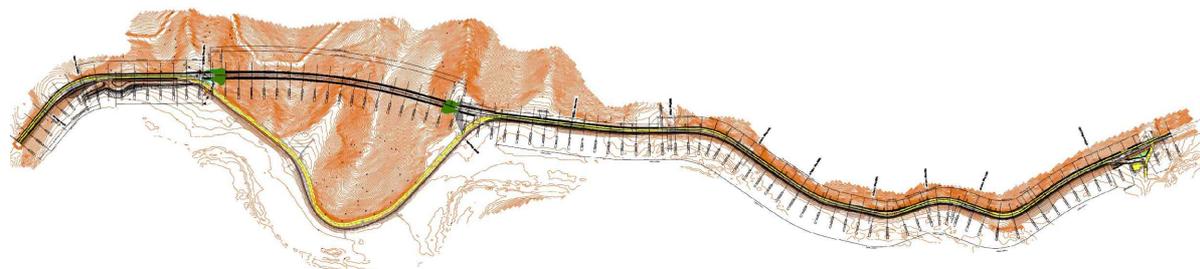


## S.S. 685 "DELLE TRE VALLI UMBRE"

**RETTIFICA DEL TRACCIATO E ADEGUAMENTO ALLA SEZ. TIPO C2 DAL km 41+500 al km 51+500**  
**STRALCIO 1 - LAVORI DI ADEGUAMENTO ALLA SEZ. TIPO C2 DAL km 49+300 al km 51+500**



### PROGETTO DEFINITIVO

IMPRESA ESECUTRICE



GRUPPO DI LAVORO ANAS

PROGETTAZIONE



RESPONSABILE DEI LAVORI

IL PROGETTISTA

Ing. Valerio BAJETTI  
 Ordine degli Ingegneri della  
 provincia di Roma n°A26211  
 (Diretto tecnico Ingegneria del Territorio)



IL COORDINATORE DELLA SICUREZZA  
 IN FASE DI PROGETTAZIONE

Ing. Fabrizio BAJETTI  
 Ordine degli Ingegneri della  
 provincia di Roma n°10112  
 (Diretto tecnico Ingegneria del Territorio)



RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Ing. Alessandro MICHELI

PROTOCOLLO

DATA

N. ELABORATO:

**H201**

### CAPITOLO H - PROGETTO OPERE IN SOTTERRANEO

### CAPITOLO H1 - OPERA DI IMBOCCO GA01

**RELAZIONE GEOTECNICA DELLE OPERE IN SOTTERRANEO E LINEE GUIDA PER  
 L'APPLICAZIONE DELLE SEZIONI TIPO**

CODICE PROGETTO

PROGETTO

PG0374D2201

NOME FILE

H201-P01GN01OSTRE01\_A.dwg

REVISIONE

SCALA:

CODICE  
 ELAB.

P01GN01OSTRE01

A

-----

D

C

B

A

PRIMA EMISSIONE

FEBBRAIO  
 2023

ING. NICOLA  
 LIGAS

ING. GIANCARLO  
 TANZI

ING. VALERIO  
 BAJETTI

REV.

DESCRIZIONE

DATA

REDATTO

VERIFICATO

APPROVATO

## SOMMARIO

1	INTRODUZIONE.....	3
2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	4
2.1	DOCUMENTI DI PROGETTO PRELIMINARE.....	4
3	NORMATIVA TECNICA.....	5
4	MATERIALI.....	6
4.1	CALCESTRUZZO MAGRO PER SOTTOFONDO.....	6
4.2	CALCESTRUZZO PER GETTI IN OPERA RIVESTIMENTO DEFINITIVO.....	6
4.3	SPRITZ-BETON FIBRORINFORZATO.....	6
4.4	ACCIAIO DI CARPENTERIA.....	7
4.5	ACCIAIO DI ARMATURA.....	7
5	GENERALITA'.....	8
6	PROBLEMATICHE ESECUTIVE.....	8
7	CARATTERISTICHE GEOTECNICHE.....	9
7.1	GENERALITÀ.....	9
7.2	ANALISI DI LABORATORIO.....	9
7.3	RILEVAMENTO GEOLOGICO.....	9
7.4	TABELLA RIASSUNTIVA DI CARATTERIZZAZIONE GEOMECCANICA.....	14
8	SISMICITÀ DELL'AREA.....	15
8.1	CATEGORIA DI SOTTOSUOLO.....	15
8.2	CATEGORIA TOPOGRAFICA.....	15
9	METODOLOGIA DI AVANZAMENTO.....	17
9.1	SEZIONI TIPO - GENERALITÀ.....	17
9.2	SEZIONE TIPO B1.....	18
9.3	SEZIONE TIPO B1B.....	19
9.4	SEZIONE TIPO B2.....	19
9.5	SEZIONE TIPO B2B.....	20
9.6	CONCI D'ATTACCO.....	21
10	ANALISI DEL COMPORTAMENTO DEFORMATIVO ALLO SCAVO.....	21
10.1	GENERALITÀ.....	21
10.2	GALLERIA A FRONTE STABILE (CASO A).....	21
10.2.1	Galleria a fronte stabile a breve termine (caso B).....	21
10.2.2	Galleria a fronte instabile (caso C).....	22
10.3	CONDIZIONI DI STABILITÀ DEL FRONTE DI SCAVO METODO ALL'EQUILIBRIO LIMITE - TAMEZ.....	22
11	ANALISI SISMICA.....	28
12	ANALISI TENSO-DEFORMATIVA SEZIONI TIPO.....	39
12.1	ANALISI ALLE DIFFERENZE FINITE FLAC 6.0.....	39
12.2	MODELLI DI CALCOLO.....	41
12.3	CARICHI APPLICATI E SIMULAZIONE DELL'EFFETTO FRONTE.....	41
13	ANALISI DEI RISULTATI E VERIFICA SEZIONI TIPO.....	42
13.1	CRITERI DI VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI.....	42
13.2	VERIFICA SEZIONE TIPO B1.....	43

13.2.1	Verifiche a pressoflessione.....	45
13.2.2	Verifiche a taglio.....	46
14	MONITORAGGI.....	48
15	CONCLUSIONI.....	49

## 1 INTRODUZIONE

Il Progetto Definitivo di cui la presente relazione fa parte riguarda la "Rettifica del tracciato e adeguamento alla sez. tipo C2 della S.S. 685 "delle tre valli umbre" dal km 49+300 al km 51+500"; il progetto costituisce il 1° stralcio funzionale dell'adeguamento della S.S.685 nel tratto che va dal km 41+500 al km 51+500, da attuare nel medio termine.

Nella presente relazione vengono espone le soluzioni progettuali previste per la realizzazione della galleria Castel San Felice sul tratto in variante tra le progr. km 0+420 e km 0+905 lungo il tracciato della SS 685 "delle tre valli umbre".

Sulla base del profilo geologico e geotecnico e della caratterizzazione dei terreni interessati dalla galleria riportati nella relazione geotecnica allegata al presente progetto, sono state definite le sezioni tipo da adottare per lo scavo della galleria naturale e sono stati eseguiti i relativi calcoli di verifica.

Nella definizione delle sezioni tipo si è naturalmente tenuto conto delle problematiche connesse con la realizzazione delle opere, legate essenzialmente al grado di fratturazione dell'ammasso roccioso e alla presenza di faglie. In base ai dati delle indagini eseguite e all'esito della modellazione preliminare di cui alla presente relazione, le caratteristiche geomeccaniche dell'ammasso risultano tali da consentire lo scavo della galleria senza l'adozione di provvedimenti conservativi preventivi per garantire la stabilità del contorno e/o del fronte di scavo; cautelativamente, tuttavia, nella valutazione economica del costo dell'opera è stato considerato - oltre al rivestimento provvisorio con centine metalliche e cls proiettato previsto per tutta la lunghezza della galleria - un consolidamento del contorno con infilaggi metallici in corrispondenza delle zone a bassa copertura (imbocchi e attraversamento di una incisione naturale a metà del tracciato della galleria) e dell'attraversamento delle faglie (presunte) individuate nel profilo geologico.



### 3 **NORMATIVA TECNICA**

La presente relazione è stata redatta in conformità alla seguente normativa:

- Legge 5 novembre 1971, N. 1086 "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio normale, precompresso ed a struttura metallica".
- Legge 2 Febbraio 1974 n° 64 - "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche".
- 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).
- 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".
- Decreto Ministero Infrastrutture 14/01/2008 - "Nuove 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".
- Decreto Ministero Infrastrutture e Trasporti 17/01/2018 – Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni".
- Circolare Ministero Infrastrutture e Trasporti n. 7 del 21-01-2019 – Istruzioni per l'applicazione dell' Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

## 4 MATERIALI

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

### 4.1 CALCESTRUZZO MAGRO PER SOTTOFONDO

Cls conforme UNI-EN 206-1:2006

Classe di resistenza minima a compressione: C12/15

### 4.2 CALCESTRUZZO PER GETTI IN OPERA RIVESTIMENTO DEFINITIVO

Cls conforme UNI-EN 206-1:2006

Classe di resistenza minima a compressione: C28/35

Classe di consistenza: S4

Classe di esposizione: XC2

Rapporto A/C  $\leq 0,50$

Dosatura minima cemento: 300 kg/m<sup>3</sup>

Diametro max. inerti: Dmax 31mm

Classe di contenuto di cloruri: Cl 0.20

Copriferro minimo 50 mm

Valore caratteristico resistenza cubica a compressione a 28 gg

$R_{ck} \geq 35$  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  $\gamma_C = 1$

### 4.3 SPRITZ-BETON FIBRORINFORZATO

Valore caratteristico resistenza cubica a compressione:

a 48 h

$R_{ck} \geq 15$  MPa

a 28 gg

$R_{ck} \geq 30$  MPa

Fibre in poliestere: dosaggio minimo = 5 Kg/m<sup>3</sup>

Energia assorbita da prove di punzonamento su piastre di cls fibrorinforzato  $\geq 500$  Joule

## 4.4 ACCIAIO DI CARPENTERIA

Acciaio S275JR 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  $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_c$

Con:

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

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

## 4.5 ACCIAIO DI ARMATURA

Acciaio B450C per tondini ad aderenza migliorata conforme al D.M. 17-01-2018

Valore caratteristico della tensione di rottura  $f_{tk} = 540$  MPa

Valore nominale delle tensioni caratteristiche di snervamento  $f_{y\text{nom}} = 450$  MPa

Valore caratteristico della tensione di snervamento  $f_{yk} \geq f_{y\text{nom}}$

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  $\gamma_s = 1$

## 5 GENERALITA'

Il tratto in naturale della galleria Castel San Felice inizia alla progr. 0+442,000 e termina alla progr. 883,000, con una lunghezza di 441 m. Le coperture massime sulla calotta risultano di poco superiori ai 50 metri, mentre in corrispondenza dell'incisione nella zona centrale raggiungono un minimo di circa 15 metri.

Lo scavo della galleria naturale interesserà nel primo tratto, per una lunghezza di circa 240 m, i materiali della Formazione della Scaglia Variegata e nel secondo tratto, per una lunghezza di circa 200 m i materiali della Formazione della Scaglia Rossa.

Nei capitoli seguenti vengono descritte le problematiche relative alla realizzazione della galleria e individuate le metodologie di avanzamento e le sezioni tipo. Successivamente vengono eseguiti, con riferimento alle condizioni geotecniche più gravose, i calcoli statici della sezione tipo di progetto individuata per il dimensionamento dei dispositivi di sostegno provvisori e definitivi.

## 6 PROBLEMATICHE ESECUTIVE

Le principali problematiche di carattere geologico e geotecnico, connesse con la realizzazione della galleria, sono legate alla presenza di un ammasso roccioso fratturato, modellato sulle Formazioni della Scaglia Variegata e della Scaglia Rossa, caratterizzate dalla presenza di faglie (certe e/o presunte o sepolte). Date le caratteristiche meccaniche e di deformabilità del materiale interessato dallo scavo, non si prevedono particolari criticità se non in corrispondenza delle zone di faglia e di quelle a bassa copertura agli imbocchi e in corrispondenza dell'incisione nella zona centrale.

Nel sottosuolo è presente una falda, ma a quote inferiori a quelle della galleria in progetto, non si prevedono perciò interferenze con quest'ultima.

In funzione di quanto suddetto sono state individuate le metodologie di avanzamento e le sezioni tipo descritte nei capitoli successivi.

## 7 CARATTERISTICHE GEOTECNICHE

Sulla base delle indicazioni riportate nella relazione geotecnica allegata al presente progetto, di seguito vengono elencate le caratteristiche geotecniche, in termini di resistenza e deformabilità, dei materiali interessati dalla scavo della galleria.

### 7.1 GENERALITÀ

La caratterizzazione geomeccanica riportata nei paragrafi seguenti riguarda la roccia calcarea (Scaglia Rossa Sr, Scaglia variegata Sv) fratturata.

Ai fini della caratterizzazione, è stato fatto riferimento al complesso delle indagini disponibili per quanto riguarda:

- Dati di rilevamento geologico e stima GSI.
- Prove di laboratorio su carote e spezzoni di roccia.

### 7.2 ANALISI DI LABORATORIO

Dai fronti esposti dei rilievi strutturali geomeccanici sono stati prelevati n. 4 spezzoni di roccia, n. 3 riferibili alla Scaglia Rossa e uno alla Scaglia Variegata, sottoposti a prove e determinazioni di laboratorio. I risultati sono esposti nella tabella che segue.

Campione	$\gamma_{nat}$	Point Load Test $\sigma_c$	Tipo roccia
	( $kN/m^3$ )	(MPa)	
A	26,20	69,83	Scaglia rossa
C	25,90	79,74	Scaglia rossa
D	25,70	85,99	Scaglia variegata
F	25,90	68,29	Scaglia rossa

Caratteristiche fisiche

Il peso di volume naturale dei campioni di roccia esaminati, è risultato pari a 25.70 kN/m<sup>3</sup> per la Scaglia Variegata e mediamente 26.00 kN/m<sup>3</sup> per la Scaglia Rossa. Mediamente 26.00 kN/m<sup>3</sup> su tutti i campioni.

Caratteristiche di resistenza al taglio

Le prove POINT LOAD TEST sui campioni di roccia hanno fornito valori medi sui quattro campioni di  $\sigma_c = 76.00$  MPa, con valori estremi di 85.99 MPa per il campione di Scaglia Variegata e medi di  $\sigma_c = 72.62$  MPa, per la Scaglia Rossa.

### 7.3 RILEVAMENTO GEOLOGICO

Sono state rilevate le caratteristiche della roccia su fronti naturali esposti in n. 23 stazioni di osservazione. L'ubicazione e i risultati delle suddette osservazioni sono riportati negli elaborati planimetrici di ubicazione indagini allegati al progetto.

In ulteriori n. 22 stazioni sono stati valutati gli indici GSI della roccia per la classificazione RMR secondo Bieniawski. L'ubicazione e i risultati delle suddette osservazioni sono riportati nell'elaborato che raccoglie tutte le indagini eseguite.

### Classificazione G.S.I. (Hoek & Marinos, 2000)

La caratterizzazione geomeccanica della roccia calcarea è stata condotta facendo riferimento alla classificazione dell'ammasso roccioso proposta da Hoek & Marinos (2000). In particolare il parametro GSI "Geological Strength Index" è stato stimato in sintesi come nella tabella che segue.

Roccia	Stazione	intervallo GSI	GSI medio
Scaglia Rossa	10	25-30	27,5
Scaglia Rossa	12	25-30	27,5
Scaglia Rossa	13	25-30	27,5
Scaglia Rossa	14	25-30	27,5
Scaglia Rossa	81	25-30	27,5
Scaglia Rossa	86	25-30	27,5
Scaglia Rossa	87	30-35	32,5
Scaglia Rossa	88	35-40	37,5
Scaglia variegata	5	30-35	32,5
Scaglia variegata	6	25-30	27,5
Scaglia variegata	7	30-35	32,5
Scaglia variegata	8	35-40	37,5
Scaglia variegata	9	30-35	32,5
Scaglia variegata	16	25-30	27,5
Scaglia variegata	17	25-30	27,5
Scaglia variegata	18	25-30	27,5
Scaglia variegata	82	20-25	22,5
Scaglia variegata	83	25-30	27,5
Scaglia variegata	84	25-30	27,5
Scaglia variegata	85	30-35	32,5
Scaglia variegata	89	30-35	32,3
Scaglia variegata	90	25-30	27,5

La media dei GSI è risultata di 30.

### Criteri di rottura

L'ammasso roccioso costituito dai Calcari fratturati è stato descritto dal seguente criterio di rottura (Hoek, Carranza-Torres, Corkum [2002]):

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci} \left( m_b \frac{\sigma_3'}{\sigma_{ci}} + s \right)^a$$

con:

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right)$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right)$$

con:

$\sigma_1', \sigma_3'$  = tensioni principali efficaci a rottura

$m_i$  = coefficiente relativo alla roccia intatta

$m_b$  = costante di Hoek-Brown relativa all'ammasso roccioso

$s, a$  = costanti dipendenti dalle caratteristiche geomeccaniche dell'ammasso

$\sigma_{ci}$  = resistenza alla compressione monoassiale della roccia intatta

GSI = RMR - 5

D = fattore di disturbo dell'ammasso (condizioni di ammasso indisturbato: D = 0; condizioni di ammasso disturbato: D = 1)

Per la valutazione delle caratteristiche di resistenza dell'ammasso roccioso in esame, si è fatto riferimento alla curva intrinseca del materiale ricostruita secondo il modello proposto da E. Hoek e E.T. Brown, con le correlazioni proposte da Hoek E., Carranza-Torres C., Corkum B. (2002). Il parametro base per tale caratterizzazione è il GSI (Geological Strength Index), legato al valore di RMR dalla relazione:

GSI = RMR - 5

Il criterio suddetto è espresso analiticamente dalle correlazioni:

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci} \left( m_b \frac{\sigma_3'}{\sigma_{ci}} + s \right)^a$$

$$\frac{m_b}{m_i} = \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right)$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right)$$

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

dove:

$\sigma_1', \sigma_3'$  tensioni principali efficaci a rottura, rispettivamente massima e minima

$\sigma_{ci}$  resistenza a comp. monoassiale della roccia intatta, non interessata cioè da macroscopiche discontinuità

$m_i$  parametro caratteristico del tipo di roccia

$m_b$  valore ridotto della costante del materiale  $m_i$ , in funzione della qualità dell'ammasso roccioso (GSI) e del fattore di disturbo (D)

D fattore di disturbo, variabile tra 0 e 1, funzione delle modalità di abbattimento del materiale e delle modifiche allo stato tensionale indotte dalle operazioni di scavo

$s, a$  parametri dipendenti dalla qualità dell'ammasso roccioso

L'eventuale derivazione dei parametri di resistenza secondo il criterio di rottura di Mohr-Coulomb (angolo di attrito e coesione) si può ricavare, linearizzando nel campo di pressioni di interesse l'involuppo non lineare di Hoek & Brown secondo le seguenti espressioni:

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

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

dove:

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

Il criterio di resistenza di Mohr-Coulomb, per un dato valore di tensione normale  $\sigma$ , si ricava quindi sostituendo i suddetti valori di  $c'$  e  $\phi'$  nella equazione:

$$\tau = c' + \sigma \tan \phi'$$

Parametri di deformabilità

Il modulo elastico è stato ricavato secondo le seguenti espressioni (Hoek, Carranza-Torres, Corkum [2002]):

Per  $\sigma_{ci} \leq 100$  MPa

$$E(GPa) = \left( 1 - \frac{D}{2} \right) \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} \cdot 10^{((GSI-10)/40)}$$

Per  $\sigma_{ci} > 100$  MPa

$$E(GPa) = \left( 1 - \frac{D}{2} \right) \cdot 10^{((GSI-10)/40)}$$

Per la valutazione delle caratteristiche di deformabilità dell'ammasso roccioso, per le classi geomeccaniche in esame, si è fatto riferimento alla espressione di seguito riportata, nella quale il modulo di deformazione  $E_m$  si ricava in funzione dell'indice GSI e del modulo della roccia intatta (Hoek and Diederichs, 2006).

$$E_m = E_i \left( 0.02 + \frac{1 - D/2}{1 + e^{-\frac{60 + 15D - GSI}{11}}} \right)$$

dove:

$E_i$  Modulo elastico della roccia intatta

In assenza di determinazioni dirette, una stima del valore del modulo elastico della roccia intatta può essere ricavata da:

$$E_i = MR \cdot \sigma_{ci}$$

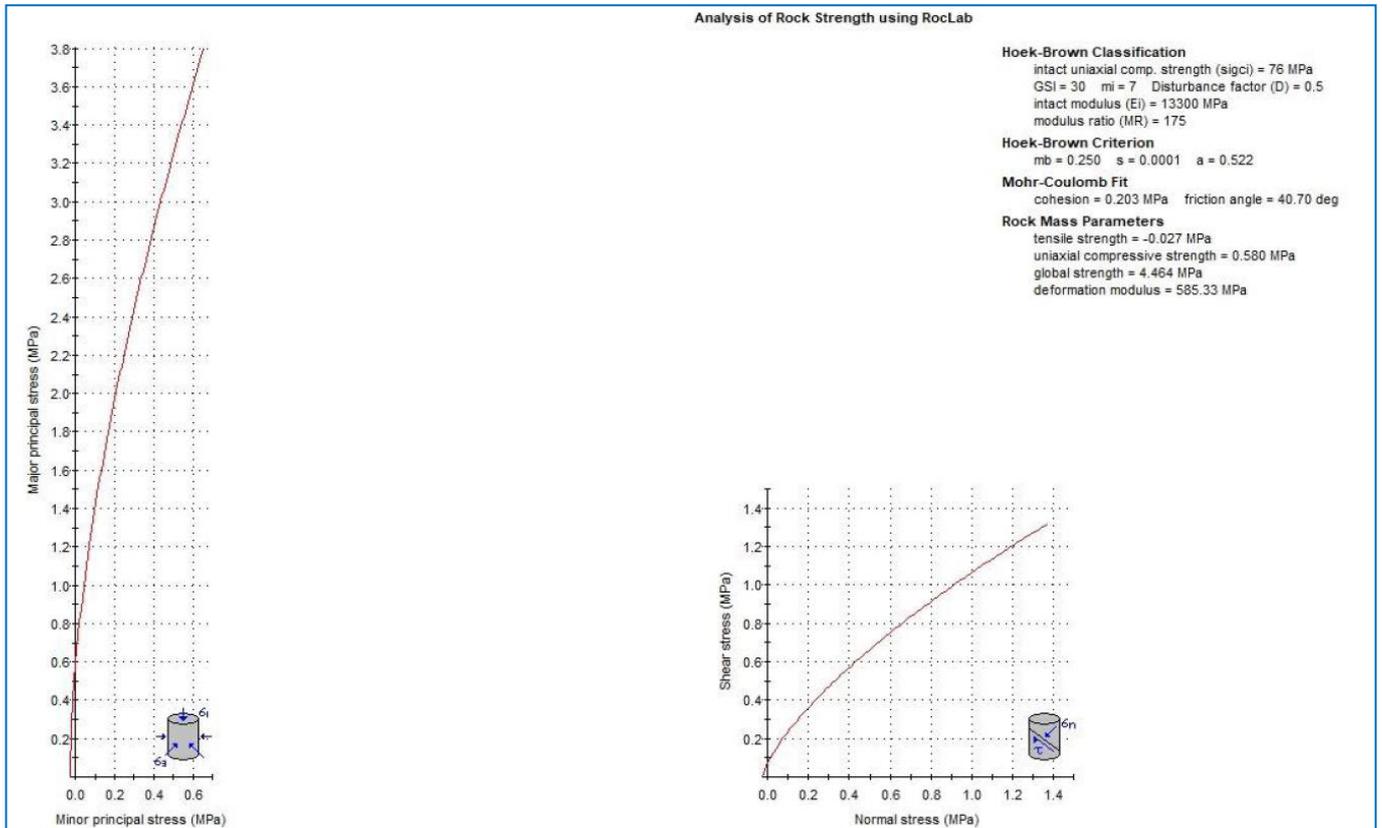
Dove:

MR fattore di riduzione funzione del tipo di roccia

Nella tabella seguente si riporta, per la roccia in esame, la sintesi delle caratteristiche meccaniche adottate nei calcoli e i risultati ottenuti.

Unità	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	GSI -	$\sigma_{ci}$ (MPa)	mi (-)	MR (-)	D	E (MPa)	mb (-)	s (-)	a (-)
Sr, Sv	26.0	30	76	7	175	0.5	585	0.250	1.00E-04	0.522

Le curve intrinseche relative, rappresentative dei domini di rottura sui piani  $\sigma_1 - \sigma_3$  e  $\tau - \sigma$ , ricavate sulla base delle ipotesi precedentemente descritte, vengono riportate nella figura che segue.



## 7.4 TABELLA RIASSUNTIVA DI CARATTERIZZAZIONE GEOMECCANICA

Sulla base dei risultati delle indagini in sito e in laboratorio effettuate, i parametri geotecnici caratteristici assunti per la caratterizzazione delle rocce interessate dal progetto sono riassunti nella seguente tabella:

<b>Rocce fratturate (Sr, Sv)</b>	
Peso di volume naturale $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	26
Resistenza alla compressione uniassiale (MPa)	76
GSI	30
Angolo di attrito $\phi'$ (°)	40
Coesione drenata $c'$ (kPa)	200

## 8 SISMICITÀ DELL'AREA

### 8.1 CATEGORIA DI SOTTOSUOLO

In accordo con la Normativa italiana di riferimento per il presente progetto (O.P.C.M. N° 3274 del 20/03/2003 e successive modifiche e integrazioni; Decreto Ministero Infrastrutture 17/01/2018 - "Aggiornamento Norme tecniche per le costruzioni"; Circolare Ministero Infrastrutture e Trasporti n. 7 del 21-01-2019 - Istruzioni per l'applicazione dell' Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018), la classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio,  $V_{S,eq}$  (in m/sec), definita dall'espressione:

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{S,i}}}$$

Nella recente campagna di indagini, le velocità di propagazione delle onde di taglio  $V_s$  sono state ottenute da prospezioni sismiche tipo MASW (quattro stendimenti).

L'indagine sismica ha permesso quindi di ricostruire il seguente profilo sismostratigrafico necessario per il calcolo delle  $V_{s,eq}$ :

MASW	LUNGHEZZA STENDIMENTO mt	DISTANZA INTERGEOFONICA mt	VALORI DI $V_s$ eq ( m/s )
MASW 1	48	2	270
MASW 2	48	2	270
MASW 3	48	2	516
MASW 4	48	2	542

Dai risultati ottenuti, ad eccezione delle indagini MASW 1 e MASW 2, le quali sono state effettuate in corrispondenza di punti singolari (conoidi alluvionali) e pertanto poco significative ai fini delle azioni agenti sulla galleria, i terreni presenti nell'immediato sottosuolo delle opere in esame possono dunque essere riferiti (rif. NTC 2018) alla categoria di **sottosuolo B** (Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s).

### 8.2 CATEGORIA TOPOGRAFICA

Trattandosi di zone con pendii con inclinazione locale superiore a 30°, si farà riferimento alla categoria topografica T4. Nei dimensionamenti sismici delle strutture di rivestimento della galleria si è assunta categoria topografica T1.

Tab. 3.2.III – *Categorie topografiche*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Tab. 3.2.V – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	$S_T$
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

Pericolosità sismica dei siti

Per la determinazione dei parametri sismici secondo quanto previsto dalla Normativa italiana di riferimento per il presente progetto (Norme Tecniche per le Costruzioni del 17-01-2018) è stata ricercata l'accelerazione orizzontale massima  $a_g$  attesa su suolo di categoria A, per le coordinate WGS84:

Lat. 42.749287

Long. 12.845148

Coordinate ED50:

Lat. 42.751018

Long. 12.845955

per lo stato limite ultimo SLV (salvaguardia della vita).

Come previsto dai progettisti delle opere in esame, è stata assunta una vita nominale dell'opera di  $VN = 100$  anni e una classe d'uso IV (coefficiente d'uso  $CU = 2.0$ ).

Il valore di  $a_g$ , accelerazione orizzontale massima attesa su suolo di categoria A, è risultato:

$a_g = 0.388 g$ .

Per la determinazione dell'accelerazione massima orizzontale attesa al sito:

$a_{max} = a_g \times S$  accel. massima orizzontale attesa al sito

$S = S_s \times S_T$

$S_s$  = coeff.amplificazione stratigrafica, pari a 1.03 per la categoria di sottosuolo B

$S_T$  = coeff.amplificazione topografica (pari a 1.00 per la galleria)

In particolare si avrà:

$a_{max} = a_g \times S = 0.388 g \times 1.0 \times 1.03 = 0.39964 g$  per i calcoli della galleria

## 9 METODOLOGIA DI AVANZAMENTO

### 9.1 SEZIONI TIPO – GENERALITÀ

Le sezioni tipo di scavo e consolidamento individuate in progetto per la galleria naturale sono quattro: la sezione tipo B1, per le tratte con copertura superiore al diametro della galleria e non interessate da presenza di faglie;

la sezione tipo B1b, per eventuali presenza di materiali con grado di fratturazione tale da necessitare il consolidamento del fronte di scavo;

la sezione tipo B2, per le tratte con bassa copertura e/o con roccia tettonizzata o decompressa;

la sezione tipo B2b, per le tratte, con roccia nelle stesse condizioni, nelle quali è previsto il consolidamento del fronte di scavo.

Tutte le sezioni tipo prevedono lo scavo a piena sezione con l'eventuale utilizzo di interventi di presostegno e/o preconsolidamento del fronte e/o del contorno di scavo. Nel seguito si fornisce una breve descrizione degli interventi previsti, rimandando per il dettaglio geometrico e tipologico ai relativi elaborati di progetto.

Per quanto riguarda l'incidenza delle sezioni in esame, i dati disponibili consentono di fare la seguente previsione:

SEZ. TIPO NATURALE	
<b>B1</b>	351,00 m
<b>B1b</b>	-
<b>B2</b>	72,00 m
<b>B2b</b>	-
<b>Conci d'attacco</b>	9,00 + 9,00 m
<b>Lunghezza totale naturale</b>	441,00 m

## 9.2 SEZIONE TIPO B1

In linea generale si prevede di applicare la sezione tipo B1 (v. elaborato T05GN01STRCP01) come sezione corrente per la galleria naturale. Lo scavo di avanzamento, eseguito per campi di 9 m, avverrà a piena sezione per singoli sfondi di 1.5 m con immediata posa in opera del priverivestimento costituito da spritz-beton e centine metalliche. Di seguito sono descritte le fasi operative:

### Esecuzione dei drenaggi in avanzamento

L'esecuzione di drenaggi in avanzamento al contorno della sezione è da prevedersi solo in caso di presenza d'acqua osservata durante gli scavi. In tal caso verranno realizzati n°4 drenaggi costituiti da tubi in PVC, di lunghezza pari a 18 m, microfessurati per 9 m a partire dal fondo foro e ciechi per 15 m verso bocca foro, del diametro  $\phi=60$  mm spessore  $\geq 4$  mm e protezione con tessuto non tessuto, messi in opera all'interno di un foro con diametro  $\phi=80\div 90$  mm. Il tratto cieco deve essere reso solidale al foro mediante iniezioni di miscele cementizie; un sacco otturatore o altro sistema analogo dovrà essere posto all'estremità superiore. La posizione e l'inclinazione saranno definite in dettaglio in corso d'opera in funzione della situazione effettivamente riscontrata.

### Esecuzione scavo

Esecuzione dello scavo di avanzamento a piena sezione per singoli sfondi di 1.5 m.

### Posa in opera del rivestimento di prima fase

Al termine di ogni singolo sfondo verrà messo in opera il rivestimento di 1a fase costituito da 2 centine metalliche accoppiate IPN 180 passo 1.50 m e da uno strato di spritz-beton fibrorinforzato di spessore pari a 25 cm. Le centine appena posate dovranno essere collegate alle altre attraverso le apposite catene.

### Getto arco rovescio e murette

Il getto dell'arco rovescio e delle murette deve avvenire entro una distanza massima di 18.0 m dal fronte, pari a 2 campi di avanzamento e comunque in funzione del comportamento tenso-deformativo del cavo. Si prevede uno spessore pari a 80 cm.

### Impermeabilizzazione

Posa in opera dell'impermeabilizzazione da eseguire prima del getto del rivestimento definitivo. All'intorno del cavo a contatto con il priverivestimento si prevede la messa in opera di uno strato protettivo di tessuto non tessuto e di un telo impermeabilizzante in PVC di spessore 2 mm. All'estradosso delle murette si prevede la messa in opera di un cordolo idroespansivo e il posizionamento di un tubo in PVC microfessurato per la raccolta delle acque di percolazione.

### Getto rivestimento definitivo di calotta

Il getto del rivestimento definitivo di calotta di spessore pari a 60 cm sarà da eseguire ad una distanza dal fronte regolata in funzione del reale comportamento tenso-deformativo monitorato. Si prevede una distanza massima dal fronte pari a 27 m pari a 3 campi di avanzamento.

### Armatura del rivestimento definitivo

Si prevede di armare l'arco rovescio, le murette e la calotta. L'armatura dovrà interessare anche un tratto dei piedritti al fine di garantire l'ancoraggio dei ferri che interesseranno la ripresa di getto in corrispondenza dell'attacco muretta-piedritto.

E' prevista in arco rovescio un'incidenza dell'armatura pari a  $80 \text{ kg/m}^3$ , per la calotta un'incidenza di  $70 \text{ kg/m}^3$ .

## 9.3 SEZIONE TIPO B1B

La sezione B1b, rappresentata nell'elaborato T05GN01STRCP02, è riportata a scopo documentale (ma non utilizzata nel presente progetto), allo scopo di fornire un'alternativa alla sezione tipo B1 qualora ulteriori dati acquisiti in sede di progettazione definitiva/esecutiva o l'osservazione del comportamento del cavo in fase esecutiva evidenziassero la necessità di provvedere ad un consolidamento preventivo del fronte di scavo.

In tal caso, le fasi operative già descritte per la sezione B1 saranno integrate, al termine di ogni campo di avanzamento di 9,00 m, con l'esecuzione di 39 chiodature con elementi tubolari in VTR  $\varnothing 60 \text{ mm}$  L = 18,00 m (sovrapposizione 9,00 m) disposti sul fronte di scavo entro perforazione suborizzontali  $\varnothing 100 \text{ mm}$ .

## 9.4 SEZIONE TIPO B2

Anche se in linea generale si prevede di applicare la sezione tipo B1 sopra descritta come sezione corrente per la galleria naturale, in corrispondenza dell'attraversamento delle faglie (presunte) individuate nel profilo geologico e di una zona a bassa copertura ubicata approssimativamente a metà galleria (attraversamento di una incisione naturale) è stata prevista cautelativamente l'adozione di una sezione denominata B2 (v. elaborato T05GN01STRCP03), che differisce dalla sezione tipo B1 per la presenza di interventi conservativi preventivi costituiti da infilaggi metallici sul contorno di scavo.

Lo scavo di avanzamento, eseguito per campi di 9 m, avverrà a piena sezione per singoli sfondi di 1,0 m con immediata posa in opera del prerinvestimento costituito da spritz-beton e centine metalliche.

Di seguito sono descritte le fasi operative:

### Esecuzione dei drenaggi in avanzamento

L'esecuzione di drenaggi in avanzamento al contorno della sezione è da prevedersi solo in caso di presenza d'acqua osservata durante gli scavi. In tal caso verranno realizzati n°4 drenaggi costituiti da tubi in PVC, di lunghezza pari a 18 m, microfessurati per 9 m a partire dal fondo foro e ciechi per 15 m verso bocca foro, del diametro  $\phi=60 \text{ mm}$  spessore  $\geq 4 \text{ mm}$  e protezione con tessuto non tessuto, messi in opera all'interno di un foro con diametro  $\phi=80\div 90 \text{ mm}$ . Il tratto cieco deve essere reso solidale al foro mediante iniezioni di miscele cementizie; un sacco otturatore o altro sistema analogo dovrà essere posto all'estremità superiore. La posizione e l'inclinazione saranno definite in dettaglio in corso d'opera in funzione della situazione effettivamente riscontrata.

### Esecuzione scavo

Esecuzione dello scavo di avanzamento a piena sezione per singoli sfondi di 1,0 m, seguendo una geometria tronco-conica idonea per l'esecuzione degli infilaggi metallici al termine di ciascun campo di avanzamento.

### Posa in opera del rivestimento di prima fase

Al termine di ogni singolo sfondo verrà messo in opera il rivestimento di 1a fase costituito da 2 centine metalliche accoppiate IPN 180 passo 1,00 m e da uno strato di spritz-beton fibrorinforzato di spessore pari a 25 cm. Le centine appena posate dovranno essere collegate alle altre attraverso le apposite catene.

#### Getto arco rovescio e murette

Il getto dell'arco rovescio e delle murette deve avvenire entro una distanza massima di 18.0 m dal fronte, pari a 2 campi di avanzamento e comunque in funzione del comportamento tenso-deformativo del cavo. Si prevede uno spessore pari a 80 cm.

#### Preconsolidamento del contorno di scavo

Al termine di ogni campo di avanzamento (9 m) verranno realizzati 37 infilaggi metallici costituiti da micropali Ø150 mm armati con tubolare Ø114,3 mm e sp. 8 mm, valvolato, disposti a ventaglio lungo il contorno della calotta ad interasse 40 cm a partire dalla chiave fino ad un angolo di circa 30° dal piano dei centri. L'inclinazione rispetto all'asse longitudinale è di 6,66°.

La lunghezza prevista è di 15 m, con una sovrapposizione quindi di 6,00 m.

#### Impermeabilizzazione

Posa in opera dell'impermeabilizzazione da eseguire prima del getto del rivestimento definitivo. All'intorno del cavo a contatto con il priverivestimento si prevede la messa in opera di uno strato protettivo di tessuto non tessuto e di un telo impermeabilizzante in PVC di spessore 2 mm. All'estradosso delle murette si prevede la messa in opera di un cordolo idroespansivo e il posizionamento di un tubo in PVC microfessurato per la raccolta delle acque di percolazione.

#### Getto rivestimento definitivo di calotta

Il getto del rivestimento definitivo di calotta di spessore variabile da 50 cm ad inizio campo a 110 cm a fine campo sarà da eseguire ad una distanza dal fronte regolata in funzione del reale comportamento tenso-deformativo monitorato. Si prevede una distanza massima dal fronte pari a 27 m pari a 3 campi di avanzamento.

#### Armatura del rivestimento definitivo

Si prevede di armare l'arco rovescio, le murette e la calotta. L'armatura dovrà interessare anche un tratto dei piedritti al fine di garantire l'ancoraggio dei ferri che interesseranno la ripresa di getto in corrispondenza dell'attacco muretta-piedritto.

E' prevista in arco rovescio un'incidenza dell'armatura pari a 80 kg/m<sup>3</sup>, per la calotta un'incidenza di 70 kg/m<sup>3</sup>.

## 9.5 SEZIONE TIPO B2B

La sezione B2b, rappresentata nell'elaborato T05GN01STRCP04, è riportata a scopo documentale (ma non utilizzata nel presente progetto), allo scopo di fornire un'alternativa alla sezione tipo B2 qualora ulteriori dati acquisiti in sede di progettazione definitiva/esecutiva o l'osservazione del comportamento del cavo in fase esecutiva evidenziassero la necessità di provvedere ad un consolidamento preventivo del fronte di scavo.

In tal caso, le fasi operative già descritte per la sezione B2 saranno integrate, al termine di ogni campo di avanzamento di 9,00 m e in parallelo all'esecuzione degli infilaggi metallici sul contorno dello scavo, con l'esecuzione di 39 chiodature con elementi tubolari in VTR Ø60 mm L = 18,00 m (sovrapposizione 9,00 m) disposti sul fronte di scavo entro perforazione suborizzontali Ø100 mm.

## 9.6 CONCI D'ATTACCO

In corrispondenza dei conchi d'attacco su entrambi gli imbocchi verrà adottata la sezione tipo B1 integrata cautelativamente con infilaggi metallici  $L = 15,00$  m eseguiti sul fronte costituito dalla paratia di imbocco, dello stesso tipo e quantità di quelli descritti per la sezione tipo B2, ma disposti parallelamente all'asse longitudinale anziché a ventaglio. Il rivestimento definitivo in tali tratti iniziali di lunghezza 9,00 m sarà analogo a quello previsto per la sezione tipo B1.

## 10 ANALISI DEL COMPORTAMENTO DEFORMATIVO ALLO SCAVO

### 10.1 GENERALITÀ

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

### 10.2 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 per uno sfavorevole assetto strutturale dell'ammasso.

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 del materiale al contorno, in modo da conservare il profilo di scavo.

#### 10.2.1 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 redistribuzione delle tensioni risultano più accentuati rispetto al caso di gallerie a fronte stabile e producono nell'ammasso al fronte una decompressione, con una riduzione della resistenza interna per la formazione di microfrazioni (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.

### 10.2.2 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 consentano 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 trascinamento di materiale.

## 10.3 CONDIZIONI DI STABILITÀ DEL FRONTE DI SCAVO METODO ALL'EQUILIBRIO LIMITE – TAMEZ

### Generalità

Nel caso in esame, 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 un metodo all'equilibrio limite che si basa sulle teorie sviluppate da Tamez.

In accordo con la normativa di riferimento (DM 14/01/2018 (Aggiornamento delle "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.

Non sono stati considerati consolidamenti al fronte.

E' possibile verificare la stabilità del fronte, ipotizzando un meccanismo di rottura semplificato, in funzione di diversi fattori:

Profondità della chiave del tunnel H dal piano di campagna

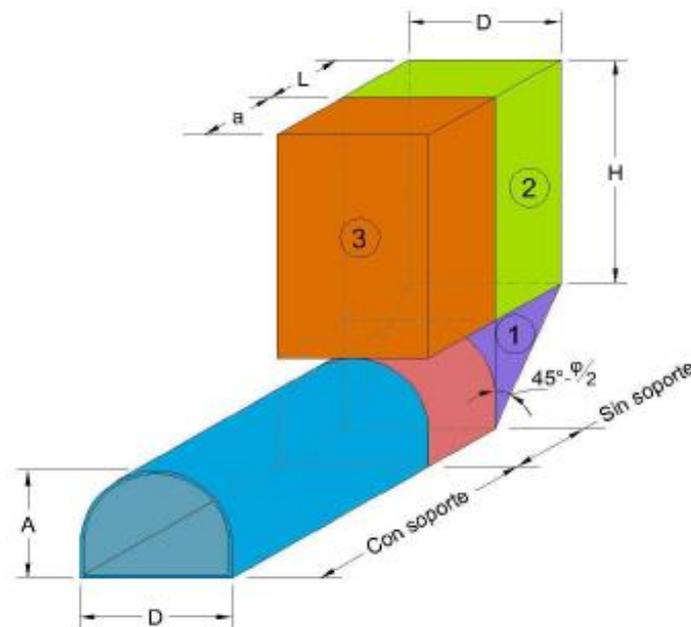
Diametro (D) e altezza (A) della sezione di scavo

Lunghezza di avanzamento senza rivestimento (a)

Peso di volume e parametri di resistenza al taglio del terreno ( $\gamma$ , c,  $\varphi$ )

Sovraccarichi in superficie e pressione interna nel tunnel ( $q_s$ ,  $P_f$ ,  $P_a$ ).

I suddetti parametri sono illustrati nel seguente grafico generale del meccanismo di rottura semplificato (tratto da "Reporte final de pratica profesional" di M.A. Pacheco Monterrubio, Maggio – settembre 2010, redatto presso Instituto Politecnico Nacional - Mexico).



Osservando la figura si comprende che è possibile analizzare l'equilibrio della massa di terreno che circonda il fronte del tunnel mediante la schematizzazione di tre prismi:

Prisma 1 . Si forma davanti al fronte di scavo e ha la forma triangolare del cuneo di Coulomb.

Prisma 2. E' rettangolare e si appoggia sopra il cuneo del fronte di scavo (prisma 1).

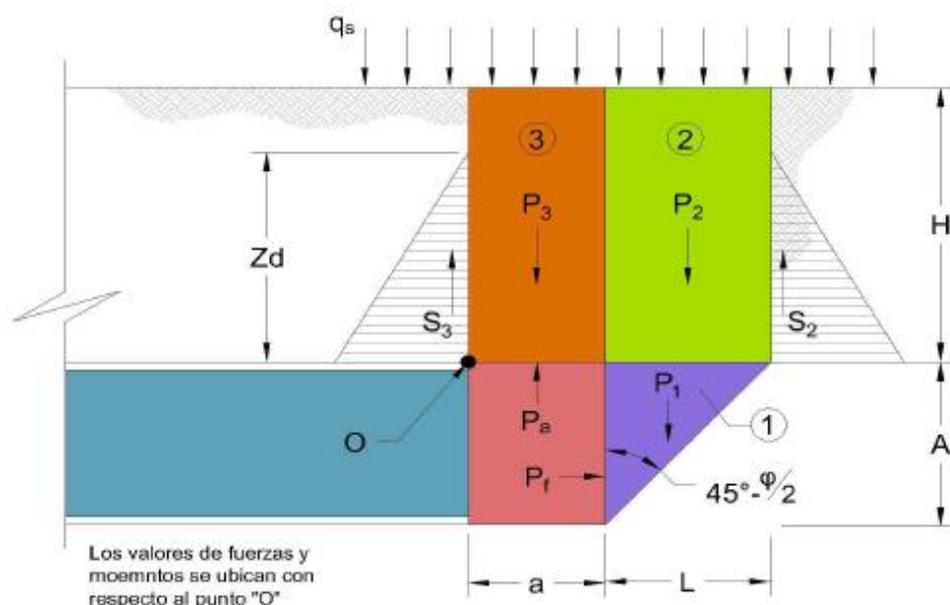
Prisma 3. E' rettangolare e si appoggia sulla calotta della zona già scavata ma senza rivestimento (a).

Le dimensioni di questi prismi dipendono dalla geometria del tunnel, dalle proprietà meccaniche del terreno e dalla lunghezza del tratto scavato.

Il fattore di sicurezza FS nei confronti del collasso del fronte di scavo si definisce come il rapporto tra la somma dei momenti delle forze resistenti ( $\Sigma Mr$ ) e la somma dei momenti delle forze attive ( $\Sigma Ma$ ).

$$FS = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma Ma}$$

Le forze resistenti derivano dalla resistenza allo scorrimento che si sviluppa sulle facce dei prismi, mentre le forze attive sono sia quelle interne che si sviluppano per effetto del peso dei prismi, sia le forze che provengono dall'esterno, che possono essere presenti o meno, come ad esempio sovraccarichi sul terreno e pressioni interne al cavo.



Dalla figura suesposta si deduce:

Forze attive

P1, P2 e P3 – che corrispondono al peso dei prismi 1, 2 e 3 rispettivamente

qs – sovraccarico sulla superficie del terreno

Pa – pressione applicata al contorno del tunnel nella zona senza rivestimento

Pf – pressione applicata al fronte di scavo.

Forze resistenti

S2, S3 – forze resistenti che si sviluppano sulla superficie laterale dei prismi 2 e 3

Q – capacità portante del prisma triangolare del fronte di scavo.

### Situazione geomeccanica

Per quanto riguarda la situazione geomeccanica e la scelta dei parametri di calcolo si rimanda a quanto esposto nel capitolo 6.

I parametri geotecnici caratteristici assunti per la caratterizzazione delle rocce interessate dal progetto sono riassunti nella seguente tabella:

Rocce fratturate (Sr, Sv)	
Peso di volume naturale $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	26
Resistenza alla compressione uniassiale (MPa)	76
GSI	30
Angolo di attrito $\varphi'$ (°)	40
Coesione drenata $c'$ (kPa)	200

In sintesi nei calcoli sono stati assunti i seguenti parametri geotecnici:

$\gamma =$	26	kN/m <sup>3</sup>
$c' =$	200	kPa
$\phi' =$	40	°
$c'_{parz} =$	160	MPa
$\phi'_{parz} =$	33,87	°

Stabilità del fronte di scavo

L'analisi della stabilità del fronte di scavo comporta la verifica delle seguenti componenti:

Stabilità del fronte di scavo (FSf)

Stabilità della calotta del tunnel (FSc)

Stabilità locale della calotta (FSp)

Stabilità generale (FSg)

Si hanno le seguenti relazioni:

$$L = A \tan(45^\circ - \phi/2) = A / \sqrt{Kp}$$

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

$$Kf = (1 - \sin 2\phi) / (1 + \sin 2\phi)$$

$$Sm2 = Kf c + 0.5 [\gamma(H-Zd) + qc] Kf \tan \phi$$

$$Sm3 = Kf c + 0.5 [\gamma(H-Zd) + Pa] Kf \tan \phi$$

$$qc = Q = 2.7 c \sqrt{Kp} + Pf Kp - 0.5 \gamma A \quad \text{se } qc > \gamma H \quad \text{si assume } qc = \gamma H.$$

### Stabilità del fronte di scavo

Si determina l'equilibrio dei prismi 1 e 2 considerando un tratto di avanzamento senza sostegni a = 0.

$$FS_f = \frac{2 Sm_2 \frac{Zd}{D} \left( \frac{D \sqrt{Kp}}{A} + 1 \right) + 2.7 c \sqrt{Kp} + p_f Kp}{\gamma H \left( \frac{A}{H} + 1 \right) + q_s - p_f Kp}$$

### Stabilità della calotta

La lunghezza massima di avanzamento senza supporti si definisce analizzando la stabilità del prisma 3.

$$FS_c = \frac{2 Sm_3 (a+D) Zd}{(\gamma H + q_s) a D}$$

Se si ipotizza un valore di Pa = 0, si fissa un valore iniziale di FSc e si ottiene una lunghezza massima di avanzamento senza supporti dalla seguente espressione:

$$\frac{D}{A} = \frac{FS_c (\gamma H + q_s)}{2 [Kf c + 0.17 \gamma (H - Zd)] \frac{Zd}{D}} - 1$$

### Stabilità locale della calotta per plasticizzazione

Quando la coesione, reale o apparente, del terreno presente sulla calotta del tunnel è tale che  $Kf c < 0.3 \gamma H$  si sviluppa una zona di equilibrio plastico di altezza Zd.

$$FS_p = \frac{2Kf c \left(1 + \frac{D}{a}\right)}{\gamma D}$$

Il valore minimo accettabile per  $FS_p$  è generalmente 1.6, valore che implica assestamento della superficie del terreno; deve quindi tenersi conto di ciò se sulla superficie sono presenti strutture che non tollerano cedimenti. Il caso non ricorre nel progetto presente.

### Stabilità generale

Si ottiene una volta definita la sezione di scavo e la lunghezza massima di avanzamento senza sostegni.

$$FS_g = \frac{2Sm_2 \left[ \frac{D}{L} \left(1 + \frac{a}{L}\right) + 1 + \frac{2a}{L} \right] \frac{Zd}{D} + 2Sm_3 \left(\frac{a}{L}\right)^2 \frac{Zd}{D} + 2.7c\sqrt{Kp} \left(1 + \frac{2a}{L}\right) + p_f Kp \left(1 + \frac{2a}{L}\right)}{\gamma H \left[ \frac{A}{H} \left(\frac{1}{3} + \frac{a}{L}\right) + \left(1 + \frac{a}{L}\right)^2 \right] + q_s \left(1 + \frac{a}{L}\right)^2 - p_a \left(\frac{a}{L}\right)^2 - p_f Kp}$$

### Risultati dei calcoli

I calcoli sono riferiti alla sezione tipo.

Come già detto in precedenza, in accordo con la normativa di riferimento (DM 14/01/2018 (Aggiornamento alle "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 suddetta Norma.

Il coefficiente di sicurezza minimo risulta 2.87.

**SEZIONE TIPO**

**VERIFICA DELLA STABILITA' DELLO SCAVO - METODO DI TAMEZ GONZALEZ (1997)**

Proprietà del terreno prisma 1

$\gamma_1$	26,00	kN/m <sup>3</sup>	Peso di volume
$c'_1$	160,00	kN/m <sup>2</sup>	Coesione
$\phi'_1$	33,87	°	Angolo di attrito
$Kp_1$	3,518	-	Coefficiente di spinta passiva
$K_{f1}$	0,526	-	Coefficiente di attrito - Valore compreso tra 0.5 e 1

Proprietà medie dei terreni dei prismi 1 e 2

$\gamma_2$	26,00	kN/m <sup>3</sup>	Peso di volume
$c'_2$	160,00	kN/m <sup>2</sup>	Coesione
$\phi'_2$	33,87	°	Angolo di attrito
$Kp_2$	3,518	-	Coefficiente di spinta passiva
$K_{f2}$	0,526	-	Coefficiente di attrito - Valore compreso tra 0.5 e 1

Proprietà del terreno prisma 3

$\gamma_3$	26,00	kN/m <sup>3</sup>	Peso di volume
$c'_3$	160,00	kN/m <sup>2</sup>	Coesione
$\phi'_3$	33,87	°	Angolo di attrito
$Kp_3$	3,518	-	Coefficiente di spinta passiva
$K_{f3}$	0,526	-	Coefficiente di attrito - Valore compreso tra 0.5 e 1

Condizione falda

w	100,0	m	Profondità della falda da p.c.
$\gamma_w$	10	kN/m <sup>3</sup>	Peso di volume dell'acqua

Caratteristiche galleria

H	50	m	Spessore di terreno sopra la calotta
D	13,70	m	Diametro galleria
A	10,40	m	Altezza galleria
a	1,50	m	Lunghezza di avanzamento senza rivestimenti

Trattamento consolidamento al fronte

n	0	-	Numero trattamenti
d	0,1	m	Diametro di perforazione
l	9	m	Lunghezza di sovrapposizione
$\tau$	200	kN/m <sup>2</sup>	$\tau$ di aderenza malta-terreno
$P_f$	0,00	kN/m <sup>2</sup>	Pressione di stabilizzazione al fronte

$q_c$	675,05	kN/m <sup>2</sup>	Capacità portante del prisma triangolare (1) - pari al massimo alla pressione litostatica efficace
$q_s$	0,00	kN/m <sup>2</sup>	Carico applicato in superficie
$\gamma z^*$	1300		Pressione litostatica efficace in calotta
$Z_d$	23,29	m	Altezza del terreno che grava sulla calotta

**Galleria profonda  $Z_d < H$**

L	5,54	m	lunghezza prisma triangolare (1) dietro fronte pari a $A \cdot \tan(45^\circ - \phi/2) = A/kp_1^{0.5}$
$P_a$	0,00	kN/m <sup>2</sup>	Pressione di stabilizzazione del cavo nel tratto non rivestito (eventualmente $\geq$ pressione interstiziale $u = 0$ kN/m <sup>2</sup> )
$S_{m2}$	325,93	kN/m <sup>2</sup>	Tensione di taglio agente sul prisma (2)
$S_{m3}$	206,76	kN/m <sup>2</sup>	Tensione di taglio agente sul prisma (3)
$S_{m3c}$	206,76	kN/m <sup>2</sup>	Tensione di taglio agente sul prisma (3) per $P_a = 0$
$a_{cp}$	4,88	m	Lunghezza di avanzamento senza rivestimenti max plasticizzazione prisma 3 per $F_s = 1,8$
$a_c$	5,88	m	Lunghezza di avanzamento senza rivestimenti max per equilibrio prisma 3 per $F_s = 1,8$
$a_{max}$	4,88	m	Lunghezza di avanzamento massima da adottare

$FS_f =$	3,35	Fattore sicurezza del fronte
$FS_c =$	5,48	Fattore di sicurezza del cavo (prisma 3)
$FS_p =$	4,79	Fattore sicurezza locale del cavo rispetto plasticizzazione
$FS_g =$	2,87	Fattore di sicurezza globale

FS min = **2,87**

## 11 ANALISI SISMICA

Situazione geomeccanica

Per quanto riguarda la situazione geomeccanica e la scelta dei parametri di calcolo si rimanda a quanto esposto nel capitolo 6.

I parametri geotecnici caratteristici assunti per la caratterizzazione delle rocce interessate dal progetto sono riassunti nella seguente tabella:

Rocce fratturate (Sr, Sv)	
Peso di volume naturale $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	26
Resistenza alla compressione uniassiale (MPa)	76
GSI	30
Angolo di attrito $\varphi'$ (°)	40
Coesione drenata $c'$ (kPa)	200

In sintesi, per quanto occorre nei calcoli che seguono, può farsi affidamento su un modulo di deformazione dell'ammasso  $E_m$  di 585 MPa, un modulo di Poisson medio  $\nu_m$  di 0.25 e un peso di volume di 0.026 MN/m<sup>3</sup>.

### Premesse ai calcoli eseguiti

La risposta dinamica delle strutture in sotterraneo in caso di sisma è funzione della risposta deformativa del terreno circostante e della interazione tra terreno stesso e strutture.

In relazione ai danni prodotti dalle vibrazioni del terreno al passaggio delle onde sismiche, gli stati deformativi che può subire una galleria possono essere sintetizzati secondo gli schemi riportati in Figura 2 (Owen e Scholl, 1981), dove si assimila la struttura in sotterraneo ad una trave elastica sottoposta alle deformazioni imposte dal terreno circostante.

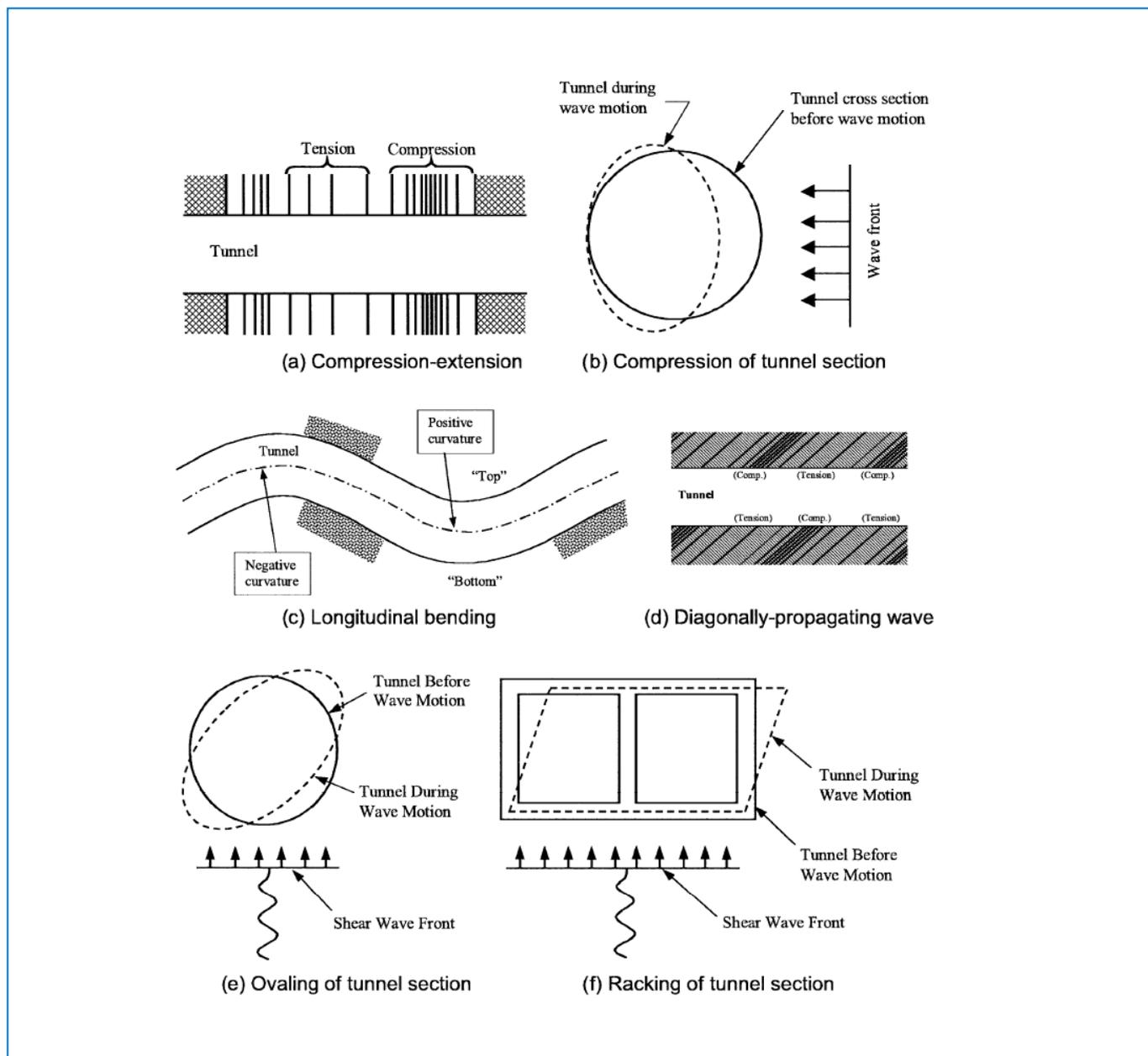


Figura 2 - Tipi di deformazione della galleria dovuti a onde sismiche (Owen e Scholl, 1981).

Rispetto all'asse della galleria risulta quindi necessario analizzare il comportamento dell'opera secondo due direzioni:

direzione longitudinale: la galleria è sollecitata secondo la sua direzione longitudinale dalle deformazioni di compressione ed estensione che si sviluppano secondo il suo asse e dalle deformazioni flessionali che si originano dalle vibrazioni delle particelle di terreno in direzione inclinata rispetto al suo asse;

direzione trasversale: la galleria è sollecitata nel piano trasversale dall'azione di onde di taglio con direzione di propagazione pressoché perpendicolare al suo asse che portano all'ovalizzazione della sezione strutturale (Wang, 1993).

Il comportamento di una galleria in presenza di sisma può essere analizzato sia ricorrendo a soluzioni in forma chiusa basate su approcci di tipo analitico, sia effettuando delle analisi dinamiche complete mediante codici di calcolo non lineare agli Elementi Finiti (FEM).

## Valutazione della massima deformazione a taglio in condizioni di campo libero

La metodologia seguita [Wang, 1993, Power et al. 1998; Hashash et al. 2001] prevede l'applicazione di una deformazione al terreno tale da deformare le strutture interrato e ottenere le sollecitazioni agenti nel rivestimento finale in caso di evento sismico.

Il punto di partenza dello studio è dato dalla conoscenza del Peak Ground Acceleration (PGA, qui  $a_{gR}$ ), che è data dalla normativa locale o da studi specifici.

Nel nostro caso:

coordinate ED50, media sulla lunghezza della galleria:

Lat. 42.750643

Long. 12.845919

$a_{gR} = 0.388$  g (su sito di tipo A).

L'accelerazione massima del sito ( $a_{max,s}$ ) è data dall'equazione seguente:

$$a_{max,s} = S \times a_{gR}$$

dove  $S$  è il coefficiente di sottosuolo, definito in termini di tipo di terreno [Eurocodice 8].

Il valore di  $S$ , suggerito nell'Eurocodice 8, è basato sui tipi di spettri di risposta elastica. Nelle tabelle 1 che seguono i valori di  $S$  sono caratterizzati rispettivamente da  $M_w < 5,5$  e  $M_w > 5,5$ :

- La tabella 1.a si riferisce a condizioni caratterizzate da  $M_w < 5,5$

- La tabella 1.b si riferisce a condizioni caratterizzate da  $M_w > 5,5$

Ground type	$S$	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s)
A	1,0	0,05	0,25	1,2
B	1,35	0,05	0,25	1,2
C	1,5	0,10	0,25	1,2
D	1,8	0,10	0,30	1,2
E	1,6	0,05	0,25	1,2

Tabella 1.a - Valori dei parametri che descrivono gli spettri di risposta elastica di Tipo 1 raccomandati [Eurocodice] (condizioni caratterizzate da  $M_w < 5,5$ )

Ground type	$S$	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s)
A	1,0	0,15	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,4	0,15	0,5	2,0

Tabella 1.b - Valori dei parametri che descrivono gli spettri di risposta elastica di Tipo 2 raccomandati [Eurocodice] (condizioni caratterizzate da  $M_w > 5,5$ )

Nel nostro caso, sulla base dei dati storici, nella zona di Santa Anatolia di Narco e Vallo di Nera (PG), si sono verificati sismi con Magnitudo fino a 6.9. Pertanto, essendo il sottosuolo classificato di tipo B, il valore di S dovrebbe essere 1.20. Si ritiene però sufficientemente cautelativo assumere il valore di 1.03 come indicato dal programma Spettri-NTC per le coordinate indicate e la categoria di sottosuolo B

$$a_{max,s} = S \times a_{gR} = 1.03 \times 0.388 = 0.39964 \text{ g}$$

Al fine di considerare la profondità del tunnel, è stata considerata una procedura semplificata [Hashash et al., 2001] per definire l'accelerazione di picco alla profondità della galleria  $a_{z,max}$ : questa consiste nell'applicazione di un coefficiente di riduzione C per l'accelerazione di picco sulla superficie in funzione della profondità della galleria (Tabella 2):

$$a_{z,max} = C \times a_{max,s}$$

dove  $a_{z,max}$  è l'accelerazione di picco alla profondità del tunnel.

Nel nostro caso la profondità del tunnel è superiore a 30 m, pertanto il coefficiente  $C = 0.7$ .

$$a_{z,max} = C \times a_{max,s} = 0.279048 \text{ g}$$

Tunnel depth (m)	Ratio of ground motion at tunnel depth to motion at ground surface
≤ 6	1.0
6–15	0.9
15–30	0.8
> 30	0.7

Tabella 2 - Rapporti tra movimento del suolo (C) in profondità e movimento in superficie [Power et al. 1996].

Il valore di  $a_{z,max}$  viene utilizzato per determinare la  $Y_{max}$  (deformazione di taglio massima in condizioni di campo libero) attraverso la velocità di picco al suolo  $V_s$  (Tabella 3) stimata in funzione della magnitudo del terremoto e della distanza della sorgente sismica, come mostrato nelle seguenti equazioni:

$$\gamma_{max} = \frac{V_s}{C_s}$$

$$V_s = k \cdot a_{z,max}$$

dove k è il rapporto tra la velocità massima al suolo e l'accelerazione massima al suolo, ottenuto dalla tabella 3;  $C_s$  è la velocità di propagazione delle onde S.

Nel nostro caso si tratta di Rock e distanza epicentrale 0-20 km. Pertanto, interpolando per  $M=6.9$ , si ha  $K = 78.4$ .

$$V_s = k \cdot a_{max,s} / g = 21.93224 \text{ cm/sec}$$

$$C_s \approx 560 \text{ m/sec} = 56000 \text{ cm/sec} \text{ (come da prove MASW 1 e 2 reinterpretate per galleria)}$$

$$Y_{max} = V_s / C_s = 0.000392$$

Moment magnitude ( $M_w$ )	Ratio of peak ground velocity (cm/s) to peak ground acceleration (g)		
	Source-to-site distance (km)		
	0-20	20-50	50-100
<i>Rock<sup>a</sup></i>			
6.5	66	76	86
7.5	97	109	97
8.5	127	140	152
<i>Stiff soil<sup>a</sup></i>			
6.5	94	102	109
7.5	140	127	155
8.5	180	188	193
<i>Soft soil<sup>a</sup></i>			
6.5	140	132	142
7.5	208	165	201
8.5	269	244	251

<sup>a</sup>In this table, the sediment types represent the following shear wave velocity ranges: rock  $\geq 750$  m/s; stiff soil is 200-750 m/s; and soft soil  $< 200$  m/s. The relationship between peak ground velocity and peak ground acceleration is less certain in soft soils.

Tabella 3 - Rapporti tra velocità di picco al suolo e accelerazione massima al suolo in diversi terreni e per diverse distanze della sorgente dal sito [Power et al. 1996].

Il valore di  $Y_{max}$  corrisponde al massimo spostamento orizzontale imposto nel modello di calcolo, calcolato secondo l'equazione:

$$\Delta x_{max} = \gamma_{max} \cdot \left( \frac{h_{mod}}{2} \right)$$

dove  $h_{mod}$  è l'altezza del modello e  $\Delta x_{max}$  è lo spostamento orizzontale applicato al modello.

In questo modo si ottiene  $\Delta x_{max}$  applicando ai lati del modello forze puntuali in modo da generare una rotazione dell'intero modello e conseguentemente l'effetto ovalizzante del contorno di scavo.

$$H_{mod} = 122 \text{ m} = 12200 \text{ cm}$$

$$\Delta x_{max} = 0.000392 \cdot 6100 = 2.389048 \text{ cm}$$

### Sisma in direzione longitudinale alla galleria

In caso di sisma longitudinale si fa tipicamente riferimento ad una onda armonica, rappresentativa del sisma in esame, che si propaga secondo un dato angolo di incidenza rispetto all'asse della galleria in un mezzo elastico, isotropo ed omogeneo (Newmark, 1968; Kuesel, 1969) (Figura 3).

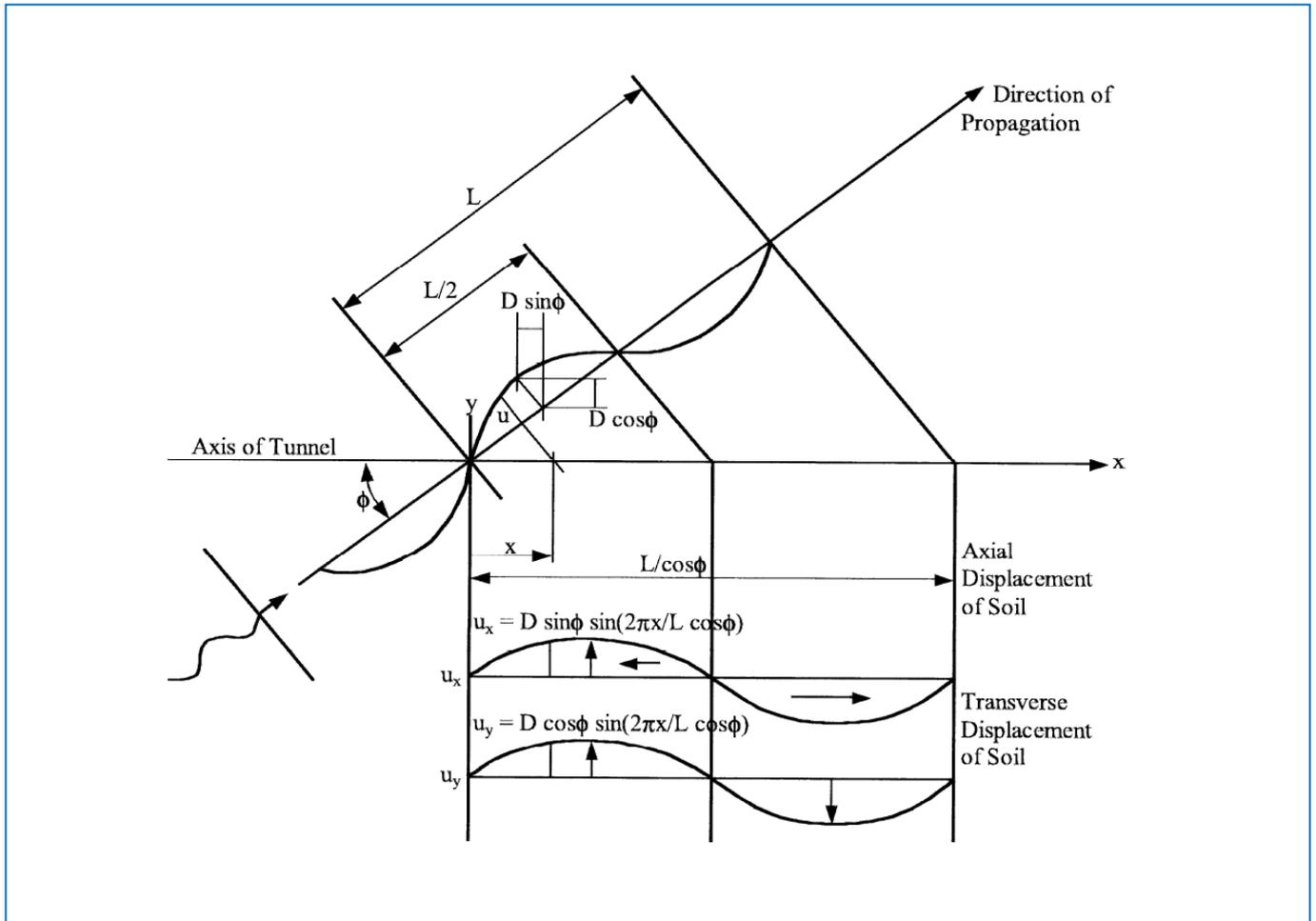


Figura 3 - Interazione fra onda armonica semplice e galleria (Wang, 1993)

Sulla base delle soluzioni in forma chiusa calcolate da Newmark (1968) e Kuesel (1969), St.John e Zahrah (1987) propongono di calcolare la deformazione assiale  $\epsilon^a$  e la deformazione flessionale in direzione longitudinale  $\epsilon^b$  assimilando la galleria ad una trave elastica (free-field):

$$\epsilon^a = \frac{V_s}{C_s} \sin \phi \cos \phi$$

$$\epsilon^b = r \frac{a_s}{C_s^2} \cos^3 \phi$$

dove  $r$  è il raggio della galleria,  $V_s$  è la velocità di picco della particella di terreno,  $C_s$  è la velocità di propagazione delle onde di taglio,  $a_s$  è l'accelerazione di picco della particella di terreno  $a_{max,S}$  e  $\phi$  è l'angolo di incidenza delle onde piane rispetto all'asse della galleria.

Nel nostro caso:

$r \approx 6.0$  m

$C_s = 560$  m/sec

$a_s = a_{max,S} = 0.39964$  g

Il valore della deformazione assiale è massimo per  $\phi = 45^\circ$ , mentre il valore della deformazione flessionale è massimo per  $\phi = 0^\circ$ .

A favore di sicurezza, Power et al. (1996) suggeriscono di calcolare la deformazione totale in direzione longitudinale,  $\epsilon^{ab}$ , come somma della massima deformazione assiale e della massima deformazione flessionale:

$$\epsilon^{ab} = \epsilon_{\max}^a + \epsilon_{\max}^b = \frac{V_s}{2C_s} + r \cdot \frac{a_s}{C_s^2}$$

$$\epsilon^{ab} = 2.0347E-04$$

Il contributo delle deformazioni flessionali alle deformazioni totali in direzione longitudinale è importante solo per gallerie di diametro elevato.

Nel secondo approccio le deformazioni calcolate in regime di free-field vengono modificate per tenere conto della rigidità relativa terreno-struttura. L'interazione fra la galleria ed il terreno viene schematizzata attraverso due sistemi di molle elastiche in direzione longitudinale e trasversale. I coefficienti che tengono conto della rigidità delle molle nelle due direzioni sono funzione della lunghezza dell'onda incidente e sono forniti dalla seguente espressione (St.John e Zahrah, 1993):

$$K_a = K_t = \frac{16\pi G_m (1 - \nu_m) d}{(3 - 4\nu_m) L}$$

dove con  $K_a$  ci si riferisce al coefficiente in direzione assiale e con  $K_t$  al coefficiente in direzione trasversale.  $G_m$  e  $\nu_m$  indicano, rispettivamente, il modulo di taglio ed il coefficiente di Poisson del terreno,  $d$  il diametro della galleria ed  $L$  la lunghezza d'onda.

$$G_m = E_m / (2 \cdot (1 + \nu_m)) = 234 \text{ MPa}$$

$$\text{essendo } E_m = \text{modulo elastico dell'ammasso} = 585 \text{ MPa}$$

$$\nu_m = 0.25 \text{ modulo di Poisson della roccia}$$

$$d \approx 12 \text{ m diametro galleria}$$

$$C_s = 560 \text{ m/sec velocità onde di taglio nella roccia}$$

$$h = 50 \text{ m spessore della roccia sopra la galleria}$$

$$T = 4 \cdot h / C_s = 0.357 \text{ sec periodo predominante dell'onda di taglio nella roccia}$$

$$L = T \cdot C_s = 200 \text{ m}$$

$$\text{Risulta } k_a = k_t = 264.6477 \text{ MPa}$$

Secondo questo approccio, la massima deformazione assiale, data da un'onda S incidente secondo un angolo  $\phi = 45^\circ$ , è pari a:

$$\epsilon_{\max}^a = \frac{\left(\frac{2\pi}{L}\right) A_a}{1 + \frac{E_t A_c}{K_a} \left(\frac{2\pi}{L}\right)^2}$$

avendo indicato con  $E_l$  il modulo elastico del rivestimento della galleria, con  $A_c$  la sua sezione trasversale e con  $A_a$  l'ampiezza massima dello spostamento del terreno in condizioni di free-field.

$$E_l = 32590 \text{ MPa}$$

$$A_c = 0.6 \text{ m}^2/\text{m}$$

Assumendo che lo spostamento sia dato da un'onda sinusoidale ideale si ha:

$$A_a = \frac{L}{2\pi} \frac{V_s}{C_s} \sin\phi \cos\phi$$

$$A_a = 0.006233\text{m per } \phi = 45^\circ, \text{ da cui}$$

$$\varepsilon_{a,\max} = 1.82514\text{E-}04$$

La massima deformazione flessionale  $\varepsilon_{\max}^b$ , data da un'onda S incidente secondo un angolo  $\phi = 0^\circ$ , è invece pari a:

$$\varepsilon_{\max}^b = \frac{\left(\frac{2\pi}{L}\right)^2 A_b}{1 + \frac{E_l I_c}{K_l} \left(\frac{2\pi}{L}\right)^4} r$$

dove  $I_c$  rappresenta il momento di inerzia della sezione della galleria.

$$\text{Nel nostro caso } I_c = 0.018 \text{ m}^4/\text{m}$$

In questo caso l'ampiezza dello spostamento del terreno  $A_b$  sempre assumendo un'onda ideale di tipo sinusoidale, può essere calcolata come:

$$A_b = \frac{L^2}{4\pi^2} \frac{a_s}{C_s^2} \cos^3 \phi$$

$$a_s = a_{\max,s} = 0.39964 \text{ g}$$

$$A_b = 0.001291199 \text{ m e } \varepsilon_{b,\max} = 7.64616\text{E-}06 \text{ per } \phi = 0^\circ$$

Anche in questo caso, a favore di sicurezza, Power et al. (1996) suggeriscono di calcolare la deformazione totale in direzione longitudinale  $\varepsilon^{ab}$  come somma della massima deformazione assiale e della massima deformazione flessionale:

$$\varepsilon^{ab} = \varepsilon_{\max}^a + \varepsilon_{\max}^b$$

$$\varepsilon^{ab} = 1.9016\text{E-}04$$

Sia per le condizioni free-field sia nel caso in cui si tenga conto dell'interazione terreno- struttura, lo sforzo assiale massimo è legata alla massima deformazione assiale secondo l'equazione:

$$N_{\max} = E_l A_c \varepsilon_{\max}^a$$

$$N_{\max} = 3.8291 \text{ MN/m} = 3829.135 \text{ kN/m Free-field}$$

$$N_{\max} = 3.5689 \text{ MN/m} = 3568.88 \text{ kN/m Rigidezza relativa}$$

Il momento massimo nella struttura e la massima forza di taglio sono invece dati in entrambi i casi da:

$$M_{\max} = \frac{E_l I_c \varepsilon_{\max}^b}{r}$$

$$V_{\max} = \frac{\left(\frac{2\pi}{L}\right)^3 E_l I_c A}{1 + \frac{E_l I_c}{K_l} \left(\frac{2\pi}{L}\right)^4} = \left(\frac{2\pi}{L}\right) M_{\max}$$

$$M_{\max} = 7.47565E-04 \text{ MNm/m} = 0.747566 \text{ kNm/m}$$

$$V_{\max} = 2.3485 \text{ E-05 MN/m} = 0.023485 \text{ kN/m}$$

Sisma in direzione trasversale alla galleria

Il problema rappresentato dalla risposta della galleria a deformazioni nel suo piano trasversale è stato studiato da Wang (1993) in condizioni di free-field sia facendo riferimento alla sola deformazione del terreno indisturbato sia prendendo in considerazione la deformazione intorno ad una cavità rappresentante la sezione di scavo della galleria (ma senza considerare alcun tipo di rivestimento) (Figura 4). Nel primo caso la deformazione diametrica è legata alla sola deformazione di taglio massima del terreno  $\gamma_{\max}$ :

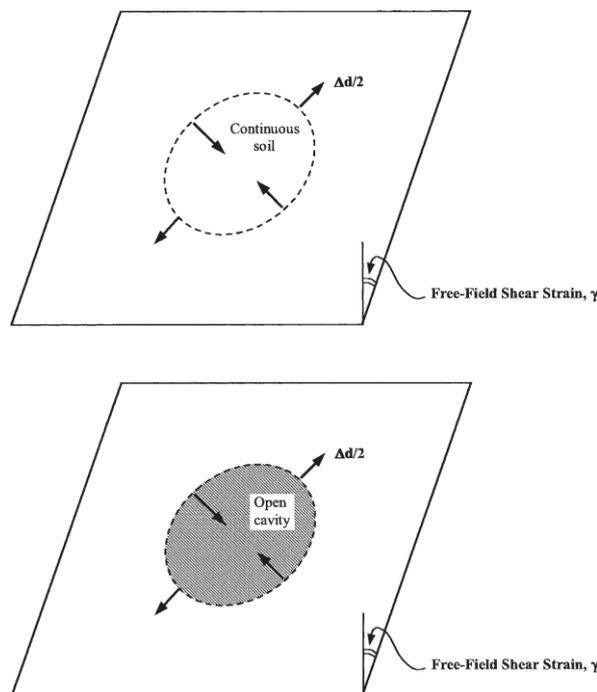


Figura 4 - Deformazione distorsionale in condizioni di free-field nel caso di terreno indisturbato ed in presenza di una cavità (Wang, 1993).

$$\frac{\Delta d}{d} = \pm \frac{\gamma_{\max}}{2}$$

Nel nostro caso pari a  $\pm 1.95824E-04$ .

Nel secondo caso la deformazione diametrica risulta essere una funzione anche del coefficiente di Poisson del mezzo:

$$\frac{\Delta d}{d} = \pm 2\gamma_{\max} (1 - \nu_m)$$

Nel nostro caso pari a  $\pm 5.87471E-04$ .

La deformazione distorsionale diametrale risultante dalla seconda ipotesi è maggiore fino a due-tre volte di quella che si ottiene nel primo caso ed è adatta a descrivere la risposta della galleria nel caso di rigidità relativa rivestimento-terreno molto bassa.

Considerando ora il problema dell'interazione fra terreno e rivestimento della galleria, è utile definire le rigidità relative a compressione C e a flessione F che vengono espresse attraverso due rapporti dati rispettivamente dalle seguenti espressioni (Merrit et al., 1985):

$$C = \frac{E_m (1 - \nu_l^2) r}{E_l t (1 + \nu_m) (1 - 2\nu_m)}$$

$$F = \frac{E_m (1 - \nu_l^2) r^3}{6E_l I (1 + \nu_m)}$$

in cui t è lo spessore del rivestimento ed I è il momento di inerzia della sezione strutturale in direzione longitudinale per unità di lunghezza della galleria,  $\nu_m$  e  $\nu_l$  rispettivamente i moduli di Poisson della roccia e del rivestimento,  $E_m$  e  $E_l$  rispettivamente i moduli elastici della roccia e del rivestimento, r il raggio della galleria.

Con t = 0.60 m

I = I<sub>c</sub> = 0.018 m<sup>4</sup>/m

$\nu_m = 0.25$  e  $\nu_l = 0.15$

$E_m = 585$  MPa e  $E_l = 32590$  MPa

r  $\approx$  6.0 m, si ha:

C = 0.280742

F = 28.074255

In letteratura sono disponibili le soluzioni proposte da Wang (1993) che fanno riferimento a due condizioni limite di interazione fra terreno e galleria: quella cosiddetta di full-slip, in cui, in assenza di attrito tra il mezzo e la struttura, si assume che possa avvenire scorrimento relativo tra i due elementi, e quella di no-slip, ovvero di perfetta aderenza tra galleria e terreno.

Nel caso di condizione di full-slip, Wang (1993) propone la seguente espressione per il calcolo della deformazione diametrale:

$$\frac{\Delta d}{d} = \pm \frac{1}{3} K_1 F \gamma_{\max}$$

dove K<sub>1</sub> è un coefficiente che dipende dal rapporto di rigidità flessionale e dal coefficiente di Poisson del mezzo (Figura 2.2.2):

$$K_1 = \frac{12(1-\nu_m)}{2F + 5 - 6\nu_m}$$

Con  $k_1$  che vale 0.1508838,  
 $\Delta d/d = \pm 0.000553$

La forza circonferenziale massima ed il momento massimo che agiscono nella sezione trasversale della galleria risultano pari a (Wang, 1993):

$$N_{\max} = \pm \frac{1}{6} K_1 \frac{E_m}{(1+\nu_m)} r \gamma_{\max}$$

$$M_{\max} = \pm \frac{1}{6} K_1 \frac{E_m}{(1+\nu_m)} r^2 \gamma_{\max}$$

$N_{\max} = \pm 0.0276556 \text{ MPa}\cdot\text{m (MN/m)} = 27.656 \text{ kN/m}$

$M_{\max} = \pm 0.1659339 \text{ MPa}\cdot\text{m}^2 \text{ (MNm/m)} = 165.934 \text{ kNm/m}$

Con riferimento alle condizioni di no-slip, Wang (1993) propone la seguente espressione per il calcolo della forza circonferenziale massima (Figura 2.2.4):

$$N_{\max} = \pm K_2 \frac{E_m}{2(1+\nu_m)} r \gamma_{\max}$$

con:

$$K_2 = 1 + \frac{F[(1-2\nu_m) - (1-2\nu_m)C] - \frac{1}{2}(1-\nu_m)^2 + 2}{F[(3-2\nu_m) + (1-2\nu_m)C] + C\left[\frac{5}{2} - 8\nu_m + 6\nu_m^2\right] + 6 - 8\nu_m}$$

$K_2 = 1.152749$

$N_{\max} = \pm 0.6338655 \text{ MPa}\cdot\text{m (MN/m)} = 633.865 \text{ kN/m}$

Il momento massimo è lo stesso di quello calcolato per le condizioni di full-slip.

$M_{\max} = \pm 0.1659339 \text{ MPa}\cdot\text{m}^2 \text{ (MNm/m)} = 165.934 \text{ kNm/m}$

L'importanza del rapporto di rigidità flessionale sulla risposta della struttura in direzione trasversale è messo in evidenza dalla seguente espressione che descrive l'ovalizzazione normalizzata del rivestimento rispetto a quella che si sarebbe avuta in condizioni di free-field (Wang, 1993):

$$\frac{\Delta d_{\text{rivestimento}}}{\Delta d_{\text{free-field}}} = \frac{2}{3} K_1 F$$

che risulta pari a 2.824.

## 12 ANALISI TENSO-DEFORMATIVA 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 alla sezione tipo B1, in corrispondenza delle massime coperture.

Nei calcoli è stato adottato uno schema geotecnico costituito da un unico materiale, visto che dall'insieme delle indagini, dei rilievi e delle prove di laboratorio non sono emerse sostanziali differenze di caratteristiche meccaniche tra i materiali della Formazione della Scaglia Variegata e quelli della Scaglia Rossa.

In questa fase del progetto, sulla base delle conoscenze ad oggi acquisite e tenendo conto dell'elevato grado di fratturazione dell'ammasso in relazione alle dimensioni della galleria, si è fatto riferimento a un modello omogeneo e isotropo.

Nelle analisi alle differenze finite, trattandosi di ammassi rocciosi più o meno fratturati, è stato inoltre adottato il criterio di resistenza di Hoek e Brown.

Alla progressiva 750 m, in corrispondenza dell'asse della galleria si ha:

Piano dei centri	$x = 0$	$y = 0$
Scavo in calotta (dal piano dei centri)	$y = 6.85$ m	
"    "    (da quota progetto)	$y = 8.30$ m	
Max copertura (da scavo in calotta)	$H_c = 54.1$	
"    "    (dal piano dei centri)	$y = 60.95$	$\rightarrow 61.0$ m
Larghezza della mesh di calcolo	$L = 120$ m	

Per tener conto del profilo del terreno a piano campagna, nella mesh è stata considerata una inclinazione media di + o - 5 m rispetto all'asse della galleria.

### 12.1 ANALISI ALLE DIFFERENZE FINITE FLAC 6.0

Le analisi tenso-deformative sono state condotte impiegando il codice di calcolo FLAC 6.0 (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 roccioso si è assunto modello di comportamento elasto-plastico con criterio di rottura di Hoek-Brown.

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.

## 12.2 MODELLI DI CALCOLO

Nella seguente tabella sono riportati i parametri di resistenza e deformabilità dei materiali presenti nell'ammasso interessato dallo scavo utilizzati nei calcoli:

Modello di Hoek-Brown

	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	mb	s	a	$\sigma_{ci}$ (Mpa)	E (Mpa)	$\nu$
Scaglia Variegata e Scaglia Rossa	26	0.250	0.0001	0.522	76	585	0.25

Lo schema geotecnico utilizzato nelle modellazioni, descritto nei paragrafi precedenti, è riportato nelle figure alleghe in Appendice.

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

Il prerivestimento 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 (Rck = 10 MPa) E = 25.473 GPa;

spritz-beton a lungo termine (Rck = 30 MPa) E = 31.447 GPa.

Il rivestimento definitivo è stato schematizzato come materiale a comportamento elastico-lineare avente i seguenti moduli elastici:

cls rivestimento definitivo a breve termine (Rck = 10 MPa) E = 25.473 Gpa;

cls rivestimento definitivo a lungo termine (Rck = 35 MPa) E = 32.588 Gpa

## 12.3 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 a quanto proposto da Hoek (1999), che suggerisce la seguente relazione empirica tra lo spostamento radiale della galleria e la distanza della fronte<sup>1</sup>:

$$\frac{u_r}{u_r^M} = \left[ 1 + \exp\left(\frac{-x/R}{1.10}\right) \right]^{-1.7}$$

dove,  $u_r$  è lo spostamento radiale,  $u_r^M$  è lo spostamento massimo quando la pressione interna è zero,  $x$  è la distanza dal fronte di scavo e  $R$  è il raggio di scavo.

<sup>1</sup> Carranza-Torres C. & Fairhurst C. (2000) "Application of the Convergence-Confinement method of tunnel design to rock masses that satisfy the Hoek-Brown failure criterion". *Tunneling and Underground Space Technology*, 15 (2), 187-213.

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

$$\sigma_f = (1-\lambda) \sigma_0 \quad \text{con } \lambda = ur/urM$$

dove  $\sigma_0$  è la pressione radiale sul contorno del cavo esercitata dal carico geostatico, mentre  $\lambda$  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 ( $\lambda$  %) della pressione radiale originaria  $\sigma_0$  (forze di scavo).

## 13 ANALISI DEI RISULTATI E VERIFICA SEZIONI TIPO

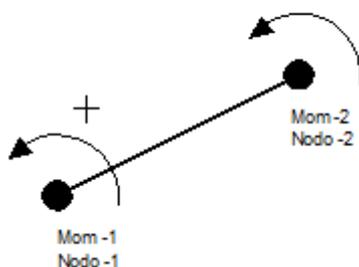
### 13.1 CRITERI DI VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

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).

Convenzione momenti



Per le forze assiali valori positivi indicano compressione.

Per identificare gli elementi strutturali presi 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 6.2.1 del DM 17/01/2018 (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 NTC18, verificando in primo luogo che il taglio di calcolo risulti inferiore al 50% del taglio resistente delle centine, secondo la formula [4.2.30] delle NTC18; 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 [4.2.31] delle NTC18:

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

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

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.

## 13.2 VERIFICA SEZIONE TIPO B1

Le analisi sono state organizzate in 18 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 0: generazione della mesh di calcolo e definizione del profilo del terreno a piano campagna (save00).

Fase 1: ricostruzione dello stato tensionale preesistente gli scavi, dopo aver imposto le condizioni al contorno della mesh e le caratteristiche meccaniche dei materiali (save01).

Fase 2: generazione del profilo di scavo della galleria (save02).

Fase 3: scavo della galleria a piena sezione, ricerca delle forze di scavo con rilascio 0% (save03).

Fase 4: rilascio forze di scavo 10% (save04).

Fase 5: rilascio forze di scavo 20% (save05).

Fase 6: rilascio forze di scavo 34% (save06). Questa fase corrisponde alla sezione della galleria in prossimità del fronte di scavo, immediatamente prima della messa in opera del priverivestimento.

Fase 7: inserimento degli elementi beam corrispondenti allo spritz-beton, con spessore pari a 25 cm e modulo elastico corrispondente allo spritz non ancora maturo (save07).

Fase 8: rilascio forze di scavo 40% (save08).

Fase 9: rilascio forze di scavo 47% - in questa fase verranno eseguite le verifiche strutturali dello spritz-beton nelle condizioni di non completa maturazione (save09).

Fase 10: rilascio forze di scavo 60% (save10).

Fase 11: rilascio forze di scavo 70% (save11).

Fase 12: rilascio forze di scavo 80% (save12).

Fase 13: inserimento degli elementi beam corrispondenti all'arco rovescio, con spessore pari a 80 cm e modulo elastico del cls non ancora maturo. In questa fase viene inoltre modificato il modulo elastico degli elementi beam dello spritz-beton, portandolo alle condizioni di completa maturazione (save13).

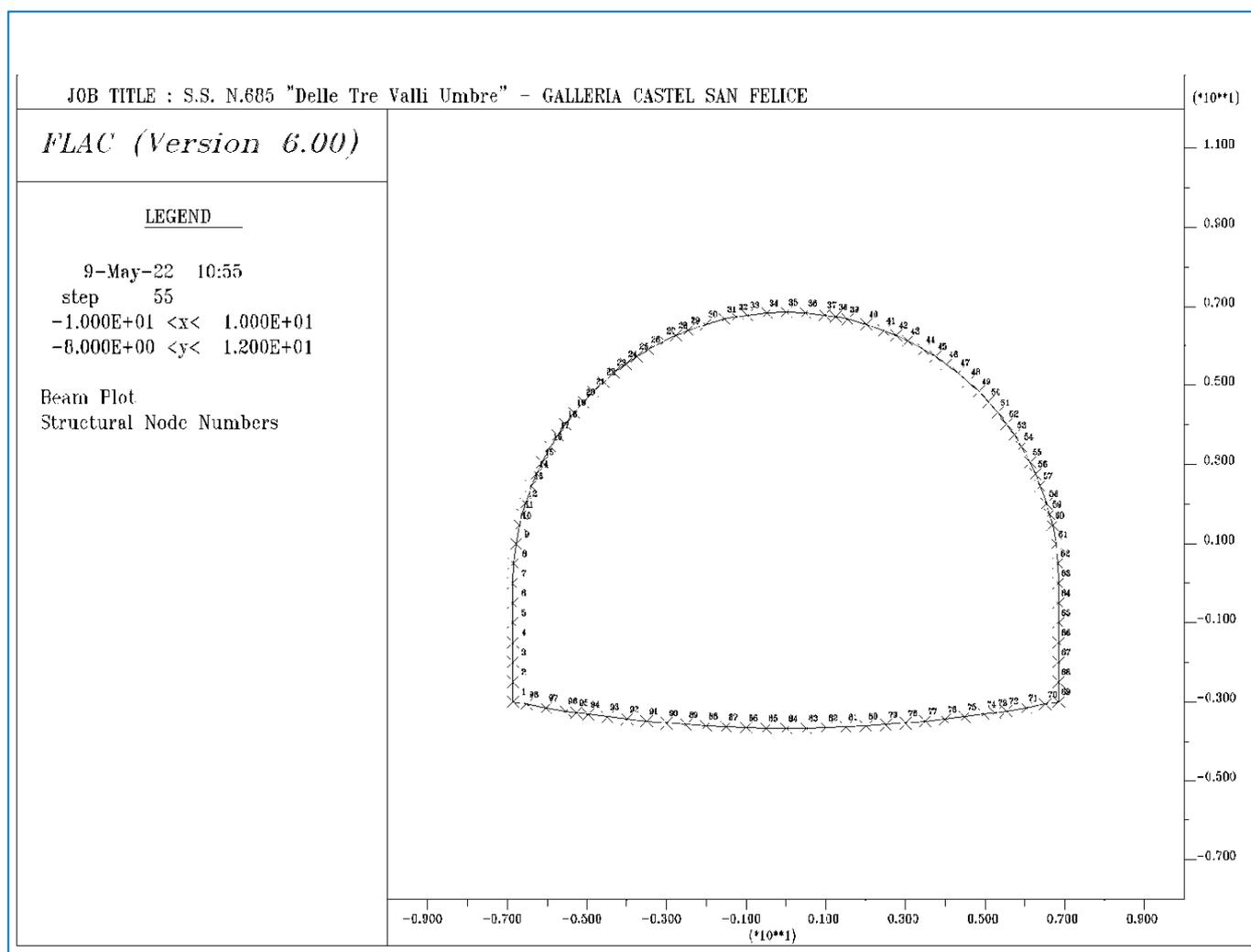
Fase 14: rilascio forze di scavo 87% - in questa fase verranno eseguite le verifiche strutturali dello spritz-beton nelle condizioni di completa maturazione e dell'arco rovescio non ancora maturo (save14).

Fase 15: In questa fase viene simulato il getto di rivestimento definitivo di calotta e piedritti con spessore pari a 60 cm e la maturazione del calcestruzzo in arco rovescio (save15).

Fase 16: rilascio forze di scavo 100% (save16).

Fase 17: In questa fase viene simulato il decadimento del priverivestimento annullando gli elementi beam corrispondenti allo spritz-beton. in questa fase verranno eseguite le verifiche strutturali del rivestimento definitivo (calotta, piedritti e arco rovescio) nelle condizioni di completa maturazione (save17).

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



F 1. Sezione tipo B1 – Nodi strutturali

### 13.2.1 VERIFICHE A PRESSOFLESSIONE

Nelle seguenti tabelle sono riportate le sollecitazioni agenti e i relativi sforzi principali massimi e minimi indotti nelle strutture di contenimento. M positivo se tende le fibre di intradosso.

#### Fase 9 – (Spritz fresco)

*Spritz-beton sp. = 25 cm – Centine 2IPE 180 / 1,50 m*

In questa fase si considera per il rivestimento provvisorio una sezione mista acciaio-calcestruzzo, in cui lo spritz-beton è schematizzato come calcestruzzo classe C8/10, mentre per le centine si considera il solo contributo delle ali dei profili metallici: poiché le centine accoppiate sono disposte ad interasse 150 cm, mentre le verifiche sono eseguite su sezioni di ampiezza 100 cm, l'area delle ali delle centine viene ridotta attraverso un fattore 1,50.

	NODI	H (cm)	b (cm)	M (KNm)	N (KN)	Fattore multipl. Azioni	Msd (KNm)	Nsd (KN)	Mrd (KNm)	Is
Rivest. 1^ fase	2	25	100	17.65	497.0	1.3	22.95	677.3	68.21	0.336
	9	25	100	-4.55	672.5	1.3	-5.91	874.3	-56.83	0.104
	35	25	100	2.35	347.3	1.3	3.06	451.5	72.76	0.042
	61	25	100	-4.61	702.7	1.3	-5.99	913.5	-54.45	0.110
	68	25	100	16.88	521.3	1.3	21.94	677.69	68.18	0.322

#### Fase 14 – (A.R. fresco - Spritz maturo)

*Spritz-beton s = 25 cm – Centine 2IPE 180 / 1,50 m*

*Arco rovescio sp. = 80 cm – Armatura doppia simmetrica Ø20/20"*

In questa fase si considera per il rivestimento provvisorio una sezione mista acciaio-calcestruzzo, in cui lo spritz-beton è schematizzato come calcestruzzo classe C25/30, mentre per le centine si considera solo il contributo delle ali dei profili metallici, adottando sempre un'area ridotta per considerare l'interasse di 1,50 m delle centine accoppiate. L'arco rovescio continua ad essere considerato composto da calcestruzzo classe C8/10

	NODI	H (cm)	b (cm)	M (KNm)	N (KN)	Fattore multipl. Azioni	Msd (KNm)	Nsd (KN)	Mrd (KNm)	Is
Rivest. 1^ fase	4	25	100	65.04	1578	1.3	84.55	2051.4	138.1	0.612
	8	25	100	-33.71	1895	1.3	-43.82	2463.5	-120.0	0.365
	34	25	100	7.09	1219	1.3	9.21	1584.7	146.4	0.063
	61	25	100	-34.65	1985	1.3	-45.05	2580.5	-113.8	0.395
	65	25	100	65.89	1753	1.3	85.66	2278.9	128.7	0.665
A.R.	75	80	100	-14.67	0.23	1.3	-19.07	0.30	-435.5	0.043

#### Fase 17 – (Rivestimento definitivo maturo)

*Rivestimento definitivo sp. = 60 cm – Armatura doppia simmetrica Ø20/20"*

*Arco rovescio sp. = 80 cm – Armatura doppia simmetrica Ø24/20"*

In questa fase si considera a favore di sicurezza il solo contributo del rivestimento definitivo, realizzato con calcestruzzo classe C28/35: vengono trascurate le sollecitazioni in corrispondenza dei nodi di incastro tra arco rovescio e piedritti, in quanto punti singolari non rappresentativi del reale sviluppo delle caratteristiche di sollecitazioni.

	NODI	H (cm)	b (cm)	M (KNm)	N (KN)	Fattore multipl. Azioni	Msd (KNm)	Nsd (KN)	Mrd (KNm)	Is
Rivest. Def.	3	60	100	-204.5	2753.0	1.3	-265.85	3578.9	-916.5	0.29
	35	60	100	48.14	1612.0	1.3	62.58	2037.1	768.0	0.08
A.R.	93	80	100	459.9	463.7	1.3	597.87	602.8	845.7	0.70
	84	80	100	310.8	346.3	1.3	404.04	450.2	793.5	0.51

### Fase sismica – (Rivestimento definitivo maturo con presenza di azioni sismiche)

Rivestimento definitivo sp. = 60 cm – Armatura doppia simmetrica Ø20/20"

Arco rovescio sp. = 80 cm – Armatura doppia simmetrica Ø24/20"

In questa fase si considera a favore di sicurezza il solo contributo del rivestimento definitivo, realizzato con calcestruzzo classe C28/35: vengono trascurate le sollecitazioni in corrispondenza dei nodi di incastro tra arco rovescio e piedritti, in quanto punti singolari non rappresentativi del reale sviluppo delle caratteristiche di sollecitazioni. Le azioni sismiche si sommano a quelle statiche, non incrementate attraverso i coefficienti di combinazione allo SLU, e pertanto considerate nel loro valore caratteristico. Per quanto riguarda i nodi, essendo la discretizzazione del rivestimento definitivo differente tra analisi statica e analisi sismica, nella tabella sono riportati sia i nodi del primo modello che quelli corrispondenti del secondo (posti tra parentesi).

	NODI	H (cm)	b (cm)	Statica		Sismica		Totale		Mrd (KNm)	Is
				M (KNm)	N (KN)	M (KNm)	N (KN)	Msd (KNm)	Nsd (KN)		
Rivest. Def.	3 (1)	60	100	-204.5	2753	-398.1	-247.2	-602.6	2505.8	-855	0.70
	19 (18)	60	100	-4.59	2766	131	-721.2	126.41	2044.8	769	0.16
A.R.	97 (89)	80	100	7.22	689.7	-350.6	497.7	-343.38	1187.4	-1042	0.33
	74 (66)	80	100	415.7	555.2	249.5	-491.5	665.2	63.7	671.2	0.99

### 13.2.2 VERIFICHE A TAGLIO

Fase 9 – (Spritz fresco)

Spritz-beton sp. = 25 cm – Centine 2IPE 180 / 1,50 m

In questa fase si considera per il rivestimento provvisorio una sezione mista acciaio-calcestruzzo, in cui lo spritz-beton è schematizzato come calcestruzzo di classe C8/10, mentre per le centine si considera il solo contributo delle ali dei profili metallici.

	NODI	H (cm)	b (cm)	Vmax (KN)	Fattore molt. Azioni	Vsd (KN)	Vrd (KN)	Is	Armatura specifica a taglio
Riv. 1^ fase	1-2	25	100	35.3	1.3	45.9	226.9 **	0.20	-
	7-8	25	100	10.36	1.3	13.47	226.9 **	0.06	-

\*\* Resistenza a taglio attribuita ai 2 profili in acciaio IPE 180, ripartita su un interasse di 1,50 m

**Fase 14 – (A.R. fresco - Spritz maturo)**

*Spritz-beton s = 25 cm – Centine 2IPE 180 / 1,50 m*

*Arco rovescio sp. = 80 cm – Armatura doppia simmetrica Ø24/20"*

In questa fase si considera per il rivestimento provvisorio una sezione mista acciaio-calcestruzzo, in cui lo spritz-beton è schematizzato come calcestruzzo di classe C25/30, mentre per le centine si considera solo il contributo delle ali dei profili metallici. L'arco rovescio continua ad essere considerato composto da calcestruzzo classe C8/10 : ove non è prevista armatura specifica a taglio, Vrd è relativo al contributo del solo calcestruzzo.

	NODI	H (cm)	b (cm)	Vmax (KN)	Fattore molt. Azioni	Vsd (KN)	Vrd (KN)	Is	Armatura specifica a taglio
Riv. 1^ fase	1-2	25	100	57.18	1.3	<b>74.33</b>	226.9 **	0.33	-
	7-8	25	100	79.53	1.3	<b>103.39</b>	226.9 **	0.45	-
A.R.	71-72	80	100	7.53	1.3	<b>9.79</b>	172.0	0.06	-

\*\* Resistenza a taglio attribuita ai 2 profili in acciaio IPE 180, ripartita su un interasse di 1,50 m

**Fase 17 – (Rivestimento definitivo maturo)**

*Rivestimento definitivo sp. = 60 cm – Armatura doppia simmetrica Ø20/20"*

*Arco rovescio sp. = 80 cm – Armatura doppia simmetrica Ø24/20"*

In questa fase si considera il solo contributo del rivestimento definitivo, con calcestruzzo C28/35: ove non è prevista armatura specifica a taglio, Vrd è relativo al contributo del solo calcestruzzo.

	NODI	H (cm)	b (cm)	Vmax (KN)	Fattore molt. Azioni	Vsd (KN)	Vrd (KN)	Is	Armatura specifica a taglio
A.R.	96-97	80	100	518.1	1.3	<b>673.5</b>	1194.9	0.56	Ø12/25x25
	71-72	80	100	509.6	1.3	<b>662.5</b>	1194.9	0.55	Ø12/25x25
Riv. Def.	3-4	60	100	281.8	1.3	<b>366.3</b>	878.26	0.42	Ø12/25x25

**Fase sismica – (Rivestimento definitivo maturo con presenza di azioni sismiche)**

*Rivestimento definitivo sp. = 60 cm – Armatura doppia simmetrica Ø20/20"*

*Arco rovescio sp. = 80 cm – Armatura doppia simmetrica Ø24/20"*

In questa fase si considera a favore di sicurezza il solo contributo del rivestimento definitivo, realizzato con calcestruzzo classe C28/35: vengono trascurate le sollecitazioni in corrispondenza dei nodi di incastro tra arco rovescio e piedritti, in quanto punti singolari non rappresentativi del reale sviluppo delle caratteristiche di sollecitazioni. Le azioni sismiche si sommano a quelle statiche, non incrementate attraverso i coefficienti di combinazione allo SLU, e pertanto considerate nel loro valore caratteristico. Per quanto riguarda i nodi, essendo la discretizzazione del rivestimento definitivo differente tra analisi statica e analisi sismica, nella tabella sono riportati sia i nodi del primo modello che quelli corrispondenti del secondo (posti tra parentesi).

	NODI	H (cm)	b (cm)	Statica		Sismica		Totale		Vrd (KN)	Is
				V (KN)	N (KN)	V (KN)	N (KN)	Vsd (KN)	Nsd (KN)		
Rivest. Def.	3 (1)	60	100	281.8	2958	282.6	-247.2	<b>564.4</b>	<b>2710.8</b>	876.26	0.68
A.R.	97 (89)	80	100	518.1	689.7	126.8	-497.7	<b>644.9</b>	<b>192</b>	1195	0.33

## 14 MONITORAGGI

Si prevede di realizzare un dettagliato piano di monitoraggio relativamente ai seguenti aspetti costruttivi:

- Lavorazioni in sotterraneo
- Stabilità dei versanti interessati dalle opere
- Zone di imbocco delle gallerie

Lavorazioni in sotterraneo: il programma prevede il controllo sistematico delle condizioni geomeccaniche al fronte di avanzamento della galleria unitamente alla registrazione dei principali parametri sia in termini di deformazioni che di stati tensionali:

- Convergenze radiali
- Deformazioni ed eventuali assestamenti verticali dei rivestimenti provvisori e definitivi
- Tensioni di interazione tra l'ammasso interessato dallo scavo e le strutture di rivestimento provvisorie e definitive
- Stati di sforzo nelle strutture di rivestimento

Il confronto sistematico in corso d'opera tra le previsioni progettuali e la risposta tenso-deformativa dell'ammasso all'azione di avanzamento e il comportamento delle strutture di rivestimento di prima fase e definitive, dovrà consentire di verificare la validità delle previsioni progettuali stesse ed eventualmente adeguare tempestivamente la tipologia e l'intensità degli interventi previsti, nonché la successione delle lavorazioni.

Stabilità dei versanti interessati dalle opere: lungo lo sviluppo della galleria "Castel San Felice" saranno realizzate sezioni topografiche trasversali all'asse della galleria, opportunamente estese, per il controllo delle deformazioni e/o degli spostamenti in superficie indotti dalle operazioni di scavo.

Zone di imbocco delle gallerie: per gli imbocchi, si prevede il monitoraggio delle deformazioni delle opere di sostegno mediante basi per l'esecuzione di misure topografiche da installare sui micropali o sulle travi di ripartizione dei tiranti, man mano che si procede con lo scavo di sbancamento. Per il controllo di eventuali movimenti di versante correlati con le operazioni di scavo, oltre alle basi per l'esecuzione di misure topografiche, si prevede sia la posa di tubi inclinometrici, sia il controllo mediante materializzazione di punti per misure topografiche sul versante stesso.

Nell'ambito del progetto definitivo ed esecutivo dovrà essere redatto un dettagliato piano di monitoraggio che recepisca, ed eventualmente integri, i criteri generali sopra esposti, con la quantificazione degli oneri relativi all'esecuzione dei monitoraggi stessi, che saranno ricompresi nei lavori da eseguire.

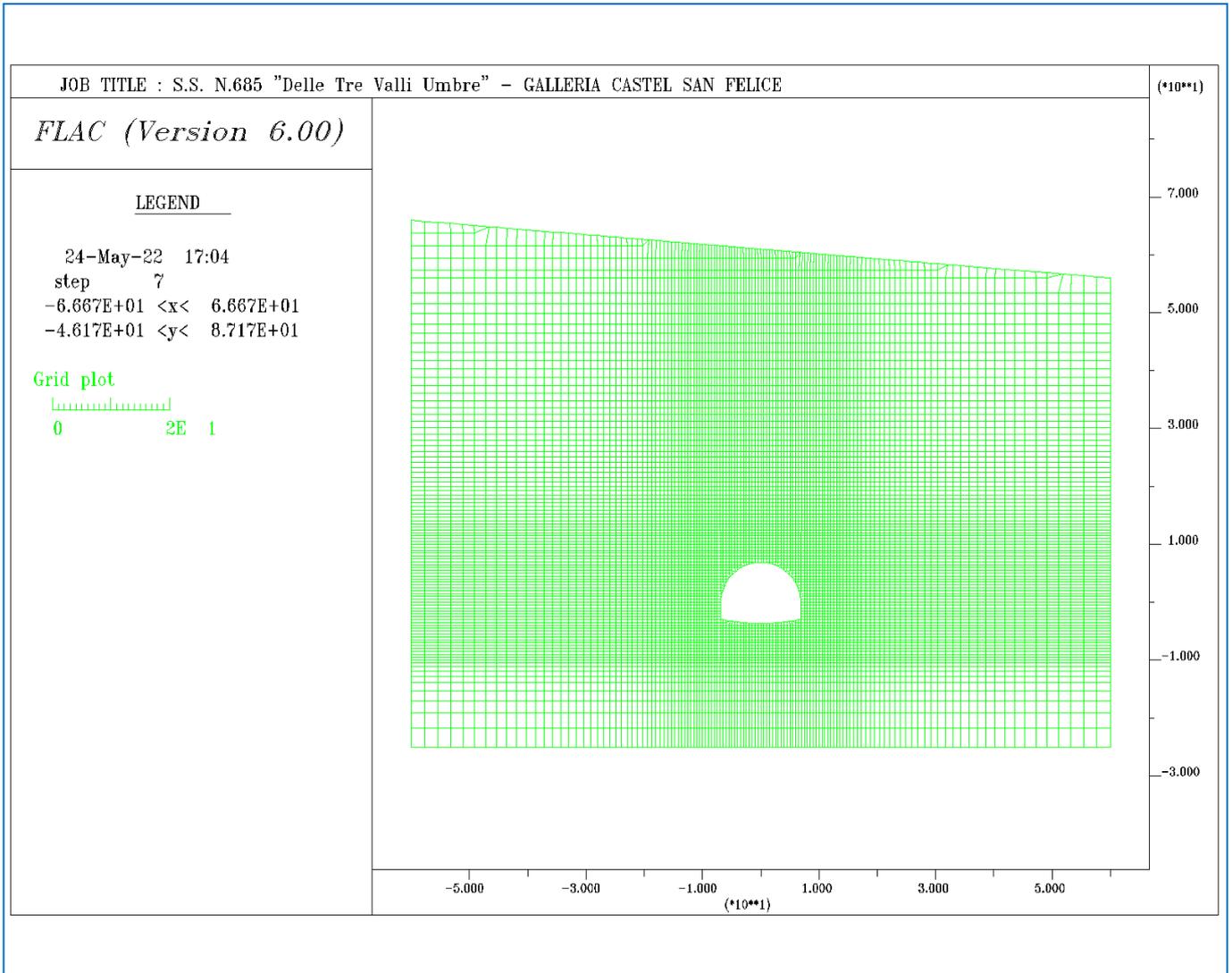
## 15 CONCLUSIONI

In base alle modellazioni eseguite, da considerarsi del tutto preliminari tenuto conto della fase progettuale e del numero e tipologia delle indagini al momento disponibili, risulta che, con il rispetto rigoroso delle modalità e delle tempistiche di scavo e rivestimento previste, è possibile realizzare l'opera in progetto in piena sicurezza e senza apprezzabili conseguenze per l'ambiente circostante.

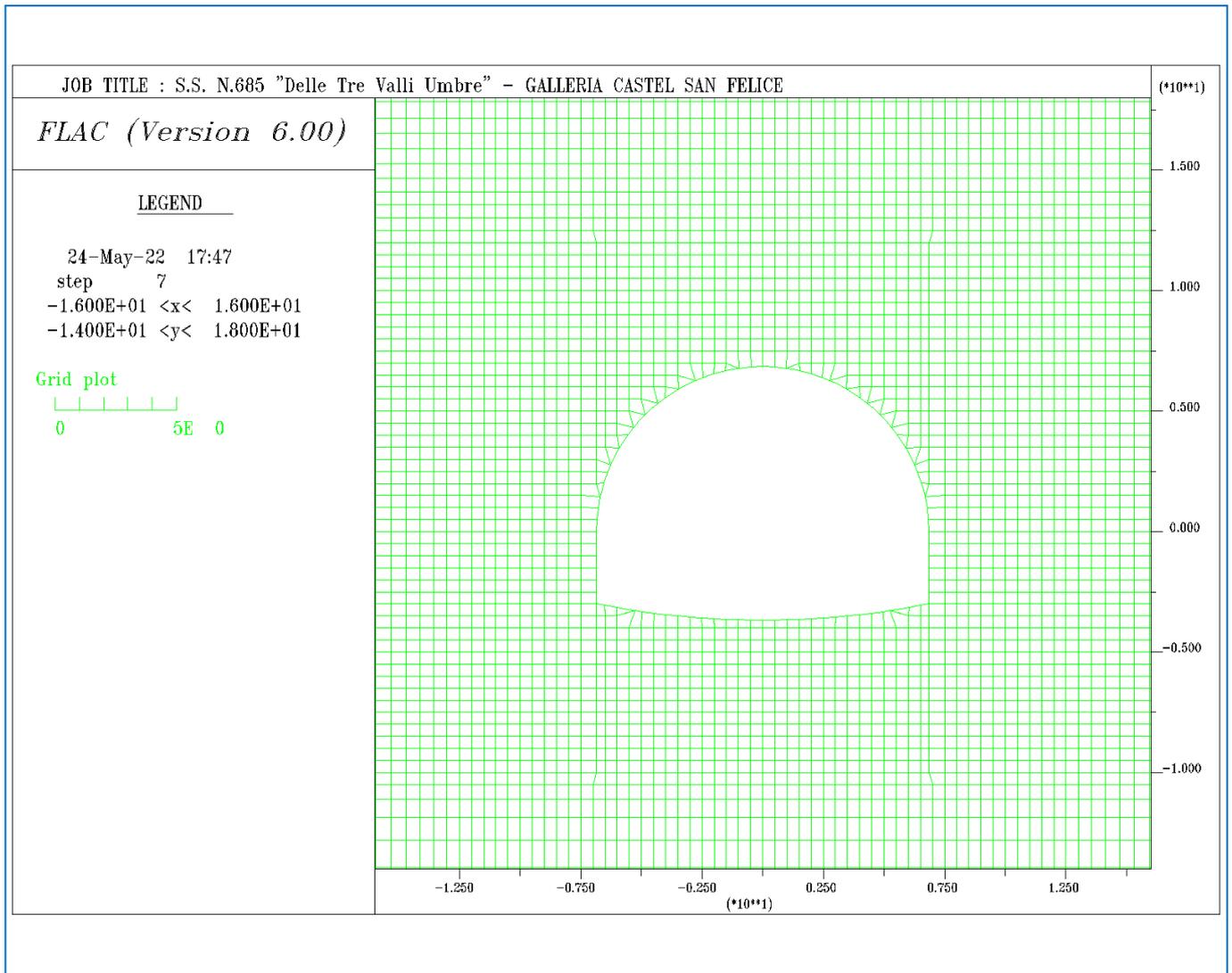
# APPENDICE DI CALCOLO – SEZIONE TIPO B1

---

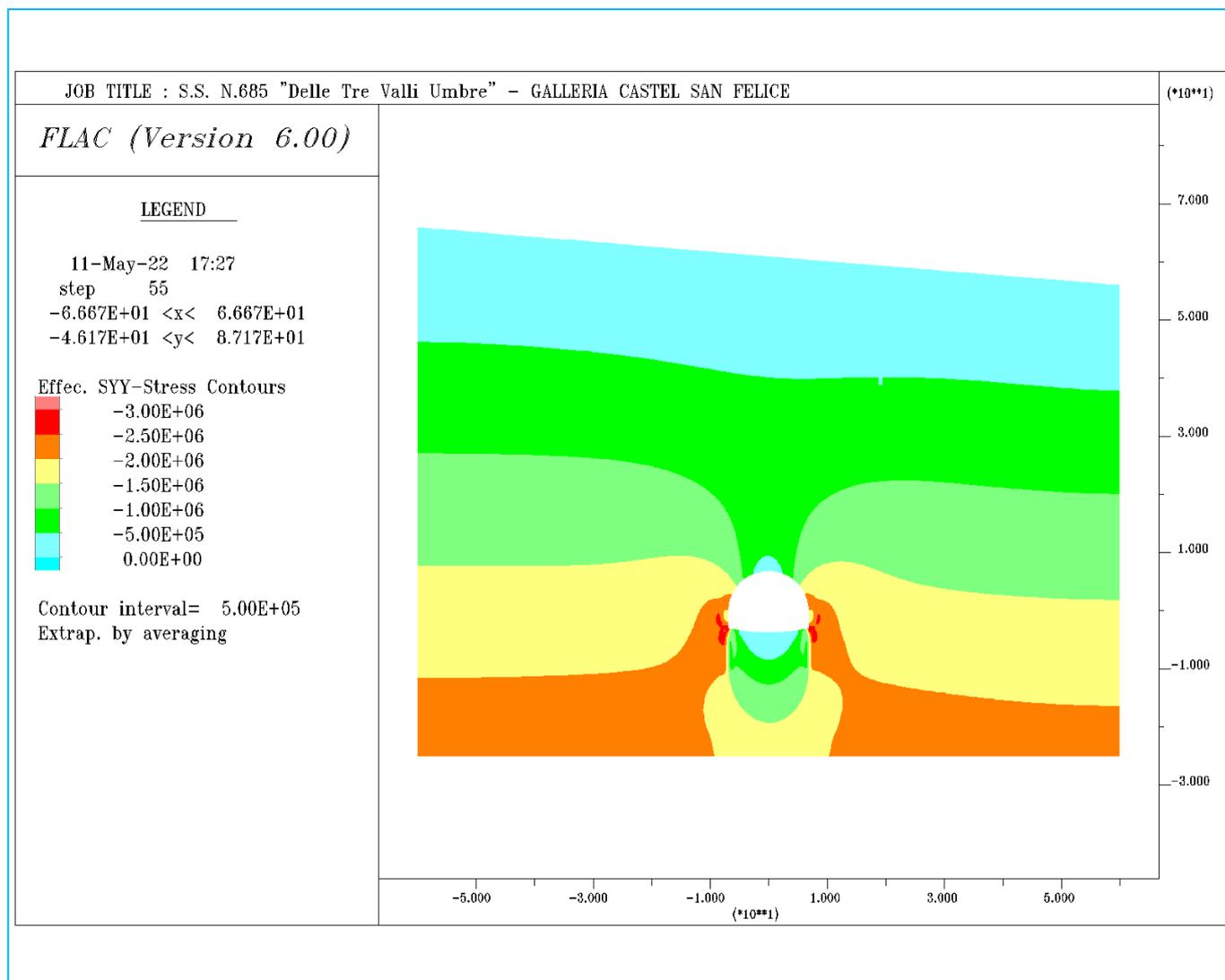
MESH DI CALCOLO



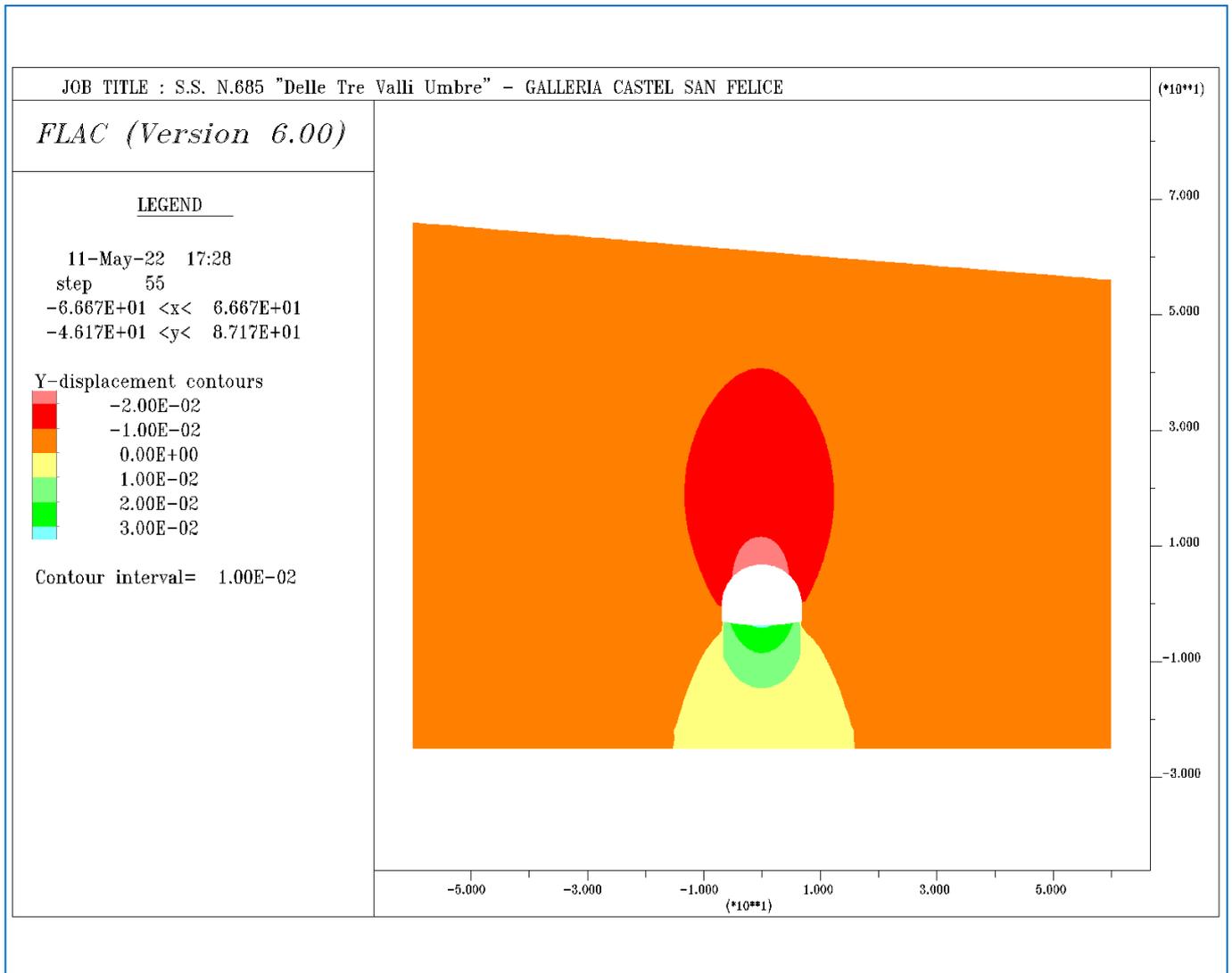
DETTAGLIO DELLA MESH DI CALCOLO



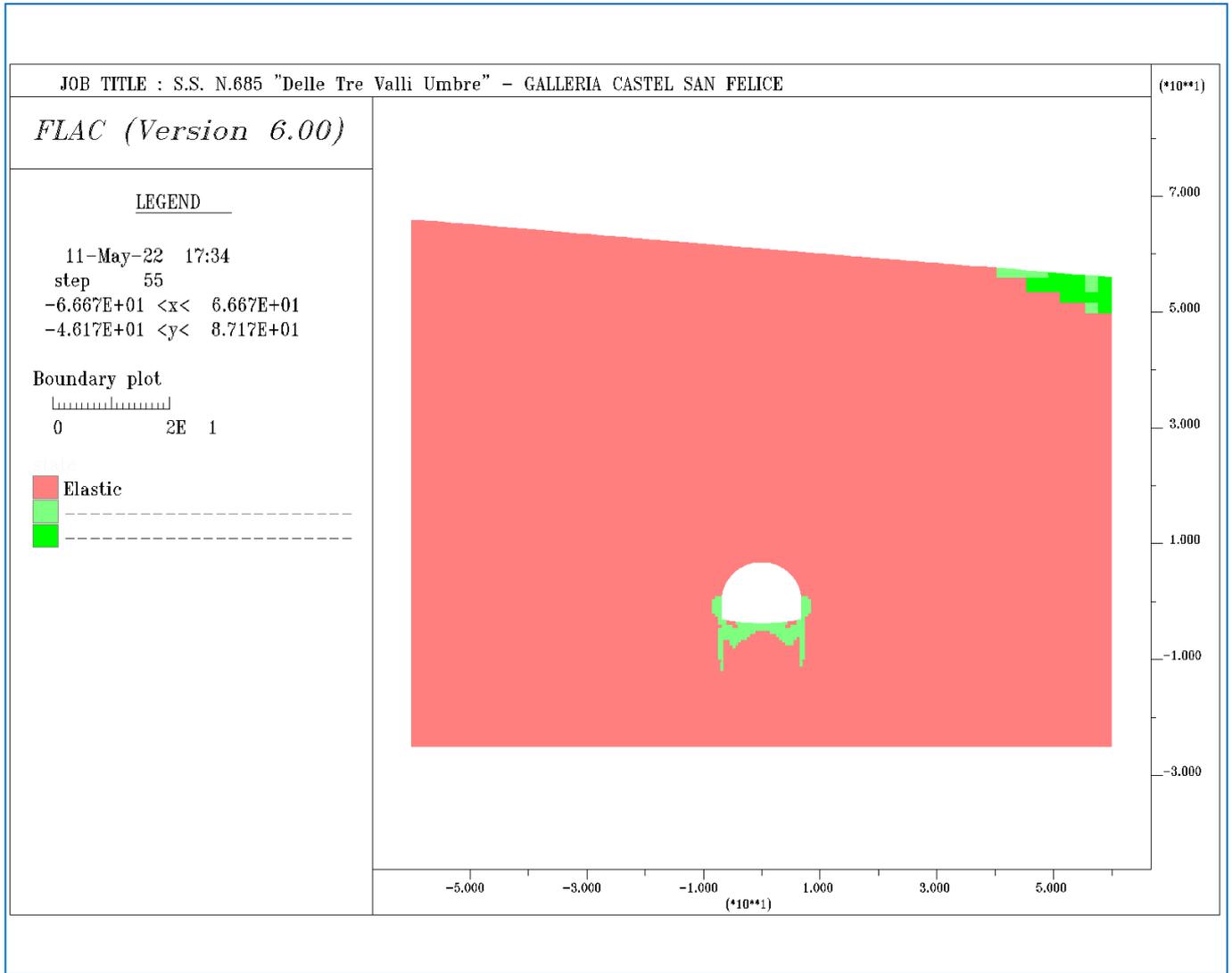
FASE FINALE – TENSIONI VERTICALI EFFICACI



FASE FINALE – SPOSTAMENTI VERTICALI



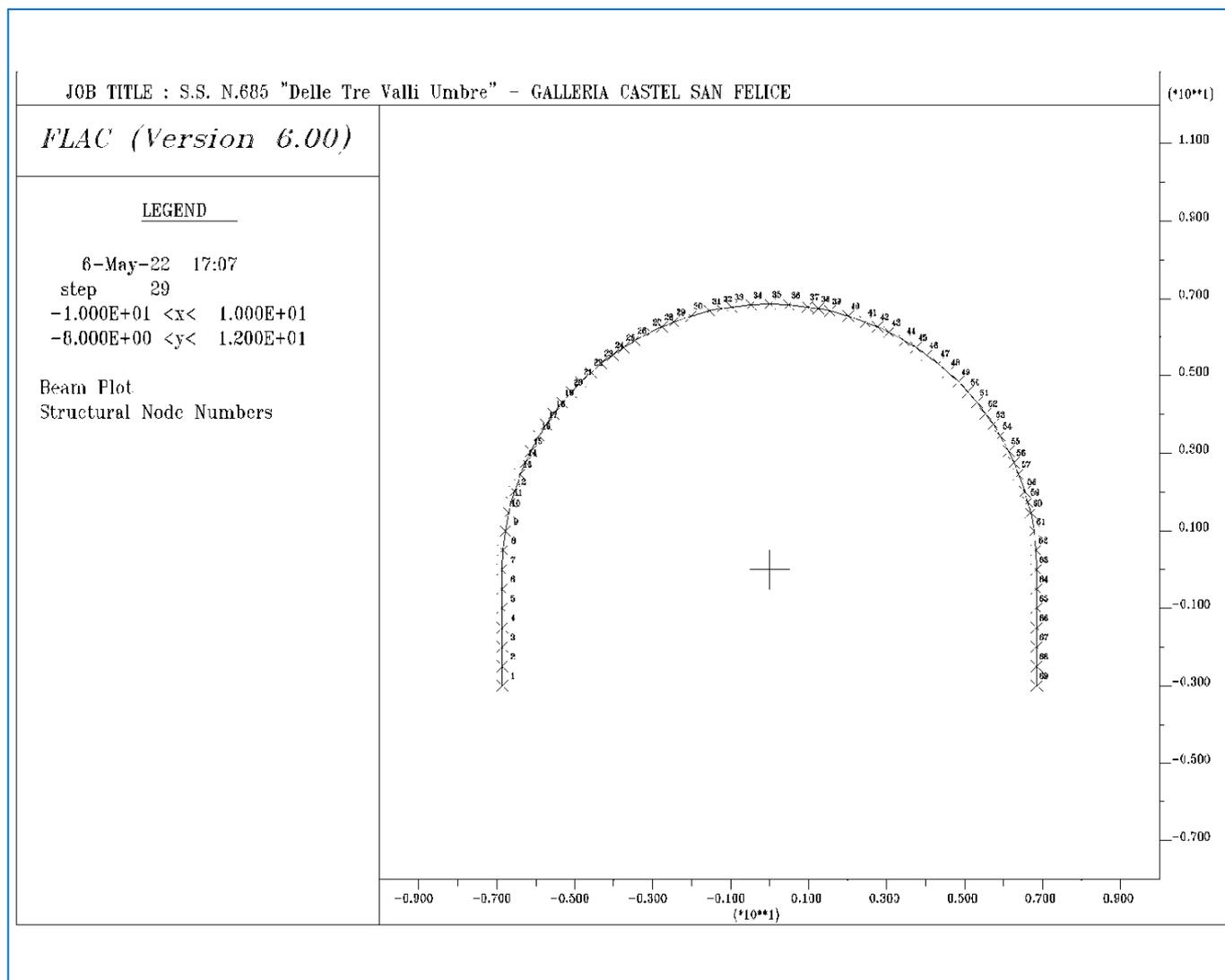
FASE FINALE – STATO DI PLASTICIZZAZIONE



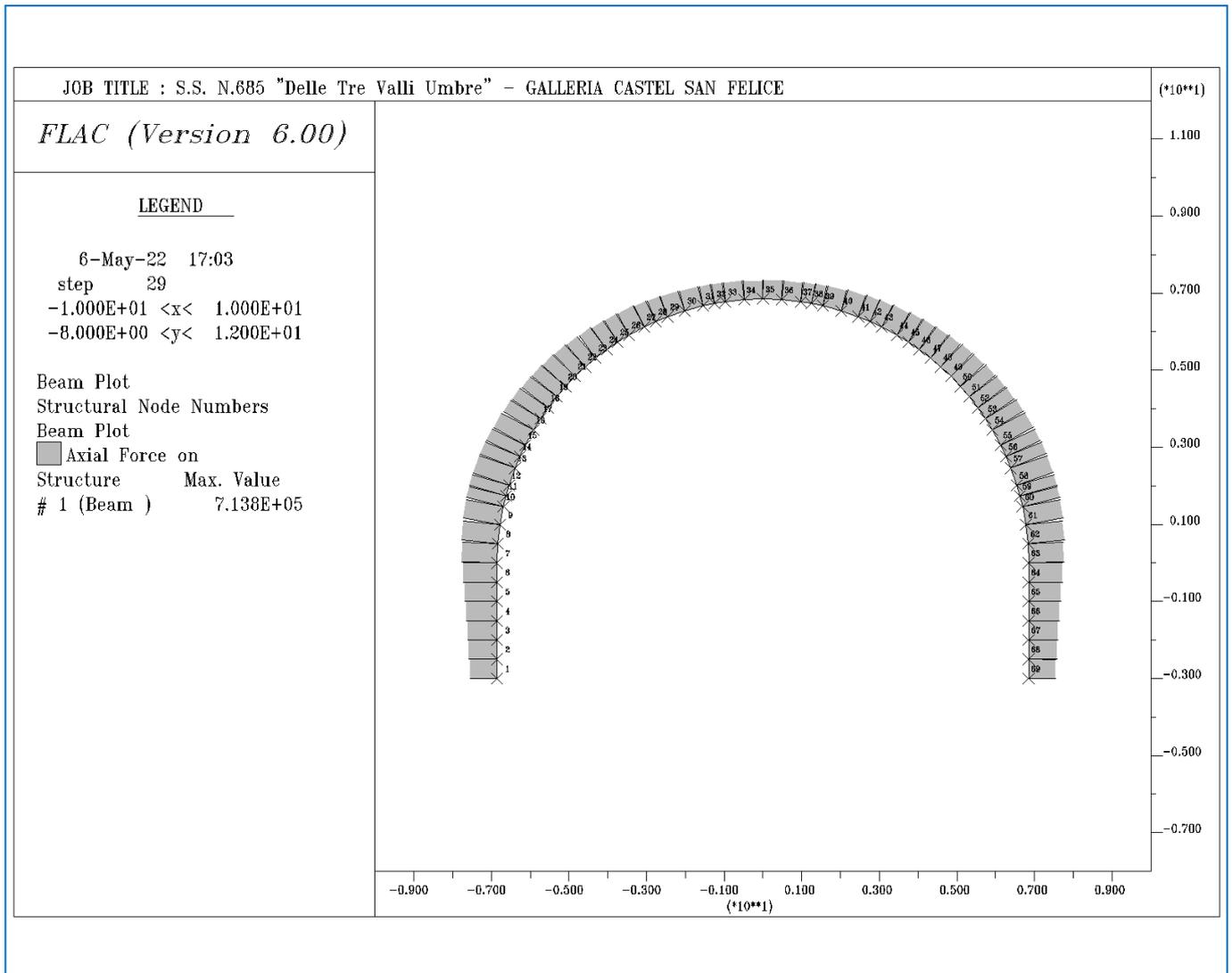
## FASE 09 - VERIFICA SPRITZ FRESCO

---

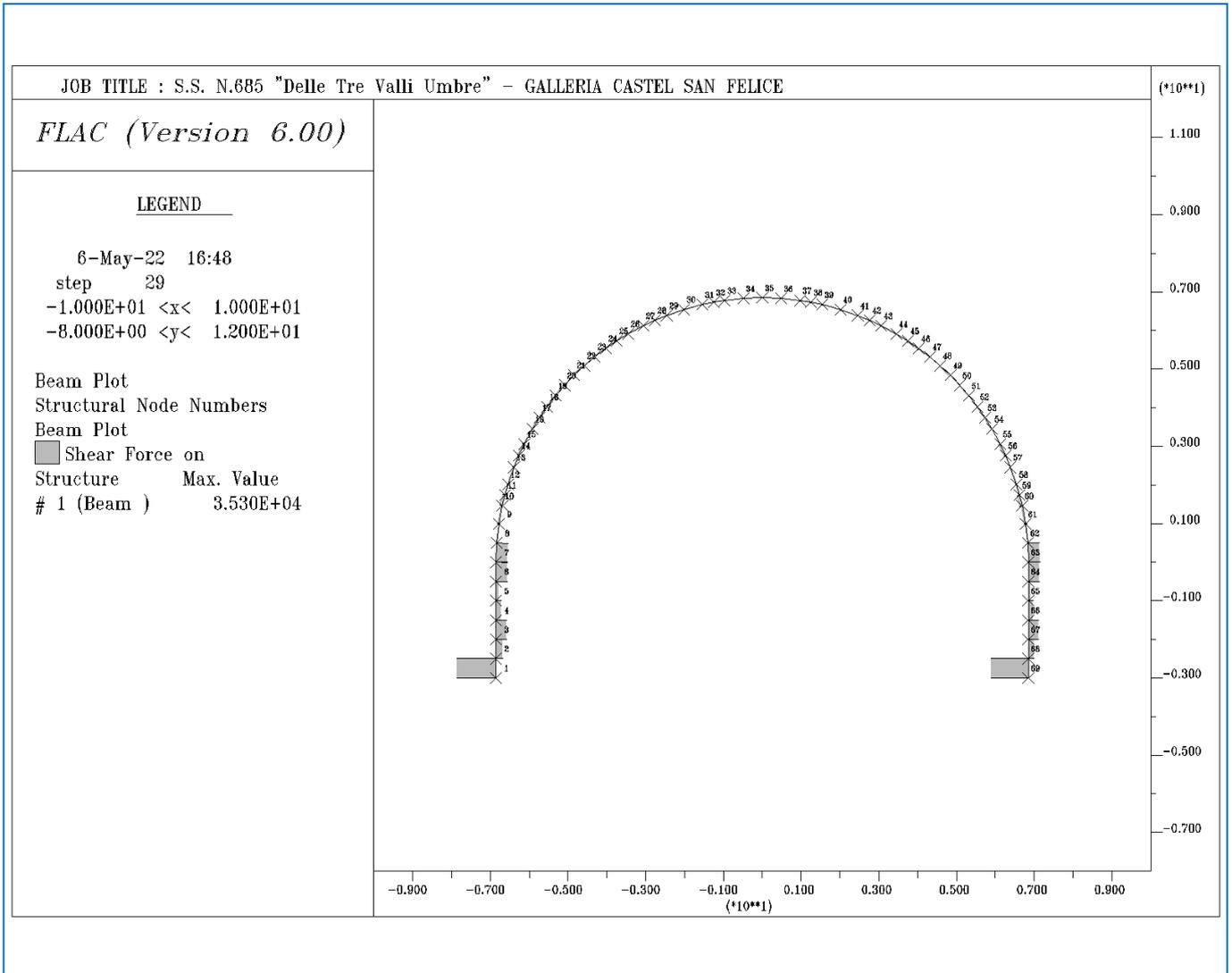
FASE 9 – ELEMENTI BEAM SPRITZ FRESCO



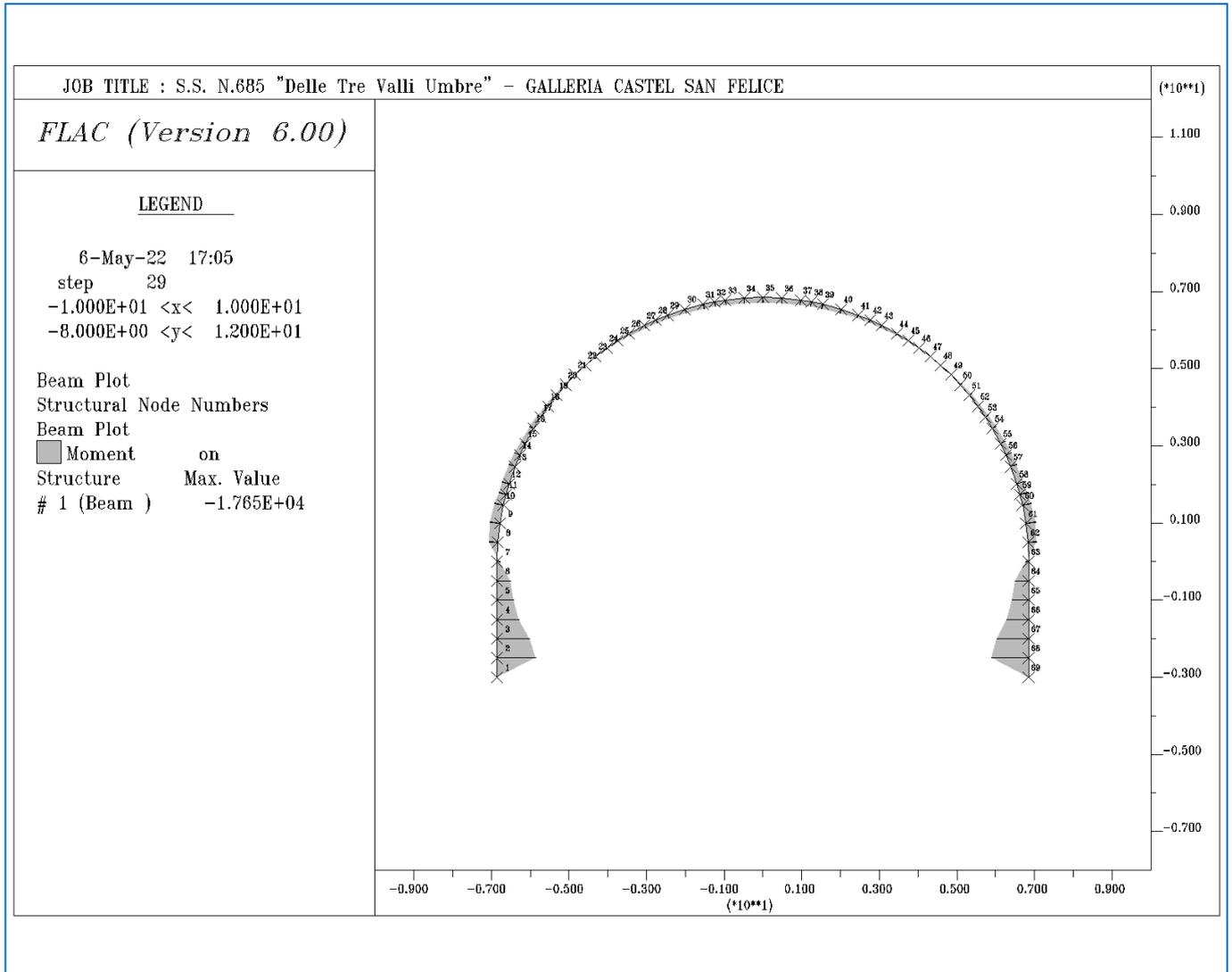
FASE 9 – SFORZO NORMALE (N)



FASE 9 – TAGLIO (T)



FASE 9 – MOMENTO FLETTENTE (M)



FASE 9 - TABULATI SOLLECITAZIONI

Elem	ID	Nod1	Nod2	Prop		F-shear N/ml	F-axial N/ml	Mom-1 Nm/ml	Mom-2 Nm/ml
68	1	68	69	1	beam	-3.373E+04	4.960E+05	-1.687E+04	1.111E+00
67	1	67	68	1	beam	5.124E+03	5.213E+05	-1.431E+04	1.688E+04
66	1	66	67	1	beam	9.020E+03	5.436E+05	-9.809E+03	1.432E+04
65	1	65	66	1	beam	4.580E+03	5.677E+05	-7.522E+03	9.812E+03
64	1	64	65	1	beam	2.566E+03	5.946E+05	-6.237E+03	7.520E+03
63	1	63	64	1	beam	1.007E+04	6.247E+05	-1.201E+03	6.235E+03
62	1	62	63	1	beam	1.052E+04	6.570E+05	4.043E+03	1.204E+03
61	1	61	62	1	beam	1.142E+03	6.849E+05	4.608E+03	-4.044E+03
60	1	60	61	1	beam	-1.132E+03	7.027E+05	4.060E+03	-4.607E+03
59	1	59	60	1	beam	-2.359E+03	7.112E+05	3.398E+03	-4.068E+03
58	1	58	59	1	beam	-5.199E+02	7.138E+05	3.251E+03	-3.399E+03
57	1	57	58	1	beam	-7.169E+02	7.123E+05	2.914E+03	-3.251E+03
56	1	56	57	1	beam	-6.602E+02	7.073E+05	2.694E+03	-2.912E+03
55	1	55	56	1	beam	-1.420E+03	7.001E+05	2.227E+03	-2.697E+03
54	1	54	55	1	beam	-4.411E+02	6.865E+05	2.037E+03	-2.232E+03
53	1	53	54	1	beam	-9.661E+02	6.731E+05	1.702E+03	-2.036E+03
52	1	52	53	1	beam	-9.920E+02	6.560E+05	1.361E+03	-1.703E+03
51	1	51	52	1	beam	-3.174E+02	6.375E+05	1.247E+03	-1.360E+03
50	1	50	51	1	beam	-1.158E+03	6.199E+05	8.310E+02	-1.243E+03
49	1	49	50	1	beam	-5.612E+02	5.967E+05	6.304E+02	-8.325E+02
48	1	48	49	1	beam	-1.226E+03	5.768E+05	1.849E+02	-6.264E+02
47	1	47	48	1	beam	-3.619E+02	5.522E+05	5.707E+01	-1.860E+02
46	1	46	47	1	beam	-5.793E+02	5.324E+05	-1.479E+02	-5.850E+01
45	1	45	46	1	beam	-1.435E+03	5.100E+05	-6.422E+02	1.472E+02
44	1	44	45	1	beam	-5.476E+02	4.872E+05	-8.312E+02	6.423E+02
43	1	43	44	1	beam	-9.086E+02	4.651E+05	-1.231E+03	8.298E+02
42	1	42	43	1	beam	-1.822E+02	4.416E+05	-1.290E+03	1.230E+03
41	1	41	42	1	beam	-5.236E+02	4.267E+05	-1.462E+03	1.289E+03
40	1	40	41	1	beam	-7.054E+02	4.074E+05	-1.794E+03	1.462E+03
39	1	39	40	1	beam	-4.659E+02	3.869E+05	-2.022E+03	1.794E+03
38	1	38	39	1	beam	-1.862E+02	3.732E+05	-2.078E+03	2.024E+03
37	1	37	38	1	beam	-5.354E+02	3.646E+05	-2.233E+03	2.077E+03
36	1	36	37	1	beam	-1.246E+02	3.564E+05	-2.294E+03	2.233E+03
35	1	35	36	1	beam	-1.124E+02	3.495E+05	-2.349E+03	2.294E+03
34	1	34	35	1	beam	-1.047E+00	3.473E+05	-2.352E+03	2.352E+03
33	1	33	34	1	beam	4.179E+01	3.498E+05	-2.333E+03	2.354E+03
32	1	32	33	1	beam	5.837E+02	3.548E+05	-2.165E+03	2.334E+03
31	1	31	32	1	beam	-8.013E+00	3.609E+05	-2.168E+03	2.165E+03
30	1	30	31	1	beam	3.239E+02	3.714E+05	-2.009E+03	2.168E+03
29	1	29	30	1	beam	5.996E+02	3.883E+05	-1.727E+03	2.009E+03
28	1	28	29	1	beam	4.492E+02	4.049E+05	-1.580E+03	1.728E+03
27	1	27	28	1	beam	3.542E+02	4.183E+05	-1.464E+03	1.581E+03
26	1	26	27	1	beam	7.708E+02	4.397E+05	-1.127E+03	1.467E+03
25	1	25	26	1	beam	5.623E+02	4.601E+05	-9.327E+02	1.127E+03
24	1	24	25	1	beam	1.387E+03	4.817E+05	-4.521E+02	9.304E+02
23	1	23	24	1	beam	4.888E+02	5.033E+05	-2.775E+02	4.516E+02

Elem	ID	Nod1	Nod2	Prop		F-shear N/ml	F-axial N/ml	Mom-1 Nm/ml	Mom-2 Nm/ml
22	1	22	23	1	beam	4.817E+02	5.225E+05	-1.096E+02	2.812E+02
21	1	21	22	1	beam	1.174E+03	5.469E+05	3.122E+02	1.106E+02
20	1	20	21	1	beam	6.564E+02	5.668E+05	5.474E+02	-3.110E+02
19	1	19	20	1	beam	1.078E+03	5.903E+05	9.291E+02	-5.449E+02
18	1	18	19	1	beam	4.363E+02	6.084E+05	1.083E+03	-9.277E+02
17	1	17	18	1	beam	1.062E+03	6.277E+05	1.446E+03	-1.080E+03
16	1	16	17	1	beam	1.004E+03	6.460E+05	1.793E+03	-1.446E+03
15	1	15	16	1	beam	5.790E+02	6.609E+05	2.047E+03	-1.792E+03
14	1	14	15	1	beam	1.313E+03	6.762E+05	2.478E+03	-2.044E+03
13	1	13	14	1	beam	7.561E+02	6.846E+05	2.727E+03	-2.478E+03
12	1	12	13	1	beam	8.527E+02	6.917E+05	3.123E+03	-2.722E+03
11	1	11	12	1	beam	6.676E+02	6.953E+05	3.308E+03	-3.119E+03
10	1	10	11	1	beam	2.341E+03	6.943E+05	3.975E+03	-3.311E+03
9	1	9	10	1	beam	1.183E+03	6.877E+05	4.547E+03	-3.975E+03
8	1	8	9	1	beam	-1.047E+03	6.725E+05	4.031E+03	-4.548E+03
7	1	7	8	1	beam	-1.036E+04	6.470E+05	-1.141E+03	-4.029E+03
6	1	6	7	1	beam	-1.007E+04	6.169E+05	-6.177E+03	1.142E+03
5	1	5	6	1	beam	-2.780E+03	5.888E+05	-7.565E+03	6.175E+03
4	1	4	5	1	beam	-4.912E+03	5.637E+05	-1.002E+04	7.567E+03
3	1	3	4	1	beam	-9.535E+03	5.413E+05	-1.479E+04	1.002E+04
2	1	2	3	1	beam	-5.708E+03	5.206E+05	-1.765E+04	1.479E+04
1	1	1	2	1	beam	3.530E+04	4.970E+05	1.614E+00	1.765E+04

Convenzione dei segni:

Forze assiali (+) se di compressione

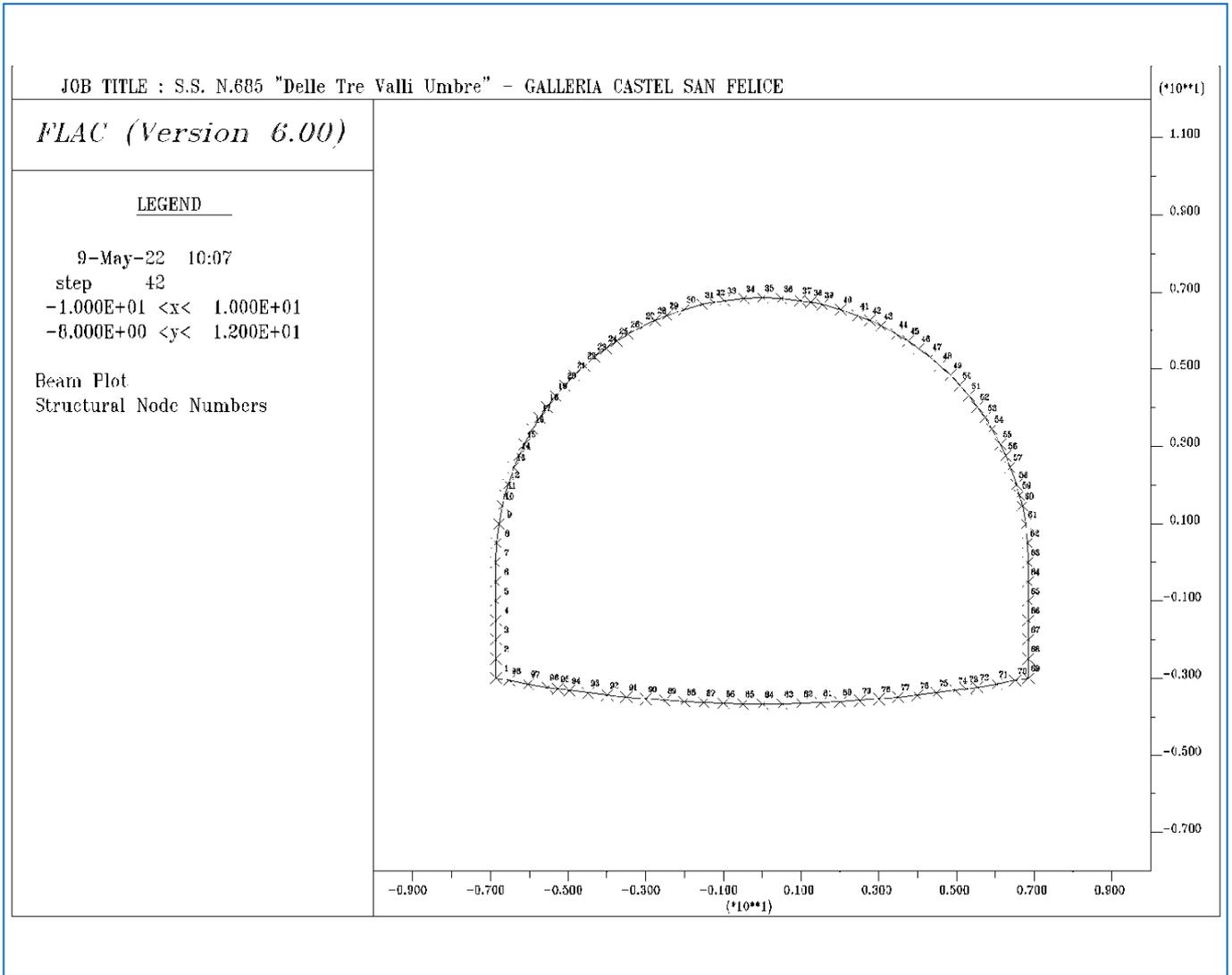
Momenti flettenti (+) se antiorari

Elem Prop 1    h = 0.25 m    E = 25473 Mpa

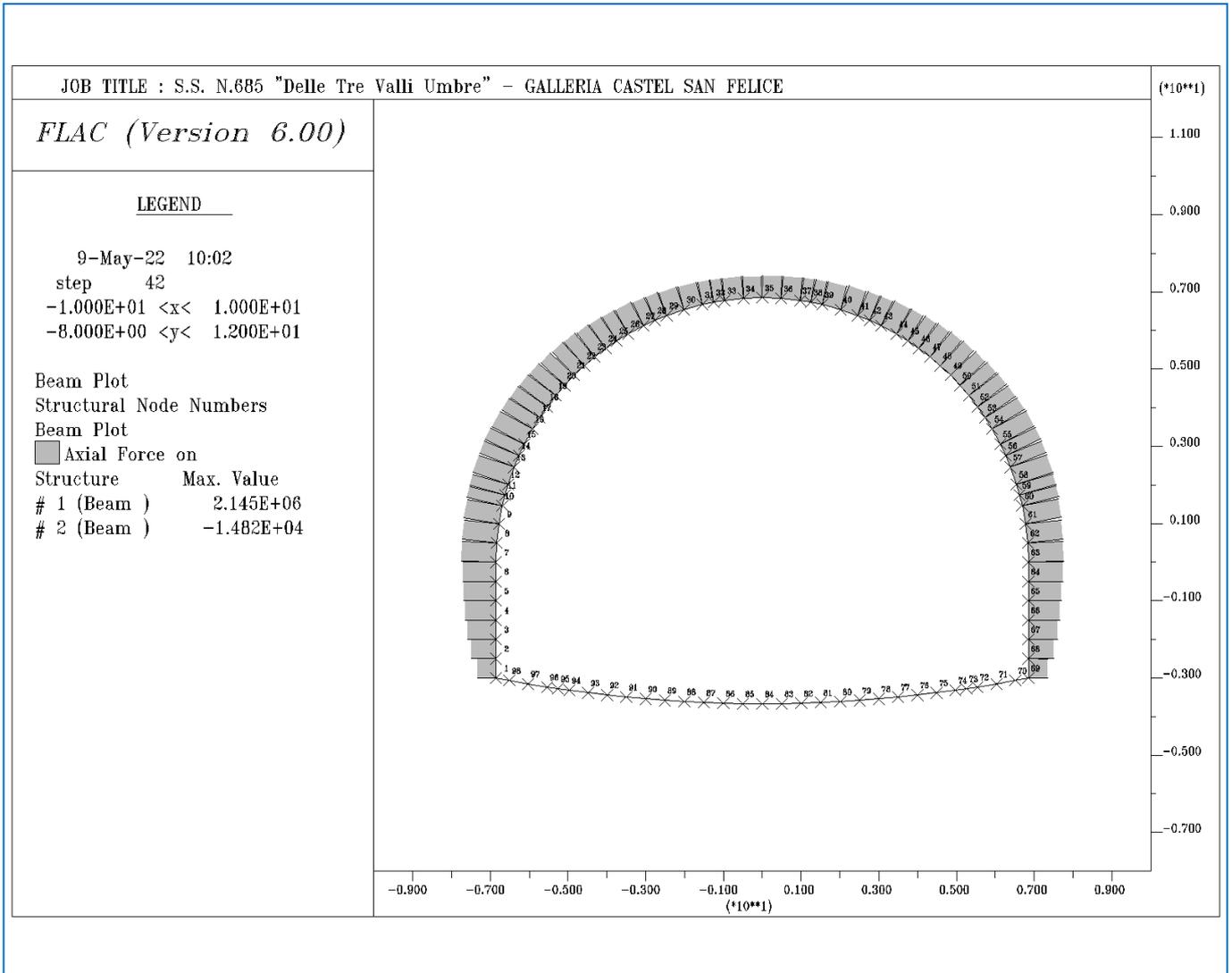
# FASE 13 - VERIFICA SPRITZ MATURO E A.R. FRESCO

---

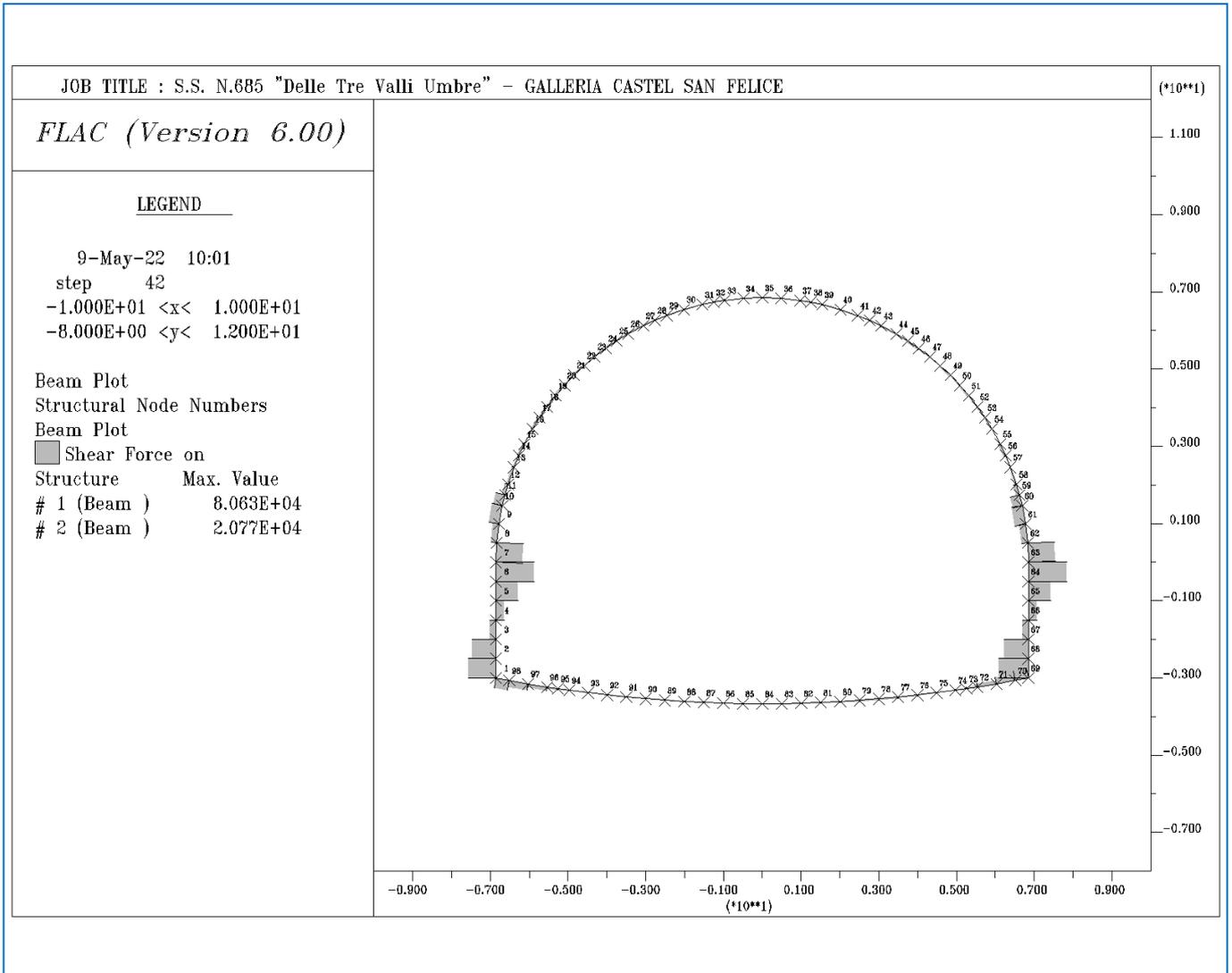
FASE 13 – ELEMENTI BEAM SPRITZ MATURO E A.R. FRESCO



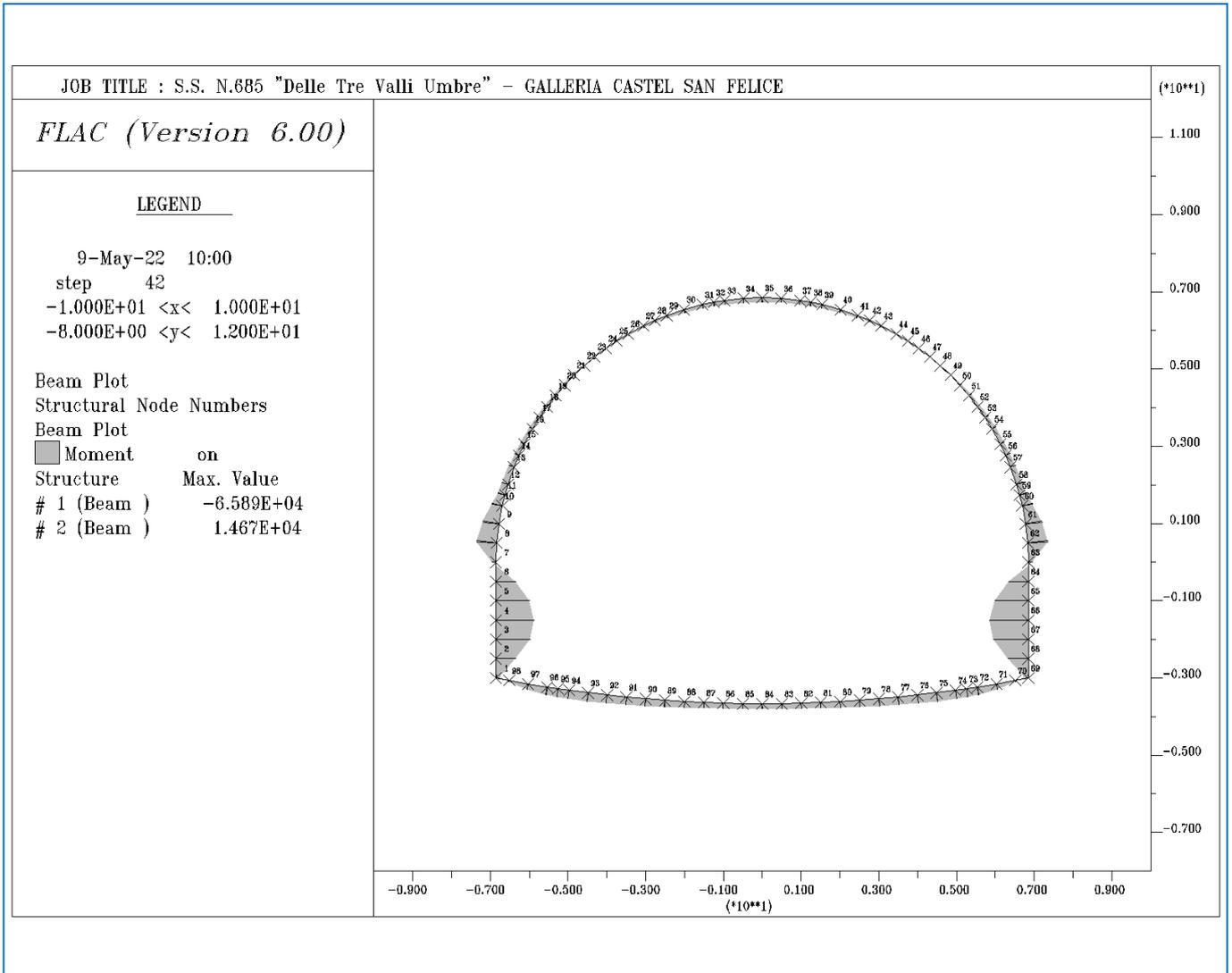
FASE 13 – SFORZO NORMALE (N)



FASE 13 – TAGLIO (T)



FASE 13 – MOMENTO FLETTENTE (M)



FASE 13 - TABULATI SOLLECITAZIONI

Elem	ID	Nod1	Nod2	Prop		F-shear N/ml	F-axial N/ml	Mom-1 Nm/ml	Mom-2 Nm/ml
98	2	98	1	2	beam	2.077E+04	-1.482E+04	2.282E+03	4.865E+03
97	2	97	98	2	beam	1.381E+04	-1.116E+04	9.098E+03	-2.281E+03
96	2	96	97	2	beam	7.598E+03	-7.047E+03	1.287E+04	-9.098E+03
95	2	95	96	2	beam	3.797E+03	-3.841E+03	1.395E+04	-1.287E+04
94	2	94	95	2	beam	2.041E+03	-2.188E+03	1.453E+04	-1.395E+04
93	2	93	94	2	beam	2.548E+02	2.567E+02	1.466E+04	-1.453E+04
92	2	92	93	2	beam	-1.195E+03	3.176E+03	1.407E+04	-1.466E+04
91	2	91	92	2	beam	-1.938E+03	5.685E+03	1.310E+04	-1.407E+04
90	2	90	91	2	beam	-2.205E+03	7.803E+03	1.201E+04	-1.310E+04
89	2	89	90	2	beam	-2.158E+03	9.553E+03	1.093E+04	-1.201E+04
88	2	88	89	2	beam	-1.912E+03	1.096E+04	9.972E+03	-1.093E+04
87	2	87	88	2	beam	-1.556E+03	1.205E+04	9.192E+03	-9.972E+03
86	2	86	87	2	beam	-1.137E+03	1.285E+04	8.622E+03	-9.192E+03
85	2	85	86	2	beam	-6.891E+02	1.336E+04	8.276E+03	-8.622E+03
84	2	84	85	2	beam	-2.251E+02	1.361E+04	8.163E+03	-8.276E+03
83	2	83	84	2	beam	2.409E+02	1.361E+04	8.284E+03	-8.163E+03
82	2	82	83	2	beam	6.962E+02	1.335E+04	8.633E+03	-8.284E+03
81	2	81	82	2	beam	1.140E+03	1.282E+04	9.205E+03	-8.633E+03
80	2	80	81	2	beam	1.553E+03	1.201E+04	9.984E+03	-9.205E+03
79	2	79	80	2	beam	1.915E+03	1.091E+04	1.094E+04	-9.982E+03
78	2	78	79	2	beam	2.160E+03	9.499E+03	1.202E+04	-1.094E+04
77	2	77	78	2	beam	2.207E+03	7.751E+03	1.312E+04	-1.202E+04
76	2	76	77	2	beam	1.938E+03	5.635E+03	1.408E+04	-1.312E+04
75	2	75	76	2	beam	1.188E+03	3.132E+03	1.467E+04	-1.408E+04
74	2	74	75	2	beam	-2.499E+02	2.327E+02	1.454E+04	-1.467E+04
73	2	73	74	2	beam	-2.030E+03	-2.188E+03	1.396E+04	-1.454E+04
72	2	72	73	2	beam	-3.806E+03	-3.853E+03	1.288E+04	-1.396E+04
71	2	71	72	2	beam	-7.531E+03	-6.995E+03	9.146E+03	-1.288E+04
70	2	70	71	2	beam	-1.364E+04	-1.102E+04	2.414E+03	-9.146E+03
69	2	69	70	2	beam	-2.041E+04	-1.465E+04	-4.591E+03	-2.412E+03
68	1	68	69	3	beam	-6.070E+04	1.061E+06	-3.495E+04	4.591E+03
67	1	67	68	3	beam	-4.953E+04	1.403E+06	-5.972E+04	3.495E+04
66	1	66	67	3	beam	-1.235E+04	1.624E+06	-6.589E+04	5.972E+04
65	1	65	66	3	beam	1.825E+04	1.753E+06	-5.677E+04	6.589E+04
64	1	64	65	3	beam	4.676E+04	1.835E+06	-3.339E+04	5.677E+04
63	1	63	64	3	beam	8.063E+04	1.897E+06	6.931E+03	3.339E+04
62	1	62	63	3	beam	5.555E+04	1.956E+06	3.465E+04	-6.931E+03
61	1	61	62	3	beam	-1.294E+04	1.985E+06	2.826E+04	-3.465E+04
60	1	60	61	3	beam	-2.218E+04	2.037E+06	1.753E+04	-2.826E+04
59	1	59	60	3	beam	-1.909E+04	2.084E+06	1.211E+04	-1.754E+04
58	1	58	59	3	beam	-6.189E+03	2.112E+06	1.036E+04	-1.211E+04
57	1	57	58	3	beam	-3.196E+03	2.134E+06	8.853E+03	-1.036E+04
56	1	56	57	3	beam	-1.536E+03	2.145E+06	8.346E+03	-8.853E+03
55	1	55	56	3	beam	-4.224E+03	2.144E+06	6.950E+03	-8.346E+03
54	1	54	55	3	beam	-3.581E+02	2.126E+06	6.792E+03	-6.950E+03
53	1	53	54	3	beam	-2.510E+03	2.107E+06	5.926E+03	-6.792E+03

Elem	ID	Nod1	Nod2	Prop		F-shear N/ml	F-axial N/ml	Mom-1 Nm/ml	Mom-2 Nm/ml
52	1	52	53	3	beam	-2.497E+03	2.072E+06	5.065E+03	-5.926E+03
51	1	51	52	3	beam	-1.082E+03	2.031E+06	4.679E+03	-5.065E+03
50	1	50	51	3	beam	-3.361E+03	1.991E+06	3.482E+03	-4.679E+03
49	1	49	50	3	beam	-1.862E+03	1.932E+06	2.811E+03	-3.482E+03
48	1	48	49	3	beam	-3.646E+03	1.883E+06	1.498E+03	-2.811E+03
47	1	47	48	3	beam	-1.491E+03	1.816E+06	9.671E+02	-1.498E+03
46	1	46	47	3	beam	-1.898E+03	1.763E+06	2.911E+02	-9.671E+02
45	1	45	46	3	beam	-4.461E+03	1.700E+06	-1.248E+03	-2.910E+02
44	1	44	45	3	beam	-2.015E+03	1.634E+06	-1.943E+03	1.248E+03
43	1	43	44	3	beam	-2.760E+03	1.571E+06	-3.160E+03	1.943E+03
42	1	42	43	3	beam	-1.150E+03	1.502E+06	-3.541E+03	3.161E+03
41	1	41	42	3	beam	-1.720E+03	1.458E+06	-4.109E+03	3.541E+03
40	1	40	41	3	beam	-2.288E+03	1.401E+06	-5.185E+03	4.109E+03
39	1	39	40	3	beam	-1.534E+03	1.339E+06	-5.938E+03	5.185E+03
38	1	38	39	3	beam	-6.650E+02	1.297E+06	-6.131E+03	5.938E+03
37	1	37	38	3	beam	-1.925E+03	1.270E+06	-6.691E+03	6.131E+03
36	1	36	37	3	beam	-3.876E+02	1.244E+06	-6.879E+03	6.691E+03
35	1	35	36	3	beam	-3.885E+02	1.222E+06	-7.068E+03	6.879E+03
34	1	34	35	3	beam	-3.631E+01	1.213E+06	-7.086E+03	7.068E+03
33	1	33	34	3	beam	5.954E+01	1.219E+06	-7.057E+03	7.086E+03
32	1	32	33	3	beam	2.098E+03	1.232E+06	-6.447E+03	7.057E+03
31	1	31	32	3	beam	-3.352E+01	1.249E+06	-6.457E+03	6.447E+03
30	1	30	31	3	beam	1.073E+03	1.279E+06	-5.930E+03	6.457E+03
29	1	29	30	3	beam	1.924E+03	1.327E+06	-5.025E+03	5.930E+03
28	1	28	29	3	beam	1.405E+03	1.374E+06	-4.561E+03	5.025E+03
27	1	27	28	3	beam	1.773E+03	1.411E+06	-3.975E+03	4.561E+03
26	1	26	27	3	beam	2.218E+03	1.471E+06	-2.996E+03	3.975E+03
25	1	25	26	3	beam	2.070E+03	1.527E+06	-2.282E+03	2.996E+03
24	1	24	25	3	beam	4.237E+03	1.587E+06	-8.207E+02	2.282E+03
23	1	23	24	3	beam	1.635E+03	1.646E+06	-2.383E+02	8.207E+02
22	1	22	23	3	beam	1.914E+03	1.696E+06	4.437E+02	2.383E+02
21	1	21	22	3	beam	3.395E+03	1.761E+06	1.667E+03	-4.437E+02
20	1	20	21	3	beam	2.203E+03	1.810E+06	2.460E+03	-1.667E+03
19	1	19	20	3	beam	3.097E+03	1.869E+06	3.563E+03	-2.460E+03
18	1	18	19	3	beam	1.434E+03	1.909E+06	4.074E+03	-3.563E+03
17	1	17	18	3	beam	2.759E+03	1.951E+06	5.026E+03	-4.074E+03
16	1	16	17	3	beam	2.600E+03	1.990E+06	5.923E+03	-5.026E+03
15	1	15	16	3	beam	8.588E+02	2.013E+06	6.302E+03	-5.923E+03
14	1	14	15	3	beam	3.979E+03	2.036E+06	7.616E+03	-6.302E+03
13	1	13	14	3	beam	1.947E+03	2.041E+06	8.259E+03	-7.616E+03
12	1	12	13	3	beam	3.630E+03	2.036E+06	9.967E+03	-8.259E+03
11	1	11	12	3	beam	6.625E+03	2.021E+06	1.185E+04	-9.967E+03
10	1	10	11	3	beam	1.897E+04	1.998E+06	1.724E+04	-1.185E+04
9	1	9	10	3	beam	2.172E+04	1.959E+06	2.774E+04	-1.724E+04
8	1	8	9	3	beam	1.209E+04	1.915E+06	3.371E+04	-2.774E+04
7	1	7	8	3	beam	-5.486E+04	1.895E+06	6.331E+03	-3.371E+04
6	1	6	7	3	beam	-7.953E+04	1.843E+06	-3.343E+04	-6.331E+03

Elem	ID	Nod1	Nod2	Prop		F-shear N/ml	F-axial N/ml	Mom-1 Nm/ml	Mom-2 Nm/ml
5	1	5	6	3	beam	-4.602E+04	1.784E+06	-5.644E+04	3.343E+04
4	1	4	5	3	beam	-1.720E+04	1.704E+06	-6.504E+04	5.644E+04
3	1	3	4	3	beam	1.359E+04	1.578E+06	-5.825E+04	6.504E+04
2	1	2	3	3	beam	4.959E+04	1.362E+06	-3.345E+04	5.825E+04
1	1	1	2	3	beam	5.718E+04	1.029E+06	-4.865E+03	3.345E+04

Convenzione dei segni:

**Forze assiali (+) se di compressione**

**Momenti flettenti (+) se antiorari**

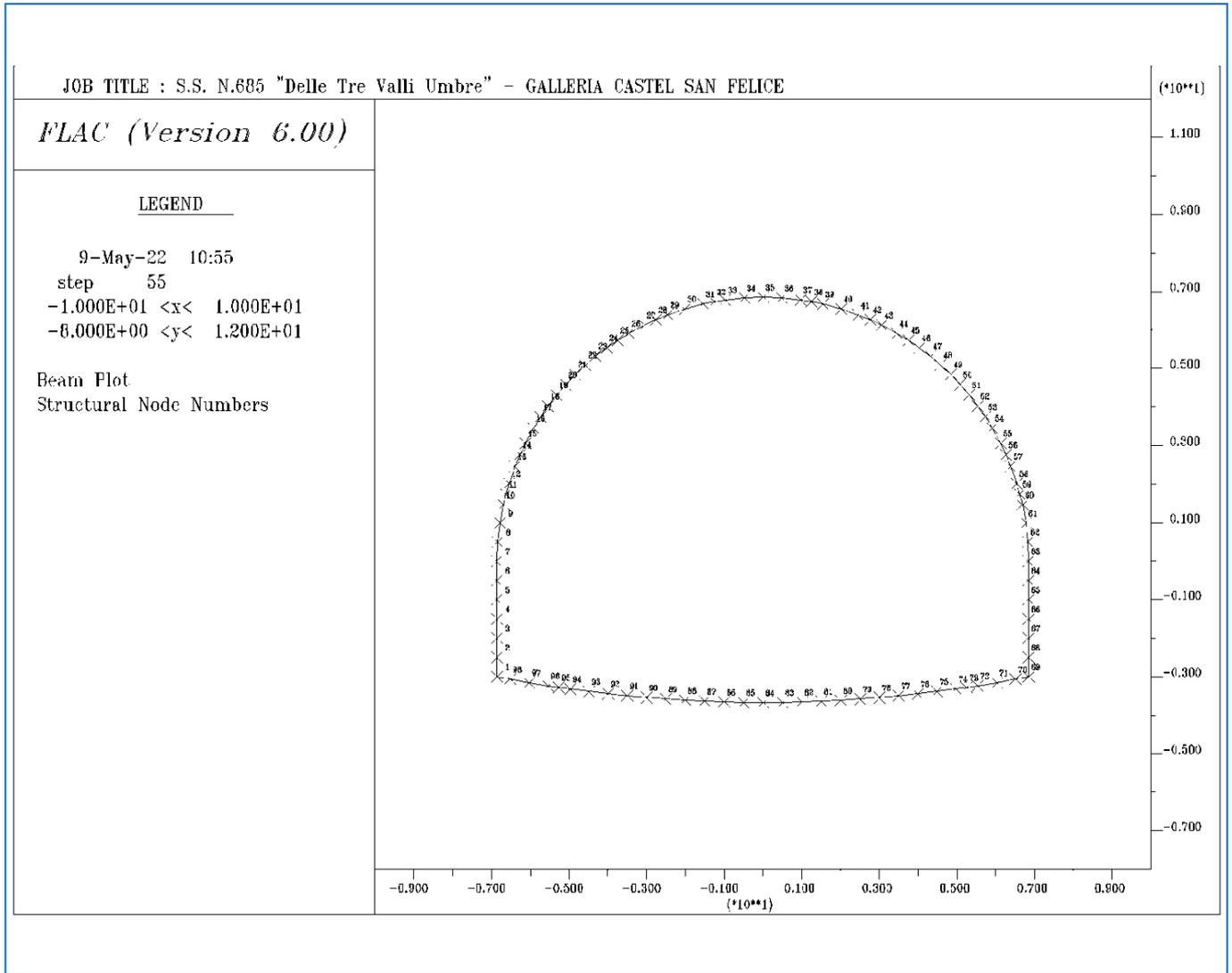
Elem Prop 2 h = 0.80 m E = 25473 Mpa

Elem Prop 3 h = 0.25 m E = 31447 Mpa

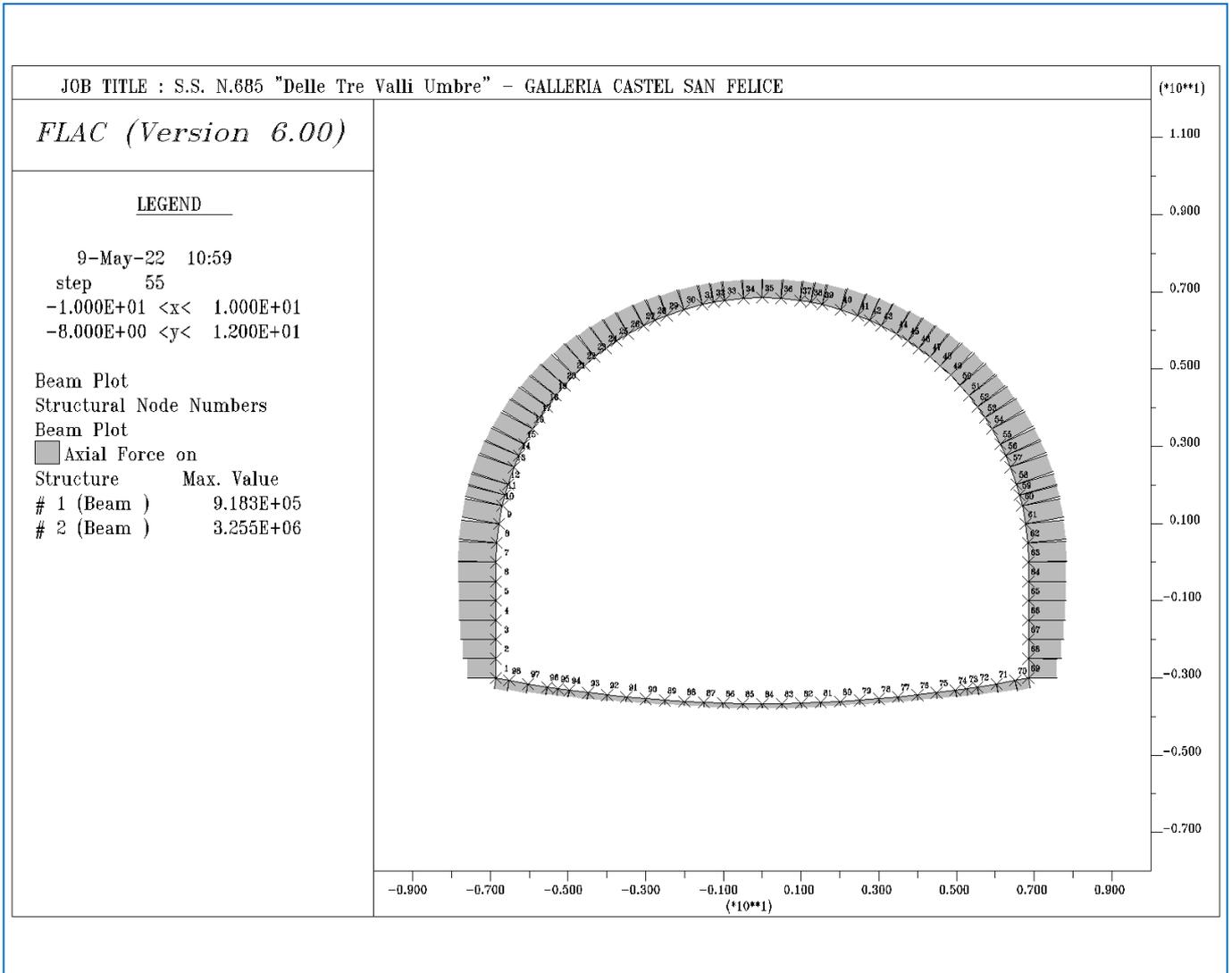
# FASE 17 - VERIFICA RIV. DEF. E A.R. MATURI

---

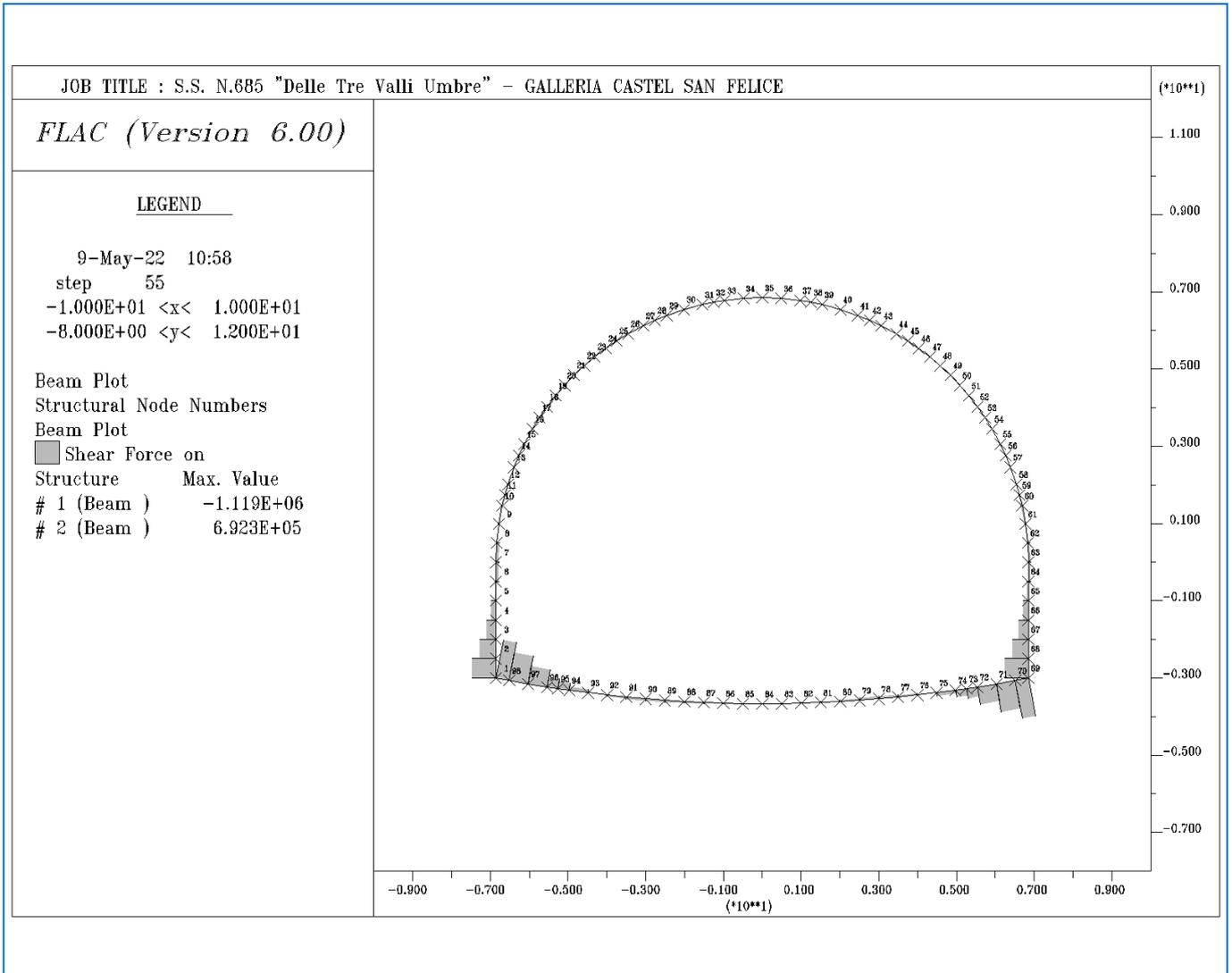
FASE 17 – ELEMENTI BEAM RIV. DEF. E A.R. MATURI



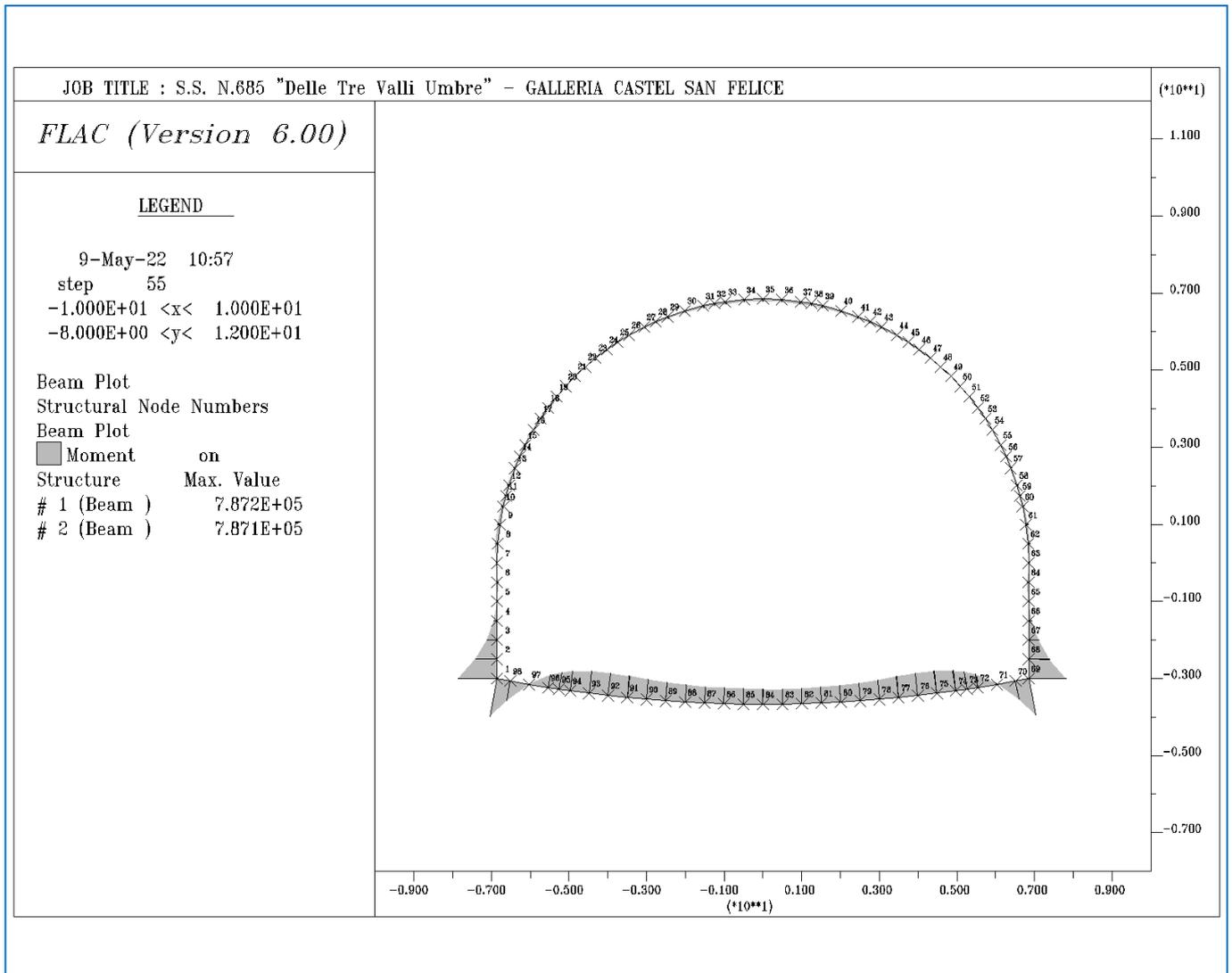
FASE 17 – SFORZO NORMALE (N)



FASE 17 – TAGLIO (T)



FASE 17 – MOMENTO FLETTENTE (M)



FASE 17 - TABULATI SOLLECITAZIONI

Elem	ID	Nod1	Nod2	Prop		F-shear N/ml	F-axial N/ml	Mom-1 Nm/ml	Mom-2 Nm/ml
166	2	68	69	4	beam	-6.681E+05	2.396E+06	4.294E+05	-7.636E+05
165	2	67	68	4	beam	-4.593E+05	2.757E+06	1.997E+05	-4.293E+05
164	2	66	67	4	beam	-2.743E+05	2.972E+06	6.255E+04	-1.997E+05
163	2	65	66	4	beam	-1.411E+05	3.086E+06	-7.990E+03	-6.255E+04
162	2	64	65	4	beam	-3.089E+04	3.151E+06	-2.341E+04	7.969E+03
161	2	63	64	4	beam	7.786E+04	3.193E+06	1.555E+04	2.338E+04
160	2	62	63	4	beam	8.199E+04	3.227E+06	5.652E+04	-1.560E+04
159	2	61	62	4	beam	-5.121E+03	3.227E+06	5.400E+04	-5.653E+04
158	2	60	61	4	beam	-2.703E+04	3.225E+06	4.098E+04	-5.405E+04
157	2	59	60	4	beam	-2.567E+04	3.246E+06	3.374E+04	-4.103E+04
156	2	58	59	4	beam	-9.986E+03	3.255E+06	3.091E+04	-3.375E+04
155	2	57	58	4	beam	-6.297E+03	3.244E+06	2.793E+04	-3.089E+04
154	2	56	57	4	beam	-5.134E+03	3.222E+06	2.621E+04	-2.790E+04
153	2	55	56	4	beam	-9.594E+03	3.189E+06	2.301E+04	-2.618E+04
152	2	54	55	4	beam	-5.744E+03	3.130E+06	2.048E+04	-2.301E+04
151	2	53	54	4	beam	-1.028E+04	3.072E+06	1.691E+04	-2.045E+04
150	2	52	53	4	beam	-1.113E+04	2.996E+06	1.305E+04	-1.689E+04
149	2	51	52	4	beam	-9.436E+03	2.913E+06	9.692E+03	-1.305E+04
148	2	50	51	4	beam	-1.443E+04	2.835E+06	4.521E+03	-9.662E+03
147	2	49	50	4	beam	-1.197E+04	2.729E+06	1.807E+02	-4.492E+03
146	2	48	49	4	beam	-1.614E+04	2.639E+06	-5.640E+03	-1.744E+02
145	2	47	48	4	beam	-1.183E+04	2.526E+06	-9.877E+03	5.665E+03
144	2	46	47	4	beam	-1.340E+04	2.436E+06	-1.456E+04	9.784E+03
143	2	45	46	4	beam	-1.752E+04	2.331E+06	-2.062E+04	1.458E+04
142	2	44	45	4	beam	-1.243E+04	2.225E+06	-2.477E+04	2.048E+04
141	2	43	44	4	beam	-1.325E+04	2.122E+06	-3.059E+04	2.474E+04
140	2	42	43	4	beam	-8.895E+03	2.012E+06	-3.348E+04	3.054E+04
139	2	41	42	4	beam	-9.349E+03	1.942E+06	-3.658E+04	3.349E+04
138	2	40	41	4	beam	-9.095E+03	1.851E+06	-4.082E+04	3.654E+04
137	2	39	40	4	beam	-6.105E+03	1.756E+06	-4.378E+04	4.078E+04
136	2	38	39	4	beam	-3.196E+03	1.691E+06	-4.462E+04	4.369E+04
135	2	37	38	4	beam	-4.246E+03	1.650E+06	-4.573E+04	4.449E+04
134	2	36	37	4	beam	-3.093E+03	1.612E+06	-4.715E+04	4.566E+04
133	2	35	36	4	beam	-1.783E+03	1.578E+06	-4.805E+04	4.718E+04
132	2	34	35	4	beam	-1.760E+02	1.567E+06	-4.823E+04	4.814E+04
131	2	33	34	4	beam	1.389E+03	1.579E+06	-4.757E+04	4.825E+04
130	2	32	33	4	beam	4.750E+03	1.602E+06	-4.652E+04	4.790E+04
129	2	31	32	4	beam	1.948E+03	1.629E+06	-4.630E+04	4.687E+04
128	2	30	31	4	beam	5.040E+03	1.678E+06	-4.406E+04	4.653E+04
127	2	29	30	4	beam	8.212E+03	1.757E+06	-4.027E+04	4.413E+04
126	2	28	29	4	beam	8.884E+03	1.834E+06	-3.743E+04	4.036E+04
125	2	27	28	4	beam	9.445E+03	1.896E+06	-3.436E+04	3.748E+04
124	2	26	27	4	beam	1.224E+04	1.996E+06	-2.895E+04	3.435E+04
123	2	25	26	4	beam	1.230E+04	2.091E+06	-2.466E+04	2.890E+04
122	2	24	25	4	beam	1.626E+04	2.190E+06	-1.908E+04	2.469E+04
121	2	23	24	4	beam	1.227E+04	2.289E+06	-1.476E+04	1.913E+04

Elem	ID	Nod1	Nod2	Prop		F-shear N/ml	F-axial N/ml	Mom-1 Nm/ml	Mom-2 Nm/ml
120	2	22	23	4	beam	1.206E+04	2.377E+06	-1.045E+04	1.474E+04
119	2	21	22	4	beam	1.531E+04	2.489E+06	-5.074E+03	1.059E+04
118	2	20	21	4	beam	1.237E+04	2.579E+06	-6.035E+02	5.058E+03
117	2	19	20	4	beam	1.444E+04	2.686E+06	4.562E+03	5.829E+02
116	2	18	19	4	beam	1.053E+04	2.766E+06	8.341E+03	-4.589E+03
115	2	17	18	4	beam	1.296E+04	2.853E+06	1.291E+04	-8.439E+03
114	2	16	17	4	beam	1.172E+04	2.935E+06	1.698E+04	-1.294E+04
113	2	15	16	4	beam	7.730E+03	3.001E+06	2.039E+04	-1.698E+04
112	2	14	15	4	beam	1.013E+04	3.070E+06	2.373E+04	-2.039E+04
111	2	13	14	4	beam	6.302E+03	3.110E+06	2.585E+04	-2.377E+04
110	2	12	13	4	beam	7.466E+03	3.144E+06	2.943E+04	-2.592E+04
109	2	11	12	4	beam	1.129E+04	3.165E+06	3.267E+04	-2.946E+04
108	2	10	11	4	beam	2.640E+04	3.164E+06	4.012E+04	-3.263E+04
107	2	9	10	4	beam	2.656E+04	3.153E+06	5.291E+04	-4.006E+04
106	2	8	9	4	beam	4.322E+03	3.171E+06	5.505E+04	-5.292E+04
105	2	7	8	4	beam	-8.203E+04	3.183E+06	1.412E+04	-5.505E+04
104	2	6	7	4	beam	-7.703E+04	3.159E+06	-2.439E+04	-1.413E+04
103	2	5	6	4	beam	3.208E+04	3.125E+06	-8.346E+03	2.439E+04
102	2	4	5	4	beam	1.438E+05	3.065E+06	6.357E+04	8.349E+03
101	2	3	4	4	beam	2.818E+05	2.958E+06	2.045E+05	-6.356E+04
100	2	2	3	4	beam	4.730E+05	2.753E+06	4.410E+05	-2.045E+05
99	2	1	2	4	beam	6.923E+05	2.403E+06	7.871E+05	-4.410E+05
98	1	98	1	5	beam	-1.119E+06	9.183E+05	4.022E+05	-7.872E+05
97	1	97	98	5	beam	-8.298E+05	7.992E+05	-7.286E+03	-4.023E+05
96	1	96	97	5	beam	-5.181E+05	6.897E+05	-2.642E+05	7.216E+03
95	1	95	96	5	beam	-2.935E+05	6.029E+05	-3.477E+05	2.641E+05
94	1	94	95	5	beam	-2.124E+05	5.835E+05	-4.081E+05	3.476E+05
93	1	93	94	5	beam	-1.055E+05	5.309E+05	-4.599E+05	4.078E+05
92	1	92	93	5	beam	-1.259E+04	4.637E+05	-4.661E+05	4.599E+05
91	1	91	92	5	beam	4.201E+04	4.041E+05	-4.453E+05	4.662E+05
90	1	90	91	5	beam	6.627E+04	3.593E+05	-4.125E+05	4.455E+05
89	1	89	90	5	beam	6.646E+04	3.310E+05	-3.793E+05	4.125E+05
88	1	88	89	5	beam	5.275E+04	3.226E+05	-3.530E+05	3.794E+05
87	1	87	88	5	beam	3.708E+04	3.298E+05	-3.344E+05	3.530E+05
86	1	86	87	5	beam	2.523E+04	3.400E+05	-3.218E+05	3.345E+05
85	1	85	86	5	beam	1.544E+04	3.435E+05	-3.142E+05	3.219E+05
84	1	84	85	5	beam	6.575E+03	3.451E+05	-3.108E+05	3.141E+05
83	1	83	84	5	beam	-1.992E+03	3.463E+05	-3.118E+05	3.108E+05
82	1	82	83	5	beam	-1.082E+04	3.433E+05	-3.171E+05	3.117E+05
81	1	81	82	5	beam	-2.110E+04	3.395E+05	-3.277E+05	3.171E+05
80	1	80	81	5	beam	-3.310E+04	3.307E+05	-3.442E+05	3.276E+05
79	1	79	80	5	beam	-4.925E+04	3.215E+05	-3.689E+05	3.442E+05
78	1	78	79	5	beam	-6.555E+04	3.251E+05	-4.015E+05	3.688E+05
77	1	77	78	5	beam	-6.950E+04	3.488E+05	-4.361E+05	4.014E+05
76	1	76	77	5	beam	-4.984E+04	3.896E+05	-4.608E+05	4.360E+05
75	1	75	76	5	beam	2.845E+02	4.445E+05	-4.606E+05	4.607E+05
74	1	74	75	5	beam	9.097E+04	5.072E+05	-4.157E+05	4.606E+05

Elem	ID	Nod1	Nod2	Prop		F-shear N/ml	F-axial N/ml	Mom-1 Nm/ml	Mom-2 Nm/ml
73	1	73	74	5	beam	1.985E+05	5.552E+05	-3.593E+05	4.157E+05
72	1	72	73	5	beam	2.817E+05	5.710E+05	-2.792E+05	3.594E+05
71	1	71	72	5	beam	5.096E+05	6.554E+05	-2.645E+04	2.792E+05
70	1	70	71	5	beam	8.256E+05	7.631E+05	3.811E+05	2.642E+04
69	1	69	70	5	beam	1.115E+06	8.818E+05	7.636E+05	-3.810E+05

Convenzione dei segni:

**Forze assiali (+) se di compressione**

**Momenti flettenti (+) se antiorari**

Elem Prop 4 h = 0.60 m E = 32588 Mpa

Elem Prop 5 h = 0.80 m E = 32588 Mpa