

E78 GROSSETO - FANO
Tratto Nodo di Arezzo – Selci – Lama (E45)
Adeguamento a quattro corsie del tratto
San Zeno – Arezzo – Palazzo del Pero, 1° lotto

PROGETTO DEFINITIVO

FI 508

ANAS - DIREZIONE PROGETTAZIONE E REALIZZAZIONE LAVORI

<p>IL GEOLOGO</p> <p><i>Dott. Geol. Roberto Salucci</i> Ordine dei geologi della Regione Lazio n. 633</p>	<p>I PROGETTISTI SPECIALISTICI</p> <p><i>Ing. Ambrogio Sidoti</i> Ordine Ingegneri n. A35111 Provincia di Roma n. A35111 settore a-b-c (Mandatario)</p> <p><i>Ing. Moreno Panfili</i> Ordine Ingegneri Provincia di Perugia n. A2657 (Mandante)</p> <p><i>Ing. Matteo Bordugo</i> Ordine Ingegneri Provincia di Pordenone al n. 790A (Mandante)</p> <p><i>Ing. Giuseppe Resta</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 20629</p>	<p>PROGETTAZIONE ATI:</p> <p>GP INGENGNERIA GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl</p> <p>cooprogetti</p> <p>engeko</p> <p>AIM Studio di Architettura e Ingegneria Moderna</p> <p>IL PROGETTISTA RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE. (DPR207/10 ART 15 COMMA 12):</p> <p><i>Dott. Ing. GIORGIO GUIDUCCI</i> ORDINE INGEGNERI ROMA N° 14035</p>
<p>COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE</p> <p><i>Arch. Santo Salvatore Vermiglio</i> Ordine Architetti Provincia di Reggio Calabria n. 1270</p>		
<p>VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO</p> <p><i>Ing. Francesco Pisani</i></p>		
<p>VISTO: IL RESP. DEL PROGETTO</p> <p><i>Arch. Pianif. Marco Colazza</i></p>		

OPERE D'ARTE MAGGIORI

Asse principale

GN.01 – Galleria Torino – Dir. GROSSETO

Relazione di calcolo galleria naturale

<p>CODICE PROGETTO</p> <p>PROGETTO LIV.PROG ANNO</p>	<p>NOME FILE</p> <p>P01GN01OSTRE01_A</p>	<p>REVISIONE</p>	<p>SCALA</p>
<p>DPFI508 D 23</p>	<p>CODICE ELAB. P01GN01OSTRE01</p>	<p>A</p>	<p>-</p>
<p>D</p>			
<p>C</p>			
<p>B</p>			
<p>A</p>	<p>Emissione</p>	<p>Agosto '23</p>	<p>Guastella</p>
<p>REV.</p>	<p>DESCRIZIONE</p>	<p>DATA</p>	<p>REDATTO</p>
<p>VERIFICATO</p>	<p>APPROVATO</p>	<p>Signorelli</p>	<p>Guiducci</p>

INDICE

1.	<u>INTRODUZIONE.....</u>	<u>3</u>
2.	<u>DESCRIZIONE DELL'OPERA.....</u>	<u>4</u>
3.	<u>NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....</u>	<u>5</u>
4.	<u>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI</u>	<u>6</u>
5.	<u>CONTESTO GEOTECNICO E GEOMECCANICO (FASE CONOSCITIVA)</u>	<u>8</u>
5.1.	ANALISI DEL TRACCIATO	8
5.2.	CARATTERIZZAZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE	8
5.2.1.	<i>Aspetti generali</i>	8
5.2.2.	<i>Unità AC e AC alt.....</i>	9
5.2.3.	<i>Unità AC tett.....</i>	13
5.3.	CONSIDERAZIONI IN MERITO AL REGIME DELLE ACQUE IN SOTTERRANEO	14
6.	<u>ANALISI DEL COMPORTAMENTO DEFORMATIVO ALLO SCAVO (FASE DI DIAGNOSI) 15</u>	
6.1.	IMPORTANZA DEL FRONTE DI SCAVO.....	15
6.1.1.	<i>Galleria a fronte stabile (caso A)</i>	15
6.1.2.	<i>Galleria a fronte stabile a breve termine (caso B).....</i>	16
6.1.3.	<i>Galleria a fronte instabile (caso C)</i>	16
6.2.	DETERMINAZIONE DELLE CATEGORIE DI COMPORTAMENTO	16
6.2.1.	<i>Metodo dell'equilibrio limite</i>	16
6.3.	DEFINIZIONE DELLE TRATTE A COMPORTAMENTO TENSIO-DEFORMATIVO OMOGENEO	22
7.	<u>SEZIONI TIPO DI AVANZAMENTO E TIPOLOGIE DI INTERVENTO (FASE DI TERAPIA) ..23</u>	
7.1.	SEZIONI TIPO ADOTTATE E PERCENTUALI DI APPLICAZIONE LUNGO IL TRACCIATO	23
7.1.1.	<i>Sezioni tipo B0v-B2v</i>	24
7.2.	INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO AL FRONTE	27
7.2.1.	<i>Verifica della stabilità del fronte con l'ausilio di elementi in vetroresina</i>	27
7.3.	INTERVENTI DI PRESOSTEGNO	29
7.3.1.	<i>Verifiche degli infilaggi metallici.....</i>	29
8.	<u>ANALISI NUMERICA PER IL CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI NEL RIVESTIMENTO DI</u>	
	<u>PRIMA FASE E DEFINITIVO E VERIFICHE STRUTTURALI.....</u>	<u>34</u>
8.1.	PREMESSA	34
8.2.	CRITERI DI SCELTA DELLE SEZIONI DI CALCOLO	34
8.3.	AZIONE SISMICA.....	34

PROGETTAZIONE ATI:

8.3.1.	<i>Accelerazione massima al suolo</i>	35
8.3.2.	<i>Azioni dovute al sisma</i>	36
8.4.	CARICO IDRAULICO SUI RIVESTIMENTI	37
8.5.	VALUTAZIONE RILASCI TENSIONALI	37
8.5.1.	<i>Sezione B0v – tratta 2</i>	37
8.6.	ANALISI PIANE AGLI ELEMENTI FINITI	37
8.6.1.	<i>Criteri di modellazione</i>	37
8.6.2.	<i>Risultati verifiche strutturali</i>	38
9.	<u>MONITORAGGIO SULLA GALLERIA NATURALE</u>	55
9.1.	MISURE DI CONVERGENZA	56
9.1.1.	<i>Definizione</i>	56
9.1.2.	<i>Installazione</i>	57
9.1.3.	<i>Frequenza delle stazioni e dei rilevamenti</i>	57
9.1.4.	<i>Sistema di acquisizione</i>	57
9.1.5.	<i>Restituzione dati</i>	57
9.2.	MISURE DI TENSIONE CON CELLE DI CARICO E BARRETTE ESTENSIMETRICHE	58
9.2.1.	<i>Definizione</i>	58
9.2.2.	<i>Installazione</i>	58
9.2.3.	<i>Modalità di rilevamento</i>	59
9.2.4.	<i>Frequenza dei rilevamenti</i>	60
9.2.5.	<i>Restituzione dati</i>	61
9.3.	MISURE DI ESTRUSIONE DEL FRONTE	61
9.3.1.	<i>Misure topografiche</i>	61
9.3.2.	<i>Rilievo geologico – geostrutturale del fronte di scavo</i>	62

PROGETTAZIONE ATI:

1. INTRODUZIONE

La presente relazione di calcolo riporta le analisi e le verifiche relative alla galleria naturale GN01 "Torrino", nell'ambito del progetto definitivo "S.G.C. E78 Grosseto – Fano, Tratto Selci – Lama (E45), Adeguamento a quattro corsie del Tratto San Zeno – Arezzo – Palazzo del Pero, Completamento", identificato all'interno del Contratto di Programma ANAS-MIT con il codice FI508.

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 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. DESCRIZIONE DELL'OPERA

La tratta in naturale della galleria si sviluppa dalla pk5878 alla pk 6056, per una lunghezza pari a 178 m. La sezione tipo *corrente* è di seguito riportata.

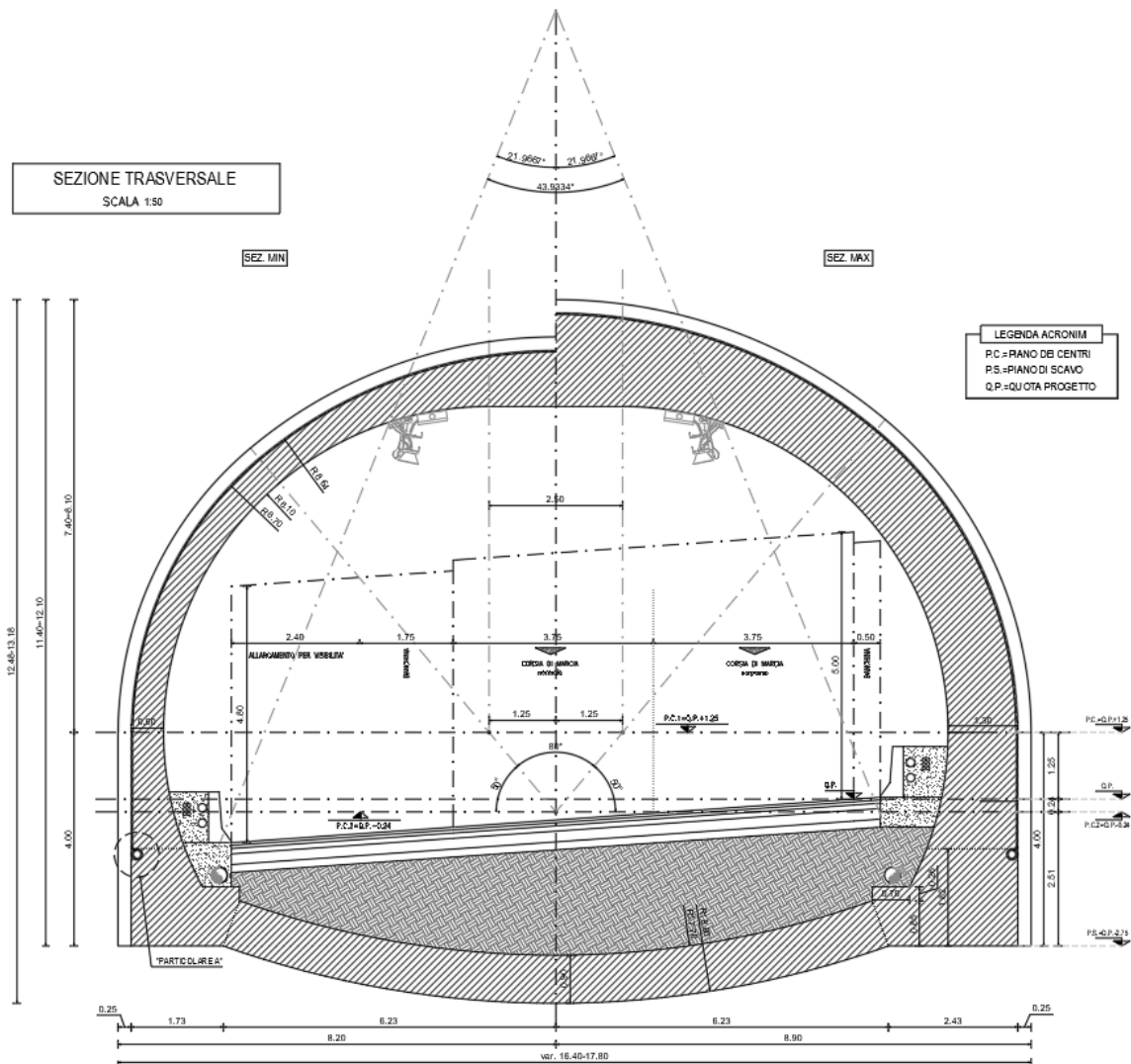


Figura 2.1: Sezione tipo corrente.

Tale sezione è applicata all'interno della galleria per l'intero sviluppo. La copertura massima è dell'ordine di circa 25 m.

PROGETTAZIONE ATI:

3. 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”.

PROGETTAZIONE ATI:

4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

CALCESTRUZZO MAGRO

- Classe di resistenza: C12/15

CALCESTRUZZO PER RIVESTIMENTO

- Classe di resistenza: C25/30
- Classe di esposizione: XC2
- Classe di consistenza: S4
- Diametro massimo degli inerti: 30mm

CLS PROIETTATO

- Classe: C25/30
- Resistenza cilindrica a 24h: 3.25 MPa
- Resistenza cilindrica a 28gg: 25 MPa
- Classe di consistenza: S4/S5
- Resistenza media su carote $h/\varnothing=1$ (a 48h): ≥ 15 MPa
- Contenuto minimo di cemento: 300kg/mc
- Diametro max inerti: 12.5mm
- Dosaggio di fibre: 30kg/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 $\varnothing \geq 0.5$ mm
- Resistenza a trazione ≥ 570 N/mm²
- Rapporto di aspetto l/\varnothing compreso tra 50 e 80

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

- Resistenza a trazione ≥ 550 N/mm²
- Rapporto di aspetto l/\varnothing compreso tra 50 e 80

MISCELE CEMENTIZIE PER CEMENTAZIONE INFILAGGI

- Classe di resistenza cls: C20/25
- Rapporto a/c: 0.6 - 0.7
- Additivo fluidificante e antiritiro

MISCELE CEMENTIZIE PER INIEZIONI DI CONSOLIDAMENTO FRONTE

- Classe di resistenza cls: C20/25
- Rapporto a/c: 0.6÷0.7
- Additivo fluidificante e antiritiro

ARMATURA

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

PROGETTAZIONE ATI:

PROFILATI E PIASTRE PER CENTINE

- ACCIAIO S275
- Tensione caratteristica di snervamento, fyk: 275MPa

ELEMENTI STRUTTURALI IN VETRORESINA

- Tubi VTR Tubo 60/40 spessore 10 mm
- Perforazione: $\geq \varnothing 90\text{mm}$
- contenuto di vetro $\geq 50\%$
- Resistenza a trazione fyk: 450MPa
- Resistenza a taglio τ : 485MPa
- Modulo elastico Ev: 20000MPa

DRENAGGI IN AVANZAMENTO

- Tubi in pvc $\varnothing 60\text{mm}$, 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: $\geq 15\text{MPa}$

TESSUTO NON TESSUTO

- Massa unitaria: 500g/mq
- Spessore: $\geq 3.0\text{ mm}$ a 2kPa, $\geq 1.9\text{ mm}$ a 200kPa
- Resistenza a punzonamento: $\geq 4.0\text{ kN}$
- Resistenza a trazione media: $\geq 20\text{ kN/m}$

TUBI IN PVC PER RACCOLTA ACQUE.

- $\varnothing 125\text{mm}$ sp. $> 3\text{mm}$

5. CONTESTO GEOTECNICO E GEOMECCANICO (FASE CONOSCITIVA)

5.1. ANALISI DEL TRACCIATO

La galleria naturale attraversa interamente l'Unità Geotecnica Arenaria (AC). Agli imbocchi tale unità si presenta nella sua facies alterata (AC alt). All'imbocco Ovest è presunta la presenza di una faglia sub-verticale. La copertura massima lungo il tracciato è pari a circa 25m. La porzione centrale della galleria, unitamente alla zona di faglia, potrebbe essere interessata da venute d'acqua in virtù del livello piezometrico rilevato.

5.2. CARATTERIZZAZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE

5.2.1. ASPETTI GENERALI

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 arenaceo e avendo valutato i parametri di resistenza della roccia intatta e dell'ammasso roccioso, si sono valutati i parametri di resistenza $c'-\phi'$ determinati attraverso la linearizzazione del criterio di rottura di Hoek-Brown.

$$\phi' = \sin^{-1} \left[\frac{6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}} \right]$$

$$c' = \frac{\sigma_{ci}[(1+2a)s + (1-a)m_b\sigma'_{3n}](s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a) \sqrt{1 + \frac{6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a)}}}$$

Dove:

GSI	Geological Strength Index
D	Fattore di disturbo
H	Altezza della copertura
m_i	Parametro di Hoek e Brown della roccia intatta
$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI-100}{28-14D}\right)$	Parametro di Hoek e Brown dell'ammasso roccioso
σ_{ci}	Resistenza a compressione della roccia intatta
$\sigma'_{cm} = \sigma_{ci} \frac{(m_b+4s-a(m_b-8s))\left(\frac{m_b+s}{4}\right)^{a-1}}{2(1+a)(2+a)}$	Resistenza globale dell'ammasso
$s = \exp\left(\frac{GSI-100}{9-3D}\right)$	Parametro legato all'assetto geostrutturale

PROGETTAZIONE ATI:

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} (e^{-GSI/15} - e^{-20/3})$$

$$\sigma'_{3n} = \frac{\sigma'_{3max}}{\sigma_{ci}}$$

$$\sigma'_{3max} = \sigma'_{cm} 0.47 \left(\frac{\sigma'_{cm}}{\gamma H} \right)^{-0.94}$$

Limite superiore tensione di confinamento

Per la definizione della resistenza a compressione uniassiale σ_{ci} e del GSI sono stati utilizzati i risultati derivanti dalle stazioni geomeccaniche e dalle prove in situ e in laboratorio condotte.

Il modulo di rigidezza dell'ammasso roccioso è stato valutato con le prove simiche e con la seguente equazione (Hoek, Carranza-Torres & Corkum, 2002):

$$E_m = \left(1 - \frac{D}{2} \right) \sqrt{\frac{\sigma_c (MPa)}{100}} 10^{\frac{GSI-10}{40}}$$

Nei seguenti paragrafi si caratterizzano dal punto di vista geomeccanico le singole unità geotecniche attraversate dalla galleria, per poi suddividere il tracciato in tratte dal comportamento omogeneo e ricavare i corrispondenti parametri di resistenza e deformabilità. Infine, vengono riportate delle considerazioni in merito al regime delle acque in sotterraneo.

Si precisa, infine, che la caratterizzazione geomeccanica delle opere in sotterraneo, riportata nei paragrafi successivi, in linea di principio riprende le considerazioni di carattere generale riportate nella 'Relazione geotecnica', contestualizzandole in base alle coperture e alle tecniche di scavo adottate per lo scavo della galleria.

Sulla base delle formazioni geologiche e, in considerazione dell'interpretazione delle indagini e prove a disposizione, sono state definite le seguenti unità geotecniche interferenti con gli scavi della galleria:

- Unità Geotecnica Arenaria (AC)
- Unità Geotecnica Arenaria alterata (AC alt)
- Unità Geotecnica Arenaria tettonizzata (AC tett)

5.2.2. UNITÀ AC E AC ALT

L'unità geotecnica nella quale viene principalmente scavata l'opera è la "AC". Prevalentemente si riscontra la presenza di arenarie con intercalazioni argillitiche e siltitiche con buone proprietà meccaniche. Le caratteristiche meccaniche di tale classe diminuiscono però fortemente all'aumentare del grado di alterazione e della potenza degli strati argilloso-siltosi oltre che all'aumentare del grado di fratturazione (generalmente medio alto). Nella loro facies alterata ("AC alt") le Arenarie del Cervarola si presentano come alternanze di strati costituiti da limi e argille (ovvero argilliti e peliti fortemente alterate e disgregate) e terreni ghiaiosi dati da clasti di arenarie, peliti e argilliti fortemente fratturate immerse in matrici fini.

A causa della forte eterogeneità della formazione e della grande dispersione dei risultati delle prove di laboratorio e dei rilievi in situ, è apparso subito evidente come sia molto difficile distinguere tra resistenza a compressione e GSI della facies competente e di quella alterata. Per tale motivo, i dati

PROGETTAZIONE ATI:

raccolti saranno mostrati senza operare alcuna differenziazione, per poi rimandare a considerazioni conclusive la scelta dei parametri per ogni singola unità.

Per la definizione della resistenza a compressione uniassiale σ_{ci} e del GSI sono stati utilizzati i risultati derivanti da:

- stazioni geomeccaniche;
- prove a compressione uniassiale sui campioni ricavati dai sondaggi BS-05, BS-10 e BS-15;
- prove Point Load Test sui campioni ricavati dai sondaggi BS06, BS07, BS08, BS09, BS10, BS13, BS15, BS21.

Si riportano i risultati acquisiti sulle stazioni geomeccaniche analizzate:

Tabella 5.1: risultati stazioni geomeccaniche

<i>sigla stazione</i>	<i>formazione</i>	<i>GSI [-]</i>	<i>σ_c [MPa]</i>
SG1	Arenarie	49	36.8
SG2	Arenarie	54	35.2
SG3	Arenarie	45	29.0
SG4	Arenarie	38	48.4
SG5	Arenarie	46	29.0
SG6	Arenarie	45	32.2
SG7	Arenarie	48	32.9
SG8	Arenarie	51	-
SG9	Arenarie	43	32.9
SG10	Arenarie	45	25.2
SG11	Arenarie	47	32.9
SG12	Arenarie	45	30.6
SG13	Arenarie	44	36.8

Si riportano di seguito i risultati delle prove su campioni litoidi:

Tabella 5.2: risultati prove su campioni litoidi

<i>Sondaggio</i>	<i>Campioni</i>	<i>Profondità campioni</i>		<i>Descrizione speditiva</i>	<i>Prova di compressione uniassiale</i>		<i>Point Load Test</i>		
		<i>Z_{in}</i>	<i>Z_{fin}</i>		<i>σ_c</i>	<i>E</i>	<i>I_{s50}</i>	<i>k</i>	<i>σ_c</i>
		<i>(m)</i>	<i>(m)</i>		<i>(MPa)</i>	<i>(GPa)</i>	<i>(MPa)</i>	<i>(-)</i>	<i>(MPa)</i>
BS06	CL1	8.0	8.3	argillite			0.517	14	7
BS07	CL1	23.8	23.9	arenaria			1.794	14	25
BS09	CL1	18.5	18.8	arenaria	50.53	5.08			
BS10	CL1	2.0	2.4	arenaria	24.27	2.29			

PROGETTAZIONE ATI:

BS10bis	CL1	9.7	10.0	arenaria		0.469	14	7
BS13	CL1	8.8	9.0	arenaria		3.677	16	59
BS05	CL1	12.7	13.0	argillite	49.81	5.06		
BS06	CL2	12.5	12.8	argillite		0.506	14	7
BS08 bis	CL1	17.0	17.4	argillite		1.950	14	27
BS09bis	CL1	28.2	28.4	argillite		1.087	14	15
BS15	CL1	17.6	18	argillite	61.27	16.32		
BS15bis	CL1	12.8	13.0	arenaria		3.265	14	46
BS19	CL1	9.0	9.5	arenaria				
BS21	CL1	12.8	13	arenaria		3.911	16	63

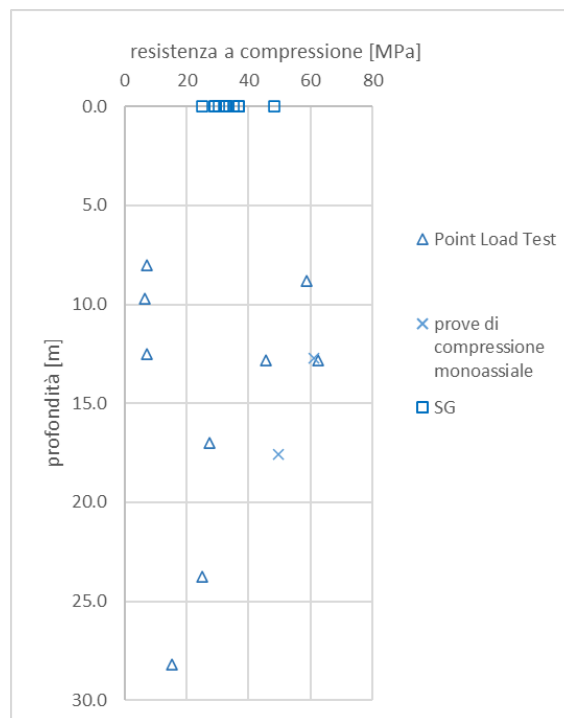


Figura 5.1: resistenza a compressione misurata

Come riportato in precedenza, facendo riferimento alla grande eterogeneità della formazione e alla forte dispersione dei risultati, cautelativamente si sceglie di assegnare i parametri minimi riscontrati alle unità geotecniche analizzate e differenziando attraverso il fattore di disturbo, quasi nullo per l'unità AC e molto alto per l'unità AC alt:

Tabella 5.3: unità AC e AC alt, parametri di Hoek-Brown

Unità geotecnica	σ_c [MPa]	GSI [-]	m_i [-]	D [-]
AC	7	38	7	0.3
AC alt	7	38	7	0.7

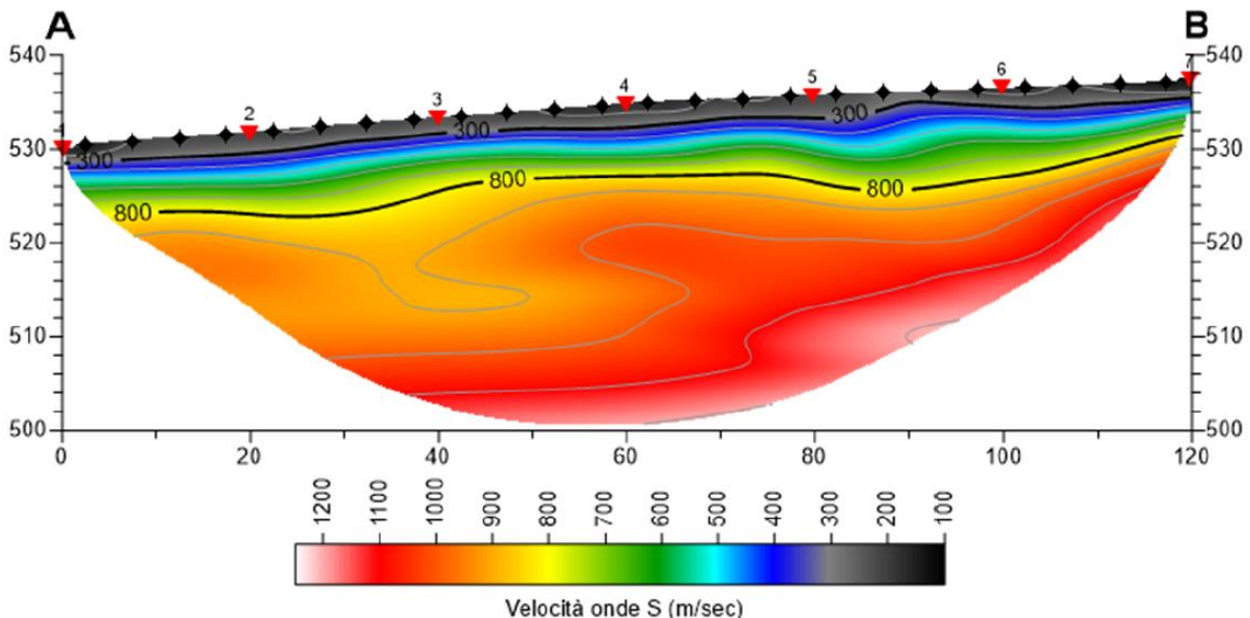
Al parametro m_i si affida il valore 7, ovvero il valore che in letteratura viene attribuito alle argilliti.

Per quanto riguarda il valore del peso specifico dell'unità di volume si adottano gli stessi valori riportati nella 'Relazione geotecnica'.

La stima del modulo elastico dell'unità AC avviene incrociando i risultati dell'involuppo di Hoek-Brown e i risultati della sismica 08 alle profondità di riferimento. Nello specifico, il modulo elastico che si ottiene con la formula riportata al §5.2.1, con i parametri di cui alla tabella precedente è pari a 1127 MPa.

Dalla sismica 08, riportata in basso, si evince che, alla profondità di 25m, la velocità delle onde Vs è circa pari a 1100 m/s, da cui deriva un modulo di elasticità tangenziale a piccole deformazioni $G_0 = 2783$ MPa.

MODELLO DI VELOCITA' AD ONDE S - BSISM08-S -



PROGETTAZIONE ATI:

Al fine di tarare i risultati della sismica con il modulo elastico ricavato con la linearizzazione del criterio di Hoek-Brown, si usa un fattore riduttivo pari a 6 per passare dal modulo elastico tangenziale a piccole deformazioni a quello operativo e, conseguentemente, al modulo elastico E' . Così facendo, si ottiene $E'=1160$ MPa.

Confermando lo stesso fattore riduttivo anche per l'unità AC alt, il cui modulo elastico ricavato con Hoek-Brown è pari a 862MPa, dall'indagine sismica si otterrebbe un modulo elastico a 10m pari a 658m. Tuttavia, considerata la forte alterazione e a vantaggio di sicurezza, si adotta un modulo elastico $E'=E_0/10=400$ MPa.

5.2.3. UNITÀ AC TETT

All'imbocco ovest della galleria naturale è presente un tratto in unità AC alt in presunta faglia. Non disponendo di dati oggettivi per poter caratterizzare tale unità, e facendo riferimento alle considerazioni cautelative effettuate per le unità AC e AC alt, si ritiene verosimile assegnare alla unità AC tett un GSI ridotto; dalle risultanze del rilievo geologico si può assumere un valore di GSI variabile tra 25 e 35. Per i calcoli relativi alla stabilità dello scavo del tratto in naturale si impiegherà cautelativamente il valore minimo di GSI.

Tabella 5.4: unità AC tett, parametri di Hoek-Brown GN

Unità geotecnica	σ_c [MPa]	GSI [-]	m_i [-]	D [-]
AC tett	7	25	7	0.7

Al parametro m_i si affida il valore 7, ovvero il valore che in bibliografia viene attribuito alle argilliti.

Per l'opera provvisoria di imbocco, non essendo al momento ben definite giacitura ed immersione della fascia tettonizzata, si è optato per un valore medio, pari a 30, mantenendo i valori di σ_c , m_i e D considerati per la GN e differenziando l'interpretazione dei parametri equivalenti (Mohr Coulomb) in due classi di profondità:

- 0÷15m da p.c. (profondità rappresentativa 10m): si ottengono i parametri $c = 20$ kPa, $\phi=33^\circ$
- >15m da p.c. (profondità rappresentativa 20m): si ottengono i parametri $c = 30$ kPa, $\phi=29^\circ$

In merito al modulo elastico, l'involuppo di Hoek-Brown con i parametri della tabella precedentemente riportata fornirebbe un valore di $E'=408$ MPa. Considerate le esigue coperture che caratterizzano l'imbocco Ovest della galleria, si ritiene verosimile adottare un modulo elastico compreso tra 40 e 200 MPa, crescente con la profondità.

Per quanto riguarda il valore del peso specifico dell'unità di volume si assume il medesimo valore dell'unità AC alt.

PROGETTAZIONE ATI:

5.3. CONSIDERAZIONI IN MERITO AL REGIME DELLE ACQUE IN SOTTERRANEO

Le misure piezometriche riportano una falda come indicato in profilo geotecnico e geomeccanico. È stato perciò inserito tale livello piezometrico nelle analisi FEM e nelle sezioni tipo sono stati inseriti drenaggi in avanzamento.

PROGETTAZIONE ATI:

6. 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 $H > 2.5D$
- Metodo dell'equilibrio limite per basse coperture $H < 2.5D$

6.1. 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.

6.1.1. GALLERIA 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.

6.1.2. GALLERIA 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.

6.1.3. GALLERIA 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.

6.2. 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, essendo la massima copertura della galleria pari a $25m < 2.5D$, le verifiche di stabilità sono state condotte utilizzando il metodo all'equilibrio limite di Tamez.

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.

6.2.1. METODO DELL'EQUILIBRIO LIMITE

6.2.1.1. Introduzione

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:

PROGETTAZIONE ATI:

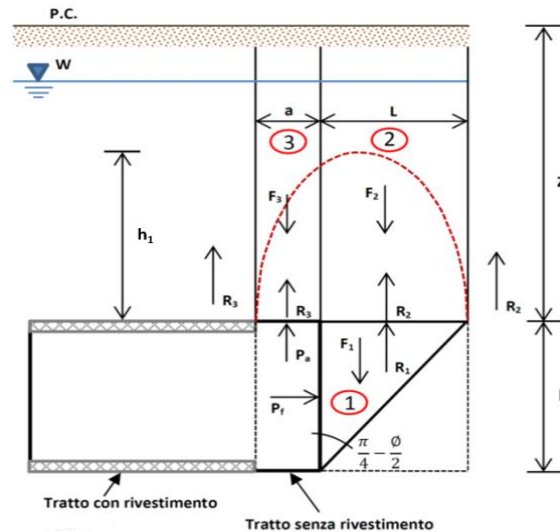


Figura 6.1: equilibrio limite secondo Tamez e Cornejo (1985)

Tale analisi corrisponde alla situazione che dovrebbe verificarsi in corrispondenza degli imbocchi e comunque in condizioni di basse coperture ($Z < 2D$).

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.

A = passo di avanzamento;

c = coesione;

ϕ = angolo di attrito

$h_1 = Z$ per gallerie con $Z/D < 2$.

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:

PROGETTAZIONE ATI:

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

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:

Tabella 6.1: valori di soglia per la determinazione della categoria di comportamento ADECO-RS – basse coperture

	<i>Comportamento del fronte di scavo</i>	<i>Categoria ADECO – RS</i>
<i>FS > 2.0</i>	Elastico	A
<i>1.2 < FS < 2.0</i>	Elasto – plastico	B
<i>FS < 1.2</i>	Incipiente rottura	C

PROGETTAZIONE ATI:

6.2.1.2. Tratte analizzate e risultati

Le analisi di stabilità del fronte vengono condotte in due sezioni considerate critiche: una posizionata alla massima copertura (H=25m) e l'altra posizionata alla copertura massima (H=8m) nella zona vicina all'imbocco Ovest e caratterizzata dalla presenza di materiale tettonizzato. Si riportano di seguito le stratigrafie ed i parametri utilizzati nella valutazione del comportamento del fronte, nonché le valutazioni finali sul comportamento ADECO. I risultati sono riportati nel dettaglio in seguito.

Tabella 6.2: stratigrafia e parametri utilizzati nell'analisi con H=25m

Unità geotecniche	Stratigrafia	H _{linearizzazione} [m]	c' [kPa]	φ' [°]
AC alt	0<z<25	12.5	37	32
AC	z>25	25	41	32

Tabella 6.3: stratigrafia e parametri utilizzati nell'analisi con H=8m

Unità geotecniche	Stratigrafia	H _{linearizzazione} [m]	c' [kPa]	φ' [°]
AC tett	0<z<8	4	10	36
AC tett	z>8	8	15	31

Tabella 6.4: valutazione del comportamento ADECO-RS – basse coperture

Analisi	FS	Categoria ADECO – RS
H=25m	1.336	B
H=8m	0.397	C

Il risultato dell'analisi a copertura H=25m indica un comportamento del fronte stabile a breve termine, mentre per H=8m in zona tettonizzata il comportamento è di tipo instabile. Nel primo caso, data la natura litoide della formazione competente e l'estrema cautela adoperata nella scelta dei parametri di calcolo, non si ritengono necessari interventi di stabilizzazione al fronte. Viceversa, in zona tettonizzata tali interventi si rendono necessari e saranno analizzati al § 7.2.

VERIFICA DI STABILITA' DEL FRONTE DI SCAVO - Tamez, Cornejo					
STRATIGRAFIA					
N° strati SOPRA la calotta			1	(max) 6	
N° strati SOTTO la calotta			1	(max) 6	
DM	-				
γ_c	1.25				
γ_ϕ	1.25				
Strati SOPRA la calotta			Strati SOTTO la calotta		
Strato n°	Spessore m	γ KN/m ³	C _d KPa	ϕ_d °	
1	25	19.5	37	32	
			0	0	
			0	0	
			0	0	
			0	0	
			0	0	
Altezza P.C.-AR [m]				36	
w profondità falda da piano campagna [m]				18	
				Altezza galleria [m] 11	
				γ_w peso acqua [KN/m ³] 10	
PARAMETRI GEOMETRICI					
Area della sezione di scavo [m ²]			171		
b larghezza del tunnel [m]			16.5		
h altezza del tunnel [m]			11		
z profondità calotta [m]			25		
a avanzamento senza sostegno [m]			1		
Deq diametro equivalente [m]			14.76		
Bassa copertura => Z < 3D					
h1 altezza del prisma al di sopra della calotta [m]			25		
l parametro geometrico paraboloide [m]			6.10		
B parametro geometrico paraboloide [m]			28.69		
z-w parametro geometrico [m]			7.00		
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]			23.00		
ϕ_1 angolo medio fronte (cuneo 1) [°]			32.00		
c ₁ coesione media fronte (cuneo 1) [KPa]			87.00		
K _{0 1} spinta a riposo fronte (cuneo 1)			0.70		
K _{A 1} coefficiente 0,5<K _A <1 (cuneo 1)			0.46		
γ_m peso medio (globale) [KN/m ³]			20.57		
ϕ_m angolo medio (globale) [°]			32.00		
c _m coesione media (globale) [KPa]			52.28		
K _{0 m} spinta a riposo (globale)			0.70		
K _{A m} coefficiente 0,5<K _A <1 (globale)			0.46		
γ_{2-3} peso medio (cunei 2-3) [KN/m ³]			19.50		
ϕ_{2-3} angolo medio (cunei 2-3) [°]			32.00		
c ₂₋₃ coesione media (cunei 2-3) [KPa]			37.00		
K _{0 2-3} spinta a riposo media (cunei 2-3)			0.70		
K _{A 2-3} coefficiente 0,5<K _A <1 (cuneo 2-3)			0.46		
$\gamma_{dw 2-3}$ peso medio (sotto falda) [KN/m ³]			19.50		
$\gamma_{uw 2-3}$ peso medio (sopra falda) [KN/m ³]			19.50		
$\gamma_{(z-w)-h1}$ peso medio (tra z-w e h1) [KN/m ³]			10.00		
U press. acqua (sul fondo galleria) [KPa]			180		
CALCOLO DELLE RESISTENZE AL TAGLIO E FATTORE DI SICUREZZA					
FRONTE STABILE A BREVE TERMINE		Materiale stratificato			
τ_{m2} (resistenza taglio concio 2) [KPa]		165.03			
τ_{m3} (resistenza taglio concio 3) [KPa]		37.00			
FS (mezzo con coesione e angolo di attrito)		1.336			
FS ₃ (mezzo con coesione e angolo di attrito)		3.412			
FSF		1.336			
P _E (pressione di stabilizzazione) [KPa]		0			

Figura 6.2: valutazione della stabilità del fronte, H=25m

VERIFICA DI STABILITA' DEL FRONTE DI SCAVO - Tamez, Cornejo					
STRATIGRAFIA					
N° strati SOPRA la calotta			1	(max 6)	
N° strati SOTTO la calotta			1	(max 6)	
DM	-				
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	8	19.5	10	36	
			0	0	
			0	0	
			0	0	
			0	0	
			0	0	
Altezza P.C.-AR [m]				19	
w profondità falda da piano campagna [m]			10		
Strati SOTTO la calotta					
Strato n°	Spessore m	γ KN/m ³	C _d KPa	ϕ_d °	
1	11	19.5	15	31	
			0	0	
			0	0	
			0	0	
			0	0	
			0	0	
Altezza galleria [m]				11	
γ_w peso acqua [KN/m ³]			10		
PARAMETRI GEOMETRICI					
Area della sezione di scavo [m ²]			171		
b larghezza del tunnel [m]			16.5		
h altezza del tunnel [m]			11		
z profondità calotta [m]			8		
a avanzamento senza sostegno [m]			1		
Deq diametro equivalente [m]			14.76		
Bassa copertura => Z < 3D					
h1 altezza del prisma al di sopra della calotta [m]			8		
l parametro geometrico paraboloide [m]			6.22		
B parametro geometrico paraboloide [m]			28.95		
z-w parametro geometrico [m]			-2.00		
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]			19.50		
ϕ_1 angolo medio fronte (cuneo 1) [°]			31.00		
c ₁ coesione media fronte (cuneo 1) [KPa]			15.00		
K _{0 1} spinta a riposo fronte (cuneo 1)			0.50		
K _{A 1} coefficiente 0,5<K _A <1 (cuneo 1)			0.33		
γ_m peso medio (globale) [KN/m ³]			19.50		
ϕ_m angolo medio (globale) [°]			33.11		
c _m coesione media (globale) [KPa]			12.89		
K _{0 m} spinta a riposo (globale)			0.50		
K _{A m} coefficiente 0,5<K _A <1 (globale)			0.33		
γ_{2-3} peso medio (cunei 2-3) [KN/m ³]			19.50		
ϕ_{2-3} angolo medio (cunei 2-3) [°]			36.00		
c ₂₋₃ coesione media (cunei 2-3) [KPa]			10.00		
K _{0 2-3} spinta a riposo media (cunei 2-3)			0.50		
K _{A 2-3} coefficiente 0,5<K _A <1 (cuneo 2-3)			0.33		
$\gamma_{dw 2-3}$ peso medio (sotto falda) [KN/m ³]			9.50		
$\gamma_{uw 2-3}$ peso medio (sopra falda) [KN/m ³]			19.50		
$\gamma_{(z-w)-h1}$ peso medio (tra z-w e h1) [KN/m ³]			10.00		
U press. acqua (sul fondo galleria) [KPa]			90		
CALCOLO DELLE RESISTENZE AL TAGLIO E FATTORE DI SICUREZZA					
FRONTE INSTABILE		Materiale stratificato			
τ_{m2} (resistenza taglio concio 2) [KPa]		19.13			
τ_{m3} (resistenza taglio concio 3) [KPa]		10.00			
FS (mezzo con coesione e angolo di attrito)		0.397			
FS ₃ (mezzo con coesione e angolo di attrito)		1.088			
FSF		0.397			
P _E (pressione di stabilizzazione) [KPa]		0			

Figura 6.3: valutazione della stabilità del fronte, H=8m

6.3. DEFINIZIONE DELLE TRATTE A COMPORTAMENTO TENSIO-DEFORMATIVO OMOGENEO

Sulla base della caratterizzazione di cui al § 5.2 e dei risultati delle analisi descritte al §6.2, il tracciato è stato suddiviso in tratte a comportamento tensio-deformativo omogeneo, che si riportano di seguito sinteticamente in forma tabellare.

Tabella 6.5: tratte omogenee e parametri di resistenza e deformabilità

Tratte	Unità geotecnica	pk inizio	pk fine	L [m]	H _{min} [m]	H _{max} [m]	Comportamento ADECO-RS
1	AC tett	5+877.00	5+889.16	12.16	3	8	C
2	AC	5+889.16	6+047.00	157.84	7	25	A/B

Tratte	γ	σ_c	GSI	m_i	D	k_0	Parametri linearizzati				E'
	[kN/m ³]	[MPa]	[-]	[-]	[-]	[-]	C' _{min} [kPa]	C' _{max} [kPa]	φ' _{min} [°]	φ' _{max} [°]	
1	19.5	7	25	7	1	0.5	8	15	31	38	40-200
2	23	7	38	7	0.3	0.7	41	87	32	43	1160

Tali parametri saranno impiegati nelle analisi preliminari volte alla valutazione del comportamento del fronte e del cavo e nelle analisi numeriche per la stima delle sollecitazioni sui rivestimenti.

Le previsioni di comportamento lungo il tracciato della galleria sono illustrate in forma sintetica al “profilo geomeccanico”.

7. SEZIONI TIPO DI AVANZAMENTO E TIPOLOGIE DI INTERVENTO (FASE DI TERAPIA)

7.1. SEZIONI TIPO ADOTTATE E PERCENTUALI DI APPLICAZIONE LUNGO IL TRACCIATO

In merito alle modalità di avanzamento delle gallerie è prevista l'adozione dello scavo a piena sezione, dove l'entità degli sfondi è 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) attraverso l'installazione del prerivestimento a ridosso del fronte. Il rivestimento definitivo di calotta e di arco rovescio sarà gettato ad una distanza funzione dello stato deformativo del prerivestimento e della pressione esercitata dall'ammasso circostante.

Quali azioni di "pre-sostegno" in avanzamento al fronte si è previsto l'impiego di elementi strutturali mediante l'applicazione di infilaggi metallici nelle zone con ammassi scadenti per evitare fenomeni di instabilità. Questo assolve alla funzione di "scaricare" il nucleo di scavo riducendo, in combinazione con il trattamento del fronte (laddove previsti), 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.

Dovranno inoltre essere previsti drenaggi in avanzamento nelle tratte ove è presente il rischio di venute d'acqua. I rivestimenti sono previsti in calcestruzzo non armato o armato, a seconda delle condizioni geomeccaniche riscontrate. 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.

Vista la lunghezza contenuta della galleria oggetto di studio e il presunto stato di medio/elevata fratturazione degli ammassi attraversati, sono state pensate 2 sezioni tipo, entrambe troncoconiche e dotate di infilaggi metallici. Per contrastare le venute d'acqua eventuali, sono stati previsti drenaggi al contorno di scavo. La distribuzione di queste sezioni lungo il tracciato ed in particolare all'interno della singola tratta segue le indicazioni dedotte dall'analisi del comportamento allo scavo (si veda §6).

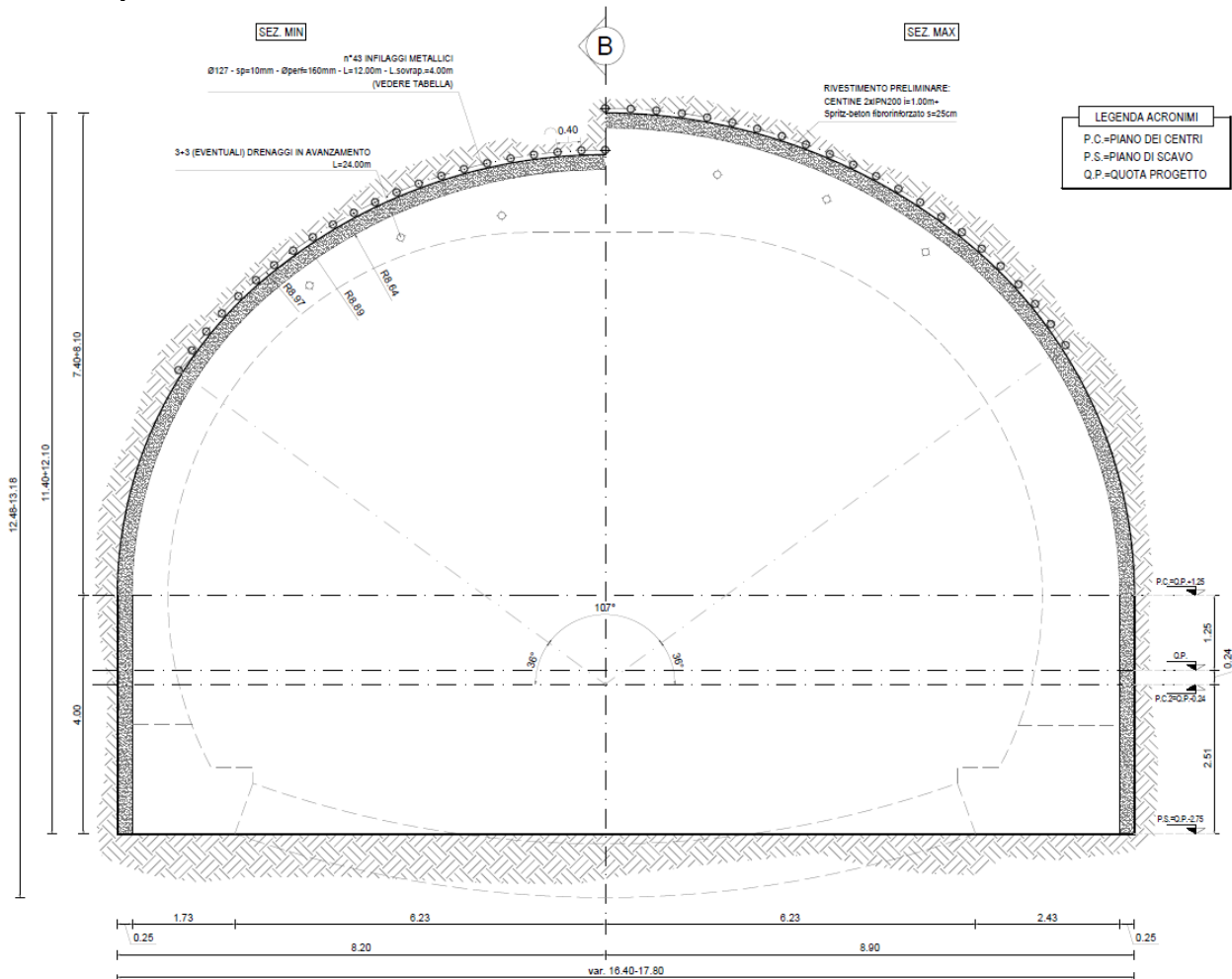
PROGETTAZIONE ATI:

7.1.1. SEZIONI TIPO B0v-B2v

Sezione tipo		B0v	B2v
		Tronco-conica	Tronco-conica
Pre sostegno	Bullonatura radiale	-	-
	Infilaggi metallici	n° 43 perforo ϕ 160mm tubo ϕ 127/10mm L=12.0m Sovr.=4.0m	n° 43 perforo ϕ 160mm tubo ϕ 127/10mm L=12.0m Sovr.=4.0m
	VTR al fronte	-	n° 100 VTR cementati L=16.0m Sovr.=8.0m
	VTR al contorno	-	-
Rivestimento di I fase	Centine	2IPN200/1.0m	2IPN200/1.0m
	Spritz beton	20cm (fibrorinforzato) + 5cm (non fibrorinforzato)	20cm (fibrorinforzato) + 5cm (non fibrorinforzato)
	Impermeabilizzazione con telo in PVC e TNT	✓	✓
Rivestimento di II fase	Arco rovescio [m]	0.90	0.90
	Calotta [m]	1.05 – 1.75	1.05 – 1.75
	Piedritti [m]	0.60 – 1.30	0.60 – 1.30
	Armatura	SI	SI
Distanze di getto	Calotta – Fronte	NON VINCOLATA	NON VINCOLATA
	Muretta – Fronte	NON VINCOLATA	NON VINCOLATA

PROGETTAZIONE ATI:

Sezione tipo B0v

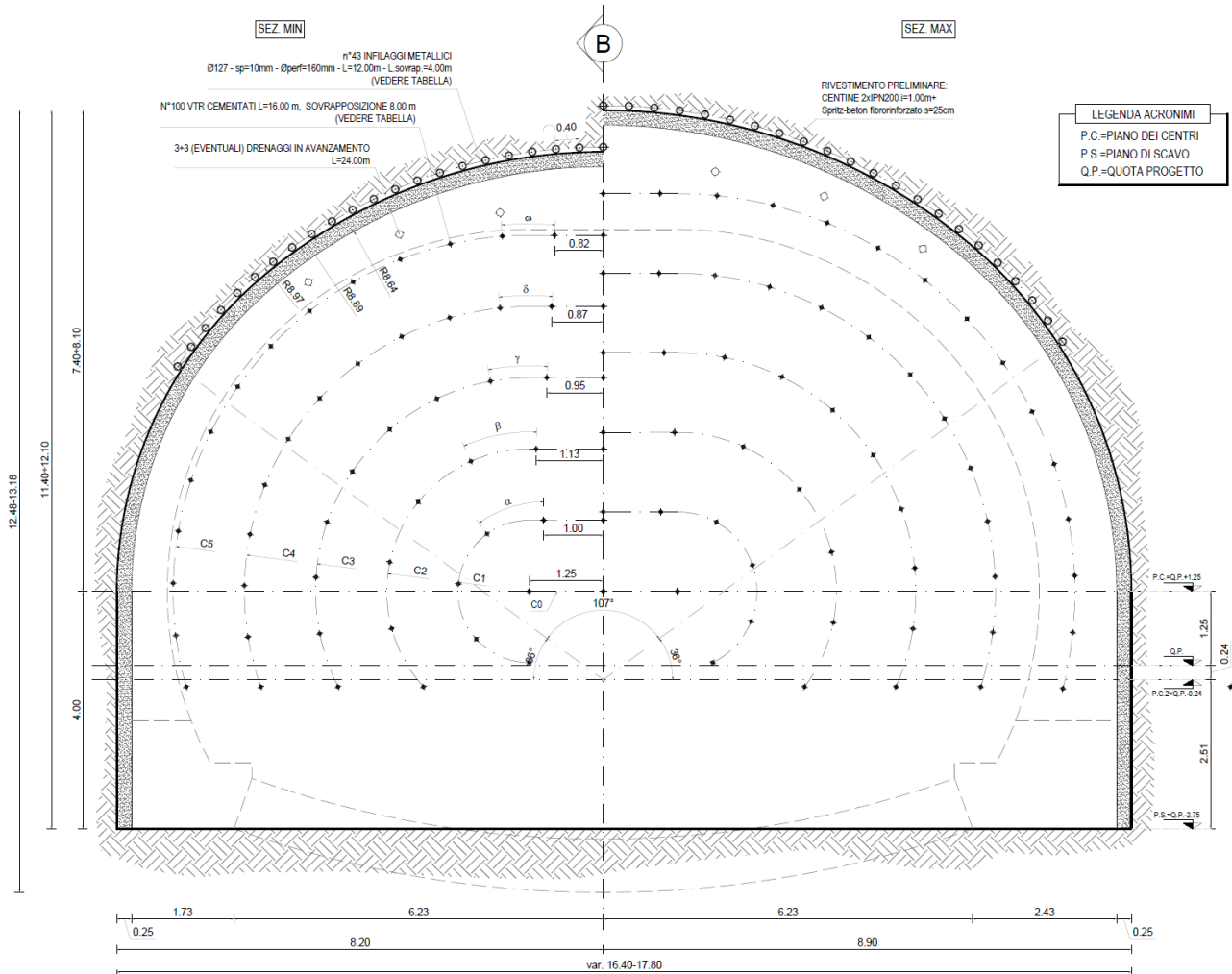


Si prevedono le seguenti fasi operative:

1. esecuzione sul fronte di avanzamento di uno strato di spritz beton di spessore 10 cm (fine campo);
2. presostegno al contorno del cavo mediante tubi metallici iniettati;
3. scavo: esecuzione scavo a piena sezione per singoli sfondi di lunghezza massima 1.0 m, sagomando il fronte a forma concava;
4. esecuzione di uno strato di spritz beton di spessore 5 cm al fronte;
5. rivestimento di prima fase: posa in opera di centine metalliche e spritz beton spessore 20+5cm;
6. posa impermeabilizzazione e sistema di drenaggio;
7. getto di murette ed arco rovescio eseguito ad una distanza dal fronte non vincolata;
8. getto del rivestimento definitivo ad una distanza non vincolata.

PROGETTAZIONE ATI:

Sezione tipo B2v



Si prevedono le seguenti fasi operative:

1. esecuzione sul fronte di avanzamento di uno strato di spritz beton di spessore 10 cm (fine campo);
2. preconsolidamento al fronte mediante tubi in VTR cementati in foro;
3. presostegno al contorno del cavo mediante tubi metallici iniettati;
4. scavo: esecuzione scavo a piena sezione per singoli sfondi di lunghezza massima 1.0 m, sagomando il fronte a forma concava;
5. esecuzione di uno strato di spritz beton di spessore 5 cm al fronte;
6. rivestimento di prima fase: posa in opera di centine metalliche e spritz beton spessore 20+5cm;
7. posa impermeabilizzazione e sistema di drenaggio;
8. getto di murette ed arco rovescio eseguito ad una distanza dal fronte non vincolata;
9. getto del rivestimento definitivo ad una distanza non vincolata.

PROGETTAZIONE ATI:

7.2. INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO AL FRONTE

7.2.1. VERIFICA DELLA STABILITÀ DEL FRONTE CON L'AUSILIO DI ELEMENTI IN VETRORESINA

Con riferimento ai risultati riportati al §6.2.1.2, l'analisi condotta per H=8m nella tratta con materiale tettonizzato denuncia la necessità di ricorrere ad interventi di consolidamento del fronte per determinate condizioni geomeccaniche. Si verifica, pertanto, la stabilità del fronte nelle medesime condizioni dell'analisi ad H=8m con la messa in opera di 100 elementi in vetroresina al fronte, esercitanti una pressione di $p_e=146\text{kPa}$. La verifica viene condotta secondo l'approccio normativo 1 Combinazione 2: A2+M2+R2. I risultati sono riportati in Figura 7.3.

Si evidenzia come gli interventi al fronte, secondo il modello di Tamez e Cornejo, garantiscano la stabilità dei volumi 1 e 2, ma non hanno impatto su quella del volume 3 (si faccia riferimento alla Figura 6.1), unicamente dipendente dalla coesione media dell'unità di copertura e dall'entità della copertura stessa. Tuttavia, si sottolinea che tale stabilità è garantita dagli interventi di pre-sostegno, che verranno analizzati al paragrafo successivo.

PROGETTAZIONE ATI:

VERIFICA DI STABILITA' DEL FRONTE DI SCAVO - Tamez, Cornejo									
STRATIGRAFIA									
N° strati SOPRA la calotta		1	(max 6)						
N° strati SOTTO la calotta		1	(max 6)						
DM	2018								
γ_c	1.25								
γ_ϕ	1.25								
Strati SOPRA la calotta					Strati SOTTO la calotta				
Strato	Spessore	γ	C_d	ϕ_d	Strato	Spessore	γ	C_d	ϕ_d
n°	m	KN/m ³	KPa	°	n°	m	KN/m ³	KPa	°
1	8	19.5	8	30.1666113	1	11	19.5	12	25.67305822
	0	0	0	0		0	0	0	0
	0	0	0	0		0	0	0	0
	0	0	0	0		0	0	0	0
	0	0	0	0		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]					Altezza galleria [m]				
19					11				
w profondità falda da piano campagna [m]					γ_w peso acqua [KN/m ³]				
10					10				
PARAMETRI GEOMETRICI									
Area della sezione di scavo [m ²]					h1 altezza del prisma al di sopra della calotta [m]				
171					8				
b larghezza del tunnel [m]					l parametro geometrico paraboloide [m]				
16.5					6.92				
h altezza del tunnel [m]					B parametro geometrico paraboloide [m]				
11					30.33				
z profondità calotta [m]					z-w parametro geometrico [m]				
8					-2.00				
a avanzamento senza sostegno [m]					z-w-h1 parametro geometrico [m]				
1					0.00				
Deq diametro equivalente [m]					z-h1 parametro geometrico [m]				
14.76					0.00				
Bassa copertura => Z < 3D									
PARAMETRI DEL MATERIALE									
γ_1 peso medio fronte (cuneo 1) [KN/m ³]					γ_{2-3} peso medio (cunei 2-3) [KN/m ³]				
19.50					19.50				
ϕ_1 angolo medio fronte (cuneo 1) [°]					ϕ_{2-3} angolo medio (cunei 2-3) [°]				
25.67					30.17				
c ₁ coesione media fronte (cuneo 1) [KPa]					c ₂₋₃ coesione media (cunei 2-3) [KPa]				
12.00					8.00				
K _{0 1} spinta a riposo fronte (cuneo 1)					K _{0 2-3} spinta a riposo media (cunei 2-3)				
0.70					0.70				
K _{A 1} coefficiente 0,5<K _A <1 (cuneo 1)					K _{A 2-3} coefficiente 0,5<K _A <1 (cuneo 2-3)				
0.49					0.49				
γ_m peso medio (globale) [KN/m ³]					$\gamma_{dw 2-3}$ peso medio (sotto falda) [KN/m ³]				
19.50					9.50				
ϕ_m angolo medio (globale) [°]					$\gamma_{uw 2-3}$ peso medio (sopra falda) [KN/m ³]				
27.57					19.50				
c _m coesione media (globale) [KPa]					$\gamma_{(z-w)-h1}$ peso medio (tra z-w e h1) [KN/m ³]				
10.32					10.00				
K _{0 m} spinta a riposo (globale)					U press. acqua (sul fondo galleria) [KPa]				
0.70					90				
K _{A m} coefficiente 0,5<K _A <1 (globale)									
0.49									
CALCOLO DELLE RESISTENZE AL TAGLIO E FATTORE DI SICUREZZA									
FRONTE INSTABILE		Materiale stratificato							
τ_{m2} (resistenza taglio concio 2) [KPa]		10.15							
τ_{m3} (resistenza taglio concio 3) [KPa]		8.00							
FS (mezzo con coesione e angolo di attrito)		3.84							
FS ₃ (mezzo con coesione e angolo di attrito)		0.87							
FSF		0.87							
P _E (pressione di stabilizzazione) [KPa]		146							

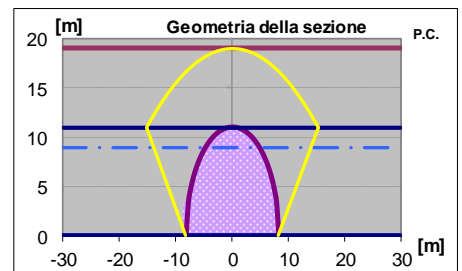


Figura 7.3: analisi di stabilità del fronte, H=8m

7.3. INTERVENTI DI PRESOSTEGNO

7.3.1. 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.

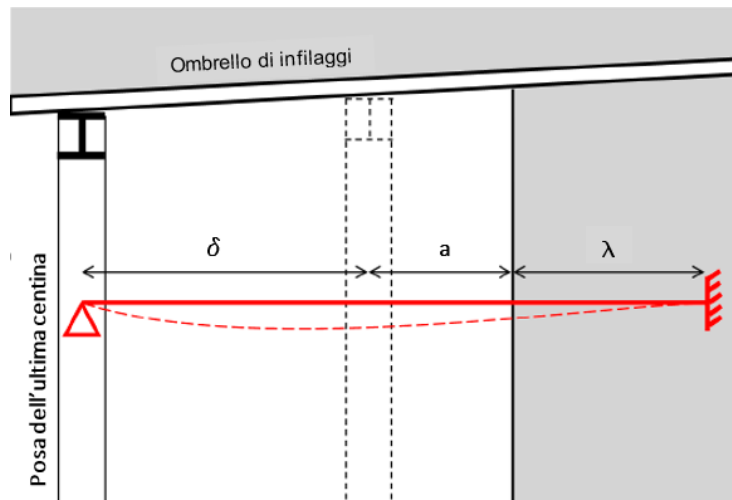


Figura 7.4: schema di calcolo infilaggi metallici

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 (d), 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:

- $\delta = 1 [m]$
- $a = 0.25 [m]$
- $\lambda = 0.6 [m]$

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:

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

PROGETTAZIONE ATI:

- H_0 è la profondità della galleria in calotta,
- $H_2 = H_0 - 5B_1$ (se negativo si pone $H_2 = 0$),
- 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:

$$M_{Rd p} > M_d$$

La verifica strutturale degli infilaggi metallici è stata condotta secondo l'approccio 1 – Combinazione 1 (A1+M1+R1). Le due sezioni di calcolo analizzate (compresi i rispettivi parametri delle unità al di sopra della calotta) sono le stesse riportate al §6.2.1.2, ciascuna rappresentativa per la tratta di competenza.

Tabella 7.1: stratigrafia e parametri utilizzati nell'analisi con H=25m

Unità geotecniche	Stratigrafia	$H_{linearizzazione}$ [m]	c' [kPa]	φ' [°]
AC alt	0<z<25	12.5	37	32

PROGETTAZIONE ATI:

Tabella 7.2: stratigrafia e parametri utilizzati nell'analisi con H=8m

<i>Unità geotecniche</i>	<i>Stratigrafia</i>	<i>H_{linearizzazione} [m]</i>	<i>c' [kPa]</i>	<i>φ' [°]</i>
AC tett	0<z<8	4	10	36

Di seguito si riportano i calcoli effettuati.

PROGETTAZIONE ATI:

Sezione B2_v (Cop. 8m)

Geometria	δ [m]	1.0	Distanza tra le centine
	a [m]	0.25	Distanza ultima centina-fronte
	λ [m]	0.6	Lungh. immorsamento infilaggio
	$L = \delta + a + \lambda$ [m]	1.85	Luce di calcolo
	i [m]	0.40	Interasse fra i tubi
	R _{gall} [m]	7.40	Raggio eq. galleria
	b [m]	17.0	Larghezza galleria
	h [m]	11.0	Altezza galleria
	z [m]	8.0	Copertura
Elemento	Sezione	c	Scrivere il tipo di sezione ("c" per circol
	Dest [mm]	127	Diametro esterno tubo metallico
	s [mm]	10	Spessore tubolare
Strutturale	We [m3]	9.98E-05	Modulo di resistenza elastica tubo
	Wp [m3]	1.37E-04	Modulo di resistenza plastica tubo
	f _{yk} [MPa]	355	Tensione snervam. acciaio (val. caratt.)
Terreno	γ_{sat} [kN/m3]	19.5	Peso saturo unità di vol. terreno
	γ_w [kN/m3]	10	Peso unita di vol. acqua
	γ' [kN/m3]	9.5	Peso immerso unità di vol. terreno
	σ_v [kPa]	156	Tensione tot. litostatica
	z _w [m]	10	Profondità falda
	u [kPa]	0	Pressione neutra
	σ'_v [kPa]	156	Tensione efficace
	ϕ [°]	36	Angolo di resistenza a taglio
	c' [kPa]	10	Coesione
Terzagli	ϕ [rad]	0.63	
Raccomandazioni AFTES	$45 - \phi' / 2$	0.47	
	B ₁	14.10	
	H ₂	-62.52	
	H ₂	0.00	
	$e^{-(H_0/B_1 \tan \phi)}$	0.6622693	
	P _v [kPa]	108.42	Pressione verticale in calotta
ξ	0.75	Aliquota del carico agente sugli element	
$q = \xi \cdot i \cdot P_v$ [kPa]	32.53	Carico agente sul tubo metallico	
Sollecitazioni	M _k [kNm]	9.28	Sollecitazione caratteristica
	γ_s	1.3	Coeff. ampl. Azioni o Sollecitazioni
	M _d [kNm]	12.06	Sollecitazione di progetto
Resistenza	γ_R	1.05	Coeff. di sicurezza resistente
Resistenza	MR _{d_ elastico} [kNm]	33.74	Momento resistente elastico
	MR _{d_ plastico} [kNm]	46.32	Momento resistente plastico
Verifica	MR _{d_ ELAST} > M _d	OK	36%
Verifica	MR _{d_ PLAST} > M _d	OK	26%

PROGETTAZIONE ATI:

Sezione B0_v (Cop. 25m)

Geometria	δ [m]	1.0	Distanza tra le centine
	a [m]	0.25	Distanza ultima centina-fronte
	λ [m]	0.6	Lungh. immorsamento infilaggio
	$L = \delta + a + \lambda$ [m]	1.85	Luce di calcolo
	i [m]	0.40	Interasse fra i tubi
	R _{gall} [m]	7.40	Raggio eq. galleria
	b [m]	17.0	Larghezza galleria
	h [m]	11.0	Altezza galleria
	z [m]	25.0	Copertura
Elemento	Sezione	c	Scrivere il tipo di sezione ("c" per circol
	Dest [mm]	127	Diametro esterno tubo metallico
	s [mm]	10	Spessore tubolare
Strutturale	We [m3]	9.98E-05	Modulo di resistenza elastica tubo
	Wp [m3]	1.37E-04	Modulo di resistenza plastica tubo
	f _{yk} [MPa]	355	Tensione snervam. acciaio (val. caratt.)
Terreno	γ_{sat} [kN/m3]	19.5	Peso saturo unità di vol. terreno
	γ_w [kN/m3]	10	Peso unita di vol. acqua
	γ' [kN/m3]	9.5	Peso immerso unità di vol. terreno
	σ_v [kPa]	487.5	Tensione tot. litostatica
	z _w [m]	10	Profondità falda
	u [kPa]	150	Pressione neutra
	σ'_v [kPa]	337.5	Tensione efficace
	ϕ [°]	32	Angolo di resistenza a taglio
	c' [kPa]	37	Coesione
Terzaghi	ϕ [rad]	0.56	
Raccomandazioni	$45 - \phi' / 2$	0.51	
AFTES	B ₁	14.60	
	H ₂	-47.99	
	H ₂	0.00	
	$e^{- (H_0/B_1 \tan \phi)}$	0.3429494	
	P _v [kPa]	229.16	Pressione verticale in calotta
ξ	0.75	Aliquota del carico agente sugli element	
	q = $\xi^i \cdot P_v$ [kPa]	68.75	Carico agente sul tubo metallico
Sollecitazioni	M _k [kNm]	19.61	Sollecitazione caratteristica
	γ_s	1.3	Coeff. ampl. Azioni o Sollecitazioni
	M _d [kNm]	25.49	Sollecitazione di progetto
Resistenza	γ_R	1.05	Coeff. di sicurezza resistente
Resistenza	MR,d_ elastico [kNm]	33.74	Momento resistente elastico
	MR,d_ plastico [kNm]	46.32	Momento resistente plastico
Verifica	MR,d_ ELAST > M _d	OK	76%
Verifica	MR,d_ PLAST > M _d	OK	55%

PROGETTAZIONE ATI:

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

8.1. PREMESSA

La determinazione delle caratteristiche della sollecitazione e il dimensionamento degli elementi strutturali di sostegno è stato effettuato attraverso lo sviluppo di analisi numeriche 2D, condotte in condizioni di stato piano di deformazione, mediante il codice di calcolo agli elementi finiti PLAXIS 2D.

Si evidenzia come non siano state svolte analisi assialsimmetriche, a rigore valide solo in contesti di alta copertura in quanto riconducibili verosimilmente alle condizioni di assialsimmetria (modesta influenza del gradiente delle tensioni). Pertanto, per la valutazione dei fattori di rilascio nelle analisi si è fatto riferimento a dei valori cautelativi sulla base dell'esperienza.

8.2. CRITERI DI SCELTA DELLE SEZIONI DI CALCOLO

Alla luce delle tratte omogenee individuate e delle due sole sezioni applicate (si veda Tabella 8.1 e profilo geomeccanico della galleria), che differiscono tra loro solo per gli elementi in vetroresina al fronte e quindi distribuite in base al comportamento del fronte stesso, si ritiene di condurre un'unica analisi nel punto di massima copertura H=25 (tratta 2).

Tabella 8.1: tratte omogenee e parametri di resistenza e deformabilità

Tratte	L [m]	H _{min} [m]	H _{max} [m]	Parametri linearizzati				E'	Comportamento ADECO-RS	Sezioni previste	Sezione di calcolo
				C' _{min} [kPa]	C' _{max} [kPa]	φ' _{min} [°]	φ' _{max} [°]				
1	12.16	3	8	8	15	31	38	40-200	C	B2v	
2	157.84	7	25	41	87	32	43	1160	A/B	B0v B2v	B0v

Si sottolinea come i parametri riportati in Tabella 8.1 facciano riferimento all'unità geotecnica che interessa il fronte della galleria e che i parametri di Mohr Coulomb sono ricavati adottando il valore di tensione principale minima in prossimità della copertura.

Per la stratigrafia e i parametri di calcolo della singola analisi si faccia riferimento al paragrafo specifico.

8.3. 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 .

PROGETTAZIONE ATI:

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 simiche saranno condotte facendo riferimento allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV).

8.3.1. 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 43.642°N e longitudine 12.336°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 .

Nella Tabella 8.2 si riportano i valori dell'accelerazione massima su suolo roccioso (a_g) e dei parametri spettrali (F_0 , T_c^*) per lo SLO, SLD, SLV e SLC calcolati utilizzando il foglio di calcolo Spettri-NTCver.1.0.3 rilasciato dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Tabella 8.2 Valori dei parametri a_g , F_0 , T_c^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno

STATO LIMITE	T_R	a_g	F_0	T_c^*
	[anni]	[g]	[-]	[s]
SLO	60	0.073	2.512	0.275
SLD	101	0.092	2.453	0.282
SLV	949	0.202	2.436	0.301
SLC	1950	0.246	2.464	0.311

PROGETTAZIONE ATI:

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 "T2", a cui corrisponde un coefficiente di amplificazione topografica $S_T = 1.0$.

Il coefficiente S_s , invece, viene calcolato 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. Poiché la categoria di suolo più attinente a quella in oggetto è la E, si ottiene $S_s = 1.459$.

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) per le opere definitive risulta pari a:

$$a_{max} = 0.202g \cdot 1.459 \cdot 1.0 = 0.295g$$

8.3.2. AZIONI DOVUTE AL SISMA

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)
- $r_d(z, M) = \exp(a(z) + b(z) \cdot M)$; Idriss & Boulanger (2006)

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

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

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

Per l'analisi con copertura pari a 25m si considera un valore del coefficiente r_d pari a 0.75.

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:

Per l'analisi con $H=25m$:

$$k_h = 1.00 \cdot 0.295 = 0.295$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot 0.295 = \pm 0.1475$$

8.4. CARICO IDRAULICO SUI RIVESTIMENTI

Nelle analisi è stato considerato il livello piezometrico riscontrato nel profilo geomeccanico della galleria in prossimità della sezione di analisi.

8.5. VALUTAZIONE RILASCI TENSIONALI

8.5.1. SEZIONE B0V – TRATTA 2

Si riportano di seguito i rilasci tensionali utilizzati per l'analisi piana.

Tabella 11.1-8.3 rilasci tensionali nelle varie fasi di analisi rilasci tensionali nelle varie fasi di analisi

<i>FASE</i>	<i>DESCRIZIONE</i>	λ
<i>Fase 0</i>	Fase litostatica e apertura fronte di scavo	0.00
<i>Fase 1</i>	Preconvergenza massima	0.30
<i>Fase 2</i>	Primo sfondo (terreno non sostenuto)	0.55
<i>Fase 3</i>	Installazione del priverivestimento (centine+spritz 24h)	0.60
<i>Fase 4</i>	Completa maturazione dello spritz (spritz 28gg) e getto arco rovescio	0.90
<i>Fase 5</i>	Getto calotta e decadimento parziale priverivestimento	1.00
<i>Fase 6</i>	Decadimento totale del priverivestimento	1.00
<i>Fase 7a</i>	Applicazione carico idraulico e sisma (comb.1)	1.00
<i>Fase 7b</i>	Applicazione carico idraulico e sisma (comb.2)	1.00

8.6. ANALISI PIANE AGLI ELEMENTI FINITI

8.6.1. CRITERI DI MODELLAZIONE

Il calcolo tenso-deformativo della dell'opera è stato effettuato tramite modelli che simulano l'interazione tra terreno e struttura e sono implementati con il codice di calcolo agli elementi finiti Plaxis 2D.

Agli elementi finiti solidi che simulano il comportamento del materiale roccioso e del terreno è stato assegnato un legame costitutivo alla Mohr-Coulomb. I parametri di resistenza e di rigidità sono tabellati al §8.6.2.1.

Agli elementi strutturali è stato assegnato un comportamento elastico-lineare. In particolare:

- il rivestimento provvisorio della galleria, costituito da spritz-beton e centine, è stato simulato con un elemento tipo "plate" dalle caratteristiche (area, inerzia, e modulo di Young) omogeneizzate allo spritz beton;
- il rivestimento definitivo della galleria è stato modellato con degli elementi solidi, all'interno dei quali è stato inserito un elemento tipo "plate" con caratteristiche di rigidità decurtate.

Le rigidità dei rivestimenti provvisori e definitivi 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.

PROGETTAZIONE ATI:

Su tutti gli elementi strutturali a contatto con il terreno, sia modellati come elementi solidi, sia con elementi tipo plate, sono stati applicati elementi denominati “interface”, la cui funzione è quella di simulare il comportamento dell’interfaccia struttura/terrena; in particolare la superficie di contatto è modellata mediante un opportuno valore del fattore di riduzione (R_{inter}) delle caratteristiche di resistenza e rigidezza del terreno al contatto con l’elemento strutturale.

Lo scavo della galleria è stato simulato con il ricorso alla fasistica e ai rilasci tensionali illustrati al §8.5.

il carico idraulico è stato applicato solo a valle del decadimento del priverivestimento ed in concomitanza con l’azione sismica.

8.6.2. RISULTATI 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.

Le verifiche SLU strutturali 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:

$$E_d \leq R_d$$

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

Per il **rivestimento provvisorio**, si verifica la resistenza dell’insieme centine+spritz:

- verifiche con combinazione allo **SLU** (cfr. Paragrafo 2.5.3 NTC2018 – eq. 2.5.1)
- le sollecitazioni sono “catturate” al termine della **fase 3** e della **fase 4**

Per il **rivestimento definitivo**, si verifica la resistenza di una sezione in calcestruzzo di base pari ad un metro e altezza variabile in base alla sezione di calcolo:

- verifiche a pressoflessione con combinazione allo **SLU** per sezioni armate
- verifiche a taglio con combinazione allo **SLU** per sezioni armate
- verifiche a sforzo normale e taglio allo **SLU** per sezioni non armate
- verifiche a pressoflessione con combinazione **carico idraulico + sismico** per sezioni armate
- verifiche a taglio con combinazione **carico idraulico + sismico** per sezioni armate
- le sollecitazioni sono “catturate” al termine della **fase 7**

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 a pressoflessione per sezioni armate sono state svolte in forma grafica definendo i domini di resistenza N-M e confrontando le sollecitazioni con le resistenze. Quelle per sezioni non armate sono riportate in forma tabellare.

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

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

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

PROGETTAZIONE ATI:

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° .

$$V_{Rsd} = 0.9 d \frac{A_{sw}}{s} f_{yd} (\cot \alpha + \cot \theta) \sin \alpha ; V_{Rcd} = 0.9 d b_w \alpha_c v_{fcd} \frac{(\cot \alpha + \cot \theta)}{1 + \cot^2 \theta} \sin \alpha$$

Per le sezioni non armate, la verifica a taglio è condotta facendo riferimento al §4.1.11 delle NTC 2018.

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:

Tabella 8.4: sintesi armature

Sezione tipo	Porzione rivestimento	Armatura longitudinale	Armatura a taglio
B0v / B2v	calotta	Φ20/20	-
	arco rovescio	Φ20/20	Φ10/40/20

8.6.2.1. Sezione tipo B0v

Per l'analisi a H=25m, si riportano di seguito la stratigrafia e i parametri di calcolo utilizzati nell'analisi. Per le unità geotecniche al di sopra della calotta si assume una profondità di linearizzazione pari alla metà dello spessore dello strato.

Tabella 8.5: parametri di calcolo sezione B0v

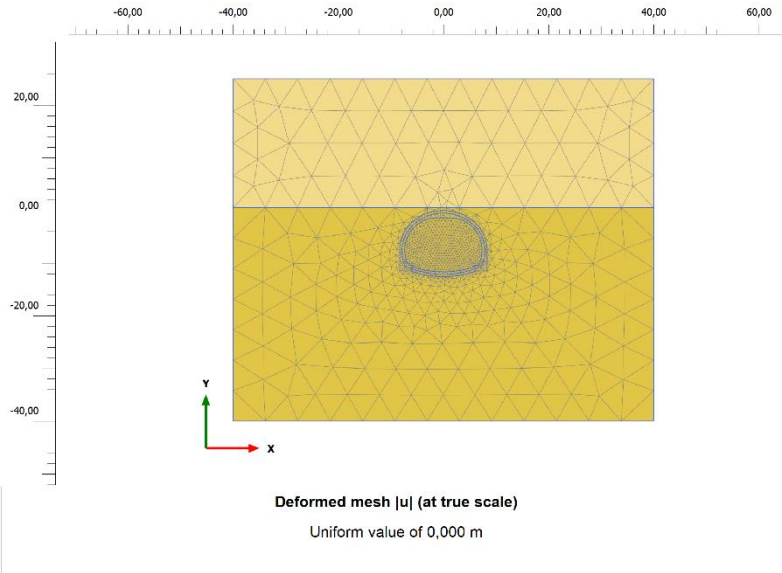
<i>Copertura galleria pari a circa 25 m</i>		
$0 < z < 25m$	Unità geotecnica	AC alt
	peso dell'unità di volume, γ [kN/m ³]	19.5
	angolo di resistenza al taglio, f [°]	31
	coesione efficace, c' [kPa]	41
	modulo elastico, E [Mpa]	400
$z > 25m$	Unità geotecnica	AC
	peso dell'unità di volume, γ [kN/m ³]	23
	angolo di resistenza al taglio, f [°]	32

PROGETTAZIONE ATI:

coesione efficace, c' [kPa] 87

modulo elastico, E [Mpa] 1160

Output Version 21.1.0.479



Project description

Date

11/08/2023

Project filename

Step

Company

Arezzo_analisi_A_pk_5 ... 0

GP Ingegneria srl

PROGETTAZIONE ATI:

Figura 8.1: griglia di discretizzazione – fase 0

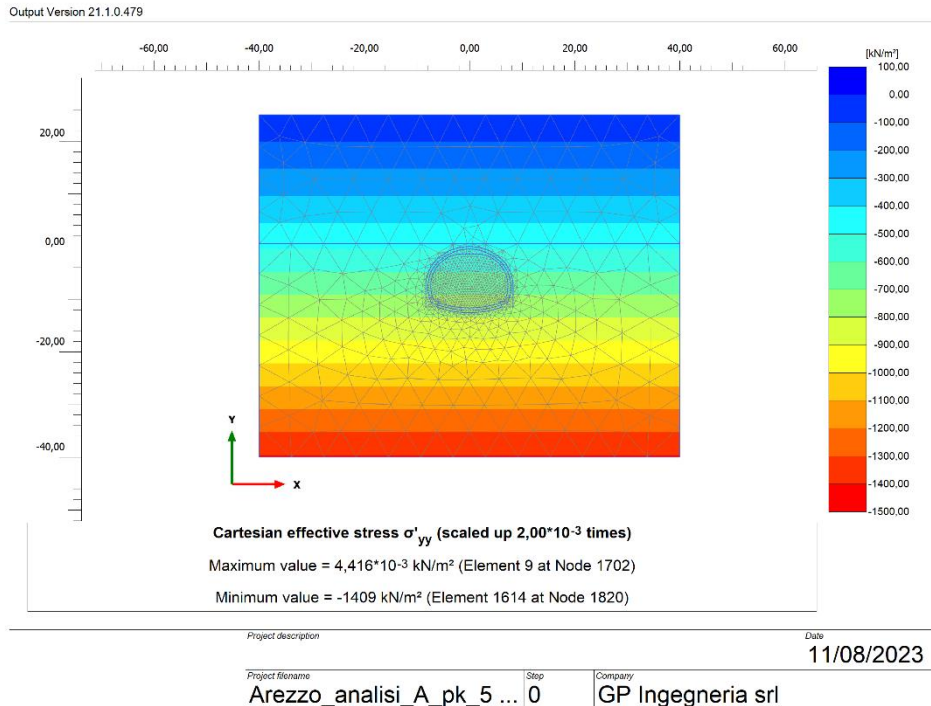
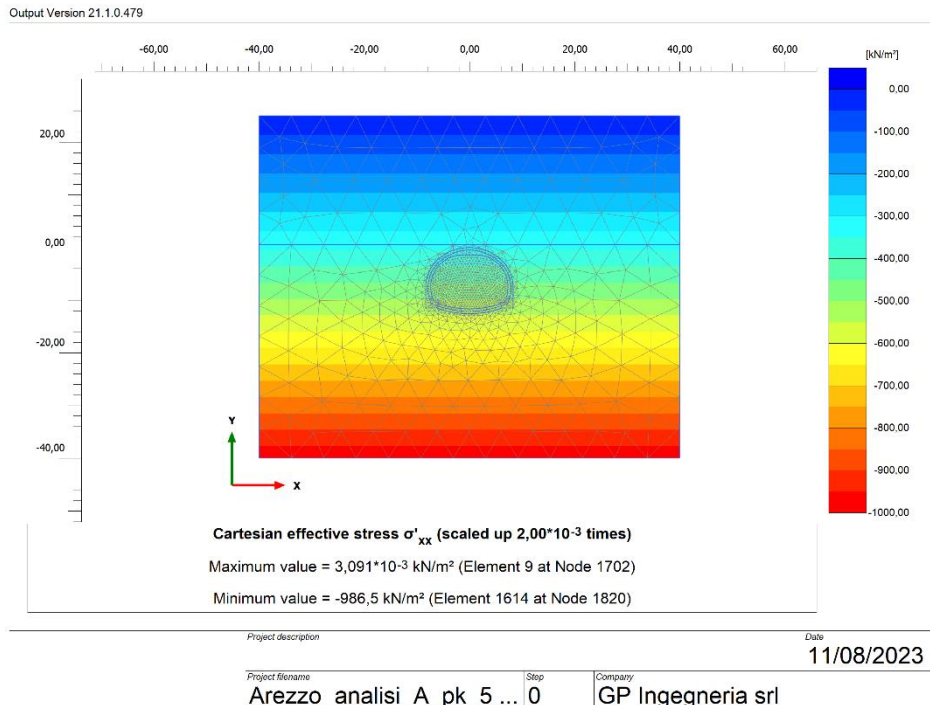


Figura 8.2: diagramma delle tensioni verticali – fase 0



PROGETTAZIONE ATI:

Figura 8.3: diagramma delle tensioni orizzontali – fase 0

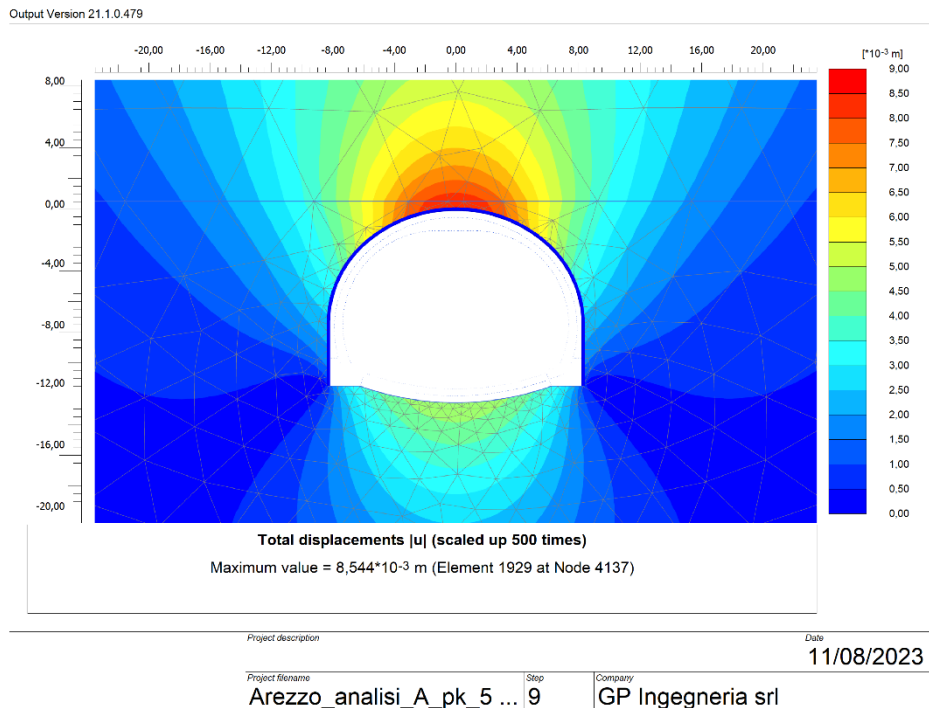


Figura 8.4: spostamenti– fase 3

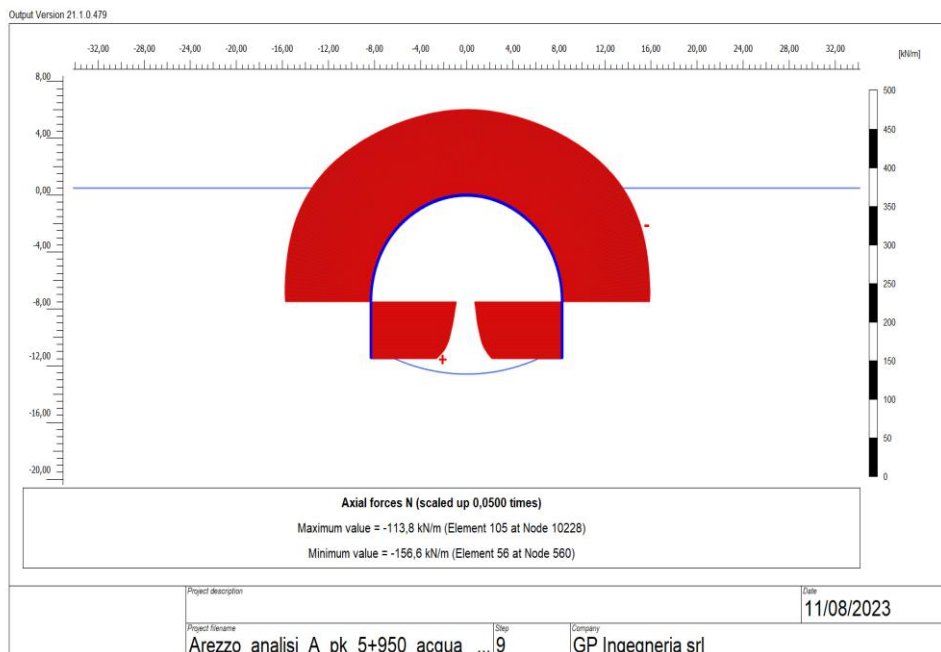


Figura 8.5: diagramma dello sforzo normale – fase 3

PROGETTAZIONE ATI:

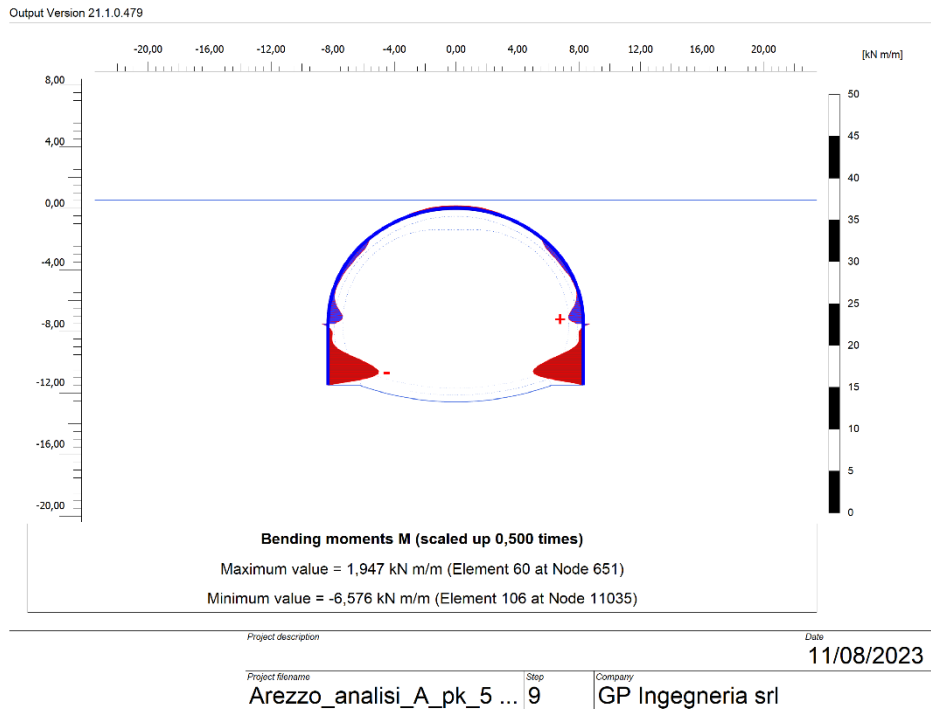


Figura 8.6: diagramma del momento flettente– fase 3

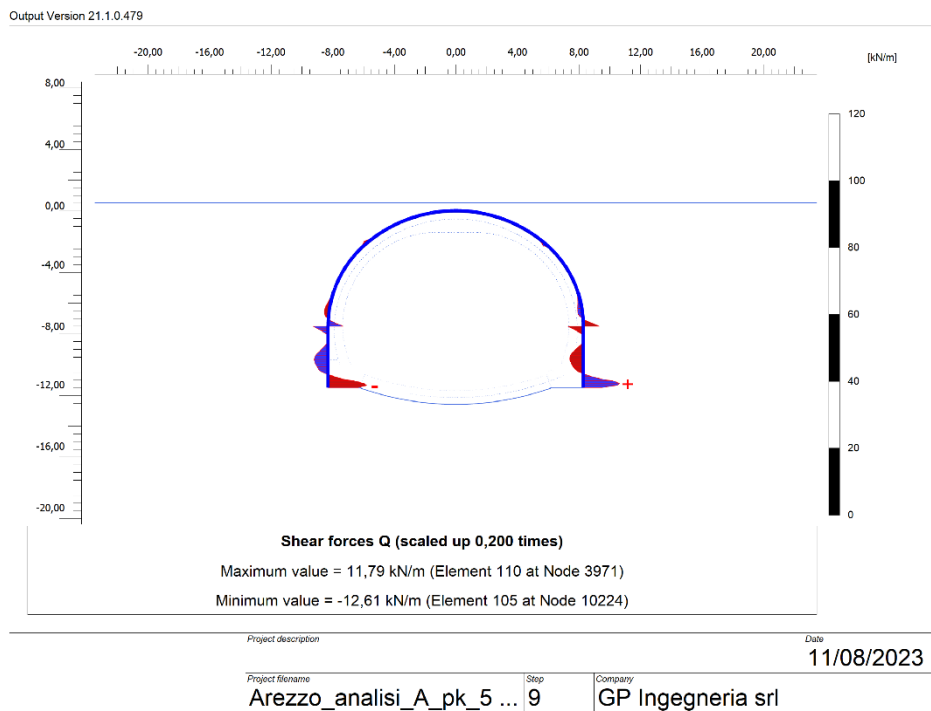


Figura 8.7: diagramma del taglio – fase 3

PROGETTAZIONE ATI:

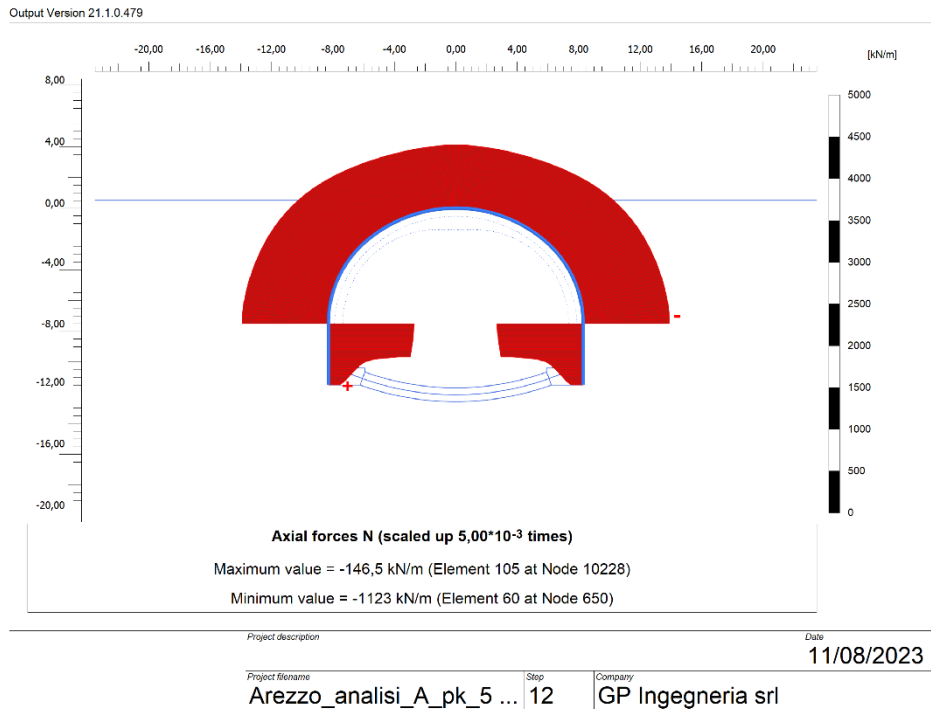


Figura 8.8: diagramma dello sforzo normale – fase 4

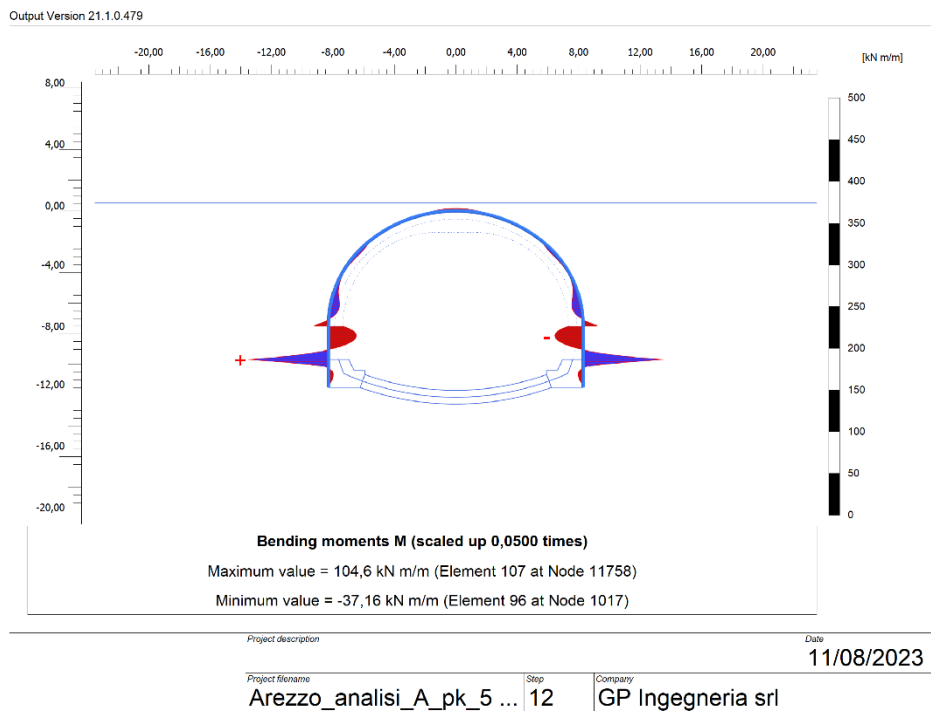


Figura 8.9: diagramma del momento flettente – fase 4

PROGETTAZIONE ATI:

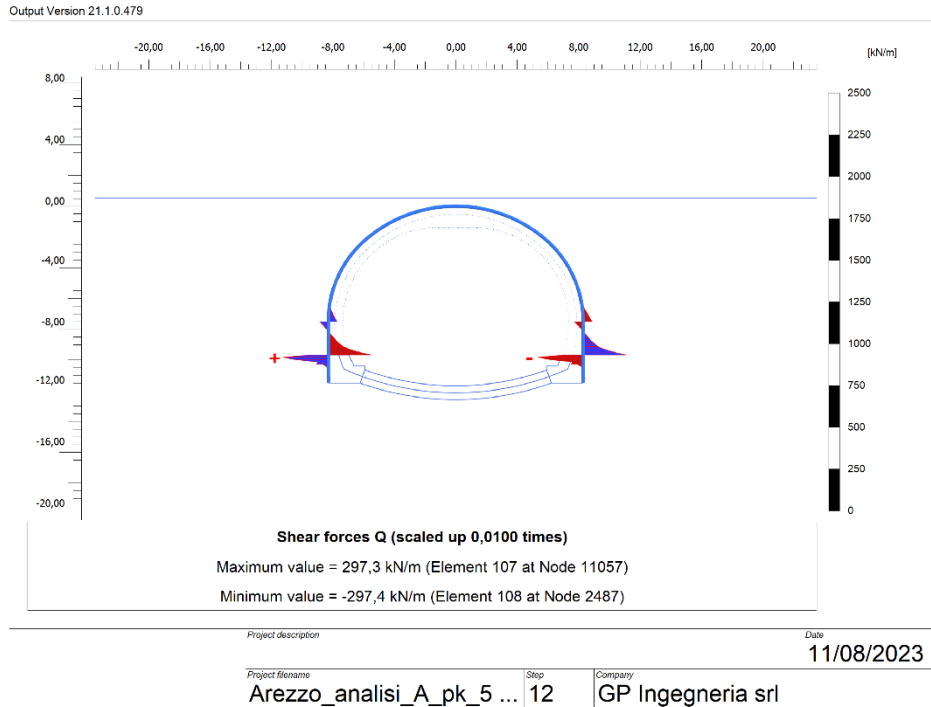


Figura 8.10: diagramma del taglio – fase 4

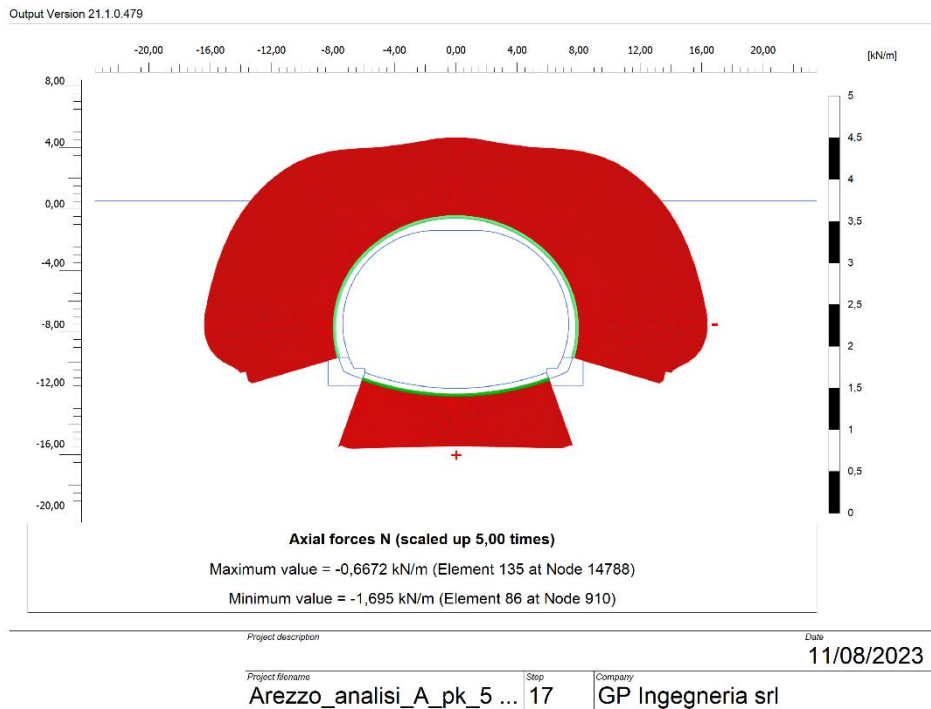


Figura 8.11: diagramma dello sforzo normale (EI/1000) – fase 6

PROGETTAZIONE ATI:

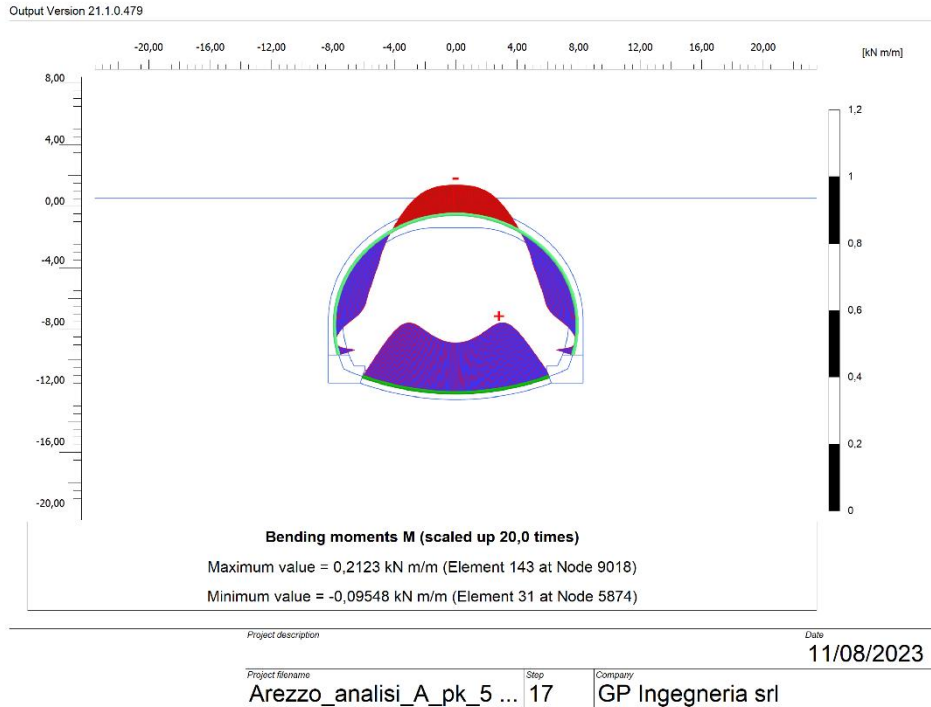


Figura 8.12: diagramma del momento flettente (EI/1000) – fase 6

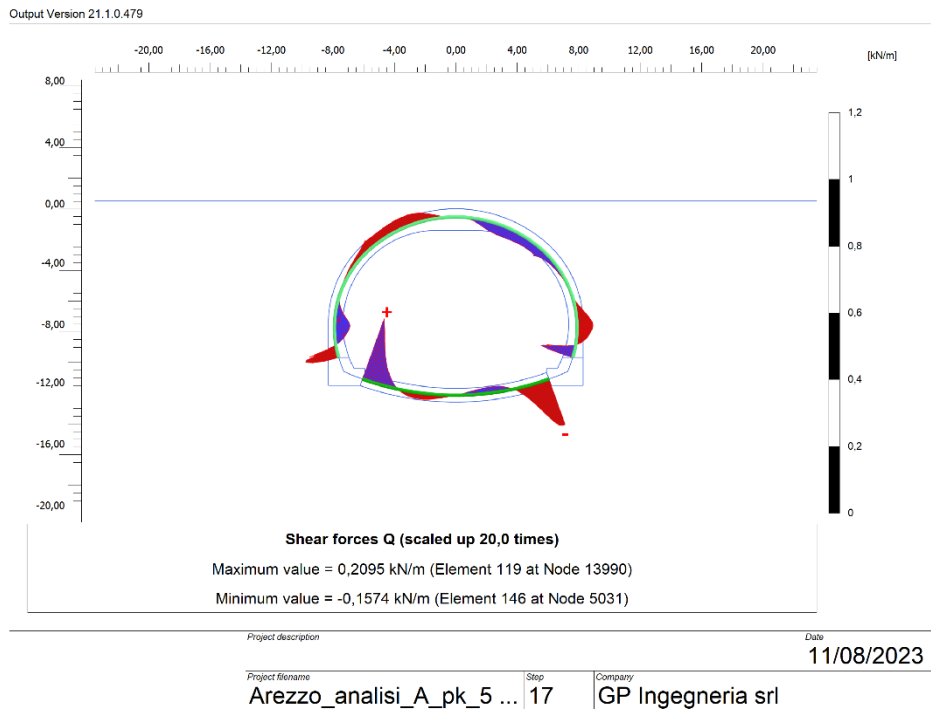


Figura 8.13: diagramma del taglio (EI/1000) – fase 6

PROGETTAZIONE ATI:

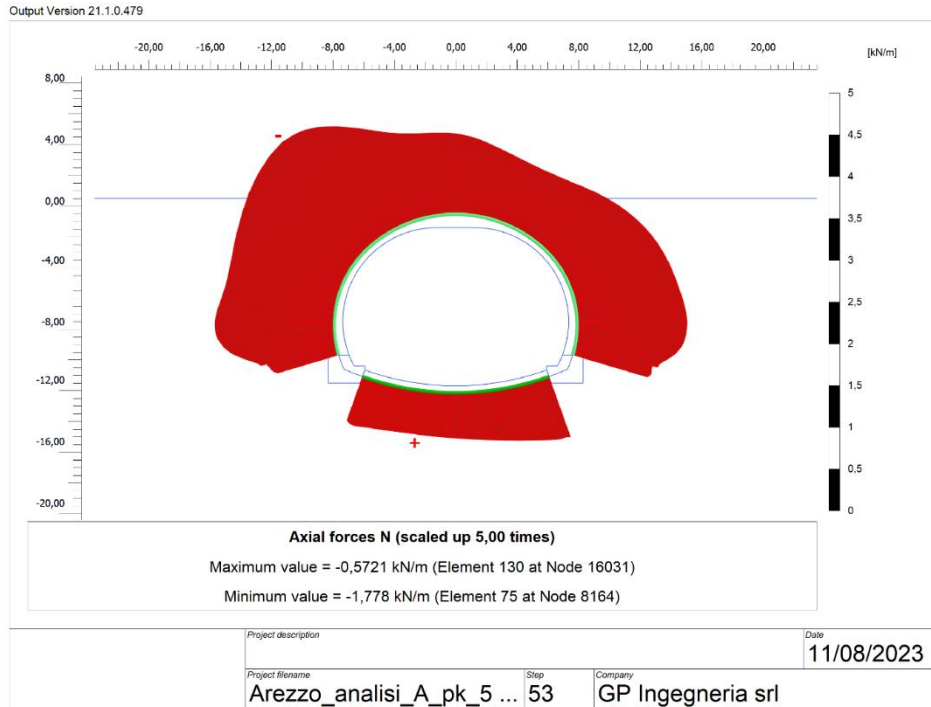


Figura 8.14: diagramma dello sforzo normale (EI/1000) – fase 7a

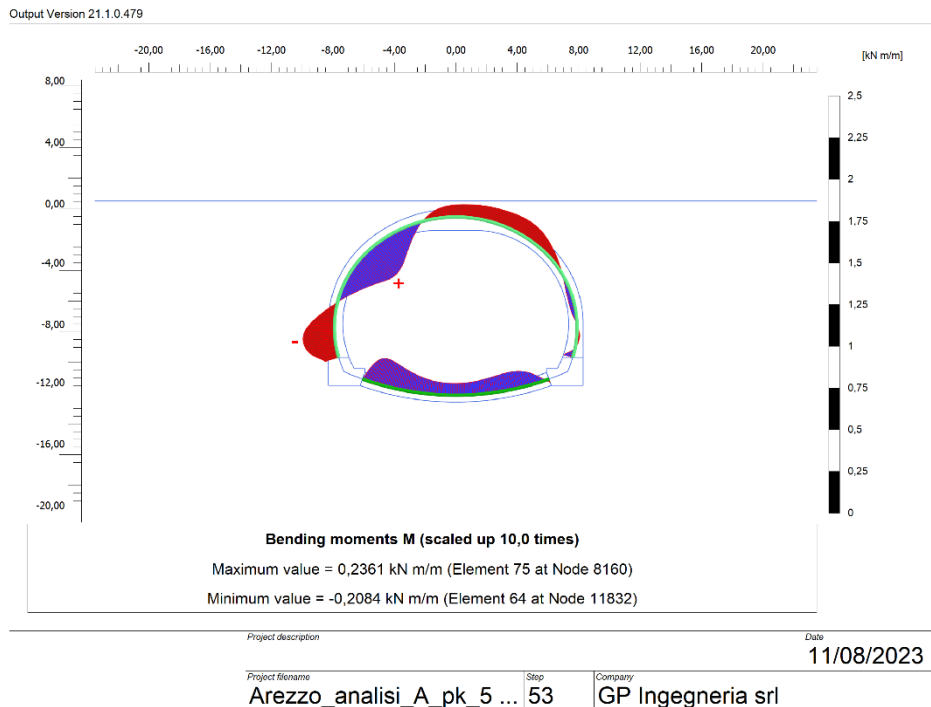


Figura 8.15: diagramma del momento flettente (EI/1000) – fase 7a

PROGETTAZIONE ATI:

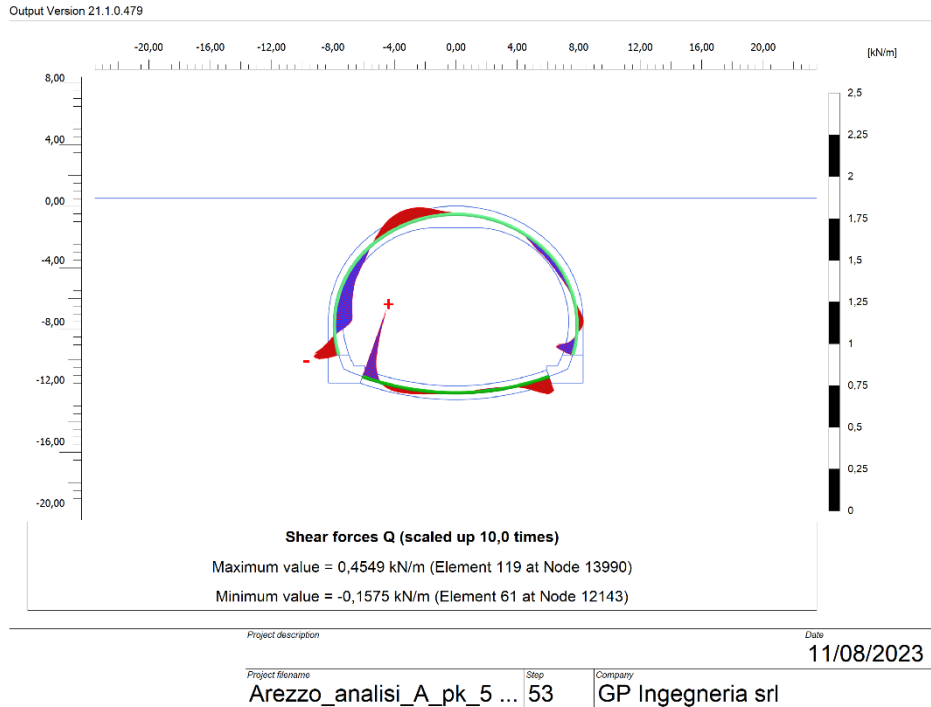


Figura 8.16: diagramma del taglio (EI/1000) – fase 7a

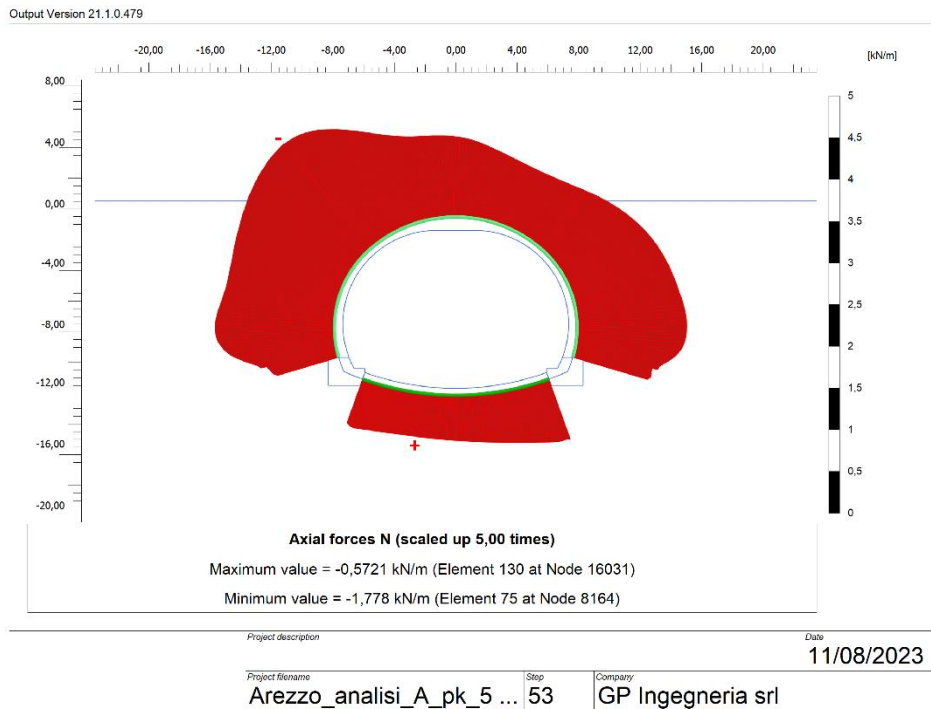


Figura 8.17: diagramma dello sforzo normale (EI/1000) – fase 7b

PROGETTAZIONE ATI:

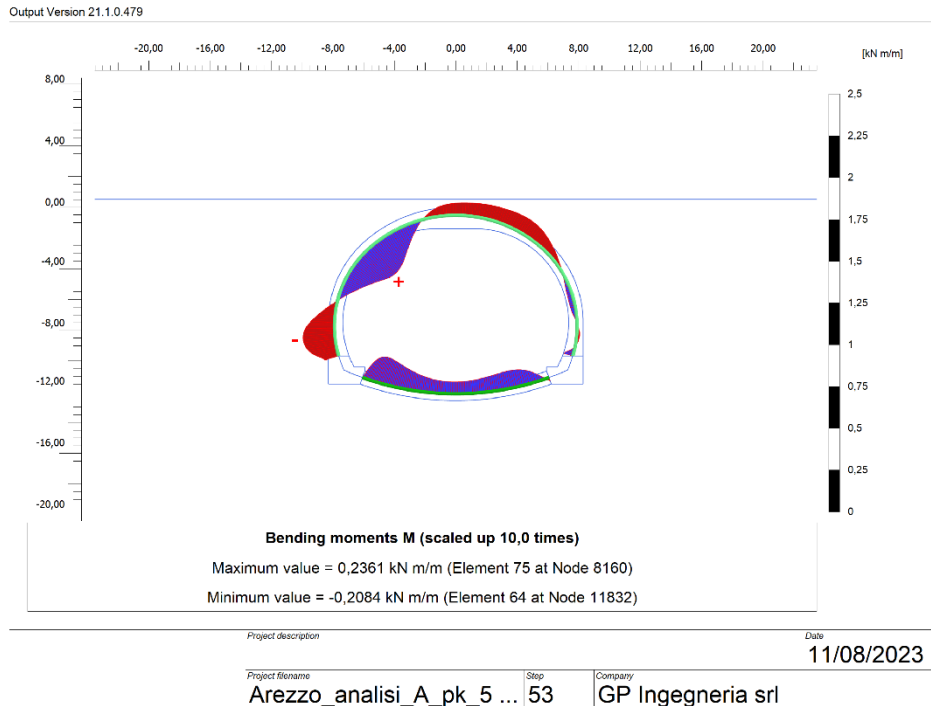


Figura 8.18: diagramma del momento flettente (EI/1000) – fase 7b

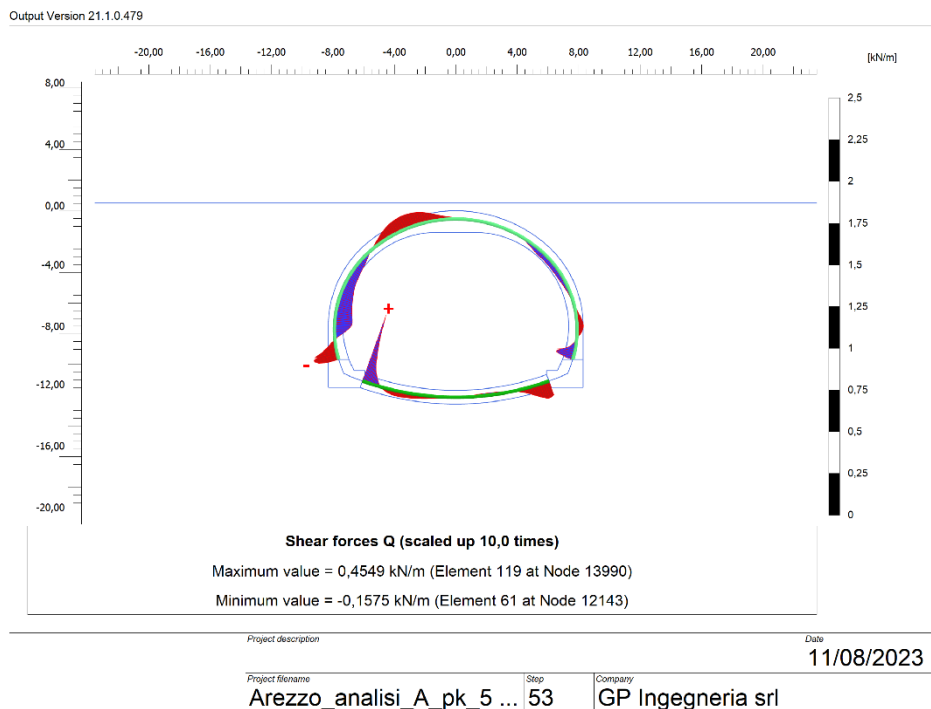


Figura 8.19: diagramma del taglio (EI/1000) – fase 7b

PROGETTAZIONE ATI:

Verifica del rivestimento provvisorio (maturazione spritz 24h)

La verifica a pressoflessione è stata condotta con riferimento ad una sezione omogeneizzata composta da 2xIPN200 e spritz beton di spessore 25cm (con maturazione a 24h).

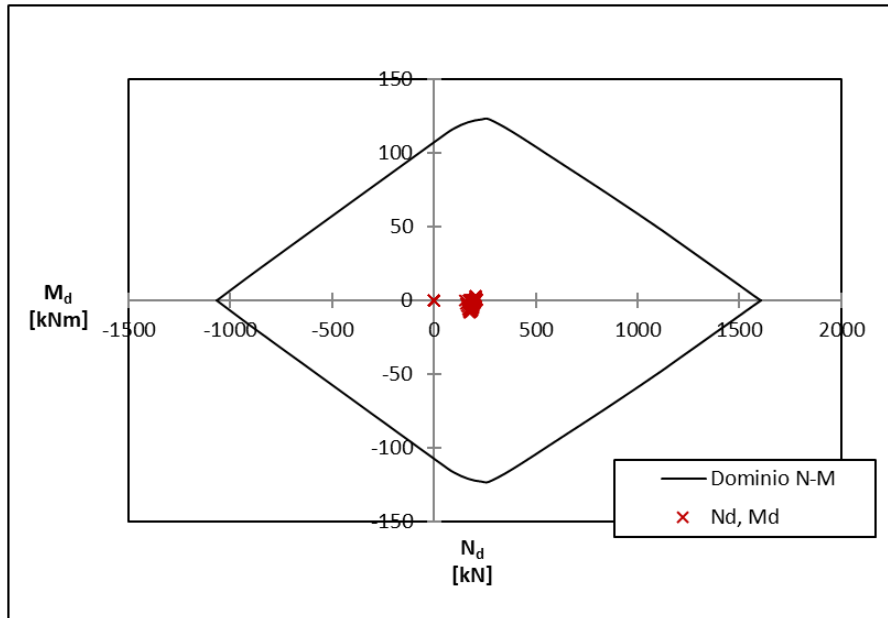


Figura 8.20: dominio M-N (centine+spritz 1gg) – fase 3

La verifica a taglio è stata condotta con riferimento alle sole centine ed è esplicitata di seguito rispetto alla sezione più sollecitata:

$$|V_{Ed,MAX}| = 14 \text{ kN} < V_{Rd} = A_v \cdot f_{yk} / (\gamma_{M0} \cdot 3^{0.5}) = 484 \text{ kN}$$

essendo $\gamma_{M0} = 1.05$ il fattore di sicurezza dei materiali per la verifica di resistenza delle membrature, $f_{yk} = 275 \text{ MPa}$ la resistenza caratteristica a snervamento dell'acciaio, $A_v = 32.02 \text{ cm}^2$ l'area di resistenza a taglio della coppia di centine.

Le verifiche risultano soddisfatte.

PROGETTAZIONE ATI:

Verifica del rivestimento provvisorio (maturazione spritz 28gg)

La verifica a pressoflessione è stata condotta con riferimento ad una sezione omogeneizzata composta da 2xIPN200 e spritz beton di spessore 25cm (con maturazione a 28gg).

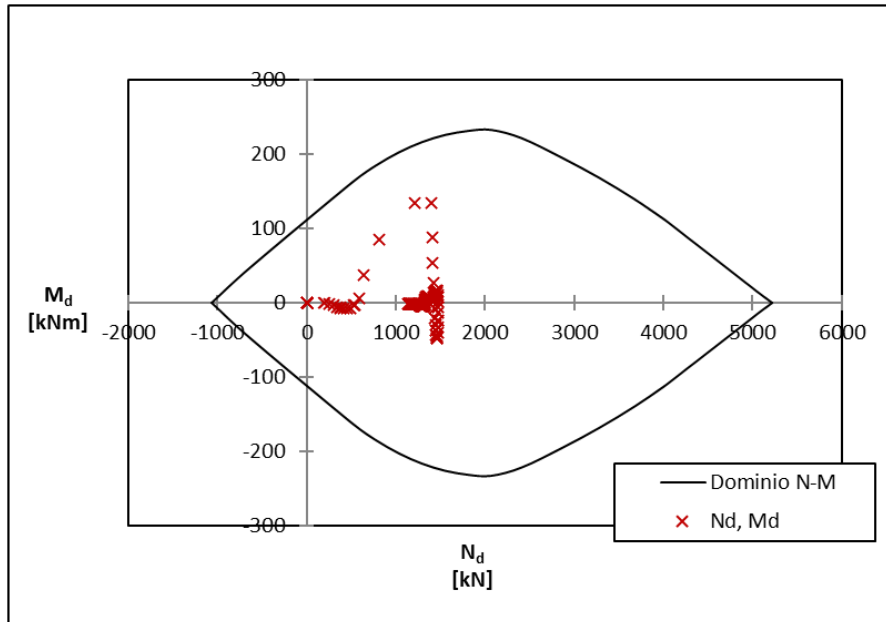


Figura 8.21: dominio M-N (centine+spritz 28gg) – fase 4

La verifica a taglio è stata condotta con riferimento alle sole centine ed è esplicitata di seguito rispetto alla sezione più sollecitata:

$$|V_{Ed,MAX}| = 381 \text{ kN} < V_{Rd} = A_v \cdot f_{yk} / (\gamma_{M0} \cdot 3^{0.5}) = 484 \text{ kN}$$

essendo $\gamma_{M0} = 1.05$ il fattore di sicurezza dei materiali per la verifica di resistenza delle membrature, $f_{yk} = 275 \text{ MPa}$ la resistenza caratteristica a snervamento dell'acciaio, $A_v = 32.02 \text{ cm}^2$ l'area di resistenza a taglio della coppia di centine.

Le verifiche risultano soddisfatte.

Verifica del rivestimento definitivo (calotta)

La verifica a pressoflessione è stata condotta con riferimento ad una sezione in calcestruzzo armato 95x100cm e armata con armatura simmetrica 5Φ20.

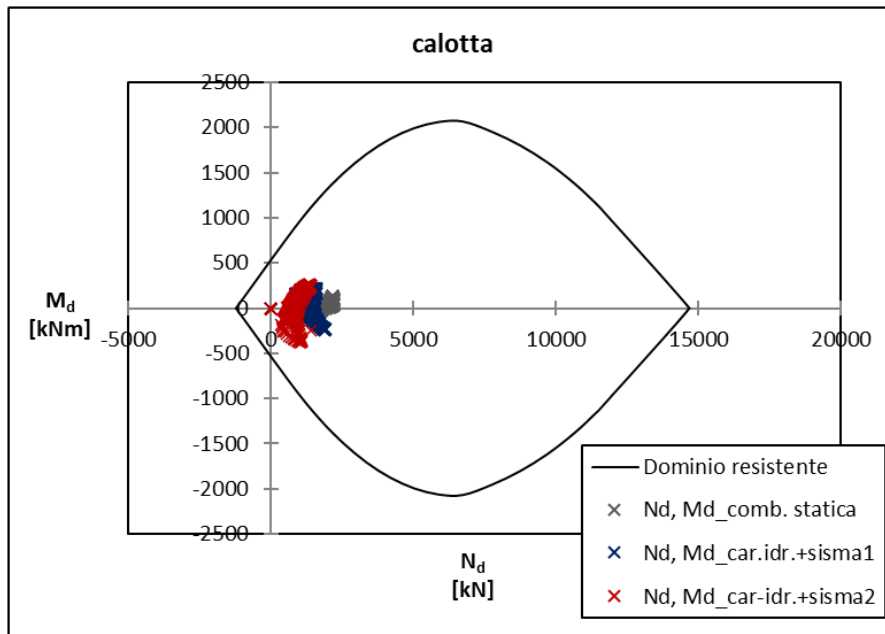


Figura 8.22: dominio M-N (calotta) – fase 6/7a/7b

La verifica a taglio è esplicitata di seguito rispetto alla sezione più sollecitata per elementi sprovvisti di armatura a taglio:

<i>Taglio agente</i>	$V_{Ed} =$	208.4		kN
Altezza della sezione	h =	950		mm
Copriferro della sezione	δ =	50		mm
Altezza utile della sezione	d =	900		mm
n° ferri zona compressa		5		
diametro ferri zona compressa		20		mm
n° ferri zona tesa		5		
diametro ferri zona tesa		20		mm
Armatura totale longitudinale	A_l	3140		mm²
	k	1.471		
Rapporto geom. di armatura longitudinale	ρ_l	0.003		< 0,02
Sforzo normale agente	N_{Ed}	514		kN
Tensione di compressione agente	σ_{cp}	0.5408182	Mpa	0,2 x f_{cd} 2.822 Mpa
Taglio resistente	V_{Rd}	393.9		kN

Le verifiche risultano soddisfatte.

PROGETTAZIONE ATI:

Verifica del rivestimento definitivo (arco rovescio)

La verifica a pressoflessione è stata condotta con riferimento ad una sezione in calcestruzzo armato 90x100cm e armata con armatura simmetrica 5Φ20.

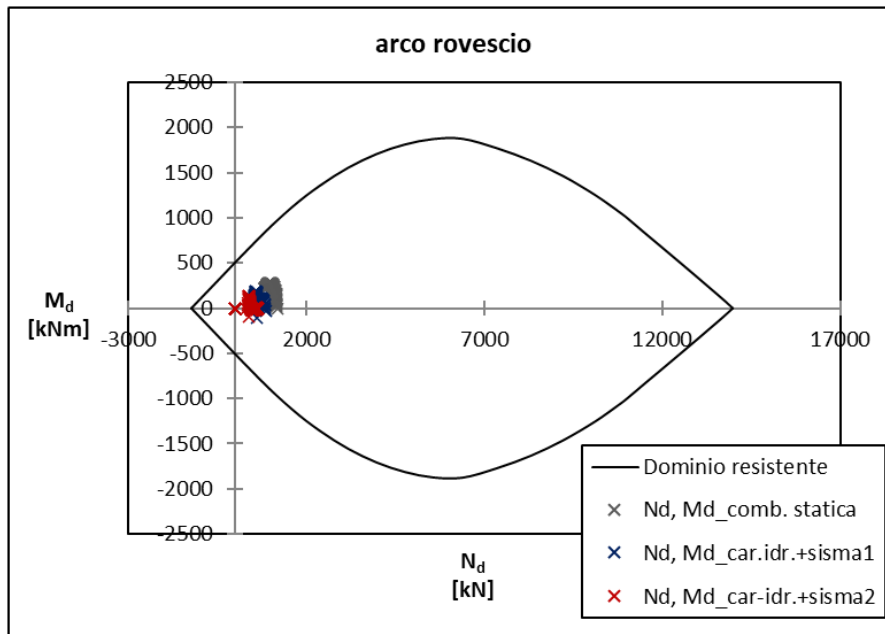


Figura 8.23: dominio M-N (arco rovescio) – fase 6/7a/7b

La verifica a taglio è esplicitata di seguito rispetto alla sezione più sollecitata per elementi sprovvisti di armatura a taglio:

<i>Taglio agente</i>	$V_{Ed} =$	490.3	kN	
Altezza della sezione	$h =$	900	mm	
Copriferro della sezione	$\delta =$	50	mm	
Altezza utile della sezione	$d =$	850	mm	
n° ferri zona compressa		5		
diametro ferri zona compressa		20	mm	
n° ferri zona tesa		5		
diametro ferri zona tesa		20	mm	
Armatura totale longitudinale	A_l	3140	mm²	
	k	1.485		
Rapporto geom. di armatura longitudinale	ρ_l	0.003		< 0,02
Sforzo normale agente	N_{Ed}	311	kN	
Tensione di compressione agente	σ_{cp}	0.3459007	Mpa	0,2 x f_{cd} 2.822 Mpa
Taglio resistente	V_{Rd}	355.5	kN	

Si necessita di armatura a taglio (spilli):

PROGETTAZIONE ATI:

<i>Taglio agente</i>	$V_{Ed} = 490.3 \text{ kN}$	
Altezza della sezione	$h = 900 \text{ mm}$	
Copriferro della sezione	$\delta = 50 \text{ mm}$	
Altezza utile della sezione	$d = 850 \text{ mm}$	
Diametro degli spilli	$d_w = 10 \text{ mm}$	
Numero di braccia	$n_w = 5.0$	
Area totale spilli	$A_{sw} = 392.50 \text{ mm}^2$	
Passo degli spilli	$s = 200 \text{ mm}$	passo in direzione long.
Inclinazione delle staffe	$\alpha = 90 \text{ deg}$	$1 \leq \cot(\theta) \leq 2.5$
Inclinazione delle bielle compresse	$\theta = 21.8 \text{ deg}$	$\cot(\theta) = 2.5 \quad 21.8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$
Larghezza sezione	$b_w = 1000 \text{ mm}$	
Coeff. maggiorativo per sezioni compresse	$\alpha_c = 1.2$	
Resistenza di calcolo a "taglio-trazione"	$V_{Rsd} = 1468.8 \text{ kN}$	$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$
Resistenza di calcolo a "taglio-compressione"	$V_{Rcd} = 2233.2 \text{ kN}$	$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$
Resistenza a taglio della sezione	$V_{Rd} = 1468.8 \text{ kN}$	$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd})$

Le verifiche risultano soddisfatte.

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;
- 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;
- 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 geostrukturali 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-geostrukturali dell'ammasso scavato.

PROGETTAZIONE ATI:

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

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

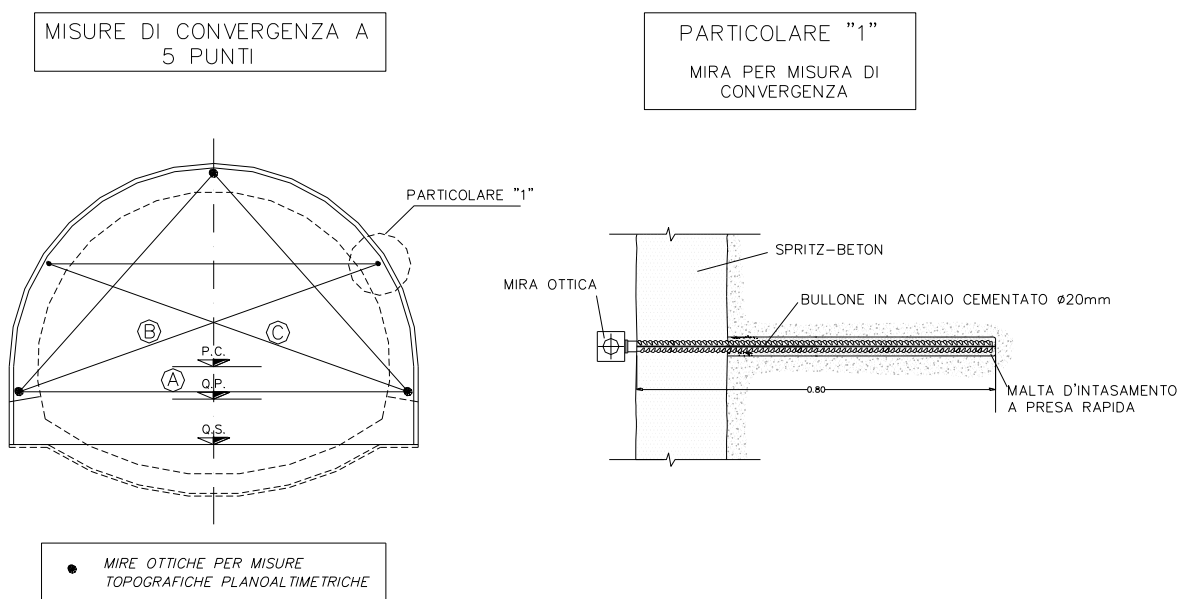


Figura 9.1: Misure di convergenza

PROGETTAZIONE ATI:

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 8.0 m per le sezioni di scavo tipo B0v e B2v;

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 ± 2 mm ± 2 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).

PROGETTAZIONE ATI:

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 80 m per le sezioni di scavo tipo B0v e B2v;

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

- n. 1 stazione ogni 160 m, per la sezione di scavo tipo B0v e B2v;

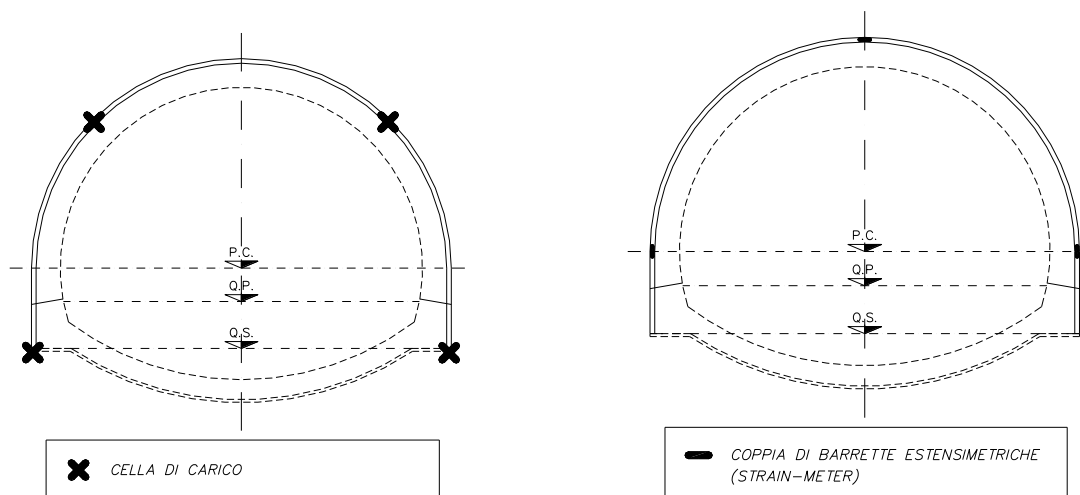


Figura 9.2: A sinistra, stazione con celle di carico sotto i piedi e fra le piastre di giunzione della centina; a destra stazione di misura dello stato tensionale nel rivestimento di prima fase

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.

PROGETTAZIONE ATI:

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

PROGETTAZIONE ATI:

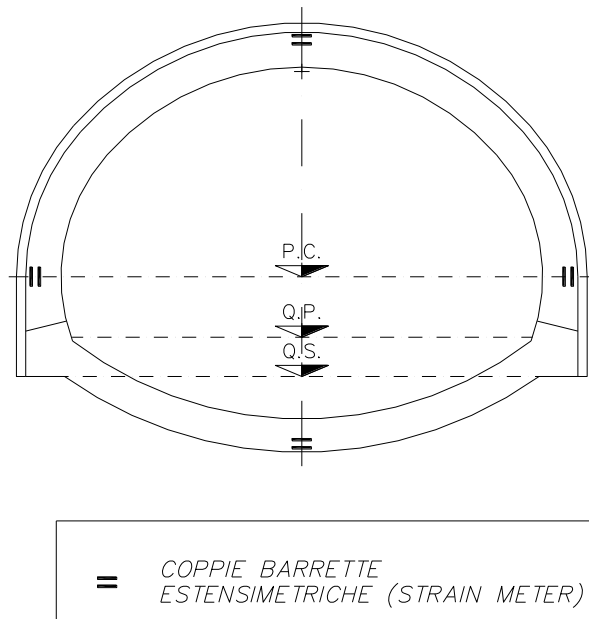


Figura 9.3: Stazione di misura dello stato tensionale nel rivestimento definitivo

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.
- 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.

PROGETTAZIONE ATI:

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 16 m per le sezioni tipo B0v e B2v.

Inoltre, andrà eseguito un rilevamento ad ogni fermo prolungato del fronte (superiore a 24 h).

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.

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 16 m per le sezioni di scavo tipo B0v e B2v.

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.

PROGETTAZIONE ATI:

INDICE

1.	<u>INTRODUZIONE</u>	3
2.	<u>DESCRIZIONE DELL'OPERA</u>	4
3.	<u>NORMATIVA DI RIFERIMENTO</u>	5
4.	<u>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI</u>	6
5.	<u>CONTESTO GEOTECNICO E GEOMECCANICO (FASE CONOSCITIVA)</u>	8
5.1.	ANALISI DEL TRACCIATO	8
5.2.	CARATTERIZZAZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE	8
5.2.1.	<i>Aspetti generali</i>	8
5.2.2.	<i>Unità AC e AC alt.</i>	9
5.2.3.	<i>Unità AC tett.</i>	13
5.3.	CONSIDERAZIONI IN MERITO AL REGIME DELLE ACQUE IN SOTTERRANEO	14
6.	<u>ANALISI DEL COMPORTAMENTO DEFORMATIVO ALLO SCAVO (FASE DI DIAGNOSI)</u> 15	
6.1.	IMPORTANZA DEL FRONTE DI SCAVO.....	15
6.1.1.	<i>Galleria a fronte stabile (caso A)</i>	15
6.1.2.	<i>Galleria a fronte stabile a breve termine (caso B)</i>	16
6.1.3.	<i>Galleria a fronte instabile (caso C)</i>	16
6.2.	DETERMINAZIONE DELLE CATEGORIE DI COMPORTAMENTO	16
6.2.1.	<i>Metodo dell'equilibrio limite</i>	16
6.3.	DEFINIZIONE DELLE TRATTE A COMPORTAMENTO TENSIO-DEFORMATIVO OMOGENEO	22
7.	<u>SEZIONI TIPO DI AVANZAMENTO E TIPOLOGIE DI INTERVENTO (FASE DI TERAPIA)</u> ..23	
7.1.	SEZIONI TIPO ADOTTATE E PERCENTUALI DI APPLICAZIONE LUNGO IL TRACCIATO	23
7.1.1.	<i>Sezioni tipo B0v-B2v</i>	24
7.2.	INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO AL FRONTE	27
7.2.1.	<i>Verifica della stabilità del fronte con l'ausilio di elementi in vetroresina</i>	27
7.3.	INTERVENTI DI PRESOSTEGNO	29
7.3.1.	<i>Verifiche degli infilaggi metallici</i>	29
8.	<u>ANALISI NUMERICA PER IL CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI NEL RIVESTIMENTO DI</u>	
	<u>PRIMA FASE E DEFINITIVO E VERIFICHE STRUTTURALI</u>	34
8.1.	PREMESSA	34
8.2.	CRITERI DI SCELTA DELLE SEZIONI DI CALCOLO	34
8.3.	AZIONE SISMICA.....	34

PROGETTAZIONE ATI:

8.3.1.	<i>Accelerazione massima al suolo</i>	35
8.3.2.	<i>Azioni dovute al sisma</i>	36
8.4.	CARICO IDRAULICO SUI RIVESTIMENTI	37
8.5.	VALUTAZIONE RILASCI TENSIONALI	37
8.5.1.	<i>Sezione B0v – tratta 2</i>	37
8.6.	ANALISI PIANE AGLI ELEMENTI FINITI	37
8.6.1.	<i>Criteri di modellazione</i>	37
8.6.2.	<i>Risultati verifiche strutturali</i>	38
9.	<u>MONITORAGGIO SULLA GALLERIA NATURALE</u>	55
9.1.	MISURE DI CONVERGENZA	56
9.1.1.	<i>Definizione</i>	56
9.1.2.	<i>Installazione</i>	57
9.1.3.	<i>Frequenza delle stazioni e dei rilevamenti</i>	57
9.1.4.	<i>Sistema di acquisizione</i>	57
9.1.5.	<i>Restituzione dati</i>	57
9.2.	MISURE DI TENSIONE CON CELLE DI CARICO E BARRETTE ESTENSIMETRICHE	58
9.2.1.	<i>Definizione</i>	58
9.2.2.	<i>Installazione</i>	58
9.2.3.	<i>Modalità di rilevamento</i>	59
9.2.4.	<i>Frequenza dei rilevamenti</i>	60
9.2.5.	<i>Restituzione dati</i>	61
9.3.	MISURE DI ESTRUSIONE DEL FRONTE	61
9.3.1.	<i>Misure topografiche</i>	61
9.3.2.	<i>Rilievo geologico – geostrutturale del fronte di scavo</i>	62

PROGETTAZIONE ATI:

1. INTRODUZIONE

La presente relazione di calcolo riporta le analisi e le verifiche relative alla galleria naturale GN01 "Torrino", nell'ambito del progetto definitivo "S.G.C. E78 Grosseto – Fano, Tratto Selci – Lama (E45), Adeguamento a quattro corsie del Tratto San Zeno – Arezzo – Palazzo del Pero, Completamento", identificato all'interno del Contratto di Programma ANAS-MIT con il codice FI508.

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 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. DESCRIZIONE DELL'OPERA

La tratta in naturale della galleria si sviluppa dalla pk5878 alla pk 6056, per una lunghezza pari a 178 m. La sezione tipo *corrente* è di seguito riportata.

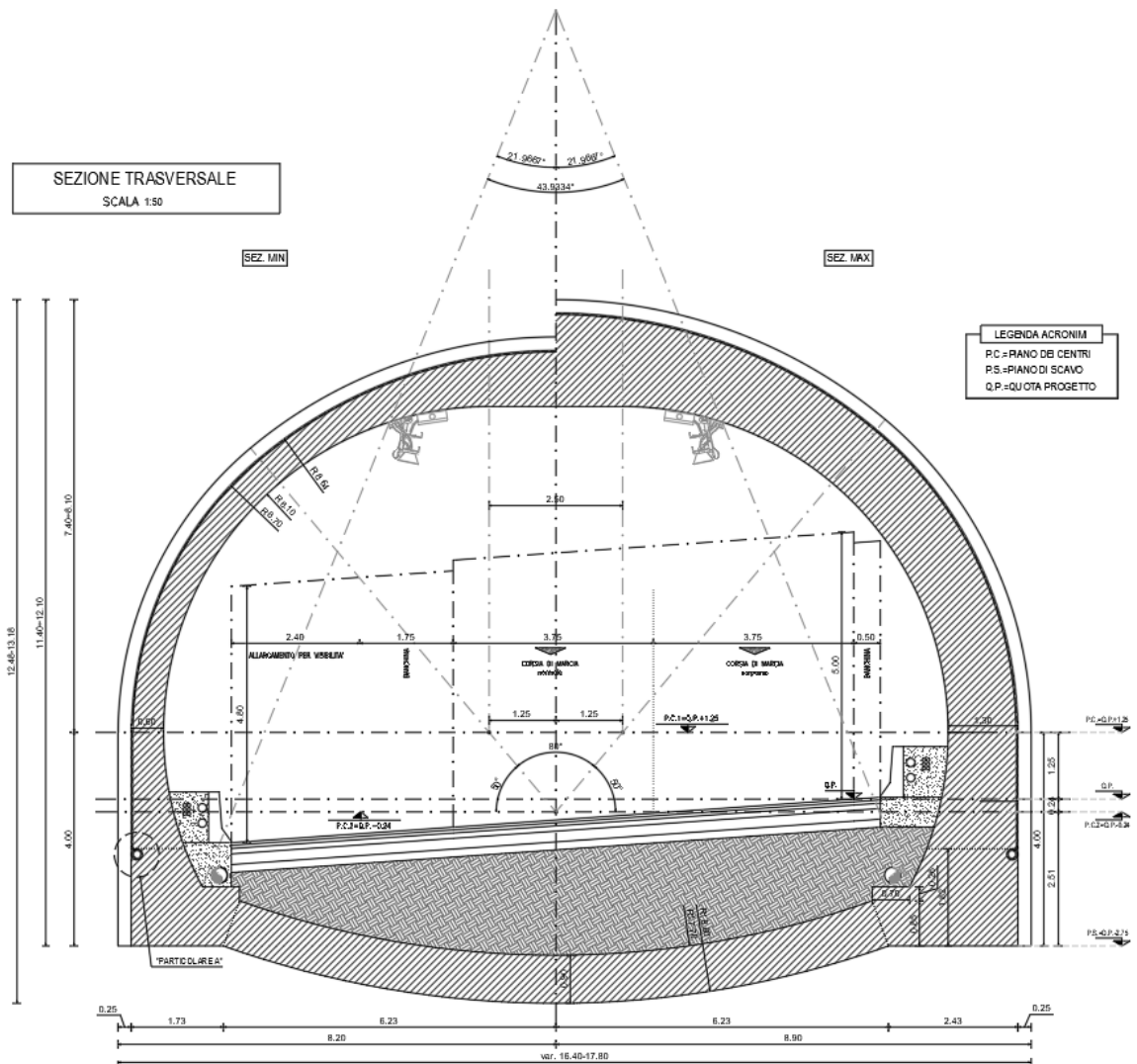


Figura 2.1: Sezione tipo corrente.

Tale sezione è applicata all'interno della galleria per l'intero sviluppo. La copertura massima è dell'ordine di circa 25 m.

PROGETTAZIONE ATI:

3. 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”.

PROGETTAZIONE ATI:

4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

CALCESTRUZZO MAGRO

- Classe di resistenza: C12/15

CALCESTRUZZO PER RIVESTIMENTO

- Classe di resistenza: C25/30
- Classe di esposizione: XC2
- Classe di consistenza: S4
- Diametro massimo degli inerti: 30mm

CLS PROIETTATO

- Classe: C25/30
- Resistenza cilindrica a 24h: 3.25 MPa
- Resistenza cilindrica a 28gg: 25 MPa
- Classe di consistenza: S4/S5
- Resistenza media su carote $h/\varnothing=1$ (a 48h): ≥ 15 MPa
- Contenuto minimo di cemento: 300kg/mc
- Diametro max inerti: 12.5mm
- Dosaggio di fibre: 30kg/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 $\varnothing \geq 0.5$ mm
- Resistenza a trazione ≥ 570 N/mm²
- Rapporto di aspetto l/\varnothing compreso tra 50 e 80

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

- Resistenza a trazione ≥ 550 N/mm²
- Rapporto di aspetto l/\varnothing compreso tra 50 e 80

MISCELE CEMENTIZIE PER CEMENTAZIONE INFILAGGI

- Classe di resistenza cls: C20/25
- Rapporto a/c: 0.6 - 0.7
- Additivo fluidificante e antiritiro

MISCELE CEMENTIZIE PER INIEZIONI DI CONSOLIDAMENTO FRONTE

- Classe di resistenza cls: C20/25
- Rapporto a/c: 0.6÷0.7
- Additivo fluidificante e antiritiro

ARMATURA

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

PROGETTAZIONE ATI:

PROFILATI E PIASTRE PER CENTINE

- ACCIAIO S275
- Tensione caratteristica di snervamento, fyk: 275MPa

ELEMENTI STRUTTURALI IN VETRORESINA

- Tubi VTR Tubo 60/40 spessore 10 mm
- Perforazione: $\geq \varnothing 90\text{mm}$
- contenuto di vetro $\geq 50\%$
- Resistenza a trazione fyk: 450MPa
- Resistenza a taglio τ : 485MPa
- Modulo elastico Ev: 20000MPa

DRENAGGI IN AVANZAMENTO

- Tubi in pvc $\varnothing 60\text{mm}$, 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: $\geq 15\text{MPa}$

TESSUTO NON TESSUTO

- Massa unitaria: 500g/mq
- Spessore: $\geq 3.0\text{ mm}$ a 2kPa, $\geq 1.9\text{ mm}$ a 200kPa
- Resistenza a punzonamento: $\geq 4.0\text{ kN}$
- Resistenza a trazione media: $\geq 20\text{ kN/m}$

TUBI IN PVC PER RACCOLTA ACQUE.

- $\varnothing 125\text{mm}$ sp. $> 3\text{mm}$

5. CONTESTO GEOTECNICO E GEOMECCANICO (FASE CONOSCITIVA)

5.1. ANALISI DEL TRACCIATO

La galleria naturale attraversa interamente l'Unità Geotecnica Arenaria (AC). Agli imbocchi tale unità si presenta nella sua facies alterata (AC alt). All'imbocco Ovest è presunta la presenza di una faglia sub-verticale. La copertura massima lungo il tracciato è pari a circa 25m. La porzione centrale della galleria, unitamente alla zona di faglia, potrebbe essere interessata da venute d'acqua in virtù del livello piezometrico rilevato.

5.2. CARATTERIZZAZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE

5.2.1. ASPETTI GENERALI

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 arenaceo e avendo valutato i parametri di resistenza della roccia intatta e dell'ammasso roccioso, si sono valutati i parametri di resistenza $c'-\phi'$ determinati attraverso la linearizzazione del criterio di rottura di Hoek-Brown.

$$\phi' = \sin^{-1} \left[\frac{6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}} \right]$$

$$c' = \frac{\sigma_{ci}[(1+2a)s + (1-a)m_b\sigma'_{3n}](s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a) \sqrt{1 + \frac{6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a)}}}$$

Dove:

GSI	Geological Strength Index
D	Fattore di disturbo
H	Altezza della copertura
m_i	Parametro di Hoek e Brown della roccia intatta
$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI-100}{28-14D}\right)$	Parametro di Hoek e Brown dell'ammasso roccioso
σ_{ci}	Resistenza a compressione della roccia intatta
$\sigma'_{cm} = \sigma_{ci} \frac{(m_b+4s-a(m_b-8s))\left(\frac{m_b+s}{4}\right)^{a-1}}{2(1+a)(2+a)}$	Resistenza globale dell'ammasso
$s = \exp\left(\frac{GSI-100}{9-3D}\right)$	Parametro legato all'assetto geostrutturale

PROGETTAZIONE ATI:

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} (e^{-GSI/15} - e^{-20/3})$$

$$\sigma'_{3n} = \frac{\sigma'_{3max}}{\sigma_{ci}}$$

$$\sigma'_{3max} = \sigma'_{cm} 0.47 \left(\frac{\sigma'_{cm}}{\gamma H} \right)^{-0.94}$$

Limite superiore tensione di confinamento

Per la definizione della resistenza a compressione uniaassiale σ_{ci} e del GSI sono stati utilizzati i risultati derivanti dalle stazioni geomeccaniche e dalle prove in situ e in laboratorio condotte.

Il modulo di rigidezza dell'ammasso roccioso è stato valutato con le prove simiche e con la seguente equazione (Hoek, Carranza-Torres & Corkum, 2002):

$$E_m = \left(1 - \frac{D}{2} \right) \sqrt{\frac{\sigma_c (MPa)}{100}} 10^{\frac{GSI-10}{40}}$$

Nei seguenti paragrafi si caratterizzano dal punto di vista geomeccanico le singole unità geotecniche attraversate dalla galleria, per poi suddividere il tracciato in tratte dal comportamento omogeneo e ricavare i corrispondenti parametri di resistenza e deformabilità. Infine, vengono riportate delle considerazioni in merito al regime delle acque in sotterraneo.

Si precisa, infine, che la caratterizzazione geomeccanica delle opere in sotterraneo, riportata nei paragrafi successivi, in linea di principio riprende le considerazioni di carattere generale riportate nella 'Relazione geotecnica', contestualizzandole in base alle coperture e alle tecniche di scavo adottate per lo scavo della galleria.

Sulla base delle formazioni geologiche e, in considerazione dell'interpretazione delle indagini e prove a disposizione, sono state definite le seguenti unità geotecniche interferenti con gli scavi della galleria:

- Unità Geotecnica Arenaria (AC)
- Unità Geotecnica Arenaria alterata (AC alt)
- Unità Geotecnica Arenaria tettonizzata (AC tett)

5.2.2. UNITÀ AC E AC ALT

L'unità geotecnica nella quale viene principalmente scavata l'opera è la "AC". Prevalentemente si riscontra la presenza di arenarie con intercalazioni argillitiche e siltitiche con buone proprietà meccaniche. Le caratteristiche meccaniche di tale classe diminuiscono però fortemente all'aumentare del grado di alterazione e della potenza degli strati argilloso-siltosi oltre che all'aumentare del grado di fratturazione (generalmente medio alto). Nella loro facies alterata ("AC alt") le Arenarie del Cervarola si presentano come alternanze di strati costituiti da limi e argille (ovvero argilliti e peliti fortemente alterate e disgregate) e terreni ghiaiosi dati da clasti di arenarie, peliti e argilliti fortemente fratturate immerse in matrici fini.

A causa della forte eterogeneità della formazione e della grande dispersione dei risultati delle prove di laboratorio e dei rilievi in situ, è apparso subito evidente come sia molto difficile distinguere tra resistenza a compressione e GSI della facies competente e di quella alterata. Per tale motivo, i dati

PROGETTAZIONE ATI:

raccolti saranno mostrati senza operare alcuna differenziazione, per poi rimandare a considerazioni conclusive la scelta dei parametri per ogni singola unità.

Per la definizione della resistenza a compressione uniassiale σ_{ci} e del GSI sono stati utilizzati i risultati derivanti da:

- stazioni geomeccaniche;
- prove a compressione uniassiale sui campioni ricavati dai sondaggi BS-05, BS-10 e BS-15;
- prove Point Load Test sui campioni ricavati dai sondaggi BS06, BS07, BS08, BS09, BS10, BS13, BS15, BS21.

Si riportano i risultati acquisiti sulle stazioni geomeccaniche analizzate:

Tabella 5.1: risultati stazioni geomeccaniche

<i>sigla stazione</i>	<i>formazione</i>	<i>GSI [-]</i>	<i>σ_c [MPa]</i>
SG1	Arenarie	49	36.8
SG2	Arenarie	54	35.2
SG3	Arenarie	45	29.0
SG4	Arenarie	38	48.4
SG5	Arenarie	46	29.0
SG6	Arenarie	45	32.2
SG7	Arenarie	48	32.9
SG8	Arenarie	51	-
SG9	Arenarie	43	32.9
SG10	Arenarie	45	25.2
SG11	Arenarie	47	32.9
SG12	Arenarie	45	30.6
SG13	Arenarie	44	36.8

Si riportano di seguito i risultati delle prove su campioni litoidi:

Tabella 5.2: risultati prove su campioni litoidi

<i>Sondaggio</i>	<i>Campioni</i>	<i>Profondità campioni</i>		<i>Descrizione speditiva</i>	<i>Prova di compressione uniassiale</i>		<i>Point Load Test</i>		
		<i>Z_{in}</i>	<i>Z_{fin}</i>		<i>σ_c</i>	<i>E</i>	<i>I_{s50}</i>	<i>k</i>	<i>σ_c</i>
		<i>(m)</i>	<i>(m)</i>		<i>(MPa)</i>	<i>(GPa)</i>	<i>(MPa)</i>	<i>(-)</i>	<i>(MPa)</i>
BS06	CL1	8.0	8.3	argillite			0.517	14	7
BS07	CL1	23.8	23.9	arenaria			1.794	14	25
BS09	CL1	18.5	18.8	arenaria	50.53	5.08			
BS10	CL1	2.0	2.4	arenaria	24.27	2.29			

PROGETTAZIONE ATI:

BS10bis	CL1	9.7	10.0	arenaria		0.469	14	7
BS13	CL1	8.8	9.0	arenaria		3.677	16	59
BS05	CL1	12.7	13.0	argillite	49.81	5.06		
BS06	CL2	12.5	12.8	argillite		0.506	14	7
BS08 bis	CL1	17.0	17.4	argillite		1.950	14	27
BS09bis	CL1	28.2	28.4	argillite		1.087	14	15
BS15	CL1	17.6	18	argillite	61.27	16.32		
BS15bis	CL1	12.8	13.0	arenaria		3.265	14	46
BS19	CL1	9.0	9.5	arenaria				
BS21	CL1	12.8	13	arenaria		3.911	16	63

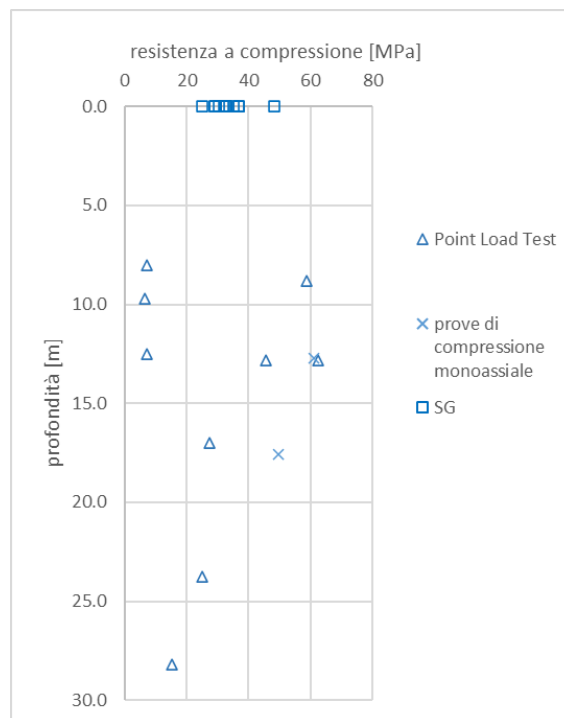


Figura 5.1: resistenza a compressione misurata

Come riportato in precedenza, facendo riferimento alla grande eterogeneità della formazione e alla forte dispersione dei risultati, cautelativamente si sceglie di assegnare i parametri minimi riscontrati alle unità geotecniche analizzate e differenziando attraverso il fattore di disturbo, quasi nullo per l'unità AC e molto alto per l'unità AC alt:

PROGETTAZIONE ATI:

Tabella 5.3: unità AC e AC alt, parametri di Hoek-Brown

Unità geotecnica	σ_c [MPa]	GSI [-]	m_i [-]	D [-]
AC	7	38	7	0.3
AC alt	7	38	7	0.7

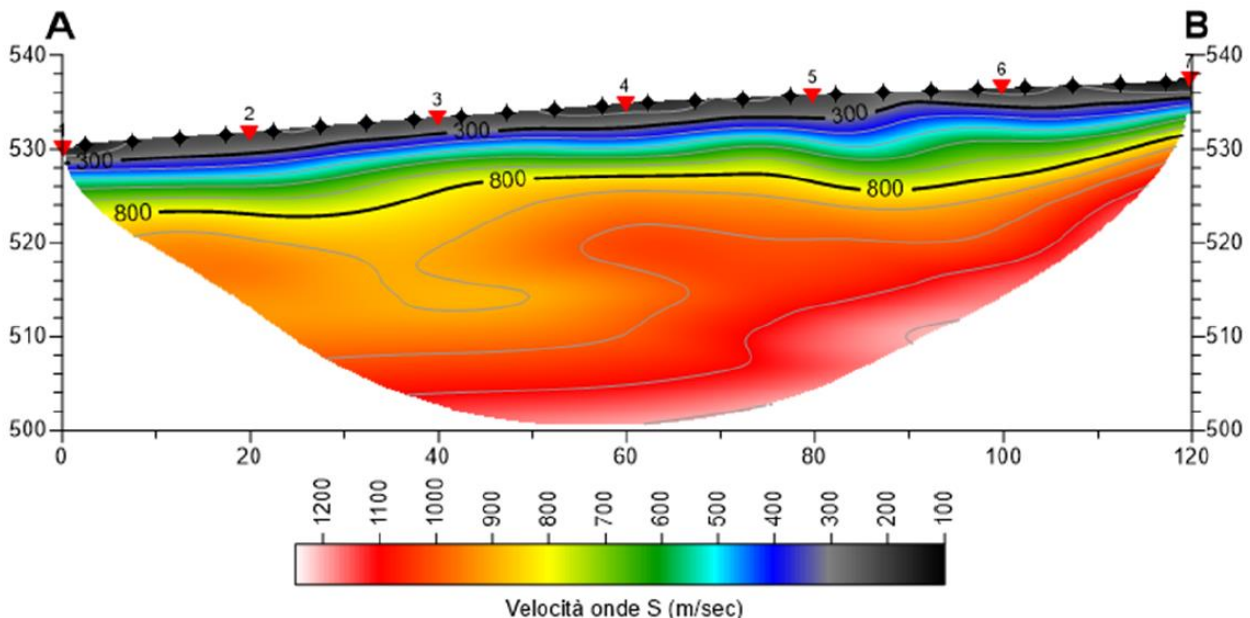
Al parametro m_i si affida il valore 7, ovvero il valore che in letteratura viene attribuito alle argilliti.

Per quanto riguarda il valore del peso specifico dell'unità di volume si adottano gli stessi valori riportati nella 'Relazione geotecnica'.

La stima del modulo elastico dell'unità AC avviene incrociando i risultati dell'involuppo di Hoek-Brown e i risultati della sismica 08 alle profondità di riferimento. Nello specifico, il modulo elastico che si ottiene con la formula riportata al §5.2.1, con i parametri di cui alla tabella precedente è pari a 1127 MPa.

Dalla sismica 08, riportata in basso, si evince che, alla profondità di 25m, la velocità delle onde Vs è circa pari a 1100 m/s, da cui deriva un modulo di elasticità tangenziale a piccole deformazioni $G_0 = 2783$ MPa.

MODELLO DI VELOCITA' AD ONDE S - BSISM08-S -



PROGETTAZIONE ATI:

Al fine di tarare i risultati della sismica con il modulo elastico ricavato con la linearizzazione del criterio di Hoek-Brown, si usa un fattore riduttivo pari a 6 per passare dal modulo elastico tangenziale a piccole deformazioni a quello operativo e, conseguentemente, al modulo elastico E' . Così facendo, si ottiene $E'=1160$ MPa.

Confermando lo stesso fattore riduttivo anche per l'unità AC alt, il cui modulo elastico ricavato con Hoek-Brown è pari a 862MPa, dall'indagine sismica si otterrebbe un modulo elastico a 10m pari a 658m. Tuttavia, considerata la forte alterazione e a vantaggio di sicurezza, si adotta un modulo elastico $E'=E_0/10=400$ MPa.

5.2.3. UNITÀ AC TETT

All'imbocco ovest della galleria naturale è presente un tratto in unità AC alt in presunta faglia. Non disponendo di dati oggettivi per poter caratterizzare tale unità, e facendo riferimento alle considerazioni cautelative effettuate per le unità AC e AC alt, si ritiene verosimile assegnare alla unità AC tett un GSI ridotto; dalle risultanze del rilievo geologico si può assumere un valore di GSI variabile tra 25 e 35. Per i calcoli relativi alla stabilità dello scavo del tratto in naturale si impiegherà cautelativamente il valore minimo di GSI.

Tabella 5.4: unità AC tett, parametri di Hoek-Brown GN

Unità geotecnica	σ_c [MPa]	GSI [-]	m_i [-]	D [-]
AC tett	7	25	7	0.7

Al parametro m_i si affida il valore 7, ovvero il valore che in bibliografia viene attribuito alle argilliti.

Per l'opera provvisoria di imbocco, non essendo al momento ben definite giacitura ed immersione della fascia tettonizzata, si è optato per un valore medio, pari a 30, mantenendo i valori di σ_c , m_i e D considerati per la GN e differenziando l'interpretazione dei parametri equivalenti (Mohr Coulomb) in due classi di profondità:

- 0÷15m da p.c. (profondità rappresentativa 10m): si ottengono i parametri $c = 20$ kPa, $\phi=33^\circ$
- >15m da p.c. (profondità rappresentativa 20m): si ottengono i parametri $c = 30$ kPa, $\phi=29^\circ$

In merito al modulo elastico, l'involuppo di Hoek-Brown con i parametri della tabella precedentemente riportata fornirebbe un valore di $E'=408$ MPa. Considerate le esigue coperture che caratterizzano l'imbocco Ovest della galleria, si ritiene verosimile adottare un modulo elastico compreso tra 40 e 200 MPa, crescente con la profondità.

Per quanto riguarda il valore del peso specifico dell'unità di volume si assume il medesimo valore dell'unità AC alt.

PROGETTAZIONE ATI:

5.3. CONSIDERAZIONI IN MERITO AL REGIME DELLE ACQUE IN SOTTERRANEO

Le misure piezometriche riportano una falda come indicato in profilo geotecnico e geomeccanico. È stato perciò inserito tale livello piezometrico nelle analisi FEM e nelle sezioni tipo sono stati inseriti drenaggi in avanzamento.

PROGETTAZIONE ATI:

6. 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 $H > 2.5D$
- Metodo dell'equilibrio limite per basse coperture $H < 2.5D$

6.1. 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.

6.1.1. GALLERIA 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.

6.1.2. GALLERIA 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.

6.1.3. GALLERIA 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.

6.2. 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, essendo la massima copertura della galleria pari a $25m < 2.5D$, le verifiche di stabilità sono state condotte utilizzando il metodo all'equilibrio limite di Tamez.

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.

6.2.1. METODO DELL'EQUILIBRIO LIMITE

6.2.1.1. Introduzione

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:

PROGETTAZIONE ATI:

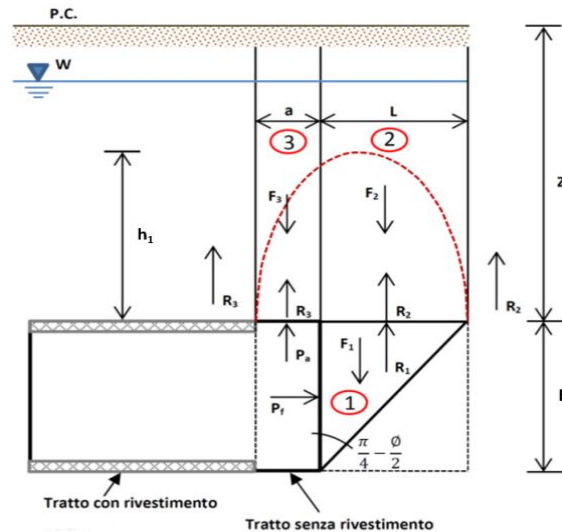


Figura 6.1: equilibrio limite secondo Tamez e Cornejo (1985)

Tale analisi corrisponde alla situazione che dovrebbe verificarsi in corrispondenza degli imbocchi e comunque in condizioni di basse coperture ($Z < 2D$).

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.

A = passo di avanzamento;

c = coesione;

ϕ = angolo di attrito

$h_1 = Z$ per gallerie con $Z/D < 2$.

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:

PROGETTAZIONE ATI:

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

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:

Tabella 6.1: valori di soglia per la determinazione della categoria di comportamento ADECO-RS – basse coperture

	<i>Comportamento del fronte di scavo</i>	<i>Categoria ADECO – RS</i>
<i>FS > 2.0</i>	Elastico	A
<i>1.2 < FS < 2.0</i>	Elasto – plastico	B
<i>FS < 1.2</i>	Incipiente rottura	C

PROGETTAZIONE ATI:

6.2.1.2. Tratte analizzate e risultati

Le analisi di stabilità del fronte vengono condotte in due sezioni considerate critiche: una posizionata alla massima copertura (H=25m) e l'altra posizionata alla copertura massima (H=8m) nella zona vicina all'imbocco Ovest e caratterizzata dalla presenza di materiale tettonizzato. Si riportano di seguito le stratigrafie ed i parametri utilizzati nella valutazione del comportamento del fronte, nonché le valutazioni finali sul comportamento ADECO. I risultati sono riportati nel dettaglio in seguito.

Tabella 6.2: stratigrafia e parametri utilizzati nell'analisi con H=25m

Unità geotecniche	Stratigrafia	H _{linearizzazione} [m]	c' [kPa]	φ' [°]
AC alt	0<z<25	12.5	37	32
AC	z>25	25	41	32

Tabella 6.3: stratigrafia e parametri utilizzati nell'analisi con H=8m

Unità geotecniche	Stratigrafia	H _{linearizzazione} [m]	c' [kPa]	φ' [°]
AC tett	0<z<8	4	10	36
AC tett	z>8	8	15	31

Tabella 6.4: valutazione del comportamento ADECO-RS – basse coperture

Analisi	FS	Categoria ADECO – RS
H=25m	1.336	B
H=8m	0.397	C

Il risultato dell'analisi a copertura H=25m indica un comportamento del fronte stabile a breve termine, mentre per H=8m in zona tettonizzata il comportamento è di tipo instabile. Nel primo caso, data la natura litoide della formazione competente e l'estrema cautela adoperata nella scelta dei parametri di calcolo, non si ritengono necessari interventi di stabilizzazione al fronte. Viceversa, in zona tettonizzata tali interventi si rendono necessari e saranno analizzati al § 7.2.

VERIFICA DI STABILITA' DEL FRONTE DI SCAVO - Tamez, Cornejo					
STRATIGRAFIA					
N° strati SOPRA la calotta			1	(max) 6	
N° strati SOTTO la calotta			1	(max) 6	
DM	-				
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	25	19.5	37	32	
			0	0	
			0	0	
			0	0	
			0	0	
			0	0	
Altezza P.C.-AR [m]				36	
w profondità falda da piano campagna [m]			18		
Strati SOTTO la calotta					
Strato n°	Spessore [m]	γ [KN/m ³]	C_d [KPa]	ϕ_d [°]	
1	11	23	87	32	
			0	0	
			0	0	
			0	0	
			0	0	
			0	0	
Altezza galleria [m]				11	
γ_w peso acqua [KN/m ³]			10		
PARAMETRI GEOMETRICI					
Area della sezione di scavo [m ²]			171		
b larghezza del tunnel [m]			16.5		
h altezza del tunnel [m]			11		
z profondità calotta [m]			25		
a avanzamento senza sostegno [m]			1		
Deq diametro equivalente [m]			14.76		
Bassa copertura => Z < 3D					
h1 altezza del prisma al di sopra della calotta [m]			25		
l parametro geometrico paraboloide [m]			6.10		
B parametro geometrico paraboloide [m]			28.69		
z-w parametro geometrico [m]			7.00		
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]			23.00		
ϕ_1 angolo medio fronte (cuneo 1) [°]			32.00		
c_1 coesione media fronte (cuneo 1) [KPa]			87.00		
K_0_1 spinta a riposo fronte (cuneo 1)			0.70		
K_A_1 coefficiente 0,5<K _A <1 (cuneo 1)			0.46		
γ_m peso medio (globale) [KN/m ³]			20.57		
ϕ_m angolo medio (globale) [°]			32.00		
c_m coesione media (globale) [KPa]			52.28		
K_0_m spinta a riposo (globale)			0.70		
K_A_m coefficiente 0,5<K _A <1 (globale)			0.46		
γ_{2-3} peso medio (cunei 2-3) [KN/m ³]			19.50		
ϕ_{2-3} angolo medio (cunei 2-3) [°]			32.00		
c_{2-3} coesione media (cunei 2-3) [KPa]			37.00		
K_0_{2-3} spinta a riposo media (cunei 2-3)			0.70		
K_A_{2-3} coefficiente 0,5<K _A <1 (cuneo 2-3)			0.46		
γ_{dw-2-3} peso medio (sotto falda) [KN/m ³]			19.50		
γ_{uw-2-3} peso medio (sopra falda) [KN/m ³]			19.50		
$\gamma_{(z-w)-h1}$ peso medio (tra z-w e h1) [KN/m ³]			10.00		
U press. acqua (sul fondo galleria) [KPa]			180		
CALCOLO DELLE RESISTENZE AL TAGLIO E FATTORE DI SICUREZZA					
FRONTE STABILE A BREVE TERMINE		Materiale stratificato			
τ_{m2} (resistenza taglio concio 2) [KPa]		165.03			
τ_{m3} (resistenza taglio concio 3) [KPa]		37.00			
FS (mezzo con coesione e angolo di attrito)		1.336			
FS ₃ (mezzo con coesione e angolo di attrito)		3.412			
FSF		1.336			
P _E (pressione di stabilizzazione) [KPa]		0			

Figura 6.2: valutazione della stabilità del fronte, H=25m

VERIFICA DI STABILITA' DEL FRONTE DI SCAVO - Tamez, Cornejo										
STRATIGRAFIA										
N° strati SOPRA la calotta					1	(max) 6				
N° strati SOTTO la calotta					1	(max) 6				
DM	-									
γ_c	1.25									
γ_ϕ	1.25									
Strati SOPRA la calotta					Strati SOTTO la calotta					
Strato n°	Spessore m	γ KN/m ³	C _d KPa	ϕ_d °	Strato n°	Spessore m	γ KN/m ³	C _d KPa	ϕ_d °	
1	8	19.5	10	36	1	11	19.5	15	31	
			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]					19					
w profondità falda da piano campagna [m]					10					
Altezza galleria [m]					11					
γ_w peso acqua [KN/m ³]					10					
PARAMETRI GEOMETRICI										
Area della sezione di scavo [m ²]					171					
b larghezza del tunnel [m]					16.5					
h altezza del tunnel [m]					11					
z profondità calotta [m]					8					
a avanzamento senza sostegno [m]					1					
Deq diametro equivalente [m]					14.76					
Bassa copertura => Z < 3D										
h1 altezza del prisma al di sopra della calotta [m]					8					
l parametro geometrico paraboloide [m]					6.22					
B parametro geometrico paraboloide [m]					28.95					
z-w parametro geometrico [m]					-2.00					
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]					19.50					
ϕ_1 angolo medio fronte (cuneo 1) [°]					31.00					
c ₁ coesione media fronte (cuneo 1) [KPa]					15.00					
K _{0 1} spinta a riposo fronte (cuneo 1)					0.50					
K _{A 1} coefficiente 0,5<K _A <1 (cuneo 1)					0.33					
γ_m peso medio (globale) [KN/m ³]					19.50					
ϕ_m angolo medio (globale) [°]					33.11					
c _m coesione media (globale) [KPa]					12.89					
K _{0 m} spinta a riposo (globale)					0.50					
K _{A m} coefficiente 0,5<K _A <1 (globale)					0.33					
γ_{2-3} peso medio (cunei 2-3) [KN/m ³]					19.50					
ϕ_{2-3} angolo medio (cunei 2-3) [°]					36.00					
c ₂₋₃ coesione media (cunei 2-3) [KPa]					10.00					
K _{0 2-3} spinta a riposo media (cunei 2-3)					0.50					
K _{A 2-3} coefficiente 0,5<K _A <1 (cuneo 2-3)					0.33					
$\gamma_{dw 2-3}$ peso medio (sotto falda) [KN/m ³]					9.50					
$\gamma_{uw 2-3}$ peso medio (sopra falda) [KN/m ³]					19.50					
$\gamma_{(z-w)-h1}$ peso medio (tra z-w e h1) [KN/m ³]					10.00					
U press. acqua (sul fondo galleria) [KPa]					90					
CALCOLO DELLE RESISTENZE AL TAGLIO E FATTORE DI SICUREZZA										
FRONTE INSTABILE					Materiale stratificato					
τ_{m2} (resistenza taglio concio 2) [KPa]					19.13					
τ_{m3} (resistenza taglio concio 3) [KPa]					10.00					
FS (mezzo con coesione e angolo di attrito)					0.397					
FS ₃ (mezzo con coesione e angolo di attrito)					1.088					
FSF					0.397					
P _E (pressione di stabilizzazione) [KPa]					0					

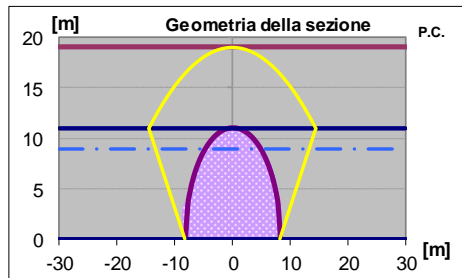


Figura 6.3: valutazione della stabilità del fronte, H=8m

6.3. DEFINIZIONE DELLE TRATTE A COMPORTAMENTO TENSIO-DEFORMATIVO OMOGENEO

Sulla base della caratterizzazione di cui al § 5.2 e dei risultati delle analisi descritte al §6.2, il tracciato è stato suddiviso in tratte a comportamento tensio-deformativo omogeneo, che si riportano di seguito sinteticamente in forma tabellare.

Tabella 6.5: tratte omogenee e parametri di resistenza e deformabilità

Tratte	Unità geotecnica	pk inizio	pk fine	L [m]	H _{min} [m]	H _{max} [m]	Comportamento ADECO-RS
1	AC tett	5+877.00	5+889.16	12.16	3	8	C
2	AC	5+889.16	6+047.00	157.84	7	25	A/B

Tratte	γ	σ_c	GSI	m_i	D	k_0	Parametri linearizzati				E'
	[kN/m ³]	[MPa]	[-]	[-]	[-]	[-]	C' _{min} [kPa]	C' _{max} [kPa]	φ' _{min} [°]	φ' _{max} [°]	
1	19.5	7	25	7	1	0.5	8	15	31	38	40-200
2	23	7	38	7	0.3	0.7	41	87	32	43	1160

Tali parametri saranno impiegati nelle analisi preliminari volte alla valutazione del comportamento del fronte e del cavo e nelle analisi numeriche per la stima delle sollecitazioni sui rivestimenti.

Le previsioni di comportamento lungo il tracciato della galleria sono illustrate in forma sintetica al “profilo geomeccanico”.

7. SEZIONI TIPO DI AVANZAMENTO E TIPOLOGIE DI INTERVENTO (FASE DI TERAPIA)

7.1. SEZIONI TIPO ADOTTATE E PERCENTUALI DI APPLICAZIONE LUNGO IL TRACCIATO

In merito alle modalità di avanzamento delle gallerie è prevista l'adozione dello scavo a piena sezione, dove l'entità degli sfondi è 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) attraverso l'installazione del priverestimento a ridosso del fronte. Il rivestimento definitivo di calotta e di arco rovescio sarà gettato ad una distanza funzione dello stato deformativo del priverestimento e della pressione esercitata dall'ammasso circostante.

Quali azioni di "pre-sostegno" in avanzamento al fronte si è previsto l'impiego di elementi strutturali mediante l'applicazione di infilaggi metallici nelle zone con ammassi scadenti per evitare fenomeni di instabilità. Questo assolve alla funzione di "scaricare" il nucleo di scavo riducendo, in combinazione con il trattamento del fronte (laddove previsti), 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.

Dovranno inoltre essere previsti drenaggi in avanzamento nelle tratte ove è presente il rischio di venute d'acqua. I rivestimenti sono previsti in calcestruzzo non armato o armato, a seconda delle condizioni geomeccaniche riscontrate. 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.

Vista la lunghezza contenuta della galleria oggetto di studio e il presunto stato di medio/elevata fratturazione degli ammassi attraversati, sono state pensate 2 sezioni tipo, entrambe troncoconiche e dotate di infilaggi metallici. Per contrastare le venute d'acqua eventuali, sono stati previsti drenaggi al contorno di scavo. La distribuzione di queste sezioni lungo il tracciato ed in particolare all'interno della singola tratta segue le indicazioni dedotte dall'analisi del comportamento allo scavo (si veda §6).

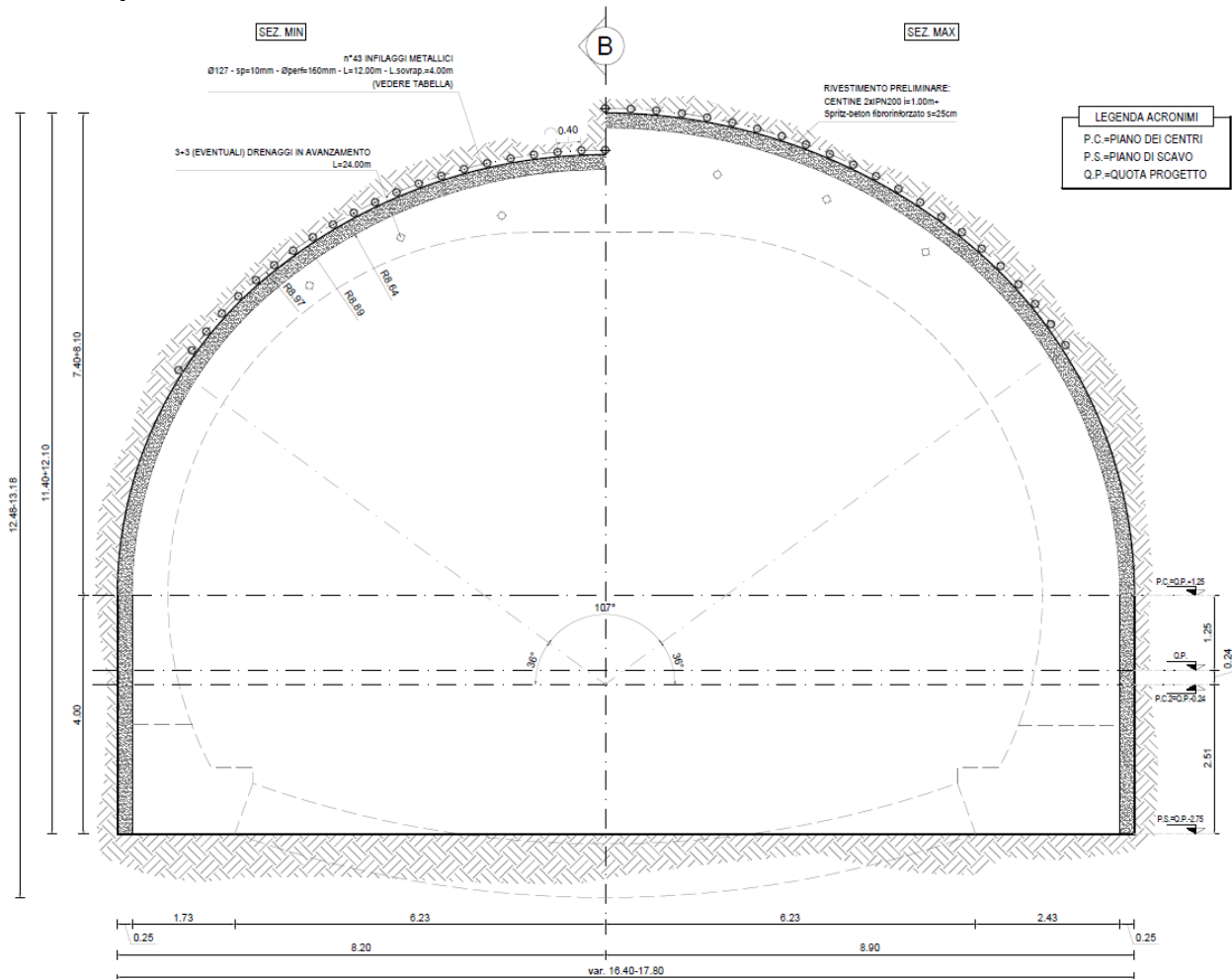
PROGETTAZIONE ATI:

7.1.1. SEZIONI TIPO B0v-B2v

Sezione tipo		B0v	B2v
		Tronco-conica	Tronco-conica
Pre sostegno	Bullonatura radiale	-	-
	Infilaggi metallici	n° 43 perforo ϕ 160mm tubo ϕ 127/10mm L=12.0m Sovr.=4.0m	n° 43 perforo ϕ 160mm tubo ϕ 127/10mm L=12.0m Sovr.=4.0m
	VTR al fronte	-	n° 100 VTR cementati L=16.0m Sovr.=8.0m
	VTR al contorno	-	-
Rivestimento di I fase	Centine	2IPN200/1.0m	2IPN200/1.0m
	Spritz beton	20cm (fibrorinforzato) + 5cm (non fibrorinforzato)	20cm (fibrorinforzato) + 5cm (non fibrorinforzato)
	Impermeabilizzazione con telo in PVC e TNT	✓	✓
Rivestimento di II fase	Arco rovescio [m]	0.90	0.90
	Calotta [m]	1.05 – 1.75	1.05 – 1.75
	Piedritti [m]	0.60 – 1.30	0.60 – 1.30
	Armatura	SI	SI
Distanze di getto	Calotta – Fronte	NON VINCOLATA	NON VINCOLATA
	Muretta – Fronte	NON VINCOLATA	NON VINCOLATA

PROGETTAZIONE ATI:

Sezione tipo B0v

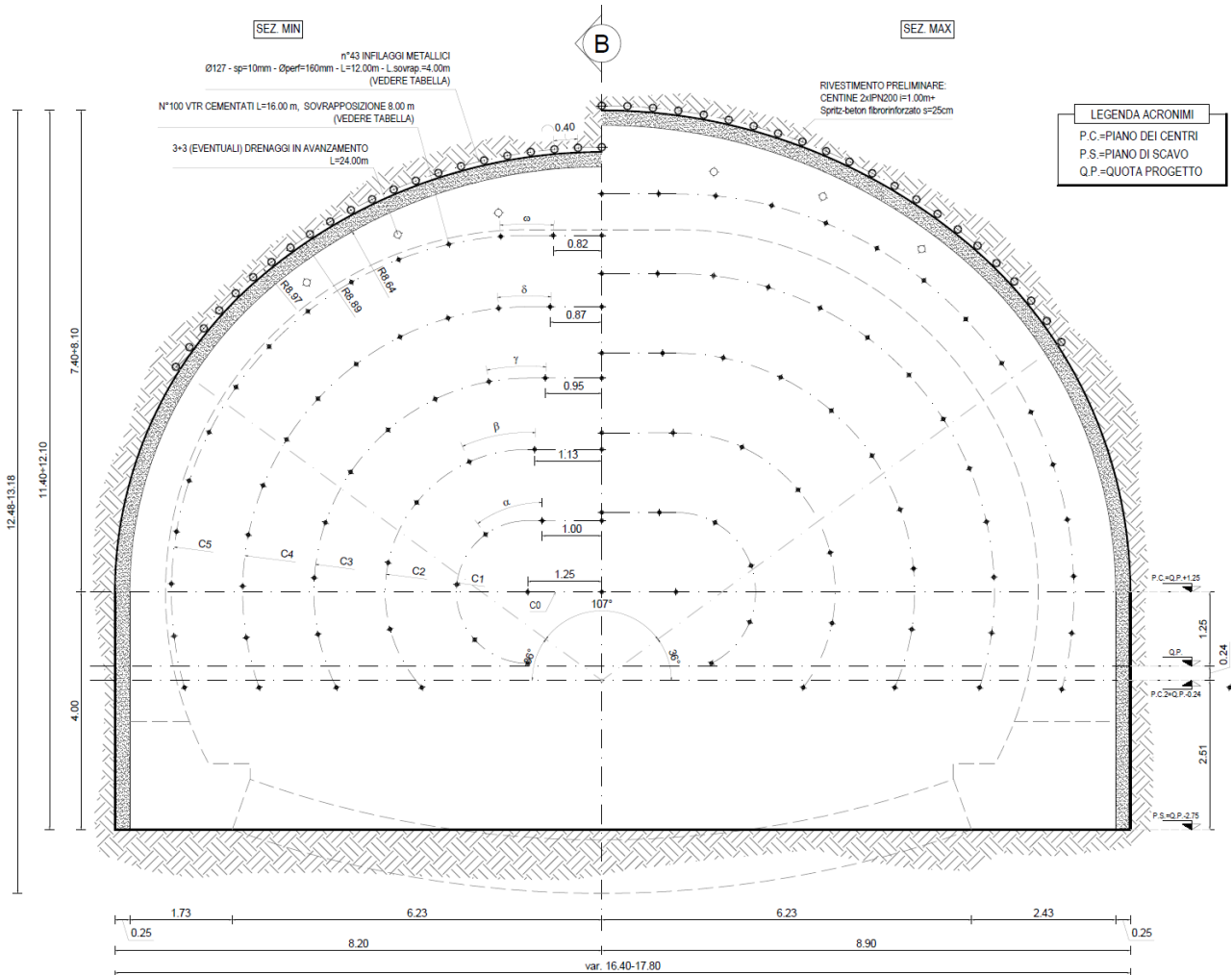


Si prevedono le seguenti fasi operative:

1. esecuzione sul fronte di avanzamento di uno strato di spritz beton di spessore 10 cm (fine campo);
2. presostegno al contorno del cavo mediante tubi metallici iniettati;
3. scavo: esecuzione scavo a piena sezione per singoli sfondi di lunghezza massima 1.0 m, sagomando il fronte a forma concava;
4. esecuzione di uno strato di spritz beton di spessore 5 cm al fronte;
5. rivestimento di prima fase: posa in opera di centine metalliche e spritz beton spessore 20+5cm;
6. posa impermeabilizzazione e sistema di drenaggio;
7. getto di murette ed arco rovescio eseguito ad una distanza dal fronte non vincolata;
8. getto del rivestimento definitivo ad una distanza non vincolata.

PROGETTAZIONE ATI:

Sezione tipo B2v



Si prevedono le seguenti fasi operative:

1. esecuzione sul fronte di avanzamento di uno strato di spritz beton di spessore 10 cm (fine campo);
2. preconsolidamento al fronte mediante tubi in VTR cementati in foro;
3. presostegno al contorno del cavo mediante tubi metallici iniettati;
4. scavo: esecuzione scavo a piena sezione per singoli sfondi di lunghezza massima 1.0 m, sagomando il fronte a forma concava;
5. esecuzione di uno strato di spritz beton di spessore 5 cm al fronte;
6. rivestimento di prima fase: posa in opera di centine metalliche e spritz beton spessore 20+5cm;
7. posa impermeabilizzazione e sistema di drenaggio;
8. getto di murette ed arco rovescio eseguito ad una distanza dal fronte non vincolata;
9. getto del rivestimento definitivo ad una distanza non vincolata.

PROGETTAZIONE ATI:

7.2. INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO AL FRONTE

7.2.1. VERIFICA DELLA STABILITÀ DEL FRONTE CON L'AUSILIO DI ELEMENTI IN VETRORESINA

Con riferimento ai risultati riportati al §6.2.1.2, l'analisi condotta per H=8m nella tratta con materiale tettonizzato denuncia la necessità di ricorrere ad interventi di consolidamento del fronte per determinate condizioni geomeccaniche. Si verifica, pertanto, la stabilità del fronte nelle medesime condizioni dell'analisi ad H=8m con la messa in opera di 100 elementi in vetroresina al fronte, esercitanti una pressione di $p_e=146\text{kPa}$. La verifica viene condotta secondo l'approccio normativo 1 Combinazione 2: A2+M2+R2. I risultati sono riportati in Figura 7.3.

Si evidenzia come gli interventi al fronte, secondo il modello di Tamez e Cornejo, garantiscano la stabilità dei volumi 1 e 2, ma non hanno impatto su quella del volume 3 (si faccia riferimento alla Figura 6.1), unicamente dipendente dalla coesione media dell'unità di copertura e dall'entità della copertura stessa. Tuttavia, si sottolinea che tale stabilità è garantita dagli interventi di pre-sostegno, che verranno analizzati al paragrafo successivo.

PROGETTAZIONE ATI:

VERIFICA DI STABILITA' DEL FRONTE DI SCAVO - Tamez, Cornejo									
STRATIGRAFIA									
N° strati SOPRA la calotta			1	(max 6)	N° strati SOTTO la calotta	1	(max 6)		
DM	2018								
γ_c	1.25								
γ_ϕ	1.25								
Strati SOPRA la calotta				Strati SOTTO la calotta					
Strato	Spessore	γ	C_d	ϕ_d	Strato	Spessore	γ	C_d	ϕ_d
n°	m	KN/m ³	KPa	°	n°	m	KN/m ³	KPa	°
1	8	19.5	8	30.1666113	1	11	19.5	12	25.67305822
	0	0	0	0		0	0	0	0
	0	0	0	0		0	0	0	0
	0	0	0	0		0	0	0	0
	0	0	0	0		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]				19	Altezza galleria [m]				11
w profondità falda da piano campagna [m]				10	γ_w peso acqua [KN/m ³]				10
PARAMETRI GEOMETRICI									
Area della sezione di scavo [m ²]				171	h1 altezza del prisma al di sopra della calotta [m]				8
b larghezza del tunnel [m]				16.5	l parametro geometrico paraboloide [m]				6.92
h altezza del tunnel [m]				11	B parametro geometrico paraboloide [m]				30.33
z profondità calotta [m]				8	z-w parametro geometrico [m]				-2.00
a avanzamento senza sostegno [m]				1	z-w-h1 parametro geometrico [m]				0.00
Deq diametro equivalente [m]				14.76	z-h1 parametro geometrico [m]				0.00
Bassa copertura => Z < 3D									
PARAMETRI DEL MATERIALE									
γ_1 peso medio fronte (cuneo 1) [KN/m ³]				19.50	γ_{2-3} peso medio (cunei 2-3) [KN/m ³]				19.50
ϕ_1 angolo medio fronte (cuneo 1) [°]				25.67	ϕ_{2-3} angolo medio (cunei 2-3) [°]				30.17
c ₁ coesione media fronte (cuneo 1) [KPa]				12.00	c ₂₋₃ coesione media (cunei 2-3) [KPa]				8.00
K _{0 1} spinta a riposo fronte (cuneo 1)				0.70	K _{0 2-3} spinta a riposo media (cunei 2-3)				0.70
K _{A 1} coefficiente 0,5<K _A <1 (cuneo 1)				0.49	K _{A 2-3} coefficiente 0,5<K _A <1 (cuneo 2-3)				0.49
γ_m peso medio (globale) [KN/m ³]				19.50	$\gamma_{dw 2-3}$ peso medio (sotto falda) [KN/m ³]				9.50
ϕ_m angolo medio (globale) [°]				27.57	$\gamma_{uw 2-3}$ peso medio (sopra falda) [KN/m ³]				19.50
c _m coesione media (globale) [KPa]				10.32	$\gamma_{(z-w)-h1}$ peso medio (tra z-w e h1) [KN/m ³]				10.00
K _{0 m} spinta a riposo (globale)				0.70	U press. acqua (sul fondo galleria) [KPa]				90
K _{A m} coefficiente 0,5<K _A <1 (globale)				0.49					
CALCOLO DELLE RESISTENZE AL TAGLIO E FATTORE DI SICUREZZA									
FRONTE INSTABILE		Materiale stratificato							
τ_{m2} (resistenza taglio concio 2) [KPa]		10.15							
τ_{m3} (resistenza taglio concio 3) [KPa]		8.00							
FS (mezzo con coesione e angolo di attrito)		3.84							
FS ₃ (mezzo con coesione e angolo di attrito)		0.87							
FSF		0.87							
P _E (pressione di stabilizzazione) [KPa]		146							

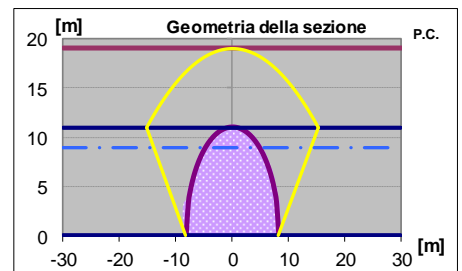


Figura 7.3: analisi di stabilità del fronte, H=8m

7.3. INTERVENTI DI PRESOSTEGNO

7.3.1. 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.

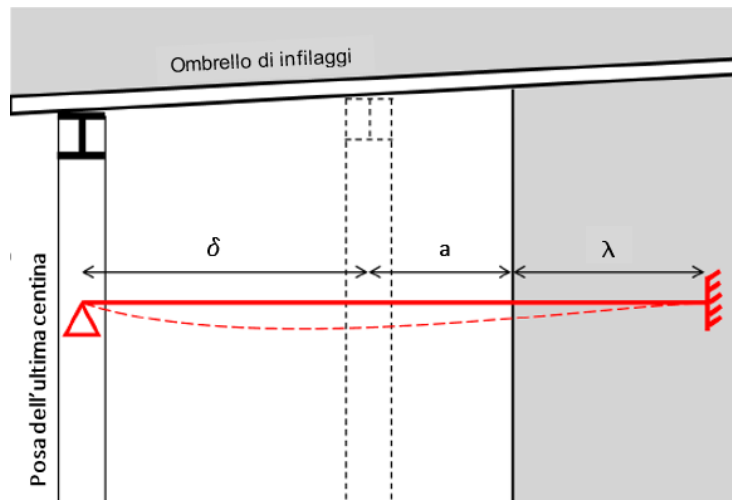


Figura 7.4: schema di calcolo infilaggi metallici

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 (d), 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:

- $\delta = 1 [m]$
- $a = 0.25 [m]$
- $\lambda = 0.6 [m]$

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:

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

PROGETTAZIONE ATI:

- H_0 è la profondità della galleria in calotta,
- $H_2 = H_0 - 5B_1$ (se negativo si pone $H_2 = 0$),
- 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:

$$M_{Rd p} > M_d$$

La verifica strutturale degli infilaggi metallici è stata condotta secondo l'approccio 1 – Combinazione 1 (A1+M1+R1). Le due sezioni di calcolo analizzate (compresi i rispettivi parametri delle unità al di sopra della calotta) sono le stesse riportate al §6.2.1.2, ciascuna rappresentativa per la tratta di competenza.

Tabella 7.1: stratigrafia e parametri utilizzati nell'analisi con H=25m

Unità geotecniche	Stratigrafia	$H_{linearizzazione}$ [m]	c' [kPa]	φ' [°]
AC alt	0<z<25	12.5	37	32

PROGETTAZIONE ATI:

Tabella 7.2: stratigrafia e parametri utilizzati nell'analisi con H=8m

<i>Unità geotecniche</i>	<i>Stratigrafia</i>	<i>H_{linearizzazione} [m]</i>	<i>c' [kPa]</i>	<i>φ' [°]</i>
AC tett	0<z<8	4	10	36

Di seguito si riportano i calcoli effettuati.

PROGETTAZIONE ATI:

Sezione B2_v (Cop. 8m)

Geometria	δ [m]	1.0	Distanza tra le centine
	a [m]	0.25	Distanza ultima centina-fronte
	λ [m]	0.6	Lungh. immorsamento infilaggio
	$L = \delta + a + \lambda$ [m]	1.85	Luce di calcolo
	i [m]	0.40	Interasse fra i tubi
	R _{gall} [m]	7.40	Raggio eq. galleria
	b [m]	17.0	Larghezza galleria
	h [m]	11.0	Altezza galleria
	z [m]	8.0	Copertura
Elemento	Sezione	c	Scrivere il tipo di sezione ("c" per circol
	Dest [mm]	127	Diametro esterno tubo metallico
	s [mm]	10	Spessore tubolare
Strutturale	We [m3]	9.98E-05	Modulo di resistenza elastica tubo
	Wp [m3]	1.37E-04	Modulo di resistenza plastica tubo
	f _{yk} [MPa]	355	Tensione snervam. acciaio (val. caratt.)
Terreno	γ_{sat} [kN/m3]	19.5	Peso saturo unità di vol. terreno
	γ_w [kN/m3]	10	Peso unita di vol. acqua
	γ' [kN/m3]	9.5	Peso immerso unità di vol. terreno
	σ_v [kPa]	156	Tensione tot. litostatica
	z _w [m]	10	Profondità falda
	u [kPa]	0	Pressione neutra
	σ'_v [kPa]	156	Tensione efficace
	ϕ [°]	36	Angolo di resistenza a taglio
	c' [kPa]	10	Coesione
Terzagli	ϕ [rad]	0.63	
Raccomandazioni AFTES	$45 - \phi' / 2$	0.47	
	B ₁	14.10	
	H ₂	-62.52	
	H ₂	0.00	
	$e^{-(H_0/B_1 \tan \phi)}$	0.6622693	
	P _v [kPa]	108.42	Pressione verticale in calotta
ξ	0.75	Aliquota del carico agente sugli element	
$q = \xi \cdot i \cdot P_v$ [kPa]	32.53	Carico agente sul tubo metallico	
Sollecitazioni	M _k [kNm]	9.28	Sollecitazione caratteristica
	γ_s	1.3	Coeff. ampl. Azioni o Sollecitazioni
	M _d [kNm]	12.06	Sollecitazione di progetto
Resistenza	γ_R	1.05	Coeff. di sicurezza resistente
Resistenza	MR _{d_ elastico} [kNm]	33.74	Momento resistente elastico
	MR _{d_ plastico} [kNm]	46.32	Momento resistente plastico
Verifica	MR _{d_ ELAST} > M _d	OK	36%
Verifica	MR _{d_ PLAST} > M _d	OK	26%

PROGETTAZIONE ATI:

Sezione B0_v (Cop. 25m)

Geometria	δ [m]	1.0	Distanza tra le centine
	a [m]	0.25	Distanza ultima centina-fronte
	λ [m]	0.6	Lungh. immorsamento infilaggio
	$L = \delta + a + \lambda$ [m]	1.85	Luce di calcolo
	i [m]	0.40	Interasse fra i tubi
	R _{gall} [m]	7.40	Raggio eq. galleria
	b [m]	17.0	Larghezza galleria
	h [m]	11.0	Altezza galleria
	z [m]	25.0	Copertura
Elemento	Sezione	c	Scrivere il tipo di sezione ("c" per circol
	Dest [mm]	127	Diametro esterno tubo metallico
	s [mm]	10	Spessore tubolare
Strutturale	We [m3]	9.98E-05	Modulo di resistenza elastica tubo
	Wp [m3]	1.37E-04	Modulo di resistenza plastica tubo
	f _{yk} [MPa]	355	Tensione snervam. acciaio (val. caratt.)
Terreno	γ_{sat} [kN/m3]	19.5	Peso saturo unità di vol. terreno
	γ_w [kN/m3]	10	Peso unita di vol. acqua
	γ' [kN/m3]	9.5	Peso immerso unità di vol. terreno
	σ_v [kPa]	487.5	Tensione tot. litostatica
	z _w [m]	10	Profondità falda
	u [kPa]	150	Pressione neutra
	σ'_v [kPa]	337.5	Tensione efficace
	ϕ [°]	32	Angolo di resistenza a taglio
	c' [kPa]	37	Coesione
Terzaghi	ϕ [rad]	0.56	
Raccomandazioni	$45 - \phi' / 2$	0.51	
AFTES	B ₁	14.60	
	H ₂	-47.99	
	H ₂	0.00	
	$e^{- (H_0/B_1 \tan \phi)}$	0.3429494	
	P _v [kPa]	229.16	Pressione verticale in calotta
ξ	0.75	Aliquota del carico agente sugli element	
$q = \xi^i * P_v$ [kPa]	68.75	Carico agente sul tubo metallico	
Sollecitazioni	M _k [kNm]	19.61	Sollecitazione caratteristica
	γ_s	1.3	Coeff. ampl. Azioni o Sollecitazioni
	M _d [kNm]	25.49	Sollecitazione di progetto
Resistenza	γ_R	1.05	Coeff. di sicurezza resistente
Resistenza	MR,d_ elastico [kNm]	33.74	Momento resistente elastico
	MR,d_ plastico [kNm]	46.32	Momento resistente plastico
Verifica	MR,d_ ELAST > M _d	OK	76%
Verifica	MR,d_ PLAST > M _d	OK	55%

PROGETTAZIONE ATI:

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

8.1. PREMESSA

La determinazione delle caratteristiche della sollecitazione e il dimensionamento degli elementi strutturali di sostegno è stato effettuato attraverso lo sviluppo di analisi numeriche 2D, condotte in condizioni di stato piano di deformazione, mediante il codice di calcolo agli elementi finiti PLAXIS 2D.

Si evidenzia come non siano state svolte analisi assialsimmetriche, a rigore valide solo in contesti di alta copertura in quanto riconducibili verosimilmente alle condizioni di assialsimmetria (modesta influenza del gradiente delle tensioni). Pertanto, per la valutazione dei fattori di rilascio nelle analisi si è fatto riferimento a dei valori cautelativi sulla base dell'esperienza.

8.2. CRITERI DI SCELTA DELLE SEZIONI DI CALCOLO

Alla luce delle tratte omogenee individuate e delle due sole sezioni applicate (si veda Tabella 8.1 e profilo geomeccanico della galleria), che differiscono tra loro solo per gli elementi in vetroresina al fronte e quindi distribuite in base al comportamento del fronte stesso, si ritiene di condurre un'unica analisi nel punto di massima copertura H=25 (tratta 2).

Tabella 8.1: tratte omogenee e parametri di resistenza e deformabilità

Tratte	L [m]	H _{min} [m]	H _{max} [m]	Parametri linearizzati				E'	Comportamento ADECO-RS	Sezioni previste	Sezione di calcolo
				C' _{min} [kPa]	C' _{max} [kPa]	φ' _{min} [°]	φ' _{max} [°]				
1	12.16	3	8	8	15	31	38	40-200	C	B2v	
2	157.84	7	25	41	87	32	43	1160	A/B	B0v B2v	B0v

Si sottolinea come i parametri riportati in Tabella 8.1 facciano riferimento all'unità geotecnica che interessa il fronte della galleria e che i parametri di Mohr Coulomb sono ricavati adottando il valore di tensione principale minima in prossimità della copertura.

Per la stratigrafia e i parametri di calcolo della singola analisi si faccia riferimento al paragrafo specifico.

8.3. 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 .

PROGETTAZIONE ATI:

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 simiche saranno condotte facendo riferimento allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV).

8.3.1. 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 43.642°N e longitudine 12.336°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 .

Nella Tabella 8.2 si riportano i valori dell'accelerazione massima su suolo roccioso (a_g) e dei parametri spettrali (F_0 , T_c^*) per lo SLO, SLD, SLV e SLC calcolati utilizzando il foglio di calcolo Spettri-NTCver.1.0.3 rilasciato dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Tabella 8.2 Valori dei parametri a_g , F_0 , T_c^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno

STATO LIMITE	T_R	a_g	F_0	T_c^*
	[anni]	[g]	[-]	[s]
SLO	60	0.073	2.512	0.275
SLD	101	0.092	2.453	0.282
SLV	949	0.202	2.436	0.301
SLC	1950	0.246	2.464	0.311

PROGETTAZIONE ATI:

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 "T2", a cui corrisponde un coefficiente di amplificazione topografica $S_T = 1.0$.

Il coefficiente S_s , invece, viene calcolato 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. Poiché la categoria di suolo più attinente a quella in oggetto è la E, si ottiene $S_s = 1.459$.

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) per le opere definitive risulta pari a:

$$a_{max} = 0.202g \cdot 1.459 \cdot 1.0 = 0.295g$$

8.3.2. AZIONI DOVUTE AL SISMA

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)
- $r_d(z, M) = \exp(a(z) + b(z) \cdot M)$; Idriss & Boulanger (2006)

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

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

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

Per l'analisi con copertura pari a 25m si considera un valore del coefficiente r_d pari a 0.75.

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:

Per l'analisi con $H=25m$:

$$k_h = 1.00 \cdot 0.295 = 0.295$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot 0.295 = \pm 0.1475$$

8.4. CARICO IDRAULICO SUI RIVESTIMENTI

Nelle analisi è stato considerato il livello piezometrico riscontrato nel profilo geomeccanico della galleria in prossimità della sezione di analisi.

8.5. VALUTAZIONE RILASCI TENSIONALI

8.5.1. SEZIONE B0V – TRATTA 2

Si riportano di seguito i rilasci tensionali utilizzati per l'analisi piana.

Tabella 11.1-8.3 rilasci tensionali nelle varie fasi di analisi

<i>FASE</i>	<i>DESCRIZIONE</i>	λ
<i>Fase 0</i>	Fase litostatica e apertura fronte di scavo	0.00
<i>Fase 1</i>	Preconvergenza massima	0.30
<i>Fase 2</i>	Primo sfondo (terreno non sostenuto)	0.55
<i>Fase 3</i>	Installazione del priverivestimento (centine+spritz 24h)	0.60
<i>Fase 4</i>	Completa maturazione dello spritz (spritz 28gg) e getto arco rovescio	0.90
<i>Fase 5</i>	Getto calotta e decadimento parziale priverivestimento	1.00
<i>Fase 6</i>	Decadimento totale del priverivestimento	1.00
<i>Fase 7a</i>	Applicazione carico idraulico e sisma (comb.1)	1.00
<i>Fase 7b</i>	Applicazione carico idraulico e sisma (comb.2)	1.00

8.6. ANALISI PIANE AGLI ELEMENTI FINITI

8.6.1. CRITERI DI MODELLAZIONE

Il calcolo tenso-deformativo della dell'opera è stato effettuato tramite modelli che simulano l'interazione tra terreno e struttura e sono implementati con il codice di calcolo agli elementi finiti Plaxis 2D.

Agli elementi finiti solidi che simulano il comportamento del materiale roccioso e del terreno è stato assegnato un legame costitutivo alla Mohr-Coulomb. I parametri di resistenza e di rigidità sono tabellati al §8.6.2.1.

Agli elementi strutturali è stato assegnato un comportamento elastico-lineare. In particolare:

- il rivestimento provvisorio della galleria, costituito da spritz-beton e centine, è stato simulato con un elemento tipo "plate" dalle caratteristiche (area, inerzia, e modulo di Young) omogeneizzate allo spritz beton;
- il rivestimento definitivo della galleria è stato modellato con degli elementi solidi, all'interno dei quali è stato inserito un elemento tipo "plate" con caratteristiche di rigidità decurtate.

Le rigidità dei rivestimenti provvisori e definitivi 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.

PROGETTAZIONE ATI:

Su tutti gli elementi strutturali a contatto con il terreno, sia modellati come elementi solidi, sia con elementi tipo plate, sono stati applicati elementi denominati “interface”, la cui funzione è quella di simulare il comportamento dell’interfaccia struttura/terrena; in particolare la superficie di contatto è modellata mediante un opportuno valore del fattore di riduzione (R_{inter}) delle caratteristiche di resistenza e rigidezza del terreno al contatto con l’elemento strutturale.

Lo scavo della galleria è stato simulato con il ricorso alla fasistica e ai rilasci tensionali illustrati al §8.5.

il carico idraulico è stato applicato solo a valle del decadimento del priverivestimento ed in concomitanza con l’azione sismica.

8.6.2. RISULTATI 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.

Le verifiche SLU strutturali 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:

$$E_d \leq R_d$$

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

Per il **rivestimento provvisorio**, si verifica la resistenza dell’insieme centine+spritz:

- verifiche con combinazione allo **SLU** (cfr. Paragrafo 2.5.3 NTC2018 – eq. 2.5.1)
- le sollecitazioni sono “catturate” al termine della **fase 3** e della **fase 4**

Per il **rivestimento definitivo**, si verifica la resistenza di una sezione in calcestruzzo di base pari ad un metro e altezza variabile in base alla sezione di calcolo:

- verifiche a pressoflessione con combinazione allo **SLU** per sezioni armate
- verifiche a taglio con combinazione allo **SLU** per sezioni armate
- verifiche a sforzo normale e taglio allo **SLU** per sezioni non armate
- verifiche a pressoflessione con combinazione **carico idraulico + sismico** per sezioni armate
- verifiche a taglio con combinazione **carico idraulico + sismico** per sezioni armate
- le sollecitazioni sono “catturate” al termine della **fase 7**

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 a pressoflessione per sezioni armate sono state svolte in forma grafica definendo i domini di resistenza N-M e confrontando le sollecitazioni con le resistenze. Quelle per sezioni non armate sono riportate in forma tabellare.

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

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

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

PROGETTAZIONE ATI:

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° .

$$V_{Rsd} = 0.9 d \frac{A_{sw}}{s} f_{yd} (\cot \alpha + \cot \theta) \sin \alpha ; V_{Rcd} = 0.9 d b_w \alpha_c v_{fcd} \frac{(\cot \alpha + \cot \theta)}{1 + \cot^2 \theta} \sin \alpha$$

Per le sezioni non armate, la verifica a taglio è condotta facendo riferimento al §4.1.11 delle NTC 2018.

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:

Tabella 8.4: sintesi armature

Sezione tipo	Porzione rivestimento	Armatura longitudinale	Armatura a taglio
B0v / B2v	calotta	Φ20/20	-
	arco rovescio	Φ20/20	Φ10/40/20

8.6.2.1. Sezione tipo B0v

Per l'analisi a H=25m, si riportano di seguito la stratigrafia e i parametri di calcolo utilizzati nell'analisi. Per le unità geotecniche al di sopra della calotta si assume una profondità di linearizzazione pari alla metà dello spessore dello strato.

Tabella 8.5: parametri di calcolo sezione B0v

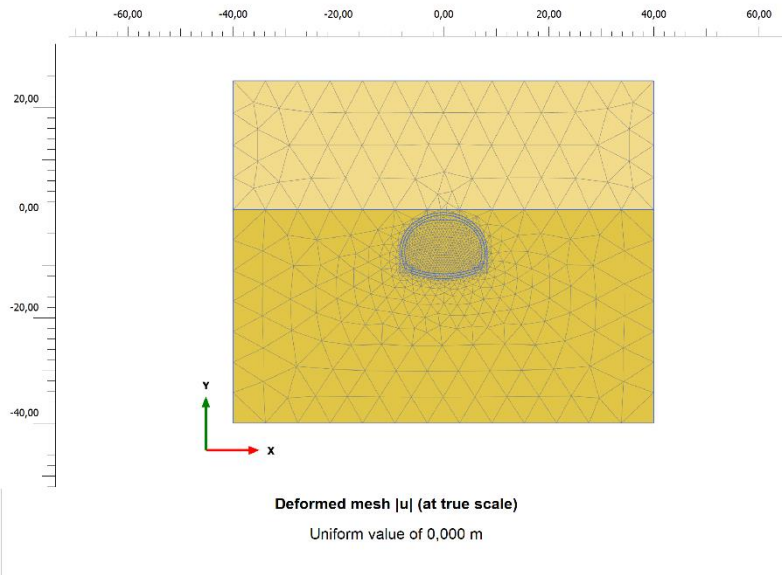
Copertura galleria pari a circa 25 m		
0 < z < 25m	Unità geotecnica	AC alt
	peso dell'unità di volume, γ [kN/m ³]	19.5
	angolo di resistenza al taglio, f [°]	31
	coesione efficace, c' [kPa]	41
	modulo elastico, E [Mpa]	400
z > 25m	Unità geotecnica	AC
	peso dell'unità di volume, γ [kN/m ³]	23
	angolo di resistenza al taglio, f [°]	32

PROGETTAZIONE ATI:

coesione efficace, c' [kPa] 87

modulo elastico, E [Mpa] 1160

Output Version 21.1.0.479



Project description

Date

11/08/2023

Project filename

Step

Company

Arezzo_analisi_A_pk_5 ... 0

GP Ingegneria srl

PROGETTAZIONE ATI:

Figura 8.1: griglia di discretizzazione – fase 0

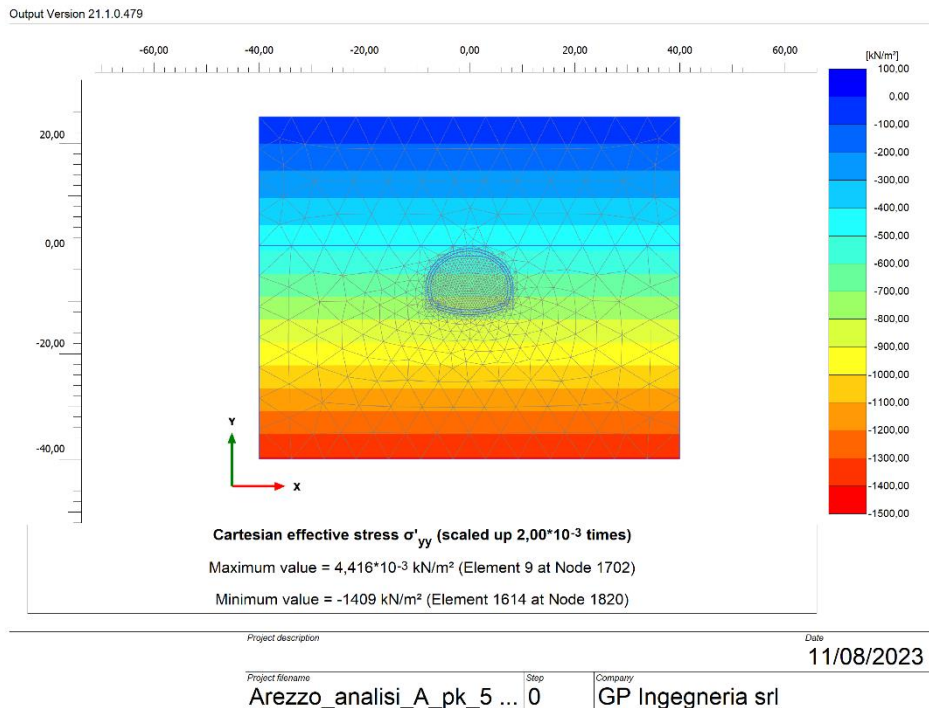
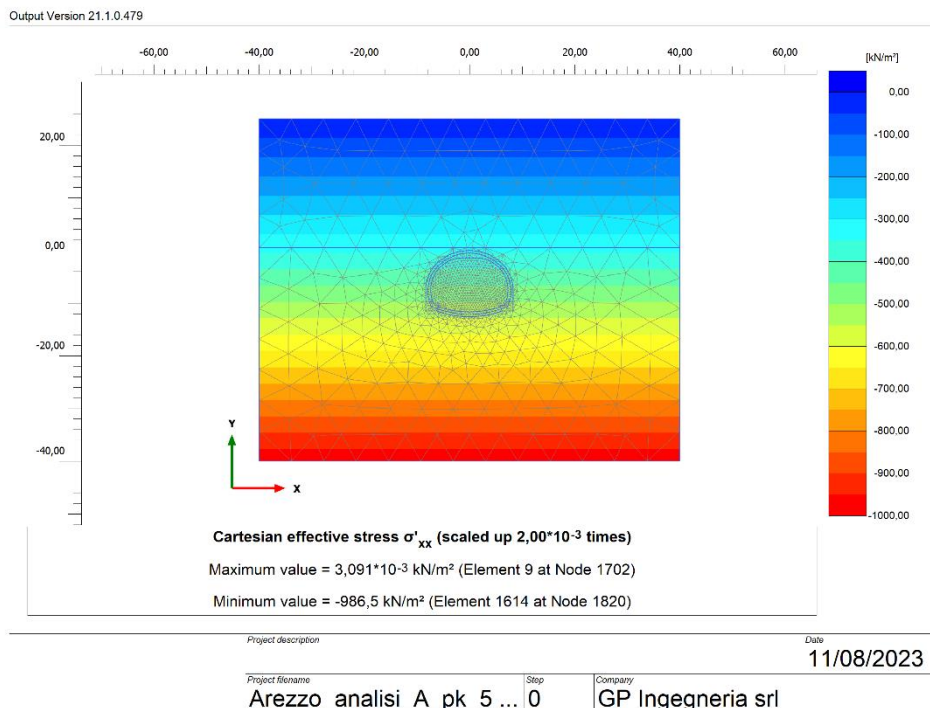


Figura 8.2: diagramma delle tensioni verticali – fase 0



PROGETTAZIONE ATI:

Figura 8.3: diagramma delle tensioni orizzontali – fase 0

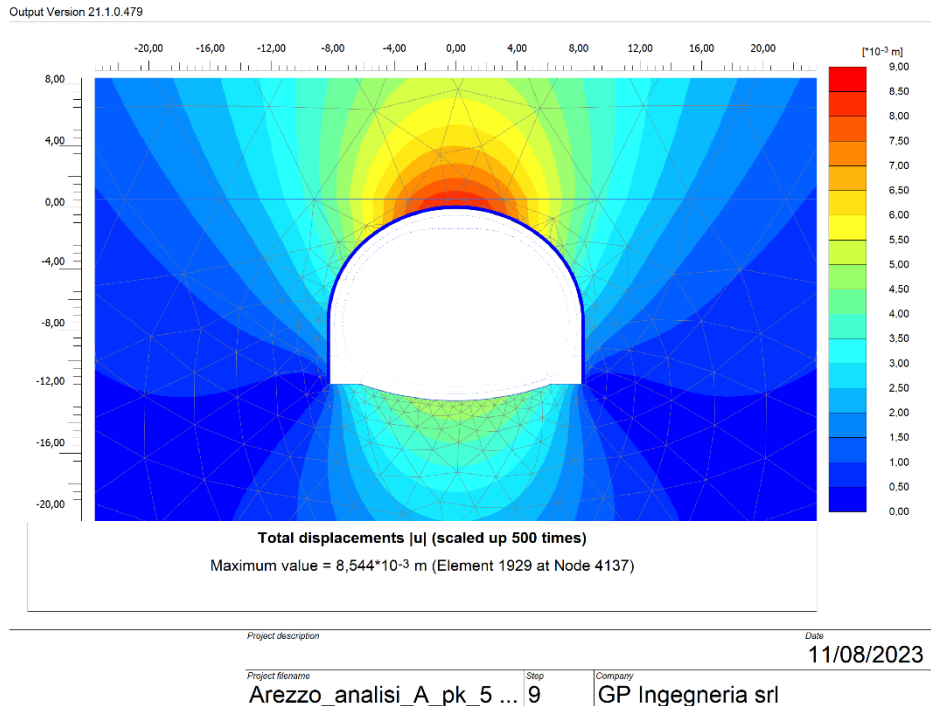


Figura 8.4: spostamenti– fase 3

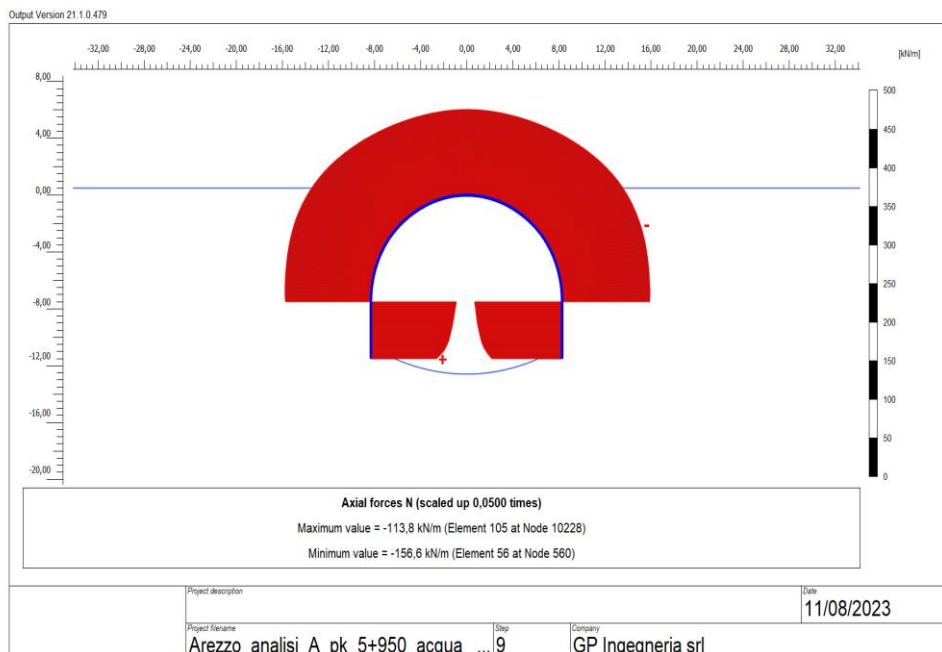


Figura 8.5: diagramma dello sforzo normale – fase 3

PROGETTAZIONE ATI:

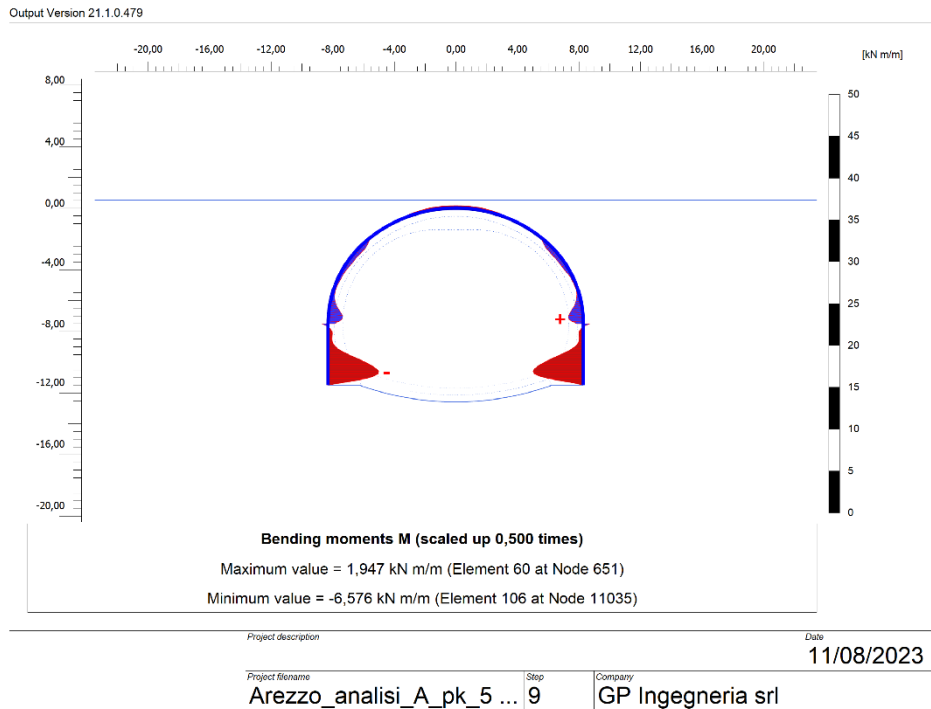


Figura 8.6: diagramma del momento flettente– fase 3

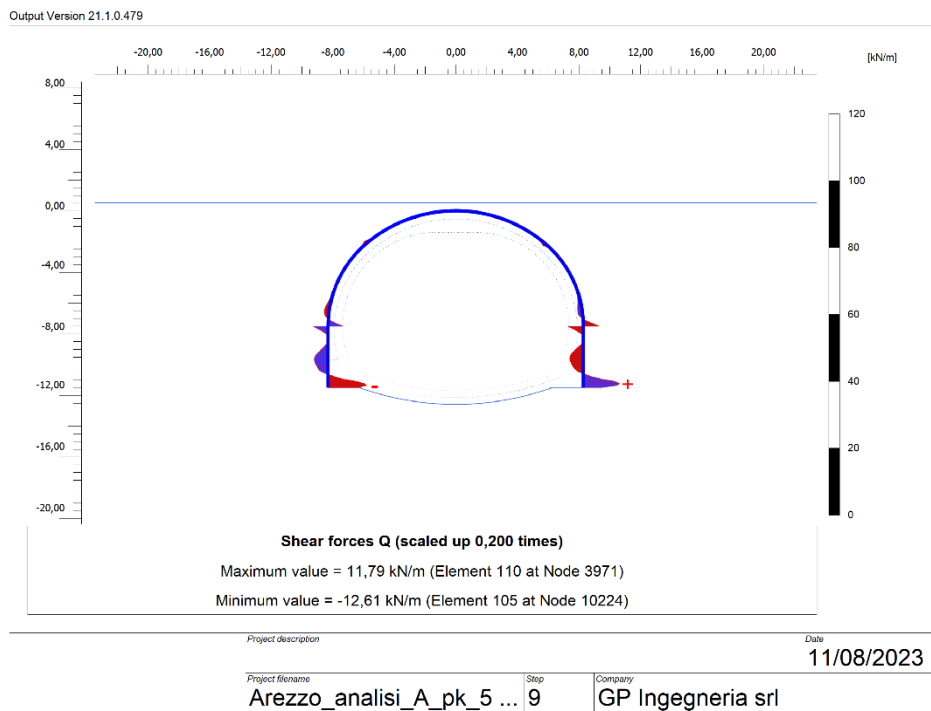


Figura 8.7: diagramma del taglio – fase 3

PROGETTAZIONE ATI:

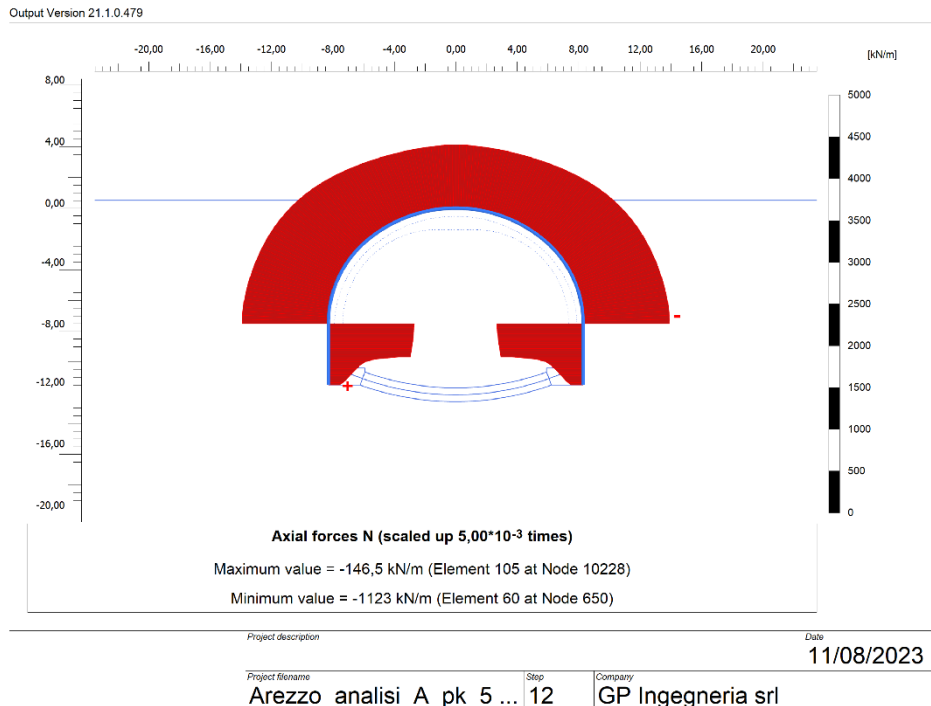


Figura 8.8: diagramma dello sforzo normale – fase 4

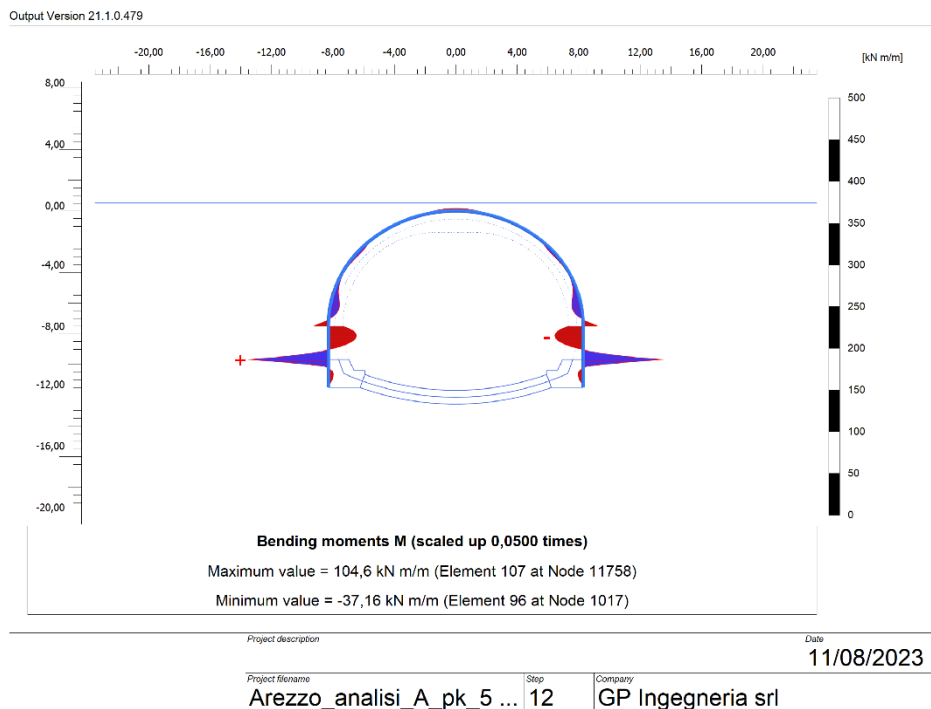


Figura 8.9: diagramma del momento flettente – fase 4

PROGETTAZIONE ATI:

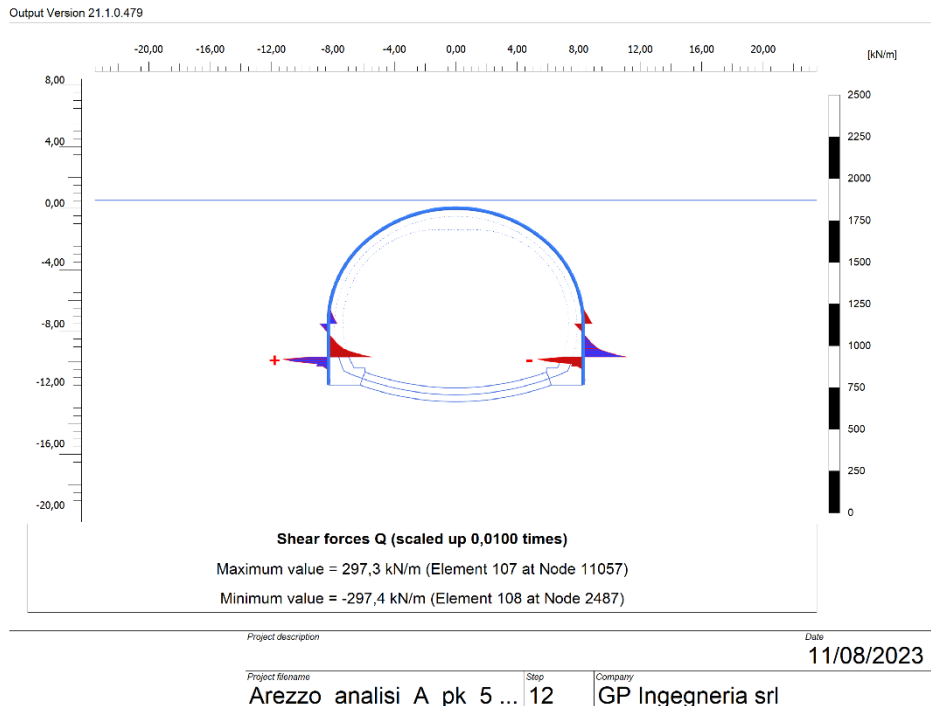


Figura 8.10: diagramma del taglio – fase 4

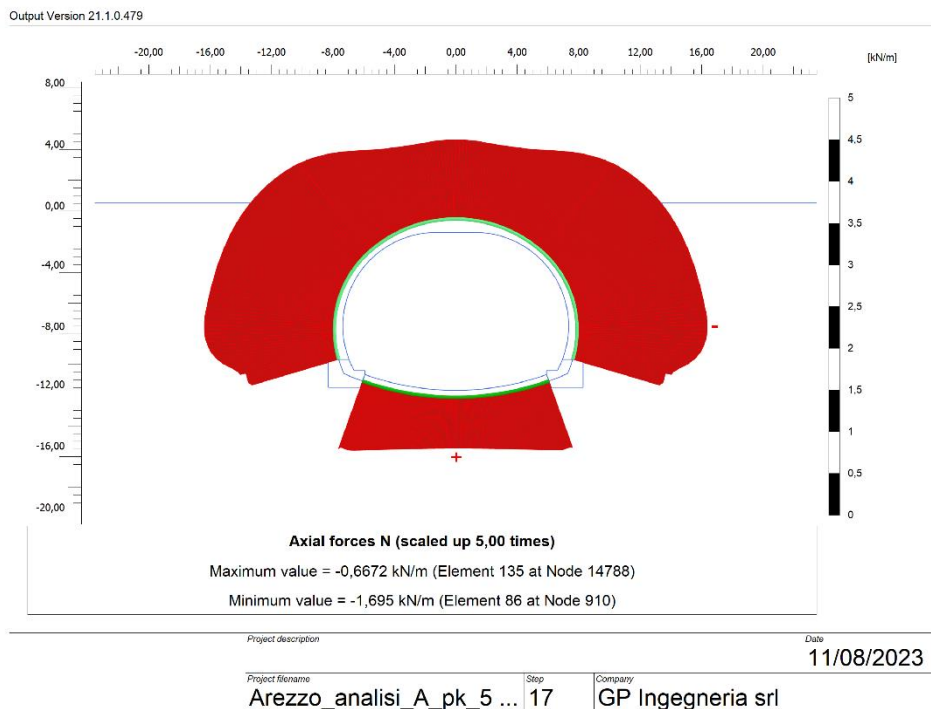


Figura 8.11: diagramma dello sforzo normale (EI/1000) – fase 6

PROGETTAZIONE ATI:

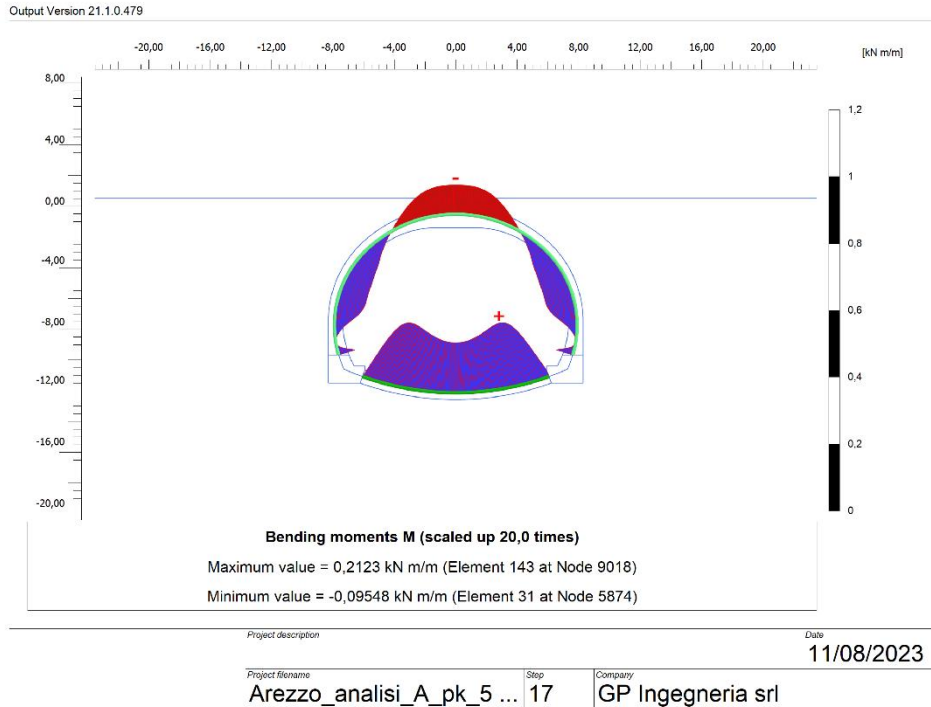


Figura 8.12: diagramma del momento flettente (EI/1000) – fase 6

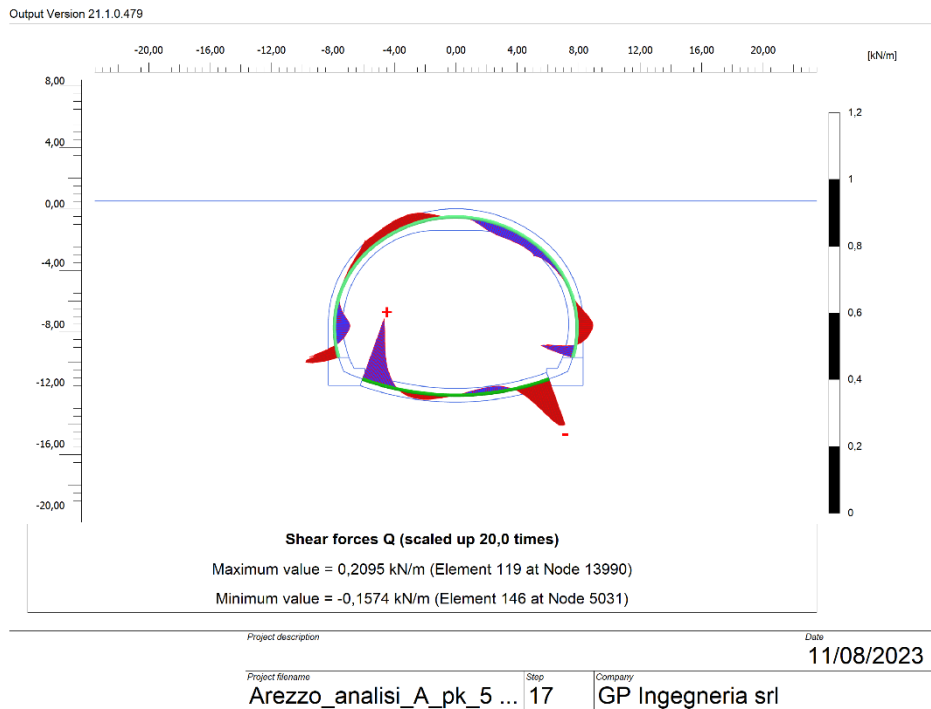


Figura 8.13: diagramma del taglio (EI/1000) – fase 6

PROGETTAZIONE ATI:

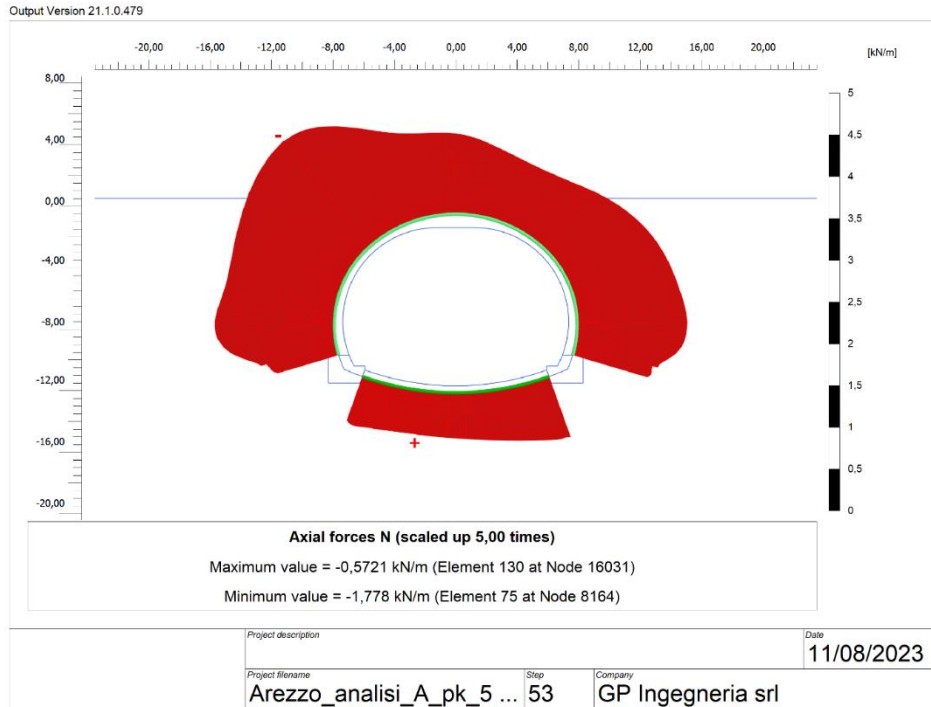


Figura 8.14: diagramma dello sforzo normale (EI/1000) – fase 7a

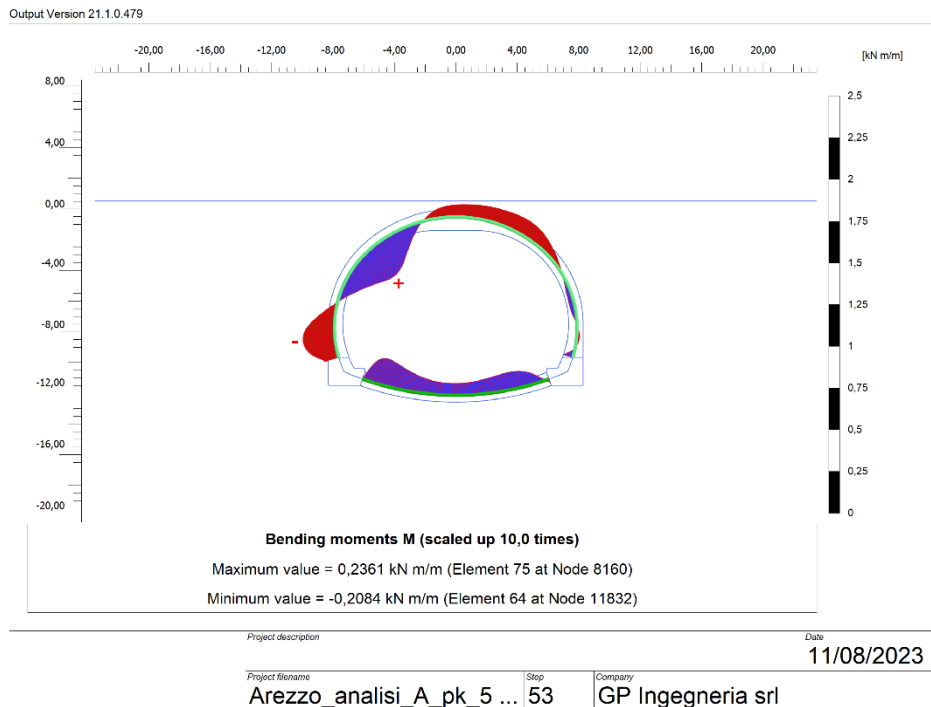


Figura 8.15: diagramma del momento flettente (EI/1000) – fase 7a

PROGETTAZIONE ATI:

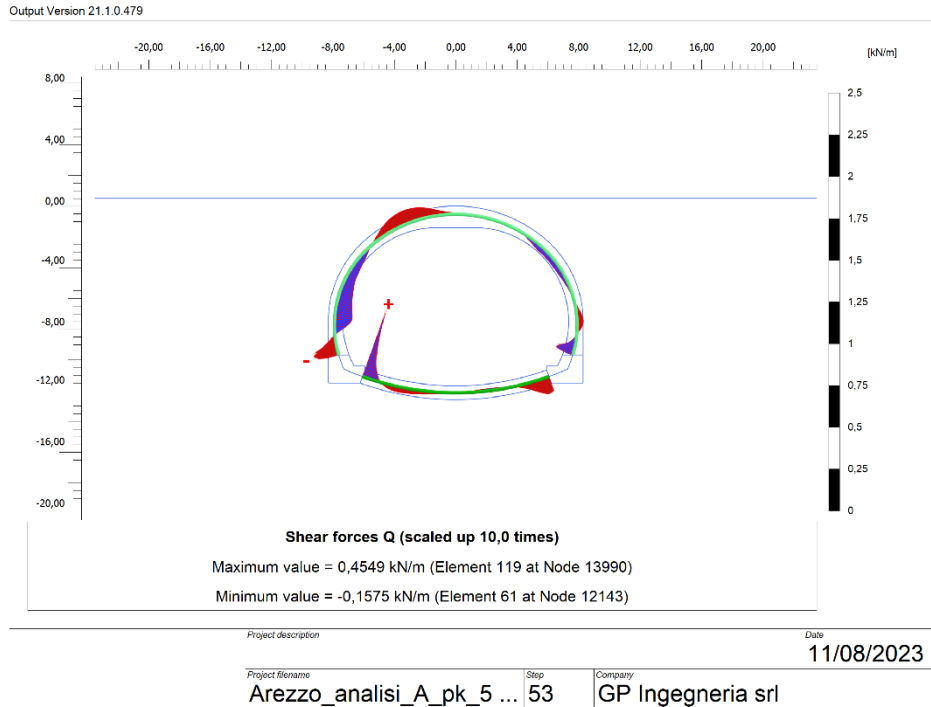


Figura 8.16: diagramma del taglio (EI/1000) – fase 7a

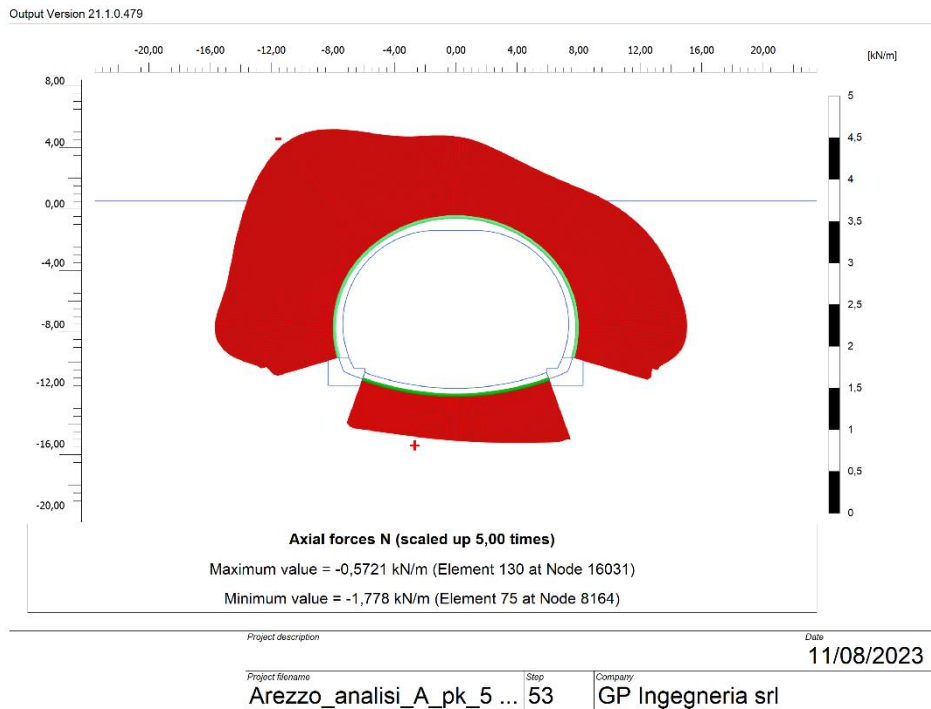


Figura 8.17: diagramma dello sforzo normale (EI/1000) – fase 7b

PROGETTAZIONE ATI:

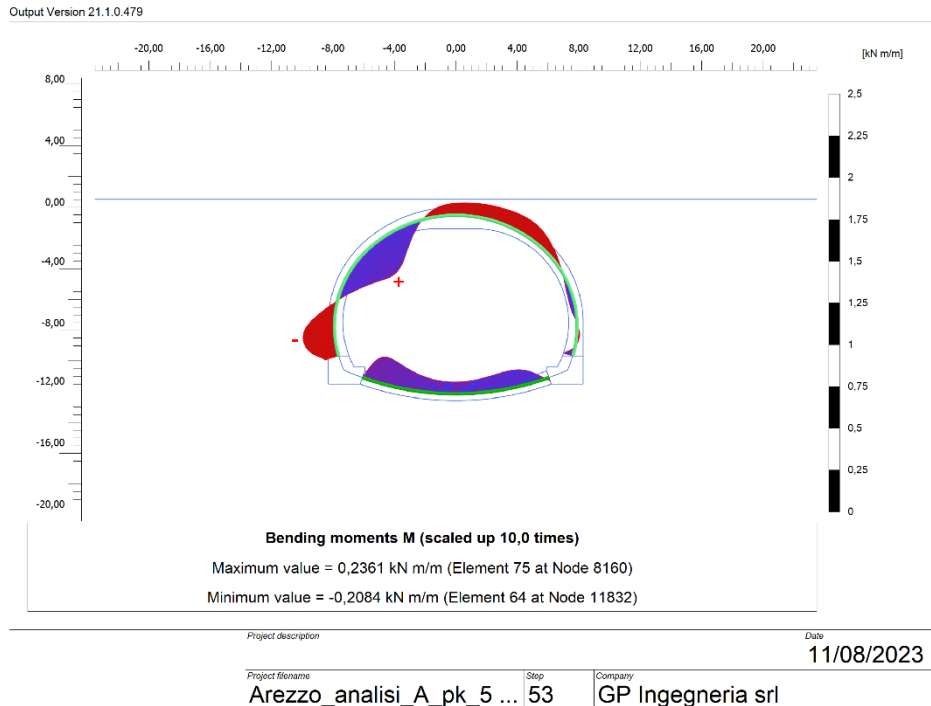


Figura 8.18: diagramma del momento flettente (EI/1000) – fase 7b

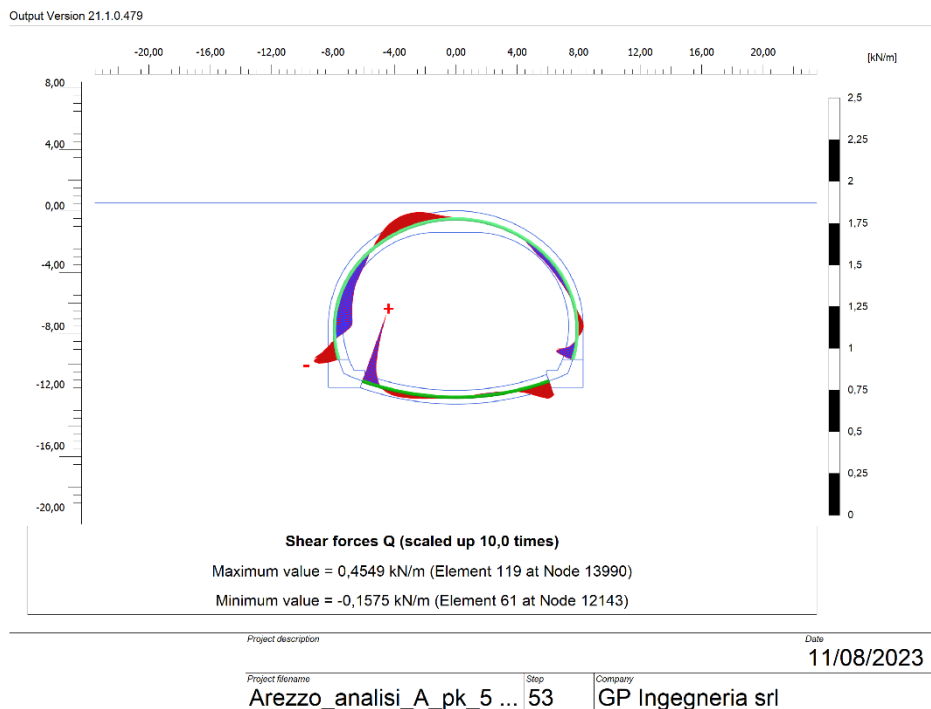


Figura 8.19: diagramma del taglio (EI/1000) – fase 7b

PROGETTAZIONE ATI:

Verifica del rivestimento provvisorio (maturazione spritz 24h)

La verifica a pressoflessione è stata condotta con riferimento ad una sezione omogeneizzata composta da 2xIPN200 e spritz beton di spessore 25cm (con maturazione a 24h).

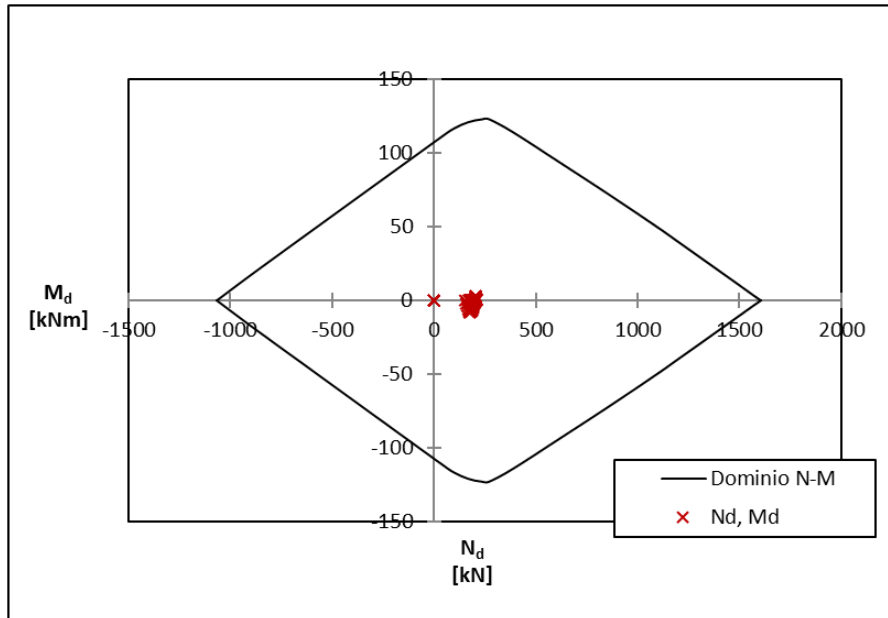


Figura 8.20: dominio M-N (centine+spritz 1gg) – fase 3

La verifica a taglio è stata condotta con riferimento alle sole centine ed è esplicitata di seguito rispetto alla sezione più sollecitata:

$$|V_{Ed,MAX}| = 14 \text{ kN} < V_{Rd} = A_v \cdot f_{yk} / (\gamma_{M0} \cdot 3^{0.5}) = 484 \text{ kN}$$

essendo $\gamma_{M0} = 1.05$ il fattore di sicurezza dei materiali per la verifica di resistenza delle membrature, $f_{yk} = 275 \text{ MPa}$ la resistenza caratteristica a snervamento dell'acciaio, $A_v = 32.02 \text{ cm}^2$ l'area di resistenza a taglio della coppia di centine.

Le verifiche risultano soddisfatte.

PROGETTAZIONE ATI:

Verifica del rivestimento provvisorio (maturazione spritz 28gg)

La verifica a pressoflessione è stata condotta con riferimento ad una sezione omogeneizzata composta da 2xIPN200 e spritz beton di spessore 25cm (con maturazione a 28gg).

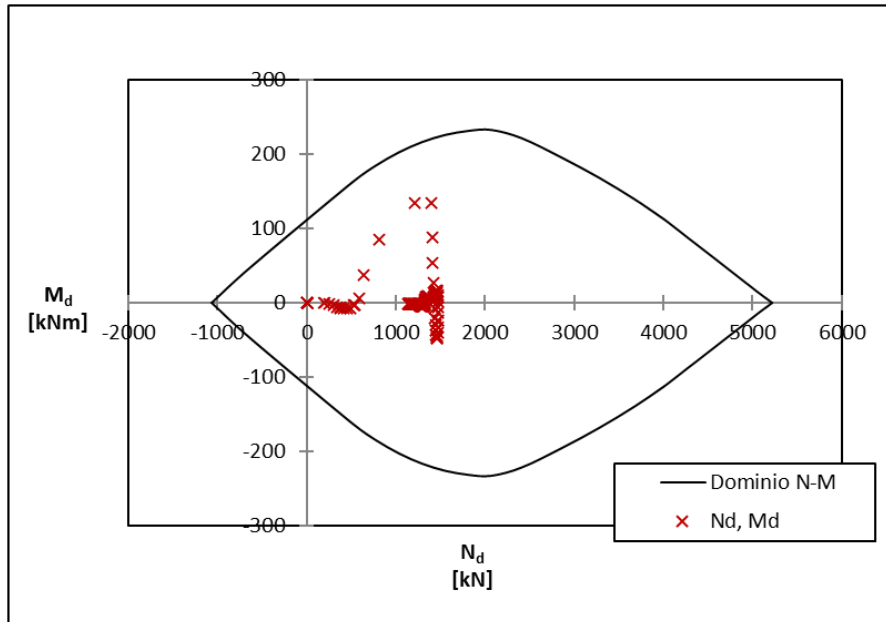


Figura 8.21: dominio M-N (centine+spritz 28gg) – fase 4

La verifica a taglio è stata condotta con riferimento alle sole centine ed è esplicitata di seguito rispetto alla sezione più sollecitata:

$$|V_{Ed,MAX}| = 381 \text{ kN} < V_{Rd} = A_v \cdot f_{yk} / (\gamma_{M0} \cdot 3^{0.5}) = 484 \text{ kN}$$

essendo $\gamma_{M0} = 1.05$ il fattore di sicurezza dei materiali per la verifica di resistenza delle membrature, $f_{yk} = 275 \text{ MPa}$ la resistenza caratteristica a snervamento dell'acciaio, $A_v = 32.02 \text{ cm}^2$ l'area di resistenza a taglio della coppia di centine.

Le verifiche risultano soddisfatte.

Verifica del rivestimento definitivo (calotta)

La verifica a pressoflessione è stata condotta con riferimento ad una sezione in calcestruzzo armato 95x100cm e armata con armatura simmetrica 5Φ20.

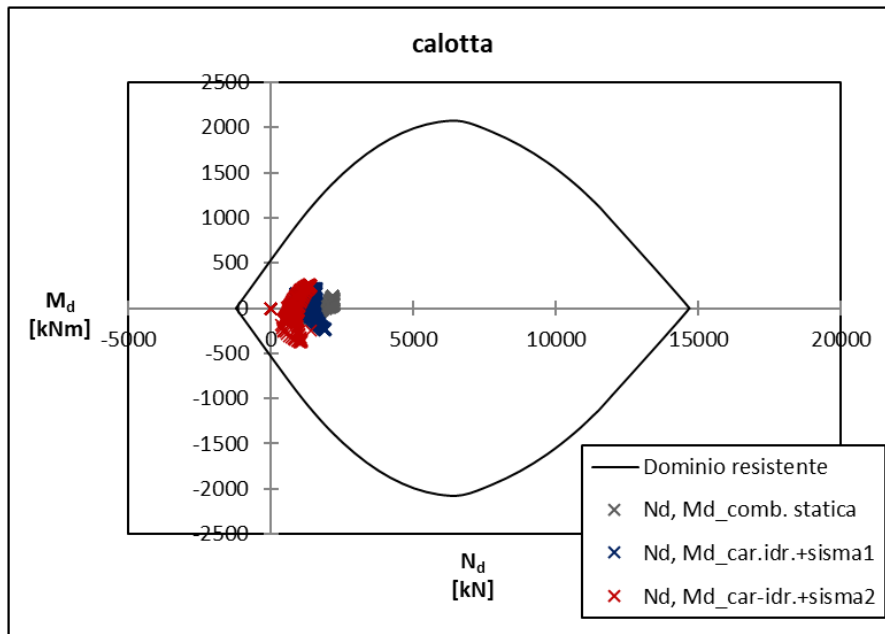


Figura 8.22: dominio M-N (calotta) – fase 6/7a/7b

La verifica a taglio è esplicitata di seguito rispetto alla sezione più sollecitata per elementi sprovvisti di armatura a taglio:

Taglio agente	$V_{Ed} =$	208.4	kN	
Altezza della sezione	h =	950	mm	
Copriferro della sezione	δ =	50	mm	
Altezza utile della sezione	d =	900	mm	
n° ferri zona compressa		5		
diametro ferri zona compressa		20	mm	
n° ferri zona tesa		5		
diametro ferri zona tesa		20	mm	
Armatura totale longitudinale	A_l	3140	mm^2	
	k	1.471		
Rapporto geom. di armatura longitudinale	ρ_l	0.003		$< 0,02$
Sforzo normale agente	N_{Ed}	514	kN	
Tensione di compressione agente	σ_{cp}	0.5408182	Mpa	$0,2 \times f_{cd}$ 2.822 Mpa
Taglio resistente	V_{Rd}	393.9	kN	

Le verifiche risultano soddisfatte.

PROGETTAZIONE ATI:

Verifica del rivestimento definitivo (arco rovescio)

La verifica a pressoflessione è stata condotta con riferimento ad una sezione in calcestruzzo armato 90x100cm e armata con armatura simmetrica 5Φ20.

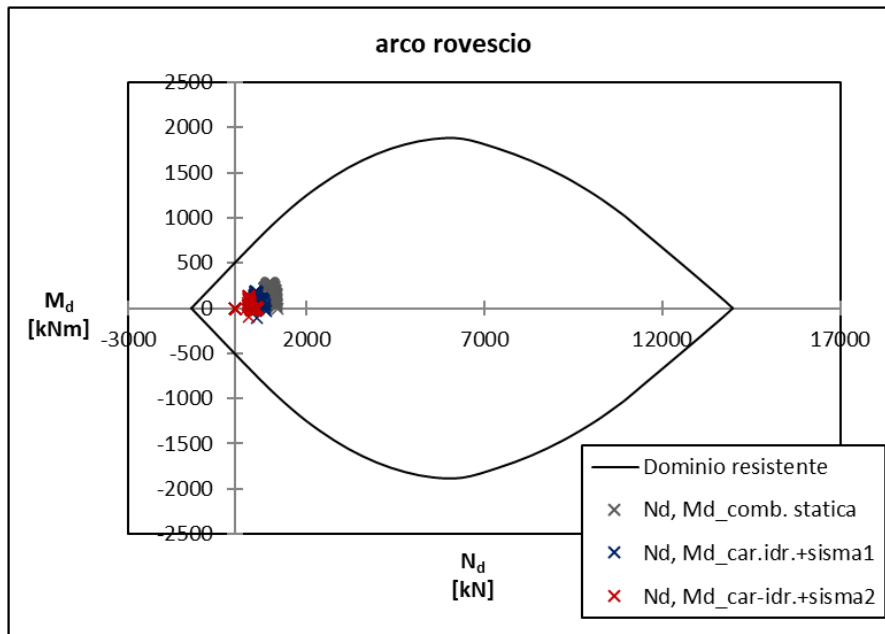


Figura 8.23: dominio M-N (arco rovescio) – fase 6/7a/7b

La verifica a taglio è esplicitata di seguito rispetto alla sezione più sollecitata per elementi sprovvisti di armatura a taglio:

<i>Taglio agente</i>	$V_{Ed} =$	490.3	kN	
Altezza della sezione	$h =$	900	mm	
Copriferro della sezione	$\delta =$	50	mm	
Altezza utile della sezione	$d =$	850	mm	
n° ferri zona compressa		5		
diametro ferri zona compressa		20	mm	
n° ferri zona tesa		5		
diametro ferri zona tesa		20	mm	
Armatura totale longitudinale	A_l	3140	mm²	
	k	1.485		
Rapporto geom. di armatura longitudinale	ρ_l	0.003		< 0,02
Sforzo normale agente	N_{Ed}	311	kN	
Tensione di compressione agente	σ_{cp}	0.3459007	Mpa	0,2 x f_{cd} 2.822 Mpa
Taglio resistente	V_{Rd}	355.5	kN	

Si necessita di armatura a taglio (spilli):

PROGETTAZIONE ATI:

<i>Taglio agente</i>	$V_{Ed} = 490.3 \text{ kN}$	
Altezza della sezione	$h = 900 \text{ mm}$	
Copriferro della sezione	$\delta = 50 \text{ mm}$	
Altezza utile della sezione	$d = 850 \text{ mm}$	
Diametro degli spilli	$d_w = 10 \text{ mm}$	
Numero di braccia	$n_w = 5.0$	
Area totale spilli	$A_{sw} = 392.50 \text{ mm}^2$	
Passo degli spilli	$s = 200 \text{ mm}$	passo in direzione long.
Inclinazione delle staffe	$\alpha = 90 \text{ deg}$	$1 \leq \cot(\theta) \leq 2.5$
Inclinazione delle bielle compresse	$\theta = 21.8 \text{ deg}$	$\cot(\theta) = 2.5 \quad 21.8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$
Larghezza sezione	$b_w = 1000 \text{ mm}$	
Coeff. maggiorativo per sezioni compresse	$\alpha_c = 1.2$	
Resistenza di calcolo a "taglio-trazione"	$V_{Rsd} = 1468.8 \text{ kN}$	$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$
Resistenza di calcolo a "taglio-compressione"	$V_{Rcd} = 2233.2 \text{ kN}$	$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$
<i>Resistenza a taglio della sezione</i>	$V_{Rd} = 1468.8 \text{ kN}$	$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd})$

Le verifiche risultano soddisfatte.

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;
- 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;
- 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.

PROGETTAZIONE ATI:

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

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

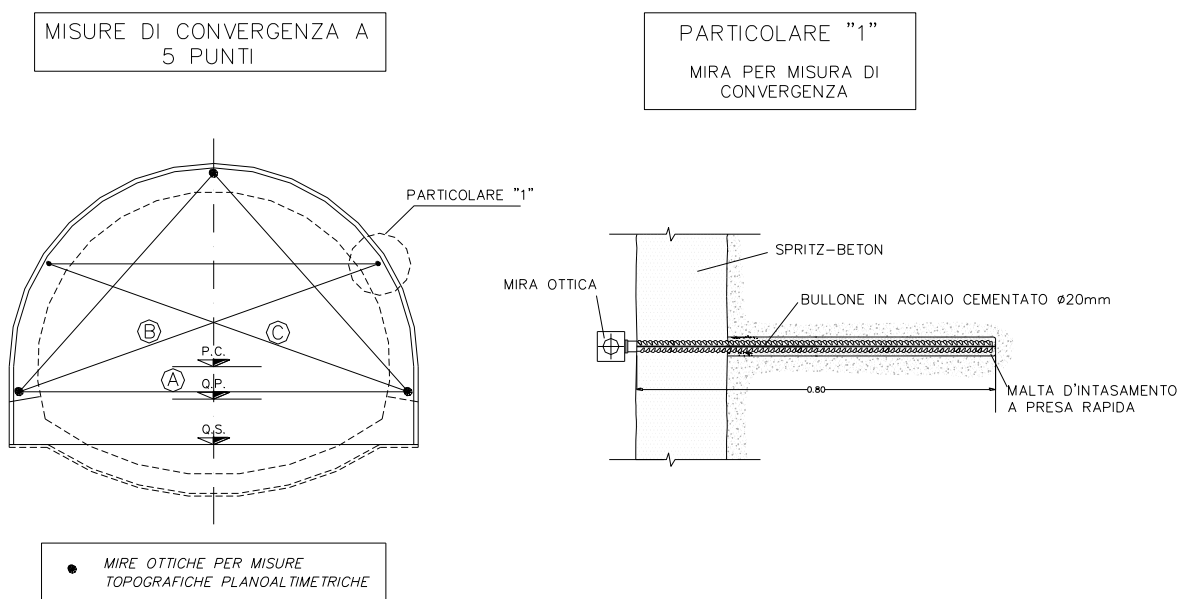


Figura 9.1: Misure di convergenza

PROGETTAZIONE ATI:

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 8.0 m per le sezioni di scavo tipo B0v e B2v;

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 ± 2 mm ± 2 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).

PROGETTAZIONE ATI:

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 80 m per le sezioni di scavo tipo B0v e B2v;

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

- n. 1 stazione ogni 160 m, per la sezione di scavo tipo B0v e B2v;

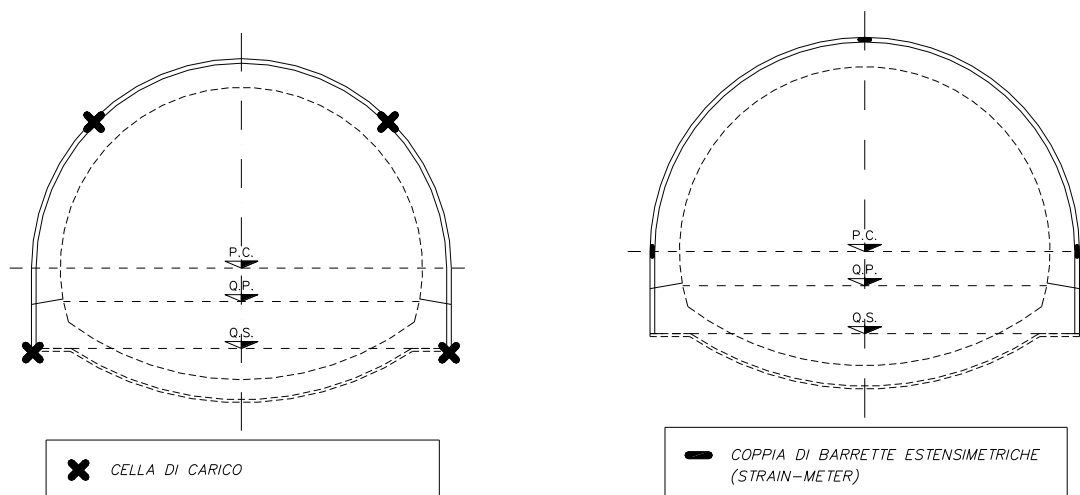


Figura 9.2: A sinistra, stazione con celle di carico sotto i piedi e fra le piastre di giunzione della centina; a destra stazione di misura dello stato tensionale nel rivestimento di prima fase

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.

PROGETTAZIONE ATI:

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

PROGETTAZIONE ATI:

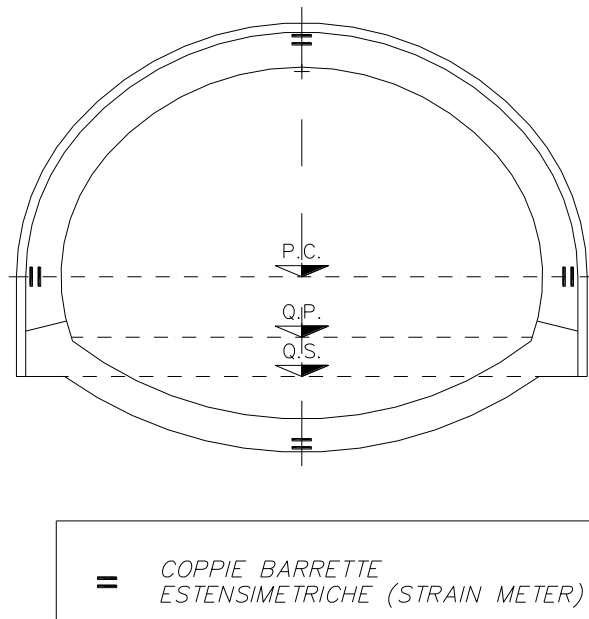


Figura 9.3: Stazione di misura dello stato tensionale nel rivestimento definitivo

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.
- 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.

PROGETTAZIONE ATI:

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 16 m per le sezioni tipo B0v e B2v.

Inoltre, andrà eseguito un rilevamento ad ogni fermo prolungato del fronte (superiore a 24 h).

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.

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 16 m per le sezioni di scavo tipo B0v e B2v.

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.

PROGETTAZIONE ATI: