

VARIANTE ALLA S.S.1 AURELIA (AURELIA BIS)
 VIABILITA' DI ACCESSO ALL' HUB PORTUALE DI LA SPEZIA
 INTERCONNESSIONE TRA I CASELLI DELLA A-12 E IL PORTO DI LA SPEZIA
 3° LOTTO TRA FELETTINO E IL RACCORDO AUTOSTRADALE

PROGETTO ESECUTIVO DI STRALCIO E COMPLETAMENTO C - 3° TRATTO

PROGETTO ESECUTIVO

GE265



VISTO: IL RESPONSABILE
DEL PROCEDIMENTO

RESPONSABILE
DELL'INTEGRAZIONE DELLE
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

PROGETTISTA SPECIALISTA

IL COORDINATORE DELLA
SICUREZZA IN FASE DI
PROGETTAZIONE

Ing. Fabrizio CARDONE

Ing. Alessandro RODINO

Ing. Alessandro RODINO

Dott. Domenico TRIMBOLI

OPERE MAGGIORI
 GALLERIE NATURALI
 GALLERIA NATURALE LE FORNACI III
 PARTE GENERALE
 RELAZIONE DI CALCOLO

CODICE PROGETTO

NOME FILE

0000_P00GN05STRRE01_B

REVISIONE

SCALA:

PROGETTO

LIV. PROG. N. PROG.

CODICE
ELAB.

P00GN05STRRE01

B

-

DPGE0265 E 20

B	REVISIONE A SEGUITO ISTRUTTORIA ANAS	Dicembre 2021	M. Barale	E. Giraudò	A. Rodino
A	EMISSIONE A SEGUITO ISTRUTTORIA ANAS	Ottobre 2021	M. Barale	E. Giraudò	A. Rodino
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

INDICE	Pag.
1. PREMESSA	1
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	2
3. PARTI D'OPERA DA REALIZZARE.....	4
4. MATERIALI.....	11
5. INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO E IDROGEOLOGICO	13
5.1 Caratteristiche lito-stratigrafiche	15
5.2 Situazione idrogeologica.....	16
6. INDAGINI GEOGNOSTICHE.....	17
6.1 Sondaggi	17
6.2 Prove penetrometriche dinamiche tipo SPT	17
6.3 Prove pressiometriche tipo Menard	19
6.4 Prove di permeabilità	19
6.5 Prove di laboratorio.....	19
6.6 Prospezioni sismiche a rifrazione	20
7. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	21
7.1 Determinazione delle caratteristiche fisiche	21
7.2 Determinazione delle caratteristiche di resistenza	21
7.3 Determinazione delle caratteristiche di deformabilità	21
7.4 Parametri geotecnici dell'ammasso	22
8. ANALISI DEL COMPORTAMENTO DEFORMATIVO ALLO SCAVO	23
9. METODO DELL'EQUILIBRIO LIMITE – TAMEZ: H<50M	25
10. ANALISI TENSIO-DEFORMATIVA DELLE SEZIONI TIPO	29
10.1 Analisi alle differenze finite FLAC 5.0	29
10.2 Modelli di calcolo	31
10.3 Carichi applicati e simulazione dell'effetto fronte.....	32
11. ANALISI DEI RISULTATI E VERIFICA SEZIONI TIPO	33
11.1 Criteri di verifica degli elementi strutturali	33
11.2 Verifica sezione tipo	35
11.2.1 Verifiche a presso flessione (SLU).....	37

11.2.2	Verifiche a taglio (SLU)	38
12.	VERIFICHE IN CONDIZIONI SISMICHE.....	39
12.1	Analisi dei carichi	39
12.1.1	Peso proprio (G1)	39
12.1.2	Pressione geostatica verticale (PV)	39
12.1.3	Pressione geostatica orizzontale (PH)	40
12.2	Pressione idrostatica della falda.....	40
12.3	Azioni sismiche.....	40
12.3.1	Verifiche a presso flessione (SLV).....	45
12.3.2	Verifiche a taglio (SLV).....	45
13.	OUTPUT FLAC	46
13.1	Tabulati output sollecitazioni rivestimento di I fase.....	59
13.2	Tabulati output sollecitazioni rivestimento definitivo	61
14.	GALLERIA ARTIFICIALE	63
14.1	Descrizione	63
14.2	Modellazione delle strutture	63
14.3	Il modello di calcolo	64
14.3.1	Elementi strutturali	65
14.3.2	Coefficienti di sicurezza sulla resistenza dei materiali.....	66
14.3.3	Parametri geotecnici di calcolo	66
14.3.4	Interazione terreno-struttura	67
14.4	Parametri di calcolo	67
14.5	Analisi statica.....	69
14.6	Analisi sismica	69
14.7	Condizioni di carico del modello.....	72
14.8	Combinazioni di carico del modello	75
14.9	Verifiche strutturali	76
14.10	Verifica agli stati limite ultimi	76
14.11	Pressoflessione	77
14.12	Taglio	79
14.13	Verifica agli stati limite di esercizio	80

1. Premessa

La presente Relazione viene redatta nell'ambito della redazione del Progetto Esecutivo di Completamento dello "Stralcio C" dei "Lavori di costruzione della variante alla S.S. 1 Aurelia (Aurelia bis), viabilità di accesso all'HUB portuale di La Spezia, interconnessione tra i caselli della A12 e il porto di La Spezia – 3° Lotto tra Felettino ed il raccordo autostradale".

In particolare, vengono analizzati e presentate le analisi geotecniche e strutturali relative ai lavori necessari al completamento della galleria naturale Fornaci III.

La Galleria naturale Fornaci III presenta da progetto una lunghezza complessiva di soli 56.0 m e, come risulta dagli elaborati di As-Built, il fronte di scavo si trova alla Prog. 175.30 m (Prog. Imbocco Sud 227.00 m), ed è pertanto praticamente ultimata. Resta da effettuare soltanto l'ultimo campo di scavo, che potrà però essere eseguito a Galleria artificiale Fornaci II ultimata.

Resta da realizzare il tratto di galleria artificiale e il becco di flauto dell'imbocco Sud.

Lo stato di avanzamento dei lavori è stato desunto dalla documentazione di As-Built trasmessaci e descritto nella Relazione Tecnica generale (P00GN05GENRE01_A).

Le indagini geognostiche e le relative risultanze sulle quali si basa l'attuale Progetto di completamento, fanno riferimento al complesso delle indagini programmate, svolte ed analizzate nella sede Progettuale Esecutiva precedente.

Per lo studio della galleria naturale "Fornaci III" già nella sede progettuale precedente erano state condotte analisi numeriche mediante il codice di calcolo alle differenze finite FLAC 5.0, in modo da individuare il comportamento statico e deformativo della galleria nelle varie fasi costruttive, valutando lo stato tensionale nel terreno, il livello di sicurezza delle opere provvisorie e le sollecitazioni agenti nelle strutture di rivestimento definitivo sia nelle condizioni di breve termine sia in quelle di lungo termine. Nel seguito si presentano le analisi ritenute più significative.

2. Normativa di riferimento

Con riferimento al quadro normativo di riferimento progettuale per le strutture, si evidenzia che, il D.M. 17/01/2018 “Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»”, prevede, all’Art. 2 “Ambito di applicazione e disposizioni transitorie”, che *“per le opere pubbliche o di pubblica utilità in corso di esecuzione, per i contratti pubblici di lavori già affidati, nonché per i progetti definitivi o esecutivi già affidati prima della data di entrata in vigore delle norme tecniche per le costruzioni, si possono continuare ad applicare le previgenti norme tecniche per le costruzioni fino all’ultimazione dei lavori ed al collaudo statico degli stessi”*.

Pertanto, essendo l’attività da svolgere il progetto di completamento di opere già parzialmente realizzate il riferimento normativo di riferimento restano le Norme tecniche per le costruzioni» di cui al Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008.

Per quanto sopra la normativa di riferimento per il calcolo e la verifica delle strutture risulta essere la seguente:

- Decreto 14 gennaio 2008 "Norme tecniche per le costruzioni".
- Circolare Ministero Infrastrutture e Trasporti n. 617 del 2 Febbraio 2009 - “Istruzioni per l’applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14 Gennaio 2008”.
- Legge 5 novembre 1971, n. 1086 - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica.
- Circolare Ministero dei Lavori pubblici 14 febbraio 1974, n.11951 – Applicazione delle norme sul cemento armato.
- Eurocodici UNI EN 1990:2006; UNI EN 1991; UNI EN 1992; UNI EN 1993; UNI EN 1994; UNI EN 1997; UNI EN 1998
- Calcestruzzo - specificazione, prestazione, produzione e conformità (UNI EN 206-1:2006);
- UNI EN 1992-1-1:2005 - EC 2: PROGETTAZIONE DELLE STRUTTURE DI CALCESTRUZZO;
- D.M. LL. PP. 11 marzo 1988 “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l’esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione” e le relative istruzioni (Circolare Ministero Lavori Pubblici 24 settembre 1988, N. 30483 - Circolare Ministero Lavori Pubblici 9 gennaio 1996, N. 218/24/3).
- D.M. LL. PP. 14 febbraio 1992 “Norme tecniche per l’esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche” e le relative

istruzioni (Circolare Ministero Lavori Pubblici 24 giugno 1993, N. 37406/STC).

- D.M. LL. PP. 9 gennaio 1996 “Norme tecniche per il calcolo, l’esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche” e le relative istruzioni (Circolare Ministero Lavori Pubblici 15 ottobre 1996, N. 252).
- D.M. LL. PP. 16 gennaio 1996 “Norme tecniche relative ai «Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e dei sovraccarichi»” e le relative istruzioni (Circolare Ministero Lavori Pubblici 4 luglio 1996, N. 156AA.GG./STC).
- Legge 2 Febbraio 1974 n° 64 - “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”.
- D.M. LL. PP. 16 gennaio 1996 “Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche” e le relative istruzioni (Circolare Ministero Lavori Pubblici 10 aprile 1997, N. 65/AA.GG.).
- Ordinanza n. 3274 20 marzo 2003 della Presidenza del Consiglio dei Ministri “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e normative tecniche per le costruzioni in zona sismica” e s.m.i.
- Presidenza del Consiglio dei Ministri – Ordinanza n. 3519 del 28 Aprile 2006 - “Criteri generali per l’individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l’aggiornamento degli elenchi delle medesime zone”.

3. Parti d'opera da realizzare

L'unico imbocco (imbocco Sud) della galleria è realizzato con un tratto in artificiale realizzato a cielo aperto, con scavo protetto da paratie berlinesi di micropali tirantate.

L'artificiale di imbocco Sud della galleria Fornaci III è collocato tra le progressive 227,00 e 242,00, per una lunghezza complessiva di 15 m.

La galleria artificiale sarà quindi completata con il portale a becco di flauto ed il rivestimento definitivo all'interno della dima.

La paratia sul lato sinistro è stata prolungata dopo il termine del portale a becco di flauto, in funzione degli scavi previsti; tale tratto ha carattere di opera di sostegno permanente e verrà rivestito in pietra (WBS MU59).

La sistemazione definitiva prevede un ritombamento parziale con rimodellazione del terreno, ed il rivestimento in pietra della porzione di paratia che rimarrà scoperta.

All'altra estremità, la galleria naturale è contigua alla galleria artificiale Le Fornaci 2, che verrà realizzata prima della galleria naturale Le Fornaci 3.

Per realizzare il concio di "attacco" della galleria naturale, nella parte terminale della galleria artificiale sono stati eseguiti dei trattamenti jet-grouting dall'alto, parzialmente armati con tubolari in VTR, tali da costituire la paratia frontale, il tappo di fondo per il contenimento della sottostante falda in pressione ed il consolidamento di un primo tratto del nucleo della galleria naturale.

Nel seguito si riportano alcune immagini dei lavori previsti per la realizzazione dell'ultimo concio della galleria naturale.

Per i dettagli si rimanda alla relativa tavola grafica.

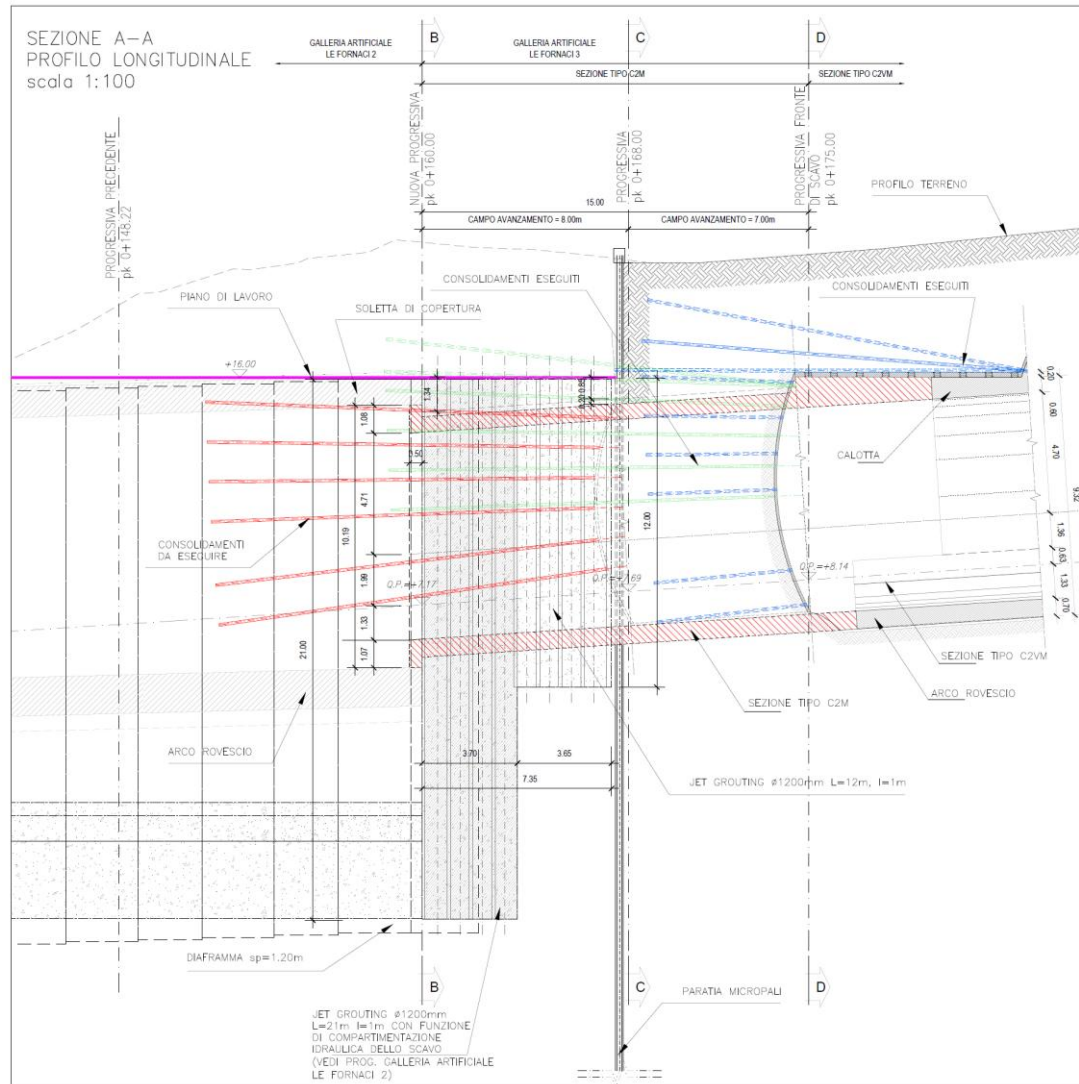


Figura 1 – Sezione longitudinale A-A

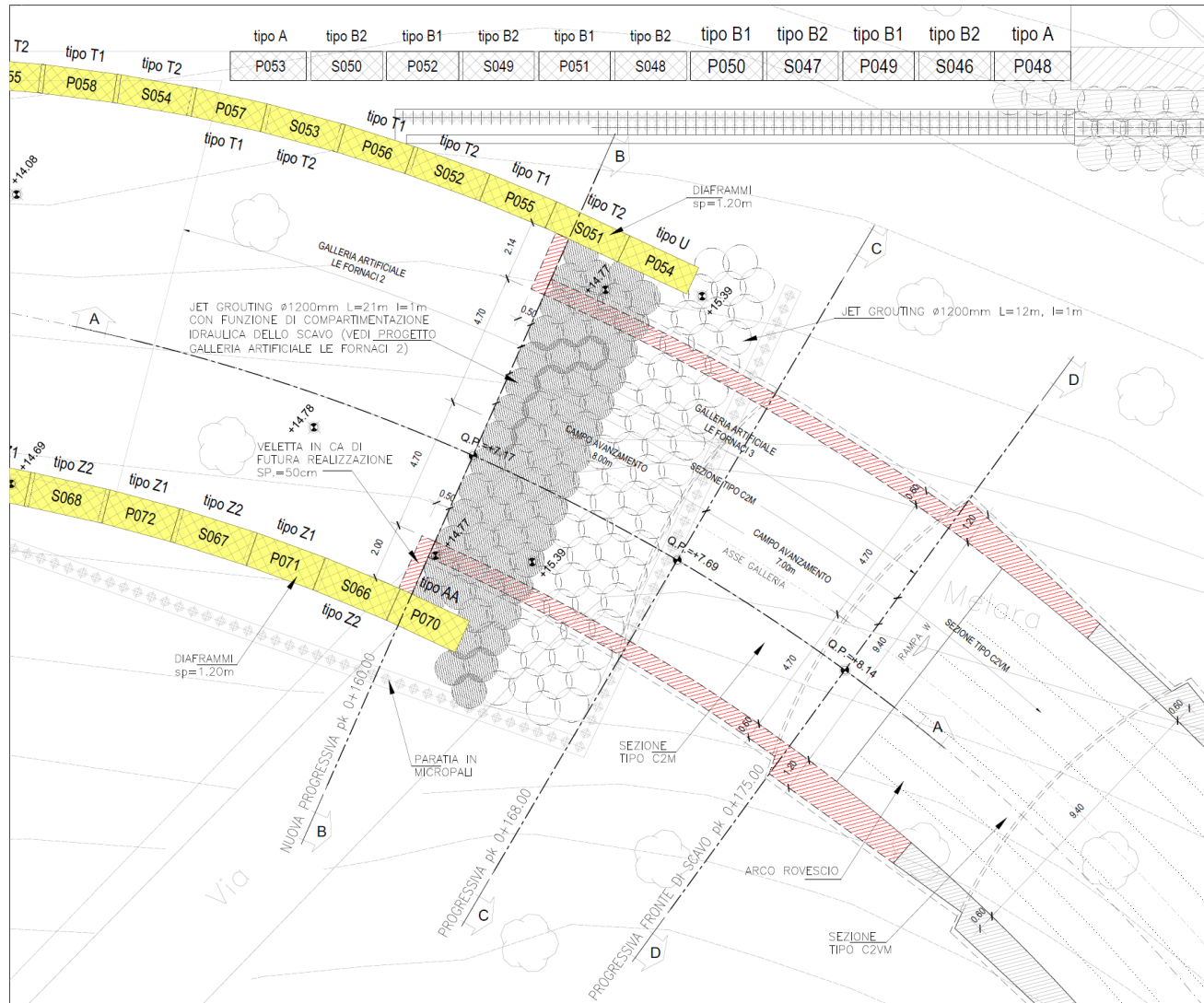


Figura 2 – Stralcio planimetrico

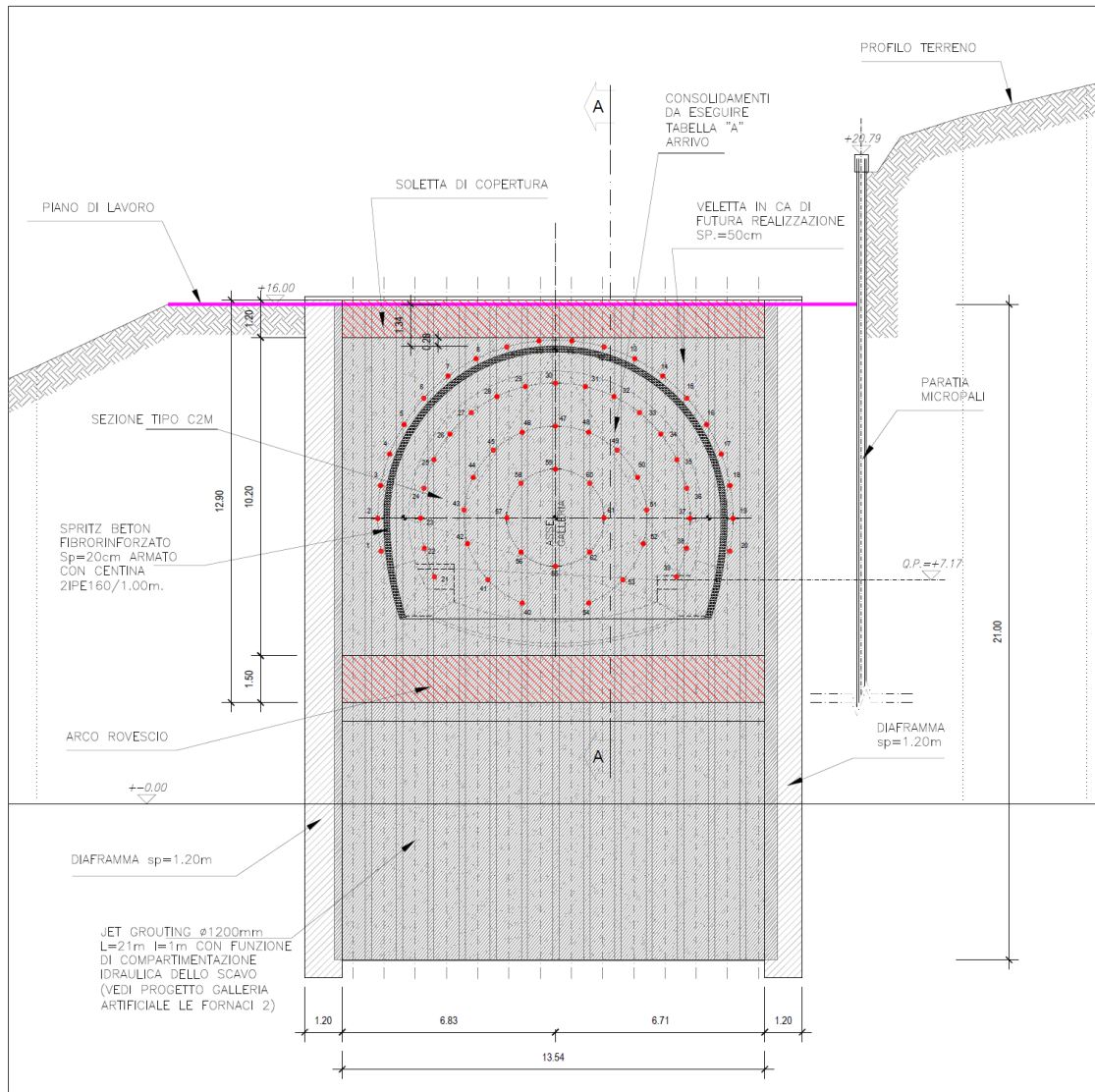


Figura 3 – Sezione B-B

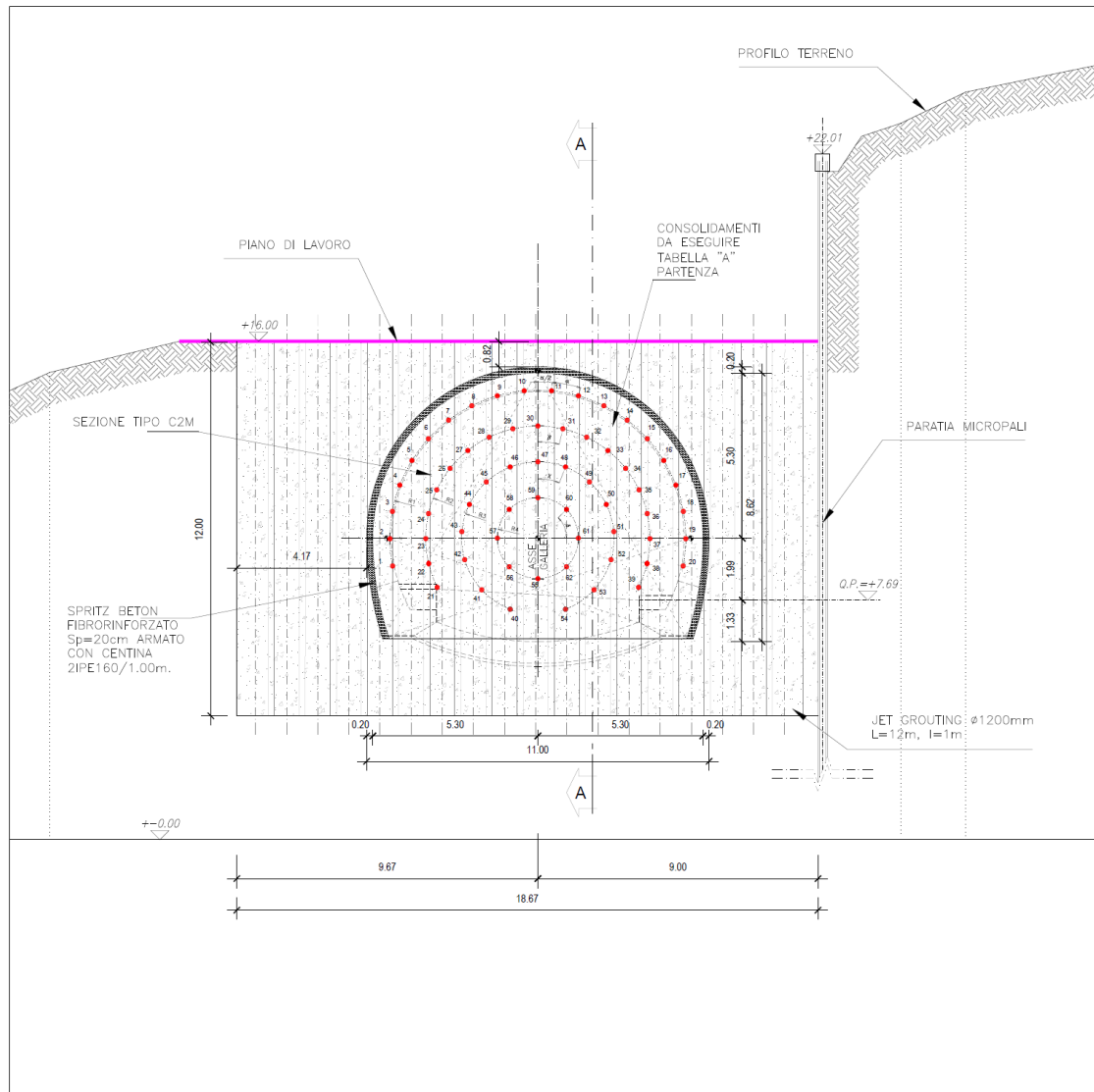


Figura 4 – Sezione C-C

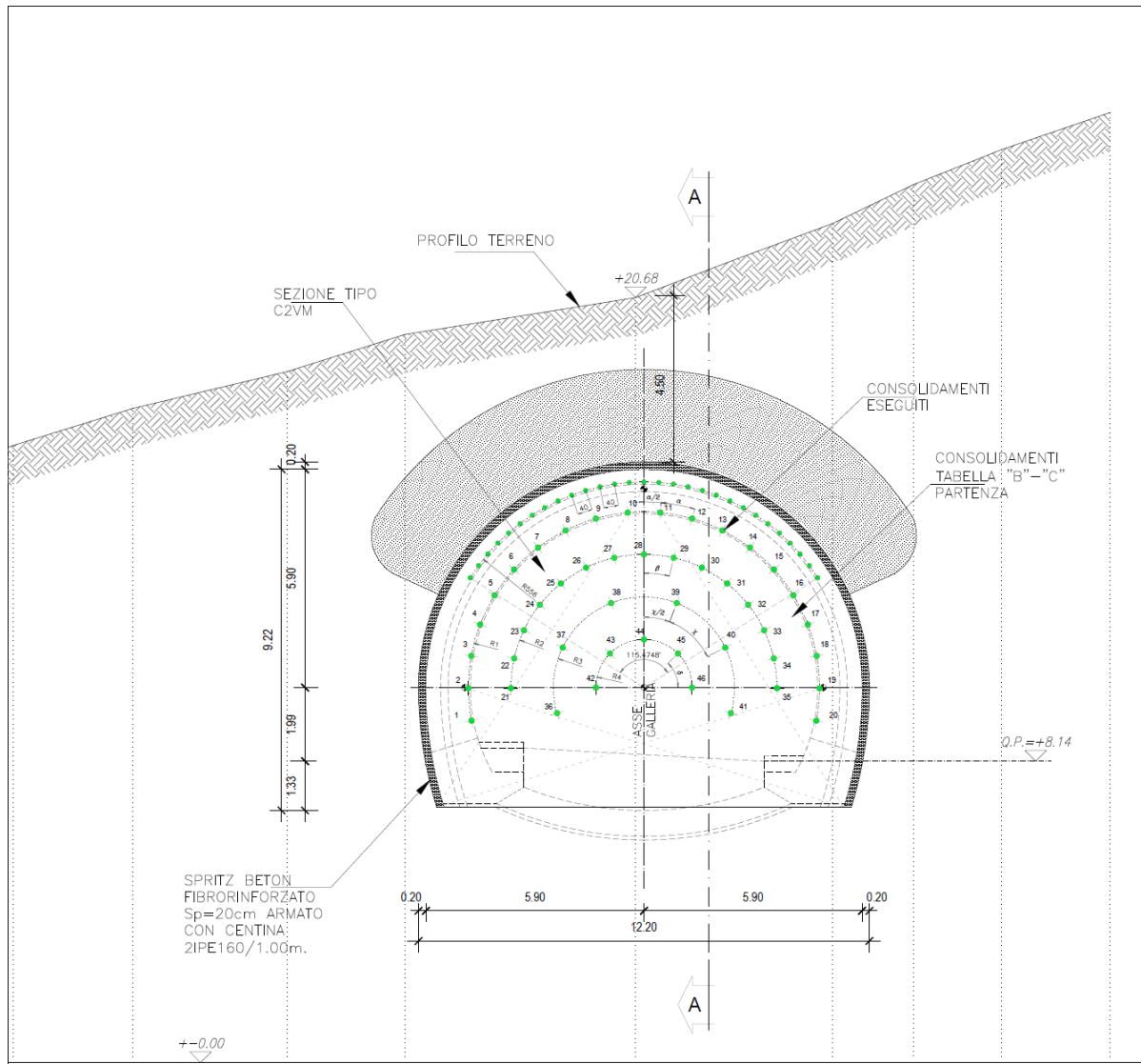


Figura 5 – Sezione D-D

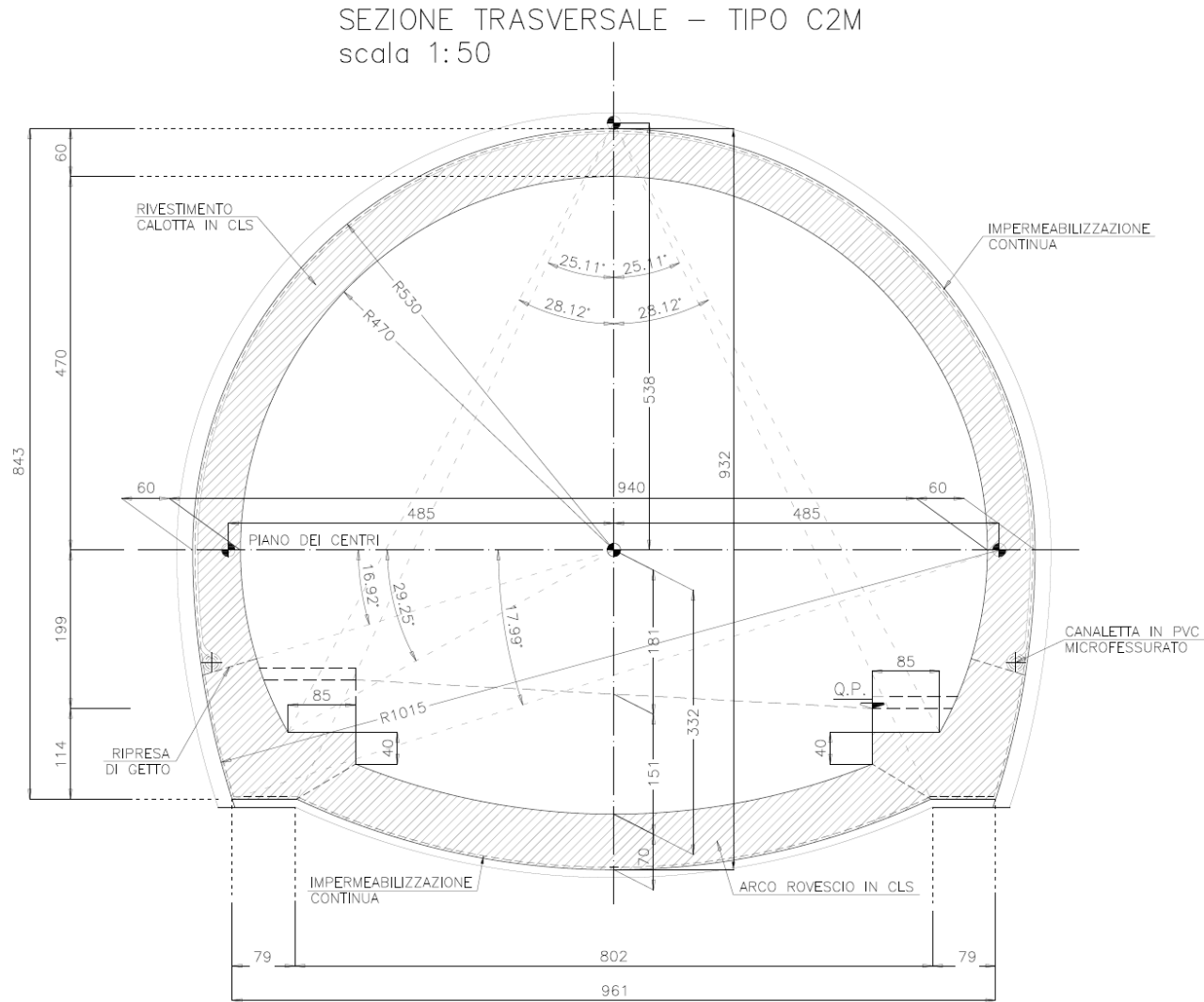


Figura 6 – Sezione Tipo C2M

4. Materiali

Le strutture sono state analizzate prevedendo l'impiego dei seguenti materiali:

Calcestruzzo per getti in opera rivestimento definitivo: C30 / 37

Cls conforme UNI-EN 206 – 1
 Classe di resistenza minima C30/37
 Cemento 32.5 N – 32.5 R
 Classe di consistenza S4,
 Classe di esposizione XS1
 Rapporto A/C ≤ 0,50
 Dosatura minima cemento = 300 kg/m³
 Diametro max. inerti 31mm
 Classe di contenuto di cloruri Cl 0.20,
 Copriferro minimo 50 mm

Valore caratt.co resistenza cubica a compressione a 28 gg:	$R_{ck} \geq 37 \text{ MPa}$
Valore caratteristico resistenza cilindrica a compressione	$f_{ck} = 0.83 * R_{ck}$
Valore medio della resistenza cilindrica a compressione	$f_{cm} = f_{ck} + 8$
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_C$
Resistenza caratteristica a trazione semplice	$f_{ctm} = 0.3 * f_{ck}^{(2/3)}$
Resistenza caratteristica a trazione per flessione	$f_{ctfm} = 1.2 * f_{ctm}$
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctm} / \gamma_C$
Modulo elastico	$E_{cm} = 22000 * (f_{cm} / 10)^{0.3}$

Con:

$\gamma_C = 1.5$	coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo
$\alpha_{cc} = 0.85$	coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata

Nelle verifiche agli stati limite di esercizio si assume $\gamma_C = 1$

Calcestruzzo spruzzato fibrorinforzato: C30 / 37

Valore caratteristico resistenza cubica a compressione:	a 24 h	$R_{ck} \geq 10 \text{ MPa}$
	a 28 gg	$R_{ck} \geq 37 \text{ MPa}$

Fibre in poliestere: dosaggio minimo = 5 Kg/m³

Energia assorbita da prove di punzonamento su piastre di cls fibrorinforzato ≥ 500 Joule

Acciaio di carpenteria

S275 per profilati e piastre (per spessore nominale degli elementi $t \leq 40$ mm):

Valore caratteristico della tensione di rottura	$f_{tk} = 430$ MPa
Valore caratteristico della tensione di snervamento	$f_{yk} = 275$ MPa
Resistenza di calcolo	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$

Con:

$\gamma_s = 1.05$ coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio di carpenteria

Nelle verifiche agli stati limite di esercizio si assume $\gamma_s = 1$.

Acciaio di armatura

B450C per tondini ad aderenza migliorata conforme UNI – EN 10002:

Valore caratteristico della tensione di rottura	$f_{tk} = 540$ MPa
Valore nominale delle tensioni caratteristiche di snervamento	$f_{y\ nom} = 450$ MPa
Valore caratteristico della tensione di snervamento	$f_{yk} \geq f_{y\ nom}$
Resistenza di calcolo	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$

Con:

$\gamma_s = 1.15$ coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio di armatura

Nelle verifiche agli stati limite di esercizio si assume $\gamma_s = 1$

Elementi strutturali in VTR

Tubi in VTR ϕ 60/40 ad aderenza migliorata:

Densità ≥ 18 kN/m³
 Resistenza a trazione ≥ 800 MPa
 Resistenza a taglio ≥ 85 MPa
 Modulo elastico ≥ 20000 MPa
 Contenuto in vetro ≥ 50 %
 Perforazione in fori ϕ 100÷140 mm
 Iniezioni con miscele cementizie

5. Inquadramento geologico, geomorfologico e idrogeologico

L'area interessata dal tracciato in progetto si estende a nord, nord-est della città di La Spezia. Essa è caratterizzata da una serie di rilievi collinari a ridosso della città, che culminano con la cima del Monte Albano. Questi rilievi presentano versanti mediamente inclinati, solcati da ruscelli e torrenti a carattere prevalentemente stagionale, il più importante dei quali è rappresentato dal torrente "Nuova Dorgia". La superficie sovrastante il tracciato, previsto prevalentemente in galleria, è caratterizzata da un elevato grado di antropizzazione per la presenza sia di abitazioni residenziali sia di terrazzamenti ad uso agricolo.

Dal punto di vista geologico i litotipi presenti lungo il tracciato appartengono a quattro differenti unità strutturali della catena appenninica; da ovest ad est si riconoscono le seguenti unità:

- Unità liguri (Unità del Monte Gottero: Arenaria del M. Gottero),
- Unità sub-liguri (Unità di Canetolo: Arenaria di Ponte Bratica – Argille e Calcari di Canetolo),
- Unità toscane (Macigno – Calcare Cavernoso),
- Unità di Massa (Successione metamorfica di Punta Bianca - Gruppo del Verrucano).

Queste formazioni sono costituite da torbiditi, rappresentate dalla sovrapposizione di strati a spessore da pochi centimetri a qualche metro, costituiti da una porzione arenacea, in genere grossolana, che, verso l'alto sfuma ad arenaria o silt e, nella parte più alta, ad argilliti siltose o marne. Dall'analisi di dettaglio delle stratigrafie si sono potute riconoscere due associazioni litologiche principali:

- 1) Argilliti di colore grigio scuro, fratturate, caratterizzate da giunti ravvicinati, argilliti molto fratturate, quasi sempre frantumate e ridotte a ghiaia eterometrica con ciottoli di argilliti in matrice fine limoso-argillosa; l'alterazione è sempre presente sotto forma di patine di colore ocreo.
- 2) Arenarie grigie a grana medio fine, arenarie molto alterate e fratturate ridotte a ghiaia in scarsa matrice limoso-sabbiosa.

L'assetto strutturale dell'area è stato fortemente condizionato dalla storia tettonico-evolutiva che ha portato alla formazione della catena Appenninica e del Mare Tirreno: durante le differenti fasi tettoniche queste unità sono state soggette ad intensi fenomeni deformativi sia di tipo compressivo (sovrascorrimenti) sia di tipo distensivo (apertura di graben). Le rocce affioranti nell'area in esame hanno subito questi processi in modo particolarmente intenso, in quanto si trovano in prossimità sia del piano di

sovrascorrimento tra le due unità strutturali (Unità Liguri e Toscane), sia della faglia di Carrodano che delimita il graben di La Spezia e per la quale vengono ipotizzati rigetti fino a 2000 m.

Oltre a queste strutture di interesse regionale nell'area sono stati identificati dall'analisi delle foto aerea e dalle indagini geofisiche, una serie di lineamenti tettonici minori ad andamento antiappenninico, che possono corrispondere a faglie normali e trascorrenti il cui rigetto e senso di movimento non è definibile con certezza.

In conclusione, si può ritenere che a causa di queste intense vicissitudini tettoniche l'ammasso roccioso è stato piegato, trasposto e fagliato fino a raggiungere una struttura prossima a quella di una cataclasite, in cui sparsi blocchi con dimensioni variabili di materiale coerente sono inglobati in una matrice argillosa e sabbiosa a scarsa consistenza intersecata inoltre da vere e proprie zone cataclastiche.

Questa situazione viene confermata dai risultati sia dei rilievi di superficie che dei carotaggi in cui si è sempre riscontrato un elevato grado di fratturazione e valori di RQD prossimi a 0 %, e comunque quasi sempre inferiori al 50 %.

La ricostruzione dell'assetto geometrico dei litotipi e delle unità strutturali presenti lungo il tracciato è stata rappresentata nel profilo geologico.

Dal punto di vista geomorfologico, a causa dell'elevato grado di tettonizzazione del substrato roccioso e delle scadenti caratteristiche meccaniche dei depositi di alterazione superficiale, i versanti collinari di tutto l'entroterra spezzino sono localmente interessati da fenomeni franosi, fenomeni di crollo quiescenti o attivi, cedimenti gravitativi di versante, fenomeni di ruscellamento diffuso e/o concentrato, aree denudate dal dilavamento e dal decorticamento del suolo che si evolvono in calanchi, versanti con movimenti franosi a livello superficiale ma diffusi arealmente, presenza di impluvi riempiti da colate di fango e/o terra.

L'opera in progetto ricade per la maggiore parte nelle aree a media e massima franosità e di ciò si è tenuto conto nello sviluppo del progetto, in particolare nelle zone all'aperto.

Dal punto di vista idrogeologico il tracciato della variante attraversa il bacino idrogeologico di alcuni corsi d'acqua di media importanza che, da ovest ad est, possono essere così distinti:

- Torrente Nuova Dorgia,
- Torrente Felettino,
- Torrente S. Venerio.

Il livello piezometrico è stato ricostruito dai dati relativi a letture piezometriche eseguite nel periodo gennaio-aprile 2001 e dall'interpretazione dei dati provenienti dal monitoraggio idrogeologico, eseguito fino al dicembre 2008, dalla ENVI s.n.c per conto di ANAS S.p.A.. A tali dati si sono aggiunti quelli delle misure piezometriche relative all'ultima fase di indagine. Le quote rilevate sono riportate nel profilo geomeccanico e di esse si è tenuto conto nei calcoli dei rivestimenti delle gallerie.

La circolazione delle acque sotterranee è strettamente connessa alle caratteristiche litologiche, stratigrafiche e strutturali delle varie unità sedimentarie. Le caratteristiche di permeabilità del substrato roccioso e delle coltri detritiche sono state indagate per mezzo di prove di permeabilità in situ di tipo Lefranc e Lugeon.

L'area in esame è interessata sostanzialmente da una permeabilità primaria di medio grado, che interessa i depositi superficiali di versante costituiti da ghiaie e sabbie in matrice limoso-sabbiosa o limoso-argillosa e da una permeabilità secondaria di medio grado, che interessa il substrato roccioso più alterato e fratturato.

Di seguito verranno sinteticamente descritte le condizioni geomorfologiche e idrogeologiche incontrate durante la realizzazione della nuova galleria "Fornaci III".

5.1 Caratteristiche lito-stratigrafiche

Lo scavo della galleria interesserà il complesso di rocce appartenenti al gruppo del Verrucano.

Vengono brevemente richiamate le principali caratteristiche litostratigrafiche delle rocce interessate.

Il Verrucano è costituito da un complesso debolmente stratificato con livelletti di arenaria quarzosa (anageniti) immersi o alternati a livelli limoso-sabbiosi (filladi). Esclusi i livelli più superficiali (V1), si presenta notevolmente addensato a prescindere dalla elevata componente terrigena.

Sulla base delle discontinuità individuate con la sismica a rifrazione, si possono riconoscere quattro diversi stati della roccia, tra i quali il passaggio è sempre graduale:

- V1, detritico
- V2, alterato e allentato
- V3a, compatto prevalentemente filladico che per alterazione si sono trasformate in limi e argille
- V3b, compatto con maggiore componente anagenitica.

Il Verrucano V3b ospita una falda idrica in pressione.

5.2 Situazione idrogeologica

Nella tabella che segue sono riportate le letture al piezometro di Casagrande installato nel sondaggio S31 nel corso della campagna geognostica 2000-2001.

LOCALITÀ:	La Spezia		PROVINCIA:	SP
COMMITTENTE:	ANAS - Compartimento Viabilità per la Liguria - La Spezia			
LAVORO:	Progettazione definitiva variante S.S. n° 1 Lotto 3 tr. Ortonovo - La Spezia			
DESCRIZIONE:	n° 1 celle di Casagrande	INSTALLAZIONE:	S31	
OPERATORE:		PROFONDITÀ:	Cella 1: 30 m	Cella 2:
PIEZOMETRO:	Mod: BFKT (Pasi)	NOTE:		

N° LETTURA	DATA	ORA	MISURA FALDA	NOTE
1	31 gennaio 01	17.50	4,25 m	
2	16 febbraio 01	10.40	4,45 m	
3	5 marzo 01	9.15	4,52 m	
4	20 marzo 01	10.07	4,39 m	
5	3 aprile 01	10.30	4,27 m	
6	17 aprile 01	11.47	4,35 m	

6. Indagini geognostiche

6.1 Sondaggi

Lungo il tracciato della galleria “Fornaci III” sono stati eseguiti i seguenti sondaggi:

- Campagna indagini 2000 : n. 1 sondaggio geognostico

Sondaggio	Lunghezza (m)	Note	Attrezzatura
S31	30	Carotaggio continuo	Piezometro Casagrande - Cella a 30 m

- Campagna indagini 2007: non sono stati eseguiti sondaggi.
- Campagna indagini 2010 : n. 2 sondaggi geognostici

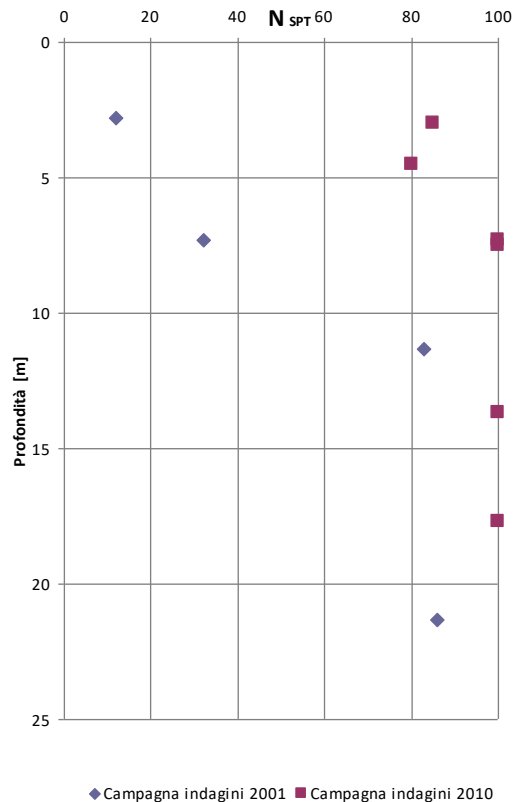
Sondaggio	Lunghezza (m)	Note	Attrezzatura
606	40	Carotaggio continuo	Piezometro a tubo aperto
610	25	Carotaggio continuo	Piezometro a tubo aperto

6.2 Prove penetrometriche dinamiche tipo SPT

- Campagna indagini 2000: nel foro di sondaggio sono state eseguite n. 4 prove SPT a diverse profondità
- Campagna indagini 2007: non sono state eseguite prove SPT.
- Campagna indagini 2010: nei fori di sondaggio sono state eseguite n. 6 prove SPT a diverse profondità.

I valori dell'indice N_{SPT} riferiti alla profondità di inizio prova sono riepilogati nella tabella seguente e nella figura successiva:

Sondaggio	z	N _{SPT}
	(m)	(-)
<i>S31</i>	2,80	12
<i>S31</i>	7,30	32
<i>S31</i>	11,30	83
<i>S31</i>	21,30	86
<i>606</i>	4,50	80
<i>606</i>	7,50	RIFIUTO
<i>606</i>	13,70	RIFIUTO
<i>606</i>	17,70	RIFIUTO
<i>610</i>	3,00	85
<i>610</i>	7,30	RIFIUTO



6.3 Prove pressiometriche tipo Menard

- Campagna indagini 2000: nel foro di sondaggio non sono state eseguite prove pressiometriche tipo Menard.
- Campagna indagini 2007: non sono state eseguite prove pressiometriche tipo Menard.
- Campagna indagini 2010: nei fori di sondaggio non sono state eseguite prove pressiometriche tipo Menard.

6.4 Prove di permeabilità

- Campagna indagini 2000: nel foro di sondaggio non sono state eseguite prove permeabilità .
- Campagna indagini 2007: non sono state eseguite prove permeabilità .
- Campagna indagini 2010: nei fori di sondaggio non sono state eseguite prove permeabilità .

6.5 Prove di laboratorio

- Campagna indagini 2000: nei fori di sondaggio sono stati prelevati n. 6 campioni disturbati di terreno a diverse profondità..
- Campagna indagini 2007: non sono stati esaminati campioni.
- Campagna indagini 2010: nei fori di sondaggio sono stati prelevati n. 4 campioni rimaneggiati a diverse profondità.

I campioni prelevati nel corso delle operazioni di perforazione dei sondaggi sono stati sottoposti a prove di laboratorio di identificazione e caratterizzazione meccanica. Essi si sono presentati come roccia fortemente alterata e disgregata, assimilabile a terreno sciolto.

Nel seguito vengono ricapitolati i risultati principali.

Risultati delle prove di laboratorio su campioni terrosi

Sondaggio	DATI GENERALI				CARATTERISTICHE FISICHE								GRANULOMETRIA (CLASSIFICAZIONE ASTM D 422-90)						TD		TXUU ELL
	Campione	z _i [m]	z _r [m]	Stato	W [%]	γ _{sat} [kN/m ³]	γ _s [kN/m ³]	W _p [%]	W _L [%]	I _p [°]	G [%]	S [%]	L [%]	A [%]	L+A [%]	c' [kPa]	φ' [°]	c _u [kPa]			
	CD1	5,6	5,8	R	15,7	19,26					0,43	26,94	N.D.	N.D.	72,63			82,54			
S31	CD2	14,7	14,9	R	16,55	20,59					0	32,73	N.D.	N.D.	67,27	0,00	31,10				
S31	CD3	20,6	20,8	R	18,09	20,76					0	30,42	N.D.	N.D.	69,58			109,18			
S31	CD4	23,8	24,0	R	13,88	21,06					2,02	55,49	N.D.	N.D.	42,49						
S31	CD5	25,5	25,7	R	14,59	23,41					0,07	41,75	N.D.	N.D.	58,18			124,34			
S31	CD6	29,0	29,3	R	16,5						0	19,22	N.D.	N.D.	80,78						
606	CR1	6,0	6,2	R	15,37	22	27,07	21,7	16,1	5,6	10,5	49,8	29,0	10,7	39,7	9,2	30,2	53,9			
606	CR4	20,8	21,0	R	12,53	21,1	26,79	30,2	24,2	5,9	35,0	34,1	23,1	7,8	30,9	11,4	31,0	118,0			
610	CR1	11,1	11,4	R	14,5	19-22,3	27,06	25,0	18,0	6,9	11,3	44,9	32,2	11,6	43,8	38,4	29,0	125,5			
610	CR2	16,2	16,5	R	8,77	22,8	26,33	17,8	12,9	4,9	34,5	36,0	20,4	9,1	29,5	6,2	32,0	38,4			

6.6 Prospezioni sismiche a rifrazione

- Campagna indagini 2000: non sono state eseguite prospezioni sismiche.
- Campagna indagini 2007: non sono state eseguite prospezioni sismiche.
- Campagna indagini 2010: è stata eseguita la prospezione sismica 651 a rifrazione.

7. Caratterizzazione geotecnica

7.1 Determinazione delle caratteristiche fisiche

Dalle analisi eseguite sui campioni di roccia molto fratturata e alterata prelevati, la formazione in esame ha presentato contenuti granulometrici variabili nei seguenti intervalli:

argilla = 7.8 % ÷ 11.6 %

limo = 20.4 % ÷ 32.2 %

sabbia = 19.2 % ÷ 55.5 %

ghiaia = 0 % ÷ 35.0 %

Il contenuto d'acqua naturale (wn) risulta compreso tra 8.77 % e 18.09% con media 14.65%.

Le caratteristiche di plasticità (limite liquido wL e indice di plasticità IP) variano generalmente entro i seguenti valori:

w_L = limite liquido = 17.8 % ÷ 30.2 % con media 23.7%.

IP = indice di plasticità = 4.9 ÷ 6.9 con media 5.8.

Il peso di volume naturale è risultato variabile nel campo: $\gamma_n = 19.26 \div 23.41$ kN/m³ con media di 21.37 kN/m³.

7.2 Determinazione delle caratteristiche di resistenza

Sui campioni prelevati sono state eseguite n. 5 prove di taglio diretto (TD), n. 3 prove triassiali non consolidate non drenate (TxUU) e n. 4 prove di compressione ad espansione laterale libera ELL.

Dai risultati delle prove di taglio diretto, i valori ottenuti, in termini di angolo di attrito e coesione, risultano pari a :

$c' = 0 \div 38.4$ kPa, mediamente pari a 13.04 kPa;

$\varphi' = 29.0 \div 32.0^\circ$, mediamente pari a 30.7°.

Le prove triassiali TxUU e le prove di compressione ELL forniscono valori della resistenza al taglio non drenata pari a:

$c_u = 38.40 \div 125.50$ kPa con media di 93.12 kPa.

7.3 Determinazione delle caratteristiche di deformabilità

Non si dispone di prove dirette per la determinazione dei parametri di deformabilità nei sondaggi eseguiti lungo l'asse della galleria in esame.

Si è quindi fatto riferimento a valori desunti da stime indirette, da prove in sito e laboratorio, e a dati relativi a prove eseguite sugli stessi terreni per altre gallerie.

7.4 Parametri geotecnici dell'ammasso

Nella tabella che segue sono riassunti i parametri geotecnici assunti nei calcoli.

	γ	c	ϕ	E	ν
	(kN/m^3)	(kPa)	($^\circ$)	(MPa)	(-)
V1	20,5	20	31,5	50	0,3
V2	21,5	40	30,5	120	0,3
V3a	21	50	31	200	0,3
V3b	22	40	33	600	0,3

8. Analisi del comportamento deformativo allo scavo

L'evoluzione dello stato tensionale nell'ammasso, dovuto allo scavo della galleria, può essere correlato all'andamento delle deformazioni, rappresentative del comportamento del fronte e della cavità nei riguardi della stabilità a breve e a lungo termine.

L'elemento centrale per l'analisi dell'evoluzione dei fenomeni deformativi al contorno del cavo, attraverso il quale è possibile valutare le condizioni di stabilità della galleria, è il comportamento del fronte di scavo.

In relazione alle caratteristiche di resistenza e deformabilità dell'ammasso, del comportamento del materiale a breve e a lungo termine, dei carichi litostatici corrispondenti alle coperture in gioco e della forma e dimensioni della sezione di scavo nonché dello schema di avanzamento adottato, il comportamento del fronte di scavo, al quale è legato quello della cavità, può essere sostanzialmente di tre tipi: "stabile", "stabile a breve termine" e "instabile" come di seguito illustrato.

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. I fenomeni deformativi osservabili sono di piccola entità e tendono ad esaurirsi rapidamente.

Il fronte di scavo è globalmente stabile, potendosi solo verificare instabilità locali, riconducibili al distacco gravitativo di piccoli blocchi rocciosi per uno sfavorevole assetto strutturale dell'ammasso roccioso.

Lo stesso comportamento elastico si manifesta sul contorno dello scavo con restringimenti immediati e la possibilità di distacchi di blocchi quando l'orientamento delle principali discontinuità è sfavorevole.

Gli interventi di stabilizzazione sono volti soprattutto ad impedire il possibile distacco dei blocchi e l'alterazione della roccia, in modo da conservare il profilo di scavo.

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. I fenomeni deformativi connessi con la ridistribuzione delle tensioni risultano più accentuati rispetto al caso di gallerie a fronte stabile e producono nell'ammasso roccioso al fronte una decompressione, con una riduzione della resistenza interna per la formazione di microfratture (talora preesistenti) e per l'aumento della distanza dei legami intermolecolari. La decompressione può essere comunque controllata

e regimata con adeguati interventi di preconsolidamento al fronte e/o di consolidamento al contorno del cavo, che consentono il contenimento all'ammasso all'interno delle condizioni di stabilità durante lo scavo, mentre il margine di sicurezza a lungo termine è garantito dal rivestimento definitivo. In caso contrario lo stato tenso-deformativo potrà evolvere verso situazioni d'instabilità del cavo.

L'eventuale presenza di acqua, riducendo la resistenza al taglio della roccia, favorisce l'estendersi della fascia di plasticizzazione e, conseguentemente, la probabilità del verificarsi dei fenomeni di instabilità. È necessario in questi casi ricorrere ad interventi di drenaggio soprattutto nella zona del fronte.

Galleria a fronte instabile (caso C)

L'instabilità progressiva del fronte di scavo è attribuibile ad una 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 al fronte e portano ad un decadimento rapido e progressivo delle caratteristiche meccaniche d'ammasso. Questo tipo di decompressione più accentuata deve essere contenuta prima dell'arrivo del fronte di scavo e richiede pertanto interventi di preconsolidamento sistematici in avanzamento che consentiranno di creare artificialmente quell'effetto arco capace di far evolvere la situazione verso configurazioni di equilibrio stabile.

La eventuale presenza dell'acqua riduce ulteriormente la resistenza al taglio del terreno accrescendo l'entità dei fenomeni deformativi. In regime idrodinamico può provocare trascinarsi di materiale. Occorre pertanto eseguire interventi preventivi di drenaggio in modo da annullare le pressioni idrauliche nella zona del fronte.

La valutazione della previsione del comportamento del fronte di scavo e della eventuale conseguente necessità di interventi di preconsolidamento preventivi allo scavo è stata condotta seguendo due differenti metodologie in funzione della profondità della galleria. In particolare per coperture superiori a 50 m è stato adottato il metodo delle linee caratteristiche, mentre per coperture inferiori a 50 m è stata adottato un metodo all'equilibrio limite che si basa sulle teorie sviluppate da Tamez.

In accordo con la normativa di riferimento (DM 14/01/2008 (Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni)) le verifiche sono state condotte facendo riferimento all'Approccio 1 – Condizione A2+M2+R2. A tal fine i parametri geotecnici caratteristici sono stati opportunamente fattorizzati secondo i coefficienti di cui alla tabella 6.2.II della presente Norma.

9. Metodo dell'equilibrio limite – tamez: $H < 50m$

Nelle verifiche di stabilità del fronte nel caso di trattamenti colonnari in jet-grouting è stata considerata una coesione fittizia del terreno data dalla media ponderale tra la coesione dei trattamenti e quella del terreno naturale.

La verifica della stabilità del fronte di scavo è stata condotta utilizzando la formulazione di Tamez basata sul metodo dell'equilibrio limite.

La presenza dei consolidamenti del fronte è stata simulata introducendo un valore di coesione equivalente. Pertanto si ottiene:

$$\Delta c = \sigma_3 / 2 (N_\phi)^{0.5}$$

$$\Delta \sigma_3 = T_s n / A$$

$$T_s = \tau_a \cdot d \cdot \pi \cdot L$$

Una volta stimato il valore della coesione equivalente $\square c$ è possibile valutare il coefficiente di sicurezza FSF relativo alla stabilità del fronte di scavo. L'analisi è condotta considerando che il volume di materiale soprastante lo scavo da eseguire possa essere approssimato mediante solidi prismatici (F 1). Essendo note le forze attive F_i e le forze resistenti R_i , si definisce il fattore di sicurezza FSF come il rapporto tra i momenti delle forze resistenti R_i ed i momenti delle forze attive F_i , cioè:

$$FSF = \frac{\sum M(R_i)}{\sum M(F_i)}$$

Si ottiene così la seguente espressione generale:

$$FSF = \frac{NUM1 + NUM2 + NUM3}{DEN}$$

dove:

$$NUM1 = \left[\frac{2(\tau m_2 - \tau m_3)}{(1 + a/1)^2} + 2\tau m_3 \right] \cdot \frac{h_1}{b}$$

$$NUM2 = \frac{2\tau m_3}{(1 + a/1)^2 \sqrt{k_a}} \cdot \frac{h_1}{h}$$

$$NUM3 = \frac{3 \cdot 4 \cdot C}{(1 + a/1)^2 \sqrt{k_a}}$$

$$DEN = \left[1 + \frac{2h}{3 \cdot z(1 + a/1)^2} \right] \cdot (\gamma \cdot z - P_e)$$

in cui compaiono i seguenti parametri:

- τ_{m2}, τ_{m3} i valori rappresentativi della resistenza al taglio del materiale
- P_e pressione di stabilizzazione all'interno della galleria
- γ peso dei volumi del materiale
- z profondità calotta della galleria
- h altezza galleria
- b larghezza galleria
- f fattore di Protodyakonov
- ϕ angolo di attrito del materiale
- B $b + 2 \cdot h \cdot \text{tg} (45^\circ - \phi/2)$
- L $h \cdot \text{tg} (45^\circ - \phi/2)$
- a lunghezza di avanzamento senza sostegni
- h_i $B/(2 \cdot f)$ per $h_i < z$
- h_i z per $h_i > z$
- k_a valore compreso tra 0.5 e 1
- c coesione

Il fattore di Protodyakonov per i terreni è pari a:

$$f = \text{tg} \varphi \text{ per } c=0;$$

$$f = \frac{c}{\sigma_c} + \text{tg} \varphi \text{ per } c \neq 0;$$

con σ_c resistenza a compressione uniassiale.

La stabilità del tratto di scavo non sostenuto è espressa dal valore del fattore di sicurezza del prisma (3) FS_3 , che si determina tramite la formula:

$$FS_3 = \frac{\tau_{m3}}{\gamma \cdot z - P_e} \cdot \frac{h_1}{b} \cdot \left(1 + \frac{b}{a} \right)$$

Per quanto concerne i valori dei parametri τ_{m3} e τ_{m2} , essi rappresentano rispettivamente la media dei valori della resistenza al taglio sulle facce dei prismi (3) e (2). Si determinano ricorrendo alle seguenti formule:

Gallerie profonde ($z/D \geq 3$):

$$\tau m_2 = c + \frac{k_o}{2} \left[w \cdot \gamma + (z - h_i - w)(\gamma - \gamma_w) + \frac{3 \cdot 4c}{\sqrt{k_a}} - \frac{(\gamma - \gamma_w) \cdot h}{2} \right]$$

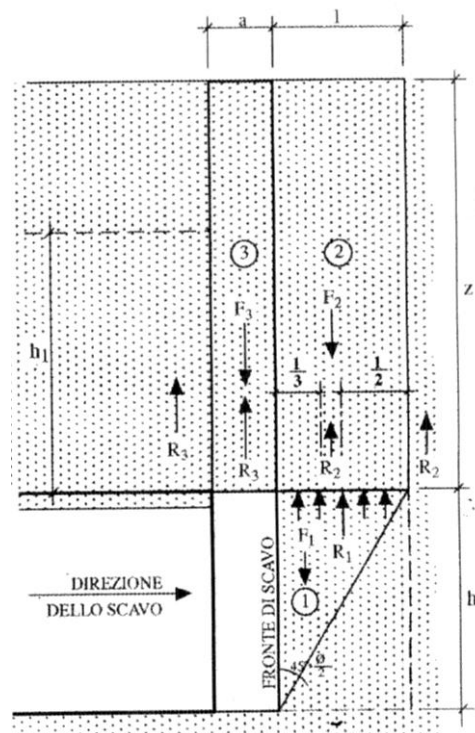
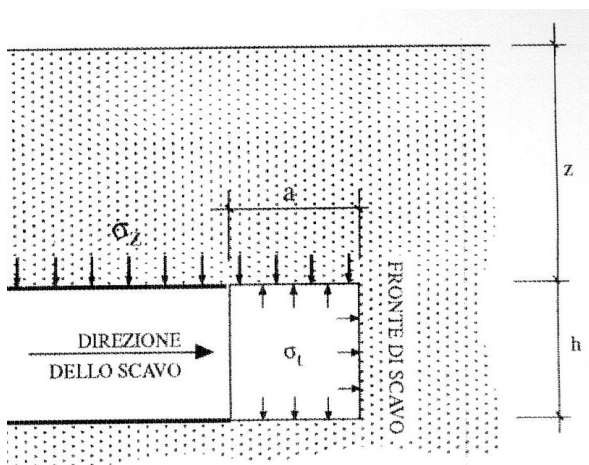
$$\tau m_3 = c + \{0.25 \cdot [w \cdot \gamma + (z - h_i - w)(\gamma - \gamma_w)] - u\} \cdot \text{tg} \cdot \Phi$$

dove, oltre ai parametri già definiti, compaiono:

- K_o $\sigma_h/\sigma_v =$ parametro variabile da 0 a 1 (gallerie da superficiali a profonde)
- w profondità falda rispetto alla superficie del suolo
- γ_w peso di volume dell'acqua
- u pressione interstiziale dell'acqua

Gallerie superficiali ($z/D < 3$):

$$\tau m_2 = c + \frac{k_o}{2} \left[3 \cdot 4 \frac{C}{\sqrt{K_a}} - \frac{(\gamma - \gamma_w) \cdot h}{2} \right]$$



F 1. Schema per la valutazione delle condizioni di stabilità del fronte

Il fattore di sicurezza, espressione del rapporto sopracitato, deve essere maggiore di 1,1.

I calcoli sono esposti in dettaglio di seguito.

SEZIONE TIPO
VERIFICA DELLA STABILITA' DEL FRONTE DI SCAVO - METODO DI TAMEZ

Proprietà del terreno

γ	2.1	t/m ³	Peso di volume
c'	3.2	t/m ²	Coesione
ϕ'	24.8	°	Angolo di attrito
K_0	0	-	σ_h/σ_v ($K_0=0$ per gallerie superficiali; $K_0=0.5$ per condizioni intermedie; $K_0=1$ per gallerie profonde)
K_A	0.5		Valore compreso tra 0.5 e 1

Condizione falda

w	17.4	m	Profondità della falda da p.c.
γ_w	0	t/m ³	Peso di volume dell'acqua (=0 in assenza di falda)

Caratteristiche galleria

z	8	m	Spessore di terreno sopra la calotta
b	10.7	m	Diametro galleria
h	9.4	m	Altezza galleria
a	1	m	Lunghezza di avanzamento senza rivestimenti

Trattamento consolidamento al fronte

n	20	-	Numero trattamenti
D	0.14	m	Diametro di perforazione
L	9	m	Lunghezza di sovrapposizione
τ	15	t/m ²	τ di aderenza malta-terreno
P_E	13.3	t/m ²	Pressione di stabilizzazione

γz^*	17.04		
z/b	0.8	-	Galleria superficiale
h_1	8	m	Altezza del terreno che grava sulla calotta
l	6.0	m	$=h \cdot \text{tg}(45^\circ - \phi/2)$
u	0	t/m ²	Pressione interstiziale
τ_{m2}	3.20	t/m ²	Tensione di taglio agente sul prisma (2)
τ_{m3}	3.20	t/m ²	Tensione di taglio agente sul prisma (3)

FSF =	3.873	Fattore di sicurezza
FS ₃ =	14.997	Fattore di sicurezza del prisma 3

FS min = **3.873 > 1.1: verificato**

10. Analisi tensio-deformativa delle sezioni tipo

Al fine di individuare il comportamento statico e deformativo della galleria in esame sono state eseguite una serie di analisi numeriche, che coerentemente con le varie fasi costruttive, permettono di valutare lo stato tensionale nel terreno, le sollecitazioni agenti nelle strutture di rivestimento e il relativo livello di sicurezza sia nelle condizioni di breve termine sia in quelle di lungo termine.

Le analisi numeriche sono state condotte con riferimento alle seguenti sezioni tipo e coperture e ai relativi schemi di calcolo indicati:

- | | |
|--|--------------|
| – dal p.c. alla profondità di 3 m | Litotipo V1 |
| – dalla profondità di 3 m alla profondità di 16 m | Litotipo V2 |
| – dalla profondità di 16 m alla profondità di 30 m | Litotipo V3a |
| – oltre la profondità di 30 m | Litotipo V3b |

10.1 Analisi alle differenze finite FLAC 5.0

Le analisi tenso-deformative sono state condotte impiegando il codice di calcolo FLAC 5.0 (Fast Lagrangian Analysis of Continua), il quale consente di affrontare problemi di meccanica del continuo, determinando gli stati tensionali e deformativi in un dominio bidimensionale, le cui caratteristiche sono definite da leggi di comportamento, di tipo elastico o plastico, e da imposte condizioni al contorno, implementando il metodo delle differenze finite.

Tale metodo si basa sulla discretizzazione delle equazioni differenziali che governano il problema fisico in esame (equazioni derivanti dal teorema della divergenza di Gauss), attraverso la sostituzione delle derivate con quozienti di differenze finite. In questo modo, le equazioni differenziali vengono trasformate in equazioni algebriche, da risolversi in successivi passi di calcolo. L'algoritmo di calcolo segue uno schema lagrangiano denominato "esplicito per integrazione diretta nel tempo" (explicit time marking), il quale è in grado di lavorare agevolmente e molto velocemente per sistemi con grandi deformazioni, con stati di collasso molto avanzati e in condizioni di instabilità (la possibilità di giungere al collasso non è infatti limitata da problemi di stabilità numerica, quale l'invertibilità di matrici). L'adattamento del metodo alle differenze finite a casi di griglia di forma qualunque segue l'approccio di Wilkins M.L.

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

La legge costitutiva del materiale viene espressa nella seguente forma:

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

Il codice di calcolo FLAC usa uno schema di soluzione “esplicito condizionatamente stabile”, la cui sequenza di calcolo iterativo comprende i seguenti passi:

- per ogni nodo della griglia si valuta la massa m , la risultante delle forze esterne F_e (gravità, carichi esterni ...), la risultante delle forze interne F_i , calcolata per integrazione degli sforzi nelle zone collegate al nodo stesso, così che è possibile determinare la forza squilibrata agente sul nodo F_u (unbalanced force $F_u = F_e - F_i$); affinché il sistema sia in equilibrio, tale forza deve essere nulla;
- per ogni nodo si scrive l’equazione di Newton $F_u = m \cdot a$, tramite la quale è possibile determinare l’accelerazione del nodo in esame; integrando due volte l’accelerazione si ottiene la velocità e lo spostamento incrementale di ogni nodo;
- dal campo di spostamenti incrementali, è possibile risalire al campo di deformazioni incrementali e quindi, attraverso il legame costitutivo dei materiali, al campo di variazioni degli sforzi nel reticolo;
- la variazione degli sforzi comporta la modifica, per ogni nodo della griglia, della risultante delle forze interne e conseguentemente la necessità di rideterminare la F_u , dando inizio ad un nuovo passo di calcolo. Il processo iterativo ha termine qualora si ottenga una forza squilibrata che abbia un valore minore di una tolleranza prestabilita. In generale, l’analisi può essere terminata quando la “unbalanced force” è pari allo 0.1% o all’1% della forza iniziale agente sul nodo.

Nell’analisi condotta per l’ammasso si è assunto modello di comportamento elasto-plastico con criterio di rottura di Mohr-Coulomb, definito dalle seguente espressione:

$$F = \sigma_1 - \sigma_3 (1 + \sin\phi) / (1 - \sin\phi) - 2c ((1 + \sin\phi) / (1 - \sin\phi))^{0.5}$$

$$F = \sigma_{\text{traz}} - \sigma_3$$

secondo tali ipotesi il comportamento del materiale è elastico per sforzi tali da risultare $F < 0$, oppure plastico per sforzi con $F > 0$.

Nel criterio di Mohr-Coulomb i parametri di resistenza sono coesione e angolo di attrito (c, ϕ) integrati dal valore di trazione ammissibile nel materiale (σ_{traz}).

Gli elementi rappresentativi dei rivestimenti sono attivati “free stress” (senza sforzi inerziali) e sono soggetti al peso proprio e agli spostamenti indotti dalle variazioni di rigidità e di sollecitazione che intervengono nello stesso step di calcolo e nei successivi.

Le analisi sono state condotte in condizioni di deformazione piane (PLANE STRAIN),

ma con accorgimenti tali, da rappresentare il progressivo passaggio dal problema tridimensionale, vicino al fronte, a quello piano, lontano dal fronte. Le modalità con cui è stato affrontato tale passaggio sono descritte nei paragrafi successivi.

10.2 Modelli di calcolo

Nella seguente tabella sono riportati i parametri di resistenza e deformabilità utilizzati nei calcoli delle sezioni esaminate:

	γ	c	ϕ	E	ν
	(kN/m^3)	(kPa)	($^\circ$)	(MPa)	(-)
V1	20,5	20	31,5	50	0,3
V2	21,5	40	30,5	120	0,3
V3a	21	50	31	200	0,3
V3b	22	40	33	600	0,3

Gli schemi geotecnici utilizzati nelle modellazioni sono descritti nei paragrafi precedenti e riportati nelle figure allegate in Appendice.

I rivestimenti di prima fase e definitivo sono stati simulati mediante elementi strutturali di tipo “beam”, collegati ai nodi del reticolo giacenti sul contorno del cavo.

Il priverivestimento costituito da spritz-beton associato a centine metalliche, è stato schematizzato come materiale a comportamento elastico-lineare, adottando i seguenti moduli elastici:

- spritz-beton a breve termine ($R_{ck} = 10 \text{ MPa}$) $E = 25.4 \text{ GPa}$;
- spritz-beton a lungo termine ($R_{ck} = 37 \text{ MPa}$) $E = 33 \text{ GPa}$.

Il rivestimento definitivo è stato schematizzato come materiale a comportamento elastico-lineare avente il seguente modulo:

- cls rivestimento definitivo ($R_{ck} = 37 \text{ MPa}$) $E = 33 \text{ GPa}$.

10.3 Carichi applicati e simulazione dell'effetto fronte

Le analisi sono state effettuate considerando le azioni dei carichi statici corrispondenti alle tensioni litostatiche e alle forze derivanti dallo scavo.

Nell'analisi, le forze che derivano dallo scavo sono state portate in conto in maniera progressiva, applicando percentuali crescenti man mano che vengono introdotti nuovi elementi della struttura di rivestimento provvisorio e definitivo, ovvero via via che procede l'avanzamento del fronte di scavo. In tal modo è stata modellata, in termini bidimensionali, la situazione tipicamente tridimensionale presente nella sezione al fronte di avanzamento, legata alla presenza del nucleo di materiale da scavare.

Per stimare l'effetto di contenimento del nucleo al fronte in relazione alle varie fasi costruttive è stato fatto riferimento, secondo quanto suggerito dall'AFTES (cfr. Recommendation for use of convergence confinement method), alle curve di Panet "pressione fittizia σ_f / distanza x dal fronte".

In pratica, la presenza del nucleo di avanzamento corrisponde, nel passaggio dal problema tridimensionale a quello bidimensionale, ad una pressione di confinamento esercitata sul contorno dello scavo pari a:

$$\sigma_f = (1-\lambda) \sigma_0;$$

dove σ_0 è la pressione radiale sul contorno del cavo esercitata dal carico geostatico, mentre λ è un coefficiente di rilassamento che assume valori variabili da 0 a 1 in funzione della distanza della sezione in esame dal fronte di scavo. Valori di $\lambda = 0$ corrispondono alle condizioni iniziali ($\sigma_f = \sigma_0$), valori di $\lambda = 1$ corrispondono ad una situazione in cui il terreno è stato completamente scavato ovvero il fronte si trova a grande distanza dalla sezione di riferimento ($\sigma_f = 0$).

Nei paragrafi seguenti la riduzione della pressione di confinamento esercitata sul contorno del cavo sarà indicata come un rilascio in percentuale ($\lambda \% = \lambda \cdot 100$) della pressione radiale originaria σ_0 (forze di scavo).

Per la scelta della curva di Panet da adottare è stato seguito il seguente criterio: è stata eseguita una modellazione "assialsimmetrica" dello scavo di una galleria a sezione circolare di superficie pari a quella in esame, in un ammasso con caratteristiche meccaniche pari a quelle "medie ponderali" dei terreni presenti in corrispondenza della sezione esaminata. Tale modellazione consente di stimare il valore della deformazione radiale in corrispondenza del fronte di avanzamento. Successivamente è stata eseguita una modellazione bidimensionale, con lo stesso schema geotecnico adottato per l'assialsimmetrico, utilizzando la reale sezione di scavo e applicando rilasci progressivi. La percentuale di rilascio al fronte nel caso in esame risulta determinata dall'uguaglianza dello spostamento radiale dell'analisi assialsimmetrica con quello relativo alla chiave della calotta nell'analisi bidimensionale. Viene quindi scelta la curva di Panet che meglio approssima il valore così determinato della percentuale di rilascio al fronte.

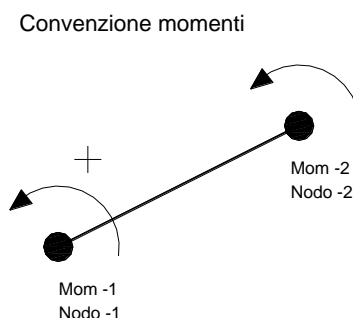
11. Analisi dei risultati e verifica sezioni tipo

11.1 Criteri di verifica degli elementi strutturali

Le verifiche dei rivestimenti provvisori e definitivi sono state eseguite in corrispondenza delle sezioni resistenti più sollecitate al termine delle fasi di calcolo ritenute più gravose. I diagrammi delle sollecitazioni in termini di forza assiale, momento flettente e forza di taglio e i tabulati di output sono riportati in Appendice. Il momento flettente è tracciato dalla parte delle fibre tese. I valori sono espressi in N e Nm, nei grafici tali valori sono riportati in maniera proporzionale ad una scala graduata.

Nei tabulati numerici le sollecitazioni sono riferite ad un metro lineare di galleria misurato in direzione assiale. Per ogni elemento strutturale i valori dei due momenti sono quelli agenti su i due nodi di estremità; di segno positivo se antiorari. Nelle verifiche è stato assunto come momento il maggiore tra i due agenti sui nodi di estremità del singolo elemento (Mom-1, Mom-2).

Per le forze assiali valori positivi indicano compressione.



Per identificare gli elementi strutturali prese a base delle verifiche si può fare riferimento alle figure riportate nei paragrafi inerenti alle verifiche strutturali per ogni sezione tipo.

Nei grafici suddetti si nota spesso che i valori massimi delle sollecitazioni si ottengono in prossimità di singolarità geometriche del modello (punti angolosi) e non sono quindi da ritenere significativi.

Le verifiche sono state condotte agli stati limite ultimi (SLU) secondo l'Approccio 1 – combinazione A1+M1+R1: a tal fine le sollecitazioni risultanti sono state opportunamente moltiplicate per un fattore pari ad 1.3 (si veda tabella 6.2.I del DM 14/01/2008 (Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni)).

La verifica è rappresentata da un'indice di resistenza dato dal rapporto: $I_s = \text{sollecitazioni agenti} / \text{sollecitazioni resistenti ultime}$; affinché la verifica sia soddisfatta deve necessariamente risultare $I_s < 1$.

Nelle verifiche a pressoflessione, per quanto riguarda i rivestimenti di prima fase, le verifiche sono state effettuate per la sezione mista calcestruzzo-centine, considerando la presenza di una armatura in zona tesa e compressa pari all'area delle sole ali dei profilati metallici adottati.

Nelle verifiche a taglio dei rivestimenti di prima fase è stato considerato il solo contributo delle centine metalliche in accordo al § 4.3.5.3.2 delle NTC08, verificando in primo luogo che il taglio di calcolo risulti inferiore al 50% del taglio resistente delle centine, secondo la formula [4.2.31] delle NTC08; nei casi in cui $V_{sd} > 0,5 V_{rd}$, nella corrispondente verifica a pressoflessione è stata tenuta in conto l'interazione tra flessione e taglio adottando per la determinazione di M_{rd} un valore ridotto della tensione di snervamento dell'acciaio, secondo la formula [4.2.41] delle NTC08:

$$f_{y,red} = (1 - \rho) f_{yk} \quad \text{ove:}$$

$$\rho = (2V_{ED}/V_{c,RD} - 1)^2$$

Nelle verifiche a taglio del rivestimento definitivo è stata considerata l'interazione T/N e la consistenza delle armature in zona tesa; nei casi in cui risulta sufficiente la sola resistenza del calcestruzzo, il valore di V_{rd} riportato è quello del solo cls e non è stata prevista una specifica armatura a taglio; in caso contrario il valore di V_{rd} è quello relativo alla sola armatura a taglio indicata.

11.2 Verifica sezione tipo

Le analisi sono state organizzate in 7 successive fasi di calcolo che consentono la descrizione dei vari interventi costruttivi e la schematizzazione di diverse condizioni di carico per il priverivestimento e per il rivestimento definitivo.

Fase 1: In questa prima fase di calcolo viene applicato il peso proprio del terreno; viene cioè ricostruito lo stato tensionale preesistente gli scavi e simulata la generazione del piano campagna attuale.

Fase 2: Questa fase corrisponde alla sezione della galleria in prossimità del fronte di scavo, immediatamente prima della messa in opera del priverivestimento. Il contributo statico fornito dalla porzione di ammasso oltre il fronte non ancora scavato viene simulato rilasciando il 40 % delle forze di scavo. Lo scavo della galleria è stato simulato a piena sezione, incluso lo scavo dell'arco rovescio. La posizione della falda è ipotizzata appena al di sotto dello scavo, considerando l'azione di drenaggio effettuata.

Fase 3: Viene simulato lo scavo a piena sezione per sfondi pari a 1 m e la posa in opera del priverivestimento costituito da uno spessore di spritz-beton pari a 20 cm e un modulo elastico non ancora maturo. In questa fase viene rilasciata un'ulteriore aliquota delle forze di scavo pari al 32% (totale 72%).

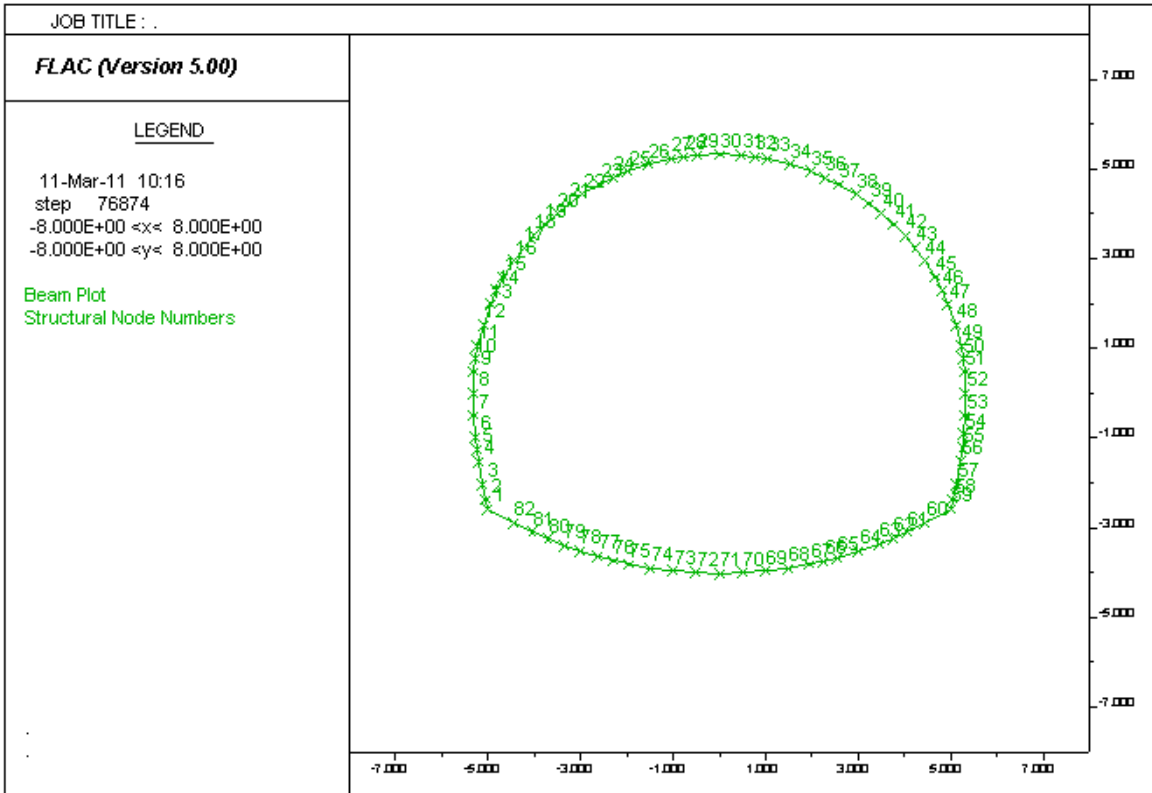
Fase 4: In questa fase viene simulata la completa maturazione dello spritz beton rilasciando l' 84% delle forze di scavo.

Fase 5: Viene simulato il getto dell'arco rovescio di spessore pari a 70 cm. In questa fase viene rilasciata un'ulteriore aliquota delle forze di scavo pari al' 4% (totale 88%).

Fase 6: In questa fase viene rilasciato il 100% delle forze di scavo e viene simulato il getto del rivestimento definitivo di calotta di spessore 60 cm.

Fase 7: I questa fase viene simulato il decadimento del priverivestimento, mediante eliminazione degli elementi strutturali che lo costituiscono.

Nella seguente figura è riportato lo schema dei nodi strutturali del rivestimento di prima fase e del rivestimento definitivo.



Sezione tipo – Nodi strutturali

11.2.1 Verifiche a presso flessione (SLU)

Rivestimento di prima fase – (Spritz fresco)

Spritz-beton s = 20 cm – Centine 2IPE 160 / 1,00 m

NODI	H (cm)	b (cm)	M (KNm)	N (KN)	Fattore moltipl. Azioni	Msd (KNm)	Nsd (KN)	Mrd (KNm)	Is
55	20	100	7	138	1,3	9,1	179	60,5	0,15
14-15	20	100	2,7	147	1,3	3,5	191	61,2	0,06

Rivestimento di prima fase – (Spritz maturo)

Spritz-beton s = 20 cm – Centine 2IPE 160 / 1,00 m

NODI	H (cm)	b (cm)	M (KNm)	N (KN)	Fattore molt. Azioni	Msd (KNm)	Nsd (KN)	Mrd (KNm)	Is
59	20	100	27,9	253	1,3	36,3	329	79,1	0,46
54-55	20	100	13,9	351	1,3	18,1	456	87	0,21

Rivestimento definitivo

NODI	H(**) (cm)	b (cm)	Af (cm ²)	Af' (cm ²)	M (KNm)	N (KN)	Fattore molt. Azioni	Msd (KNm)	Nsd (KN)	Mrd (KNm)	Is
1	90	100	12,56	12,56	-68,2	269	1,3	-89	350	-553	0,16
28	60	100	10,16	4,52	43,6	240	1,3	57	312	297	0,19
10	60	100	4,52	10,16	-45,8	364	1,3	-60	473	-226	0,27
15	60	100	4,52	10,16	-28,3	340	1,3	-37	442	-218	0,17
60	90	100	12,56	12,56	-15,0	149	1,3	-20	194	-490	0,04
70	70	100	12,56	12,56	82,6	85,9	1,3	107	112	348	0,31

(**) H minima sezione tronco-conica

11.2.2 Verifiche a taglio (SLU)

Rivestimento di prima fase – (Spritz fresco)

Spritz-beton s = 20 cm – Centine 2IPE 160 / 1,00 m

NODI	H (cm)	b (cm)	Vmax (KN)	Fattore molt. Azioni	Vsd (KN)	Vrd (*) (KN)	Is
1-2	20	100	8,2	1,3	10,7	146	0,07

Rivestimento di prima fase – (Spritz maturo)

Spritz-beton s = 20 cm – Centine 2IPE 160 / 1,00 m

NODI	H (cm)	b (cm)	Vmax (KN)	Fattore molt. Azioni	Vsd (KN)	Vrd (*) (KN)	Is
58-59	20	100	51,9	1,3	67,5	146	0,46

(*) Resistenza a taglio attribuita al solo profilo in acciaio IPE 160 , pari al 50% di VRd.

Rivestimento definitivo

Ove non è prevista armatura specifica a taglio, Vrd è relativo al contributo del solo calcestruzzo.

NODI	H (cm)	b (cm)	Vmax (KN)	N (KN)	Fattore molt. Azioni	Vsd (KN)	Nsd (KN)	Vrd (KN)	Is
58-59	90	100	53,1	306,2	1,3	69,0	398,1	289,9	0,24
60	90	100	82,2	124,7	1,3	106,9	162,1	257,9	0,41

12. Verifiche in condizioni sismiche

Nel presente capitolo si riportano le verifiche dei rivestimenti definitivi nella situazione di lungo termine in condizioni di sollecitazione sismica.

12.1 Analisi dei carichi

I casi di carico elementari utilizzati sono:

- Peso proprio (G1);
- Pressione geostatica verticale (PV)
- Pressione geostatica orizzontale (PH)
- Pressioni idrostatiche della falda
- Azioni sismiche e relativi incrementi di pressione del terreno

12.1.1 Peso proprio (G1)

Il peso proprio della struttura viene assegnato automaticamente dal programma di calcolo in funzione della geometria degli elementi e dei rispettivi pesi specifici.

12.1.2 Pressione geostatica verticale (PV)

In relazione alle caratteristiche geotecniche e geomeccaniche dell'ammasso roccioso interessato dallo scavo della galleria, si è determinata la pressione verticale agente in calotta con riferimento, in via cautelativa, ai parametri geotecnici del Verrucano V2.

La pressione verticale, in corrispondenza della calotta, viene definita secondo la formula di Terzaghi:

$$p_v = \frac{B \cdot \left(\gamma - \frac{2 \cdot c}{B} \right)}{2 \cdot \operatorname{tg} \varphi} \cdot \left(1 - e^{-\frac{2H \operatorname{tg} \varphi}{B}} \right)$$

con:

$$B = b + 2 \cdot h \cdot \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

Dove:

b = larghezza della galleria;

h = altezza della galleria;

H = copertura della galleria (assunta pari a 5 m).

Sostituendo i rispettivi valori nella formula si ottiene: $P_v = 80 \text{ kPa}$

12.1.3 Pressione geostatica orizzontale (PH)

La spinta orizzontale agente sulla struttura, esercitata dal terreno in condizioni di riposo, è calcolata assumendo un coefficiente di spinta a riposo K_0 pari a 0.5.

La spinta delle terre genera sul rivestimento della struttura un carico distribuito di forma trapezia, il quale può essere definito dai due valori estremi, calcolati in corrispondenza della calotta ($P_{H,top}$) ed in corrispondenza della base dell'arco rovescio ($P_{H,bottom}$).

I valori estremi della distribuzione della pressione orizzontale sulla galleria valgono dunque:

$$P_{H,top} = 40 \text{ kPa}$$

$$P_{H,bottom} = 155 \text{ kPa}$$

12.2 Pressione idrostatica della falda

Ai fini delle verifiche dei rivestimenti definitivi si è inoltre tenuto conto della pressione idrostatica dovuta alla falda che, nel lungo termine, tenderà a riacquistare i livelli originari.

Per la sezione di analisi in oggetto la falda è stata ripristinata alla quota della calotta.

12.3 Azioni sismiche

Il comportamento della struttura, sottoposta all'azione di un sisma, è determinato attraverso l'introduzione di un regime di forze pseudostatiche, valutate mediante l'amplificazione delle spinte ordinarie secondo opportuni coefficienti, dedotti con riferimento alle disposizioni normative.

L'azione sismica orizzontale è stata considerata agente da sinistra verso destra nel modello di calcolo. Gli incrementi di spinta del terreno sono quindi stati applicati nella stessa direzione.

Vista la simmetria del problema tale assunzione si considera valida anche nel caso di sisma rivolto verso opposto.

L'azione sismica verticale viene considerata rivolta verso il basso che è quella che determina le condizioni di sollecitazione più gravose.

L'accelerazione sismica viene valutata sulla base dei seguenti parametri caratterizzanti l'opera:

$$V_N = \text{vita nominale dell'opera} = 50 \text{ anni}$$

$$C_U = \text{coefficiente d'uso} = 1.5 \text{ (classe III)}$$

$$V_R = \text{periodo di riferimento} = 75 \text{ anni}$$

che unitamente alle coordinate geografiche del sito in esame forniscono i seguenti valori:

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	45	0,048	2,520	0,240
SLD	75	0,059	2,541	0,260
SLV	712	0,142	2,389	0,295
SLC	1462	0,181	2,382	0,304

I valori di progetto delle accelerazioni sismiche saranno ottenuti sulla base delle caratteristiche del sottosuolo: l'incertezza delle proprietà fisiche dei terreni riscontrabili in sito suggerisce di utilizzare in via cautelativa una categoria di tipo C.

Essendo inoltre il sito in categoria topografica T3 si ottengono i seguenti risultati:

S_S = coefficiente di amplificazione stratigrafica = 1.5

S_T = coefficiente di amplificazione topografica = 1.2

$S = S_S \cdot S_T = 1.8$

L'amplificazione delle spinte del terreno quindi deriva dall'introduzione di coefficienti sismici K_h e K_v , la cui determinazione è stata eseguita in accordo con le indicazioni fornite dalla normativa:

$K_h = \beta_m \cdot S \cdot a_g$ con $\beta_m = 1$ in quanto l'opera non ammette spostamenti

$K_v = \pm 0.5 \cdot K_h$

In definitiva si ottengono i seguenti valori:

$K_h = 0.26 \text{ g}$

$K_v = 0.13 \text{ g}$

Alle spinte statiche laterali del terreno si aggiungono poi le sovra spinte sismiche pari a:

$$\Delta P_{AE} = K_h \cdot \gamma \cdot H^2$$

ossia:

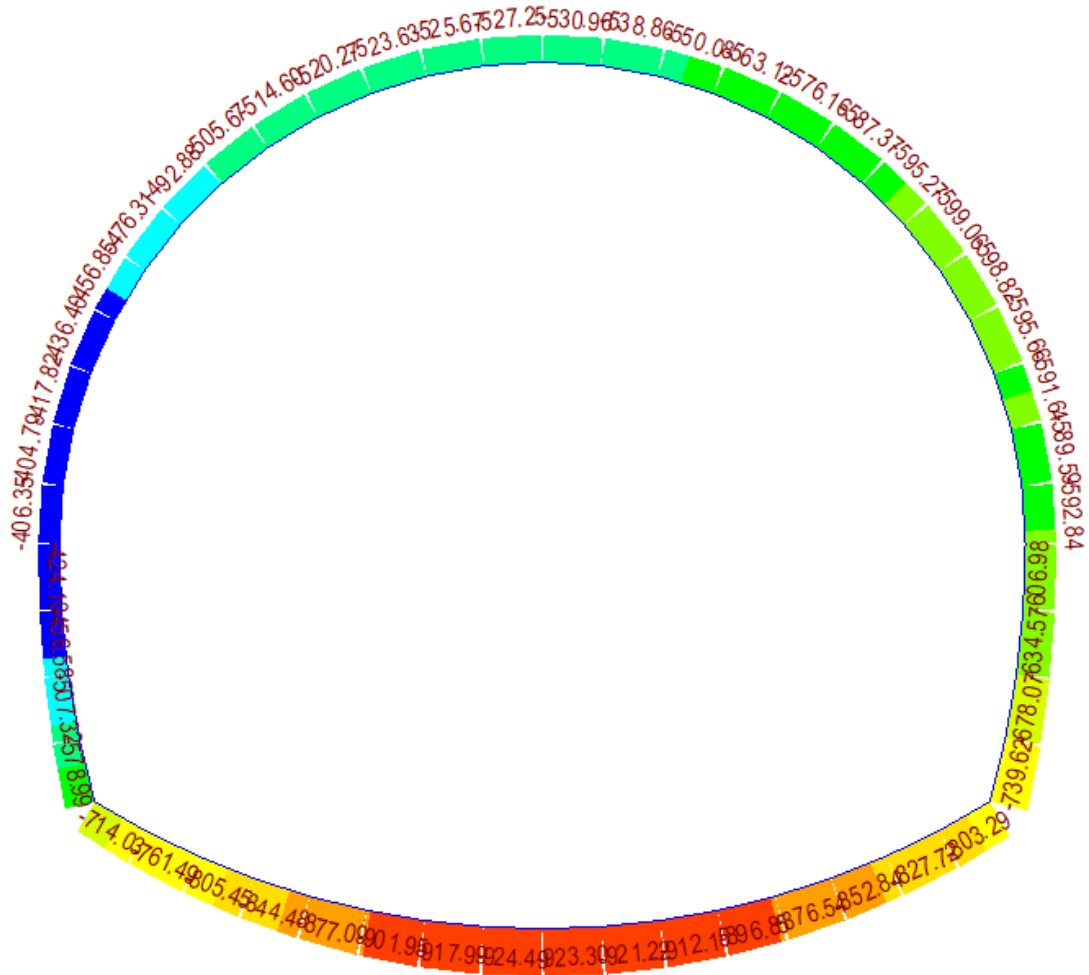
$$\Delta P_{AE} = 0.26 \cdot 21.50 \text{ kN/m}^3 \cdot (10.50\text{m})^2 = 616 \text{ kN/m}$$

Tale incremento di spinta viene applicato al modello concordemente con la direzione assunta per il sisma mediante un carico uniforme distribuito lungo l'altezza della struttura pari a:

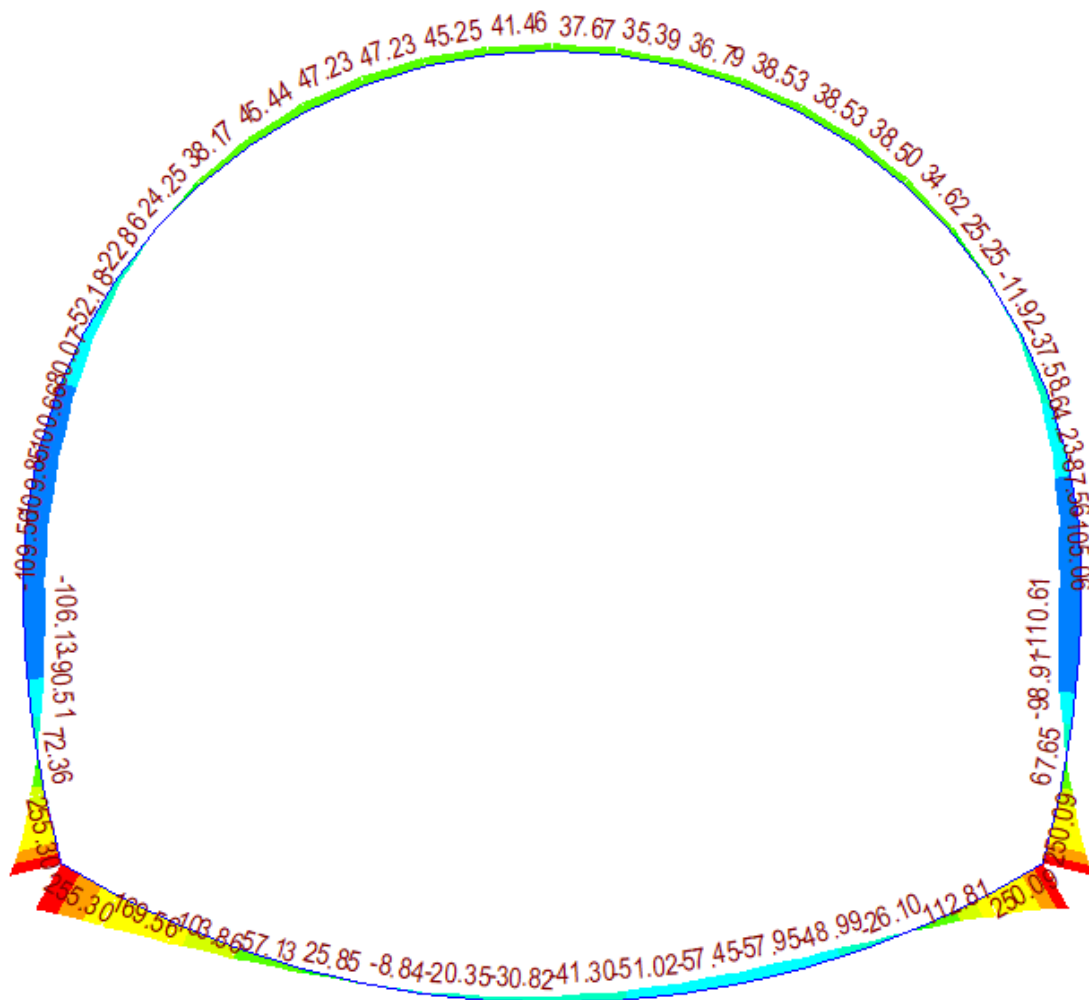
$$q_E = \Delta P_{AE} / H = 58.7 \text{ kPa}$$

A seguire si riportano le restituzioni delle sollecitazioni risultanti nei rivestimenti definitivi nelle condizioni sismiche.

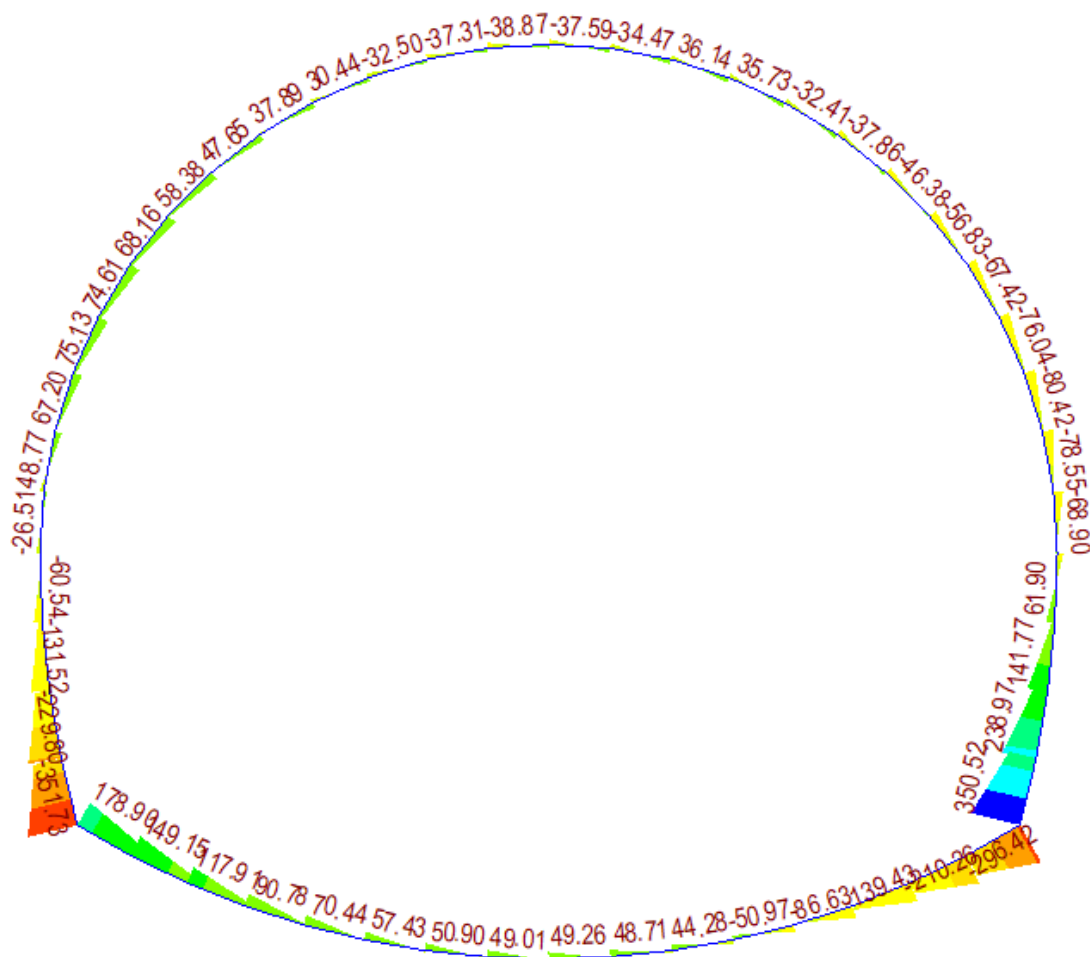
SOLLECITAZIONI SISMICHE – SFORZO NORMALE (N)



SOLLECITAZIONI SISMICHE – MOMENTO FLETTENTE (M)



SOLLECITAZIONI SISMICHE – TAGLIO (T)



12.3.1 Verifiche a presso flessione (SLV)

Rivestimento definitivo

NODI	H(**) (cm)	b (cm)	Af (cm ²)	Af' (cm ²)	M (KNm)	N (KN)	Fattore molt. Azioni	Msd (KNm)	Nsd (KN)	Mrd (KNm)	Is
1	90	100	12,56	12,56	256	579	1,0	256	579	645	0,40
28	60	100	10,16	4,52	48	520	1,0	48	520	349	0,14
10	60	100	4,52	10,16	110	406	1,0	110	406	209	0,53
15	60	100	4,52	10,16	40	490	1,0	40	490	230	0,17
60	90	100	12,56	12,56	250	803	1,0	250	803	734	0,34
70	70	100	12,56	12,56	40	925	1,0	40	925	590	0,07

(**) H minima sezione tronco-conica

12.3.2 Verifiche a taglio (SLV)

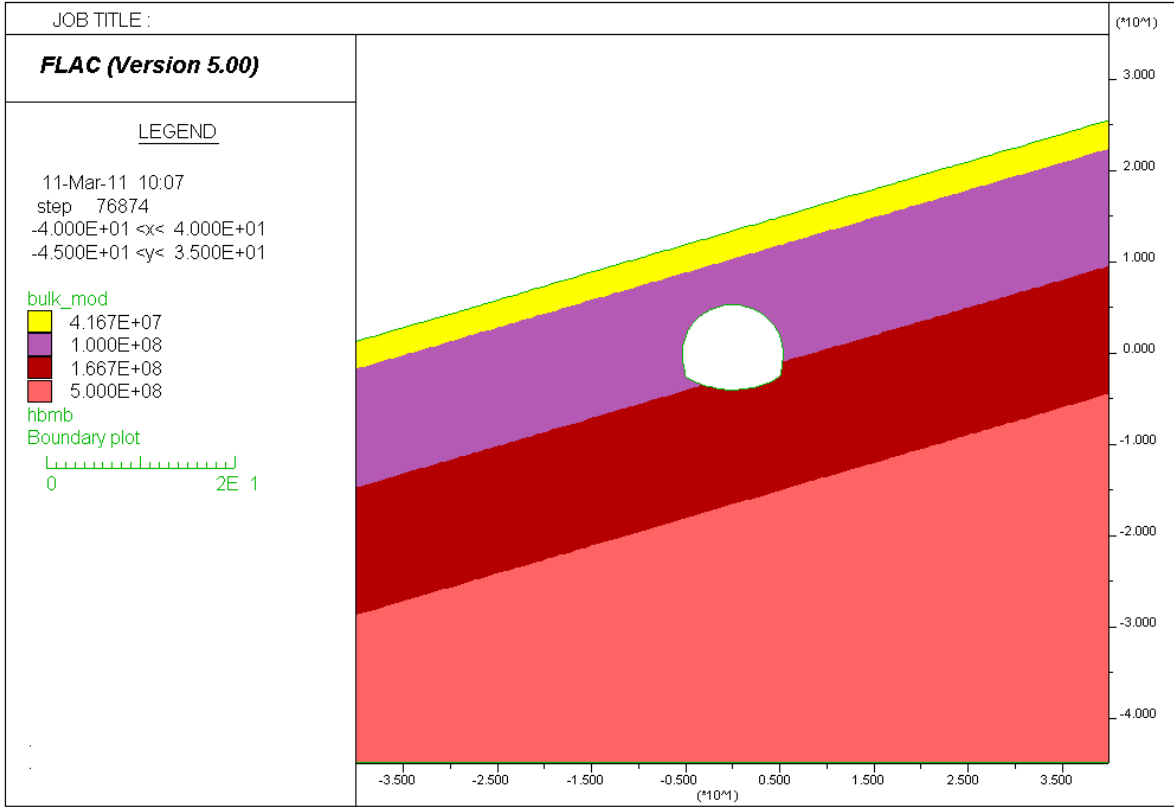
Rivestimento definitivo

Ove non è prevista armatura specifica a taglio, Vrd è relativo al contributo del solo calcestruzzo.

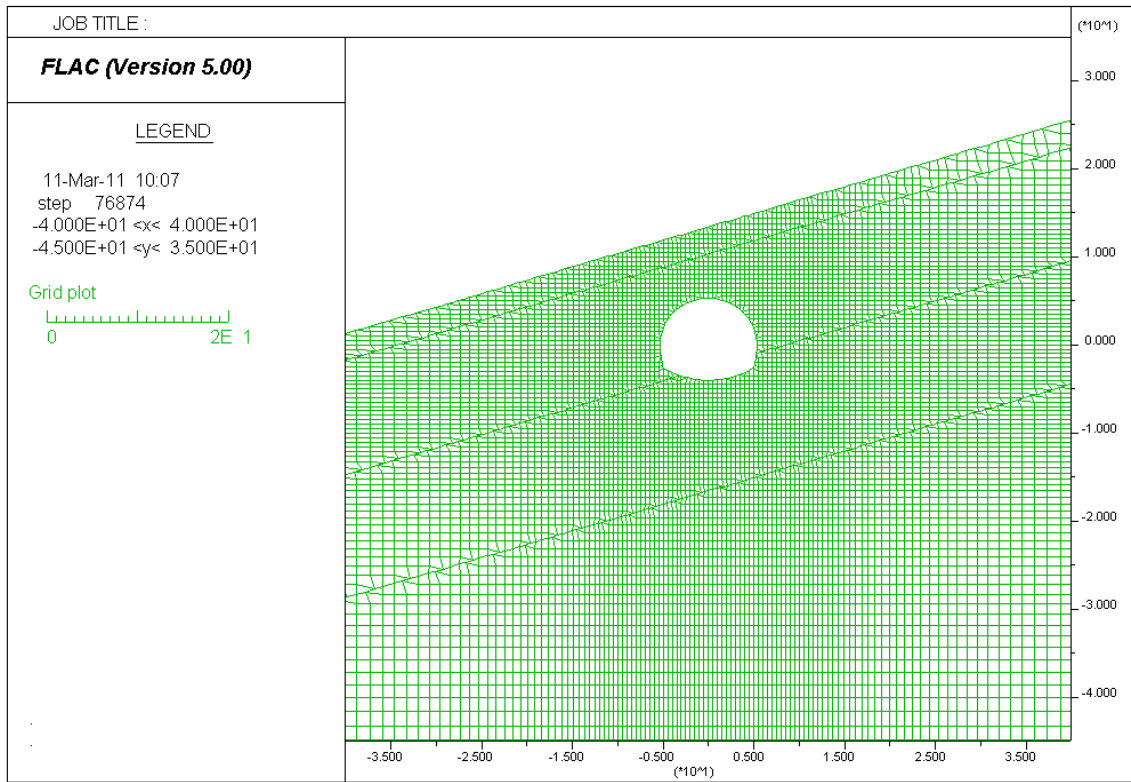
NODI	H (cm)	b (cm)	Vmax (KN)	N (KN)	Fattore molt. Azioni	Vsd (KN)	Nsd (KN)	Vrd (KN)	Is
1-2	90	100	352	579	1,0	352	579	377	0,93
104-1	90	100	297	714	1,0	297	714	396	0,75

13. Output FLAC

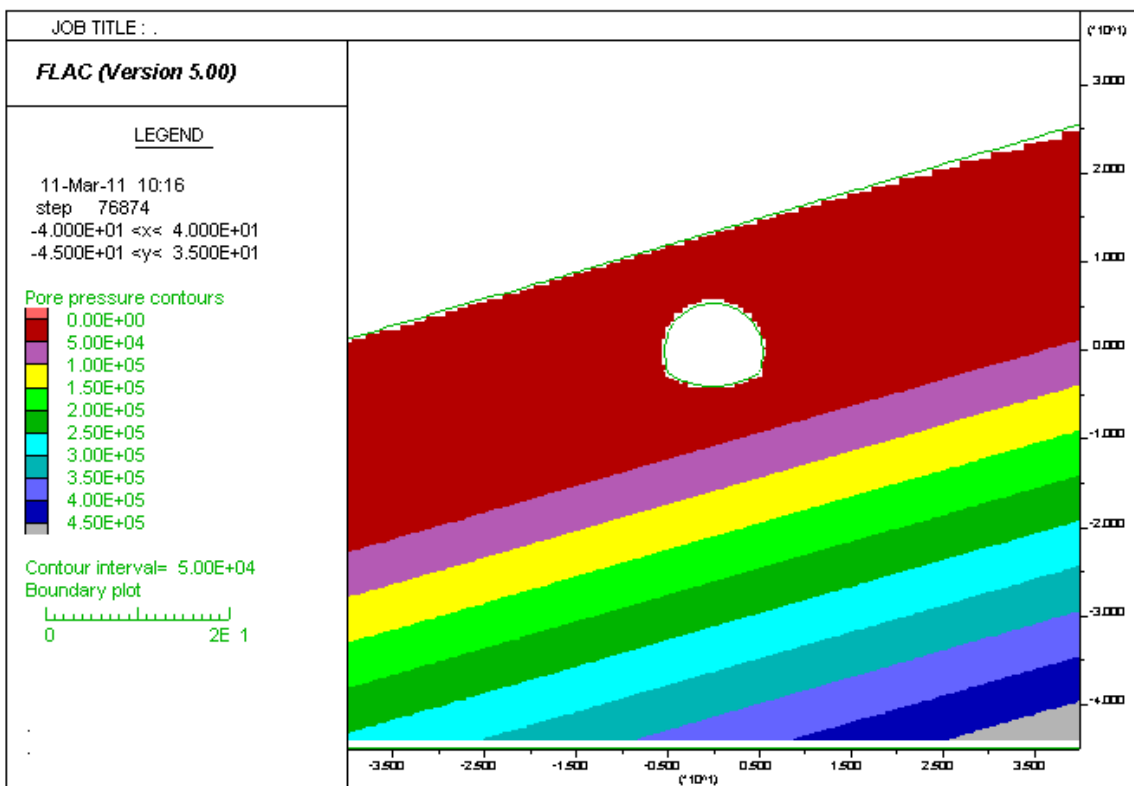
SCHEMA GEOTECNICO



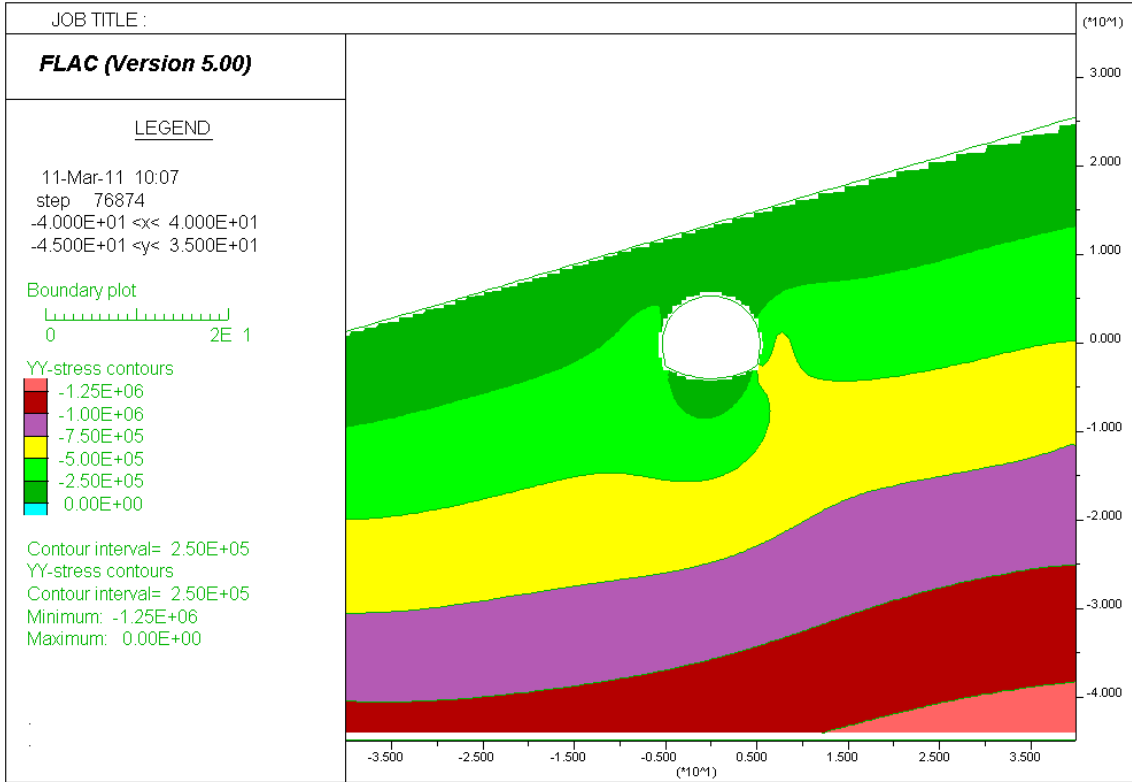
DETTAGLIO DELLA MESH DI CALCOLO



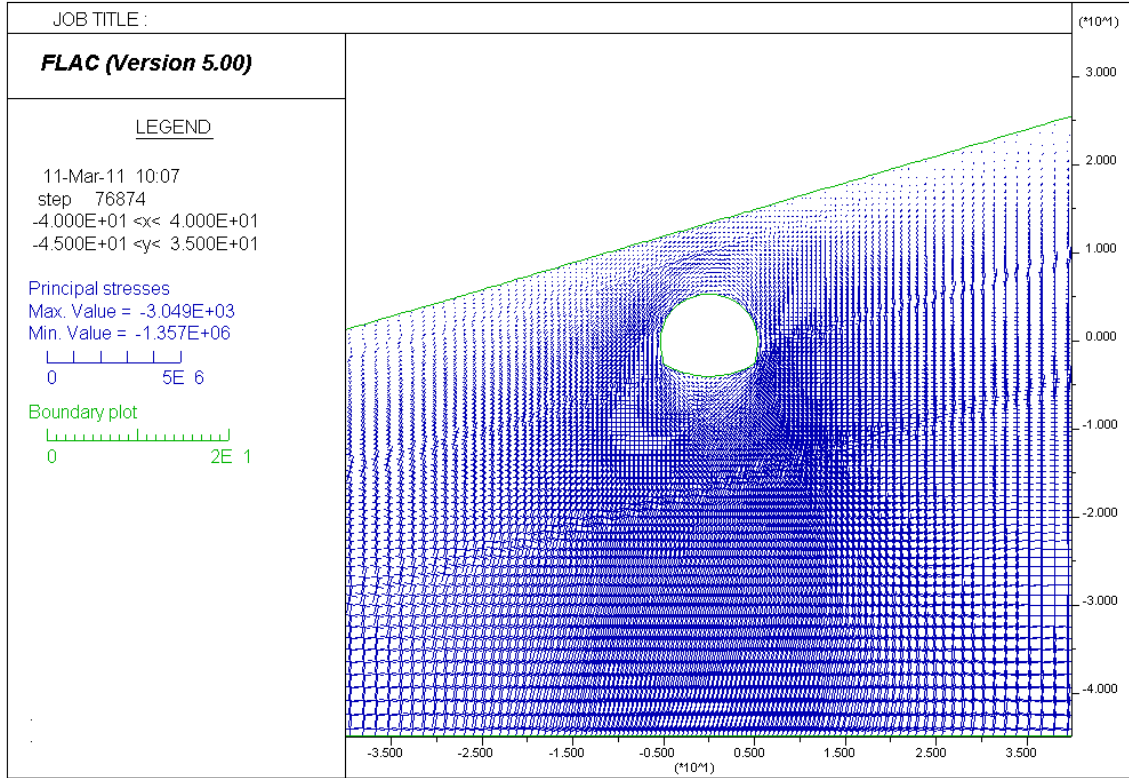
FASE 7 – PRESSIONI INTERSTIZIALI



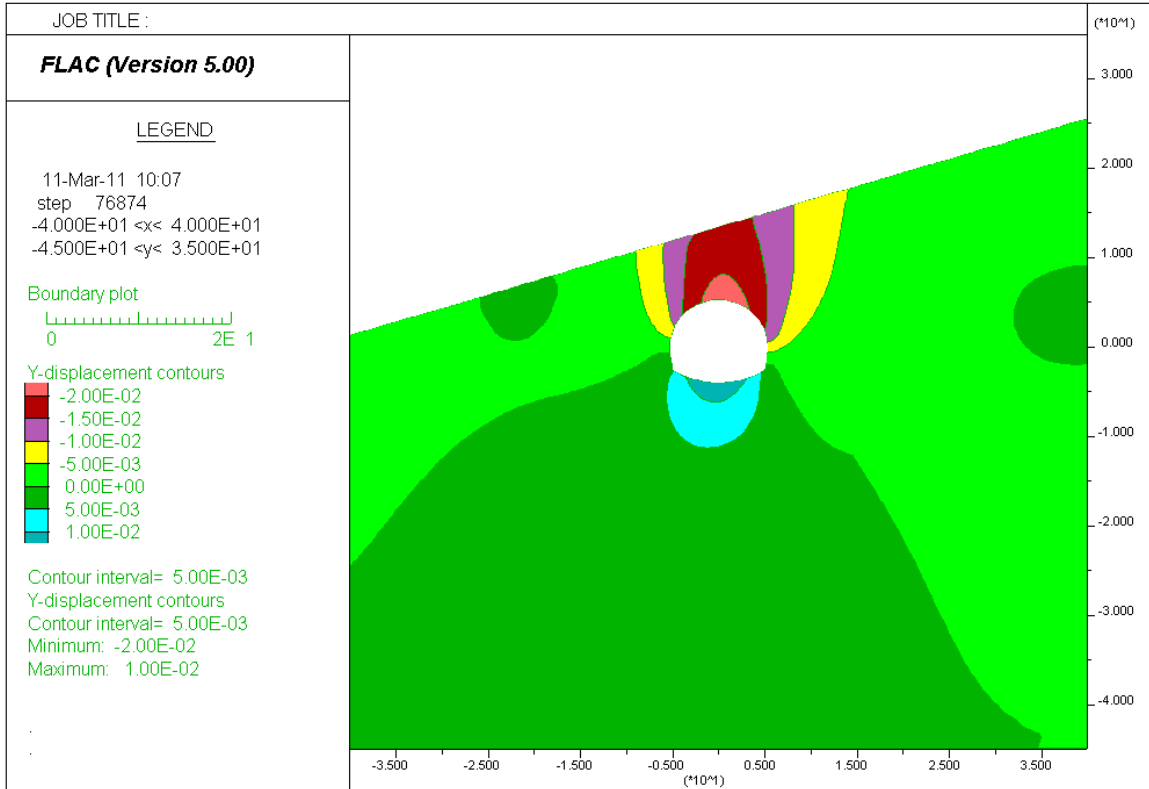
FASE 7 – TENSIONI VERTICALI TOTALI



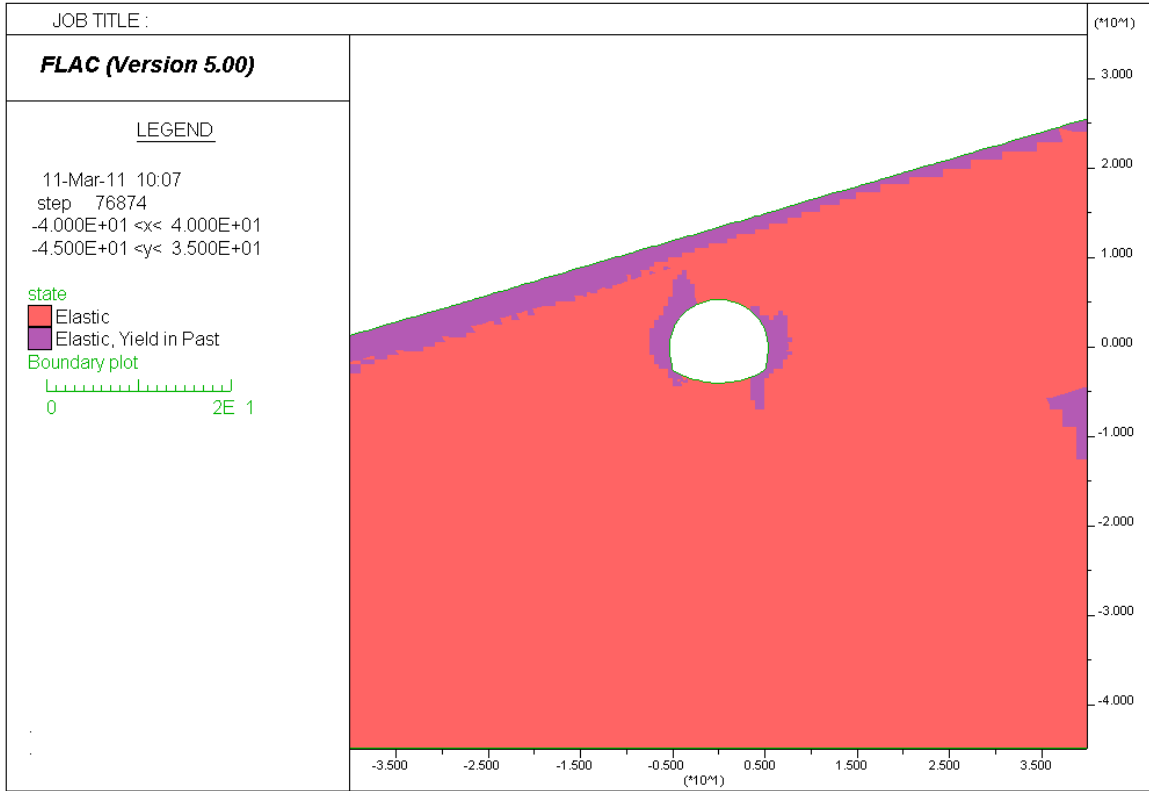
FASE 7 - TENSIONI PRINCIPALI



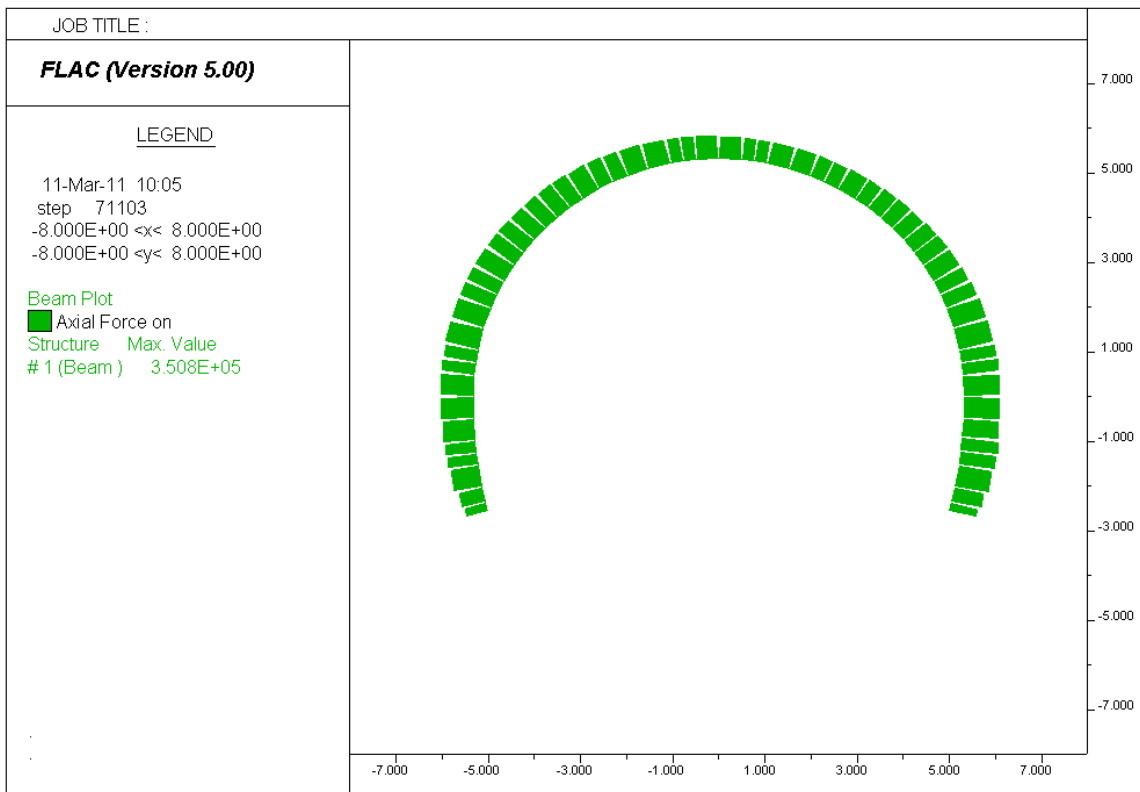
FASE 7 – SPOSTAMENTI VERTICALI



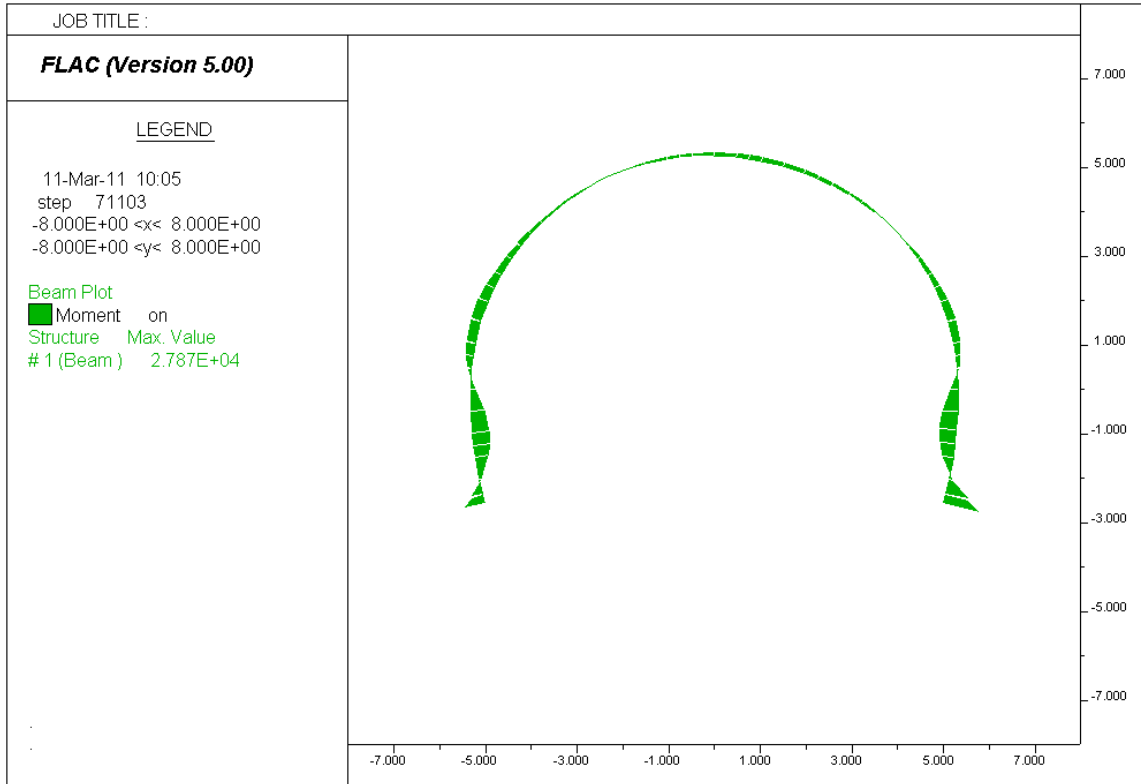
FASE 7 – STATO DI PLASTICIZZAZIONE



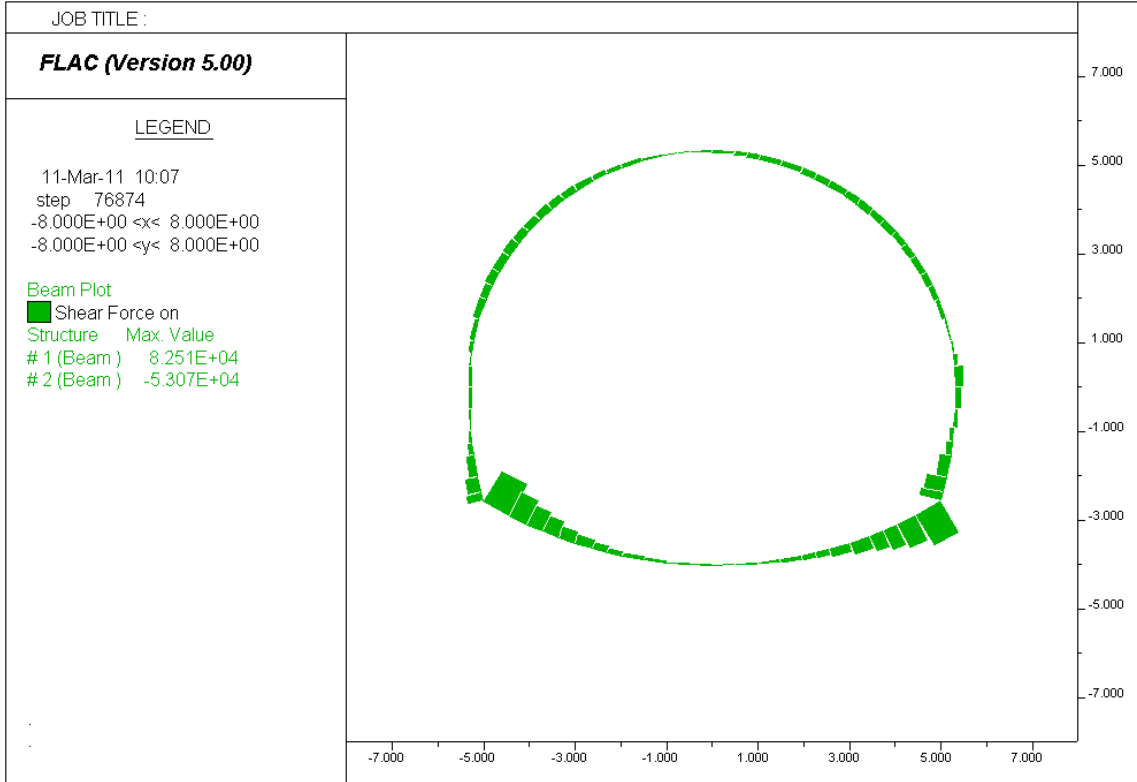
FASE 4 – RIVESTIMENTO DI PRIMA FASE – SFORZO NORMALE (N)



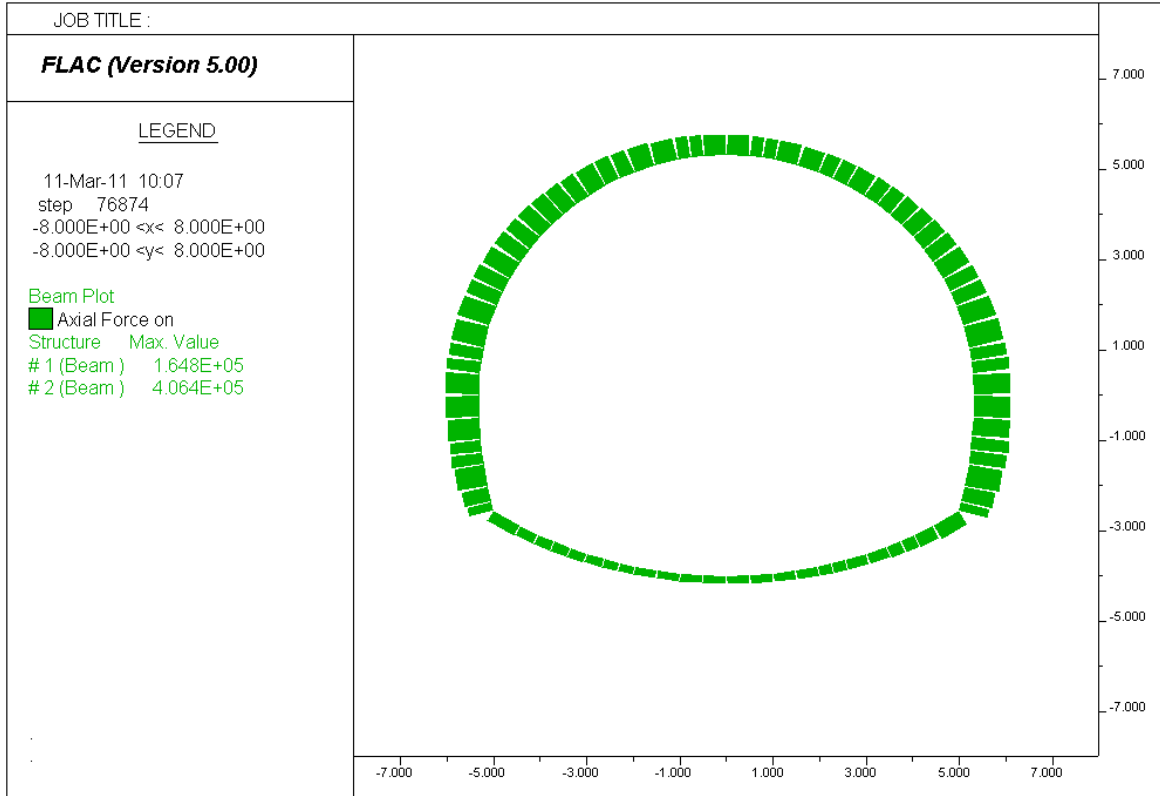
FASE 4 – RIVESTIMENTO DI PRIMA FASE – MOMENTO FLETTENTE (M)



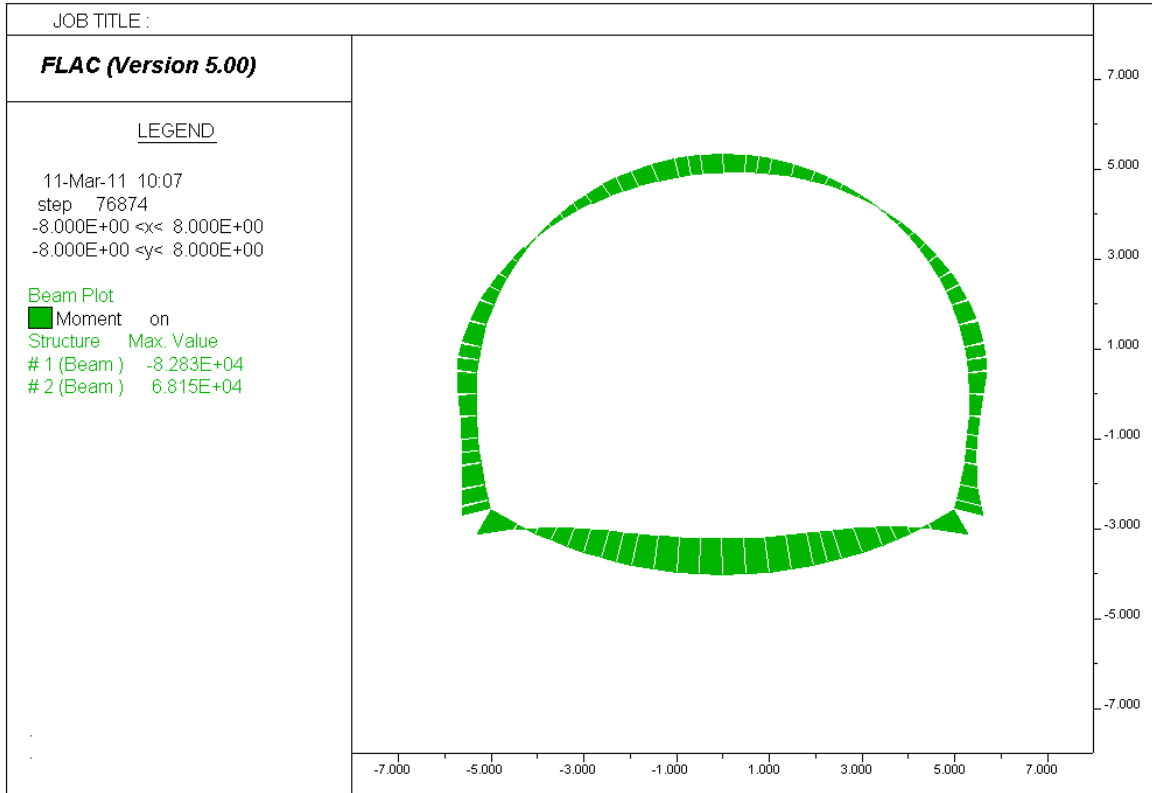
FASE 4 – RIVESTIMENTO DI PRIMA FASE – TAGLIO (T)



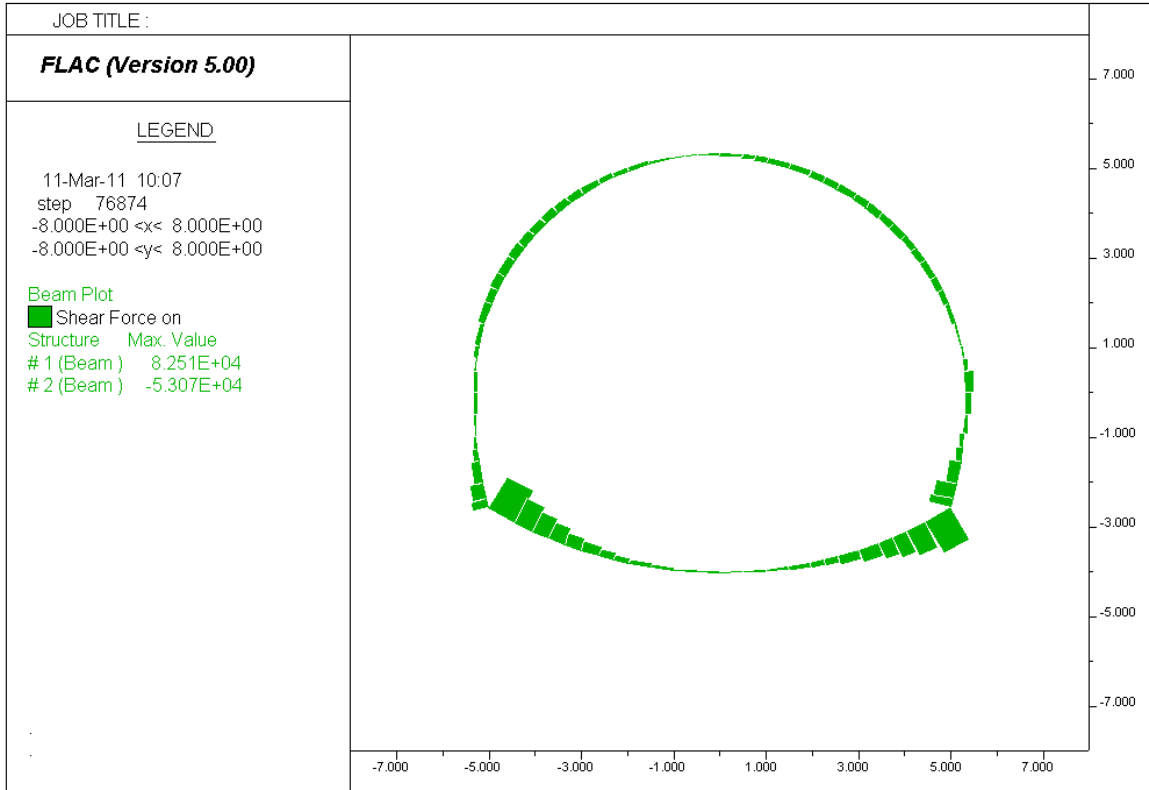
FASE 7 – RIVESTIMENTO DEFINITIVO – SFORZO NORMALE (N)



FASE 7 – RIVESTIMENTO DEFINITIVO – MOMENTO FLETTENTE (M)



FASE 7 – RIVESTIMENTO DEFINITIVO – TAGLIO (T)



13.1 Tabulati output sollecitazioni rivestimento di I fase

Elem	ID	Nod1	Nod2	Prop		F-shear (kN)	F-axial (kN)	Mom-1 (kNm)	Mom-2 (kNm)
58	1	58	59	2	beam	-5.19E+01	2.53E+02	1.72E+01	-2.79E+01
57	1	57	58	2	beam	-4.25E+01	2.84E+02	2.23E+00	-1.72E+01
56	1	56	57	2	beam	-2.16E+01	3.18E+02	-8.59E+00	-2.23E+00
55	1	55	56	2	beam	-1.07E+01	3.38E+02	-1.19E+01	8.59E+00
54	1	54	55	2	beam	-6.58E+00	3.51E+02	-1.39E+01	1.19E+01
53	1	53	54	2	beam	5.69E+00	3.42E+02	-1.15E+01	1.39E+01
52	1	52	53	2	beam	1.16E+01	3.45E+02	-5.81E+00	1.15E+01
51	1	51	52	2	beam	1.55E+01	3.43E+02	1.65E+00	5.81E+00
50	1	50	51	2	beam	7.38E+00	3.41E+02	3.75E+00	-1.65E+00
49	1	49	50	2	beam	4.44E+00	3.36E+02	5.01E+00	-3.75E+00
48	1	48	49	2	beam	1.70E+00	3.31E+02	5.86E+00	-5.01E+00
47	1	47	48	2	beam	-1.02E+00	3.23E+02	5.38E+00	-5.86E+00
46	1	46	47	2	beam	-2.62E+00	3.14E+02	4.50E+00	-5.38E+00
45	1	45	46	2	beam	-3.14E+00	3.07E+02	3.44E+00	-4.50E+00
44	1	44	45	2	beam	-2.84E+00	2.95E+02	2.21E+00	-3.44E+00
43	1	43	44	2	beam	-2.49E+00	2.84E+02	1.35E+00	-2.21E+00
42	1	42	43	2	beam	-1.53E+00	2.71E+02	8.12E-01	-1.35E+00
41	1	41	42	2	beam	-1.87E+00	2.61E+02	1.49E-01	-8.13E-01
40	1	40	41	2	beam	-2.27E+00	2.50E+02	-6.55E-01	-1.50E-01
39	1	39	40	2	beam	-2.21E+00	2.41E+02	-1.43E+00	6.54E-01
38	1	38	39	2	beam	-1.59E+00	2.33E+02	-1.98E+00	1.42E+00
37	1	37	38	2	beam	-1.31E+00	2.26E+02	-2.54E+00	1.98E+00
36	1	36	37	2	beam	-1.02E+00	2.20E+02	-2.89E+00	2.54E+00
35	1	35	36	2	beam	-7.44E-01	2.16E+02	-3.14E+00	2.89E+00
34	1	34	35	2	beam	-3.56E-01	2.13E+02	-3.31E+00	3.14E+00
33	1	33	34	2	beam	3.73E-01	2.12E+02	-3.12E+00	3.31E+00
32	1	32	33	2	beam	-4.49E-01	2.13E+02	-3.25E+00	3.12E+00
31	1	31	32	2	beam	5.65E-01	2.14E+02	-3.08E+00	3.25E+00
30	1	30	31	2	beam	8.53E-01	2.17E+02	-2.67E+00	3.08E+00
29	1	29	30	2	beam	1.13E+00	2.23E+02	-2.13E+00	2.67E+00
28	1	28	29	2	beam	1.28E+00	2.30E+02	-1.76E+00	2.13E+00
27	1	27	28	2	beam	5.37E-01	2.34E+02	-1.61E+00	1.76E+00
26	1	26	27	2	beam	1.61E+00	2.42E+02	-8.02E-01	1.61E+00
25	1	25	26	2	beam	1.56E+00	2.53E+02	-6.33E-02	8.02E-01
24	1	24	25	2	beam	1.31E+00	2.63E+02	3.80E-01	6.30E-02
23	1	23	24	2	beam	4.00E-01	2.69E+02	5.15E-01	-3.80E-01
22	1	22	23	2	beam	1.27E+00	2.78E+02	1.06E+00	-5.15E-01
21	1	21	22	2	beam	5.13E-01	2.88E+02	1.24E+00	-1.06E+00
20	1	20	21	2	beam	1.02E+00	2.96E+02	1.60E+00	-1.24E+00
19	1	19	20	2	beam	1.23E+00	3.03E+02	2.03E+00	-1.60E+00
18	1	18	19	2	beam	1.54E+00	3.08E+02	2.58E+00	-2.03E+00
17	1	17	18	2	beam	2.00E+00	3.13E+02	3.28E+00	-2.58E+00
16	1	16	17	2	beam	2.55E+00	3.18E+02	4.16E+00	-3.28E+00
15	1	15	16	2	beam	2.80E+00	3.21E+02	5.37E+00	-4.17E+00
14	1	14	15	2	beam	3.97E+00	3.24E+02	6.71E+00	-5.37E+00
13	1	13	14	2	beam	2.61E+00	3.25E+02	7.59E+00	-6.71E+00
12	1	12	13	2	beam	9.83E-01	3.24E+02	8.06E+00	-7.59E+00
11	1	11	12	2	beam	-2.88E+00	3.20E+02	6.61E+00	-8.06E+00
10	1	10	11	2	beam	-2.76E+00	3.15E+02	5.83E+00	-6.61E+00
9	1	9	10	2	beam	-9.26E+00	3.15E+02	3.19E+00	-5.83E+00

Elem	ID	Nod1	Nod2	Prop		F-shear (kN)	F-axial (kN)	Mom-1 (kNm)	Mom-2 (kNm)
8	1	8	9	2	beam	-1.41E+01	3.10E+02	-3.63E+00	-3.19E+00
7	1	7	8	2	beam	-1.33E+01	3.04E+02	-1.02E+01	3.63E+00
6	1	6	7	2	beam	-5.90E+00	2.97E+02	-1.31E+01	1.02E+01
5	1	5	6	2	beam	1.78E+00	2.88E+02	-1.26E+01	1.31E+01
4	1	4	5	2	beam	8.87E+00	2.89E+02	-1.01E+01	1.26E+01
3	1	3	4	2	beam	1.76E+01	2.69E+02	-1.26E+00	1.01E+01
2	1	2	3	2	beam	2.85E+01	2.34E+02	8.75E+00	1.26E+00
1	1	1	2	2	beam	3.67E+01	2.11E+02	1.63E+01	-8.75E+00

13.2 Tabulati output sollecitazioni rivestimento definitivo

Elem	ID	Nod1	Nod2	Prop		F-shear (kN)	F-axial (kN)	Mom-1 (kNm)	Mom-2 (kNm)
140	2	58	59	6	beam	-5.31E+01	3.06E+02	5.59E+01	-6.68E+01
139	2	57	58	6	beam	-4.52E+01	3.39E+02	4.00E+01	-5.59E+01
138	2	56	57	6	beam	-2.40E+01	3.73E+02	2.79E+01	-4.00E+01
137	2	55	56	6	beam	-1.28E+01	3.94E+02	2.40E+01	-2.79E+01
136	2	54	55	6	beam	-8.22E+00	4.06E+02	2.14E+01	-2.39E+01
135	2	53	54	6	beam	7.49E+00	3.97E+02	2.46E+01	-2.14E+01
134	2	52	53	6	beam	1.43E+01	4.00E+02	3.16E+01	-2.46E+01
133	2	51	52	6	beam	1.76E+01	3.96E+02	4.01E+01	-3.16E+01
132	2	50	51	6	beam	6.63E+00	3.93E+02	4.20E+01	-4.01E+01
131	2	49	50	6	beam	1.89E+00	3.87E+02	4.25E+01	-4.20E+01
130	2	48	49	6	beam	-2.72E+00	3.81E+02	4.12E+01	-4.25E+01
129	2	47	48	6	beam	-7.94E+00	3.70E+02	3.74E+01	-4.12E+01
128	2	46	47	6	beam	-1.11E+01	3.59E+02	3.36E+01	-3.74E+01
127	2	45	46	6	beam	-1.24E+01	3.51E+02	2.94E+01	-3.36E+01
126	2	44	45	6	beam	-1.32E+01	3.37E+02	2.38E+01	-2.94E+01
125	2	43	44	6	beam	-1.35E+01	3.24E+02	1.91E+01	-2.38E+01
124	2	42	43	6	beam	-1.34E+01	3.08E+02	1.44E+01	-1.91E+01
123	2	41	42	6	beam	-1.45E+01	2.95E+02	9.26E+00	-1.44E+01
122	2	40	41	6	beam	-1.55E+01	2.81E+02	3.80E+00	-9.29E+00
121	2	39	40	6	beam	-1.58E+01	2.69E+02	-1.69E+00	-3.81E+00
120	2	38	39	6	beam	-1.55E+01	2.59E+02	-7.07E+00	1.68E+00
119	2	37	38	6	beam	-1.51E+01	2.49E+02	-1.36E+01	7.05E+00
118	2	36	37	6	beam	-1.46E+01	2.40E+02	-1.85E+01	1.35E+01
117	2	35	36	6	beam	-1.37E+01	2.34E+02	-2.31E+01	1.84E+01
116	2	34	35	6	beam	-1.25E+01	2.28E+02	-2.90E+01	2.31E+01
115	2	33	34	6	beam	-1.03E+01	2.24E+02	-3.42E+01	2.90E+01
114	2	32	33	6	beam	-1.01E+01	2.23E+02	-3.71E+01	3.42E+01
113	2	31	32	6	beam	-7.91E+00	2.23E+02	-3.93E+01	3.71E+01
112	2	30	31	6	beam	-5.85E+00	2.25E+02	-4.21E+01	3.93E+01
111	2	29	30	6	beam	-2.88E+00	2.30E+02	-4.35E+01	4.21E+01
110	2	28	29	6	beam	-4.26E-01	2.36E+02	-4.37E+01	4.35E+01
109	2	27	28	6	beam	6.93E-01	2.40E+02	-4.34E+01	4.36E+01
108	2	26	27	6	beam	3.96E+00	2.49E+02	-4.15E+01	4.35E+01
107	2	25	26	6	beam	7.18E+00	2.61E+02	-3.81E+01	4.15E+01
106	2	24	25	6	beam	9.70E+00	2.72E+02	-3.48E+01	3.81E+01
105	2	23	24	6	beam	1.11E+01	2.80E+02	-3.11E+01	3.48E+01
104	2	22	23	6	beam	1.41E+01	2.91E+02	-2.50E+01	3.11E+01
103	2	21	22	6	beam	1.53E+01	3.03E+02	-1.97E+01	2.50E+01
102	2	20	21	6	beam	1.67E+01	3.14E+02	-1.39E+01	1.97E+01
101	2	19	20	6	beam	1.76E+01	3.24E+02	-7.62E+00	1.39E+01
100	2	18	19	6	beam	1.83E+01	3.32E+02	-1.13E+00	7.63E+00
99	2	17	18	6	beam	1.89E+01	3.40E+02	5.45E+00	1.13E+00
98	2	16	17	6	beam	1.92E+01	3.48E+02	1.21E+01	-5.43E+00
97	2	15	16	6	beam	1.90E+01	3.54E+02	2.03E+01	-1.21E+01
96	2	14	15	6	beam	1.94E+01	3.60E+02	2.68E+01	-2.03E+01
95	2	13	14	6	beam	1.73E+01	3.63E+02	3.26E+01	-2.68E+01
94	2	12	13	6	beam	1.44E+01	3.66E+02	3.94E+01	-3.26E+01
93	2	11	12	6	beam	8.66E+00	3.65E+02	4.38E+01	-3.94E+01
92	2	10	11	6	beam	7.21E+00	3.62E+02	4.58E+01	-4.38E+01
91	2	9	10	6	beam	-9.72E-01	3.64E+02	4.55E+01	-4.58E+01

Elem	ID	Nod1	Nod2	Prop		F-shear (kN)	F-axial (kN)	Mom-1 (kNm)	Mom-2 (kNm)
90	2	8	9	6	beam	-8.12E+00	3.61E+02	4.16E+01	-4.55E+01
89	2	7	8	6	beam	-8.92E+00	3.57E+02	3.72E+01	-4.16E+01
88	2	6	7	6	beam	-1.99E+00	3.51E+02	3.62E+01	-3.72E+01
87	2	5	6	6	beam	5.20E+00	3.44E+02	3.77E+01	-3.62E+01
86	2	4	5	6	beam	1.14E+01	3.45E+02	4.09E+01	-3.77E+01
85	2	3	4	6	beam	1.94E+01	3.27E+02	5.06E+01	-4.09E+01
84	2	2	3	6	beam	2.86E+01	2.92E+02	6.07E+01	-5.06E+01
83	2	1	2	6	beam	3.62E+01	2.69E+02	6.82E+01	-6.07E+01
82	1	82	1	3	beam	-8.22E+01	1.25E+02	1.45E+01	-6.82E+01
81	1	81	82	3	beam	-6.22E+01	1.14E+02	-1.32E+01	-1.45E+01
80	1	80	81	3	beam	-4.94E+01	1.07E+02	-3.17E+01	1.32E+01
79	1	79	80	3	beam	-3.89E+01	1.02E+02	-4.61E+01	3.16E+01
78	1	78	79	3	beam	-2.76E+01	9.77E+01	-5.66E+01	4.61E+01
77	1	77	78	3	beam	-2.08E+01	9.25E+01	-6.49E+01	5.66E+01
76	1	76	77	3	beam	-1.49E+01	8.77E+01	-7.00E+01	6.49E+01
75	1	75	76	3	beam	-1.17E+01	8.56E+01	-7.40E+01	7.00E+01
74	1	74	75	3	beam	-8.41E+00	8.29E+01	-7.80E+01	7.40E+01
73	1	73	74	3	beam	-5.36E+00	8.09E+01	-8.07E+01	7.80E+01
72	1	72	73	3	beam	-3.08E+00	8.02E+01	-8.22E+01	8.07E+01
71	1	71	72	3	beam	-1.25E+00	8.08E+01	-8.28E+01	8.22E+01
70	1	70	71	3	beam	4.07E-01	8.28E+01	-8.26E+01	8.28E+01
69	1	69	70	3	beam	2.25E+00	8.59E+01	-8.15E+01	8.26E+01
68	1	68	69	3	beam	4.46E+00	9.02E+01	-7.93E+01	8.15E+01
67	1	67	68	3	beam	7.43E+00	9.57E+01	-7.57E+01	7.93E+01
66	1	66	67	3	beam	1.08E+01	1.00E+02	-7.24E+01	7.57E+01
65	1	65	66	3	beam	1.44E+01	1.05E+02	-6.81E+01	7.24E+01
64	1	64	65	3	beam	2.01E+01	1.12E+02	-5.84E+01	6.81E+01
63	1	63	64	3	beam	2.96E+01	1.21E+02	-4.46E+01	5.84E+01
62	1	62	63	3	beam	4.00E+01	1.29E+02	-3.15E+01	4.46E+01
61	1	61	62	3	beam	5.04E+01	1.38E+02	-1.49E+01	3.15E+01
60	1	60	61	3	beam	6.25E+01	1.49E+02	1.29E+01	1.50E+01
59	1	59	60	3	beam	8.25E+01	1.65E+02	6.68E+01	-1.29E+01

14. Galleria artificiale

14.1 Descrizione

Il tratto in galleria artificiale dell'imbocco sud della galleria Le Fornaci 4 è lungo complessivamente 15,00 m di cui l'ultimo tratto di lunghezza 5,00 m occupato dalla dima. La copertura viene effettuata con terreno proveniente dagli scavi e presenta spessore variabile fino ad un massimo in corrispondenza dell'attacco della dima pari a circa 3,60 m: tale valore sarà quello utilizzato per le verifiche strutturali.

La carpenteria è costante lungo tutta la galleria, con spessore dei rivestimenti pari a 0.9 m in calotta e 0,80 m in arco rovescio sia in calotta e pari a 1.20 m in corrispondenza dei piedritti:

La galleria artificiale si sviluppa in un tratto caratterizzato dalla presenza di strati di arenaria quarzosa alternati a strati limosi argillosi con denominazione litologica "Verrucano": per una più ampia descrizione dei materiali si rimanda alla Relazione Geologico-Geotecnica appositamente redatta.

Attualmente è stato già realizzato l'arco rovescio della struttura, manca solo pertanto la realizzazione della calotta e del becco di flauto. Non può pertanto che farsi riferimento ai dimensionamenti presentati nel Progetto Esecutivo adottato per la realizzazione di tale manufatto, già in parte realizzato. Nel seguito si presentano le analisi effettuate in tale sede, che si condividono.

14.2 Modellazione delle strutture

Le analisi numeriche sono state svolte utilizzando il codice di calcolo agli elementi finiti SAP2000 del quale si riportano in allegato gli output numerici.

Nel seguito, dopo avere descritto la geometria del modello di calcolo, si indicano le caratteristiche meccaniche dei materiali impiegati, calcestruzzo ed acciaio, ed i parametri geotecnici assunti nel calcolo per determinare le spinte sui rivestimenti e valutare l'interazione terreno-struttura. Si riportano infine le condizioni di carico considerate nelle analisi ed i risultati delle verifiche statiche e sismiche condotte; in particolar modo l'analisi sismica è stata eseguita rispettando le indicazioni contenute nel DM 14/01/08 "Nuove norme tecniche per le costruzioni" e nella relativa Circolare n.617 del 02/02/09 "Istruzioni per l'Applicazione Nuove Norme Tecniche Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008".

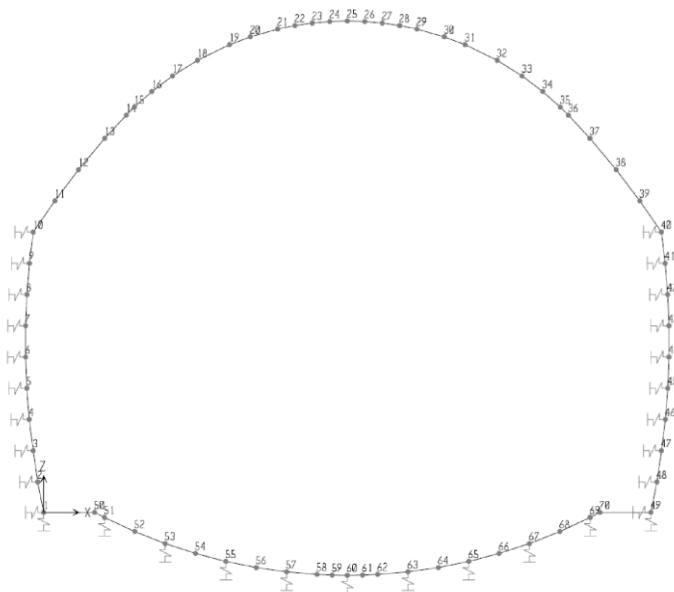
14.3 Il modello di calcolo

I rivestimenti definitivi delle gallerie in esame sono stati schematizzati analizzando la struttura per l'estensione di 1.00 m in direzione longitudinale, attraverso una successione di aste rettilinee collegate con continuità tra loro (elementi "frame" del codice di calcolo SAP2000, impiegato per la determinazione dello stato di deformazione dei rivestimenti e delle sollecitazioni ad esso associate).

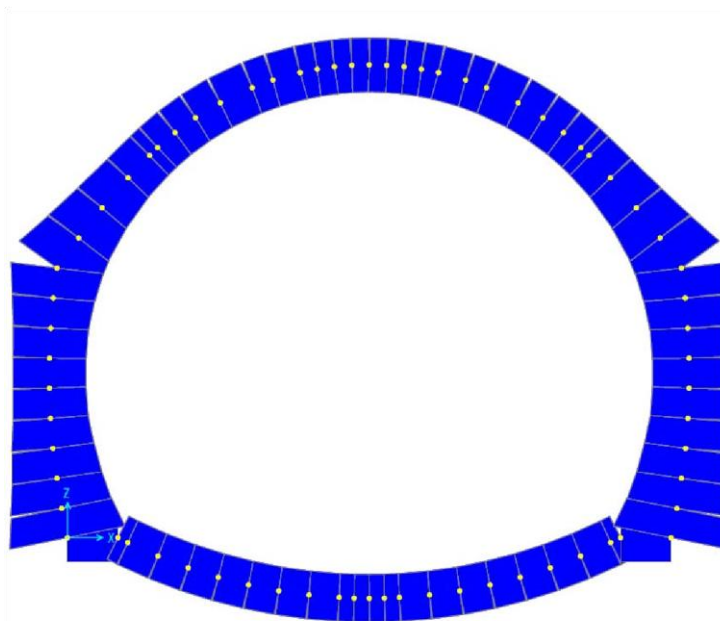
Le aste sono disposte lungo la linea d'asse del rivestimento definitivo della galleria e sono state numerate da 1 a 60.

In particolare, le aste rappresentano rispettivamente:

- Le aste 1÷3 e 46÷48, le murette;
- le aste 4÷9 e 40÷45, i piedritti;
- le aste 10÷39, le reni e la calotta;
- le aste 49÷70 schematizzano l'arco rovescio (NOTA: i nn. 49 e 70 sono braccetti rigidi).



Numerazione dei nodi del modello e disposizione molle terreno



Vista estrusa del modello

14.3.1 Elementi strutturali

Per quanto riguarda le caratteristiche dei materiali utilizzate nei calcoli di verifica, si è considerato:

Calcestruzzo:

classe:	C30/37
peso specifico:	$\gamma = 25.0 \text{ kN/m}^3$
resistenza caratteristica cilindrica:	$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
resistenza caratteristica a trazione:	$f_{ctk} = 0.7 \times 0.3 \times (f_{ck})^{2/3} = 2.03 \text{ MPa}$
modulo elastico:	$E_c = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 32800 \text{ MPa}$
massima deformazione di accorciamento:	$\epsilon_c = 3.5 \text{ ‰}$

Acciaio per armatura:

tipo:	B450C
tensione caratteristica di snervamento:	$f_{yk} = 450 \text{ MPa}$
modulo elastico:	$E_s = 210000 \text{ MPa}$
massima deformazione di allungamento:	$\epsilon_a = 10 \text{ ‰}$

14.3.2 Coefficienti di sicurezza sulla resistenza dei materiali

Per il calcolo delle azioni resistenti della sezione sono stati utilizzati i seguenti coefficienti di sicurezza (a ridurre i valori caratteristici di resistenza dei materiali):

- per la resistenza a compressione del cls.: $\gamma_c = 1.5$
- per la resistenza dell'acciaio: $\gamma_a = 1.15$

Per tenere conto della diminuzione della resistenza del calcestruzzo sottoposto a carichi di lunga durata, la resistenza caratteristica cilindrica (f_{ck}) viene opportunamente ridotta di un ulteriore coefficiente pari a 0.85.

I valori di calcolo delle resistenze del calcestruzzo e dell'acciaio risultano quindi:

$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 20 \text{ MPa}$	resistenza di calcolo a compressione del cls
$f'_{cd} = 0.85 \times f_{cd} = 17 \text{ MPa}$	resist. di calcolo a compr. a lungo termine
$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.35 \text{ MPa}$	resistenza di calcolo a trazione del cls
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_a = 391 \text{ MPa}$	resistenza di calcolo a snervamento dell'acciaio

14.3.3 Parametri geotecnici di calcolo

Per i materiali presenti in corrispondenza delle gallerie artificiali si sono assunti nel calcolo i seguenti parametri geotecnica (valori caratteristici):

γ_{nat} = peso di volume = 20.0 kN/m^3 c'_k = coesione = 0.00 kN/m^2
 $\varphi'_{,k}$ = angolo di attrito interno = 30° E = modulo di elasticità o di Young = 128 MPa
 ν = coefficiente di Poisson = 0.30

Per il materiale di ritombamento si sono assunte le seguenti caratteristiche geotecniche:

γ_{nat} = peso di volume	=	20.0 kN/m^3
c'_k = coesione	=	0.00 kN/m^2
$\varphi'_{,k}$ = angolo di attrito interno	=	30°
E = modulo di elasticità o di Young	=	128 MPa
ν = coefficiente di Poisson	=	0.30

14.3.4 Interazione terreno-struttura

L'interazione terreno-struttura è stata schematizzata attraverso l'imposizione di vincoli elastici, soggetti a sola compressione, posti in corrispondenza dei nodi della struttura. Si è considerata l'interazione in direzione orizzontale per l'arco di volta e per i piedritti, e in direzione verticale sotto l'arco rovescio.

Per la determinazione della costante di reazione del terreno, si sono condotte le seguenti valutazioni:

Per le molle orizzontali in corrispondenza delle murette si è considerata la teoria di Boussinesq ottenendo:

$$K = \frac{Et.nat.}{f(1-\nu^2)a} \cong 17760 \text{ kN/m}^3$$

con: $f = 6.60$ (fattore di forma) $a =$ larghezza piedritto = 1.2 m

Per le molle in direzione verticale poste al di sotto dell'arco rovescio (costante di sottofondo) è stato valutato secondo la teoria di Galerkin:

$$K = \frac{Et.nat.}{R(1+\nu)} \cong 12360 \text{ kN/m}^3$$

con: $R = 9.50$ m, raggio in estradosso calotta

Non vengono applicate molle in corrispondenza della calotta, in quanto a contatto con terreno di riporto rimaneggiato.

14.4 Parametri di calcolo

Le verifiche strutturali sono state condotte secondo la metodologia degli stati limiti, facendo riferimento ai dati forniti da un'analisi di tipo statica e da una di tipo sismica. La normativa prevede la possibilità di utilizzare due approcci di calcolo, validi poi sia per l'analisi statica che per quella sismica:

- - l'approccio 1 prevede 2 diverse combinazioni (GEO e STR) a seconda che si stia verificando rispettivamente la capacità di resistenza del terreno oppure quella degli

elementi strutturali (rivestimento definitivo in questo caso)

- - l'approccio 2 invece prevede un'unica combinazione valida per entrambe le verifiche in cui però i coefficienti di sicurezza vengono incrementati.

A queste vengono poi aggiunte combinazioni di carico specifiche per le verifiche agli stati limite di equilibrio, che per la particolare tipologia costruttiva in esame non verranno considerate.

In questo caso verrà adottato l'approccio di tipo 1, con riferimento alle sole verifiche strutturali, in quanto avrebbe poco senso verificare la portanza del terreno al di sotto della galleria essendo questo gravato da carichi minori rispetto lo stato precedente l'opera. Nella pratica quindi il tutto si riduce all'utilizzo della sola combinazione di tipo STR che in forma parametrica vale:

$$A1 + M1 + R1$$

in cui:

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	(A1) STR
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	1,0
	Sfavorevole		1,3
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0
	Sfavorevole		1,5
Variabili	Favorevole	γ_{Q1}	0,0
	Sfavorevole		1,5

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0
<i>Coesione efficace</i>	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0
<i>Resistenza non drenata</i>	c_{uk}	γ_{cu}	1,0
<i>Peso dell'unità di volume</i>	γ	γ_f	1,0

Il parametro R1, rappresentante il coefficiente di sicurezza direttamente agente sul valore della resistenza, e quindi direttamente correlato al fattore di sicurezza tra azione sollecitante e resistente, ha valore unitario.

In definitiva, i parametri del terreno verranno presi con il loro valore caratteristico, mentre le azioni sollecitanti, in questo caso rappresentate dalle spinte del terreno e quindi

assimilate a carichi permanenti, saranno amplificate secondo un coefficiente pari a 1,3. Nel caso delle verifiche sismiche si adotterà la stessa combinazione, assumendo però pari a 1 i coefficienti moltiplicativi dei carichi (A1).

14.5 Analisi statica

Per tener conto di eventuali ritombamenti non simmetrici al di sopra della galleria, nell'analisi statica, si sono ipotizzate due condizioni di carico, simmetrica e non simmetrica; nella c.c. non simmetrica i carichi dovuti al terreno sono applicati solo su metà galleria, mentre l'altra metà non viene sollecitata. Sono invece trascurati i carichi idrostatici.

In condizioni di sollecitazione statiche, sono state quindi condotte le seguenti analisi:

- Analisi statica 1 : Situazione di carico simmetrico
- Analisi statica 2 : Situazione di carico asimmetrico

Le stesse verranno adottate nelle verifiche agli stati limite di esercizio (fessurazione) per le quali si adotteranno le medesime combinazioni di carico nelle quali però i coefficienti relativi ai carichi "A1" sono valutati pari a 1.

Si è assunto inoltre, per la determinazione delle spinte statiche sui rivestimenti, un coefficiente di spinta a riposo pari a

$$K_0 = 1 - \sin \varphi'_{,k} = 0,500$$

Tale assunzione deriva dal fatto di considerare la galleria come un elemento rigido impossibilitato a subire gli spostamenti necessari all'attivazione di un regime di spinte di tipo "attivo".

14.6 Analisi sismica

Il comportamento della struttura, sottoposta all'azione di un sisma, è determinato attraverso l'introduzione di un regime di forze pseudostatiche, valutate mediante l'amplificazione delle spinte ordinarie secondo opportuni coefficienti, dedotti con riferimento alle disposizioni normative.

Nell'analisi di tipo sismico è stata considerata solamente la situazione di carico geostatico simmetrico.

In questo studio sono state considerate due differenti situazioni di carico:

- Analisi sismica 1: Carico superficiale, spinta del terreno e idrostatica incrementati secondo le accelerazioni del sisma, cui si aggiungono le masse inerziali della struttura della galleria. Il sisma verticale è rivolto verso l'alto.

- Analisi sismica 2: Carico superficiale, spinta del terreno e idrostatica incrementati secondo le accelerazioni del sisma, cui si aggiungono le masse inerziali della struttura della galleria. Il sisma verticale è rivolto verso il basso.

L'accelerazione del sisma viene valutata sulla base dei seguenti parametri caratterizzanti l'opera:

$$\begin{aligned}
 V_N &= \text{vita nominale dell'opera} = && 50 \text{ anni} \\
 C_U &= \text{coefficiente d'uso} = && 1.5 \text{ (classe III)} \\
 V_R &= \text{periodo di riferimento} = && 75 \text{ anni}
 \end{aligned}$$

che unitamente alle coordinate geografiche del sito in esame forniscono i seguenti valori:

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_c' [s]
SLO	45	0,048	2,520	0,240
SLD	75	0,059	2,541	0,260
SLV	712	0,142	2,389	0,295
SLC	1462	0,181	2,382	0,304

Per l'opera in esame si è valutata sufficiente una verifica ai soli SLV, mentre per gli stati limite di esercizio verranno considerati gli spostamenti indotti dalla combinazione dello SLD.

I valori di progetto delle accelerazioni sismiche saranno ottenuti sulla base delle caratteristiche del sottosuolo: l'incertezza delle proprietà fisiche dei terreni riscontrabili in sito suggerisce di utilizzare in via cautelativa una categoria di tipo C.

Essendo inoltre il sito in categoria topografica T3 si ottengono i seguenti risultati:

$$S_S = \text{coefficiente di amplificazione stratigrafica} = 1.5 \text{ (sia per SLD che per SLV)}$$

$$S_T = \text{coefficiente di amplificazione topografica} = 1.2$$

$$S = S_S \times S_T = 1.8$$

L'amplificazione delle spinte del terreno quindi deriva dall'introduzione di coefficienti sismici K_h e K_v , la cui determinazione è stata eseguita in accordo con le indicazioni fornite dalla normativa:

$$K_h = \beta_m \cdot S \cdot a_g \quad \text{con } \beta_m = 1 \text{ in quanto l'opera non ammette spostamenti}$$

$$K_v = \pm 0.5 \cdot K_h$$

In definitiva si ottengono i seguenti valori:

	K_h	K_v
SLD	0.106 g	0.053 g
SLV	0.255 g	0.127 g

Quali carichi verticali agenti sulla struttura si sono considerati:

- peso proprio della struttura ($\gamma_{cls} = 25 \text{ KN/m}^3$);
- carico associato all' altezza massima di ritombamento al di sopra dell'estradosso calotta, pari a 2.0 m ($\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$);
- nella porzione di terreno immerso, i carichi idrostatici connessi ad una altezza di falda sopra la calotta galleria pari a 1.0 (il carico del terreno sotto falda è stato in tale caso valutato con $\gamma' = 10 \text{ KN/m}^3$);

I carichi orizzontali applicati al modello sono quelli dovuti alle spinte laterali a riposo connesse al ritombamento σ_h :

$$K_0 = 1 - \sin \varphi = 0.500, \quad \text{con } \varphi = 30^\circ \quad \sigma_h = K_0 \cdot \sigma'_v \text{ e le spinte dell'acqua.}$$

A cui si aggiungono quindi le sovra spinte sismiche pari a:

$$\Delta P_{AE} = K_h \cdot \gamma \cdot H^2 \quad \text{per il terreno}$$

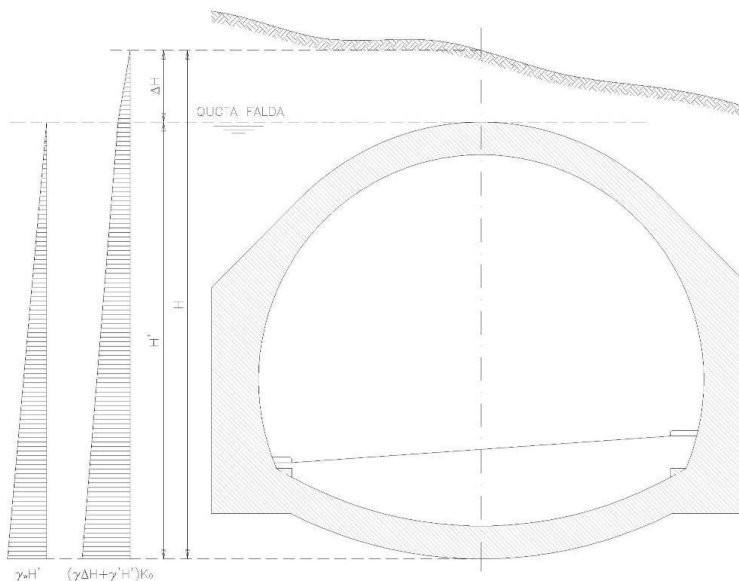
$$\Delta P_{WE} = 7/12 \gamma_w \cdot K_h \cdot H^2 \quad \text{per l'acqua, considerando condizioni dinamiche permeabili}$$

La sovra spinta sismica prodotta dalla falda è stata assunta in via semplificativa con distribuzione triangolare e pressione massima sul fondo pari a $7/6 \gamma_w \cdot K_h \cdot H$, in modo da mantenere inalterata la forza risultante.

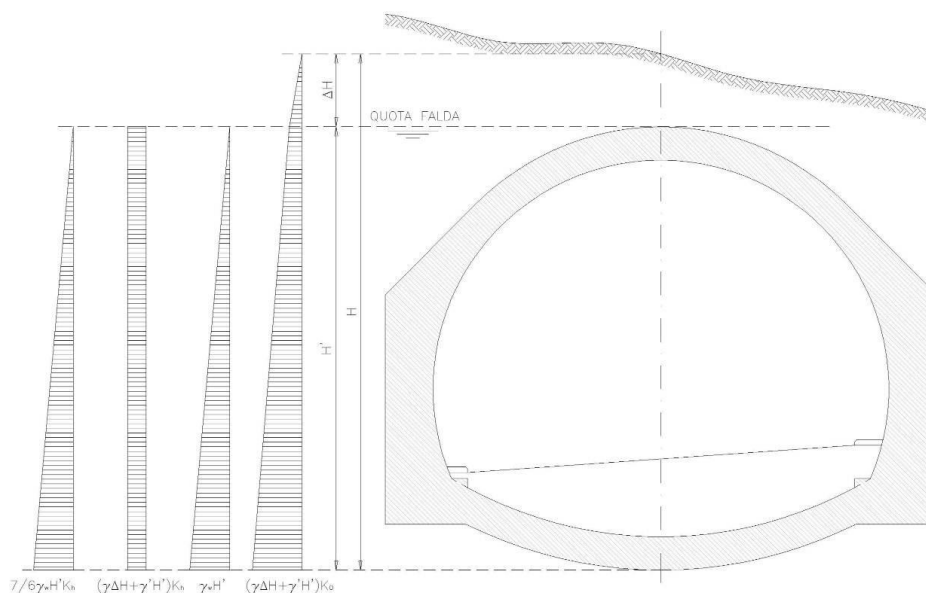
14.7 Condizioni di carico del modello

Qui di seguito vengono riportati i due schemi grafici semplificativi che descrivono il regime delle spinte nella fase statica e sismica.

L'altezza della galleria rappresentata nelle figure qui di seguito è stata considerata nei calcoli pari a $H' \approx 9,70$ m mentre il valore $\Delta H = 3,60$ m.



Schema delle pressioni in fase statica



Schema delle pressioni in fase sismica

All'interno del modello di calcolo sono state realizzate diverse condizioni di carico (load cases) ognuna rappresentante una specifica componente delle azioni prodotte dal terreno sulla galleria:

- | | | |
|-----|---------------------|---|
| 1. | Spinta_terreno_sx | spinta a riposo del terreno sul lato sinistro |
| 2. | Spinta_terreno_dx | spinta a riposo del terreno sul lato destro |
| 3. | Idrostatica_sx | spinta idrostatica della falda sul lato sinistro |
| 4. | Idrostatica_dx | spinta idrostatica della falda sul lato destro |
| 5. | Litostatica | carico verticale terreno posto sopra i reni della calotta |
| 6. | Rinterro | carico verticale terreno al di sopra della calotta |
| 7. | Spinta_sovracc_sx | spinta a riposo prodotta dal rinterro su lato sinistro |
| 8. | Spinta_sovracc_dx | spinta a riposo prodotta dal rinterro su lato destro |
| 9. | Sovraspinta_sism_sx | incremento di spinta del terreno con sisma su lato sinistro |
| 10. | Inerzia_sis_h | inerzia sismica orizzontale elementi galleria artificiale |
| 11. | Inerzia_sis_v | inerzia sismica verticale elementi galleria artificiale |
| 12- | DEAD | peso proprio elementi (def. automatica SAP2000) |

Per mantenere flessibile il modello, i carichi sono stati inseriti con valori unitari, poi amplificati con coefficienti mirati all'interno delle varie combinazioni a seconda del tipo di analisi e delle condizioni al contorno.

Per questo, le prime 4 condizioni di carico (spinta terreno e idrostatica) sono state inserite con la stessa intensità e distribuzione, pari cioè alla pressione esercitata dall'acqua sulla parete della galleria.

La condizione "litostatica" è stata invece inserita come valore dell'area di terreno al di sopra delle reni, imponendo $1 \text{ mq} = 1 \text{ KN}$.

Le condizioni nn. 7 e 8 (spinta_sovracc) sono invece inserite come pressione uniforme sul lato della galleria pari a 10 KN/m , alla stessa maniera della condizione n.9 (sovraspinta sism).

Fanno eccezione la combinazione n.6 (rinterro) e le nn. 10 e 11 (inerzia_sis), inserite secondo i valori caratteristici effettivi: nel caso dell'inerzia sismica, questa viene applicata assegnando componenti di accelerazione alla massa degli elementi frame in direzione orizzontale e verticale e pari ai coefficienti K_h e K_v rispettivamente.

Non compare all'interno delle condizioni di carico la sovra spinta sismica prodotta dall'acqua di falda, che in sede di combinazione viene inglobata, sempre tramite l'utilizzo di opportuni coefficienti, alla spinta idrostatica.

14.8 Combinazioni di carico del modello

Vengono create 4 diverse combinazioni allo SLU e una sola allo SLE. I coefficienti moltiplicativi sono assegnati secondo i criteri precedentemente esposti e qui di seguito trattati nel dettaglio:

Combinazioni statiche SLU:

$$\text{Spinta_terreno} \quad (\gamma' \cdot K_0 \cdot \gamma_{G,SLU}) / \gamma_w = (20-10) \text{ KN/m}^3 \times 0,500 \times 1,3 / 10 \text{ KN/m}^3 = 0,65 -$$

$$\text{Idrostatica} \quad \gamma_{G,SLU} = 1,30$$

$$\text{- Spinta_sovracc} \quad (\gamma \cdot \Delta H \cdot K_0 \cdot \gamma_{G,SLU}) / \gamma_w = 20 \text{ KN/m}^3 \times 3,60 \text{ m} \times 0,500 \times 1,3 / 10 \text{ KN/m}^3 = 4,68$$

$$\text{Litostatica} \quad \gamma \cdot \gamma_{G,SLU} = 20 \text{ KN/m}^3 \times 1,3 = 26,0$$

$$\text{Rinterro} \quad \gamma_{G,SLU} = 1,30$$

Combinazioni sismiche SLV:

$$\text{- Spinta_terreno} \quad (\gamma' \cdot K_0) / \gamma_w = (20-10) \text{ KN/m}^3 \times 0,500 / 10 \text{ KN/m}^3 = 0,500$$

$$\text{- Idrostatica} \quad 7/6 K_h + 1 = 1,30$$

$$\text{- Sovrappinta_sism} \quad (\gamma \cdot \Delta H + \gamma' \cdot H) \cdot K_h / \gamma_w = (20 \text{ KN/m}^3 \times 3,60 \text{ m} + 10 \text{ KN/m}^3 \times 9,70 \text{ m}) \times 0,255 / 10 \text{ KN/m}^3 = 4,309$$

$$\text{- Litostatica} \quad \gamma \cdot (1 \pm K_v) = 20 \text{ KN/m}^3 (1 \pm 0,127)$$

$$\text{- Rinterro} \quad (1 \pm K_v) = 1 \pm 0,127$$

$$\text{- Spinta_sovracc} \quad (\gamma \cdot \Delta H \cdot K_0) / \gamma_w = 20 \text{ KN/m}^3 \times 3,60 \text{ m} \times 0,500 / 10 \text{ KN/m}^3 = 3,60$$

Le 5 combinazioni di carico utilizzate si comporranno quindi delle seguenti condizioni di carico, con i relativi coefficienti moltiplicativi esposti in tabella:

	Condizioni di carico											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
SLU_simm	0.650	0.650	1.30	1.30	26	1.30	4.68	4.68	-	-	-	1.30
SLU_asimm	0.650	-	1.30	-	26	-	-	-	-	-	-	1.30
SLV_vert_pos	0.500	0.500	1.30	0.70	17.46	0.873	3.60	3.60	4.31	1	1	1.00
SLV_vert_neg	0.500	0.500	1.30	0.70	22.54	1.127	3.60	3.60	4.31	1	-1	1.00
SLE	0.500	0.500	1.00	1.00	20	1.00	3.60	3.60	-	-	-	1.00

14.9 Verifiche strutturali

Si riportano nel seguito le verifiche strutturali nelle sezioni maggiormente sollecitate; le verifiche sono condotte per sezioni di larghezza pari a 1.00 m e relativamente alle due combinazioni che sollecitano maggiormente la struttura: l'analisi statica simmetrica (analisi statica 1) e l'analisi sismica con sisma rivolto verso il basso (analisi sismica 2).

I risultati di tutte le analisi strutturali sono riportati in allegato: le sollecitazioni sono espresse in KN (azione assiale e taglio) e KNm (momenti flettenti).

14.10 Verifica agli stati limite ultimi

Le verifiche strutturali, effettuate col metodo degli stati limite ultimi, sono riferite alle sezioni maggiormente sollecitate e in particolare:

per la calotta sull'elemento 24 (chiave) e sull'elemento 10 (reni) per l'arco rovescio sull'elemento 50 (bordo) e sull'elemento 59 (centro) per le murette e i piedritti sugli elementi 1 e 48.

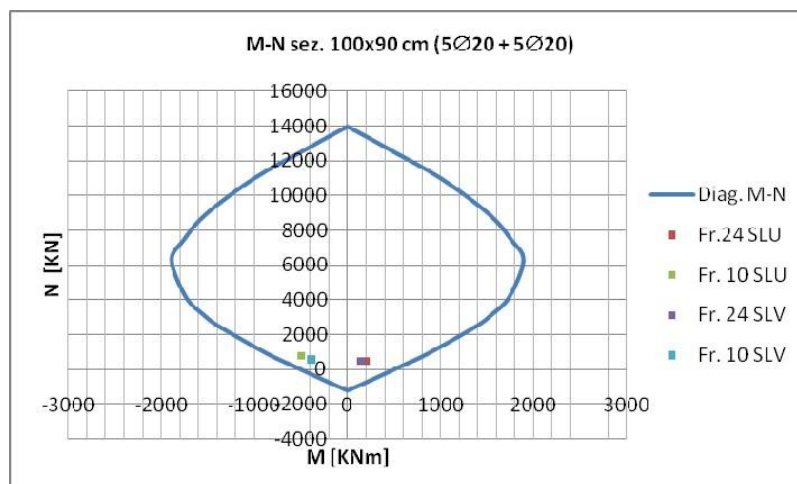
14.11 Pressoflessione

Vengono di seguito riportate le tabelle contenenti i valori delle sollecitazioni agenti sulle sezioni considerate, e i relativi domini di resistenza M-N.

CALOTTA (H=90cm ; B=100cm)

Frame		24		10		24		10	
Armature		An. Statica 1		An. Statica 1		An. Sismica 2		An. Sismica 2	
A's (cm ²)	As (cm ²)	N (kN)	M (kNm)	N (kN)	M (kNm)	N (kN)	M (kNm)	N (kN)	M (kNm)
15.71	15.71	490	197	774	-498	477	150	560	-386
5Ø20	5Ø20								

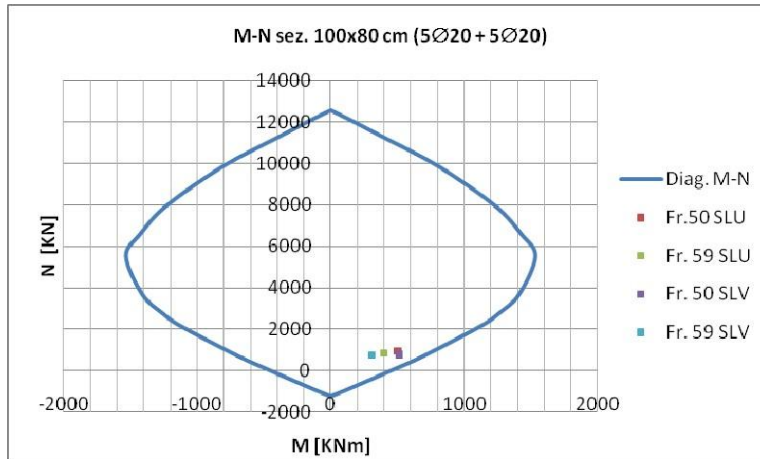
Sollecitazioni assiali e flettenti



ARCO ROVESCIO (H=80cm ; B=100cm)

Frame		50		59		50		59	
Armature		An. Statica 1		An. Statica 1		An. Sismica 2		An. Sismica 2	
A's (cm ²)	As (cm ²)	N (kN)	M (kNm)	N (kN)	M (kNm)	N (kN)	M (kNm)	N (kN)	M (kNm)
15.71	15.71	954	502	837	401	771	511	741	311
5Ø20	5Ø20								

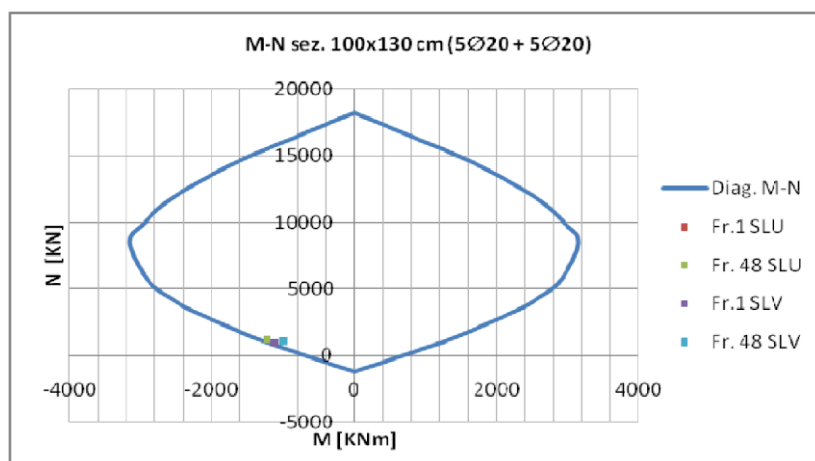
Sollecitazioni assiali e flettenti



MURETTE E PIEDRITTI (H=120cm ; B=100cm)

Frame		1		48		1		48	
Armature		An. Statica 1		An. Statica 1		An. Sismica 2		An. Sismica 2	
A's (cm ²)	As (cm ²)	N (kN)	M (kNm)	N (kN)	M (kNm)	N (kN)	M (kNm)	N (kN)	M (kNm)
15.71	15.71	1183	-1220	1183	-1220	973	-1115	1086	-998
5Ø20	5Ø20								

Sollecitazioni assiali e flettenti



14.12 Taglio

La verifica a taglio viene condotta sulla sezione generica priva di armature resistenti a taglio (staffe o spille).

Il valore massimo di azione sollecitante di taglio si ha proprio in corrispondenza dell'attacco arco rovescio muretta (aste 50 e 69), ed è pari a:

Frame	50		69		50		69	
Armature	An. Statica 1		An. Statica 1		An. Sismica 2		An. Sismica 2	
A _{sw} (cm ²)	N (kN)	V (kN)	N (kN)	V (kN)	N (kN)	V (kN)	N (kN)	V (kN)
Ø12/20x40	956	498	956	498	771	429	913	353

La resistenza a taglio per elementi senza armatura trasversale cambia in funzione del valore della forza assiale, per cui si ottiene

$$V_{Rd} = 402,96 \text{ KN per } N = 956 \text{ KN (analisi statica)}$$

$$V_{Rd} = 437,36 \text{ KN per } N = 833 \text{ KN (analisi sismica)}$$

È perciò necessario valutare il contributo resistente delle armature a taglio in quanto il solo calcestruzzo non risulta verificato.

Il taglio resistente è il minore tra il contributo offerto dall'armatura e quello offerto dalle bielle di cls compresso nel traliccio di Morsch, per cui si ha:

$$V_{RSd} = 527,62 \text{ KN contributo fornito dalle armature (spille } \varnothing 12/20 \times 40)$$

$$V_{RCd} = 7171,10 \text{ KN contributo fornito dalle bielle di calcestruzzo}$$

da cui risulta verificato.

14.13 Verifica agli stati limite di esercizio

Le verifiche allo stato limite di esercizio sono condotte relativamente alla sola condizione statica simmetrica e secondo la combinazione di carico frequente. Le sezioni verificate sono solo quelle relative all'arco rovescio, di dimensioni ridotte rispetto alle murette, ma sottoposto a sollecitazioni di entità paragonabile a quest'ultime. I frame analizzati saranno perciò quelli in corrispondenza dell'attacco tra arco rovescio e muretta (frame 50) e in mezzeria arco rovescio (frame 59). Si omettono verifiche in corrispondenza della calotta, essendo delle stesse dimensioni dell'arco rovescio, ma molto meno sollecitata. Le sollecitazioni sono le seguenti:

Frame	50		59	
Armature	SLE		SLE	
A _{sw} (cm ²)	N (kN)	M (kNm)	N (kN)	M (kNm)
53.09 10Ø26	733	386	644	308

Poiché l'armatura resistente a trazione è la medesima per le due sezioni, si eseguirà la verifica esclusivamente sulla sezione più sollecitata (frame 50).

Considerando un ambiente con condizioni ambientali aggressive, la normativa impone per la combinazione di carico frequente un ampiezza massima delle fessure pari a 0,2 mm (armatura sensibile).

Le verifiche sono condotte tramite il codice di calcolo AMV VERIFICHE C.A., di cui si allegano gli output qui di seguito:

ARCO ROVESCIO (H=90cm ; B=100cm) – frame 53

DATI GEOMETRICI, ARMATURE E SOLLECITAZIONI

Sezione tipo: Rettangolare piena
 Base: 1.000
 Altezza: 0.800

Armature superiori num. barre	f(mm)	copriferro(cm)
5	20.0	5.0

Armature inferiori num. barre	f(mm)	copriferro(cm)
10	20.0	5.0

Momento flettente: 386.000

RISULTATI VERIFICA S.L.E.

Tensioni calcestruzzo **Tensioni acciaio** bordo superiore:
 -1.72 -25.80 bordo inferiore: Allungamento 102.70
 Fessura(mm): 0.078
 Distanza asse neutro dal bordo compresso: 0.138
 Area totale acciaio superiore(cm²): 15.71 Area totale acciaio inferiore(cm²): 15.71

Per quanto riguarda la verifica alle deformazioni, si analizzano gli spostamenti del nodo posto in sommità alla calotta secondo la combinazione allo SLE.

Si impone che gli spostamenti verticali relativi dovranno essere inferiori a L/1000 dove L rappresenta la luce netta misurata in corrispondenza del piano dei centri. Essendo in questo caso L= 12.36 m si ottiene che $w_z < L/1000 = 12.4$ mm

Dalla combinazione allo SLE si ottiene che lo spostamento “assoluto” del punto in questione è pari a $w_z = 15,37$ mm che va confrontato con il cedimento globale della sezione, valutabile tramite lo spostamento del punto centrale in arco rovescio. Per tale punto lo spostamento è pari a $w'_z = 13,01$ mm da cui

$$\Delta w_z = 15.37 - 13.01 = 2.36 \text{ mm} < 12.4 \quad \text{Verificato}$$