



## PROGRAMMA OPERATIVO COMPLEMENTARE (P.O.C.) 2014 - 2020

ATTUAZIONE DELIBERAZIONE CIPE N. 54 / 2016

Deliberazione Giunta Regione Campania n. 113 del 26.03.2019

BENEFICIARIO ATTUAZIONE OPERAZIONE

### CONSORZIO DI BONIFICA "VELIA"

Località Piano della Rocca, 84060 - PRIGNANO CILENTO (SA)

Tel. 0974/837206 - Fax. 0974/837154 - Pec: consorziovelia@pec.it - www.conorziovelia.com

**Id. 261\_1 - C.U.P. E21B04000330006. Ripristino viabilità e collegamenti del bacino della diga di Piano della Rocca. INTERVENTO DI COMPLETAMENTO**

Fattibilità tecnico economica

Progetto definitivo

Progetto esecutivo

### L - PROGETTO STRUTTURALE

Relazione tecnica e di calcolo galleria naturale e imbocchi

Sigla progressiva <div style="border: 1px solid black; padding: 2px; display: inline-block;">L 0 0 2</div>	Scala -	Cod. elaborato <div style="border: 1px solid black; padding: 2px; display: inline-block;">O S 0 0 P S R R E 0 2</div>
---	------------	--

Data prima emissione del documento <b>12/2020</b>	Revisione	<table border="1" style="width: 100px; text-align: center;"> <tr><td><b>A</b></td></tr> <tr><td>data</td></tr> <tr><td>---,----</td></tr> </table>	<b>A</b>	data	---,----	<table border="1" style="width: 100px; text-align: center;"> <tr><td><b>B</b></td></tr> <tr><td>data</td></tr> <tr><td>---,----</td></tr> </table>	<b>B</b>	data	---,----	<table border="1" style="width: 100px; text-align: center;"> <tr><td><b>C</b></td></tr> <tr><td>data</td></tr> <tr><td>---,----</td></tr> </table>	<b>C</b>	data	---,----	<table border="1" style="width: 100px; text-align: center;"> <tr><td><b>D</b></td></tr> <tr><td>data</td></tr> <tr><td>---,----</td></tr> </table>	<b>D</b>	data	---,----	<table border="1" style="width: 100px; text-align: center;"> <tr><td><b>E</b></td></tr> <tr><td>data</td></tr> <tr><td>---,----</td></tr> </table>	<b>E</b>	data	---,----
<b>A</b>																					
data																					
---,----																					
<b>B</b>																					
data																					
---,----																					
<b>C</b>																					
data																					
---,----																					
<b>D</b>																					
data																					
---,----																					
<b>E</b>																					
data																					
---,----																					

Riferimento archivio digitale	N. 036.2020/Ve.Ing.
-------------------------------	---------------------

<b>RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO</b>  <b>Ing. Marcello Nicodemo</b> Consorzio di Bonifica "Velia" Loc. Piano della Rocca - 84060 - Prignano Cilento (SA) Tel. 0974.837206 - Pec: consorziovelia@pec.it Iscritto all'Albo degli Ingegneri di Salerno n. 1931 dal 16.04.1984	
<b>PROGETTAZIONE</b>  <b>VELIA INGEGNERIA E SERVIZI SRL</b> Loc. Piano Della Rocca 84060 - Prignano Cilento (SA) Tel. 0974/837206 fax 0974/837154 - Pec: veliaingegneria@pec.it <b>Ing. Gaetano Suppa - Direttore Tecnico</b> Iscritto all'Albo degli Ingegneri di Salerno n. 1854 dal 12.09.1983	
<b>GEOLOGIA</b>  <b>RTP TRONCARELLI - VENOSINI - ROSSI</b> <b>Dott. Geol. Roberto Troncarelli</b> (mandataria) - P.IVA 01400050560 <b>Dott. Geol. Andrea Venosini</b> (mandante) Legale Rappresentante Geoven di Venosini Andrea - P.IVA 02110500697 <b>Dott. Geol. Giuseppe Rossi</b> (mandante) Legale Rappresentante Geolab di Giuseppe Rossi - P.IVA 02308670690	



## Relazione tecnica e di calcolo galleria naturale e imbocchi

### Introduzione

### Sommario

<b>1</b>	<b>Introduzione .....</b>	<b>2</b>
1.1	Caratteristiche dei materiali impiegati .....	3
1.2	Normativa di riferimento .....	4
1.3	Documenti di riferimento .....	4
1.4	Metodo di verifica .....	4
<b>2</b>	<b>Inquadramento Geologico-Geotecnico.....</b>	<b>5</b>
2.1	Inquadramento geologico.....	5
2.2	Caratterizzazione geotecnica .....	6
<b>3</b>	<b>Analisi effettuate e scelta degli interventi di stabilizzazione e sostegno .....</b>	<b>8</b>
3.1	Analisi condotte .....	8
3.1.1	Analisi di stabilità del fronte di scavo .....	8
3.1.2	Analisi del sostegno di prima fase e del rivestimento definitivo.....	9
<b>4</b>	<b>Verifica della soluzione progettuale – Stabilità del fronte di scavo e sostegni di prima fase.....</b>	<b>14</b>
4.1	Stabilità del fronte di scavo.....	14
4.2	Verifica del sostegno di 1° fase .....	16
4.2.1	Sezione di calcolo S1.....	17
4.2.2	Sezione di calcolo S2.....	18
<b>5</b>	<b>Verifica della soluzione progettuale - rivestimenti definitivi.....</b>	<b>23</b>
5.1.1	Sezione di calcolo S1.....	23
5.1.2	Sezione di calcolo S2.....	26
5.1.3	Verifica sismica .....	28
<b>6</b>	<b>Allegati .....</b>	<b>31</b>
6.1	Sezione di calcolo S1 – Sostegno di prima fase.....	31
6.2	Sezione di calcolo S2 – Sostegno di prima fase.....	33
6.3	Sezione di calcolo S1 – Rivestimento definitivo.....	35
6.4	Sezione di calcolo S2 – Rivestimento definitivo.....	37



## 1 Introduzione

Oggetto della presente relazione è il Progetto/Verifica Esecutivo degli interventi di sostegno di prima fase e definitivi della galleria naturale ubicata all'inizio del tracciato stradale dell'opera "Ripristino viabilità e collegamenti del bacino della diga di Piano della Rocca. Intervento di completamento". Le gallerie artificiali di imbocco e sbocco dalla galleria naturale non sono trattate nel presente documento.

Il tracciato della galleria in esame si presenta pressoché rettilineo, con uno sviluppo di circa 117 m e una sezione trasversale come di seguito rappresentata:

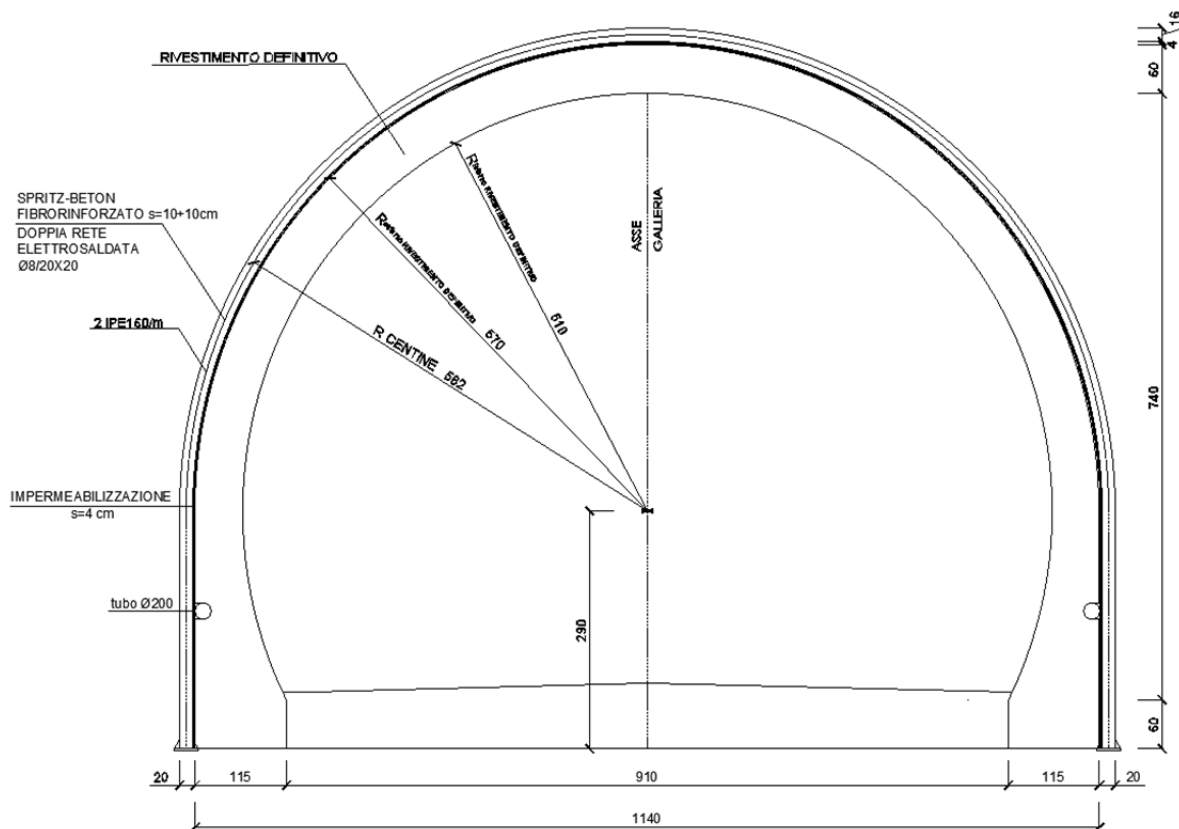


Figura 1-1. Sezione tipo corrente della galleria



## 1.1 Caratteristiche dei materiali impiegati

### Calcestruzzo per strutture definitive

tipo	classe C28/35
resistenza cubica caratteristica	$R_{ck} = 35 \text{ MPa}$
modulo di deformazione	$E = 30000 \text{ MPa}$

### Calcestruzzo magro

tipo	classe C12/15
resistenza cubica caratteristica	$R_{ck} = 15 \text{ MPa}$

### Calcestruzzo proiettato

tipo	classe C20/25
resistenza cubica caratteristica	$R_{ck} = 25 \text{ MPa}$
modulo di deformazione	$E_s = 28500 \text{ MPa}$
resistenza media	$R_{ck} 12 \text{ ore} \geq 6 \text{ MPa}$
	$R_{ck} 24 \text{ ore} \geq 10 \text{ MPa}$
	$R_{ck} 48 \text{ ore} \geq 13 \text{ MPa}$
	$R_{ck} 28 \text{ gg} \geq 25 \text{ MPa}$
Armatura con fibre	dosaggio $> 30 \text{ kg/m}^3$

### Acciaio per armatura in barre

tipo	B450 C
tensione di snervamento	$f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$
modulo di deformazione	$E_s = 210000 \text{ MPa}$

### Acciaio per profilati e micropali

tipo	S275
tensione di snervamento	$f_{yk} \geq 275 \text{ MPa}$

### Elementi strutturali di consolidamento

tipo	elementi in vetroresina
carico ultimo a trazione	$T_{max} \geq 800 \text{ kN}$
resistenza a trazione	$\geq 1000 \text{ Mpa}$



## 1.2 Normativa di riferimento

- D.M. 17.01.2018 “Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni”
- Circolare 21.01.2019 n.7 “Istruzioni per l’applicazione dell’Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al DM 17.01.2018”.
- UNI EN 1992-1-1:2015
- UNI EN 1997-1:2013

Si rammenta che le norme stesse tengono conto del fatto che l’indagine in fase di progetto non è sufficiente per definire nei dettagli la reale situazione geologico-tecnica. È necessario pertanto che, in base a quanto disposto dalle norme stesse, sia da eseguirsi, in relazione alle esigenze della fase costruttiva, il controllo delle ipotesi di progetto attraverso i dati ottenuti con misure e indagini nel corso dei lavori.

## 1.3 Documenti di riferimento

- G00 - Relazione geologica
- G01 - Inquadramento territoriale
- G02 - Aerofotogrammetria interventi - compresso
- G03 - Carta Geolitologica
- G04 - Carta Geomorfologica
- G05 - Carta inventario frane
- G06 - Carta della pericolosità da frana
- G07 - Carta del rischio da frana
- G08 - Carta delle aree di attenzione
- G09 - Carta indagini sito repertorio
- G10 - Fascicolo delle indagini e delle prove in sito e di laboratorio
- G11 - Tavole geologiche tracce sezioni
- G12 - Sezioni geologiche
- G13 - Carta dei vincoli

## 1.4 Metodo di verifica

Le verifiche sono state condotte secondo il metodo allo Stato Limite con riferimento normativo al Testo Unico in merito alle opere interagenti con i terreni. Le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi (SLU) sono state condotte, in generale, rispettando la disuguaglianza fondamentale seguente:

$$E_d \leq R_d$$

dove con  $E_d$  si indica il valore di progetto delle azioni, o degli effetti delle azioni, e con  $R_d$  il valore di progetto della resistenza del terreno.



## 2 Inquadramento Geologico-Geotecnico

### 2.1 Inquadramento geologico

La porzione di territorio interessata dagli interventi di sistemazione del tratto stradale, di cui la galleria fa parte, è posizionata nel tratto medio collinare del Cilento, sul versante in destra idraulica del Fiume Alento. La figura sotto riportata mostra l'ubicazione dell'area di studio in una rappresentazione schematica delle principali unità geologiche che caratterizzano la porzione di catena subappennina in cui questo è compreso.

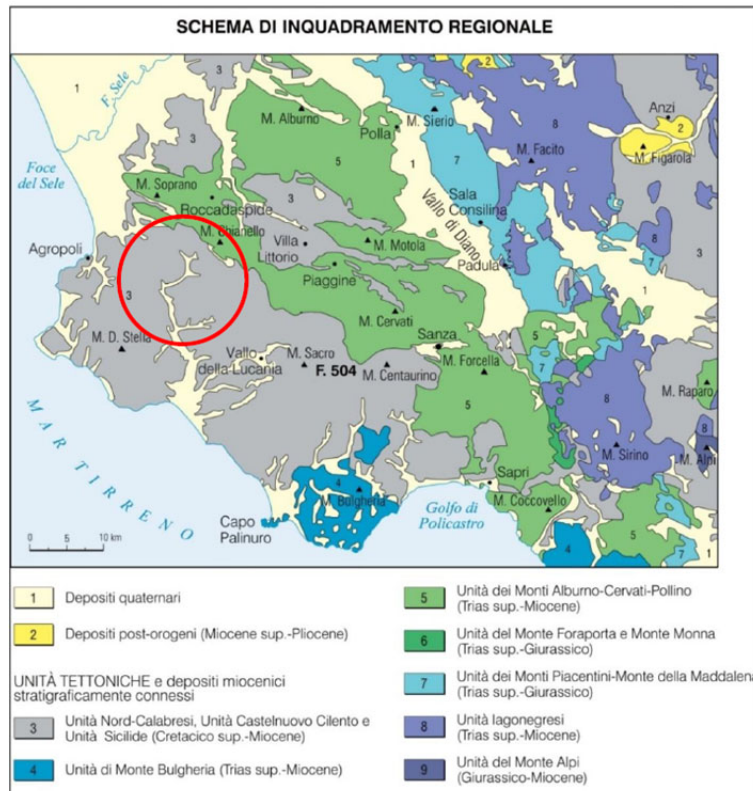


Figura 2-1. Inquadramento geologico regionale

Il bedrock lungo il tracciato è costituito in parte dalla Formazione delle Arenarie di Cannicchio (CNN) dell'Unità Tettonica Nord Calabrese e in parte dalle Arenarie di Pollica (PLL) dell'Unità del Gruppo del Cilento.

Le sequenze litostratigrafiche attraversate sono non dissimili, in quanto costituite in ambo i casi da torbiditi arenaceo-pelitiche, non sempre ben distinguibili; soprattutto in presenza di vegetazione o di estese coperture di versante, di conseguenza, non è sempre agevole determinare il limite tra le due sequenze litostratigrafiche.

Lungo le depressioni morfologiche, a copertura del bedrock, si rinvengono sempre terreni continentali costituiti da depositi di versante, in genere di natura eluvio-colluviale (ec), e depositi di frana (fra) (fr). Per maggiori dettagli si rimanda alla relazione geologica (G00).



## 2.2 Caratterizzazione geotecnica

Lungo il tracciato della galleria in oggetto sono presenti terreni a comportamento sia terrigeno (eluviale, colluviale ed alterazione del substrato arenaceo - pelitico ed arenaceo - pelitico - conglomeratico), sia lapideo (substrato arenaceo - pelitico ed arenaceo - pelitico - conglomeratico integro).

Sono state eseguite tre campagne di indagini (2000, 2014 e 2020) al fine di verificare localmente le caratteristiche geotecniche, sismiche, e gli spessori di alcuni litotipi riconosciuti nell'area di studio nel seguito elencati:

- cumuli di frana attiva e quiescente (CFA);
- coperture eluviali e colluviali (CE);
- substrato arenaceo - pelitico ed arenaceo - pelitico - conglomeratico alterato (SA);
- substrato arenaceo - pelitico ed arenaceo - pelitico - conglomeratico integro (SI).

Le caratteristiche geotecniche dei depositi terrigeni sono state ricavate dalle prove in situ e di laboratorio; le caratteristiche geomeccaniche dei depositi lapidei, invece, sono state ottenute mediante il rilievo geostrutturale condotto in situ, sia lungo gli affioramenti disponibili dell'ammasso roccioso, sia sulle carote estratte durante i sondaggi geognostici.

Dai risultati delle tomografie sismiche è stato possibile individuare due sismo-strati con velocità crescente delle  $V_p$  e con distribuzione abbastanza eterogenea. Il primo sismo-strato è rappresentato da una coltre superficiale eluvio-colluviale e/o depositi di frana ed è caratterizzato da una velocità media delle  $V_p$  di circa 1000 m/sec, con spessori variabili da un minimo di 1,90 m ad un massimo di circa 7,70 m. Il secondo sismo-strato è rappresentato dal substrato alterato e dal substrato integro ed è caratterizzato da una velocità media delle onde  $V_p$  di circa 2000 m/sec, con spessori investigati variabili da un minimo di 8,80 m a un massimo di 16,80 m. Per quanto sopra, il sottosuolo in cui insiste la galleria può essere classificato con categoria "B" secondo le NTC2018 (cfr. cap. 8.4 Relazione geologica).

I depositi a consistenza lapidea del substrato arenaceo-pelitico sono stati parametrizzati sulla base del metodo ISRM (International Society for Rock Mechanics), rilevando le caratteristiche geomeccaniche in situ e sulle carote estratte nei sondaggi geognostici, ed in particolare, i valori medi di RQD (Rock Quality Designation); successivamente, tramite prove in situ, sono stati determinati i valori di resistenza a compressione monoassiale.

Per la caratterizzazione geomeccanica degli ammassi rocciosi è stata utilizzata la classificazione di Bieniawski (1989), che individua un indicatore RMR (Rock Mass Rating). La classificazione di Bieniawski è basata sulla determinazione dei seguenti parametri:

- Resistenza a compressione;
- Rock Quality Designation (RQD);
- Spaziature delle discontinuità;
- Condizioni delle discontinuità;
- Condizioni idrogeologiche.

Ognuno dei suddetti 5 parametri individua 5 ratings (R1, R2, R3, R4, R5) i quali, sommati, determinano il Basic Mass Rating (indice BMR), variabile da 0 a 100, al quale sono associati una classe di appartenenza, un



giudizio di qualità globale dell'ammasso e di parametri di resistenza al taglio e di deformabilità. Successivamente, l'ammasso roccioso è stato valutato in funzione del contesto progettuale, sulla base dei rapporti geometrici esistenti fra l'opera e la giacitura della discontinuità più critica, proponendo un valore di penalizzazione (C) che può portare eventualmente alla diminuzione del valore BMR, ottenendo così il valore definitivo del Rock Mass Rating (RMR). Nel caso specifico  $RMR=BMR$  poiché si è assunto  $C=0$  (cfr. cap. 9.2 Relazione geologica).

Nella Relazione geologica, la formazione SI del substrato arenaceo-pelitico è definito come un ammasso roccioso di buona qualità di Classe II, caratterizzato da un  $BMR=63$  (cfr. cap. 9.2 Relazione geologica), dal quale si derivano i relativi parametri meccanici tramite correlazioni empiriche di Bieniawski. Tali parametri sono stati confermati per l'ammasso roccioso in condizioni profonde. In via cautelativa, la formazione SI è stata ipotizzata degradata nelle zone di imbocco e sbocco dalla galleria, in virtù del maggior grado di fratturazione ed alterazione tipico di ammassi rocciosi in condizioni superficiali, in quanto maggiormente esposti agli agenti esterni. Tale condizione è stata rappresentata assegnando un valore inferiore di BMR ( $BMR=30$ ), per mezzo del quale sono stati ricavati i relativi valori di coesione ed angolo di attrito utilizzando le medesime correlazioni di Bieniawski. I moduli elastici della formazione SI sono ricavati dall'interpretazione delle indagini geofisiche condotte in sito (cfr. cap. 10 Relazione geologica).

Si riportano di seguito le caratteristiche meccaniche dei terreni e dei depositi lapidei individuati lungo il tracciato della galleria naturale.

Tabella 2-1: caratteristiche meccaniche unità geotecniche

	CFA	CE	SA	SI (BMR=63) (massima copertura)	SI (BMR=30) (imbocchi)
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	18	19	21	23	23
$c'$ (kPa)	5	10	20	320	150
$\varphi'$ (°)	20	24	27	36.5	20
E (MPa)	4	10	32.5	226	119

Informazioni circa la superficie libera della falda non sono state individuate nella relazione geologica disponibile.



## 3 Analisi effettuate e scelta degli interventi di stabilizzazione e sostegno

### 3.1 Analisi condotte

#### 3.1.1 Analisi di stabilità del fronte di scavo

Le condizioni di stabilità del fronte di scavo sono state valutate utilizzando il metodo basato sulla formulazione di Caquot (Carranza-Torres, 2004). Agli imbocchi, in cui il fronte presenta un comportamento instabile, o tendente all'instabilità, è stato previsto un preconsolidamento mediante elementi in vetroresina (VTR), atti ad irrigidire il nucleo durante l'avanzamento dello scavo. L'effetto di tali VTR, nelle analisi effettuate, è stato simulato con una pressione stabilizzante applicata sul fronte stesso.

Per stimare l'effetto di contenimento del nucleo al fronte in relazione alle varie fasi costruttive si fa riferimento, secondo quanto suggerito dall'AFTES (Recommendation for use of convergence confinement method), alle curve di Panet, che consentono di valutare il tasso di deconfinamento  $1-\lambda=\sigma_r/\sigma_o$  in funzione della distanza della sezione di calcolo dal fronte di scavo (Figura 3-1).

La curva di scarico impiegata di volta in volta è legata al fattore di stabilità  $N_s$  del fronte a seguito dei consolidamenti previsti:

$$N_s = 2\sigma_{v0}/\sigma_c$$

dove  $\sigma_c$  può essere ricavato per rocce tenere e terreni sciolti in condizioni drenate con la seguente relazione:  $\sigma_c = 2c' \cos\varphi' / 1-\sin\varphi'$

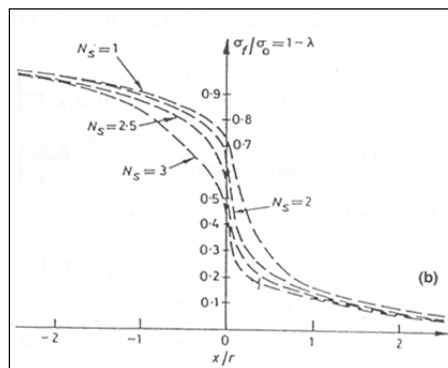


Figura 3-1: Pressione fittizia di sostegno in funzione della distanza dal fronte (Panet, 1995).

In particolare, nelle situazioni di fronte instabile dove, in accordo con le analisi di comportamento eseguite, era necessario prevedere un consolidamento del fronte, si è proceduto in accordo con tale procedura:

- determinazione del numero di stabilità del fronte non sostenuto impiegando i parametri di resistenza  $c'$  e  $\varphi'$  del materiale al fronte opportunamente ridotti dei coefficienti parziali indicati da normativa,  $c'_d$  e  $\varphi'_d$ ; qualora il numero di stabilità per fronte non sostenuto avesse valori elevati, comunque  $>3$ , il grafico di Panet (Figura 3-1) è impiegato scalando le curve con  $N_s \neq 1$  in modo da legare proporzionalmente quel  $N_s$  al valore massimo di  $N_s$  previsto da Panet, cioè 3. Di seguito si farà riferimento alla curva il cui valore corrisponde a quello dell' $N_s$  ottenuto con i consolidamenti previsti.
- calcolo del numero di stabilità per condizioni di equilibrio limite del fronte. Questo passo prevede che venga prima ricercata l'incremento di pressione fittizia  $\Delta\sigma_3=q_t > 0$  capace di mantenere il fronte in equilibrio limite, e poi da questa calcolata la reale perturbazione agente sul sistema  $S-q_t$ , con  $S=\sigma_{v0}$ .



- Definizione della pressione di confinamento minima  $q_{t-D}$  da applicare al fronte al fine di garantire un adeguato margine di sicurezza rispetto alla condizione limite. Il fattore di sicurezza applicato alla perturbazione  $S-q_t$  è stato scelto, in virtù dell'incertezza globale inerente il problema in esame ed il valore dei parametri di controllo, pari a 1.5
- individuazione dell'intensità di consolidamento da applicarsi al fronte tale da garantire l'incremento di pressione fittizia di progetto  $\Delta\sigma_{3-D}=q_{t-D}$ .
- Ricerca del numero intero di barre  $VTR \geq$  di quello precedentemente richiesto e ricalcolo del nuovo valore di  $N_s$  corrispondente.

L'intervento di preconfinamento è interpretato come un incremento della coesione in condizioni intrinseche attraverso la relazione:

$$\Delta c = \Delta\sigma_3 \cdot \tan(45+\varphi'/2) / 2$$

essendo:

$\Delta\sigma_3 = T_{max} \cdot n/A$	incremento di pressione minima fornita dal consolidamento al fronte
$n$	numero di barre al fronte
$A$	area della sezione di scavo
$T_{max} = \min(T_{Sfil}, T_{Tr})$	valore minimo tra la resistenza a sfilamento e la resistenza a rottura della singola barra.

### 3.1.2 Analisi del sostegno di prima fase e del rivestimento definitivo

#### 3.1.2.1 Sezioni di calcolo analizzate

Sono state analizzate due sezioni di calcolo rappresentative:

- Sezione di calcolo S1: in condizioni superficiali di minima copertura, in corrispondenza dell'imbocco Nord-Est, più critico data la presenza del suolo CFA, al fine di valutare l'influenza della superficie topografica sulla stabilità degli scavi e sulle sollecitazioni agenti sui rivestimenti della galleria. Il ricoprimento della galleria è pari a 5 m in chiave di calotta;
- Sezione di calcolo S2: in condizioni profonde di massima copertura, corrispondente a circa metà tracciato della galleria, al fine di valutare la stabilità degli scavi e le sollecitazioni sui rivestimenti in condizioni di massimo stato tensionale geostatico. Il ricoprimento della galleria è pari a 25 m in chiave di calotta;

Le tracce in pianta delle due sezioni sono riportate nella seguente figura:

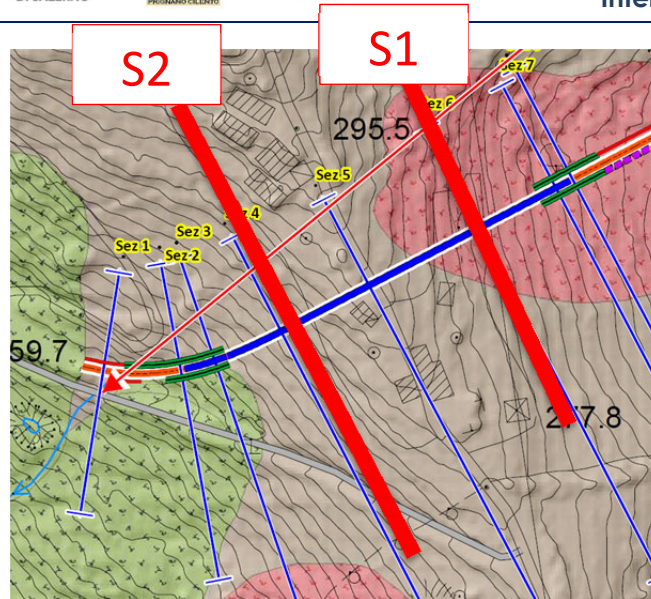


Figura 3-2: Sezioni di calcolo

Le due sezioni geologiche di riferimento sono la Sezione 7 e la Sezione 5 dell' "Elaborato G12 - Sezioni geologiche – Completo" rispettivamente per la sezione di calcolo S1 a bassa copertura e S2 con alta copertura. Nelle seguenti figure i due modelli di calcolo delle due sezioni:

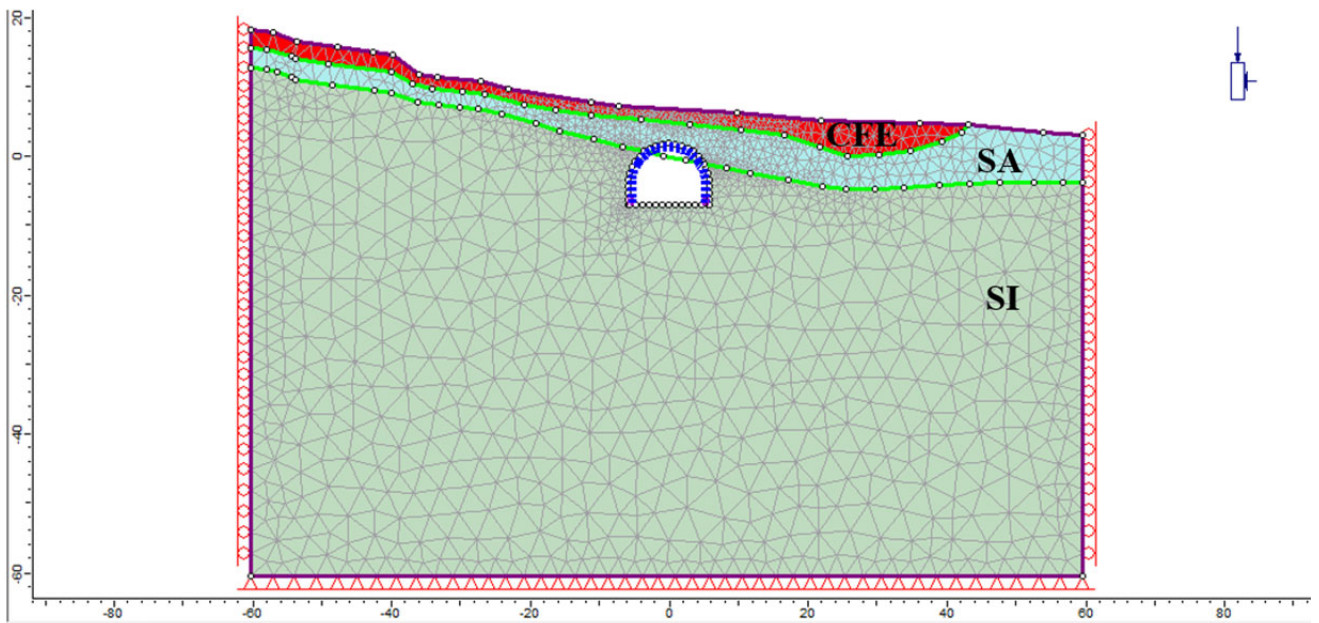


Figura 3-3: Sezione di calcolo S1 – Modello numerico

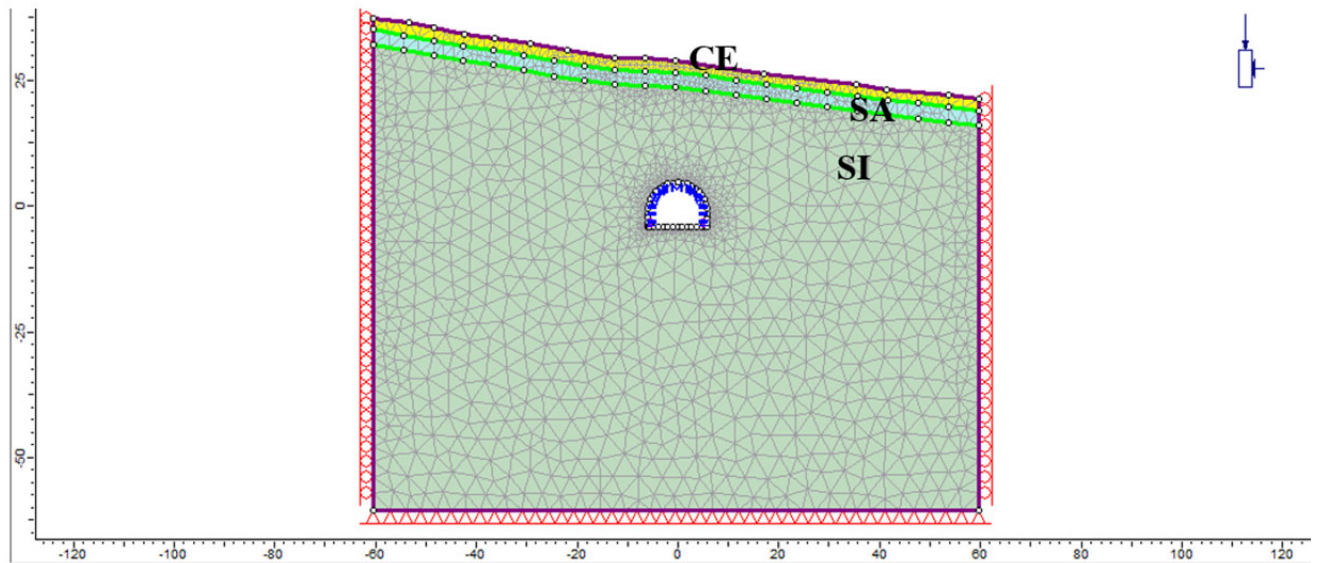


Figura 3-4: Sezione di calcolo S2 – Modello numerico

### 3.1.2.2 Metodo di calcolo

Le condizioni statiche del sostegno di prima fase e del rivestimento definitivo sono state analizzate mediante analisi numeriche, nelle ipotesi di deformazione piana, impiegando il codice di calcolo agli elementi finiti RS<sup>2</sup> (Rocscience). I calcoli sono stati realizzati mediante modelli bidimensionali ed è stato studiato l'effetto tridimensionale simulando l'effetto dell'avanzamento della fronte di scavo utilizzando il metodo del rilascio tensionale.

Le principali tappe per la definizione del modello sono elencate nel seguito:

- definizione della geometria, dei materiali, dei bordi del modello, della condizione di vincolo e del numero delle fasi;
- definizione dei dati di input relativi allo stato tensionale geostatico iniziale, al comportamento dei materiali e ai parametri geotecnici;
- simulazione delle fasi di scavo, applicazione del rilascio tensionale e posa dei supporti;
- analisi dei dati di output del modello in relazione agli spostamenti e sollecitazioni agenti sui sostegni dello scavo.

Le dimensioni geometriche del modello sono state scelte in modo da minimizzare l'influenza dei bordi sui risultati del calcolo. Il limite superiore del modello rappresenta la topografia esistente del piano campagna.

La simulazione dell'effetto costruzione prevede le seguenti fasi:

#### Fase 1 - Stato geostatico e carichi superficiali

Simulazione delle condizioni tensionali geostatiche in assenza dello scavo della galleria. Il modello rappresenta gli strati geologici modellati con il criterio di resistenza di Mohr-Coulomb. I parametri di resistenza e deformabilità dell'ammasso sono quelli riportati in Tabella 2-1. Lo stato di sforzo originario alla quota della galleria è stato valutato in base allo spessore della copertura di terreno, facendo riferimento al coefficiente di spinta a riposo  $k_0$  fra tensioni litostatiche orizzontali e verticali.

### Fase 2 – Rilascio tensionale

Il metodo più diffuso per la simulazione delle procedure di avanzamento dello scavo di una galleria è il "metodo del rilascio tensionale", noto come metodo  $\lambda$ . Questo metodo permette di simulare il processo di scavo 3D con modelli bidimensionali, riducendo gradualmente la sollecitazione geostatica iniziale ( $\sigma_0$ ) sul contorno interno dello scavo.

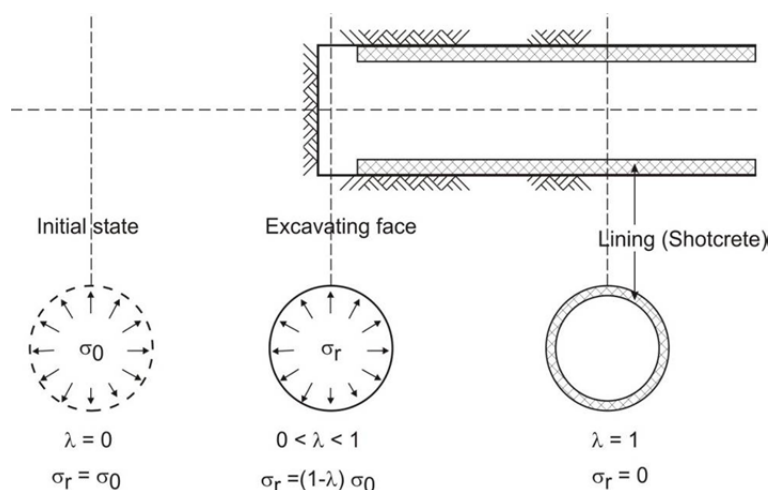


Figura 3-5: Metodo del rilascio tensionale - (Panet y Guenet, 1982)

Il tasso di rilascio è gradualmente crescente al fine di simulare il progressivo allontanamento del fronte di scavo dalla sezione analizzata. Durante l'intero processo di scavo, la sollecitazione attorno al perimetro della galleria ( $\sigma_r$ ) è data da  $\sigma_r = (1 - \lambda) \sigma_0$  con  $\lambda$  un coefficiente di rilascio variabile da 0, in condizioni iniziali, a 1, quando il terreno è stato completamente scavato e si è a grande distanza dal fronte.

Prima di installare il sostegno dello scavo, è stato eseguito un rilascio parziale dello scavo. Per valutare l'entità di tale rilascio, diversi autori hanno suggerito metodi differenti, basati sull'esperienza di misurazioni dirette, su presupposti teorici o derivati dal confronto di calcoli 2D e 3D. Baudendistel (1979) considera l'influenza del diametro del tunnel e della lunghezza dello scavo come mostrato nella tabella seguente:

**Tabella 3-1:** Fattore di rilascio al sostegno dello scavo - Baudendistel (1979)

<b>d</b>	<b>1.5 D</b>	<b>1.0 D</b>	<b>0.5 D</b>	<b>0.25 D</b>	<b>0.125 D</b>	<b>0</b>
<b><math>\lambda</math></b>	1.0	0.98	0.89	0.77	0.59	0.28

dove:

D = Diametro del tunnel,



d = distanza di avanzamento dello scavo,

L'applicazione del metodo al caso in esame fornisce un valore di  $\lambda$  circa pari a 0.5. Si è scelto cautelativamente di utilizzare un valore di  $\lambda$  pari a 0.4 per massimizzare l'aliquota dello stato tensionale originario gravante sulla galleria, e quindi massimizzare le sollecitazioni sui sostegni di prima fase e sui rivestimenti definitivi.

#### Fase 3 e 4 – Installazione del sostegno di prima fase (fase 3) e del rivestimento definitivo (fase 4)

Il sostegno di prima fase e quello definitivo della galleria sono stati simulati con elementi tipo trave (*beam*) installati lungo il perimetro di scavo. In particolare, lo spritz beton e le centine sono stati simulati con un unico elemento strutturale omogeneizzando le centine al calcestruzzo proiettato. Per il calcolo delle caratteristiche della sezione equivalente si utilizzano le formule analitiche di Carlos Carranza Torres (2004). La deformabilità degli elementi strutturali che rappresentano il rivestimento, caratterizzati da comportamento elastico lineare, è pari a:

Spritz beton non maturo	(12 ore)	E=5.000 MPa
Spritz beton maturo	(Rck=25 MPa)	E=28.500 MPa
Centine		E=210.000 MPa
Rivestimento definitivo	(Rck=35 MPa)	E=30.000 MPa

Al momento dell'installazione del sostegno di prima fase, viene applicato un rilascio tensionale completo ( $\lambda=1$ ) al contorno della galleria. Il rivestimento definitivo verrà realizzato a scavo della galleria ultimato, quindi non risente dell'avanzamento del fronte di scavo e non è richiesto applicare un rilascio tensionale. Al fine di caricare il rivestimento definitivo, si considerano come condizioni di lungo termine il completo degrado del sostegno di prima fase e l'abbattimento del 25% della coesione del terreno o ammasso roccioso.



## 4 Verifica della soluzione progettuale – Stabilità del fronte di scavo e sostegni di prima fase

Di seguito sono riportate le verifiche di stabilità del fronte di scavo e dei sostegni di prima fase.

### 4.1 Stabilità del fronte di scavo

L'analisi del comportamento dello scavo ha evidenziato una potenziale instabilità del fronte agli imbocchi della galleria, ove sono presenti terreni incoerenti, con la conseguente necessità di un intervento di messa in sicurezza. La soluzione individuata è costituita dal preconsolidamento del fronte con elementi in vetroresina (VTR) atti ad irrigidire il nucleo del fronte di scavo per una lunghezza di 15 m. Come anticipato nel paragrafo 3.1.1, per il dimensionamento degli elementi strutturali in VTR si è utilizzato il metodo basato sulla formulazione di Caquot (Carranza-Torres, 2004). L'effetto stabilizzante dei VTR al fronte viene calcolato attraverso una pressione equivalente  $\Delta\sigma_{3,fronte}$  valutata come:

$$\Delta\sigma_{3,fronte} = \frac{n \cdot T_{max}}{A}$$

dove:

n: numero delle barre

A: sezione del fronte di scavo

$T_{max}$ : carico massimo ammissibile della singola barra =  $\min(T_{sfil}; T_{TR})$ .

La forza resistente  $T_{max}$  di ciascuna barra in vetroresina è pari al minimo valore tra la forza resistente ammissibile a sfilamento della sbarra dal terreno ( $T_{sfil}$ ) e la forza resistente ammissibile a trazione della barra ( $T_{TR}$ ) così calcolate:

$$T_{sfil} = (k \cdot \pi \cdot D_p \cdot L \cdot \tau_{lim}) / F_{S,sfil}$$

$$T_{TR} = F_y / F_{S,tr}$$

dove

$k$  fattore di sbulbamento (Bustamante & Doix).

$D_p$  diametro di perforazione

$L$  lunghezza barre

$\tau_{lim}$  tensione di taglio limite all'interfaccia barra-terreno

$F_{S,sfil}$  fattore di sicurezza per la verifica a sfilamento

$F_y$  resistenza a trazione dell'elemento in vetroresina

$F_{S,tr}$  fattore di sicurezza per la verifica a rottura

La forza relativa alla rottura per trazione della singola barra ( $T_{TR}$ ) è data da:

$$T_{TR} = F_y / F_{S,tr}$$

dove:

$F_y$  = resistenza a trazione dell'elemento in vetroresina

$F_{S,tr}$  = fattore di sicurezza a trazione

$T_{max} = \min(T_{sfil}, T_{TR})$

Nella tabella di seguito si riassumono i risultati della verifica di stabilità condotta.



Tabella 4-1. Verifica di stabilità del fronte.

<b>C<sub>riferimento</sub></b>	Copertura massima di riferimento	4.0	m
<b>H</b>	Profondità asse della galleria	9.32	m
<b>c'<sub>p-k</sub></b>	Coesione	20	kPa
<b>φ'<sub>p-k</sub></b>	Angolo d'attrito	27	°
<b>γ<sub>c</sub></b>	Coefficiente parziale per la coesione	1.25	-
<b>γ<sub>φ</sub></b>	Coefficiente parziale per l'angolo d'attrito	1.25	-
<b>c'<sub>d</sub></b>	Coesione di progetto	16	kPa
<b>φ'<sub>d</sub></b>	Angolo d'attrito di progetto	22.2	°
<b>ANALISI DI STABILITA' DEL FRONTE NON SOSTENUTO</b>			
<b>N<sub>s</sub></b>	Fattore di stabilità per fronte non sostenuto	8.2	-
<b>ANALISI DI STABILITA' DEL FRONTE SOSTENUTO</b>			
<b>q<sub>t</sub></b>	Pressione limite di stabilizzazione del fronte	60	kPa
<b>q<sub>t-effettivo</sub></b>	Rinforzo al fronte minimo richiesto cautelativamente	60	kPa
<b>S</b>	Peso proprio del materiale di copertura	196	kPa
<b>S-q<sub>t</sub></b>	Perturbazione indotta all'ammasso	136	kPa
<b>N<sub>s</sub></b>	Numero di stabilità limite	5.7	-
<b>FS</b>	Fattore di sicurezza desiderato applicato a (S-q <sub>t</sub> )	1.5	-
<b>N<sub>s</sub></b>	Numero di stabilità finale a fronte sostenuto	3.8	-
<b>Δσ<sub>3</sub></b>	Incremento di confinamento corrispondente	24.9	kPa
<b>Elementi VTR</b>			
<b>T<sub>lim</sub></b>	Resistenza a taglio all'interfaccia	34	kPa
<b>k</b>	Fattore di sbulbamento (Bustamante & Doix, 1985)	1.2	-
<b>F<sub>S,Sfil</sub></b>	Fattore di sicurezza per la verifica a sfilamento	2	-
<b>T<sub>Sfil</sub></b>	Forza ammissibile a sfilamento della barra dal terreno	46.2	kN
<b>F<sub>y</sub></b>	Resistenza a trazione > di:	1000000	kPa
<b>T<sub>TR</sub></b>	Carico ultimo a trazione	800	kN
<b>F<sub>S,TR</sub></b>	Fattore di sicurezza per la verifica a trazione > 1.5	2	-
<b>T<sub>TR,amm</sub></b>	Forza ammissibile a trazione	400.0	kN
<b>Tmax</b>	Carico massimo ammissibile = min (T <sub>Sfil</sub> , T <sub>TR</sub> )	46.2	kN
<b>n</b>	Numero barre necessario per avere Δσ <sub>3</sub> =q <sub>t</sub>	48	-
<b>n</b>	Numero barre impiegate	61	-
<b>N<sub>s</sub></b>	Fattore di stabilità ottenuto con i consolidamenti	3.3	-



## 4.2 Verifica del sostegno di 1° fase

Sulla base dei risultati della modellazione condotta con il codice RS<sup>2</sup>, in termini di sollecitazioni sui sostegni di 1° fase, vengono qui di seguito riportate le relative verifiche strutturali.

Come anticipato nel paragrafo 3.1.2, per la verifica statica del sostegno di prima fase, costituito da centine e calcestruzzo proiettato, si utilizza l'approccio suggerito da Carranza-Torres (2004). Tale metodo prevede di ripartire lo sforzo assiale N tra centine e calcestruzzo proiettato in funzione dei rapporti di rigidità tra gli stessi:

$$N_1 = \frac{N}{n} \frac{A_1 E_1}{A_1 E_1 + A_2 E_2} \quad N_2 = \frac{N}{n} \frac{A_2 E_2}{A_1 E_1 + A_2 E_2}$$

dove:

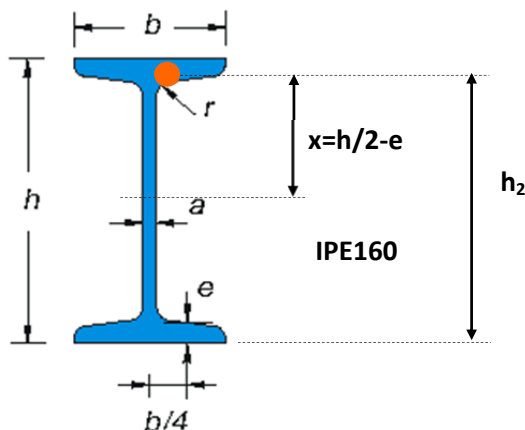
n = numero di elementi centina presenti nella sezione mista

Elemento 1 = centina 2x IPE 160

Elemento 2 = calcestruzzo proiettato s=20 cm

Per il momento flettente e il taglio si assume di annullare il contributo resistente del calcestruzzo proiettato.

Note le sollecitazioni su centina e calcestruzzo proiettato, viene condotta la verifica degli elementi strutturali che, per le centine, si esplicita come segue:



$$\sigma_{N,1} = \frac{N_1}{A_s}$$

$$\sigma_{M,1} = \frac{M_1 \cdot X}{I_s}$$

$$\sigma_{\min,1} = \sigma_{N,1} - \sigma_{M,1}$$

$$\sigma_{\max,1} = \sigma_{N,1} + \sigma_{M,1}$$

$$\tau_{V,1} = \frac{V_1}{h_2 \cdot a}$$

Per il criterio di Von Mises deve risultare:

$$\sigma_{id,1} = \sqrt{\sigma_{\max,1}^2 + 3 \cdot \tau^2} < \frac{F_y}{\gamma_s} = 261.9 \text{ MPa}$$

Per il calcestruzzo proiettato la verifica si esplicita come segue:



$$\sigma_{N,2} = \frac{N_2}{A_c} < \frac{\sigma_c}{\gamma_c} = 13.34 \text{ MPa}$$

Le sollecitazioni di progetto sono ricavate applicando a quelle ottenute dai risultati dell'analisi con  $RS^2$  un fattore moltiplicativo 1.3.

#### 4.2.1 Sezione di calcolo S1

Si riporta nel seguito l'andamento delle sollecitazioni caratteristiche (non fattorizzate) lungo la sviluppata del sostegno di prima fase in termini di sforzo normale (N), momento flettente (M) e taglio (V). I grafici delle stesse sollecitazioni sono anche riportati in Allegato.

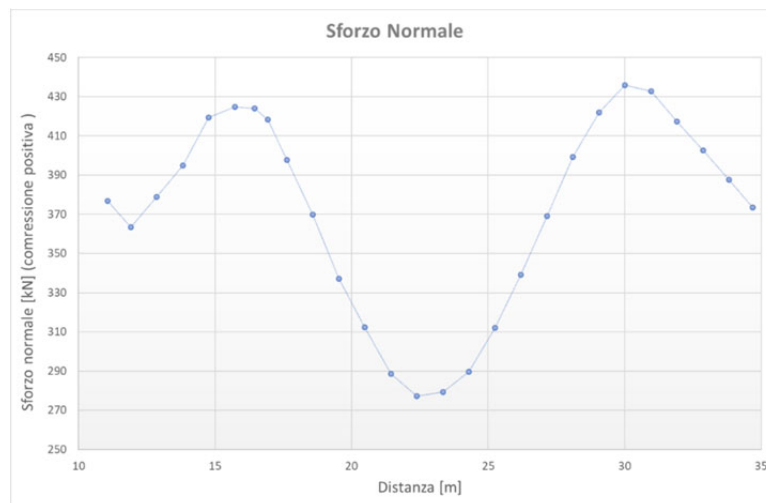


Figura 4-1: Sezione di calcolo S1 – Sostegno di prima fase – Sforzo Normale caratteristico

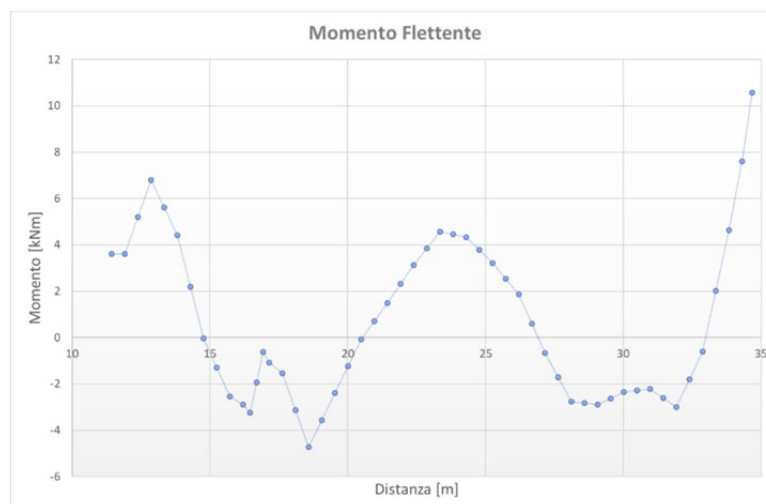
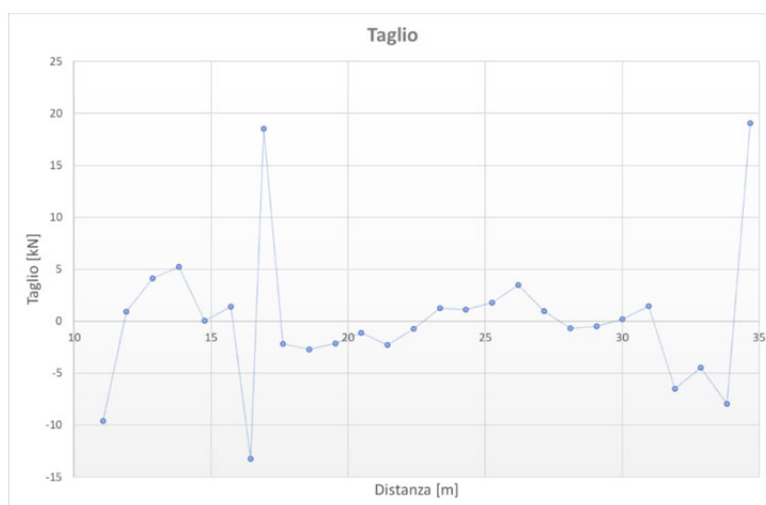


Figura 4-2: Sezione di calcolo S1 – Sostegno di prima fase – Momento Flettente caratteristico



**Figura 4-3:** Sezione di calcolo S1 – Sostegno di prima fase – Taglio caratteristico

L'andamento non omogeneo e le brusche inversioni di segno (picchi) delle sollecitazioni nei grafici sopra riportati, specialmente per il taglio, sono principalmente dovuti all'effetto della variazione stratigrafica della geologia. Questo aspetto è maggiormente evidente nei corrispondenti grafici riportati in Allegato, dove è possibile meglio apprezzare l'impatto sulle sollecitazioni nel punto di passaggio da una litologia all'altra. Nella seguente tabella si riportano i valori delle sollecitazioni di progetto (fattorizzate) ripartite fra gli elementi strutturali centina e calcestruzzo proiettato. Inoltre, è riportata la verifica strutturale dei due elementi in corrispondenza delle sezioni più rappresentative di calotta e piedritti maggiormente sollecitate.

**Tabella 4-1:** Sezione di calcolo S1 – Sostegno di prima fase – Ripartizione delle sollecitazioni di progetto tra centina e calcestruzzo proiettato e verifica strutturale

	Centina (2xIPE160)			Spritz (s=20 cm)	Centina	Spritz
	N <sub>d</sub> [kN/m]	M <sub>d</sub> [kNm/m]	V <sub>d</sub> [kN/m]	N <sub>d</sub> [kN/m]	σ <sub>id</sub> (MPa)	σ <sub>N</sub> (MPa)
<b>Calotta</b>	233.0	6.2	2.8	284.1	<b>83.8</b>	<b>1.4</b>
<b>Piedritti</b>	227.1	13.7	10.3	276.9	<b>114.5</b>	<b>1.4</b>

#### 4.2.2 Sezione di calcolo S2

Si riporta nel seguito l'andamento delle sollecitazioni caratteristiche (non fattorizzate) lungo la sviluppata del sostegno di prima fase in termini di sforzo normale (N), momento flettente (M) e taglio (V). I grafici delle stesse sollecitazioni sono anche riportati in Allegato.

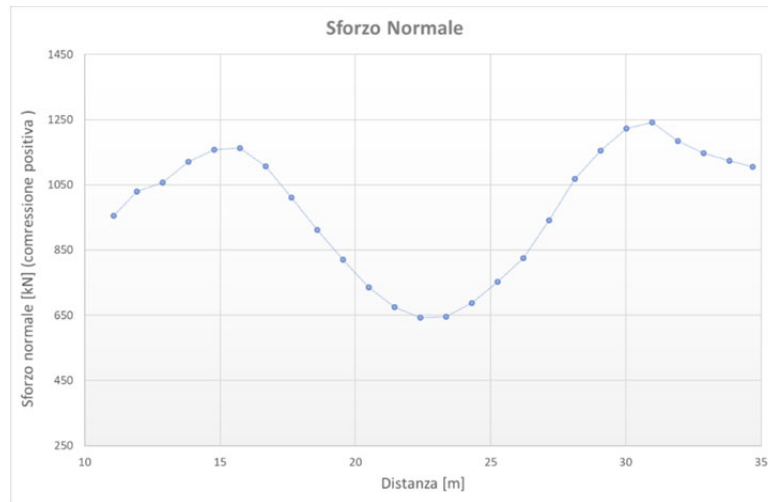


Figura 4-4: Sezione di calcolo S2 – Sostegno di prima fase – Sforzo Normale caratteristico

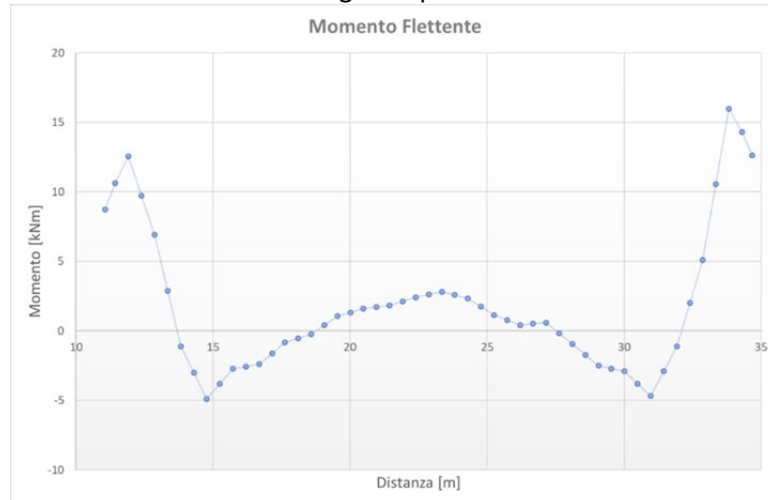


Figura 4-5: Sezione di calcolo S2 – Sostegno di prima fase – Momento Flettente caratteristico

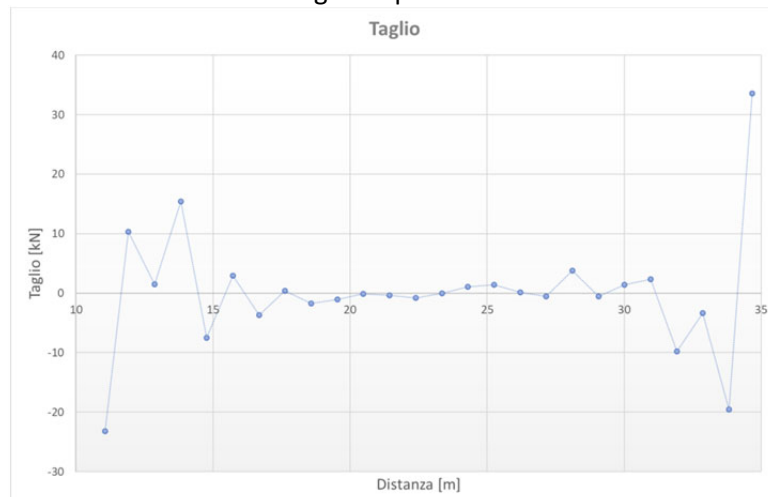


Figura 4-6: Sezione di calcolo S2 – Sostegno di prima fase – Taglio caratteristico



Nella seguente tabella si riportano i valori delle sollecitazioni di progetto (fattorizzate) ripartite fra gli elementi strutturali centina e calcestruzzo proiettato. Inoltre, è riportata la verifica strutturale dei due elementi in corrispondenza delle sezioni più rappresentative di calotta e piedritti maggiormente sollecitate.

**Tabella 4-2:** Sezione di calcolo S2 – Sostegno di prima fase – Ripartizione delle sollecitazioni di progetto tra centina e calcestruzzo proiettato e verifica strutturale

	Centina (2xIPE160)			Spritz (s=20cm)	Centina	Spritz
	$N_d$	$M_d$	$V_d$	$N_d$	$\sigma_{id}$	$\sigma_N$
	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	(MPa)	(MPa)
<b>Calotta</b>	726.8	6.1	3.0	886.3	<b>206.3</b>	<b>4.5</b>
<b>Piedritti</b>	658.5	20.8	25.4	803.0	<b>252.5</b>	<b>4.1</b>

#### 4.2.2.1 Verifica dell'ombrello di infilaggi

Nelle zone di imbocco e sbocco della galleria, interessate da materiale sciolto o roccia alterata, è previsto un presostegno in avanzamento con ombrello di infilaggi realizzati con micropali orizzontali, armati con tubi in acciaio, disposti al contorno della calotta e iniettati con malta cementizia. I tubi di armatura hanno un diametro  $d=139.7$  mm e spessore  $t=10$  mm, e sono disposti ad interasse pari a 0.40 m in modo da garantire un buon confinamento del terreno, evitando piccoli cinematismi locali e franamenti di materiale verso l'interno dello scavo. Il carico massimo per metro lineare gravante sul tubo è dato da:

$$q_{max} = 0.75 \cdot p_v \cdot i$$

dove:

$i$  = interasse tra i tubi ( $i=0.40$  m)

$p_v$  = carico verticale litostatico in calotta

In corrispondenza dell'infilaggio, grazie all'effetto tridimensionale del fronte (v. Szechy, 1966), si considera una pressione verticale  $p$  pari al 75% di  $p_v$ . La verifica della sezione resistente è condotta secondo uno schema di trave appoggiata, come avviene al fronte di scavo per ogni avanzamento, nella fase immediatamente prima della messa in opera della centina. In questa fase, infatti, l'appoggio dei tubi è costituito dalle centine installate nell'avanzamento precedente e dal terreno del fronte. La luce complessiva di calcolo  $L$  del tubo risulta pari a:

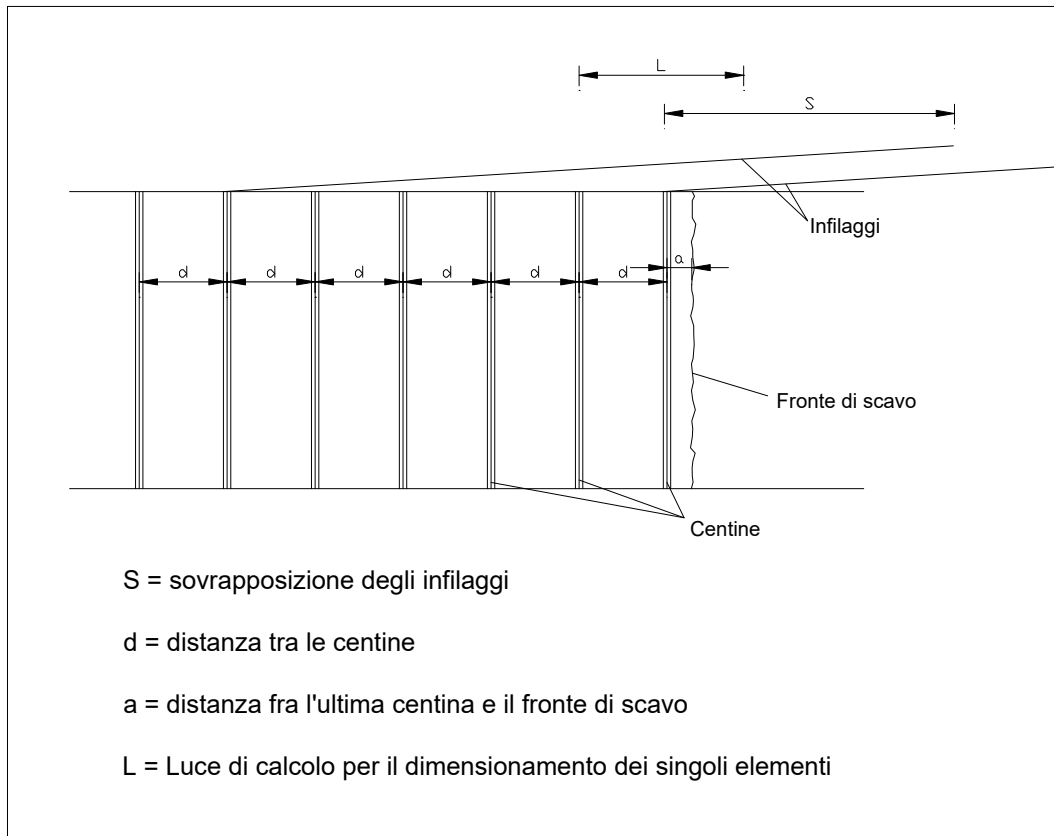
$$L = a + d + \delta$$

dove:

$d$  = distanza tra le centine

$a$  = distanza tra l'ultima centina e il fronte di scavo

$\delta$  = lunghezza fittizia di immersione degli infilaggi nel fronte di scavo



Sotto queste ipotesi è dunque necessario che lo scavo venga eseguito regolarmente secondo il passo delle centine e che queste insieme allo spritz vengano installate immediatamente al termine dello scavo. Assumendo nei calcoli un valore di "a" pari a 1.0 m e di "d" pari a 1.0 m e "δ" 0.5 m, il momento sollecitante massimo risulta:

$$M_{\max} = (1/12) \cdot q_{\max} \cdot L^2$$

Come indicato nelle NTC18, il momento flettente di calcolo  $M_{Ed}=M_{\max}$  deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

Considerato il rapporto  $d/t=13.97$ , e calcolando  $\varepsilon$  con la seguente espressione:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}} = 0.92 \text{ per un acciaio di classe S275}$$

Essendo  $d/t < 50 \cdot \varepsilon^2$ , la sezione oggetto di studio ricade nella classe 1 definita dalla normativa, e per essa la resistenza di calcolo a flessione retta  $M_{c,Rd}$  vale:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$



Il coefficiente di sicurezza per la stabilità  $\gamma_{M0}=1.05$  ed il modulo di resistenza  $W_{pl}$  dei tubi utilizzati ( $\phi 139.7/10$ ) è pari a  $168.6 \text{ cm}^3$ . Nella **Tabella 4-3**: Verifica dell'ombrello di infilaggi sono riportati i risultati delle verifiche condotte.

Tabella 4-3: Verifica dell'ombrello di infilaggi.

Armatura tubolare	i	p	q <sub>max</sub>	M <sub>Ed</sub>	M <sub>c,Rd</sub>
	m	kPa	kN/m	kNm	kNm
$\phi 139.7/10$	0.4	94.5	37.8	19.69	44.16

Le verifiche sono tutte soddisfatte.



## 5 Verifica della soluzione progettuale - rivestimenti definitivi

Sulla base dei risultati della modellazione agli elementi finiti, in termini di sollecitazioni sul rivestimento definitivo, vengono di seguito riportate le relative verifiche strutturali. Il rivestimento definitivo è costituito da una sezione in c.a. di spessore 60 cm armata simmetricamente con  $5\phi 20/ml$ . Tale sezione è considerata come sezione resistente nei domini di resistenza delle verifiche strutturali inclusi nel presente capitolo.

La verifica strutturale del rivestimento definitivo è stata eseguita amplificando le sollecitazioni di calcolo del fattore 1.3, in accordo al metodo degli stati limite ultimi, e del fattore 1.0, in accordo al metodo degli stati limite di esercizio.

M, N, T = sollecitazioni di calcolo caratteristiche per metro di galleria

Med , Ned , Ted = sollecitazioni di calcolo per metro moltiplicate per il coefficiente 1.3

### 5.1.1 Sezione di calcolo S1

Si riporta nel seguito l'andamento delle sollecitazioni caratteristiche (non fattorizzate) lungo la sviluppata del rivestimento definitivo in termini di sforzo normale (N), momento flettente (M) e taglio (V). I grafici delle stesse sollecitazioni sono anche riportati in Allegato.

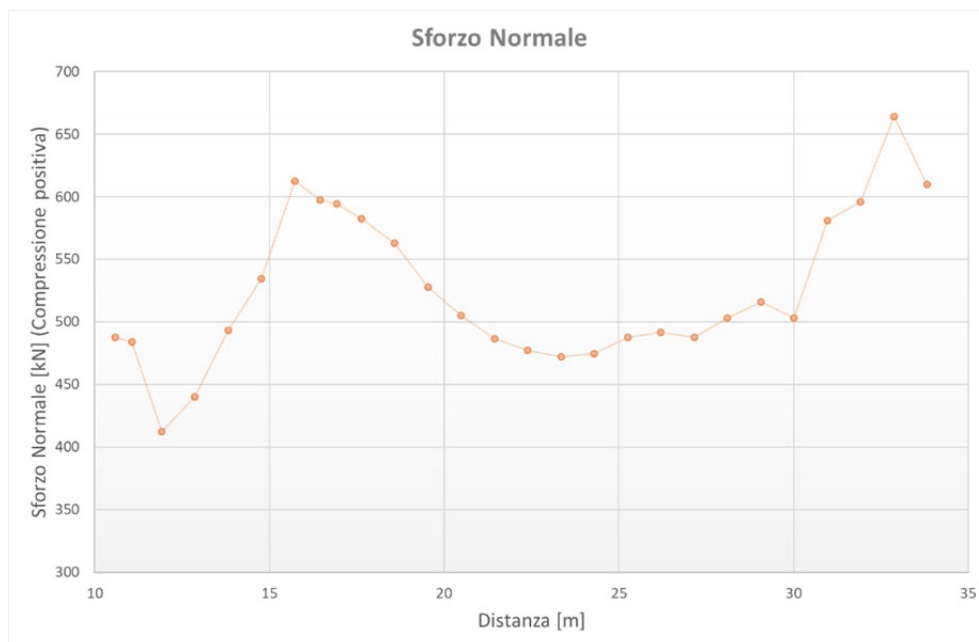
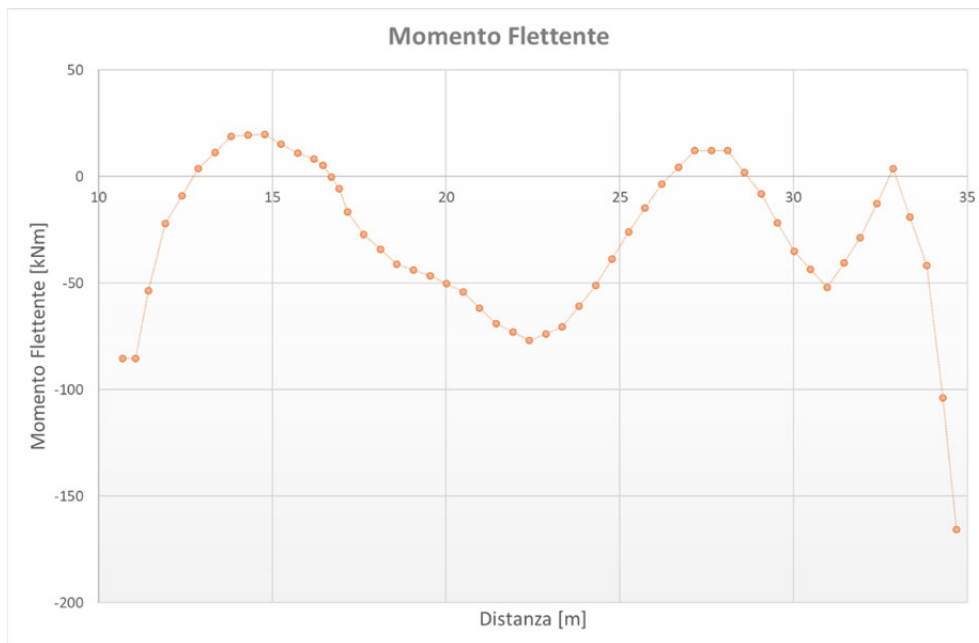
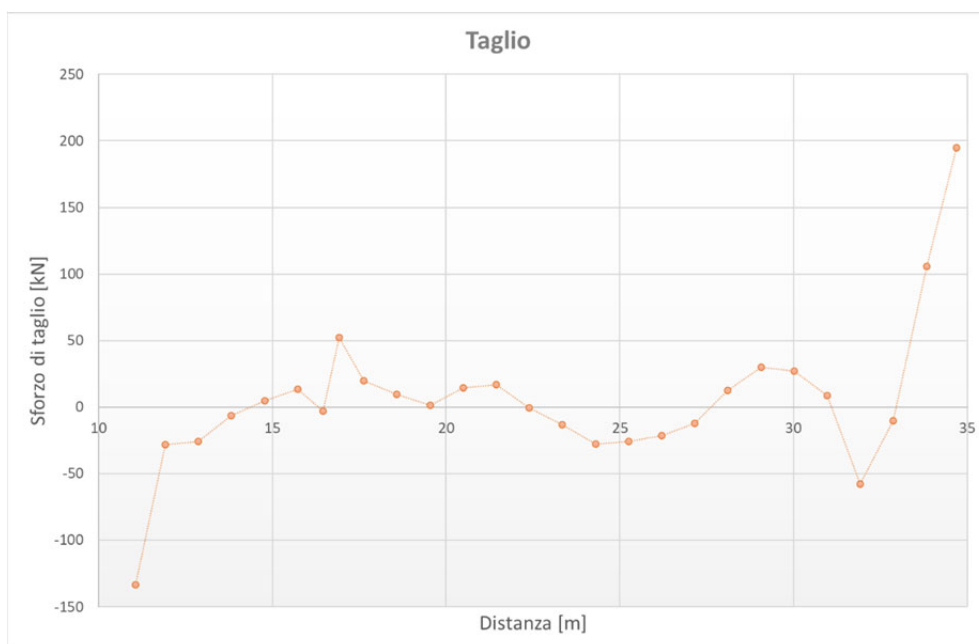


Figura 5-1: Sezione di calcolo S1 – Rivestimento Definitivo – Sforzo Normale caratteristico





**Figura 5-2:** Sezione di calcolo S1 – Rivestimento Definitivo – Momento Flettente caratteristico



**Figura 5-3:** Sezione di calcolo S1 – Rivestimento Definitivo – Taglio caratteristico

Si riporta nel seguito il risultato della verifica strutturale a presso-flessione agli S.L.U. del rivestimento definitivo, in termini di dominio di resistenza e sollecitazioni di progetto agenti.

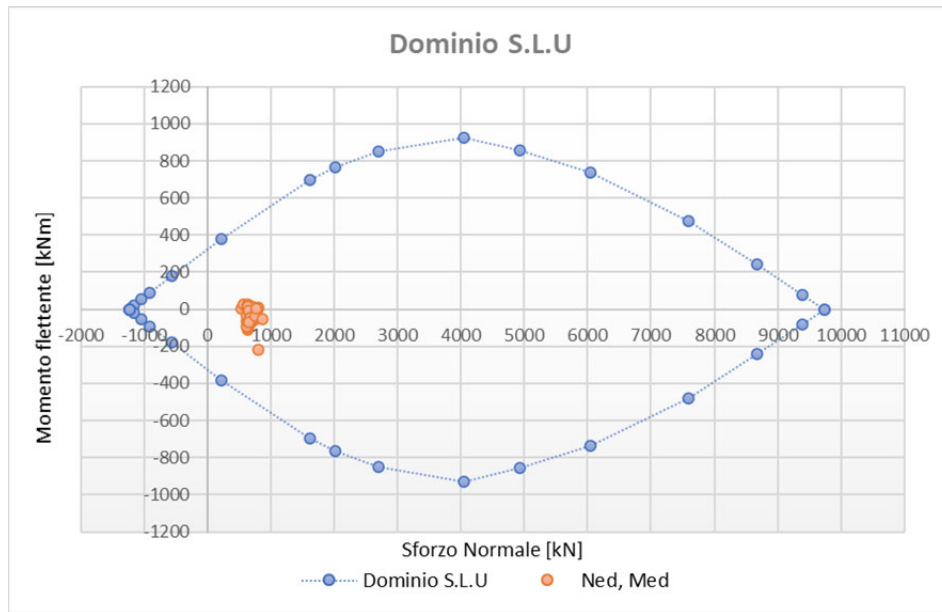


Figura 5-4: Sezione di calcolo S1 – Verifica SLU – Presso-flessione

La verifica a taglio del rivestimento è realizzata per la sezione più sollecitata. Si considera la resistenza a taglio di una sezione priva di armatura a taglio  $V_{Rd1}$

**Tabella 5-1:** Sezione di calcolo S1 – Rivestimento definitivo – Verifica a taglio

$N_{ed}$ [kN/m]	$V_{ed}$ [kN/m]	$V_{Rd1}$ [kN/m]
792.6	253.2	336.1

dove:

$N_{ed}$  = sforzo normale di progetto (fattorizzato per 1.3)

$V_{ed}$  = sforzo di taglio di progetto (fattorizzato per 1.3)

$V_{Rd1}$  = resistenza a taglio di una sezione priva di armatura a taglio

Nel seguito si riportano le verifiche a S.L.E della sezione maggiormente sollecitata:

**Tabella 5-2:** Sezione di calcolo S1 – Rivestimento definitivo – Verifica a SLE

N [kN/m]	M [kN/m]	$\sigma_{-max}$ [MPa]	$\sigma_{+max}$ [MPa]
609.7	165.8	-54.6	4.2

dove:

N = sforzo normale caratteristico

M = momento flettente caratteristico

$\sigma_{-max}$ : tensione massima di trazione nell'armatura

$\sigma_{+max}$ : tensione massima di compressione nel calcestruzzo



### 5.1.2 Sezione di calcolo S2

Si riporta nel seguito l'andamento delle sollecitazioni caratteristiche (non fattorizzate) lungo la sviluppata del rivestimento definitivo in termini di sforzo normale (N), momento flettente (M) e taglio (V). I grafici delle stesse sollecitazioni sono anche riportati in Allegato.

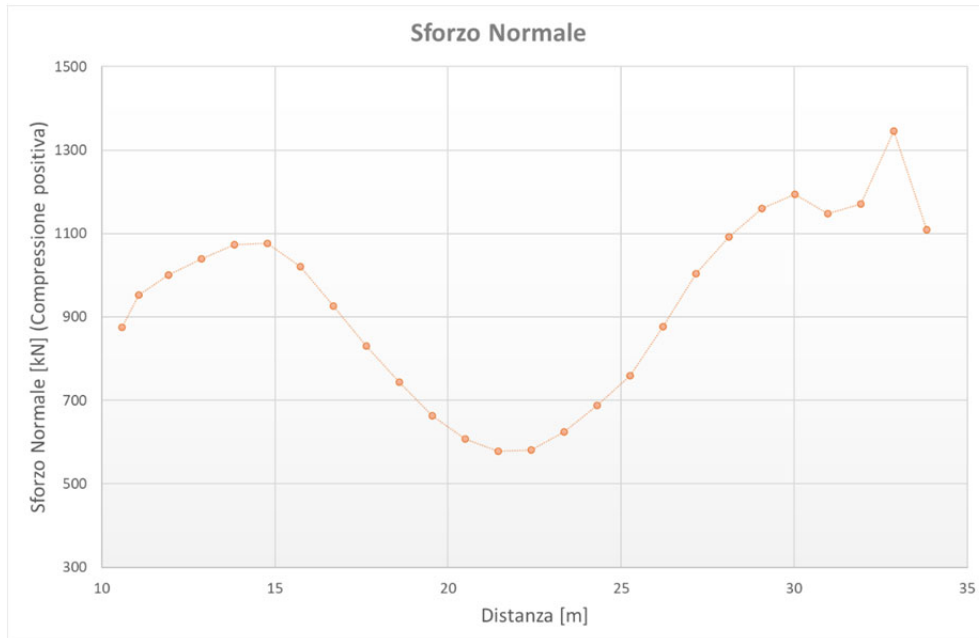


Figura 5-5: Sezione di calcolo S2 – Rivestimento Definitivo – Sforzo Normale caratteristico

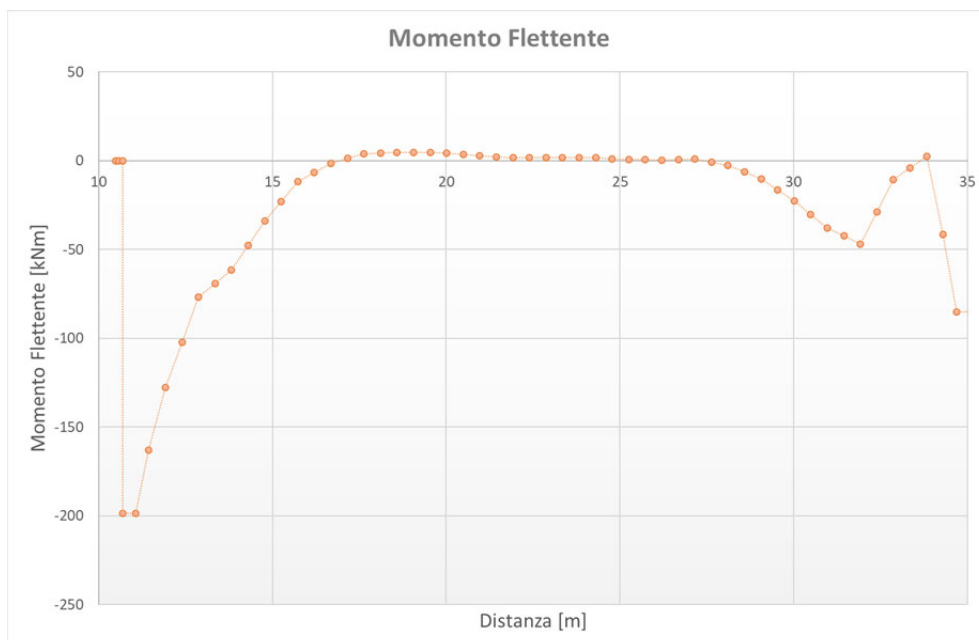
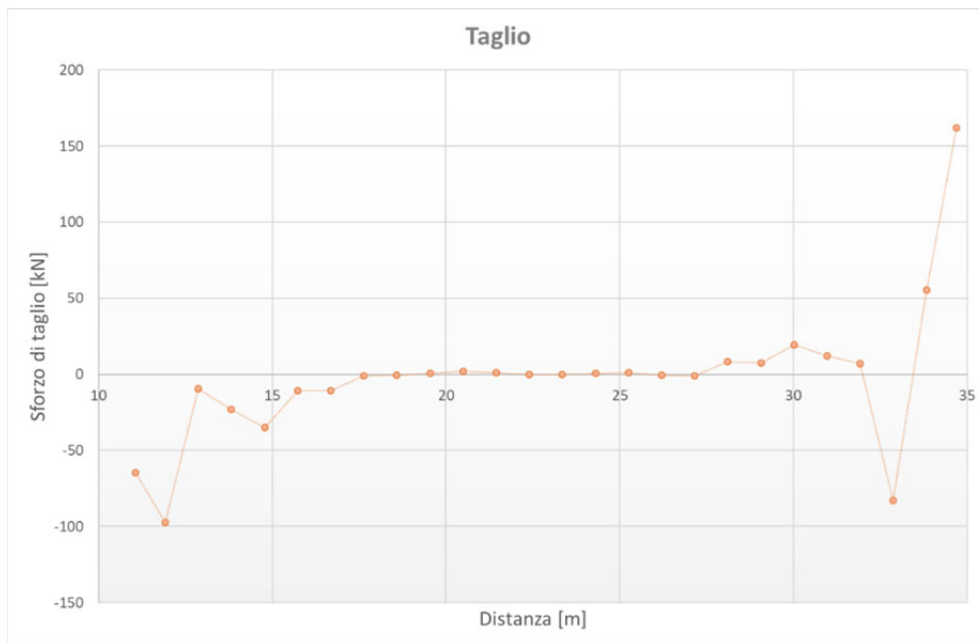
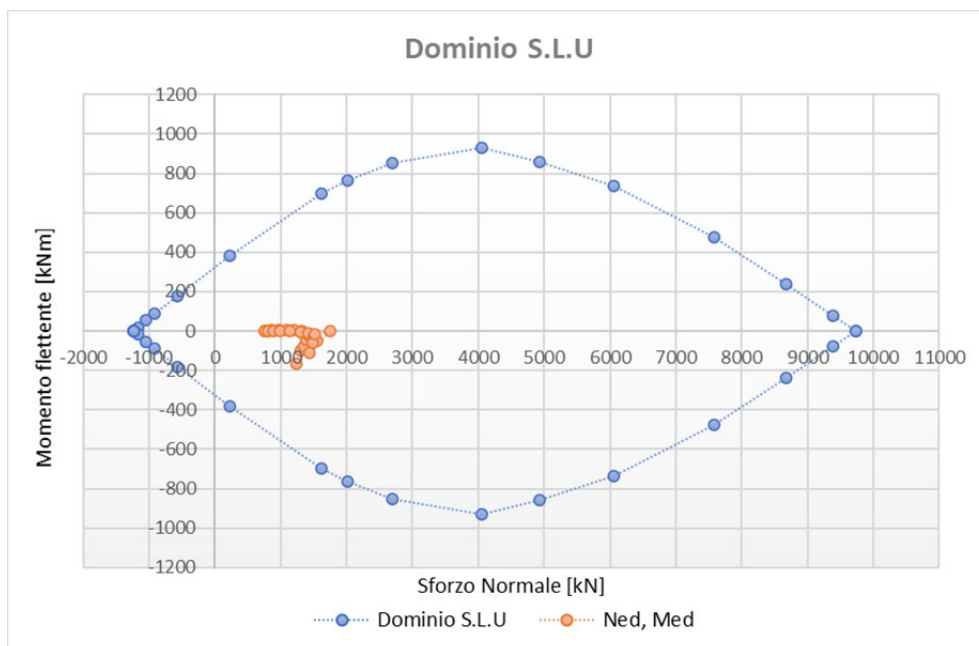


Figura 5-6: Sezione di calcolo S2 – Rivestimento Definitivo – Momento Flettente caratteristico



**Figura 5-7:** Sezione di calcolo S2 – Rivestimento Definitivo – Taglio caratteristico

Si riporta nel seguito il risultato della verifica strutturale agli stati limite ultimi del rivestimento definitivo, in termini di dominio di resistenza a presso-flessione e sollecitazioni di progetto agenti.



**Figura 5-8:** Sezione di calcolo S2 – Verifica SLU – Presso-flessione

La verifica a taglio del rivestimento è realizzata per la sezione più sollecitata. Si considera la resistenza a taglio di calcolo di una sezione priva di armatura a taglio  $V_{Rd1}$

**Tabella 5-3:** Sezione di calcolo S2 – Rivestimento definitivo – Verifica a taglio

$N_{ed}$ [kN/m]	$V_{ed}$ [kN/m]	$V_{Rd1}$ [kN/m]
1440.6	210.3	425.2

dove:

$N_{ed}$  = sforzo normale di progetto (fattorizzato per 1.3)

$V_{ed}$  = sforzo di taglio di progetto (fattorizzato per 1.3)

$V_{Rd1}$  = resistenza a taglio sezione priva di armatura a taglio

Nel seguito si riportano le verifiche a S.L.E della sezione maggiormente sollecitata:

**Tabella 5-4:** Sezione di calcolo S2– Rivestimento definitivo – Verifica a SLE

$N$ [kN/m]	$M$ [kN/m]	$\sigma_{-max}$ [MPa]	$\sigma_{+max}$ [MPa]
952.3	127.8	-2.0	3.3

dove:

$N$  = sforzo normale caratteristico

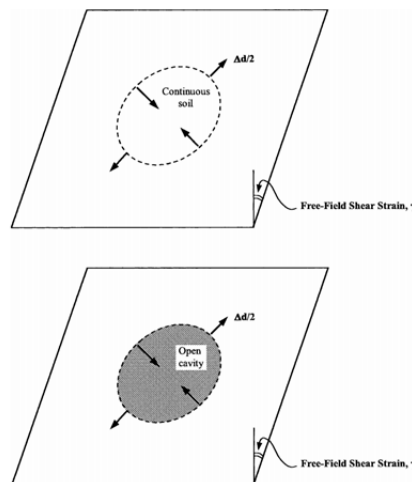
$M$  = momento flettente caratteristico

$\sigma_{-max}$ : tensione massima di trazione nell'armatura

$\sigma_{+max}$ : tensione massima di compressione nel calcestruzzo

### 5.1.3 Verifica sismica

Per quanto riguarda la metodologia utilizzata, si è fatto riferimento all'approccio pseudo-statico di Wang 1993; Power et al. 1996 e Hashash et al. 2001. Tale approccio definisce una distorsione angolare (deformazione in campo libero) dovuto all'effetto della propagazione dell'onda sismica. Per campo libero si intende la deformazione che subisce il terreno in assenza della struttura, assumendo che la struttura, durante un sisma, si muova insieme al terreno circostante, in modo che subisca le stesse deformazioni del terreno. Tali deformazioni vengono imposte alla struttura per derivare le sollecitazioni nella struttura.



**Figura 5-9:** Distorsione angolare - Deformazione in campo libero (Wang, 1993)



La massima deformazione a taglio (o distorsione angolare) è data dal rapporto tra la massima velocità di picco al suolo delle onde di taglio e dalla loro velocità di propagazione:

$$\gamma_{max} = \frac{V_s}{V_{s,eq}}$$

Le accelerazioni sismiche per i vari stati limite sismici, sono estratti dall'elaborato di riferimento "Elaborato G14 - Verifiche di stabilità ante operam".

#### Dati generali

Tipo opera:	3 – Grandi Opere
Classe d'uso:	Classe IV
Vita nominale:	100.0 [anni]
Vita di riferimento:	200.0 [anni]

S.L.Stato limite	TRTempo ritorno [anni]	ag [m/s <sup>2</sup> ]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	120.0	0.55	2.52	0.4
S.L.D.	201.0	0.67	2.55	0.44
S.L.V.	1898.0	1.29	2.82	0.54
S.L.C.	2475.0	1.38	2.86	0.54

**Figura 5-10:** Verifica sismica – Parametri sismici estratti dalla relazione Elaborato "G14 - Verifiche di stabilità ante operam"

La verifica sismica del rivestimento della galleria fa riferimento cautelativamente agli S.L.C, per la quale corrisponde un valore di  $ag/g=0.14$ . I coefficienti amplificativi dell'accelerazione sismica e il valore di massima deformazione a taglio (distorsione) ottenuti sono riportati nella tabella successiva:

**Tabella 5-5:** Parametri sismici e massima deformazione a taglio (distorsione)

Zona Sismica	3	-	
ag	0.14	g	Accelerazione sismica SLC
S <sub>T</sub>	1		Coefficiente topografico T1 (NTC 2018)
S <sub>s</sub>	1.2	-	Coefficiente categoria di suolo B (NTC 2018)
ag <sub>max</sub>	0.168	g	Accelerazione sismica SLC massima
H <sub>max</sub>	5.0	m	Copertura del tunnel
C (H <sub>max</sub> )	1.00	-	Coefficiente di riduzione copertura (Power, et al. 1996)
ag <sub>zmax</sub>	0.168	g	Accelerazione sismica SLC massima corretta per copertura
k=V <sub>s</sub> /PGA <sub>zmax</sub>	102	cm/s/g	Rapporto della velocità di picco al suolo e accelerazione di picco al suolo (Power, et al. 1996)
V <sub>s</sub>	0.171	m/s	Velocità di picco al suolo
V <sub>s,eq</sub>	397.6	m/s	Velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio (minimo del range sezioni 1-15 da relazione Elaborato G00 - Relazione geologica)
γ <sub>max</sub>	<b>4.31E-04</b>	-	Massima deformazione a taglio

Il valore di massima deformazione a taglio ottenuto è stato introdotto nelle formule analitiche di Wang (1993). Data la presenza dello strato di impermeabilizzazione che separa fisicamente il rivestimento definitivo dal sostegno di prima fase, si assume la possibilità di un completo scorrimento del rivestimento definitivo rispetto al terreno circostante in caso di sisma (condizione di "full slip").



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

$$F = \frac{E_m (1 - \nu_1^2) R^3}{6E_1 I (1 + \nu_m)}$$

$$T_{\max} = \pm \frac{1}{6} K_1 \frac{E_m}{(1 + \nu_m)} R g_{\max}$$

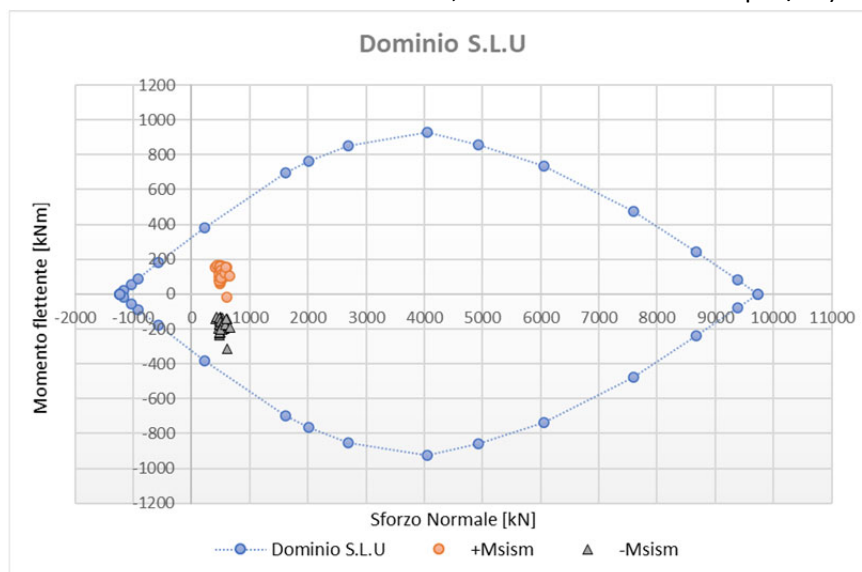
$$M_{\max} = \pm \frac{1}{6} K_1 \frac{E_m}{(1 + \nu_m)} R^2 g_{\max}$$

La verifica sismica è condotta per la sezione di calcolo S1 considerando la maggiore influenza degli effetti sismici per una sezione di galleria in condizioni superficiali. L'applicazione delle formule analitiche di Wang per il caso in esame forniscono i seguenti valori di sollecitazioni sismiche:

**Tabella 5-6:** Sollecitazioni sismiche

$\nu_1$	0.25	-	Coefficiente Poisson del rivestimento
$R$	5.2	MPa	Raggio del tunnel
$E_1$	30000	MPa	Modulo elastico del rivestimento
$s$	0.6	m	Spessore del rivestimento
$I$	0.018	m <sup>4</sup>	Momento d'inerzia del rivestimento
$F$	3.9	-	Rapporto di flessibilità
$\nu_m$	0.25	-	Coefficiente Poisson del terreno
$E_m$	119	MPa	Modulo elastico del terreno
$\gamma_{\max}$	0.00043	-	Massima deformazione a taglio
$K_1$	0.80	-	Coefficiente di risposta del rivestimento
$T_{\max}$	<b>0.028</b>	MN	Massimo sforzo normale sismico
$M_{\max}$	<b>0.148</b>	MNm	Massimo momento flettente sismico

La condizione sismica SLC è considerata come combinazione eccezionale e si valuta lo stato limite ultimo dell'opera. Le massime sollecitazioni sismiche ottenute sono state sommate alle sollecitazioni statiche caratteristiche (non fattorizzate), assumendo a favore di sicurezza che il massimo momento e sforzo normale sismico agiscano in tutti i punti del rivestimento. Dato il valore irrilevante dello sforzo normale sismico rispetto alle corrispondenti sollecitazioni statiche, si valuta il solo effetto (positivo e negativo) del momento flettente sismico. I risultati sono riportati nella figura seguente all'interno del dominio di resistenza (Sezione di riferimento:  $b=100$  cm  $h=60$  cm, armatura simmetrica  $5\phi 20$ /ml).



**Figura 5-11:** Verifica sismica – Dominio di resistenza



## 6 Allegati

### 6.1 Sezione di calcolo S1 – Sostegno di prima fase

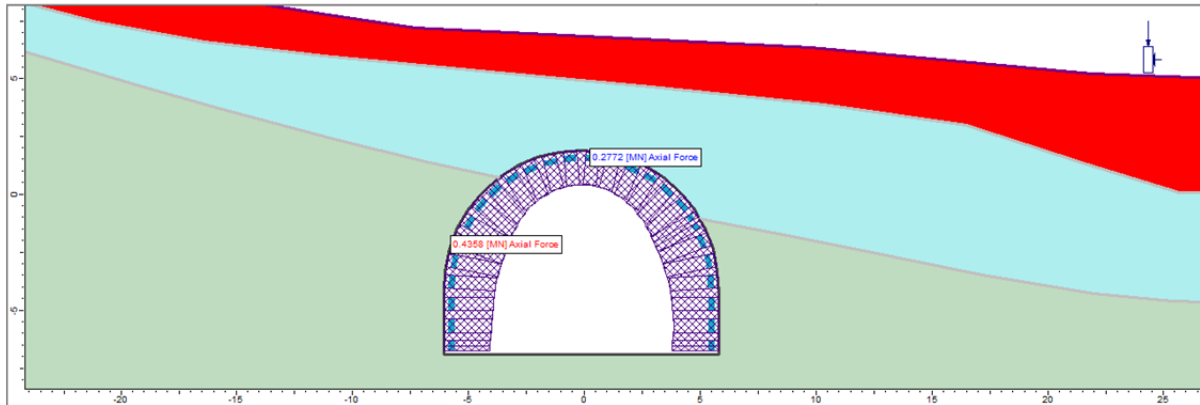


Figura 6-1: Sezione di calcolo S1 – Sostegno di prima fase – Sforzo Normale caratteristico

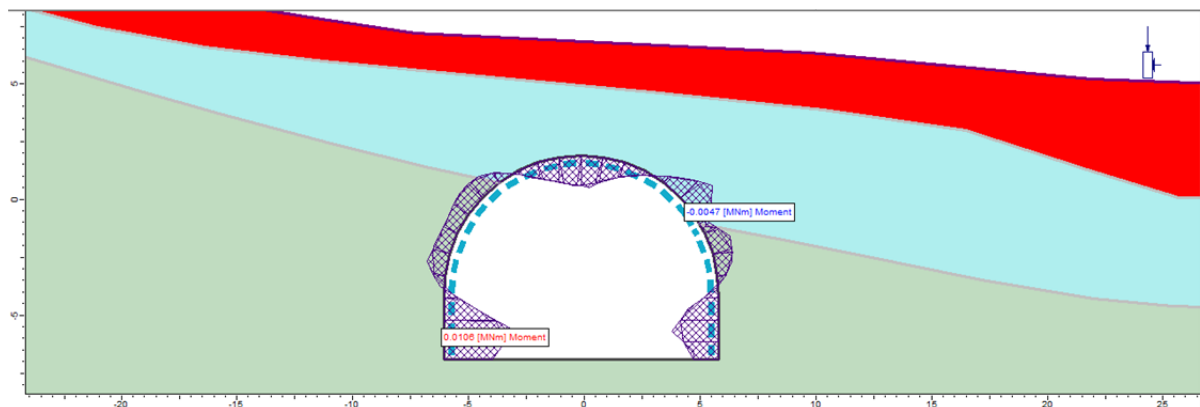


Figura 6-2: Sezione di calcolo S1 – Sostegno di prima fase – Momento Flettente caratteristico

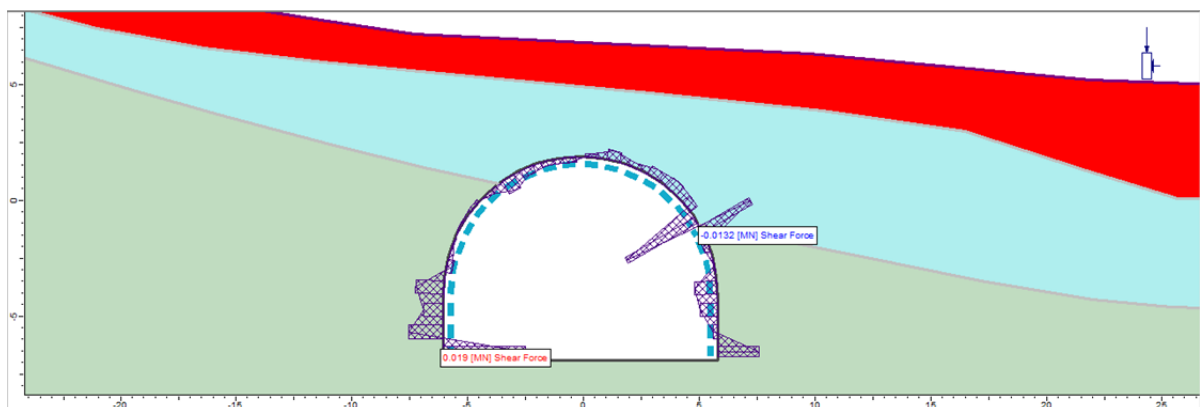


Figura 6-3: Sezione di calcolo S1 – Sostegno di prima fase – Taglio caratteristico





**Tabella 6-1: Sezione di calcolo S1 – Sostegno di prima fase – Tabulati di calcolo delle sollecitazioni**

Start_ Node	End_ Node	Start_ Node_X	Start_ Node_Y	End_ Node_X	End_ Node_Y	Distance	Axial_ force	Moment_ Mid	Shear_ force	Displace ment
[-]	[-]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[MN/m]	[MN*m/m]	[MN/m]	[m]
16	17	5.79103	-6.9006	5.79103	-6.14698	11.064	0.376809	0.003614	-0.00959	1.80E-02
17	18	5.79103	-6.14698	5.79103	-5.19362	11.917	0.363398	6.80E-03	0.000894	1.64E-02
18	19	5.79103	-5.19362	5.79103	-4.24026	12.87	0.378809	4.42E-03	4.11E-03	1.56E-02
19	20	5.79103	-4.24026	5.74776	-3.28864	13.823	0.394894	-3.37E-05	0.005236	1.54E-02
20	21	5.74776	-3.28864	5.55705	-2.3556	14.776	0.419486	-2.55E-03	5.70E-05	1.52E-02
21	22	5.55705	-2.3556	5.21907	-1.46526	15.728	0.424716	-3.25E-03	0.001398	1.46E-02
22	23	5.21907	-1.46526	4.97048	-1.03507	16.453	0.424099	-6.22E-04	-0.01325	1.35E-02
23	24	4.97048	-1.03507	4.74259	-0.6407	16.929	0.418274	-1.55E-03	0.018537	1.33E-02
24	25	4.74259	-0.6407	4.13996	0.096709	17.633	0.397822	-4.74E-03	-0.00218	1.46E-02
25	26	4.13996	0.096709	3.42681	0.727851	18.585	0.369935	-0.0024	-0.00272	1.64E-02
26	27	3.42681	0.727851	2.6216	1.23636	19.537	0.337204	-7.98E-05	-0.00217	1.88E-02
27	28	2.6216	1.23636	1.74523	1.60907	20.49	0.31227	1.50E-03	-0.00114	2.17E-02
28	29	1.74523	1.60907	0.82041	1.8363	21.442	0.288617	0.003128	-0.00229	2.43E-02
29	30	0.82041	1.8363	-0.128893	1.91217	22.394	0.277164	0.00457	-0.00074	0.025825
30	31	-0.128893	1.91217	-1.0782	1.8363	23.347	0.279316	4.33E-03	0.001248	0.025714
31	32	-1.0782	1.8363	-2.00302	1.60907	24.299	0.289709	0.003218	0.001083	0.024137
32	33	-2.00302	1.60907	-2.87939	1.23636	25.251	0.311966	0.001851	0.001788	0.021755
33	34	-2.87939	1.23636	-3.68459	0.727851	26.204	0.339063	-0.00067	0.003496	0.019354
34	35	-3.68459	0.727851	-4.39775	0.096709	27.156	0.368973	-2.78E-03	0.00094	0.017118
35	36	-4.39775	0.096709	-5.00038	-0.6407	28.108	0.399326	-0.0029	-0.00067	0.015364
36	37	-5.00038	-0.6407	-5.47686	-1.46526	29.061	0.421945	-0.00236	-0.00048	0.014776
37	38	-5.47686	-1.46526	-5.81483	-2.3556	30.013	0.435836	-0.00222	2.00E-04	0.014904
38	39	-5.81483	-2.3556	-6.00555	-3.28864	30.965	0.43269	-0.00301	0.001447	0.015455
39	40	-6.00555	-3.28864	-6.04882	-4.24026	31.918	0.41727	-0.0006	-0.00651	0.016334
40	41	-6.04882	-4.24026	-6.04882	-5.19362	32.871	0.402514	4.64E-03	-0.00448	0.017206
41	42	-6.04882	-5.19362	-6.04882	-6.14698	33.824	0.387672	0.010562	-0.00795	0.017444
42	43	-6.04882	-6.14698	-6.04882	-6.9006	34.678	0.373504	0.007175	0.019042	0.016749



## 6.2 Sezione di calcolo S2 – Sostegno di prima fase

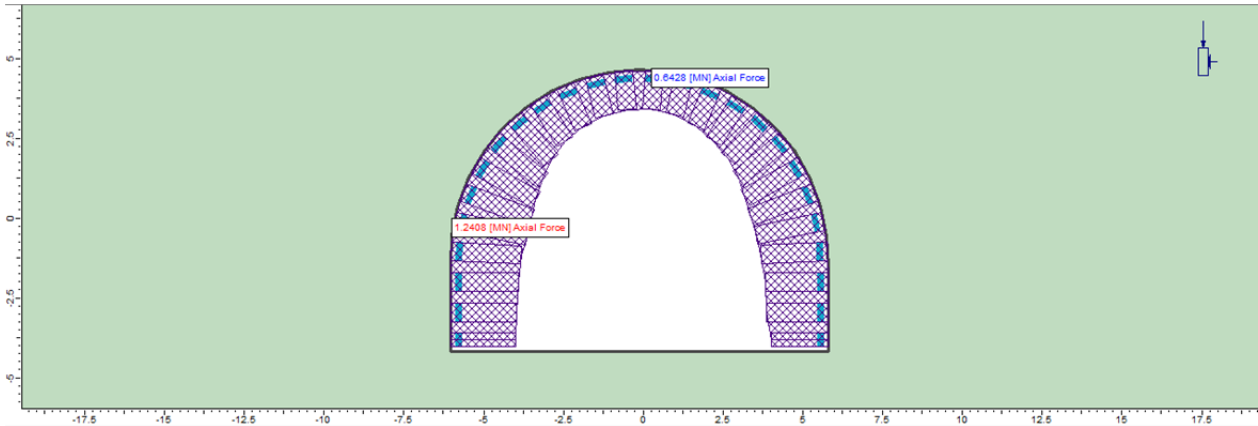


Figura 6-4: Sezione di calcolo S2 – Sostegno di prima fase – Sforzo Normale caratteristico

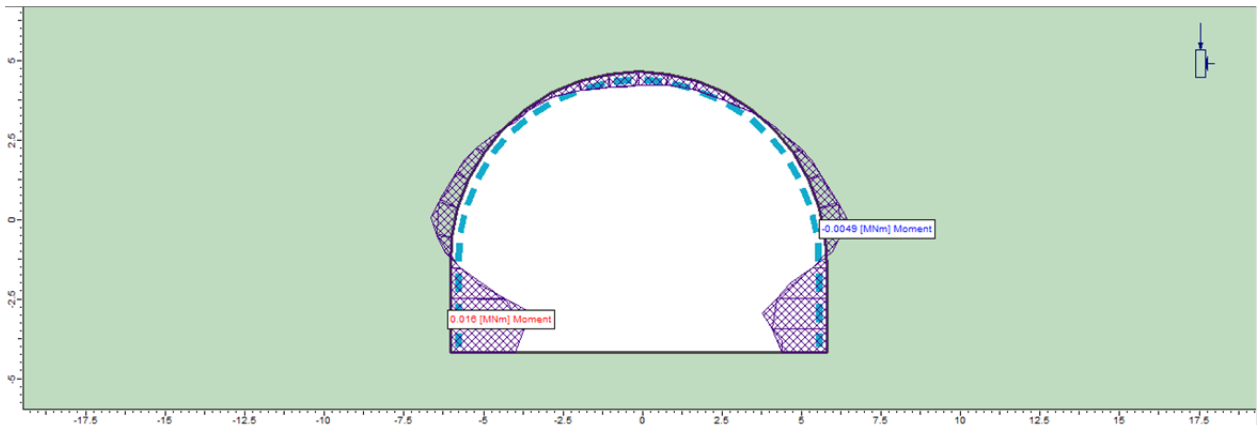


Figura 6-5: Sezione di calcolo S2 – Sostegno di prima fase – Momento Flettente caratteristico

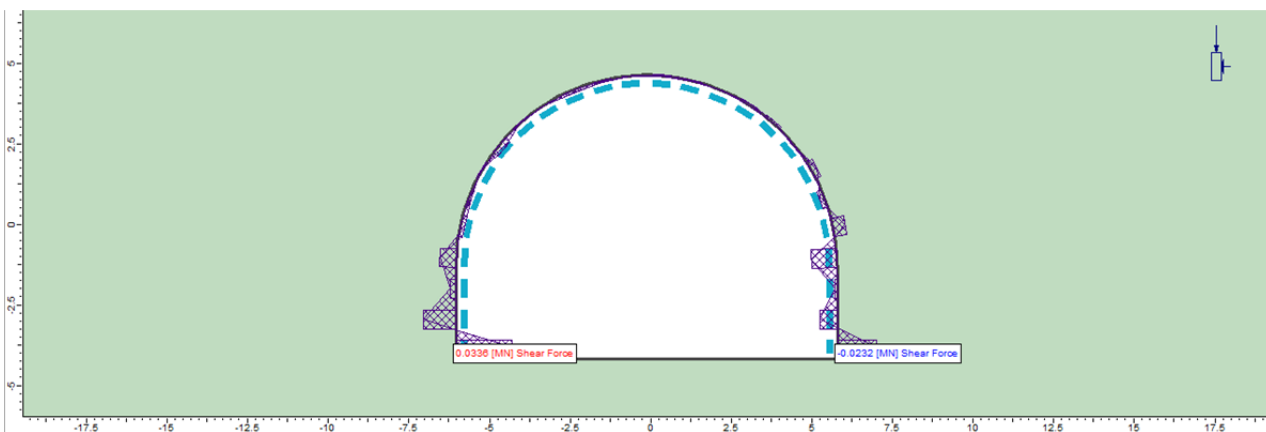


Figura 6-6: Sezione di calcolo S2 – Sostegno di prima fase – Taglio caratteristico



**Tabella 6-2: Sezione di calcolo S2 – Sostegno di prima fase – Tabulati di calcolo delle sollecitazioni**

Start_Node	End_Node	Start_Node_X	Start_Node_Y	End_Node_X	End_Node_Y	Distance	Axial_force	Moment_Mid	Shear_force	Displacement
[-]	[-]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[MN/m]	[MN*m/m]	[MN/m]	[m]
16	17	5.78953	-4.17953	5.78953	-3.42592	11.064	0.955859	0.00874	-0.0232	9.22E-03
17	18	5.78953	-3.42592	5.78953	-2.47256	11.917	1.02977	1.25E-02	0.010347	6.62E-03
18	19	5.78953	-2.47256	5.78953	-1.5192	12.87	1.05767	6.90E-03	1.50E-03	5.67E-03
19	20	5.78953	-1.5192	5.74625	-0.56758	13.823	1.12122	-1.13E-03	0.015378	6.53E-03
20	21	5.74625	-0.56758	5.55554	0.36546	14.776	1.15848	-4.89E-03	-7.49E-03	7.90E-03
21	22	5.55554	0.36546	5.21756	1.2558	15.728	1.16325	-2.74E-03	0.002967	9.33E-03
22	23	5.21756	1.2558	4.74109	2.08036	16.681	1.10642	-2.39E-03	-0.00369	1.09E-02
23	24	4.74109	2.08036	4.13846	2.81777	17.633	1.01125	-8.39E-04	0.000427	1.26E-02
24	25	4.13846	2.81777	3.4253	3.44891	18.585	0.91143	-2.31E-04	-0.00171	1.44E-02
25	26	3.4253	3.44891	2.6201	3.95743	19.537	0.820752	0.001068	-0.00102	1.61E-02
26	27	2.6201	3.95743	1.74373	4.33013	20.49	0.735332	1.60E-03	-9.20E-05	1.77E-02
27	28	1.74373	4.33013	0.818904	4.55736	21.442	0.67561	1.83E-03	-0.0004	1.90E-02
28	29	0.818904	4.55736	-0.1304	4.63324	22.394	0.642787	0.002413	-0.00081	1.99E-02
29	30	-0.1304	4.63324	-1.0797	4.55736	23.347	0.645022	0.002823	-4.44E-05	0.020234
30	31	-1.0797	4.55736	-2.00453	4.33013	24.299	0.687309	2.34E-03	0.001063	0.019958
31	32	-2.00453	4.33013	-2.8809	3.95743	25.251	0.752135	0.001142	0.001448	0.019115
32	33	-2.8809	3.95743	-3.6861	3.44891	26.204	0.825436	0.000404	0.000102	0.017906
33	34	-3.6861	3.44891	-4.39926	2.81777	27.156	0.941005	0.000602	-0.00052	0.016447
34	35	-4.39926	2.81777	-5.00188	2.08036	28.108	1.06793	-9.54E-04	0.003785	0.01467
35	36	-5.00188	2.08036	-5.47836	1.2558	29.061	1.15541	-0.00251	-0.00052	0.01288
36	37	-5.47836	1.2558	-5.81634	0.36546	30.013	1.22237	-0.00292	0.001379	0.01134
37	38	-5.81634	0.36546	-6.00705	-0.56758	30.965	1.24085	-0.00468	2.32E-03	0.010368
38	39	-6.00705	-0.56758	-6.05032	-1.5192	31.918	1.18396	-0.00113	-0.00977	0.01012
39	40	-6.05032	-1.5192	-6.05032	-2.47256	32.871	1.14653	0.005107	-0.00331	0.010082
40	41	-6.05032	-2.47256	-6.05032	-3.42592	33.824	1.1242	1.60E-02	-0.01951	0.009542
41	42	-6.05032	-3.42592	-6.05032	-4.17953	34.678	1.10475	0.012644	0.033555	0.007859



### 6.3 Sezione di calcolo S1 – Rivestimento definitivo

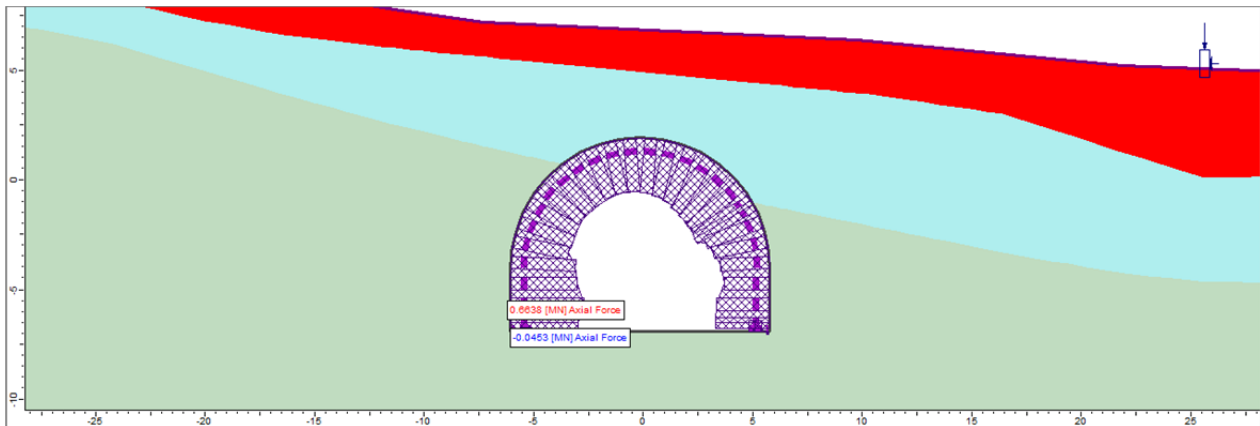


Figura 6-7: Sezione di calcolo S1 – Rivestimento Definitivo – Sforzo Normale caratteristico

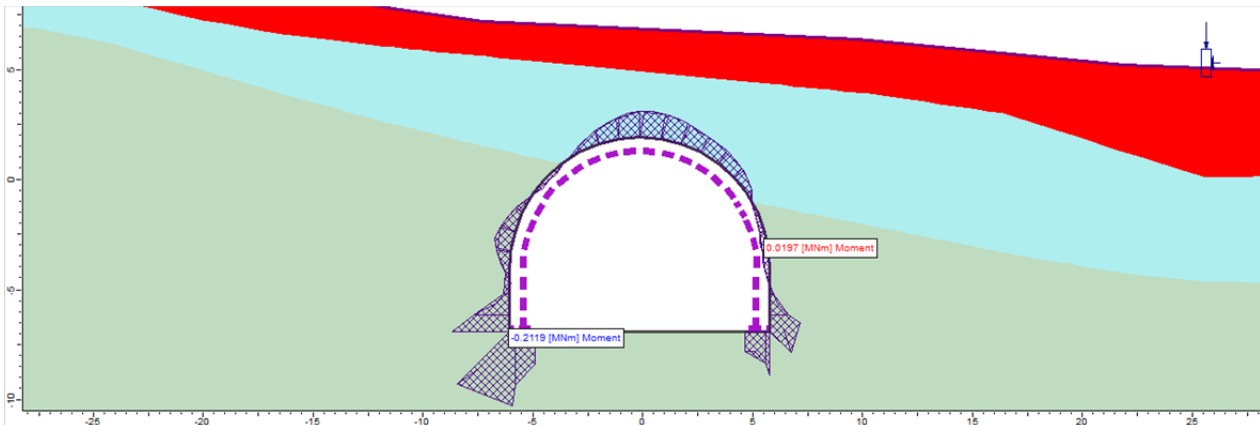


Figura 6-8: Sezione di calcolo S1 – Rivestimento Definitivo – Momento Flettente caratteristico

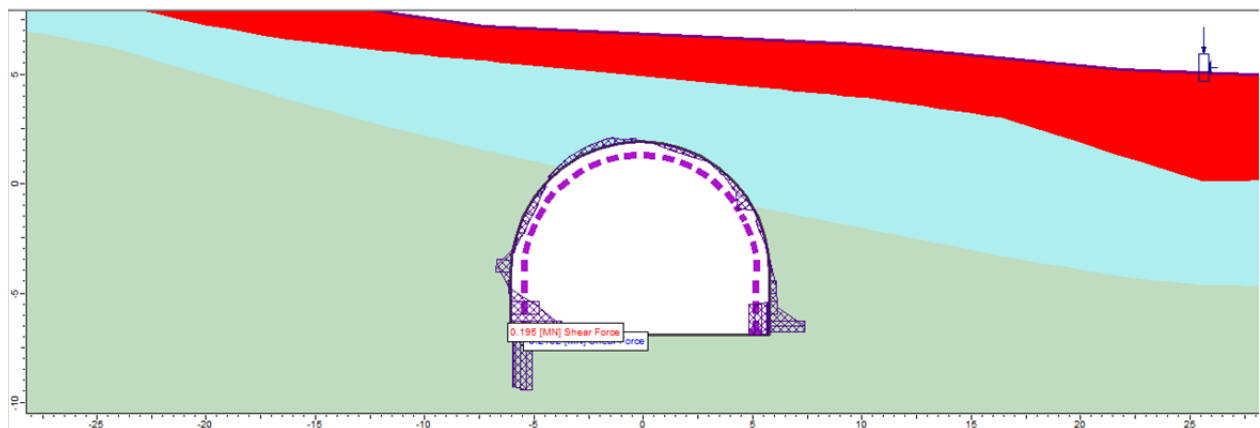


Figura 6-9: Sezione di calcolo S1 – Rivestimento Definitivo – Taglio caratteristico



**Tabella 6-3: Sezione di calcolo S1 – Rivestimento Definitivo – Tabulati di calcolo delle sollecitazioni**

Start_Nod e	End_Node	Start_ Node_X	Start_ Node_Y	End_ Node_X	End_ Node_Y	Distance	Axial_ force	Moment_ Mid	Shear_ force	Displacem ent
[-]	[-]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[MN/m]	[MN*m/m ]	[MN/m]	[m]
14	15	4.63792	-6.9006	5.59128	-6.9006	10.01	0.099586	-0.0555666	0.11657	3.72E-02
15	16	5.59128	-6.9006	5.79103	-6.9006	10.587	-0.027258	-1.23E-01	0.122863	3.40E-02
16	17	5.79103	-6.9006	5.79103	-6.14698	11.064	0.487536	-0.0854602	-0.13327	3.25E-02
17	18	5.79103	-6.14698	5.79103	-5.19362	11.917	0.483823	-0.0219127	-0.02797	3.14E-02
18	19	5.79103	-5.19362	5.79103	-4.24026	12.87	0.412363	0.0036308	-0.02562	3.11E-02
19	20	5.79103	-4.24026	5.74776	-3.28864	13.823	0.440197	0.0189449	-0.00651	3.15E-02
20	21	5.74776	-3.28864	5.55705	-2.3556	14.776	0.493183	0.019732	0.004864	3.20E-02
21	22	5.55705	-2.3556	5.21907	-1.46526	15.728	0.534503	1.10E-02	0.013424	3.20E-02
22	23	5.21907	-1.46526	4.97048	-1.03507	16.453	0.612653	0.0053471	-0.00288	3.14E-02
23	24	4.97048	-1.03507	4.74259	-0.6407	16.929	0.597373	-0.0058230	0.052188	3.14E-02
24	25	4.74259	-0.6407	4.13996	0.096709	17.633	0.594364	-2.72E-02	0.019908	3.26E-02
25	26	4.13996	0.096709	3.42681	0.727851	18.585	0.582613	-4.12E-02	0.009598	3.36E-02
26	27	3.42681	0.727851	2.6216	1.23636	19.537	0.562745	-4.65E-02	0.001538	3.46E-02
27	28	2.6216	1.23636	1.74523	1.60907	20.49	0.527718	-0.0542139	0.014577	3.61E-02
28	29	1.74523	1.60907	0.82041	1.8363	21.442	0.50508	-0.0691582	0.016807	3.75E-02
29	30	0.82041	1.8363	-0.12889	1.91217	22.394	0.486418	-0.0770062	-0.00033	3.85E-02
30	31	-0.12889	1.91217	-1.0782	1.8363	23.347	0.477377	-7.06E-02	-0.0131	3.88E-02
31	32	-1.0782	1.8363	-2.00302	1.60907	24.299	0.472291	-5.13E-02	-0.02753	3.83E-02
32	33	-2.00302	1.60907	-2.87939	1.23636	25.251	0.474816	-2.60E-02	-0.02561	3.74E-02
33	34	-2.87939	1.23636	-3.68459	0.727851	26.204	0.487842	-0.0036838	-0.02119	3.68E-02
34	35	-3.68459	0.727851	-4.39775	0.096709	27.156	0.491724	1.22E-02	-0.01219	3.60E-02
35	36	-4.39775	0.096709	-5.00038	-0.6407	28.108	0.487535	1.21E-02	0.012489	3.51E-02
36	37	-5.00038	-0.6407	-5.47686	-1.46526	29.061	0.503168	-0.0080801	0.029834	3.49E-02
37	38	-5.47686	-1.46526	-5.81483	-2.3556	30.013	0.516145	-0.0352043	0.02713	3.54E-02
38	39	-5.81483	-2.3556	-6.00555	-3.28864	30.965	0.503055	-0.0521598	0.008478	3.62E-02
39	40	-6.00555	-3.28864	-6.04882	-4.24026	31.918	0.580943	-0.0287767	-0.05757	3.74E-02
40	41	-6.04882	-4.24026	-6.04882	-5.19362	32.871	0.595928	3.59E-03	-0.01037	3.86E-02
41	42	-6.04882	-5.19362	-6.04882	-6.14698	33.824	0.663807	-4.19E-02	1.06E-01	3.90E-02
42	43	-6.04882	-6.14698	-6.04882	-6.9006	34.678	0.6097	-0.165791	0.195012	3.83E-02
43	44	-6.04882	-6.9006	-5.77376	-6.9006	35.192	-0.045318	-2.12E-01	-0.19894	3.85E-02
44	4	-5.77376	-6.9006	-4.89571	-6.9006	35.769	0.03693	-9.23E-02	-0.21019	0.040823



## 6.4 Sezione di calcolo S2 – Rivestimento definitivo

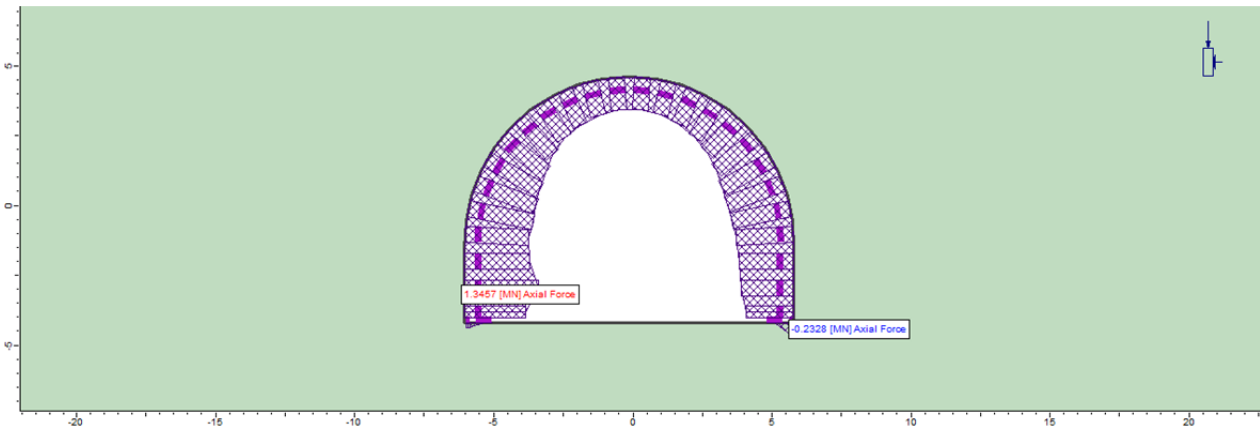


Figura 6-10: Sezione di calcolo S2 – Rivestimento Definitivo – Sforzo Normale caratteristico

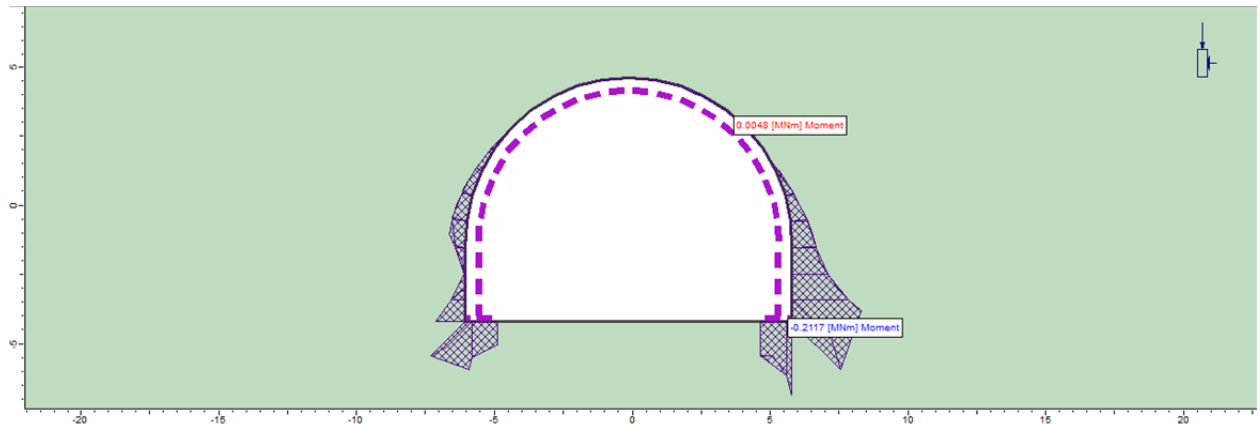


Figura 6-11: Sezione di calcolo S2 – Rivestimento Definitivo – Momento Flettente caratteristico

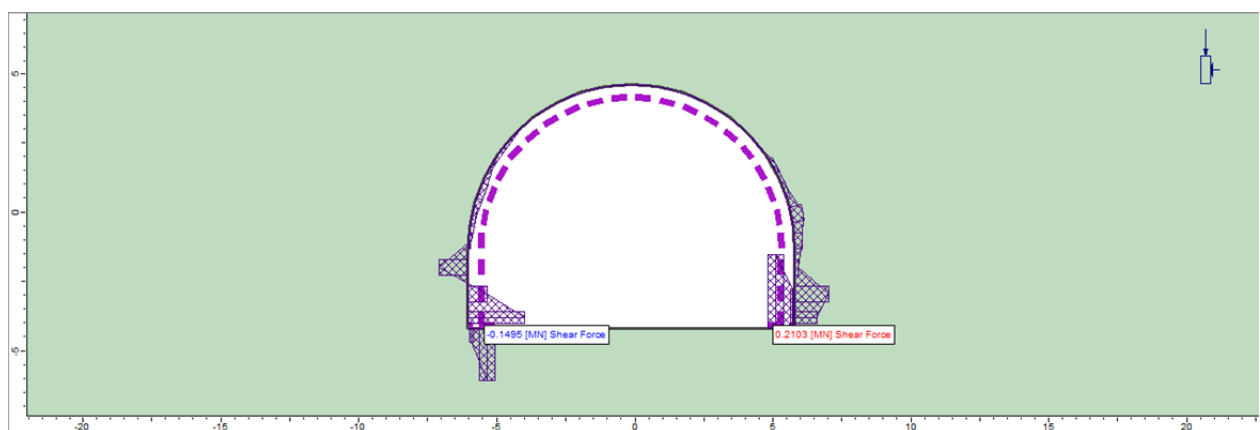


Figura 6-12: Sezione di calcolo S2 – Rivestimento Definitivo – Taglio caratteristico



**Tabella 6-4: Sezione di calcolo S2 – Rivestimento Definitivo – Tabulati di calcolo delle sollecitazioni**

Start_ Node	End_ Node	Start_ Node_X	Start_ Node_Y	End_ Node_X	End_ Node_Y	Distance	Axial_ force	Moment_ Mid	Shear_ force	Displacem ent
[-]	[-]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[MN/m]	[MN*m/m ]	[MN/m]	[m]
14	15	4.63641	-4.17953	5.58978	-4.17953	10.01	-0.001249	-0.10025	0.21031	1.91E-02
15	16	5.58978	-4.17953	5.78953	-4.17953	10.587	-0.232786	-2.12E-01	0.112081	1.16E-02
16	17	5.78953	-4.17953	5.78953	-3.42592	11.064	0.874877	-1.99E-01	-0.06456	8.43E-03
17	18	5.78953	-3.42592	5.78953	-2.47256	11.917	0.952293	-0.12784	-0.09734	6.09E-03
18	19	5.78953	-2.47256	5.78953	-1.5192	12.87	0.999775	-0.07691	-0.00949	5.27E-03
19	20	5.78953	-1.5192	5.74625	-0.56758	13.823	1.03895	-0.06143	-0.02299	6.22E-03
20	21	5.74625	-0.56758	5.55554	0.36546	14.776	1.07259	-0.03376	-0.03512	7.63E-03
21	22	5.55554	0.36546	5.21756	1.2558	15.728	1.07609	-0.01188	-0.01084	9.09E-03
22	23	5.21756	1.2558	4.74109	2.08036	16.681	1.02001	-1.52E-03	-0.01092	1.07E-02
23	24	4.74109	2.08036	4.13846	2.81777	17.633	0.927031	0.004076	-0.00083	1.25E-02
24	25	4.13846	2.81777	3.4253	3.44891	18.585	0.830825	0.004767	-0.00062	1.43E-02
25	26	3.4253	3.44891	2.6201	3.95743	19.537	0.744106	4.72E-03	0.000729	1.61E-02
26	27	2.6201	3.95743	1.74373	4.33013	20.49	0.662956	3.49E-03	0.001857	1.77E-02
27	28	1.74373	4.33013	0.818904	4.55736	21.442	0.607703	2.07E-03	0.001112	1.90E-02
28	29	0.818904	4.55736	-0.1304	4.63324	22.394	0.57759	0.001616	-0.00015	1.99E-02
29	30	-0.1304	4.63324	-1.0797	4.55736	23.347	0.58177	0.00182	-0.00028	2.03E-02
30	31	-1.0797	4.55736	-2.00453	4.33013	24.299	0.624167	0.001598	0.000741	2.00E-02
31	32	-2.00453	4.33013	-2.8809	3.95743	25.251	0.687884	7.13E-04	0.001119	1.91E-02
32	33	-2.8809	3.95743	-3.6861	3.44891	26.204	0.75878	4.30E-04	-0.00053	1.79E-02
33	34	-3.6861	3.44891	-4.39926	2.81777	27.156	0.876194	1.13E-03	-0.00095	1.64E-02
34	35	-4.39926	2.81777	-5.00188	2.08036	28.108	1.00346	-0.00246	0.0085	1.46E-02
35	36	-5.00188	2.08036	-5.47836	1.2558	29.061	1.09111	-1.01E-02	0.007524	1.28E-02
36	37	-5.47836	1.2558	-5.81634	0.36546	30.013	1.15932	-2.28E-02	0.019162	1.13E-02
37	38	-5.81634	0.36546	-6.00705	-0.56758	30.965	1.19408	-0.03773	0.012202	1.04E-02
38	39	-6.00705	-0.56758	-6.05032	-1.5192	31.918	1.14818	-0.04695	0.007145	1.03E-02
39	40	-6.05032	-1.5192	-6.05032	-2.47256	32.871	1.17014	-0.0108	-0.08297	1.05E-02
40	41	-6.05032	-2.47256	-6.05032	-3.42592	33.824	1.34566	0.002316	0.05545	1.03E-02
41	42	-6.05032	-3.42592	-6.05032	-4.17953	34.678	1.10817	-8.51E-02	0.161754	8.88E-03
42	43	-6.05032	-4.17953	-5.80635	-4.17953	35.177	-0.103952	-1.41E-01	-0.04132	9.92E-03
43	4	-5.80635	-4.17953	-4.89721	-4.17953	35.753	-0.001737	-6.80E-02	-0.14952	1.65E-02