizione degli effetti delle linee "caratteristiche" della galleria, dei sostegni provvisori e definitivi e del fronte, è possibile ridurre il problema tridimensionale in prossimità del fronte di scavo ad un problema bidimensionale; l'intersezione delle varie curve permette di determinare graficamente il comportamento della galleria allo scavo. È possibile pertanto valutare l'andamento delle deformazioni radiali dei diversi elementi della galleria (fronte, cavità, nucleo di terreno al fronte) al variare delle pressioni di contenimento sul contorno del cavo. È stata adottato il metodo proposto da Amberg-Lombardi in base al quale si sono determinate:

1. la linea caratteristica del fronte,
2. la linea caratteristica del cavo,
3. la resistenza del nucleo di terreno situato davanti al fronte ($R_{1/2nucleo}$), definita a partire dal valore di coesione (c) del terreno e dal suo angolo di attrito (ϕ) secondo le seguenti relazioni:

$$R_{1/2nucleo} = c K_p^{0.5}$$

$$K_p = \tan^2(45 + \phi/2)$$

Il terreno è considerato omogeneo ed isotropo, con comportamento elasto-plastico con criterio di resistenza di Mohr-Coulomb. L'intersezione tra la linea caratteristica del fronte e la linea caratteristica del nucleo individua la condizione di equilibrio del fronte e permette di valutare la convergenza radiale nella sezione in corrispondenza del fronte di scavo (u_f).

Tracciando la curva caratteristica del fronte, non solo si ricava il valore " u_f ", tenendo conto del tipo di preconsolidamento eventualmente effettuato in avanzamento dal fronte stesso, ma è anche possibile individuare a priori il comportamento della galleria, distinguendo tra:

PROGETTAZIONE ATI:

- fronte stabile (A)
- stabile a breve termine (B)
- instabile (C)

secondo la classificazione ADECO-RS già presentata nei paragrafi precedenti. Le condizioni di stabilità del fronte si definiscono in funzione del rapporto tra lo spostamento radiale sul fronte (u_r) ed il raggio della galleria (R_0). In particolare, le categorie ADECO - RS sono state definite secondo quanto indicato nella tabella seguente:

Tabella 5.1: Categoria di comportamento ADECO-RS

u_r/R_0	Categoria ADECO - RS
[%]	[-]
< 0.2	A – Fronte Stabile
0.2 – 0.5	B – Fronte stabile a Breve Termine
> 0.5	C – Fronte instabile

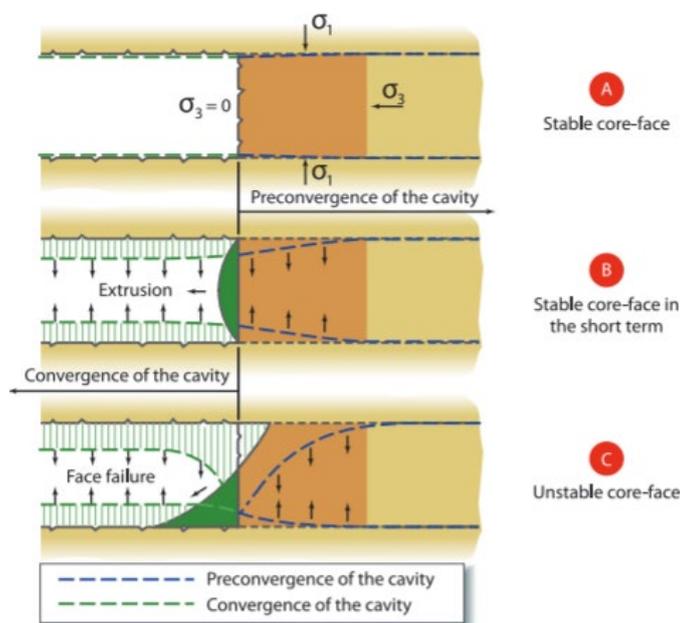


Figura 5.2: Definizione delle categorie di comportamento in riferimento alla stabilità del fronte di scavo

L'analisi delle curve ottenute consente di determinare il comportamento deformativo del cavo e di valutare l'idoneità degli interventi applicati.

Le linee caratteristiche sono riportate in forma grafica nelle pagine che seguono; nei grafici è riportata la curva caratteristica del cavo libero, come previsione sul comportamento del cavo in condizioni intrinseche (non rivestito) e la curva caratteristica del fronte.

Qualora le linee caratteristiche, valutate in assenza di interventi, abbiano evidenziato elevati valori di convergenze e/o plasticizzazioni al contorno del cavo non gestibili in fase di scavo, si è ipotizzato di adottare, interventi di consolidamento in avanzamento al fronte ed al contorno del cavo.

La sezione presa in esame è la tratta 6 che presenta coperture $H > 2.5D > 30 m$ ().

PROGETTAZIONE ATI:

ANALISI

La linea caratteristica riportata in Figura 5.3 si riferisce alla tratta 6 ed evidenzia, in corrispondenza della resistenza di 1/2 nucleo di terreno (R1/2 nucleo=28.20 t/mq), valutata in assenza di interventi conservativi, uno spostamento radiale al fronte pari a $u_f=0.26$ cm (Figura 5.3) in campo elastico (deformazione del 0.04% rispetto al raggio di scavo). Il risultato converge verso una configurazione di stabilità, le deformazioni e gli spostamenti sono tali da permettere l'esecuzione dello scavo con adeguati margini di sicurezza senza interventi di consolidamento al fronte.

I dati utilizzati nell'analisi fanno riferimento ai valori medi e sono schematizzati nella seguente tabella:

Raggio [m]	Copertura [m]	Peso dell'unità di volume [KN/m3]	Coesione [KPa]	Angolo di resistenza a taglio [°]	Modulo elastico [GPa]
R	H	γ	C	Φ	E
6.9	37.5	25	130	40.5	1.75

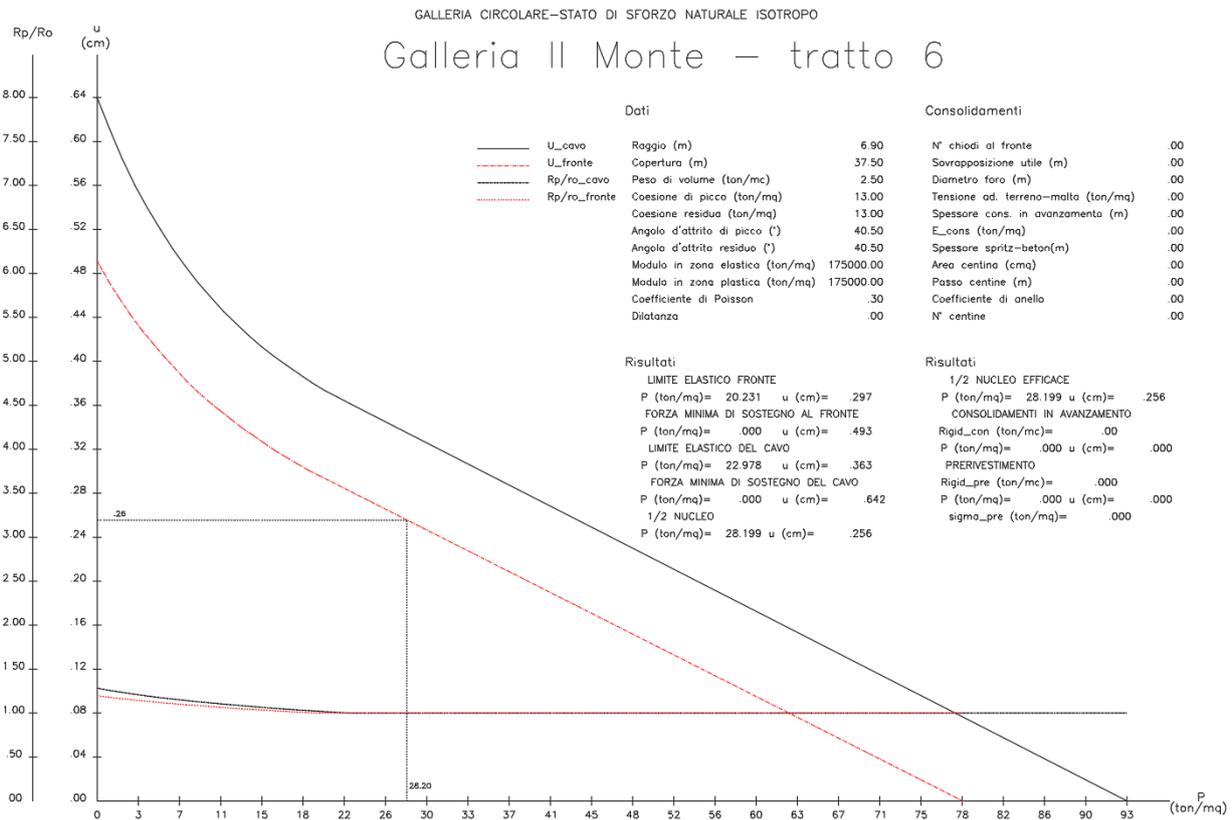


Figura 5.3: Analisi del comportamento del fronte di scavo (Galleria Il monte Tratta 6)

Sulla base dell'analisi con le curve caratteristiche si è quindi in presenza di un comportamento del cavo assimilabile alla classe A/B secondo la classificazione del metodo ADECO-RS (Tabella 5.1). Si riporta di seguito il valore della convergenza al fronte, la deformazione rispetto al raggio di scavo e la conseguente categoria di comportamento individuata.

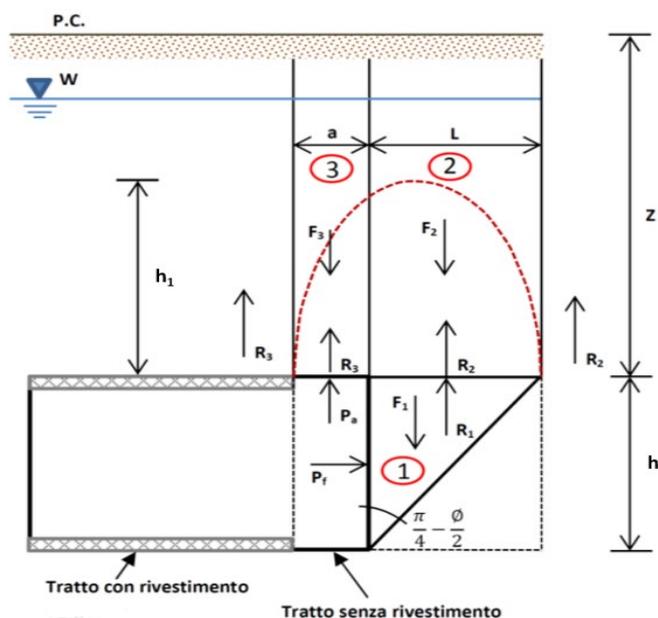
ANALISI	Uf	uf/R0	Categoria ADECO-RS
TRATTA 6	0,26	0,04%	A/B

PROGETTAZIONE ATI:

5.2.2 METODO DELL'EQUILIBRIO LIMITE

Nel caso di gallerie con bassa copertura la valutazione della categoria di comportamento del fronte deve tenere conto della natura tridimensionale del problema e dei possibili meccanismi di rottura del terreno a seguito di operazioni di scavo a breve distanza dal piano campagna. Per studiare la stabilità del fronte di scavo è stato applicato nel caso di gallerie superficiali il metodo dell'equilibrio limite proposto da Tamez.

Il metodo tiene conto della riduzione dello stato di confinamento triassiale del nucleo di terreno oltre il fronte per mezzo di un meccanismo di rottura del tipo effetto volta, con il quale il volume di terreno gravante sulla corona della galleria è definito da un paraboloide, approssimato mediante tre solidi prismatici, come illustrato nella figura seguente:



Tale analisi corrisponde alla situazione che dovrebbe verificarsi in corrispondenza degli imbocchi e comunque in condizioni di basse coperture ($Z < (2.5 \div 3)D$).

Il metodo determina le massime tensioni tangenziali che si possono sviluppare sulle facce di ogni prisma senza che avvengano scorrimenti (forze resistenti) e le forze di massa di ogni prisma (forze agenti). Il rapporto tra i momenti delle forze resistenti e delle forze agenti fornisce un coefficiente di sicurezza, denominato FSF (*Face Security Factor*).

Si ricorda la formulazione proposta da Tamez per i terreni coesivi e attritivi; i parametri che intervengono sono:

$$\omega = 45 + \frac{\varphi}{2}$$

$$L = \frac{A}{\operatorname{tg}\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right)}$$

D = larghezza dello scavo;

A = altezza dello scavo;

H = spessore di terreno gravante sulla calotta della galleria.

PROGETTAZIONE ATI:

a = passo di avanzamento;

c = coesione;

ϕ = angolo di attrito

$h_1 = Z$ per gallerie con $Z/D < (2.5 \div 3)$.

Per semplificare i calcoli di verifica il paraboloide viene assimilato a tre prismi aventi volume equivalente, la cui schematizzazione è stata precedentemente riportata, e con questo modello, definite le forze agenti e le forze resistenti, si determina la stabilità del fronte mediante l'espressione generale proposta da Tamez:

$$F_S = \frac{\left[\frac{2 \cdot (\tau_{m2} - \tau_{m3})}{\left(1 + \frac{a}{l}\right)^2} + 2 \cdot \tau_{m3} \right] \cdot \frac{h_1}{b} + \frac{2 \cdot \tau_{m3}}{\left(1 + \frac{a}{l}\right) \cdot \sqrt{K_A}} \cdot \frac{h_1}{h} + \frac{3.4 \cdot c}{\left(1 + \frac{a}{l}\right)^2 \cdot \sqrt{K_A}}}{\left[1 + \frac{2 \cdot h}{3 \cdot Z \cdot \left(1 + \frac{a}{l}\right)^2} \right] \cdot [\gamma \cdot Z - P_E]}$$

In alcuni casi risulta più gravosa la condizione di stabilità relativa al solo prisma 3, per cui è necessario calcolare anche il seguente coefficiente di sicurezza:

$$F_{S3} = \frac{2 \cdot \tau_{m3}}{\gamma \cdot Z - P_E} \left[\frac{h_1}{b} \right] \cdot \left[1 + \frac{b}{a} \right]$$

I parametri τ_{m2} e τ_{m3} rappresentano i valori medi delle tensioni di taglio agenti nel terreno lungo le facce dei prismi.

Bisogna distinguere a questo punto tra gallerie superficiali e gallerie profonde, come già illustrato precedentemente.

Per gallerie superficiali ($Z/D < 2.5$), condizione in cui si trova la galleria in esame, tali parametri sono assunti pari a:

$$\tau_{m2} = c + \frac{K_0}{2} \cdot \left[\frac{3.4 \cdot c}{\sqrt{K_A}} - \frac{(\gamma - \gamma_w)}{2} \cdot h \right]$$

$$\tau_{m3} = c$$

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

FS	Comportamento del fronte di scavo	CATEGORIA DI COMPORTAMENTO
$FS > 2$	Elastico	A
$1.2 < FS < 2$	Elasto – plastico	B
$FS < 1.2$	Incipiente rottura	C

PROGETTAZIONE ATI:

Analisi

Le analisi a basse coperture, effettuate per le seguenti tratte della galleria, hanno portato alla definizione delle seguenti categorie di comportamento:

ANALISI	Copertura [m]	γ [kN/m ³]	c' [kPa]	φ [°]	FS	Categoria di comportamento
Tratto 1	10	25	40	40	1.12	B/C
Tratto 2	23	25	70	40	1.8	A/B
Tratto 3	13	25	40	40	1.1	B/C
Tratto 5	18	25	30	27	0.7	C
Tratto 7	10	25	50	45	1.5	B/C

5.3 INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO IN AVANZAMENTO AL FRONTE E AL CONTORNO DI SCAVO

Per le analisi effettuate si evidenzia in alcune tratte un comportamento di tipo plastico o al limite elasto-plastico, pertanto si rende necessaria l'adozione di interventi di preconsolidamento e precontenimento, allo scopo di controllare il detensionamento dell'ammasso e la risposta deformativa dello stesso, in modo che l'effetto arco non si allontani dal profilo di scavo e che il cavo venga condotto verso condizioni di stabilità.

Tale azione può essere operata in particolare controllando la tensione minore σ_3 in corrispondenza del fronte, mediante interventi di consolidamento in avanzamento con elementi strutturali in vetroresina (interventi di precontenimento) e adottando, a protezione del cavo, interventi di pre-sostegno costituiti da infilaggi metallici.

Si realizza in tal modo un irrigidimento del nucleo d'avanzamento, prevenendo i fenomeni di estrusione e contenendo i conseguenti fenomeni deformativi entro valori ammissibili, permettendo di mantenere l'ammasso il più possibile in campo elastico.

Le analisi di stabilità del fronte di scavo sono mirate alla valutazione dello sviluppo di possibili meccanismi di collasso, con o senza propagazione verso la superficie, o di deformazioni e spostamenti elevati al contorno ed in superficie. Trattandosi di una verifica per uno stato limite ultimo di tipo GEO, si è utilizzato l'Approccio 1 - Combinazione 2 (A2+M2+R2), con R2 =1 (NTC 2018 § 6.7), mentre per le verifiche degli infilaggi metallici in avanzamento dal fronte, essendo una verifica di tipo STR, si è utilizzato l'approccio 1 – Combinazione 1 (A1+M1+R1).

5.3.1 VERIFICHE DI CONSOLIDAMENTO AL FRONTE

Questo calcolo è valido per tutte le tratte a comportamento plastico o al limite elasto-plastico definite al precedente capitolo. La tratta più critica dal punto di vista di resistenza e deformabilità è il tratto 5, per il quale, in assenza di interventi di precontenimento si ottiene, per un passo di avanzamento non rivestito pari ad $a=1.0$ m, un coefficiente di sicurezza minimo $FSF < 1.0$. Il fronte risulta in campo plastico, pertanto è necessario adottare un sistema di preconsolidamento del fronte. L'analisi fa riferimento alla sezione più critica e quindi è valida per le altre tratte in cui è previsto il consolidamento.

Analisi con consolidamenti al fronte

La sezione indicata per la tratta in esame è la C1 che presenta 70 elementi in vetroresina, questi riescono a fornire al fronte un incremento di pressione di circa 97 KPa, tali da portare in sicurezza la fase di scavo.

Di seguito si riportano le caratteristiche del fronte, dei VTR e delle resistenze ultime dell'elemento:

PROGETTAZIONE ATI:

Tabella 5.2: Valutazione dell'incremento di pressione applicata al fronte di scavo

<u>Caratteristiche del fronte</u>			
H	[m]	15	Copertura
φ'_m	[°]	24.79	Angolo di attrito medio del fronte
γ_m	[kN/m ³]	25.00	Peso dell'unità di volume medio del fronte
<u>Caratteristiche dei VTR</u>			
N _{vtr}	[-]	70	Numero dei VTR
L _{sovr}	[m]	8.5	Lunghezza utile o di sovrapposizione dei VTR
D _{perforazione}	[m]	0.11	Diametro di perforazione
Elemento in VTR	[-]	Circolare cavo	Tipologia di VTR
D _{interno}	[mm]	40	Diametro interno del VTR
D _{esterno}	[mm]	60	Diametro esterno del VTR
A _{VTR}	[m ²]	0.001570796	Area di un elemento in VTR
<u>Resistenze ultime dell'elemento</u>			
$\tau_{m. c.-terreno}$	[KPa]	80	Resistenza limite miscela cementizia-terreno
$\tau_{m. c.-vtr}$	[KPa]	250	Resistenza limite miscela cementizia-VTR
f _{yk}	[MPa]	450	Resistenza a trazione della sezione del VTR
T ₁	[KN]	235	Resistenza ultima allo sfilamento miscela-terreno
T ₂	[KN]	401	Resistenza ultima allo sfilamento miscela-VTR
T ₃	[KN]	471	Limite di rottura del materiale
T _{max}	[KN]	235	Tiro massimo sopportabile
$\Delta\sigma_3=PE$	[KPa]	97	Incremento di pressione applicata al fronte
FS	[KPa]	2.01	Fattore di sicurezza sull'elemento strutturale

PROGETTAZIONE ATI:

VERIFICA DI STABILITA' DEL FRONTE DI SCAVO - Tamez, Cornejo

STRATIGRAFIA

N° strati SOPRA la calotta **2** (max 6)

N° strati SOTTO la calotta **1** (max 6)

DM	2018
γ_c	1.25
γ_ϕ	1.25

Strati SOPRA la calotta

Strato n°	Spessore [m]	γ [KN/m ³]	C_d [KPa]	ϕ_d [°]
1	11	25	38	39
2	4	25	106	39
	0	0	0	0
	0	0	0	0
	0	0	0	0
	0	0	0	0

Strati SOTTO la calotta

Strato n°	Spessore [m]	γ [KN/m ³]	C_d [KPa]	ϕ_d [°]
1	11.5	25	24	22
	0	0	0	0
	0	0	0	0
	0	0	0	0
	0	0	0	0
	0	0	0	0

Altezza P.C.-AR [m] 26.5

Altezza galleria [m] 11.5

w profondità falda da piano campagna [m] **100**

γ_w peso acqua [KN/m³] 10

PARAMETRI GEOMETRICI

Area della sezione di scavo [m ²]	170
b larghezza del tunnel [m]	13
h altezza del tunnel [m]	11.5
z profondità calotta [m]	15
a avanzamento senza sostegno [m]	1
Deq diametro equivalente [m]	14.71
Bassa copertura => Z < 2.5D	

h1 altezza del prisma al di sopra della calotta [m]	15
l parametro geometrico paraboloide [m]	7.73
B parametro geometrico paraboloide [m]	28.46
z-w parametro geometrico [m]	-85.00
z-w-h1 parametro geometrico [m]	0.00
z-h1 parametro geometrico [m]	0.00

PARAMETRI DEL MATERIALE

γ_1 peso medio fronte (cuneo 1) [KN/m ³]	25.00
ϕ_1 angolo medio fronte (cuneo 1) [°]	22.18
c_1 coesione media fronte (cuneo 1) [KPa]	24.00
K_{01} spinta a riposo fronte (cuneo 1)	0.62
K_{A1} coefficiente $0,5 < K_A < 1$ (cuneo 1)	0.45

γ_{2-3} peso medio (cunei 2-3) [KN/m ³]	25.00
ϕ_{2-3} angolo medio (cunei 2-3) [°]	38.66
c_{2-3} coesione media (cunei 2-3) [KPa]	56.53
K_{02-3} spinta a riposo media (cunei 2-3)	0.62
K_{A2-3} coefficiente $0,5 < K_A < 1$ (cuneo 2-3)	0.45

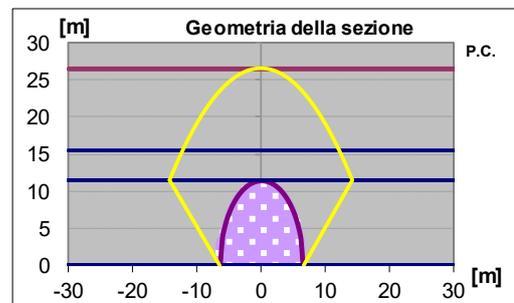
γ_m peso medio (globale) [KN/m ³]	25.00
ϕ_m angolo medio (globale) [°]	31.51
c_m coesione media (globale) [KPa]	42.42
K_{0m} spinta a riposo (globale)	0.62
K_{Am} coefficiente $0,5 < K_A < 1$ (globale)	0.45

γ_{dw2-3} peso medio (sotto falda) [KN/m ³]	0.00
γ_{uw2-3} peso medio (sopra falda) [KN/m ³]	25.00
$\gamma_{(z-w)-h1}$ peso medio (tra z-w e h1) [KN/m ³]	10.00

U press. acqua (sul fondo galleria) [KPa] 0

CALCOLO DELLE RESISTENZE AL TAGLIO E FATTORE DI SICUREZZA

FRONTE STABILE	Materiale stratificato
τ_{m2} (resistenza taglio concio 2) [KPa]	67.47
τ_{m3} (resistenza taglio concio 3) [KPa]	56.53
FS (mezzo con coesione e angolo di attrito)	1.13
FS _s (mezzo con coesione e angolo di attrito)	4.87
FSF	1.13
P_E (pressione di stabilizzazione) [KPa]	97



5.3.2 VERIFICHE DEGLI INFILAGGI METALLICI

Alcune sezioni tipo della galleria necessitano di un intervento di pre-sostegno costituito da un ombrello di infilaggi metallici, migliorando così le condizioni di stabilità del cavo, in particolare nella fase maggiormente critica al termine dello sfondo, prima della messa in opera delle centine.

In questo paragrafo sono eseguite le verifiche statiche degli infilaggi metallici. Gli schemi di calcolo che meglio approssimano il comportamento degli infilaggi sono mostrati nella figura seguente.

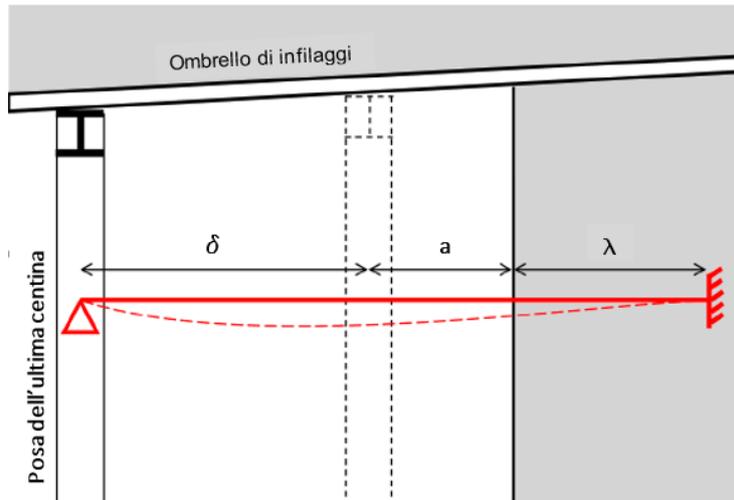


Figura 5.4: Schema di calcolo – infilaggi metallici

Lo schema statico utilizzato per la verifica degli infilaggi prevede vincoli di appoggio ed incastro alle estremità. La luce di calcolo è pari alla somma del passo delle centine (δ), del tratto di galleria non sostenuta (a =distanza tra la posizione della centina non ancora collocata ed il fronte di scavo) e di una distanza fittizia λ dell'appoggio oltre il fronte, che tiene in conto del degradamento delle caratteristiche di resistenza del nucleo di scavo in prossimità del fronte, comportando l'arretramento del vincolo di incastro.

Nei calcoli sono stati considerati:

- $\delta = 1 [m]$
- $a = 0.2 [m]$
- $\lambda = 0.7 [m]$

Il carico gravante per metro lineare del tubo è dato dal carico litostatico (P_v), fornito dalla relazione di Terzaghi (1943):

$$P_v = \frac{\gamma' B_1 - c'}{\tan \varphi'} \left[1 - e^{-\frac{H_0}{B_1} \tan \varphi'} \right] + \gamma' H_2 e^{\frac{H_0}{B_1} \tan \varphi'}$$

Dove:

$$B_1 = \frac{b}{2} + h \tan \left(45 - \frac{\varphi'}{2} \right);$$

H_0 è la profondità della galleria in calotta,

$$H_2 = H_0 - 5B_1 \text{ (se negativo si pone } H_2 = 0),$$

PROGETTAZIONE ATI:

b è la larghezza della galleria,

h è l'altezza della galleria,

γ' è il peso specifico dell'ammasso roccioso,

c e ϕ' sono i parametri di resistenza del terreno secondo il criterio di Mohr-Coulomb.

Grazie all'effetto 3D del fronte possiamo prendere un'aliquota del 75% del carico agente (v. Szechy, "The Art of Tunnelling", 1966):

$$q = 0.75 i P_v$$

Il momento sollecitante massimo è:

$$M_{Max} = \frac{1}{12} q (\delta + a + \lambda)^2$$

E quindi il momento agente di progetto/verifica, ottenuto moltiplicando M_{MAX} per il coefficiente amplificativo per le azioni o sollecitazioni γ_s :

$$M_d = \gamma_s M_{Max}$$

Il momento resistente plastico è:

$$M_{Rd p} = \frac{W_p f_{yk}}{\gamma_r}$$

Dove:

- W_p = modulo di resistenza plastico del tubo
- f_{yk} = tensione caratteristica allo snervamento dell'acciaio
- γ_r = Coeff. di sicurezza per l'acciaio (strutture metalliche)

La verifica risulta soddisfatta se:

$$M_{Rd p} > M_d$$

Le verifiche strutturali sugli infilaggi metallici sono state effettuate sulla sezione più critica, riportata nella seguente tabella:

Tratto	Tipo di Sezione	c' [KPa]	ϕ' [°]	Copertura [m]
5	C1	40	28	25

Di seguito si riportano i calcoli effettuati:

Sezione C1 (Cop. 17.5m)

Geometria	δ [m]	1.0	Distanza tra le centine
	a [m]	0.2	Distanza ultima centina-fronte
	λ [m]	0.7	Lungh. immorsamento infilaggio
	$L = \delta + a + \lambda$ [m]	1.9	Luce di calcolo
	i [m]	0.35	Interasse fra i tubi
	R _{gall} [m]	7.35	Raggio eq. galleria
	b [m]	17.5	Larghezza galleria
	h [m]	11.3	Altezza galleria
	z [m]	18	Copertura
Elemento	Sezione	c	Scrivere il tipo di sezione ("c" per circolare - "q" per quadrata - "r" per rettangolare)
	Dest [mm]	139	Diametro esterno tubo metallico
	s [mm]	10	Spessore tubolare
Strutturale	We [m3]	1.22E-04	Modulo di resistenza elastica tubo
	Wp [m3]	1.67E-04	Modulo di resistenza plastica tubo
	f _{yk} [MPa]	355	Tensione snervam. acciaio (val. caratt.)
Terreno	γ_{sat} [kN/m3]	25	Peso saturo unità di vol. terreno
	γ_w [kN/m3]	10	Peso unita di vol. acqua
	γ' [kN/m3]	15	Peso immerso unità di vol. terreno
	σ_v [kPa]	437.5	Tensione tot. litostatica
	z _w [m]	0	Profondità falda
	u [kPa]	175	Pressione neutra
	σ'_v [kPa]	262.5	Tensione efficace
	ϕ' [°]	28	Angolo di resistenza a taglio
	c' [kPa]	40	Coesione
Terzagli	ϕ' [rad]	0.49	
	P _v [kPa]	259.85	Pressione verticale in calotta
	ξ	0.75	Aliquota del carico agente sugli elementi strutturali
	q = $\xi \cdot i \cdot P_v$ [kPa]	68.21	Carico agente sul tubo metallico
Sollecitazioni	M _k [kNm]	20.52	Sollecitazione caratteristica
	γ_s	1.3	Coeff. ampl. Azioni o Sollecitazioni
	M _d [kNm]	26.68	Sollecitazione di progetto
Resistenza	γ_R	1.05	Coeff. di sicurezza resistente
Resistenza	MR,d_ elastico [kNm]	41.25	Momento resistente elastico
	MR,d_ plastico [kNm]	56.46	Momento resistente plastico
Verifica	MR,d_ ELAST > M_d	OK	65%
Verifica	MR,d_ PLAST > M_d	OK	47%

PROGETTAZIONE ATI:

5.4 INTERVENTO DI CONSOLIDAMENTO TRATTA A BASSA COPERTURA

Con riferimento alla zona a basse coperture (<25m) individuata dal profilo geomeccanico, si individua all'incirca dal km 1+060.00 a 1+140.20 una sotto-zona in cui le coperture risultano particolarmente esigue. Dalle indagini geognostiche effettuate (si faccia riferimento al sondaggio S02Pz e alla sismica a rifrazione SIS04/19) si rileva uno strato di coltre superficiale di spessore 3-4m circa, al quale succede uno strato di argilliti marnose.

Tale conformazione morfologica e geologica rende necessario un intervento di consolidamento dall'alto costituito da 788 pali plastici $\Phi 1000$ tangenti in calcestruzzo magro C12/15 di lunghezza variabile. I pali saranno realizzati in due fasi distinte a file alternate ad interasse 1.80m e su due piani di lavoro. Di seguito si riportano profilo, planimetria e sezione tipo dell'intervento, gli elaborati a cui fare riferimento sono T00GN01OSTDI01_A e T00GN01OSTDI02_A.

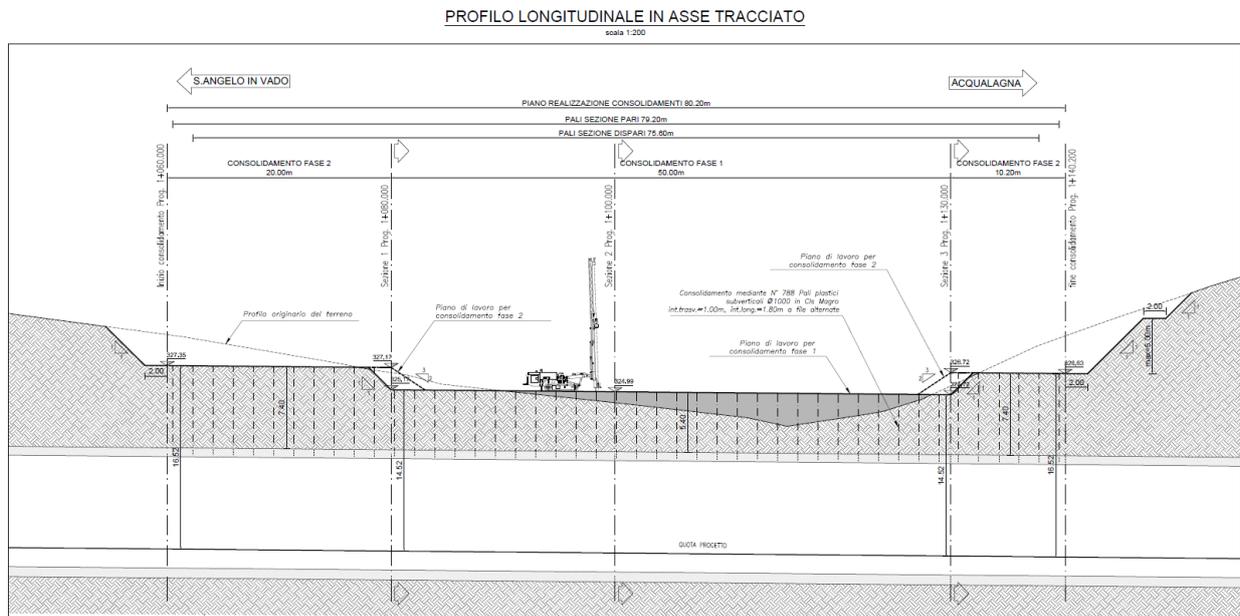


Figura 5.5: Profilo longitudinale intervento con pali plastici

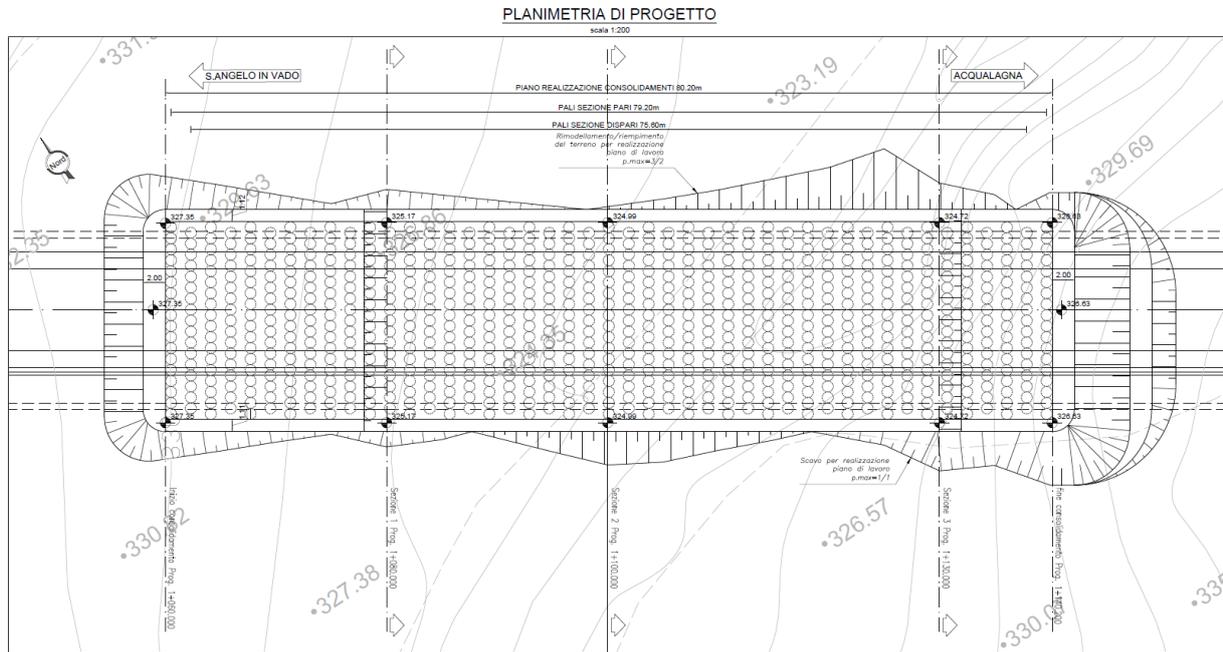


Figura 5.6: Planimetria intervento con pali plastici

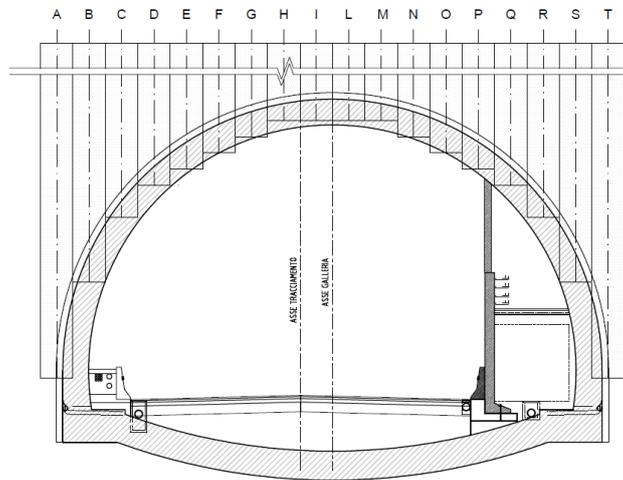


Figura 5.7: Sezione trasversale dell'intervento con pali plastici

PROGETTAZIONE ATI:

6 SEZIONI TIPO DI AVANZAMENTO E TIPOLOGIE DI INTERVENTO PREVISTE (FASE DI TERAPIA)

Le gallerie saranno realizzate mediante scavo in tradizionale, con esplosivo o demolitore meccanico, a seconda del contesto geomeccanico attraversato. La sezione di scavo, ad esclusione dei fuori scavo, risulta variabile tra 150 e 170 m², in dipendenza dagli spessori dei rivestimenti di prima fase e definitivi. In ammassi di caratteristiche geomeccaniche scadenti, si procederà alla realizzazione di consolidamenti in avanzamento, mediante elementi strutturali in vetroresina iniettati. Effettuato lo scavo e le operazioni di smarino, si procederà alla posa in opera dei rivestimenti di prima fase, mediante spritz-beton, bulloni e/o centine metalliche al fine di garantire l'adeguato confinamento delle pareti di scavo. A distanza dal fronte di scavo, in funzione del comportamento deformativo del cavo, si procederà al getto dei rivestimenti definitivi di arco rovescio, così da contrastare il piede del rivestimento di prima fase, e, previa posa dell'impermeabilizzazione, al getto dei rivestimenti definitivi di calotta. Al piede dello strato di impermeabilizzazione esterna, si disporrà una canaletta microfessurata di raccolta delle acque, con scarico nel condotto di smaltimento delle acque bianche. I rivestimenti definitivi saranno armati o in calcestruzzo semplice in funzione delle caratteristiche dell'ammasso e delle coperture presenti.

Nel caso di basse coperture o terreni con bassa resistenza meccanica sono previsti trattamenti di rinforzo del fronte con barre di vetroresina (VTR), il loro effetto stabilizzante, come visto nei precedenti capitoli incrementa la resistenza coesiva dell'ammasso.

6.1 SEZIONI TIPO ADOTTATE

In merito alle modalità di avanzamento delle gallerie è prevista l'adozione dello scavo a piena sezione, per sfondi di lunghezza funzione delle caratteristiche geomeccaniche degli ammassi attraversati e del loro comportamento allo scavo; tale metodologia di scavo consente il controllo delle deformazioni al contorno del cavo (e conseguentemente dei livelli di plasticizzazione), con un rapido contenimento del cavo a seguito dello scavo, mediante l'installazione di centine+spritz a ridosso del fronte, quale incremento della capacità portante dei rivestimenti di prima fase. Il rivestimento definitivo di calotta e di arco rovescio sarà gettato ad una distanza funzione dello stato deformativo del prerinvestimento e della relativa pressione esercitata dall'ammasso circostante.

Il rivestimento di prima fase è costituito da uno strato di spritz-beton e centine metalliche. Tali interventi rappresentano azioni di "contenimento" del cavo.

Quali azioni di "pre-sostegno" in avanzamento al fronte si è previsto l'impiego di elementi strutturali mediante l'applicazione di infilaggi metallici e tubi in vetroresina a semplice cementazione nelle zone di basse coperture per evitare fenomeni di instabilità. Questo assolve alla funzione di "scaricare" il nucleo di scavo riducendo, in combinazione con il trattamento del fronte, i fenomeni estrusivi del nucleo, i valori di pre-convergenza al fronte e conseguentemente controllando lo stato di plasticizzazione dell'ammasso e le pressioni sul cavo. Tale intervento permette di evitare il decadimento dei parametri geomeccanici dell'ammasso verso condizioni residue.

Quali azioni di "pre-consolidamento" in avanzamento al contorno del cavo si sono previsti elementi in VTR cementati in foro.

Dovranno inoltre essere previsti drenaggi in avanzamento nelle tratte ove è presente il rischio di venute d'acqua. I rivestimenti sono previsti in calcestruzzo armato, data la presenza di zone caratterizzate da rocce alquanto fratturate, faglie, per le quali si è prevista armatura o in arco rovescio o sia in calotta che in arco rovescio. A tergo dei rivestimenti definitivi di calotta e piedritto si porrà in opera l'impermeabilizzazione, costituita da uno strato di geotessuto e da un telo in PVC. Le sezioni tipo di avanzamento prevedono gli interventi descritti nei paragrafi che seguono, intesi quali quantità medie, da calibrare in funzione del comportamento deformativo riscontrato allo scavo attraverso l'analisi delle misure e dei rilievi di un apposito monitoraggio, descritto nei successivi capitoli.

PROGETTAZIONE ATI:

6.1.1 SEZIONE TIPO A0

La sezione tipo A0 è costituita da:

- n. 1+1 drenaggi in avanzamento (eventuali, in presenza di acqua), L=30.0m e sovrapposizione pari a 10m, ciechi i primi 5 m da bocca foro e microfessurati i restanti 25 m;
- protezione del fronte con uno strato di 10 cm di spritz-beton alla fine di ogni campo;
- priverivestimento composto da un primo strato di 5 cm di spritz-beton fibrorinforzato, centine 2IPN180 con passo $p = 1.00 \div 1.50$ m e da un secondo strato di 20 cm di spritz-beton fibrorinforzato;
- impermeabilizzazione costituita da tessuto non tessuto e manto in PVC;
- Arco rovescio in calcestruzzo armato di spessore pari a 60 cm eseguito ad una distanza dal fronte di scavo non vincolata;
- Calotta in calcestruzzo di spessore pari a 60 cm eseguito ad una distanza dal fronte di scavo non vincolata.

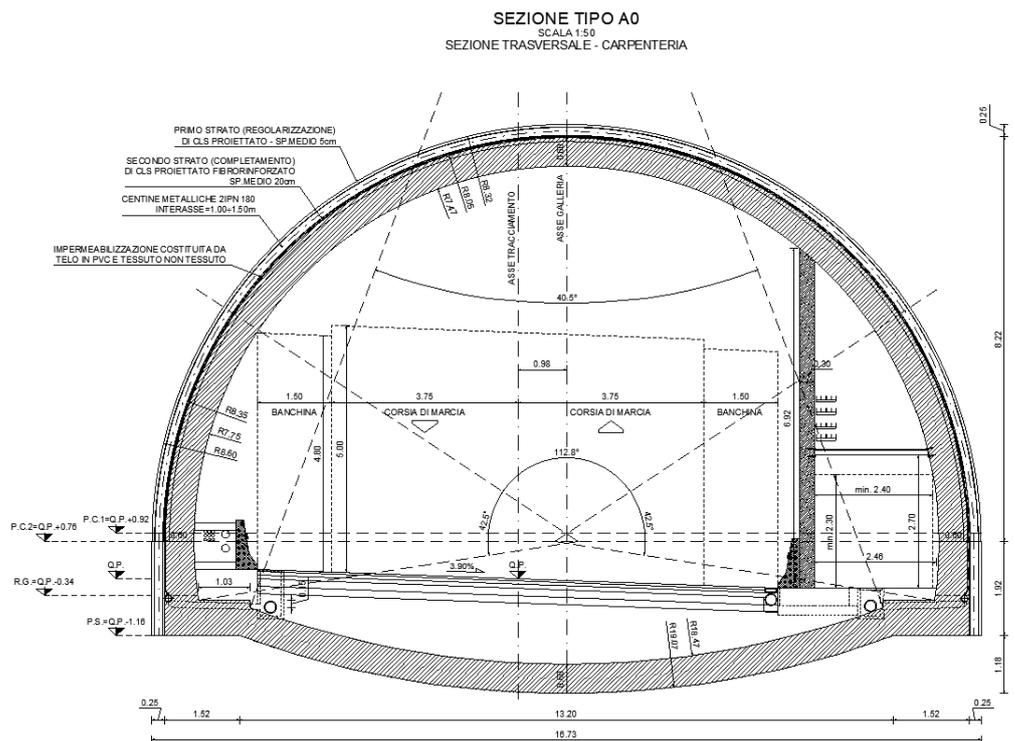


Figura 6.1: Sezione tipo A0

6.1.2 SEZIONE TIPO B1

La sezione tipo B1 è costituita da:

- n. 1+1 drenaggi in avanzamento (eventuali, in presenza di acqua), L=30.0m e sovrapposizione pari a 10m, ciechi i primi 5 m da bocca foro e microfessurati i restanti 25 m;
- protezione del fronte con uno strato di 10 cm di spritz-beton alla fine di ogni volata;
- priverivestimento composto da un primo strato di 5 cm di spritz-beton fibrorinforzato, centine 2IPN200 con passo p = 1.00 m e da un secondo strato di 20 cm di spritz-beton fibrorinforzato;
- impermeabilizzazione costituita da tessuto non tessuto e manto in PVC;
- Arco rovescio in calcestruzzo armato di spessore pari a 70 cm eseguito ad una distanza dal fronte di scavo massima di 2 diametri;
- Calotta in calcestruzzo armato di spessore variabile 70÷145 cm eseguito ad una distanza dal fronte di scavo max di 5 diametri.

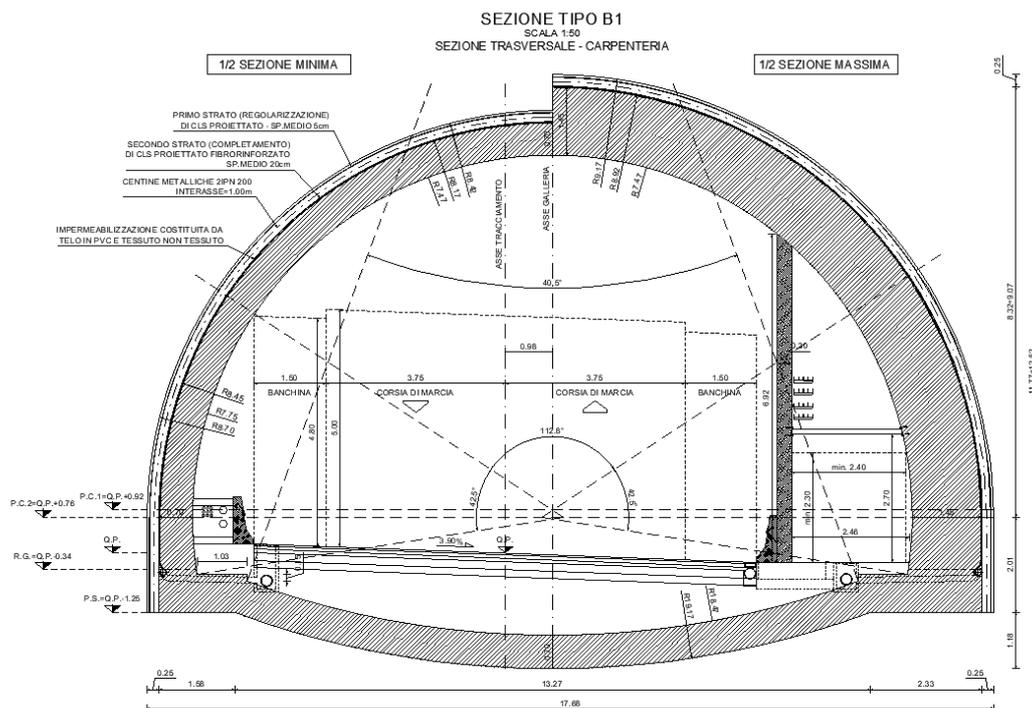


Figura 6.2: Sezione tipo B1

6.1.3 SEZIONE TIPO B2V

La sezione tipo B2V è costituita da:

- n. 1+1 drenaggi in avanzamento (eventuali, in presenza di acqua), L=30.0m e sovrapposizione pari a 10m, ciechi i primi 5 m da bocca foro e microfessurati i restanti 25 m;

PROGETTAZIONE ATI:

OPERE D'ARTE MAGGIORI – GALLERIE – GALLERIA IL MONTE

- n. 1+1 drenaggi in avanzamento (eventuali, in presenza di acqua), L=30.0m e sovrapposizione pari a 10m, ciechi i primi 5 m da bocca foro e microfessurati i restanti 25 m;
- pre-sostegno costituito da una coronella di n°53±10 tubi in acciaio $\phi 139$ mm sp. = 10 mm in perforo $\phi 160$, lunghezza totale L=12.0 m e lunghezza utile $L_u = 8.5$ m e n°53±10 tubi valvolati (2v/m) in VTR $\phi 60/40$ mm iniettati valvola per valvola in due passate, lunghezza totale L = 15.0 m, lunghezza utile $L_u = 8.5$ m e interasse trasversale 75 cm;
- preconsolidamento del fronte realizzato mediante la messa in opera di n° 70±10% elementi strutturali in VTR cementati in foro, aventi lunghezza pari a L=15.00 m e lunghezza utile $L_u = 8.5$ m, spritz-beton di 10 cm per ogni sfondo e spritz-beton di 15 cm per ogni campo;
- priverstimento composto da un primo strato di 5 cm di spritz-beton fibrorinforzato, centine 2IPN200 con passo p = 1.00 m e da un secondo strato di 20 cm di spritz-beton fibrorinforzato;
- impermeabilizzazione costituita da tessuto non tessuto e manto in PVC;
- Arco rovescio in calcestruzzo armato di spessore pari a 70 cm eseguito ad una distanza dal fronte di scavo vincolata a 2 diametri;
- Calotta in calcestruzzo armato di spessore variabile 70÷145 cm eseguito ad una distanza dal fronte di scavo vincolata a 5 diametri.

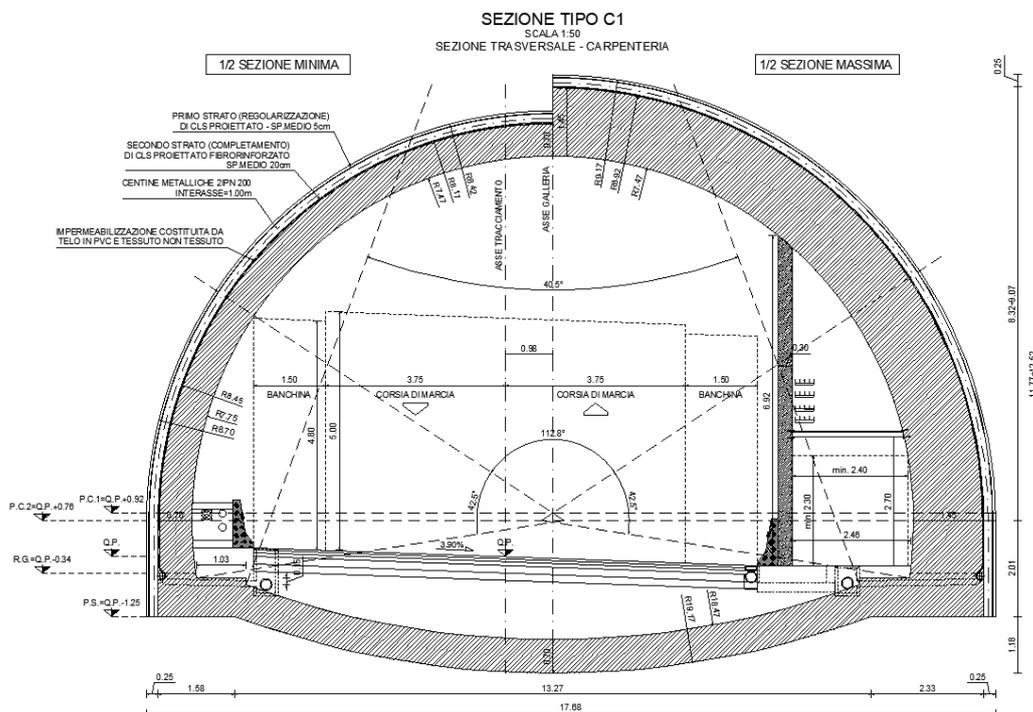


Figura 6.4: Sezione tipo C1

PROGETTAZIONE ATI:

7 AZIONE SISMICA

Gli interventi in progetto sono definitivi. Per quanto riguarda la valutazione dell'azione sismica si sono assunti una vita nominale $V_N = 50$ anni e un coefficiente d'uso $C_U = 2$ (classe d'uso IV) e di conseguenza un periodo di riferimento $V_R = V_N \cdot C_U = 100$ anni.

La pericolosità sismica si definisce, per il caso in oggetto, in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero, su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, in considerazione di prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R . Il valore di progetto dell'accelerazione a_g viene definito in funzione della "probabilità di superamento" in un dato "tempo di ritorno". Queste due grandezze sono correlate tra loro:

$$T_R = -V_R / \ln(1 - P_{VR})$$

dove:

- T_R è il tempo di ritorno
- V_R il periodo di riferimento dell'opera
- P_{VR} è la probabilità di superamento nel periodo di riferimento

Per la struttura in oggetto le verifiche in condizioni sismiche saranno condotte facendo riferimento allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV).

7.1 ACCELERAZIONE MASSIMA AL SUOLO

La definizione dell'azione sismica di progetto, nel D.M. 17/01/2018, non si basa sulla classificazione sismica del territorio. I parametri necessari per la determinazione dell'azione sismica di progetto sono calcolati direttamente per il sito in esame, utilizzando le informazioni disponibili nel reticolo di riferimento (Allegato B del D.M. 14/01/2008).

Le coordinate di riferimento sono: latitudine $43.669^\circ N$ e longitudine $12.521^\circ E$.

I valori al sito sono ottenuti mediando i parametri spettrali (a_g , F_0 , T^*c) dei 4 nodi più prossimi al sito stesso mediante la seguente formula:

$$P = \frac{\sum_{i=1}^4 \frac{P_i}{d_i}}{\sum_{i=1}^4 \frac{1}{d_i}}$$

dove:

- P valore del parametro nel sito in esame;
- P_i valore del parametro nell' i -esimo punto della maglia contenente il sito in esame;
- d_i distanza del sito in esame dall' i -esimo punto della maglia.

Gli effetti di amplificazione locale dovuti alla stratigrafia ed alla conformazione topografica vengono messi in conto mediante i parametri S_S e S_T .

La categoria di suolo più attinente a quella in oggetto è la A.

Per tener conto delle condizioni topografiche si utilizzano i valori del coefficiente topografico S_T riportati nella Tab.3.2.V del D.M. 17/01/2018.

Il sito dove sorge l'opera è stato classificato nella categoria "T1", a cui corrisponde un coefficiente di amplificazione topografica $S_T = 1.0$.

Nella tabella seguente si riportano i valori dell'accelerazione massima su suolo roccioso (a_g) e dei parametri spettrali (F_0 , T^*c) per lo SLV, insieme ai valori dei coefficienti di amplificazione topografica e stratigrafica. Quest'ultimi sono calcolati in base ai valori assunti dai parametri a_g ed F_0 in accordo a quanto previsto dal D.M. 17/01/2018 Tab.3.2.IV. Nelle tabelle seguenti si riportano i valori dei parametri sismici.

Tabella 7-1: Parametri sismici utilizzati nelle verifiche - $V_n = 50$ anni

accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale	a_g	0.225 g
valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale	F_0	2.507
periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale	T_C^*	0.329 s
coefficiente di amplificazione stratigrafica (categoria di sottosuolo B)	S_S	1.00
coefficiente di amplificazione topografica (categoria topografica T1)	S_T	1.00
accelerazione orizzontale massima attesa al sito	a_{max}	0.225 g

L'accelerazione massima orizzontale al sito (a_{max}) è calcolata come prodotto dell'accelerazione su suolo roccioso e dei fattori di amplificazione:

$$a_{max} = a_g \cdot S_S \cdot S_T$$

Per il caso in esame l'accelerazione massima orizzontale al sito per lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) risulta pari a:

$$- a_{max} = 0.225g \cdot 1.0 \cdot 1.0 = 0.225g \quad \text{per le opere definitive;}$$

Per quanto riguarda la definizione dell'azione sismica agente sul rivestimento definitivo della galleria, si è considerato che l'accelerazione sismica diminuisce con la profondità. Tale riduzione è possibile stimarla utilizzando le correlazioni fornite da Iwasaki *et al.* (1978) e Idriss & Boulanger (2006) per il calcolo del coefficiente r_d :

- $r_d(z) = 1 - 0.015 \cdot z$ Iwasaki *et al.* (1978)
- $r_d(z, M) = \exp(\alpha(z) + \beta(z) \cdot M)$; Idriss & Boulanger (2006)

dove z è la profondità di riferimento, M è la magnitudo attesa al sito, $\alpha(z)$ e $\beta(z)$ sono due funzioni che dipendono dalla profondità e sono calcolate secondo le relazioni fornite da Idriss & Boulanger (2006):

$$\alpha(z) = -1.012 - 1.126 \cdot \sin(z / 11.73 + 5.133)$$

$$\beta(z) = 0.106 + 0.118 \cdot \sin(z / 11.28 + 5.142)$$

È intuibile osservare che per le profondità relative alla galleria tali formule non forniscono valori sensati del coefficiente r_d . Pertanto, mantenendo sempre un approccio cautelativo, si è deciso di imporre il valore del coefficiente r_d pari a 0.70.

L'analisi sismica dell'opera è condotta in accordo al metodo pseudostatico: in esso l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso W sia del terreno sia delle strutture. Tali forze sono calcolate in automatico dal software di calcolo a partire dalla conoscenza del coefficiente sismico orizzontale e verticale, rispettivamente indicati con k_h e k_v . Le componenti orizzontale e verticale di tale azione possono esprimersi come $F_h = k_h \cdot W$ e $F_v = k_v \cdot W$, con k_h e k_v , rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale:

$$k_h = r_d \cdot a_{max}/g$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

Di conseguenza:

$$k_h = 0.70 \cdot 0.225 = 0.1575;$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot 0.1575 = \pm 0.0787.$$

8 ANALISI NUMERICHE PER IL CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI NEL RIVESTIMENTO DI PRIMA FASE E DEFINITIVO E VERIFICHE STRUTTURALI

Le analisi numeriche condotte hanno avuto l'obiettivo di verificare l'adeguatezza della soluzione progettuale indicata, determinando quindi le sollecitazioni risultanti sui rivestimenti durante tutte le fasi costruttive previste. Esse sono state condotte con il codice di calcolo alle differenze finite FLAC, che permette di tenere conto in maniera appropriata dei fenomeni di interazione terreno-struttura.

In ragione delle condizioni idrauliche del sito, le analisi sono state condotte in condizioni asciutte, assumendo a favore di sicurezza condizioni drenate.

8.1 CRITERI DI SCELTA DEI CASI ANALIZZATI

Come già discusso al § 1, le quattro gallerie, previste nel progetto, attraversano in parte le medesime unità geologiche. Tale condizione ha consentito di poter individuare delle tratte omogenee, in termini di caratteristiche meccaniche degli ammassi, comuni a tutte e quattro le gallerie.

Le analisi sono quindi svolte esaminando le 4 sezioni tipologiche previste (A0, B1, B2v, C1), in corrispondenza delle tratte a comportamento omogeneo che presentano condizioni geomeccaniche sfavorevoli, dettate dalla massima copertura litostatica e dalle scarse caratteristiche di resistenza e deformabilità dell'ammasso attraversato. Infatti, queste condizioni influiscono negativamente sia sullo stato tensionale agente sulla struttura, sia sulle deformazioni e convergenze indotte durante le fasi di scavo. Pertanto, la verifica effettuata per la sezione tipo di riferimento eseguita nella tratta a caratteristiche geomeccaniche più sfavorevoli e nelle condizioni di copertura più elevata, può considerarsi dimensionate e "rappresentativa" per l'individuazione della carpenteria e del sistema di consolidamento della sezione stessa di calcolo per ogni tratta omogenea di applicazione (nelle restanti tratte di applicazione persistono quindi caratteristiche geomeccaniche comunque più favorevoli e/o carichi litostatici inferiori).

Nelle tabelle seguenti si riportano i tratti a comportamento omogeneo per le 4 gallerie, dove sono evidenziate le sezioni di analisi e le corrispondenti sezioni tipologiche previste nella tratta.

Galleria Il Monte

Tratta	Lunghezza tratto [m]	Sezioni di analisi	SEZIONI	Valori medi			Copertura Media [m]
				c' [Kpa]	Φ' [°]	E [Gpa]	
1	25.5		B2V/C1	55	42.5	1.75	10
2	266.15		A/B1/B2V	110	42.5	1.75	22.5
3	25.5		B2V/C1	55	42.5	1.75	12.5
4	92		PALI PLASTICI	40	28.5	0.325	6.5
5	59.5	C1	C1	40	28.5	0.325	17.5
6	186		A/B1/B2V	130	38.5	1.75	32.5
7	68		B2V/C1	100	50	1.75	17.5

Galleria Urbania 1

Tratta	Lunghezza tratto [m]	Sezioni di analisi	SEZIONI	Valori medi			Copertura Media [m]
				c' [Kpa]	Φ' [°]	E [Gpa]	
1	42.5		B2V/C1	92.5	46.5	1.75	12.5
2	47.52		A/B1	463.5	59	10	30

PROGETTAZIONE ATI:

OPERE D'ARTE MAGGIORI – GALLERIE – GALLERIA IL MONTE

3	30.27		A/B1	185	46	1.75	42.5
4	39.71		A/B1	521.5	56	10	47.5
5	124.26	A	A/B1	190	35.5	1.75	62.5
6	167.44		B1/B2V/C1	245	43	1.75	65
7	92.62		A/B1	150	39.5	1.75	40
8	59.5		B2V/C1	100	46	1.75	15

Galleria Urbania 2

Tratta	Lunghezza tratto [m]	Sezioni di analisi	SEZIONI	Valori medi			Copertura Media [m]
				c' [Kpa]	Φ' [°]	E [Gpa]	
1	25.5		B2V/C1	20	25	0.2	7.5
2	35.53		A/B1	92.5	46.5	1.75	15
3	98.41		A/B1	444	59.5	10	27.5
4	100		B1/B2V/C1	40	28.5	0.7	45
5	120		A/B1	521	56	10	47.5
6	40.59		A/B1	245	43	1.75	67.5
7	67.01	B1/B2V/C1	B1/B2V/C1	40	28.5	0.7	77.5
8	72.4		A/B1	240	43	1.75	65
9	56.61		A/B1	482	57.5	10	37.5
10	30.21		A/B1	414	60.5	10	20
11	51		B2V/C1	87.5	47.5	1.75	10

Galleria Urbania 3

Tratta	Lunghezza tratto [m]	Sezioni di analisi	SEZIONI	Valori medi			Copertura Media [m]
				c' [Kpa]	Φ' [°]	E [Gpa]	
1	76.5	C1	C1	20	25	0.2	10
2	112.28		A/B1	414	60.5	10	20
3	38.98		A/B1/B2V	252.5	43	1.75	22.5
4	52.74	B1	B1/B2V/C1	40	28.5	0.5	17.5
5	232.63		A/B1/B2V	92.5	46.5	1.75	17.5
6	42.5		B2V/C1	52.5	47.5	1.75	7.5

In particolare si è scelto di esaminare le sezioni tipo nelle seguenti tratte:

1. La sezione tipo **A**
 - a. Galleria Urbania 1 – tratto 5
2. La sezione tipo **B (B1/B2v)**
 - a. Galleria Urbania 2 – tratto 7
 - b. Galleria Urbania 3 – tratto 4
3. La sezione tipo **C1**
 - a. Galleria Il Monte – tratto 5
 - b. Galleria Urbania 2 – tratto 7
 - c. Galleria Urbania 3 – tratto 1

PROGETTAZIONE ATI:

Per una migliore comprensione del criterio di scelta della condizione di calcolo “dimensionante” della sezione si riportano le tabelle seguenti. Ogni tabella fa riferimento alla singola sezione tipologica prevista in progetto (A0, B1, B2v, C1) e alla tratta di applicazione della stessa nel contesto di comportamento geomeccanico omogeneo previste nelle 4 gallerie interessate dalla sezione tipo in esame.

Nelle tabelle, per le colonne che fanno riferimento alle caratteristiche di resistenza, deformabilità e alle coperture, è stata applicata una formattazione condizionale che mette in risalto i tratti più critici (a sfondo rosso) per i quali è stata scelta la sezione di analisi e il dimensionamento delle sezioni tipo.

Dimensionamento Sezione tipo A

GALLERIA IL MONTE

Tratta	Valori medi			Copertura	SEZIONE DI ANALISI
	c' [Kpa]	Φ' [°]	E [Gpa]	H [m]	
2	110	42.5	1.75	30	
6	130	38.5	1.75	45	

GALLERIA URBANIA 1

Tratta	Valori medi			Copertura	SEZIONE DI ANALISI
	c' [Kpa]	Φ' [°]	E [Gpa]	H [m]	
2	463.5	59	10	40	
3	185	46	1.75	45	
4	521.5	56	10	50	
5	190	35.5	1.75	75	X
7	150	39.5	1.75	55	

GALLERIA URBANIA 2

Tratta	Valori medi			Copertura	SEZIONE DI ANALISI
	c' [Kpa]	Φ' [°]	E [Gpa]	H [m]	
2	92.5	46.5	1.75	20	
3	444	59.5	10	35	
5	521	56.5	10	55	
6	245	43	1.75	80	
8	240	43	1.75	80	
9	482.5	57.5	10	50	
10	414	60.5	10	25	

GALLERIA URBANIA 3

Tratta	Valori medi			Copertura	SEZIONE DI ANALISI
	c' [Kpa]	Φ' [°]	E [Gpa]	H [m]	
2	414	60.5	10	25	

PROGETTAZIONE ATI:

3	252.5	43	1.75	25
5	92.5	46.5	1.75	25

Il contesto di applicazione della sezione tipo A con i parametri di calcolo dimensionanti risulta quindi:

- Galleria Urbania 1 - Tratta 5

Che presenta i seguenti parametri di calcolo e carico litostatico:

Parametri di calcolo			Copertura
c' [Kpa]	Φ' [°]	E [Gpa]	H [m]
190	35.5	1.75	75

Dimensionamento Sezione tipo B1

GALLERIA IL MONTE

Tratta	Valori medi			Copertura MAX [m]	SEZIONE DI ANALISI
	c' [Kpa]	Φ' [°]	E [Gpa]		
2	110	42.5	1.75	30	
6	130	38.5	1.75	45	

GALLERIA URBANIA 1

Tratta	Valori medi			Copertura MAX [m]	SEZIONE DI ANALISI
	c' [Kpa]	Φ' [°]	E [Gpa]		
2	463.5	59	10	40	
3	185	46	1.75	45	
4	521.5	56	10	50	
5	190	35.5	1.75	75	
6	245	43	1.75	75	
7	150	39.5	1.75	55	

GALLERIA URBANIA 2

Tratta	Valori medi			Copertura MAX [m]	SEZIONE DI ANALISI
	c' [Kpa]	Φ' [°]	E [Gpa]		
2	92.5	46.5	1.75	20	
3	444	59.5	10	35	
4	40	28.5	0.7	55	
5	521	56.5	10	55	
6	245	43	1.75	80	
7	40	28.5	0.7	80	X
8	240	43	1.75	80	
9	482.5	57.5	10	50	
10	414	60.5	10	25	

PROGETTAZIONE ATI:

GALLERIA URBANIA 3

Tratta	Valori medi			Copertura MAX [m]	SEZIONE DI ANALISI
	c' [Kpa]	Φ' [°]	E [Gpa]		
2	414	60.5	10	25	
3	252.5	43	1.75	25	
4	40	28.5	0.5	20	X
5	92.5	46.5	1.75	25	

Per la sezione tipo B1 sono state individuate due tratte dimensionanti, una per le condizioni di massime coperture, l'altra in condizioni di coperture inferiori ma con caratteristiche geomeccaniche minime della tratta di applicazione.

Pertanto il contesto di dimensionamento della sezione tipo B1 risulta:

1° analisi

- Galleria Urbania 2 - Tratta 7

Che presenta i seguenti parametri di calcolo e carico litostatico:

Valori medi			Copertura MAX [m]
c' [Kpa]	Φ' [°]	E [Gpa]	
40	28.5	0.7	80

2° analisi

- Galleria Urbania 3 - Tratta 4

Valori medi			Copertura MAX [m]
c' [Kpa]	Φ' [°]	E [Gpa]	
40	28.5	0.5	20

Dimensionamento Sezione tipo B2v

GALLERIA IL MONTE

Tratta	Valori medi			Copertura MAX [m]	SEZIONE DI ANALISI
	c' [Kpa]	Φ' [°]	E [Gpa]		
1	55	42.5	1.75	15	
2	110	42.5	1.75	30	
3	55	42.5	1.75	15	
6	130	38.5	1.75	45	
7	100	50	1.75	30	

GALLERIA URBANIA 1

Tratta	Valori medi			Copertura MAX [m]	SEZIONE DI ANALISI
	c' [Kpa]	Φ' [°]	E [Gpa]		
1	92.5	46.5	1.75	20	
6	245	43	1.75	75	

PROGETTAZIONE ATI:

8	100	46	1.75	25
---	-----	----	------	----

GALLERIA URBANIA 2

Tratta	Valori medi			Copertura MAX [m]	SEZIONE DI ANALISI
	c' [Kpa]	Φ' [°]	E [Gpa]		
1	20	25	0.2	10	
4	40	28.5	0.7	55	
7	40	28.5	0.7	80	X
11	87.5	47.5	1.75	15	

GALLERIA URBANIA 3

Tratta	Valori medi			Copertura MAX [m]	SEZIONE DI ANALISI
	c' [Kpa]	Φ' [°]	E [Gpa]		
1	20	25	0.2	15	
3	252.5	43	1.75	25	
4	40	28.5	0.5	20	X
5	92.5	46.5	1.75	25	
6	52.5	47.5	1.75	10	

Per la sezione tipo B2v sono state individuate due tratte dimensionanti una per le condizioni di massime coperture una in condizioni di coperture inferiori ma con caratteristiche geomeccaniche minime della tratta di applicazione.

Con riferimento a quanto evidenziato in precedenza si osserva che il contesto di applicazione della sezione tipo B2v nelle condizioni dimensionanti coincide con quello della sezione tipo B1.

Sulla base delle precedenti considerazioni i parametri dimensionanti per la sezione tipo B2v sono stati individuati come quelli nella parte inferiore del range di riferimento definito al § 4.

Pertanto il contesto di dimensionamento della sezione tipo B2v risulta

1° analisi

Galleria Urbania 2 - Tratta 7

Valori medi			Copertura MAX [m]
c' [Kpa]	Φ' [°]	E [Gpa]	
40	28.5	0.7	80

2° analisi

Galleria Urbania 3 - Tratta 4

Valori medi			Copertura MAX [m]
c' [Kpa]	Φ' [°]	E [Gpa]	
40	28.5	0.5	20

PROGETTAZIONE ATI:

Dimensionamento Sezione tipo C1

GALLERIA IL MONTE

Tratta	Valori medi			Copertura MAX [m]	SEZIONE DI ANALISI
	c' [Kpa]	Φ' [°]	E [Gpa]		
1	55	42.5	1.75	15	
3	55	42.5	1.75	15	
5	40	28.5	0.325	25	X
7	100	50	1.75	30	

GALLERIA URBANIA 1

Tratta	Valori medi			Copertura MAX [m]	SEZIONE DI ANALISI
	c' [Kpa]	Φ' [°]	E [Gpa]		
1	92.5	46.5	1.75	20	
6	245	43	1.75	75	
8	100	46	1.75	25	

GALLERIA URBANIA 2

Tratta	Valori medi			Copertura MAX [m]	SEZIONE DI ANALISI
	c' [Kpa]	Φ' [°]	E [Gpa]		
1	20	25	0.2	10	
4	40	28.5	0.7	55	
7	40	28.5	0.7	80	X
11	87.5	47.5	1.75	15	

GALLERIA URBANIA 3

Tratta	Valori medi			Copertura MAX [m]	SEZIONE DI ANALISI
	c' [Kpa]	Φ' [°]	E [Gpa]		
1	20	25	0.2	15	X
4	40	28.5	0.5	20	
6	52.5	47.5	1.75	10	

Per la sezione tipo C1 sono state individuate tre tratte dimensionanti una per le condizioni di massime coperture due in condizioni di coperture inferiori ma con caratteristiche geomeccaniche differenti che hanno suggerito un dimensionamento con un livello di approfondimento maggiore.

Pertanto il contesto di dimensionamento della sezione tipo C1 risulta

1° analisi

Galleria Il Monte - Tratta 5

Valori medi			Copertura MAX [m]
c' [Kpa]	Φ' [°]	E [Gpa]	
40	28.5	0.325	25

PROGETTAZIONE ATI:

2° analisi

Galleria Urbania 2 - Tratta 7

Valori medi			Copertura MAX [m]
c' [Kpa]	Φ' [°]	E [Gpa]	
40	28.5	0.7	80

3° analisi

Galleria Urbania 3 - Tratta 1

Valori medi			Copertura MAX [m]
c' [Kpa]	Φ' [°]	E [Gpa]	
20	25	0.2	15

Dalle analisi di criticità per le 4 gallerie, nella galleria "Il Monte" si è scelto di analizzare, sulla base della carente resistenza meccanica offerta dall'ammasso, la tratta 5, dove è prevista la sezione tipo C1.

8.2 ANALISI TENSO-DEFORMATIVE ALLE DIFFERENZE FINITE

Le analisi tenso-deformative, presentate nel seguito, sono state condotte impiegando il codice di calcolo FLAC 8.0 (Fast Lagrangian Analysis of Continua), sviluppato da ITASCA Consulting, il quale consente di affrontare problemi di meccanica del continuo, determinando gli stati tensionali e deformativi in un dominio bidimensionale, le cui caratteristiche sono definite da leggi di comportamento, di tipo elastico o plastico, e da imposte condizioni al contorno, implementando il metodo delle differenze finite. Tale metodo si basa sulla discretizzazione delle equazioni differenziali che governano il problema fisico in esame, attraverso la sostituzione delle derivate con quozienti di differenze finite. In questo modo, le equazioni differenziali vengono trasformate in equazioni algebriche, da risolversi in successivi passi di calcolo. L'algoritmo di calcolo segue uno schema lagrangiano denominato "esplicito per integrazione diretta nel tempo" (explicit time marking), il quale è in grado di lavorare agevolmente e molto velocemente per sistemi con grandi deformazioni, con stati di collasso molto avanzati e in condizioni di instabilità (la possibilità di giungere al collasso non è infatti limitata da problemi di stabilità numerica, quale l'invertibilità di matrici). L'adattamento del metodo alle differenze finite a casi di griglia di forma qualunque segue l'approccio di Wilkins M.L..

La discretizzazione viene operata sovrapponendo alla porzione di continuo considerata un reticolo, in genere di maglie quadrilatera, in corrispondenza dei cui nodi (gridpoints) sono definite le grandezze in gioco. E' allora possibile approssimare la derivata prima di una funzione rispetto a una variabile indipendente, con il rapporto tra la variazione subita dalla funzione stessa nel passare da un nodo ad uno contiguo, e la corrispondente variazione della variabile indipendente. Ad un certo istante t può assumersi una delle seguenti equivalenze:

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

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

$$\sigma = E \cdot \frac{\partial u}{\partial x} \Rightarrow \sigma'_{i,j} = E \cdot \frac{u'_{i+1,j} - u'_{i,j}}{\Delta x}$$

PROGETTAZIONE ATI:

Il codice di calcolo FLAC usa uno schema di soluzione “esplicito condizionatamente stabile”, la cui sequenza di calcolo iterativo, illustrata schematicamente nella figura seguente, comprende i seguenti passi: – per ogni nodo della griglia si valuta la massa m , la risultante delle forze esterne F_e (gravità, carichi esterni ...), la risultante delle forze interne F_i , calcolata per integrazione degli sforzi nelle zone collegate al nodo stesso, così che è possibile determinare la forza squilibrata agente sul nodo F_u (unbalanced force $F_u = F_e - F_i$); – per ogni gridpoint si scrive l’equazione di Newton $F_u = m \cdot a$, tramite la quale è possibile determinare l’accelerazione del nodo in esame; integrando due volte l’accelerazione si ottiene la velocità e lo spostamento incrementale di ogni nodo; – dal campo di spostamenti incrementali, è possibile risalire al campo di deformazioni incrementali e quindi, attraverso il legame costitutivo dei materiali, al campo di variazioni degli sforzi nel reticolo; – la variazione degli sforzi comporta la modifica, per ogni nodo della griglia, della risultante delle forze interne e conseguentemente la necessità di rideterminare la F_u , dando inizio ad un nuovo passo di calcolo. Il processo iterativo ha termine qualora si ottenga una forza squilibrata che abbia un valore minore di una tolleranza prestabilita.



Figura 8.1: Fasi di computazione del codice di calcolo FLAC

Il codice di calcolo consente di adottare un modello di comportamento del terreno elastico perfettamente plastico basato sul criterio di rottura di Mohr-Coulomb, con legge di flusso associata. La funzione di plasticizzazione F definita dal criterio di rottura consente di individuare quelle zone di terreno in cui lo stato tensionale ha superato il limite al di sotto del quale il materiale mantiene un comportamento elastico e che sono quindi soggette a sollecitazioni tali da comportare deformazioni irreversibili nell’ammasso. Per un generico stato di sforzo, individuato dalle tensioni principali $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$, il criterio di rottura di Mohr-Coulomb, è rappresentato dalle seguenti equazioni lineari:

$$\begin{aligned} \sigma_1 - \sigma_2 &= \pm 2 \cdot \left(c' \cdot \cos(\phi') + \frac{(\sigma_1 + \sigma_2)}{2} \cdot \sin(\phi') \right) \\ \sigma_2 - \sigma_3 &= \pm 2 \cdot \left(c' \cdot \cos(\phi') + \frac{(\sigma_2 + \sigma_3)}{2} \cdot \sin(\phi') \right) \\ \sigma_3 - \sigma_1 &= \pm 2 \cdot \left(c' \cdot \cos(\phi') + \frac{(\sigma_3 + \sigma_1)}{2} \cdot \sin(\phi') \right) \end{aligned}$$

Tale criterio è rappresentato, nello spazio delle tensioni principali, da una piramide a base esagonale non regolare avente, come asse, la trisettrice del primo ottante:

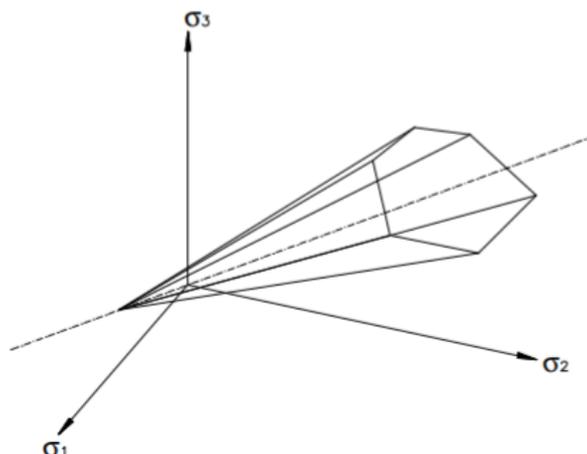


Figura 8.2: Criterio di rottura di Mohr-Coulomb nello spazio delle tensioni

8.2.1 VALUTAZIONE DEI RILASCI TENSIONALI

L'analisi di convergenza-confinamento (Duncan-Fama, 1993; Panet, 1993, 1995; Carranza Torres e Fairhurst, 2000 e altri) è uno strumento ampiamente utilizzato per la valutazione preliminare del potenziale di rilascio tensionale e dei requisiti di supporto per tunnel circolari in una varietà di condizioni geologiche e di sollecitazioni.

Al fine di simulare il progressivo detensionamento dell'ammasso a mezzo di una pressione interna fittizia q , si definisce fattore di rilascio tensionale λ , variabile tra 0 ed 1, la quantità:

$$q = (1 - \lambda) \cdot S$$

dove S è lo stato tensionale in condizioni litostatiche. Con l'utilizzo dei fattori di rilascio è possibile simulare l'avanzamento dello scavo in metodi bidimensionali (condizioni di deformazione piana).

Modelli assialsimmetrici

L'analisi dei modelli assialsimmetrici (considerando gli eventuali interventi di preconsolidamento e presostegno in caso di impiego di VTR) consente di definire in forma numerica le curve di "taratura" necessarie per la determinazione della curva di rilassamento delle forze di scavo da utilizzare nel modello di verifica alle differenze finite (in stato di deformazione piana) e si esplica in due distinte fasi:

- *analisi assialsimmetrica longitudinale*: consente di determinare la curva di convergenza in funzione della distanza dal fronte (LDP – Longitudinal Displacement Profile) ed, in particolare, il valore assunto dalla preconvergenza;
- *analisi trasversale*: per la determinazione della relazione tra pressioni di contenimento, esercitate in senso radiale sul bordo della galleria dalle opere di stabilizzazione e di rivestimento, e spostamenti radiali al suo contorno (GRC – Ground Reaction Curve).

La procedura impiegata nel calcolo assialsimmetrico si compone, per ogni caso analizzato, di n . 2 modelli.

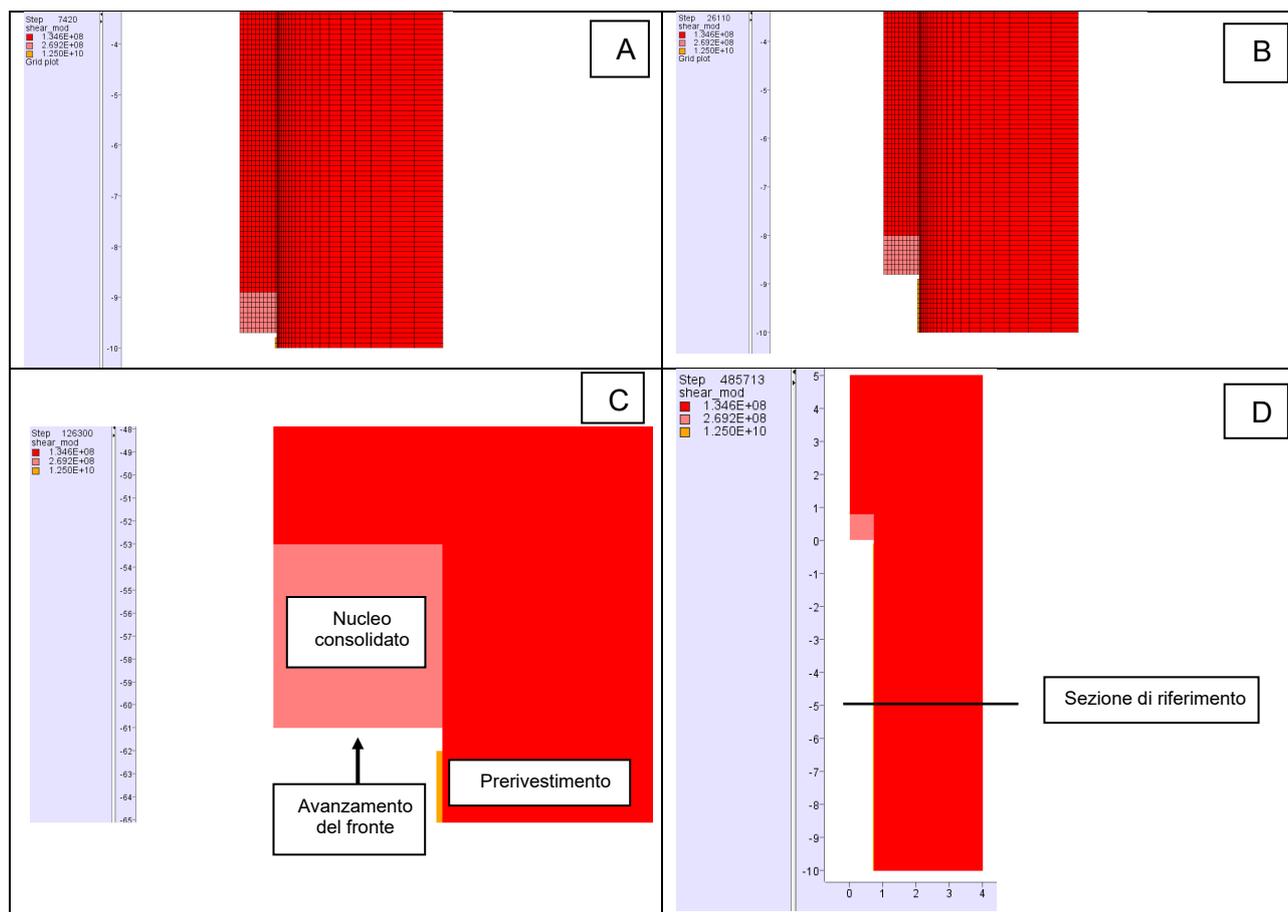
Nel primo (*analisi ax-sym longitudinale*) si simula l'avanzamento del fronte, la messa in opera dei priverestimenti e degli interventi di precontenimento e presostegno del fronte e del cavo adottando l'ipotesi di assialsimmetria della galleria; si riportano, a titolo di esempio, immagini riprese in step successivi.

Lo scavo (asse y del modello) è simulato attraverso la rimozione progressiva di elementi in corrispondenza del nucleo (A, B, C, fig. seguente); al termine di ciascun campo di scavo sono fatte

PROGETTAZIONE ATI:

variare le proprietà dei degli elementi sul fronte e sul contorno, qualora siano presenti interventi di preconsolidamento.

Per ogni metro scavato il programma memorizza gli spostamenti in direzione radiale in corrispondenza della sezione di controllo riportata nel riquadro D della fig. seguente. In tal modo si riescono a determinare le curve di convergenza del cavo per distanze del fronte da - 50 a + 50 m rispetto alla sezione di riferimento.



Si determinano infine, in particolare, il valore dello spostamento radiale ed il valore del raggio plastico all'atto dell'installazione del prerivestimento, che saranno impiegati nel secondo modello, l'*analisi trasversale*.

Costruendo un modello costituito da 1 m lineare di sviluppo di galleria, infatti, si ottengono le curve delle convergenze radiali in funzione della pressione di confinamento; imponendo l'installazione del prerivestimento in corrispondenza dello spostamento radiale determinato con la precedente analisi si calcolano le pressioni e gli spostamenti a cui sarà soggetto lo stesso.

Le curve ottenute dai due modelli sono quindi correlate per determinare i coefficienti di rilassamento percentuali sul fronte di scavo e all'atto dell'installazione del prerivestimento.

8.2.1.1 SEZIONE TIPO C1

Nel caso in esame, in riferimento al metodo proposto, si sono determinate:

- curva GRC (Ground Reaction Curve) o curva caratteristica del cavo

PROGETTAZIONE ATI:

— curva LDP (Longitudinal Displacement Profile) o curva “convergenza-distanza dal fronte” (Figura 8.3)

dalle quali è stato possibile ottenere:

- u_i Spostamento radiale del cavo
- q Pressione interna del cavo
- λ Rilascio tensionale

Curva di convergenza

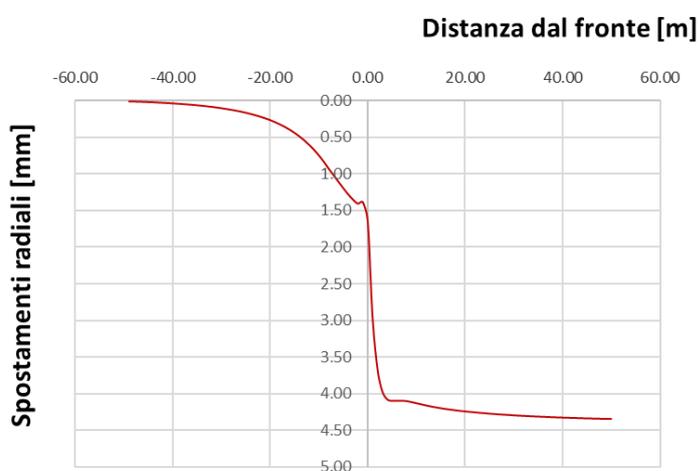


Figura 8.3: Curva convergenza-distanza dal fronte (LDP)

Curva di confinamento

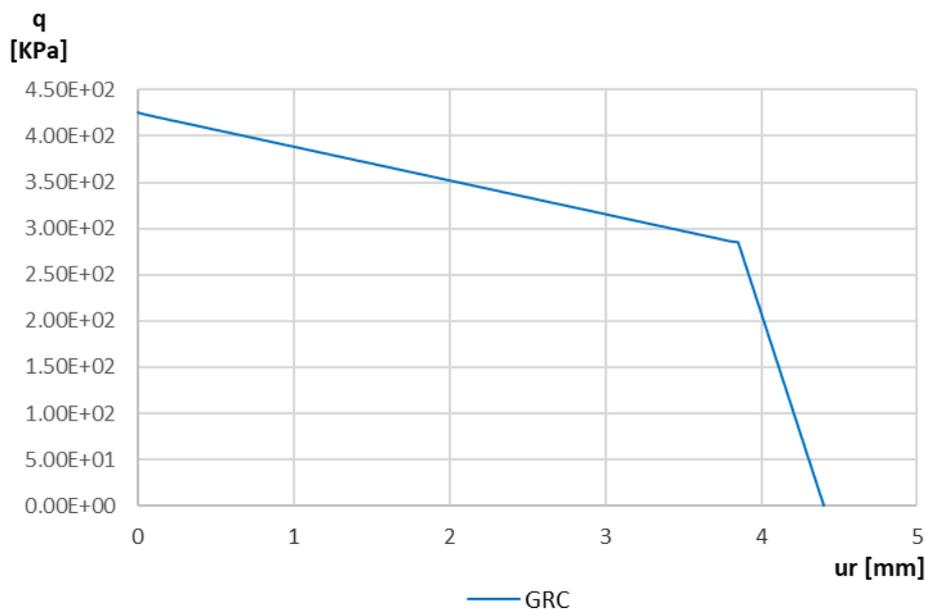


Figura 8.4: Curva caratteristica (GRC)

PROGETTAZIONE ATI:

Di seguito sono rappresentate in un unico grafico le curve appena descritte, con i relativi rilasci che sono stati utilizzati per la simulazione delle fasi lavorative. I dati di input che hanno permesso la costruzione delle curve risultano:

- $R_0 = 7.36 [m]$ Raggio equivalente della galleria
- $C' = 63 [KPa]$ Coesione
- $\phi' = 29 [^\circ]$ Angolo di resistenza al taglio
- $\nu = 0.3$ Coeff. di contrazione trasversale
- $E = 350000 [KPa]$ Modulo elastico del materiale
- $\gamma = 25 [KN/m^3]$ Peso dell'unità di volume del terreno
- $H = 17 [m]$ Copertura

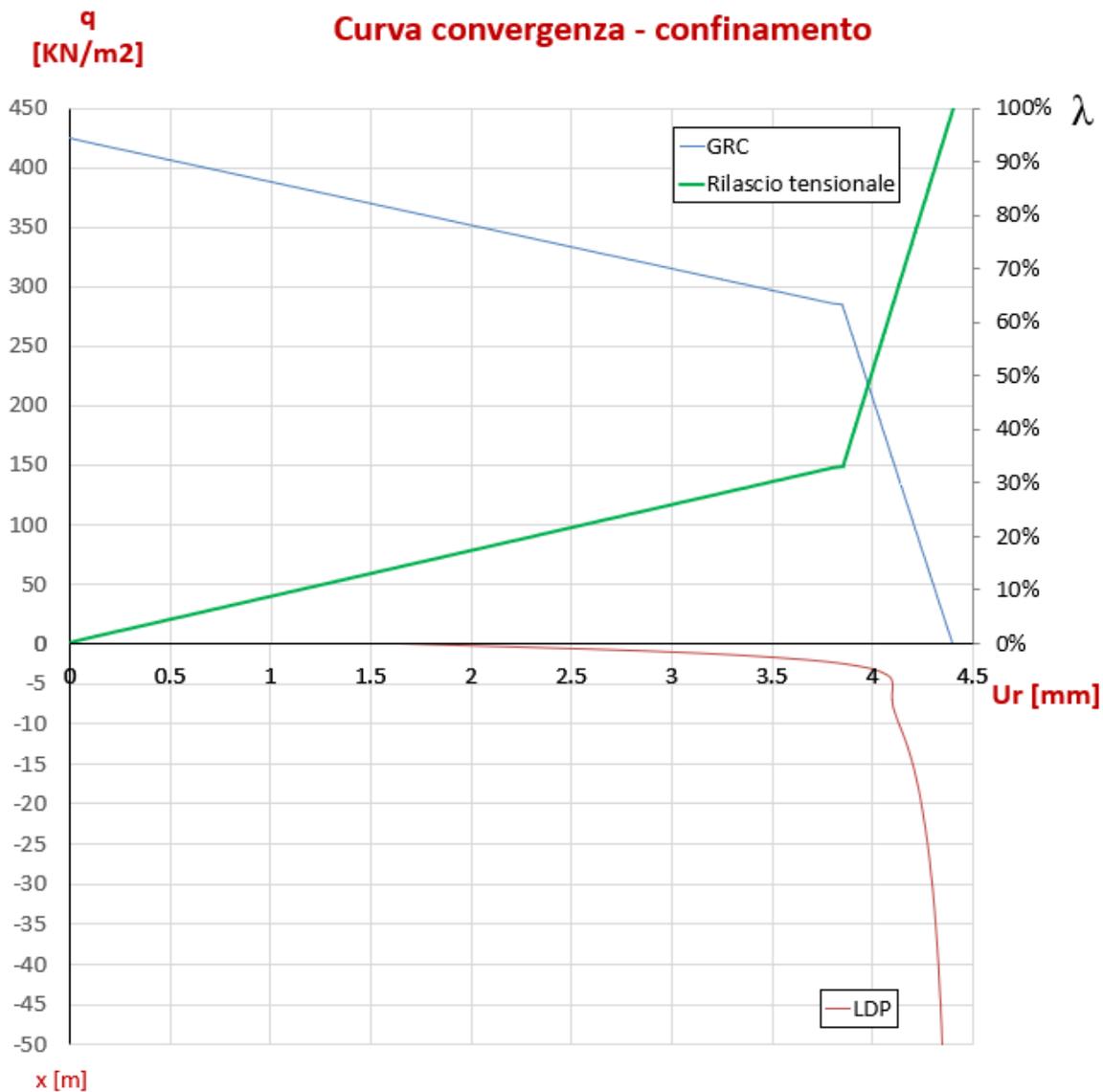


Figura 8.5: Curve GRC e LDP per la valutazione dei rilasci tensionali nelle varie fasi di analisi

PROGETTAZIONE ATI:

Il valore di coesione utilizzato nell'analisi è la media tra i terreni interessati dalla sezione di calcolo e tiene conto dell'incremento di resistenza offerto dai VTR applicati sul contorno di scavo. Tale incremento è stato calcolato attraverso la valutazione della pressione di consolidamento sul contorno di scavo esercitata dai 53 elementi in vetroresina. L'incremento di coesione è stato calcolato attraverso la seguente formulazione:

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

$$\Delta \sigma_3 = \frac{N_{VTR} T_{max}}{A_c}$$

Dove:

- $\Delta \sigma_3$ = incremento di pressione applicata al contorno di scavo dai 53 VTR
- A_c = Area interessata dal consolidamento
- K_p = coeff. di spinta passiva
- ϕ = angolo di resistenza al taglio de terreno trattato
- T_{max} = resistenza massima offerta dal singolo VTR

In merito alla variabilità di previsione geologica e geomeccanica prevista, si è scelto di adottare una riduzione del 20% sull'incremento di coesione offerto dai 53 VTR, si ha quindi:

$$\Delta c_d = 0.8 \Delta c = 0.8 \cdot 104 \text{ KPa} \cong 85 \text{ KPa}$$

8.2.2 FASI DI MODELLAZIONE

8.2.2.1 SEZIONE TIPO C1

Le fasi di scavo e di installazione degli elementi strutturali simulate nelle analisi sono le seguenti:

FASE	Operazioni	λ
Fase 0	Fase litostatica	0.00
Fase 1	Apertura del fronte di scavo	0.00
Fase 2	Preconvergenza massima	0.14
Fase 3	Sfondo (terreno non sostenuto) e installazione di centine+spritz (solo centine resistenti)	0.25
Fase 4	Completa maturazione spritz beton (Rck>30MPa)	0.35
Fase 5	Installazione arco rovescio sp. 70 cm	0.75
Fase 6	Maturazione arco rovescio sp. 70 cm (Rck > 30 MPa)	0.95
Fase 7	Installazione del rivestimento definitivo e decadimento prestazionale del rivestimento di prima fase	1.00
Fase 8	Applicazione dell'azione sismica	1.00

PROGETTAZIONE ATI:

Nelle prime fasi viene schematizzato lo scavo della galleria: le percentuali di rilascio delle forze di scavo, adottate nel calcolo numerico, sono state ottenute utilizzando le 2 curve (GRC e LDP) tarate attraverso le convergenze radiali ottenute mediante l'analisi assialsimmetrica. Il rivestimento provvisorio costituito da spritz-beton e centine è stato schematizzato come un unico elemento strutturale dalle caratteristiche (area, inerzia, e modulo di Young) omogeneizzate allo spritz beton. Le rigidità dei rivestimenti provvisorio e definitivo adottate nelle varie fasi della modellazione sono state fatte variare in funzione del grado di maturazione del calcestruzzo. Al fine di simulare la galleria nelle condizioni di esercizio, a fine modellazione, è stato considerato il decadimento del rivestimento provvisorio.

8.2.3 RISULTATI E VERIFICHE STRUTTURALI

Il comportamento del sistema opera-terreno è stato analizzato nelle diverse fasi costruttive fino alla configurazione finale ed in condizioni di esercizio. Le analisi sono mirate alla previsione del comportamento deformativo al contorno dello scavo e dei carichi attesi sui sostegni provvisori e sui rivestimenti definitivi.

Per le verifiche strutturali sono stati considerati i rivestimenti provvisori e quelli definitivi nelle seguenti condizioni:

- Rivestimento provvisorio (verifiche con combinazione allo **SLU** (cfr. Paragrafo 2.5.3 NTC2018 – eq. 2.5.1) – le sollecitazioni sono moltiplicate per un coefficiente amplificativo pari ad 1.3)
 - o sollecitazioni al termine della **fase 5** (considerando le sole centine resistenti)
- Rivestimento definitivo (verifiche con combinazione allo **SLU** (cfr. Paragrafo 2.5.3 NTC2018 – eq. 2.5.1) – le sollecitazioni sono moltiplicate per un coefficiente amplificativo pari ad 1.3)
 - o sollecitazioni al termine della **fase 7** (decadimento del prerivestimento)
- Rivestimento definitivo (verifiche con combinazione sismica) – le azioni **sismiche** sono calcolate mediante la procedura descritta nel paragrafo 7 e la combinazione adottata prevede che le azioni permanenti siano assunte con il loro valore caratteristico
 - o sollecitazioni al termine della **fase 8**
- Rivestimento definitivo (verifiche con combinazione allo **SLE** – le azioni permanenti non sono amplificate (cfr. §2.5.3 eq. 2.5.2))
 - o sollecitazioni al termine della **fase 7** (decadimento del prerivestimento)

Le verifiche SLU sono state eseguite, in accordo con la combinazione 1 di coefficienti parziali, adottandone i valori indicati nella Tabella 6.2.I delle NTC 2018 e verificando il soddisfacimento della condizione:

$$E_d \leq R_d \quad (6.41)$$

con R_d la resistenza di progetto ed E_d l'effetto dell'azione di calcolo.

Il rivestimento provvisorio è stato verificato considerando le sollecitazioni di calcolo, opportunamente amplificate per il coefficiente parziale delle azioni pari ad 1.3 e ripartite tra *elemento centina* ed *elemento spritz beton*, ciascuno con le sue caratteristiche geometriche e di materiale.

Le verifiche strutturali sono state svolte confrontando le sollecitazioni con le resistenze essenzialmente in forma grafica, definendo i domini di resistenza N-M, distinguendo, per il rivestimento provvisorio, in un primo momento le sole centine e a maturazione dello spritz beton, centine+spritz.

Le verifiche allo SLU del rivestimento definitivo sono state condotte, considerando elementi di *trave* di base pari ad 1 metro, nei confronti di sollecitazioni di:

PROGETTAZIONE ATI:

- pressoflessione, assumendo valide le ipotesi di base del §4.1.2.3.4.1 delle NTC 2018, mediante la costruzione di domini di interazione N-M,
- taglio, predisponendo, lì dove necessario, opportune staffe, secondo un modello di funzionamento a traliccio.

Gli stati limite di esercizio (SLE) considerati per il rivestimento definitivo sono lo stato limite di tensione e quello di fessurazione.

Tutte le sezioni sono caratterizzate da un copriferro superiore ed inferiore pari a 5 cm e sono dotate di armatura simmetrica ($A_s = A'_s$).

Le verifiche allo stato limite ultimo per tensioni normali sono state eseguite in forma grafica, assicurando che i punti caratteristici dello stato di sollecitazione comprese negli intervalli di interesse per le diverse porzioni delle sezioni tipo, fossero contenuti nei domini di interazione N-M.

Le verifiche a taglio dei rivestimenti definitivi sono state condotte dapprima considerando sezioni non armate a taglio (cfr. §4.1.2.3.5.1 delle NTC 2018) con la seguente formulazione:

$$V_{rd} = \max \left\{ \left[\frac{0.18k(\rho_1 100 f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} + 0.15 \sigma_{cp} \right] b_w d; (v_{min} + 0.15 \sigma_{cp}) b_w d \right\} \quad (6.43)$$

Per il significato di tutti i termini si rimanda all'equazione 4.1.23 delle NTC 2018.

Le verifiche delle sezioni armate a taglio sono state condotte secondo le prescrizioni del paragrafo 4.1.2.3.5.2 delle NTC 2018, questa volta con riferimento al più alto dei valori di taglio agente V_{sd} . Il valore di sollecitazione normale agente (e dunque il conseguente valore di σ_{cp} nelle formule adottate) è quello corrispondente alla sezione in cui è operata la verifica, vale a dire quella in cui la sollecitazione tagliante è massima.

I valori del taglio resistente *lato acciaio* e *lato calcestruzzo* sono stati calcolati in accordo con le formule riportate al paragrafo 4.1.2.3.5.2 delle NTC 2018 e che qui di seguito vengono brevemente richiamate. È stato fatto sempre riferimento a staffe con inclinazione α pari a 90° .

$$V_{Rsd} = 0.9 d \frac{A_{sw}}{s} f_{yd} (\cot \alpha + \cot \theta) \sin \alpha \quad (6.44)$$

$$V_{Rcd} = 0.9 d b_w \alpha_c v f_{cd} \frac{(\cot \alpha + \cot \theta)}{1 + \cot^2 \theta} \sin \alpha \quad (6.45)$$

Con riferimento agli stati limite di esercizio, la verifica riguardante la tensione massima di compressione nel calcestruzzo è stata effettuata controllando che fosse soddisfatta la disuguaglianza:

$$\sigma_{c,max} \leq 0.45 f_{ck} \quad (6.46)$$

mentre per quanto riguarda l'acciaio, è stato verificato il rispetto della condizione riportata al paragrafo 4.1.2.2.5.2, ovvero:

$$\sigma_{s,max} \leq 0.8 f_{yk} \quad (6.47)$$

Lo stato limite di fessurazione è stato fissato seguendo le indicazioni riportate nella Tabella 6.40 (cfr. Tab. 4.1.IV NTC 2018), assumendo condizioni ambientali ordinarie, combinazione quasi permanente e armature poco sensibili.

Tabella 8.1: Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
A	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Le verifiche a fessurazione (Tabelle 6.41 e 6.42) sono state condotte utilizzando la procedura semplificata illustrata al punto C4.1.2.2.4.5 della Circolare 11 febbraio 2019, la quale consente di effettuare le verifiche calcolando la tensione massima nella fibra di acciaio più sollecitata σ_s e controllando che siano rispettati i limiti indicati (cfr. Tab. C4.1.II e C4.1.III della Circolare) sul diametro massimo e sul massimo interasse tra le barre di armatura.

Tabella 8.2: Diametri massimi delle barre per il controllo della fessurazione.

Tensione nell'acciaio σ_s (MPa)	Diametro massimo ϕ delle barre (mm)		
	$w_3=0.4$ mm	$w_2=0.3$ mm	$w_1=0.2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	-

Tabella 8.3: Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione.

Tensione nell'acciaio σ_s (MPa)	Spaziatura massima s delle barre (mm)		
	$w_3=0.4$ mm	$w_2=0.3$ mm	$w_1=0.2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

Nei paragrafi che seguono vengono sintetizzate le verifiche del rivestimento provvisorio e quelle del rivestimento definitivo. Si riporta inoltre una sintesi delle armature adottate a valle del calcolo:

PROGETTAZIONE ATI:

Tabella 8-4: sintesi armature sezione tipo C1

SEZIONE C1			
	CALOTTA	AR	MURETTA
Spessore [cm]	105	70	80
Arm. a flessione	24 ϕ /20	24 ϕ /20	24 ϕ /20
Arm. a taglio	12 ϕ /30/20	12 ϕ /30/20	24 ϕ /20

8.2.3.1 SEZIONE TIPO C1

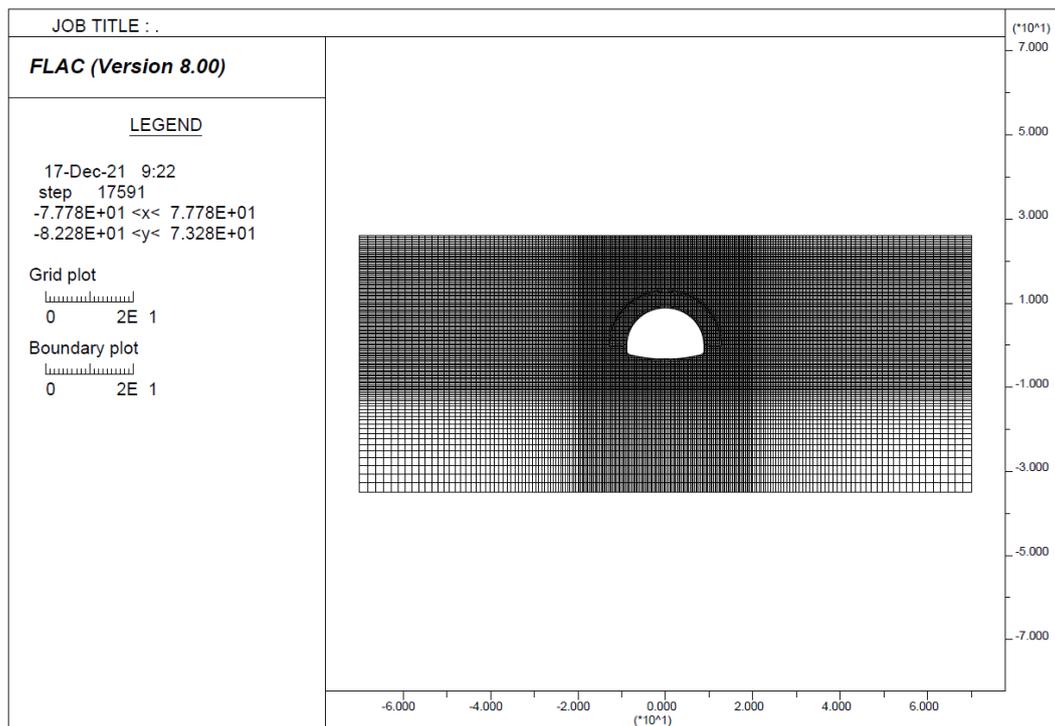


Figura 8.6: Griglia di discretizzazione – sez C1

PROGETTAZIONE ATI:

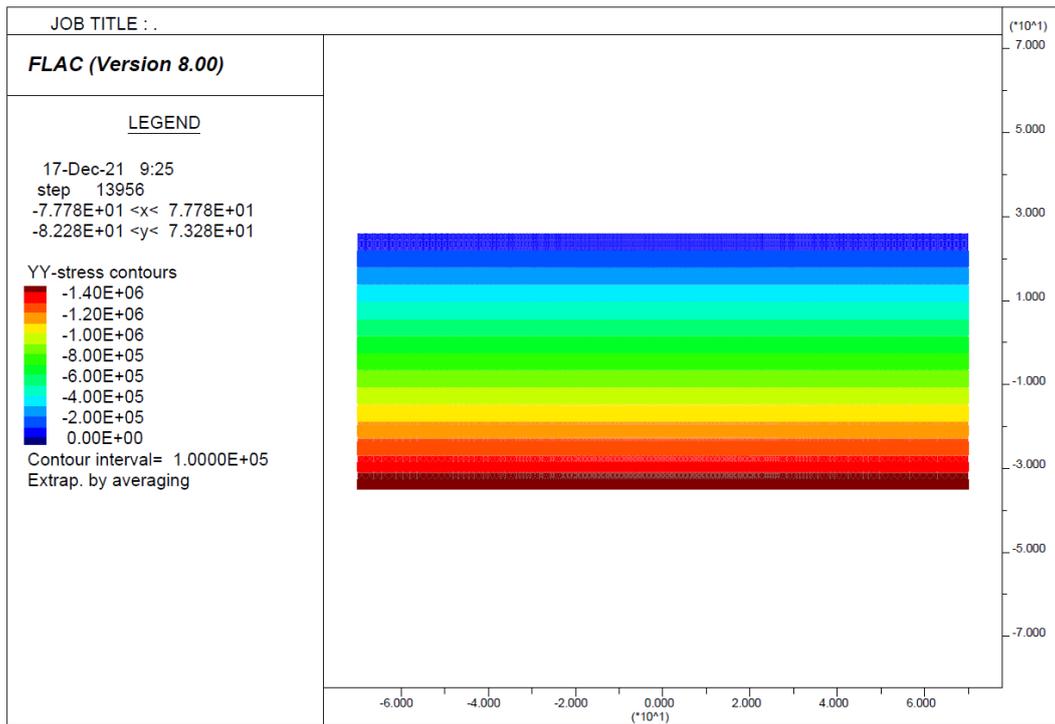


Figura 8.7: Diagramma delle tensioni verticali

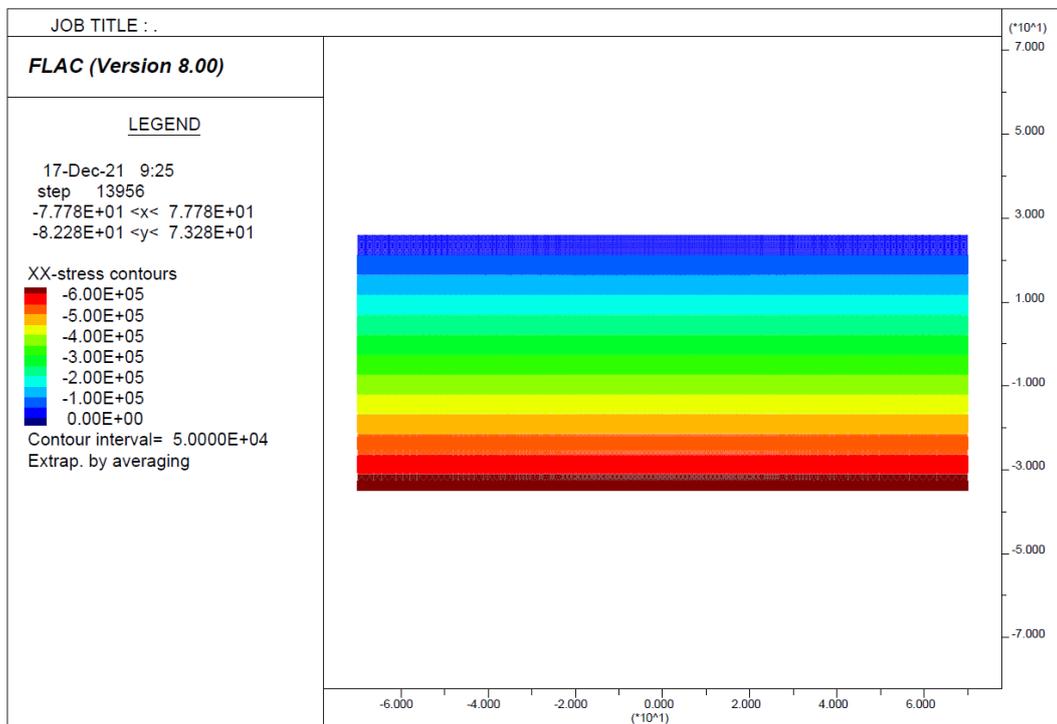


Figura 8.8: Diagramma delle tensioni orizzontali

PROGETTAZIONE ATI:

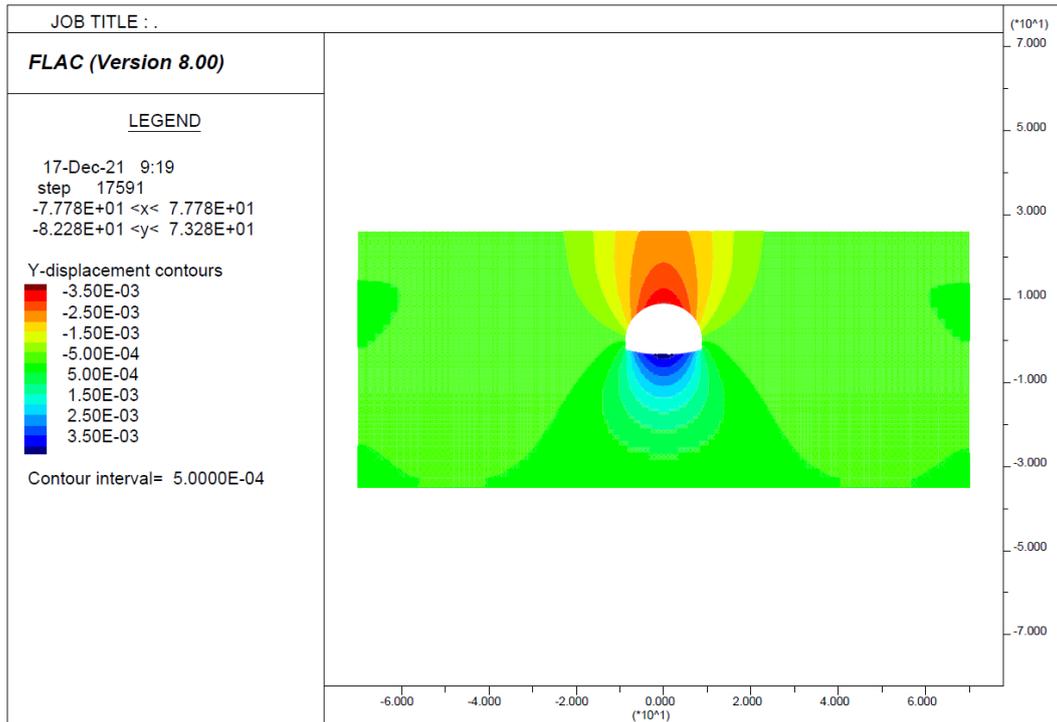


Figura 8.9: Fase 2, contour degli spostamenti verticali (massima preconvergenza)

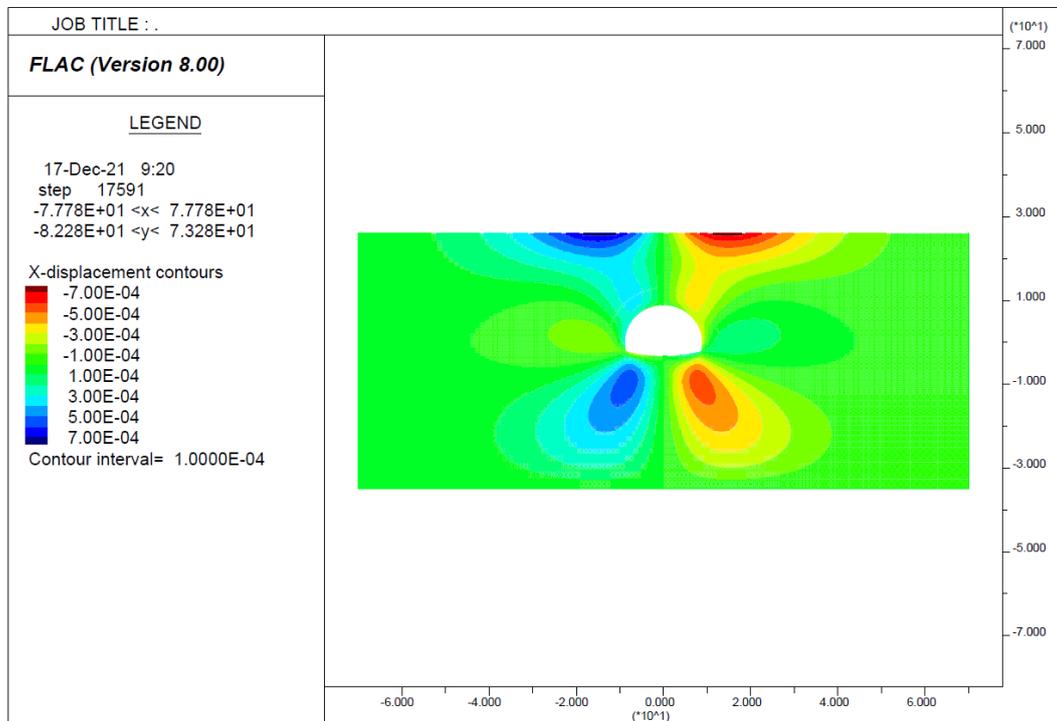


Figura 8.10: Fase 2, contour degli spostamenti orizzontali (massima preconvergenza)

PROGETTAZIONE ATI:

Verifica del prerivestimento (solo centine resistenti)

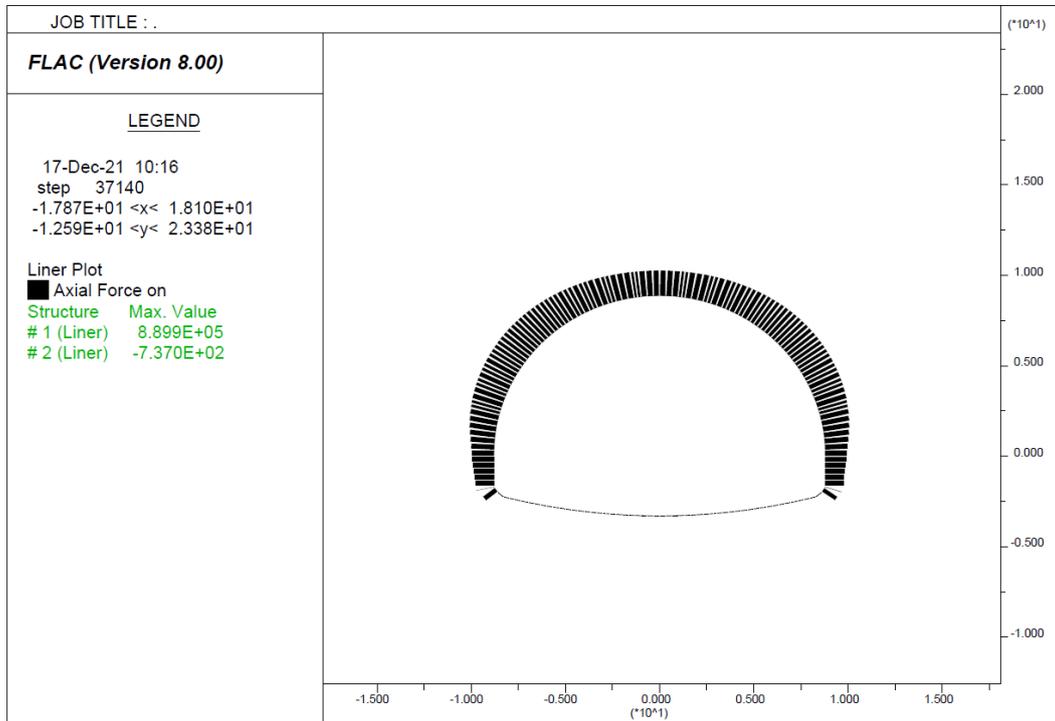


Figura 8.11: Diagramma degli sforzi normali sulla centina

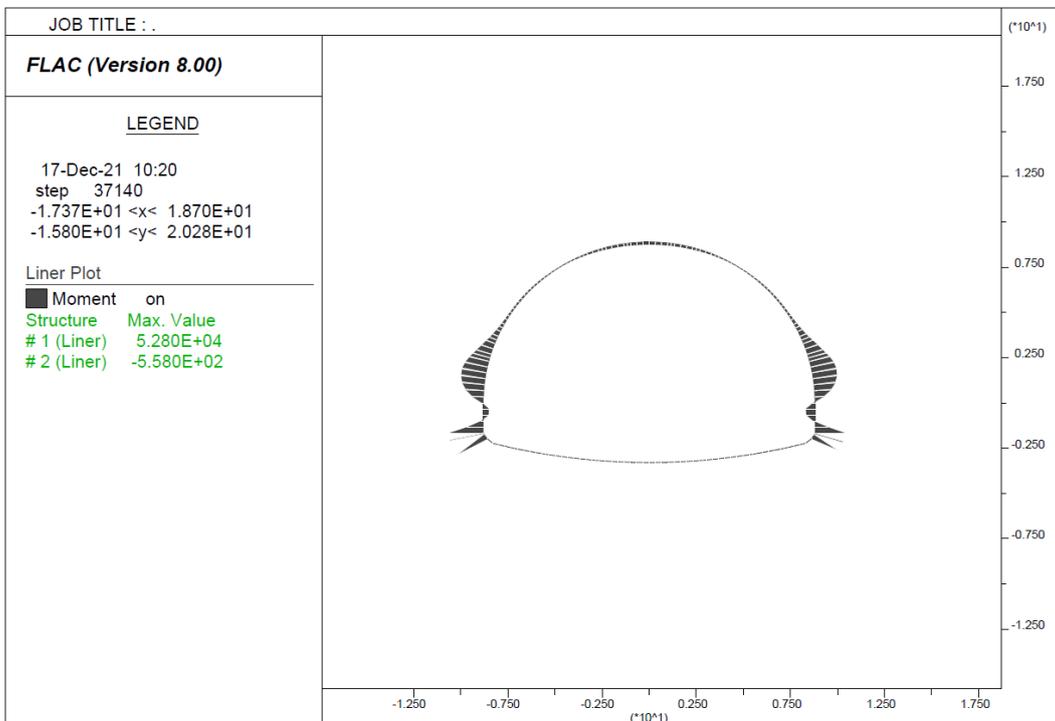


Figura 8.12: Diagramma del momento flettente sulla centina

PROGETTAZIONE ATI:

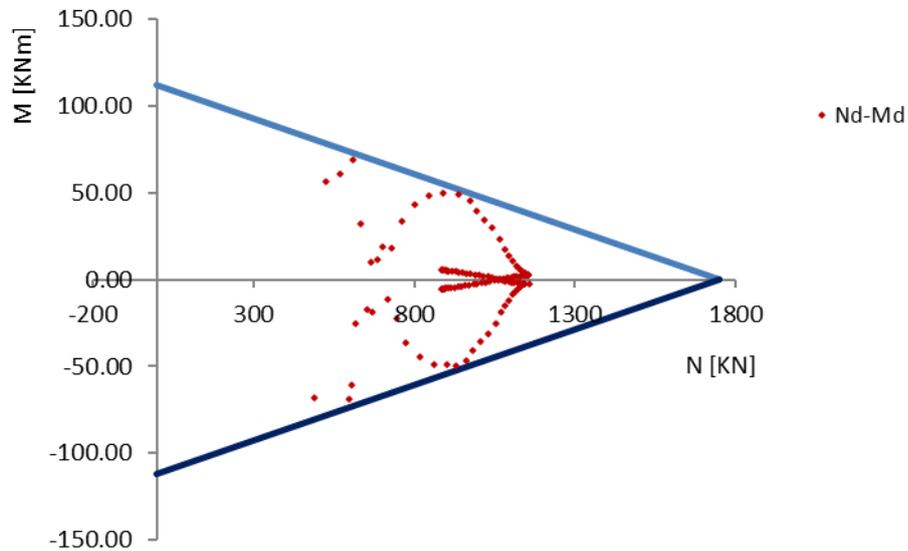


Figura 8.13: Dominio di resistenza centine 2IPN 200

Verifica del priverivestimento (centine+spritz)

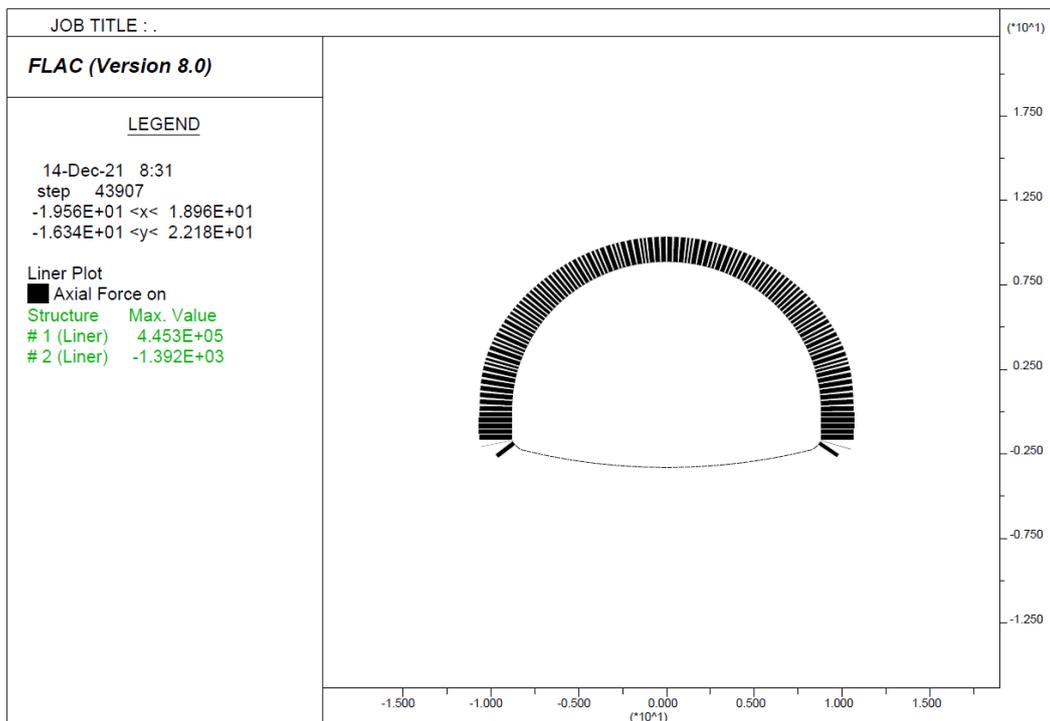


Figura 8.14: Diagramma degli sforzi normali sul priverivestimento

PROGETTAZIONE ATI:

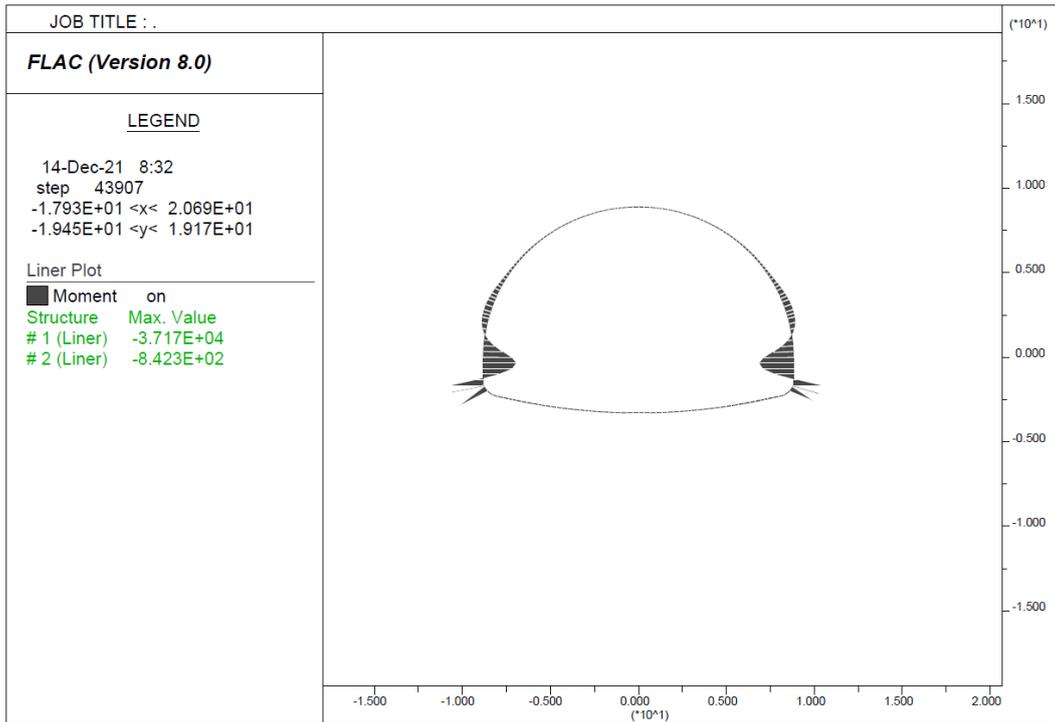


Figura 8.15: Diagramma del momento flettente sul prinvestimento

Verifica del rivestimento definitivo
Verifica SLU - pressoflessione

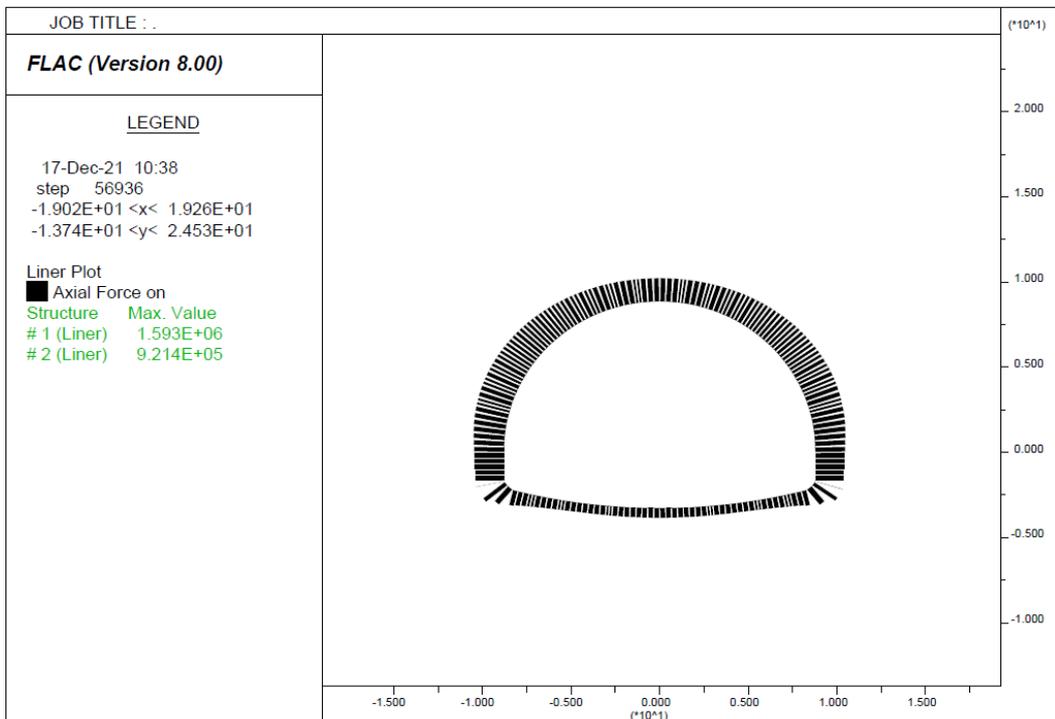


Figura 8.16: Diagramma degli sforzi normali sul rivestimento definitivo

PROGETTAZIONE ATI:

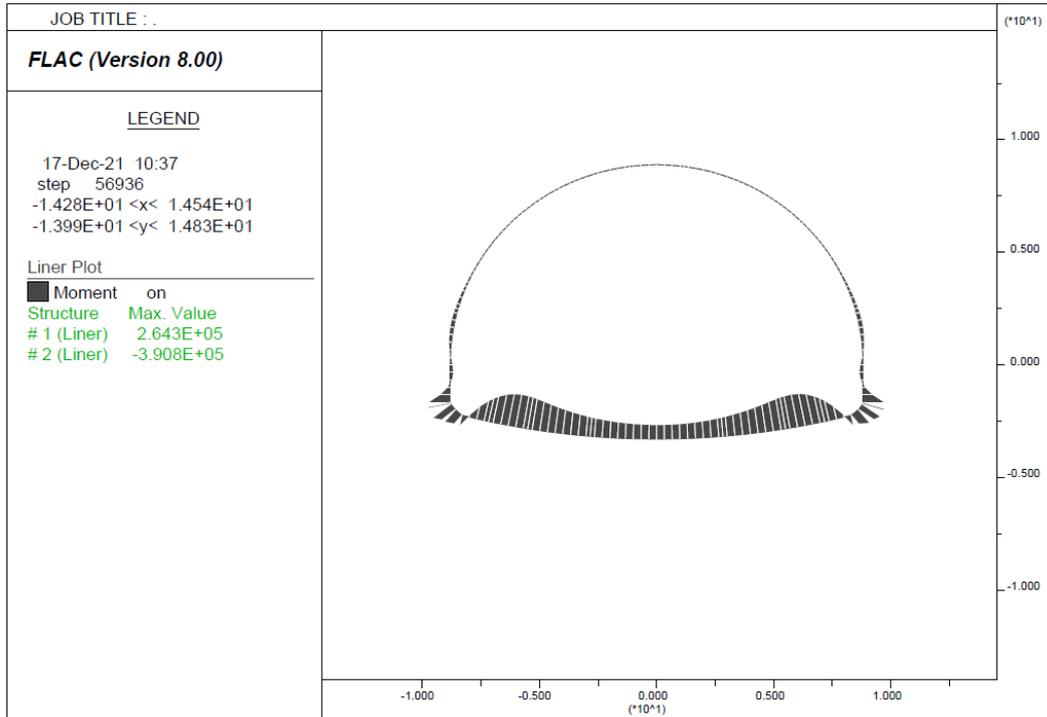


Figura 8.17: Diagramma del momento flettente sul rivestimento definitivo

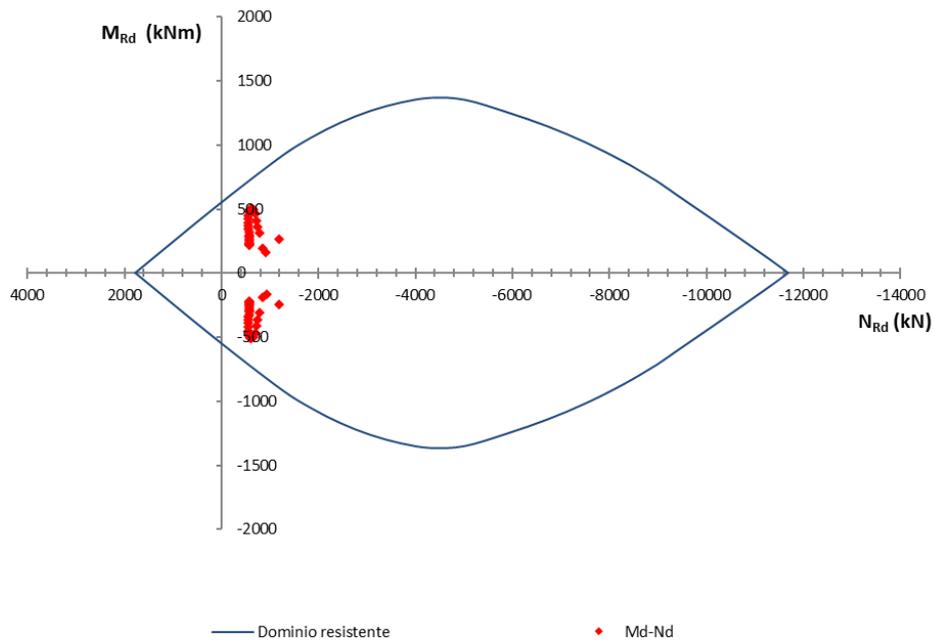


Figura 8.18: Dominio di resistenza e sollecitazioni - sezione in arco rovescio

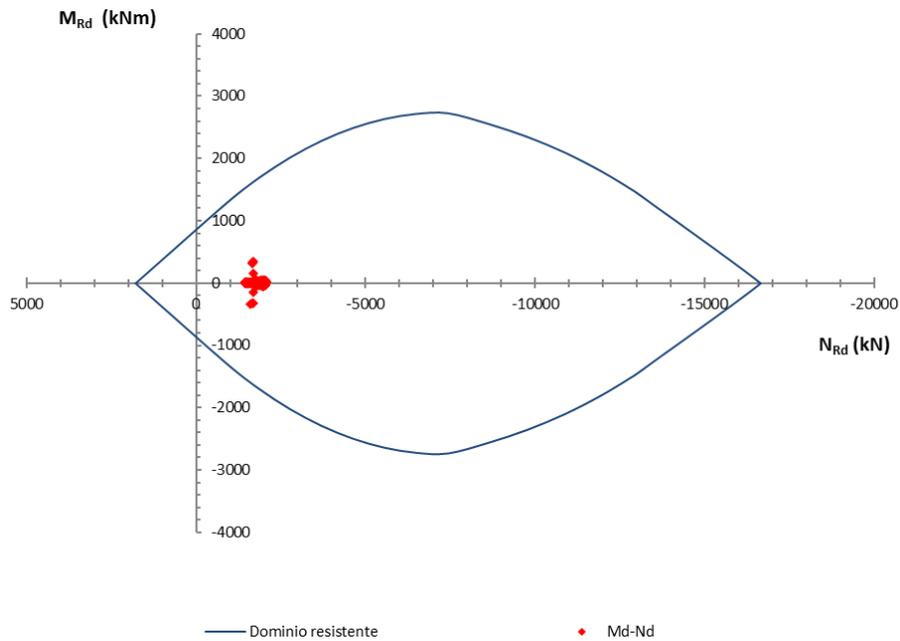


Figura 8.19: Dominio di resistenza e sollecitazioni - sezione in calotta

I domini di resistenza fanno riferimento, per entrambe le sezioni di verifica, ad un'armatura simmetrica $A_s = A'_s = \phi 24/20$.

Verifica SLU - taglio

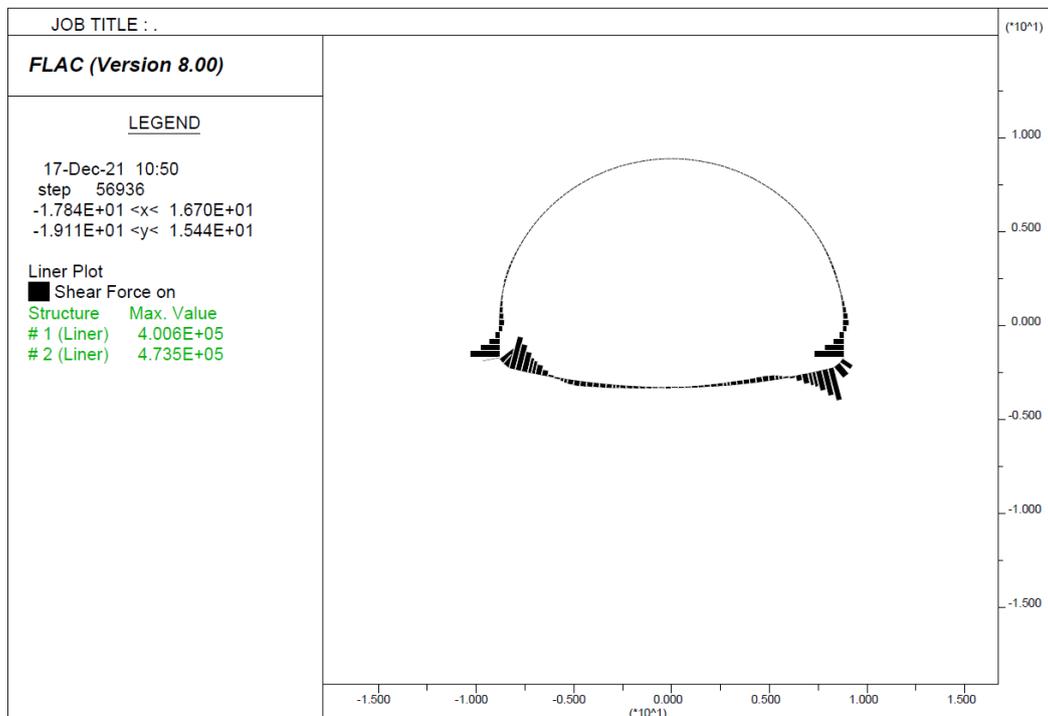


Figura 8.20: Diagramma del taglio sul rivestimento definitivo

PROGETTAZIONE ATI:

Dai risultati ottenuti si deduce la necessità di predisporre una armatura a taglio. In particolare, i valori sotto riportati per il taglio resistente nella condizione ultima di rottura della biella compressa (V_{Rcd}) e di snervamento dell'armatura trasversale (V_{Rsd}) sono calcolati con riferimento ad un'armatura a taglio costituita da:

- spilli $\phi 12$ a passo 30/20 per calotta, piedritti e arco rovescio;
- staffe $\phi 24$ a passo 20 per le murette.

Il valore di taglio agente considerato è il valore massimo (in valore assoluto) ottenuto dal calcolo nella fase 7.

<u>Taglio resistente nelle sezioni con armatura trasversale a taglio</u>			
Taglio agente	$V_{Ed} =$	272.61	kN
Altezza della sezione	$h =$	700	mm
Copriferro della sezione	$\delta =$	60	mm
Altezza utile della sezione	$d =$	640	mm
Diametro delle staffe	$d_w =$	12	mm
Numero di braccia	$n_w =$	3.3	
Area totale staffe	$A_{sw} =$	376.80	mm²
Passo delle staffe	$s =$	200	mm
Inclinazione delle staffe	$\alpha =$	90	deg
Inclinazione delle bielle compresse	$\theta =$	21.8	deg
Larghezza minima della sezione	$b_w =$	1000	mm
Coeff. maggiorativo per sezioni compresse	$\alpha_c =$	1.2	
Resistenza di calcolo a "taglio-trazione"	$V_{Rsd} =$	1061.7	kN
		$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$	
Resistenza di calcolo a "taglio-compressione"	$V_{Rcd} =$	1681.4	kN
		$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$	
Resistenza a taglio della sezione	$V_{Rd} =$	1061.7	kN
		$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$	
Esito della verifica	soddisfatta		

Figura 8.21: Verifica allo SLU taglio – Arco rovescio

Verifiche sismiche

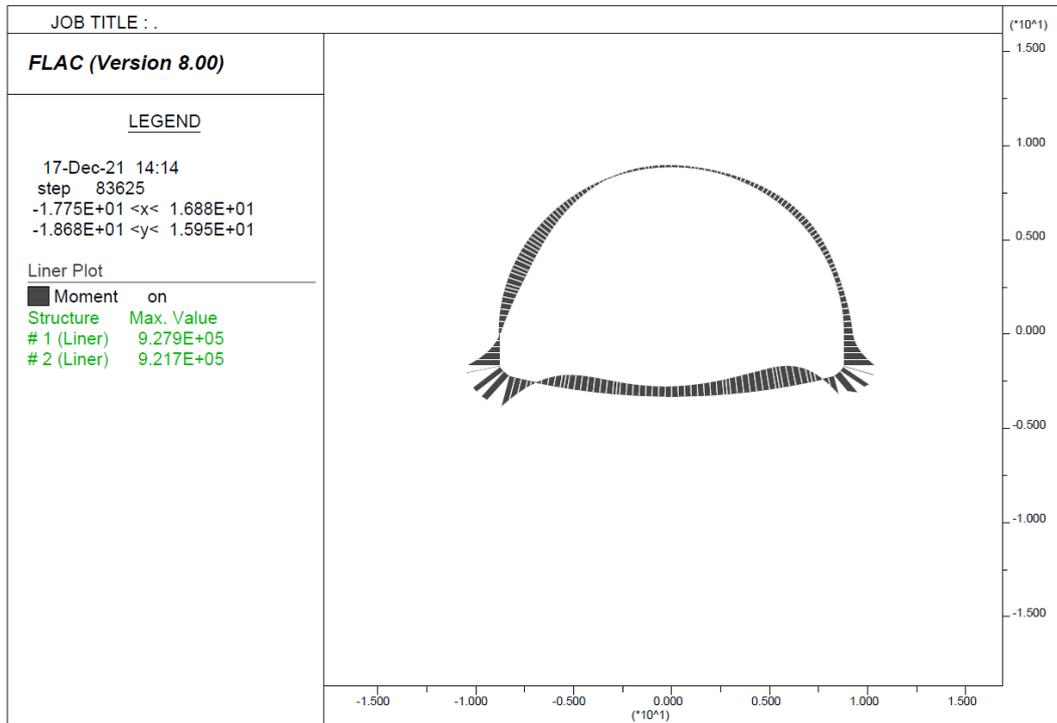


Figura 8.24: Diagramma del Momento in condizioni sismiche

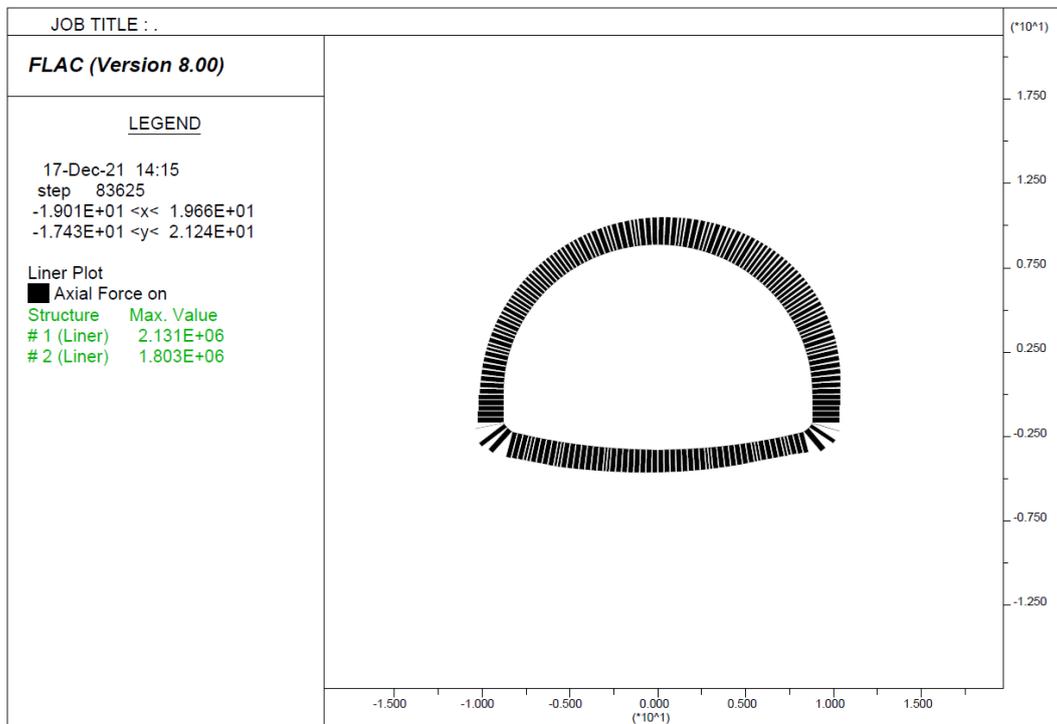


Figura 8.25: Sforzo normale in condizioni sismiche

PROGETTAZIONE ATI:

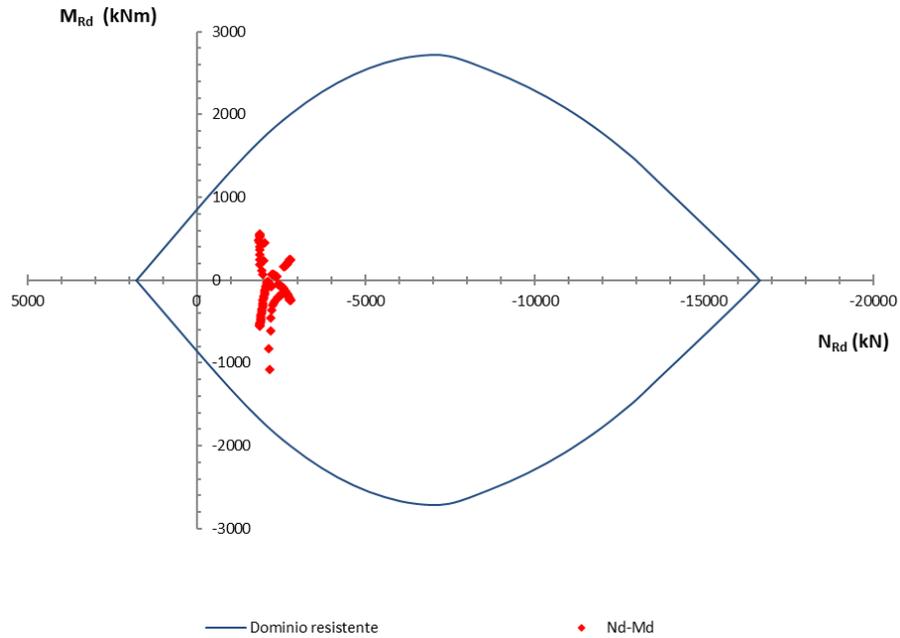


Figura 8.26: Verifica sismica – Calotta e piedritti

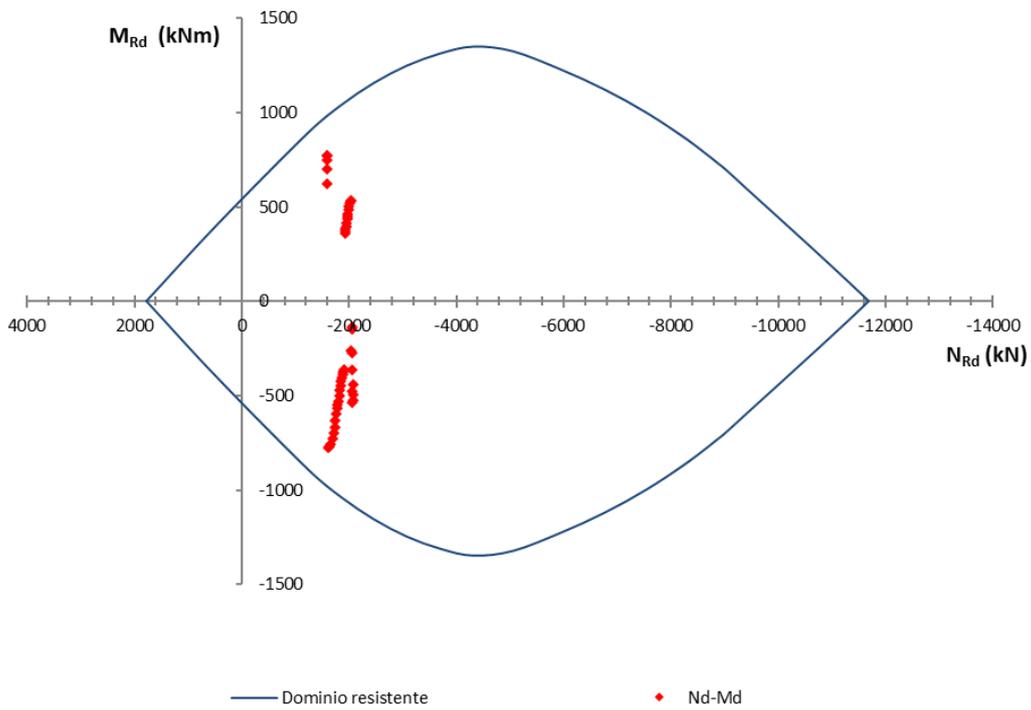


Figura 8.27: Verifica sismica – arco rovescio

PROGETTAZIONE ATI:

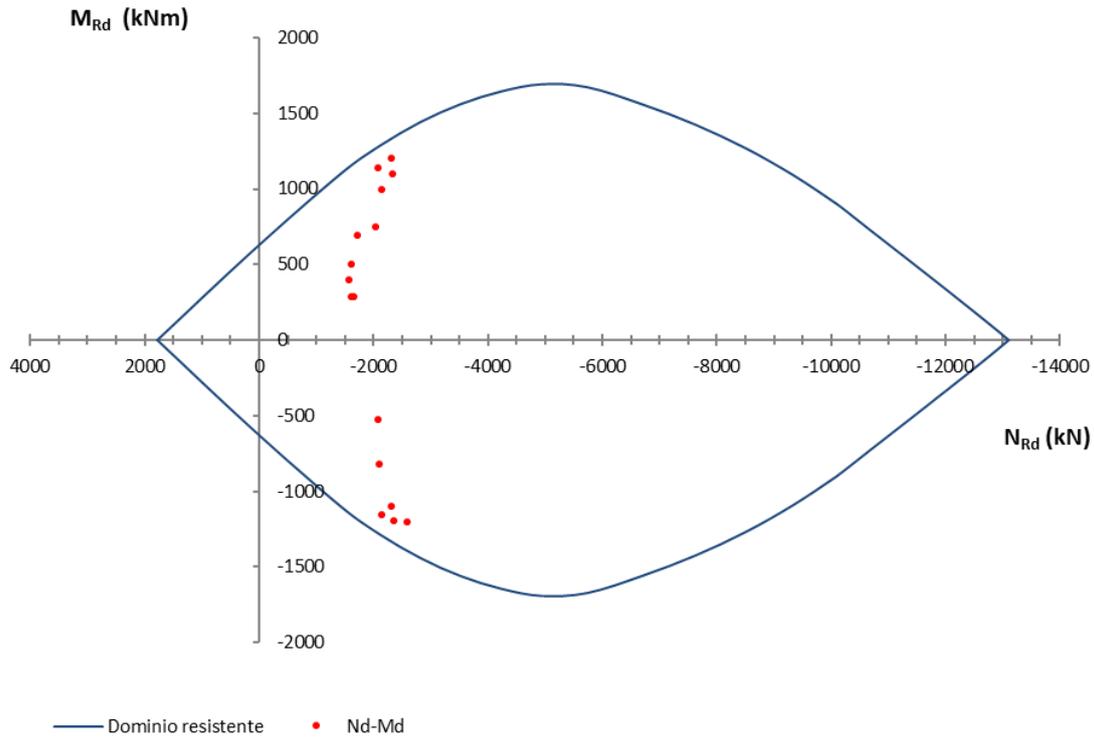


Figura 8.28: Verifica sismica – murette

Verifiche SLE

1. Verifiche tensionali

CLS

σ_{CLS_max}	$0.45f_{ck}$	VERIFICA $\sigma_{cls} < 0.45 f_{tk}$
7.20 [Mpa]	11.25 [Mpa]	si

Figura 8.29: Fase 7 - massima tensione di compressione sul calcestruzzo

ACCIAIO

σ_{Acc_max}	$0.8f_{yk}$	VERIFICA $\sigma_{s,max} < 0.8 f_{yk}$
207.50 [Mpa]	360 [Mpa]	si

Figura 8.30: Fase 7 - massima tensione di trazione sull'acciaio

2. Verifiche fessurazione

PROGETTAZIONE ATI:

Le verifiche a fessurazione sono soddisfatte in quanto la tensione massima nella fibra più sollecitata ($\sigma_s = 207.50 \text{ MPa}$) rispetta i limiti indicati dalle Tabelle C4.1.II e C4.1.III della Circolare 2019 per il diametro massimo e la massima distanza tra le barre di armatura ($\phi 24/20$).

9 MONITORAGGIO SULLA GALLERIA NATURALE

Di seguito si riporta il programma di monitoraggio per la realizzazione della galleria naturale per seguire le diverse fasi costruttive della galleria consentendo la valutazione degli effetti prodotti dalle operazioni di scavo nei terreni e nelle strutture presenti nell'area di influenza.

L'acquisizione di dati significativi (variazione dello stato tenso-deformativo nel terreno, variazione delle pressioni neutre, evoluzione degli spostamenti e delle sollecitazioni nelle strutture di sostegno, ecc.) conseguenti alle operazioni di scavo, consente infatti di avere un controllo continuo e completo dell'evoluzione verso le nuove condizioni di equilibrio del terreno e delle strutture di sostegno. Dal confronto sistematico tra i dati acquisiti e le previsioni progettuali, sarà possibile avere conferma delle ipotesi e degli schemi assunti nei calcoli, verificando in maniera continua l'efficacia delle strutture di sostegno delle gallerie e, se necessario, adeguare i metodi costruttivi e l'entità dei sostegni alla reale risposta tenso – deformativa del cavo, in modo da assicurare la stabilità dell'opera nel breve e lungo termine, la sicurezza del cantiere e delle lavorazioni al fronte.

Il programma si articola, in particolare, in una serie di rilievi e nell'installazione di strumenti atti alla valutazione delle caratteristiche dell'ammasso e del comportamento tenso-deformativo del cavo durante l'esecuzione della galleria.

Per la galleria naturale si hanno:

- stazioni di misura sistematiche delle convergenze;
- stazioni di misura con celle di carico o coppie di barrette estensimetriche sul rivestimento di prima fase e definitivo;
- rilievo geologico-geostrutturale del fronte di scavo;
- misure topografiche di estrusione del fronte
- misure estensimetriche di estrusione del fronte
- stazioni misura estenso-inclinometriche
- rilievo sistematico delle fasi esecutive e delle cadenze di avanzamento.

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

L'insieme di questi dati concorrerà alla determinazione delle grandezze necessarie per l'applicazione delle linee guida, relativamente alla definizione dell'intensità degli interventi, delle cadenze lavorative e della sezione tipo da applicare tra quelle previste nella tratta.

I parametri da monitorare per la valutazione del comportamento dell'ammasso e dei sistemi di consolidamento e sostegno in ciascuna sezione tipo di scavo adottata, sono i seguenti:

- deformazioni del sistema ammasso/struttura, valutate attraverso misure di convergenza dei punti al contorno del cavo con l'utilizzo di prismi installati sulle centine del rivestimento di prima fase;
- deformazioni del nucleo di scavo, valutate attraverso l'installazione di estrusometri;

PROGETTAZIONE ATI:

- tassi di lavoro delle strutture (rivestimenti di prima fase e definitivi) misurati indirettamente mediante barrette estensimetriche e livello di carico delle centine del rivestimento provvisorio misurato mediante celle di carico.

Il sistema di monitoraggio è integrato mediante l'esecuzione di:

- rilievi geostrutturali dei fronti di scavo e misure di resistenza uniassiale su provini carotati da blocchi di roccia, al fine di valutare con continuità le caratteristiche geologico-geostrutturali dell'ammasso scavato.

L'installazione di tutta la strumentazione di monitoraggio prevista, deve avvenire sotto la supervisione di personale tecnico qualificato (ingegneri e geologi); l'impresa dovrà garantire la piena disponibilità della strumentazione stessa al fine di eseguire misure in contraddittorio.

La raccolta, l'analisi e l'interpretazione di tutti i dati di monitoraggio derivati dalle misure in corso d'opera devono essere riportati in un apposito archivio digitale consultabile online dall'impresa esecutrice e dalla DDLL. In particolare, allo scopo di fornire informazioni utili alla prosecuzione in sicurezza degli scavi, la restituzione delle misure elaborate dovrà essere tempestiva e deve avvenire entro le 3 ore dal completamento delle attività di rilievo in sito (a meno dei rilievi geologico-geostrutturali).

9.1 MISURE DI CONVERGENZA

9.1.1 DEFINIZIONE

Tali misure consistono nel rilevamento e restituzione grafica e numerica degli spostamenti nel piano trasversale alla galleria, in direzione verticale e orizzontale, di 5 punti per ogni stazione di misura, posizionati come indicato nella Figura 9.1 e attrezzati con mire ottiche rilevabili mediante strumento topografico di precisione.

La convergenza del cavo si intende riferita al valore medio delle tre misure diametrali condotte.

CONVERGENZE DIAMETRALI MEDIE

$$\bar{C} = \frac{A + B + C}{3}$$

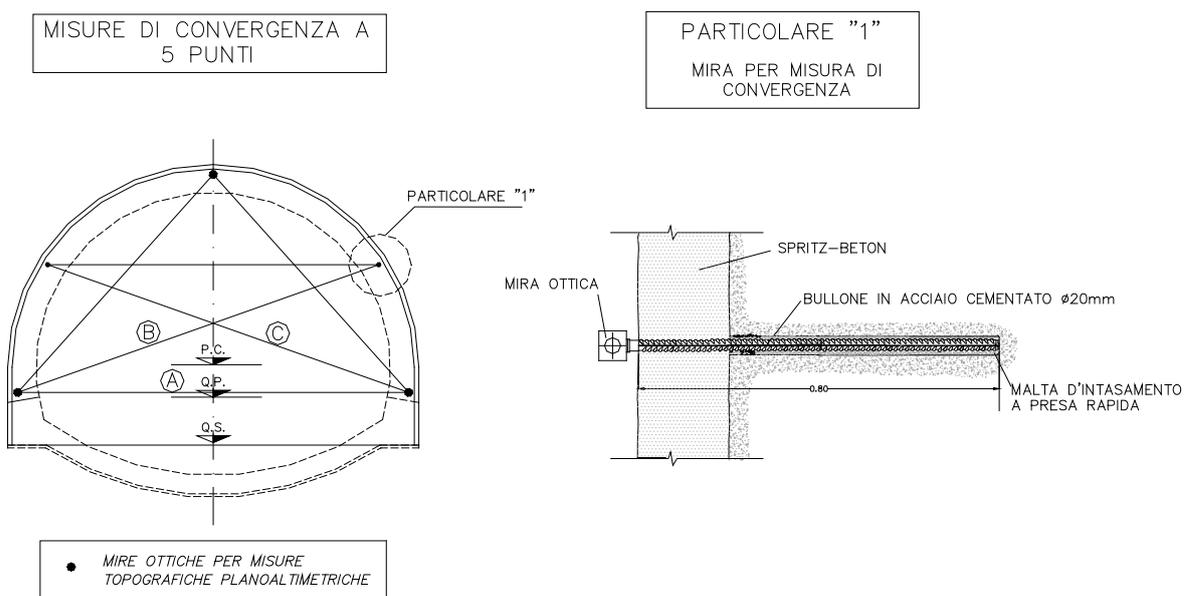


Figura 9.1: Misure di convergenza

9.1.2 INSTALLAZIONE

Le basi di misura sono costituite da 5 chiodi di convergenza $L = 80$ cm posizionati sullo spritz-beton del rivestimento di 1a fase (Figura 9.1) su cui vengono montati altrettanti marcatori costituiti da prismi cardanici riflettenti o catadiottri, posizionati a ridosso del fronte di scavo alla progressiva della stazione di misura. Nel caso in cui si manifestassero comportamenti differenziati in termini deformativi tra spritz-beton e centine, a tali chiodi andranno affiancati dei supporti vincolati alle centine, su cui potranno essere montati i già citati marcatori.

9.1.3 FREQUENZA DELLE STAZIONI E DEI RILEVAMENTI

Fermo restando che l'effettiva distribuzione delle stazioni potrà essere modulata in funzione del reale comportamento dell'ammasso, le stazioni stesse andranno indicativamente installate secondo le seguenti frequenze:

- n. 1 stazione ogni 17 m, per le sezioni di scavo tipo A0;
- n. 1 stazione ogni 17 m, per le sezioni di scavo tipo B1,
- n. 1 stazione ogni 8.5 m, per le sezioni di scavo tipo B2v;
- n. 1 stazione ogni 8.5 m, per le sezioni di scavo tipo C1.

Il numero minimo di rilevamenti da eseguire per ogni stazione, esclusa la misurazione di riferimento, dipende ovviamente dall'effettiva distanza del rivestimento definitivo dal fronte. In linea di massima si prevedono 10 rilevamenti per ogni stazione di convergenza.

La frequenza dei rilevamenti, da precisare in corso d'opera, è la seguente:

- n. 1 misura al giorno fino ad una distanza dal fronte di circa 2 diametri;
- n. 2 misure a settimana ad una distanza dal fronte compresa tra circa 2 e circa 4 diametri;
- n. 1 misura al mese ad una distanza dal fronte maggiore di circa 4 diametri.

Ciascuna stazione di misura viene posizionata in prossimità del fronte di scavo, in particolare presso le prime due centine del campo di avanzamento.

Le letture a distanza maggiore di circa 4 diametri dovranno essere effettuate fino al completo esaurimento degli eventuali movimenti.

9.1.4 SISTEMA DI ACQUISIZIONE

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 $\pm 2 \text{ mm} \pm 2 \text{ ppm}$.

9.1.5 RESTITUZIONE DATI

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

- spostamenti trasversali;
- spostamenti verticali;
- spostamenti nel piano (deformata);
- velocità di convergenza (mm/giorno).

I dati elaborati per ciascuna misura di ciascuna stazione vanno forniti entro la giornata in cui è stato eseguito il rilievo.

9.2 MISURE DI TENSIONE CON CELLE DI CARICO E BARRETTE ESTENSIMETRICHE

9.2.1 DEFINIZIONE

Tali misure consistono nel rilevamento e nella restituzione grafica e numerica dello stato tensionale entro i rivestimenti di prima fase e definitivo. In particolare, le tensioni sul rivestimento di prima fase verranno misurate con 4 celle di carico, posizionate fra le piastre di giunzione e sotto i piedi della centina, o con 3 coppie di barrette estensimetriche per metallo a corda vibrante posizionate sull'anima della centina in chiave e sui piedritti (Figura 9.2).

Le tensioni nel calcestruzzo del rivestimento definitivo verranno misurate con 4 coppie di barrette estensimetriche a corda vibrante, posizionate all'estradosso e all'intradosso della sezione da monitorare (Figura 9.2).

9.2.2 INSTALLAZIONE

Si prevede l'installazione di stazioni per il monitoraggio in corso d'opera del rivestimento di 1a fase e del rivestimento definitivo.

Per il rivestimento di prima fase si prevede, in linea di massima:

- n. 1 stazione ogni 200 m, per la sezione di scavo tipo A0;
- n. 1 stazione ogni 85 m, per le sezioni di scavo tipo B1, B2v;
- n. 1 stazione ogni 50 m, per la sezione di scavo tipo C1.

Per il rivestimento definitivo si prevede, in linea di massima:

- n. 1 stazione ogni 200 m, per la sezione di scavo tipo A0;
- n. 1 stazione ogni 160 m, per le sezioni di scavo tipo B1, B2v e C1.

PROGETTAZIONE ATI:

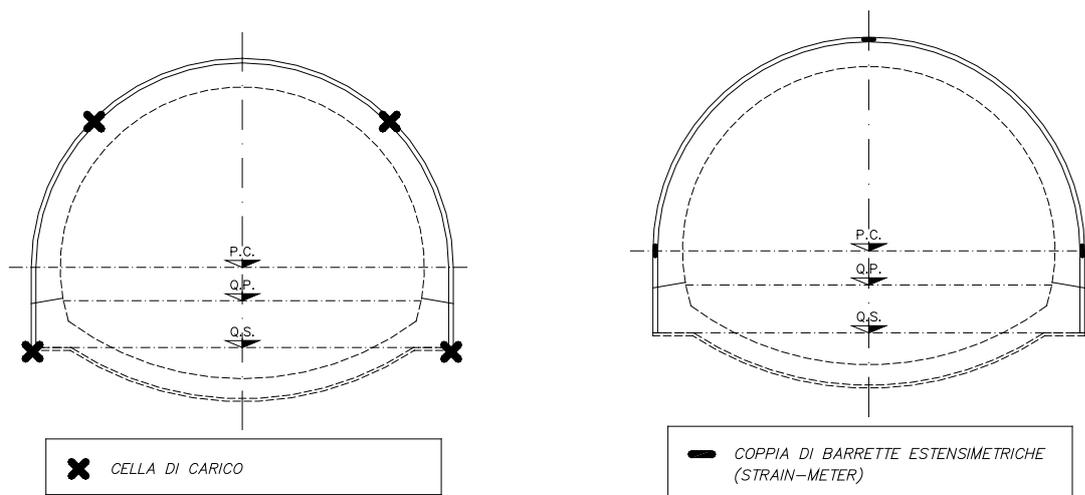


Figura 9.2: A sinistra, stazione con celle di carico sotto i piedi e fra le piastre di giunzione della centina; a destra stazione di misura dello stato tensionale nel rivestimento di prima fase

Per i rilievi nel calcestruzzo sarà indispensabile tarare le letture tenendo in considerazione la variazione del modulo elastico nel tempo, gli effetti di ritiro e gli effetti della temperatura sugli strumenti.

9.2.3 MODALITÀ DI RILEVAMENTO

Il sistema di rilevamento dei dati avviene mediante celle di carico o barrette estensimetriche, in funzione dello stato tensionale che si vuole rilevare, poste in opera nel numero e nei punti indicati in progetto, con gli accorgimenti necessari per una perfetta installazione e funzionamento.

a) celle di carico

Le celle di carico sono previste tra le piastre di giunzione e sotto i piedi delle centine. Esse sono sostanzialmente costituite da un corpo in acciaio inossidabile sensibilizzato da una serie di griglie estensimetriche (strain-gauges) applicate alla superficie interna del corpo stesso ed isolate. Una piastra di acciaio permette l'omogenea ripartizione del carico sull'intero corpo della cella. La deformazione indotta dal carico alla cella viene rilevata dagli strain-gauges e trasformata in un segnale elettrico proporzionale al carico agente.

b) 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'anima della centina, mediante bullonamento o resinatura. La frequenza di vibrazione del cavo di acciaio, è funzione delle deformazioni della centina nella sezione considerata.

Mediante l'applicazione della legge di Hooke ($\sigma = \varepsilon E$) è possibile risalire allo stato tensionale presente.

Il campo di misura e la precisione richiesta sono i seguenti:

a) celle di carico

- campo di misura funzione del profilato adottato
- sovrapp. massima 50% F.S.

PROGETTAZIONE ATI:

- sensibilità 0.1% F.S.
- precisione 1% F.S.

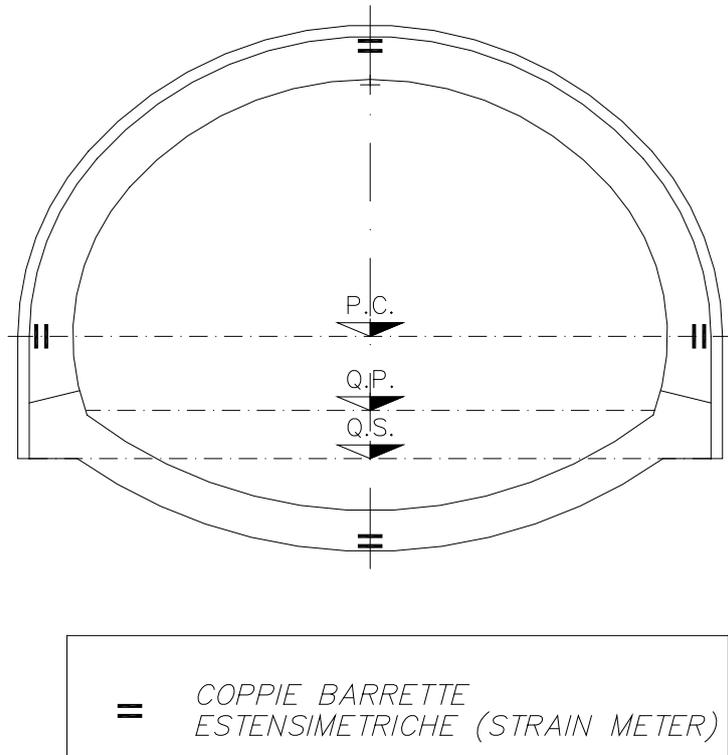


Figura 9.3: Stazione di misura dello stato tensionale nel rivestimento definitivo

b) barrette estensimetriche

- campo di misura 3000 $\mu\epsilon$
- sovrapp. massima 20 % F.S.
- precisione \leq 1% F.S.
- segnale di uscita Hz

9.2.4 FREQUENZA DEI RILEVAMENTI

Il numero minimo di rilevamenti da eseguire dopo la misura iniziale di riferimento e dopo una prima lettura da eseguirsi prima della maturazione dello spritz-beton, per ogni cella di carico / barretta estensimetrica è il seguente:

- a) per le centine:
- 1 lettura al giorno con il fronte distante fino a circa 2 diametri;
 - 2 letture a settimana con il fronte a una distanza compresa tra circa 2 e circa 4 diametri;
 - 1 lettura al mese con il fronte distante oltre a circa 4 diametri.

PROGETTAZIONE ATI:

b) per il rivestimento definitivo:

- 1 lettura al giorno con il fronte distante fino a circa 2 diametri;
- 2 letture a settimana con il fronte a una distanza compresa tra circa 2 e circa 4 diametri;
- 1 lettura al mese con il fronte distante oltre a circa 4 diametri.

9.2.5 RESTITUZIONE DATI

Il sistema di elaborazione dati richiede i seguenti diagrammi e tabulati numerici:

- carichi o tensioni in funzione del tempo;
- carichi o tensioni in funzione della distanza dal fronte di scavo;
- deformazione in funzione del tempo e relativi delta rispetto allo "0".

9.3 MISURE DI ESTRUSIONE DEL FRONTE

9.3.1 MISURE TOPOGRAFICHE

Tali misure consistono nel rilevamento e nella restituzione grafica e numerica degli spostamenti superficiali del fronte di scavo nelle tre direzioni, valutati su nove punti per ogni stazione di misura e attrezzati con mire ottiche del medesimo tipo di quelle impiegate per il rilievo delle convergenze, che consentano la lettura mediante strumento topografico di precisione.

Le basi di misura sono costituite da 9 tavolette in legno delle dimensioni adeguate, fissate alla superficie del fronte, costituita da spritz-beton, mediante chiodi a pressione. Su tali tavolette devono essere fissati i prismi ottici riflettenti.

In alternativa si possono utilizzare chiodi analoghi a quelli installati per la misura delle convergenze con lunghezza anche inferiore ($l \approx 30$ cm). È essenziale, per l'attendibilità delle misure, che i chiodi vengano infissi per tutta la loro lunghezza all'interno dello spritz-beton e del terreno, in maniera da risentire il meno possibile degli effetti dovuti alle lavorazioni di consolidamento ed in modo tale da non essere urtati dal posizionatore. Tali basi vanno posizionate sul fronte, prima di iniziare le operazioni di consolidamento relative ai singoli campi di avanzamento.

La frequenza di esecuzione di tali misure è, di massima:

- 1 stazione ogni 8.5 m per la sezione tipo C1;
- 1 stazione ogni 17 m per la sezione tipo B2v.

Inoltre, andrà eseguito un rilevamento ad ogni fermo prolungato del fronte (superiore a 24 h). Tali misure possono essere tralasciate nelle tratte che prevedono la presenza di un estrusometro.

Il numero minimo di letture da eseguire è il seguente:

- 1 lettura di riferimento prima del consolidamento del fronte;
- 1 lettura immediatamente prima di riprendere gli scavi.

Il sistema di acquisizione dati è costituito da una stazione composta da teodolite o distanziometro elettronico che rilevano le posizioni assolute delle basi di misura rispetto ad un sistema di riferimento tridimensionale fisso costituito da capisaldi siti in galleria.

Le misure permettono di risalire alle coordinate spaziali delle nove basi e quindi allo spostamento in direzione longitudinale delle stesse.

La tolleranza massima consentita è di ± 2 mm ± 2 ppm.

Il sistema di elaborazione dati avviene su apposito software e si richiede la restituzione grafica e numerica di:

- spostamenti lungo l'asse della galleria per ogni punto;
- spostamenti integrati nelle due direzioni x e y.

PROGETTAZIONE ATI:

9.3.2 RILIEVO GEOLOGICO – GEOSTRUTTURALE DEL FRONTE DI SCAVO

Il rilievo geologico - strutturale ha la funzione principale di conferma e verifica delle assunzioni progettuali, nonché di documentazione delle situazioni realmente incontrate in corso d'opera. I rilievi consistono nel rilevamento e nella restituzione fotografica e numerica delle caratteristiche geologiche-geostrutturali e geomeccaniche dei fronti di scavo durante l'avanzamento secondo le modalità di seguito descritte; si prevedono rilievi con frequenza:

- ogni 24 m, per la sezione di scavo tipo A0;
- ogni 17 m, per la sezione di scavo tipo B1;
- ogni 8.5 m, per le sezioni di scavo tipo B2v e C1.

In dettaglio si devono rilevare le seguenti caratteristiche dell'ammasso:

- la natura del litotipo;
- le litologie, i rapporti stratigrafici tra le litologie e le caratteristiche petrografiche macroscopiche;
- il grado e il tipo di fratturazione e/o alterazione;
- la granulometria;
- l'assetto generale dell'ammasso individuabile alla scala del fronte comprendente la stratificazione, la scistosità, l'inclinazione, la direzione e gli spessori;
- la condizione delle discontinuità: la localizzazione e la giacitura delle stesse, la geometria e il tipo di riempimento;
- la presenza di faglie e fratture;
- l'ubicazione e le geometrie dei volumi di roccia potenzialmente soggetti a distacchi gravitativi;
- le eventuali venute d'acqua e la loro localizzazione.

Ogni informazione dedotta circa le caratteristiche dell'ammasso, deve essere quantificata e utilizzata per classificare la qualità dell'ammasso nella tratta considerata.

I dati desunti dai rilievi geostrutturali devono essere riportati in apposite schede contenenti la restituzione grafica e numerica delle caratteristiche geologiche-geostrutturali e geomeccaniche del fronte di scavo, durante l'avanzamento.

Di fatto, il complesso delle informazioni rilevate dovrà consentire di determinare il valore dell'indice GSI dell'ammasso in corrispondenza della sezione rilevata, in quanto il valore numerico di questo parametro è uno degli elementi importanti su cui è basata la scelta della sezione tipo da impiegare per lo scavo del campo successivo o semplicemente per gli affinamenti da utilizzare sui consolidamenti al fronte e/o sul passo delle centine nell'ambito della stessa sezione tipo. A questo scopo, il laboratorio di cantiere dovrà essere attrezzato per misure rapide di resistenza a compressione mediante prove di compressione uniassiale e/o di trazione indiretta del tipo brasiliana. Il numero di rilievi richiesti è da intendersi come numero minimo; qualora l'ammasso presentasse modifiche rilevanti della sua qualità, già evidenti in fase di avanzamento, la DDLL potrà ordinare l'infittimento della frequenza dei rilievi.