

## INDICE

1	INTRODUZIONE	3
1.1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	3
1.2	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	3
2	CARATTERISTICHE DELL'OPERA	6
3	INQUADRAMENTO GEOTECNICO/GEOMECCANICO	14
4	INQUADRAMENTO SISMICO	15
4.1	TIPO DI OPERA: VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO	15
4.1.1	PERICOLOSITÀ SISMICA	15
4.1.2	TEMPO DI RITORNO	16
4.1.3	ACCELERAZIONE MASSIMA AL SUOLO	16
5	CRITERI DI VERIFICA	18
5.1	AZIONI E RESISTENZE DI PROGETTO	18
6	ANALISI NUMERICHE	19
6.1	METODO DI CALCOLO	19
6.2	CONDIZIONI AL CONTORNO E INIZIALI	19
6.3	LEGGE DI COMPORTAMENTO DEI MATERIALI	19
6.3.1	AMMASSO ROCCIOSO	19
6.3.2	SOSTEGNO DI PRIMA FASE	19
6.3.3	RIVESTIMENTO DEFINITIVO	20
6.3.4	PRESOSTEGNO DELL'AMMASSO AL CONTORNO DI SCAVO	20
6.3.5	JET GROUTING	20
6.4	CARICHI AGGIUNTIVI	20
6.5	SIMULAZIONE DELLE FASI ESECUTIVE	20
7	RISULTATI DELLE ANALISI E VERIFICHE	31
7.1	SPOSTAMENTI SUL CONTORNO DEL CAVO	31
7.2	VERIFICA DI STABILITÀ DEL FRONTE DI SCAVO	36
7.3	VERIFICA DEGLI INFILAGGI	44
7.4	VERIFICA DEL SOSTEGNO DI PRIMA FASE	46
7.5	VERIFICHE DEL RIVESTIMENTO DEFINITIVO	53
7.5.1	RESISTENZE DI CALCOLO	53
7.5.2	SOLLECITAZIONI AGENTI	54
7.5.3	ARMATURA DISPOSTA	60
7.5.4	VERIFICHE ALLO SLU PER SOLLECITAZIONI CHE PROVOCANO TENSIONI NORMALI	62

7.5.5	VERIFICHE ALLO SLE PER SOLLECITAZIONI CHE PROVOCANO TENSIONI NORMALI	66
7.5.6	VERIFICHE ALLO SLU PER SOLLECITAZIONI TAGLIANTI	71

## 1 INTRODUZIONE

La presente relazione fa parte del Progetto Definitivo (cod. Prog. N.TOUP67) della Variante di Demonte e Vinadio (Aisone) – Lotto 1° - variante di Demonte, relativo al *DGACQ 15-14, Accordo Quadro con unico operatore per lotto, ai sensi dell'59, comma 4 del D.Lsd 163/2006. CIG: 6023245B01 – Prot. n. CDG 0138938 – P del 23/12/2016.*

Questo documento descrive il dimensionamento e le verifiche geotecniche e strutturali, relative alla galleria naturale.

La galleria naturale si estende tra le progressive: p.k. 1+924.00 ÷ p.k. 2+523.314, per una lunghezza di 599.314m.

### 1.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La normativa di riferimento è la seguente:

- Decreto Ministero Infrastrutture 14 gennaio 2008 – Nuove norme tecniche per le costruzioni.
- Circolare n.617 del 2 febbraio 2009 del Ministero Infrastrutture e Trasporti – Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni”.

### 1.2 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

I materiali da impiegare per la realizzazione dell'opera sono riportati qui di seguito.

#### CALCESTRUZZO

##### **CLS MAGRO UNI EN 206-1 (2006)**

- Classe di resistenza: C12/15

##### **CLS PER OPERE STRUTTURALI UNI EN 206-1 UNI 11104 (2004)**

#### **GALLERIA NATURALE**

- Classe di resistenza: C28/35
- Classe di lavorabilità: S4
- Classe di esposizione: XC2
- Diametro massimo inerti: 30mm

#### **CLS PROIETTATO**

- Destinazione d'uso UNI 10834: temporaneo strutturale (TS)
- Classe di resistenza: C25/30
- Resistenza media su carote  $h/\phi = 1$  a 48h: 13N/mm<sup>2</sup>
- Contenuto minimo di cemento: 300kg/m<sup>3</sup>
- Energia assorbita >500 joule

- Dosaggio fibre >30kg/mc
- Additivi acceleranti: alkali-free

#### MISCELE CEMENTIZIE

##### PER CEMENTAZIONE/INIEZIONE INFILAGGI

- Classe di resistenza cls: C20/25
- Rapporto a/c: 0.6
- Fase solida: 75% cemento, 25% malta espansiva
- Additivo fluidificante e antiritiro 1% in peso sul cemento

##### PER INFILAGGI CEMENTATI:

- Pressione 5-10Bar

##### PER COLONNE DI JET-GROUTING

- Rapporto a/c: 1.0
- Resistenza alla compressione uni assiale  $\geq 3$ MPa

#### ACCIAIO

##### ACCIAIO PER ARMATURA CLS

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

##### RETE ELETTRICALI

- Tensione caratteristica di snervamento,  $f_{yk}$ : 390MPa

##### PROFILATI: S275 J0 (UNI EN 10025)

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

##### TUBI: S355 J0 (UNI EN 10025)

- Tensione caratteristica di snervamento,  $f_{yk}$ : 355MPa

##### FIBRE CON BASSO CONTENUTO DI CARBONIO

- In filo di acciaio trafilato a freddo  $\varnothing \geq 0.5$ mm
- Resistenza a trazione  $\geq 700$ MPa
- Rapporto di aspetto  $l/\varnothing$  compreso tra 50 e 80

#### DRENAGGI

- Tubi in PVC,  $\varnothing 50/40$ mm, larghezza fessure 1mm, distanza fessure massima: 10mm
- Rivestito con tessuto-non-tessuto 500gr/mq
- Perforo  $\varnothing > 70$ mm

##### TELI IN PVC PER IMPERMEABILIZZAZIONE

- Spessore: 2mm  $\pm 0.5\%$  [Tipo "FLAG FLAGON-BT-AT" o similare]

- Peso specifico: 2.45g/cm<sup>3</sup> ±0.5%
- Carico di rottura: >15MPa

#### **TESSUTO NON TESSUTO**

- Massa unitaria: 500g/m<sup>2</sup>
- Spessore: a 2.0kPa 3.8mm, a 200kPa 1.8mm
- Resistenza a punzonamento: 5.0kN
- Resistenza a trazione media: 45kN/m

#### **CORDOLINO BENTONITICO**

- Dimensione 20x25mm
- Espansione a contatto con acqua: 6 volte il volume iniziale minimo
- Pressione di rigonfiamento dopo 48 ore: > di 600kPa

## 2 CARATTERISTICHE DELL'OPERA

La galleria naturale si estende tra le progressive: p.k. 1+924.00 ÷ p.k. 2+523.314, per una lunghezza di 599.314m.

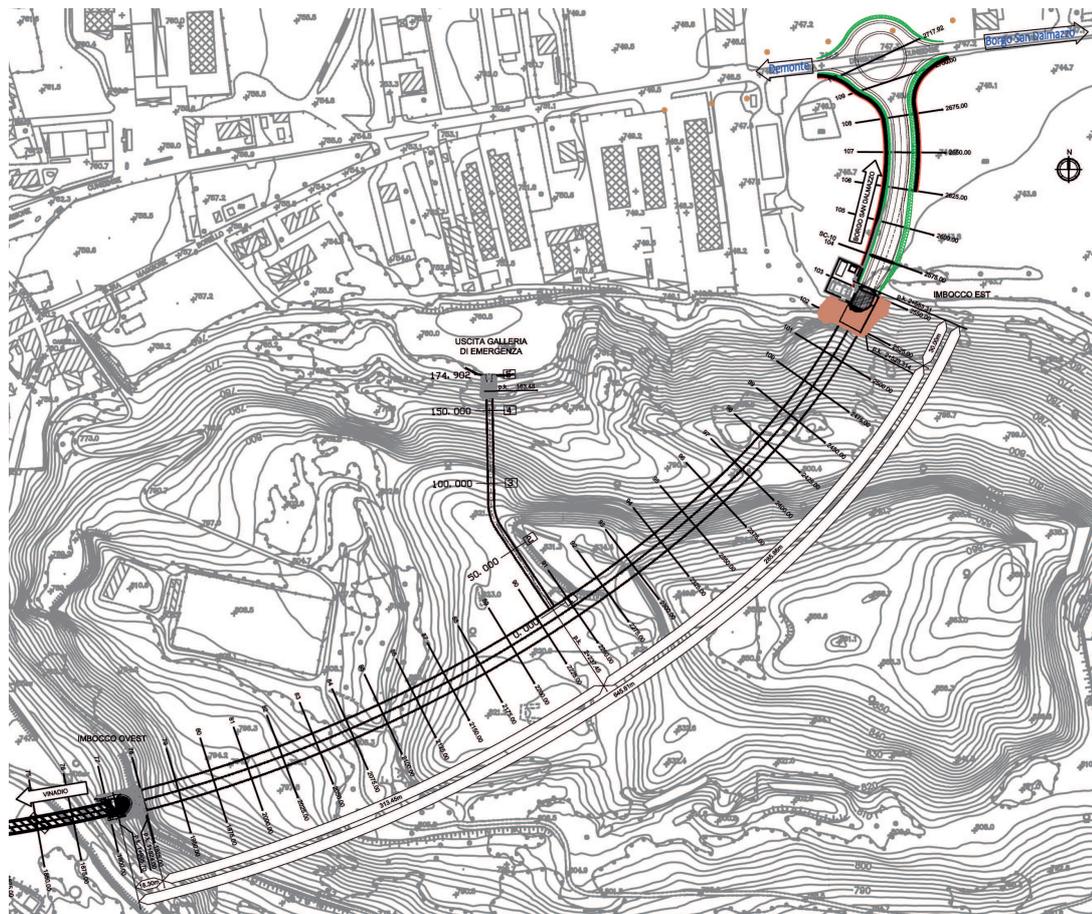


Figura 1: planimetria della galleria

Le sezioni tipologiche previste per la galleria sono tre, denominate: B, C1 e C2 e si adattano alle diverse condizioni geomeccaniche dei materiali da scavare.

La sezione tipo B si applica nei tratti in cui l'ammasso roccioso presenta le caratteristiche meccaniche migliori (UGm1 e UGm2).

La sezione C2 è invece prevista nelle zone ove l'ammasso è più scadente (UGm\_i), pertanto per questa sezione sono previsti dei consolidamenti del fronte di scavo e al contorno, mediante colonne di jet grouting e un presostegno costituito da infilaggi metallici.

La sezione C1 si applica invece in condizioni di ammasso roccioso intermedie (UGm3) e prevede un con-



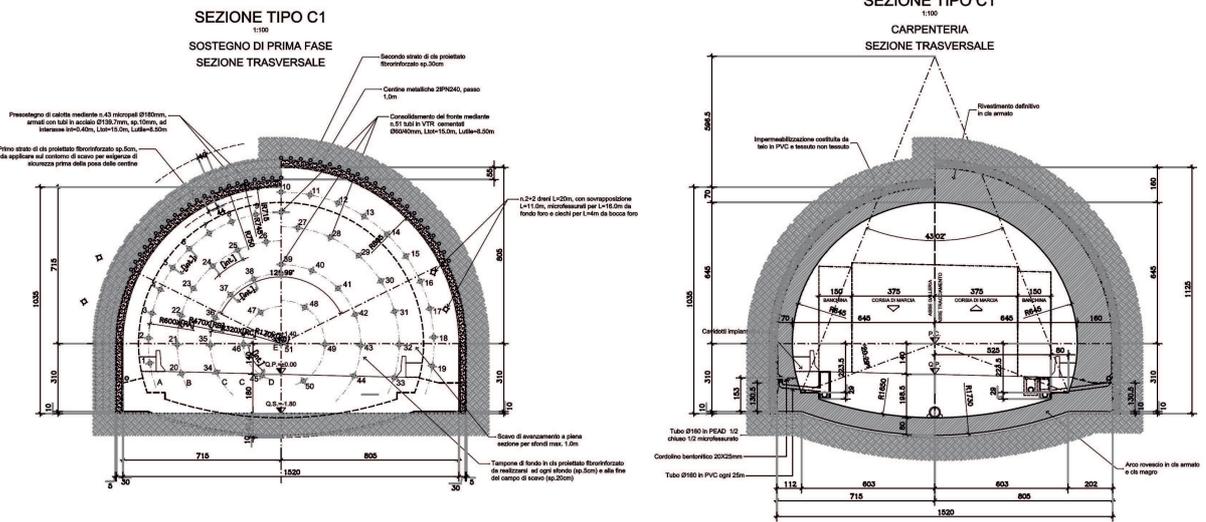


Figura 4: sezione tipo C1 – a sinistra la sezione di scavo, a destra la carpenteria

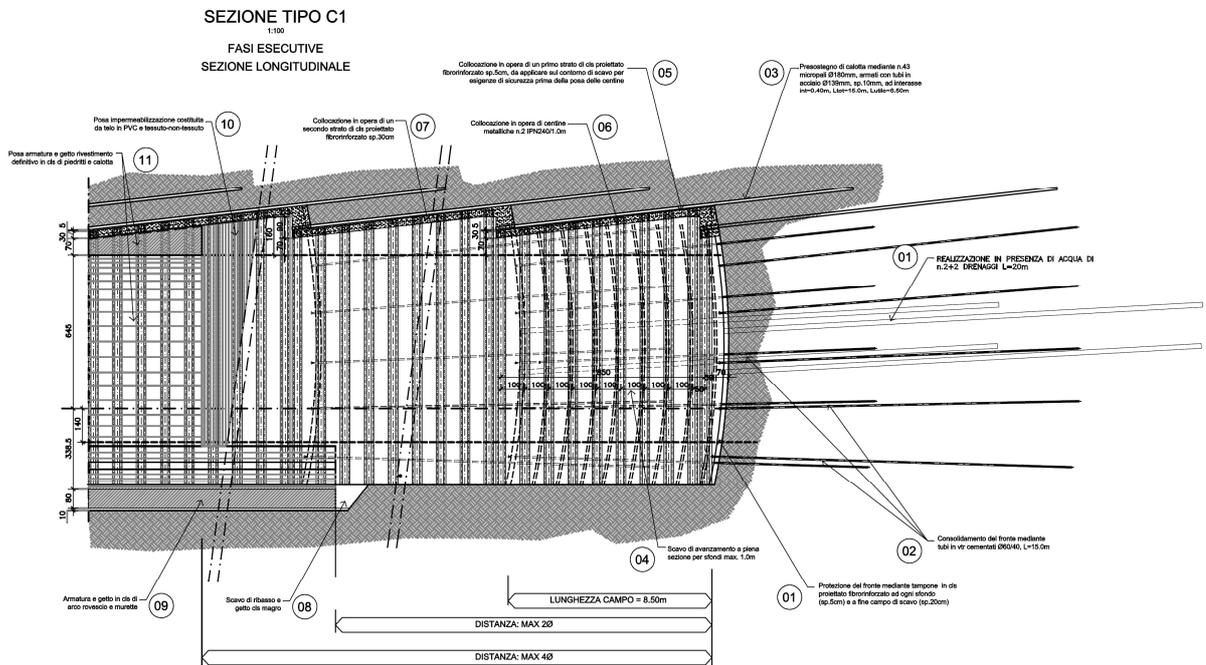


Figura 5: sezione tipo C1 – – sezione longitudinale

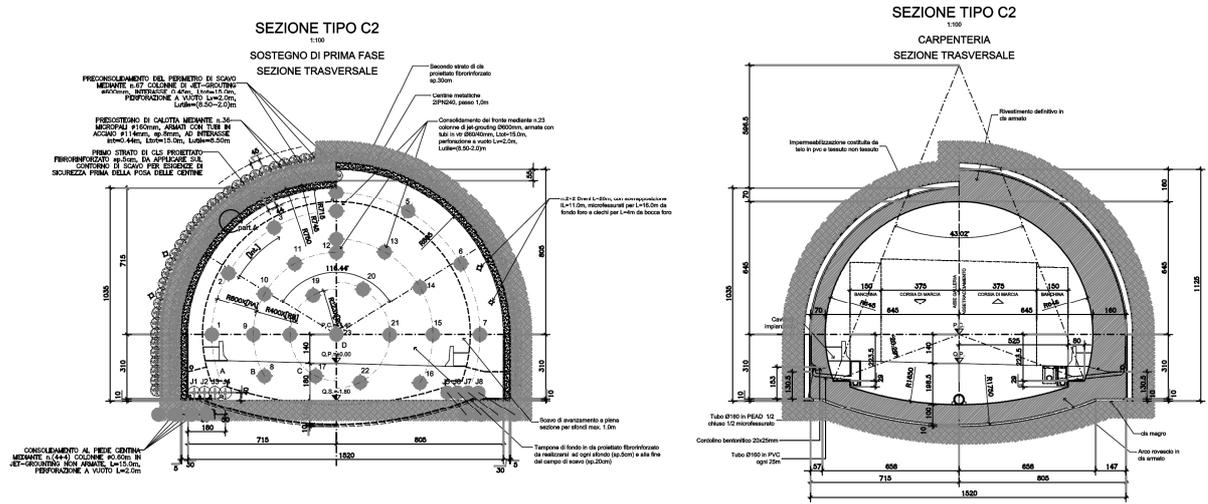


Figura 6: sezione tipo C2 – a sinistra la sezione di scavo, a destra la carpenteria

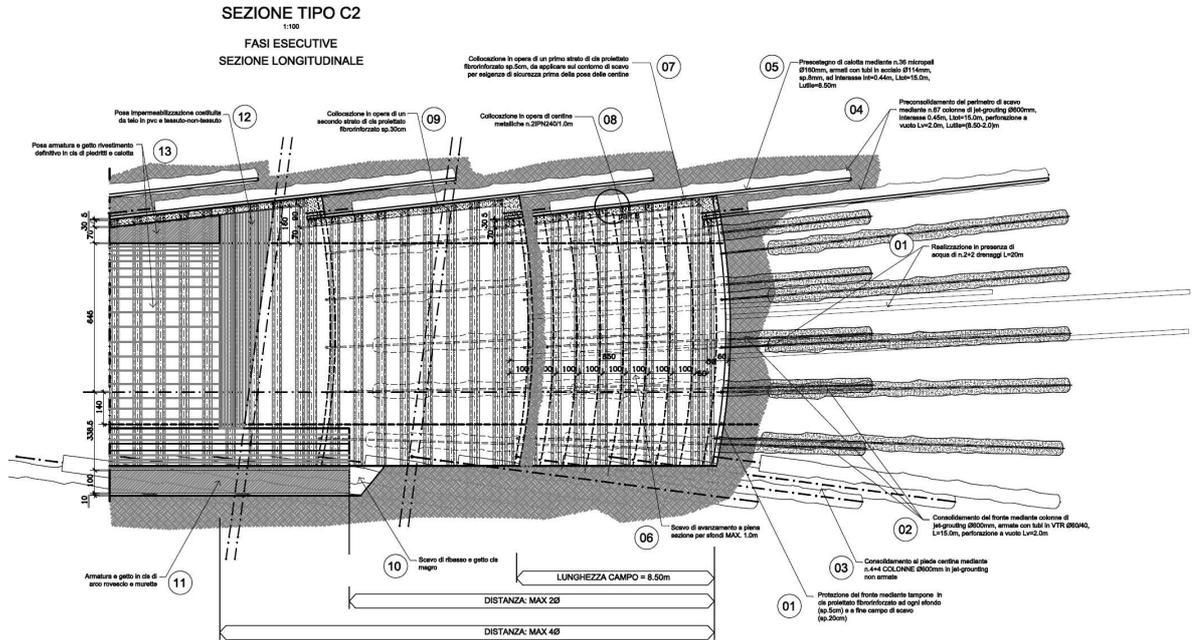


Figura 7: sezione tipo C2 -- sezione longitudinale

Si riporta nel seguito una sintesi delle caratteristiche delle diverse sezioni.

Tabella 1: sintesi delle caratteristiche delle sezioni tipo previste per la galleria naturale

SEZIONE TIPO	B	C1	C2
Consolidamento fronte	-	51 tubi in VTR Ø60/40 Cementati, $L_{tot}=15m$ $L_{utile}=8.5m$	23 colonne di jet grouting Ø600mm, armate con tubi VTR Ø60/40, $L_{tot}=15m$ , $L_{utile}=(8.5-2.0)m$ , perforazione a vuoto: $L_v=2m$
Preconsolidamento contorno	-	-	67 colonne di jet grouting Ø600mm, $L_{tot}=15m$ , $L_{utile}=(8.5-2.0)m$ , perforazione a vuoto: $L_v=2m$ , interasse: 0.45m
Presostegno (infilaggi)	-	43 micropali Ø180mm, armati con tubi in acciaio Ø139/10mm, interasse: 40cm, $L_{tot}=15m$ $L_{utile}=8.5m$	36 micropali Ø160mm, armati con tubi in acciaio Ø114/8mm, interasse: 0.44m, $L_{tot}=15m$ $L_{utile}=8.5m$
Centine	2 IPN180 passo 1.0m	2 IPN240 passo 1.0m	2 IPN240 passo 1.0m
cls proiettato	25cm fibrorinforzato	35cm fibrorinforzato	35cm fibrorinforzato
Impermeabilizzazione	Telo in PVC e TNT	Telo in PVC e TNT	Telo in PVC e TNT
Lunghezza sfondo max	1.0m	1.0m	1.0m
Distanza getto arco rovescio	Distanza max. non vincolata	Distanza max. 2Ø	Distanza max. 2Ø
Distanza getto calotta	Distanza max. non vincolata	Distanza max. 4Ø	Distanza max. 4Ø
Rivestimento calotta	60cm	70-160cm	70-160cm
Rivestimento arco rovescio	80cm	80cm	100cm

### Cunicolo di emergenza

Il cunicolo di emergenza della galleria naturale si trova all'incirca nella mezzeria del tracciato principale (p.k. 2+237.45m) ed ha una lunghezza di 173.78m.

Per il cunicolo, le sezioni tipo previste sono due, da applicare a seconda delle condizioni dell'ammasso roccioso. La sezione tipo 1, cilindrica, si applica nei tratti in cui l'ammasso roccioso presenta buone caratteristiche meccaniche (UGm1 e UGm2), mentre la sezione tipo 2, troncoconica, si utilizza all'interno del detrito di versante, nel primo campo di scavo.

Le figure seguenti mostrano le sezioni trasversali e i profili longitudinali, di scavo e le carpenterie del rivestimento definitivo del cunicolo.

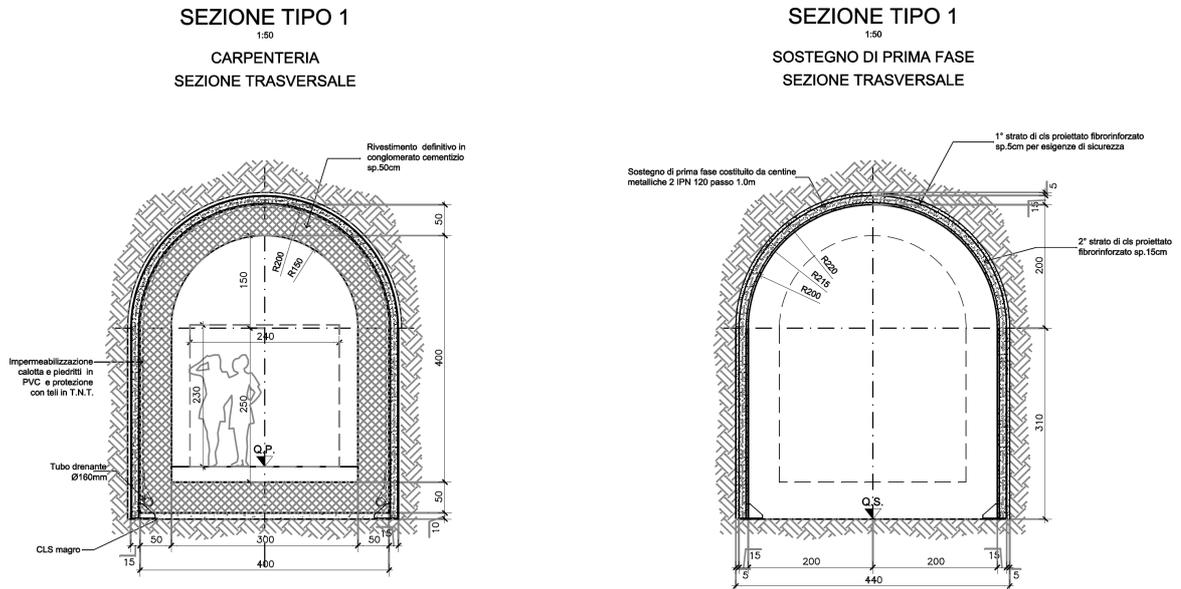


Figura 8: sezione tipo 1 cunicolo di emergenza – a sinistra la carpenteria, a destra la sezione di scavo

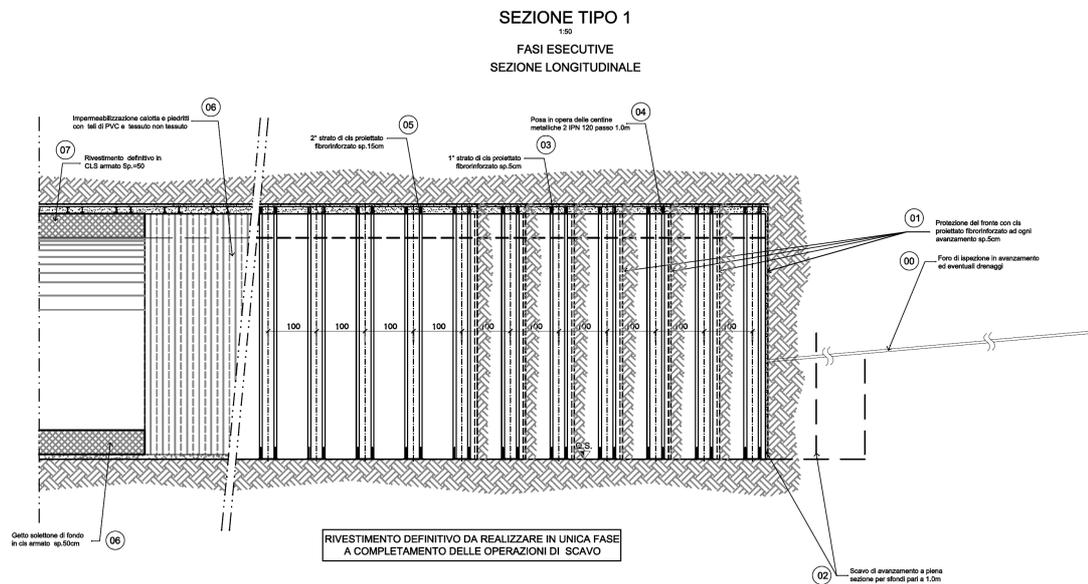


Figura 9: sezione tipo 1 cunicolo di emergenza – sezione longitudinale

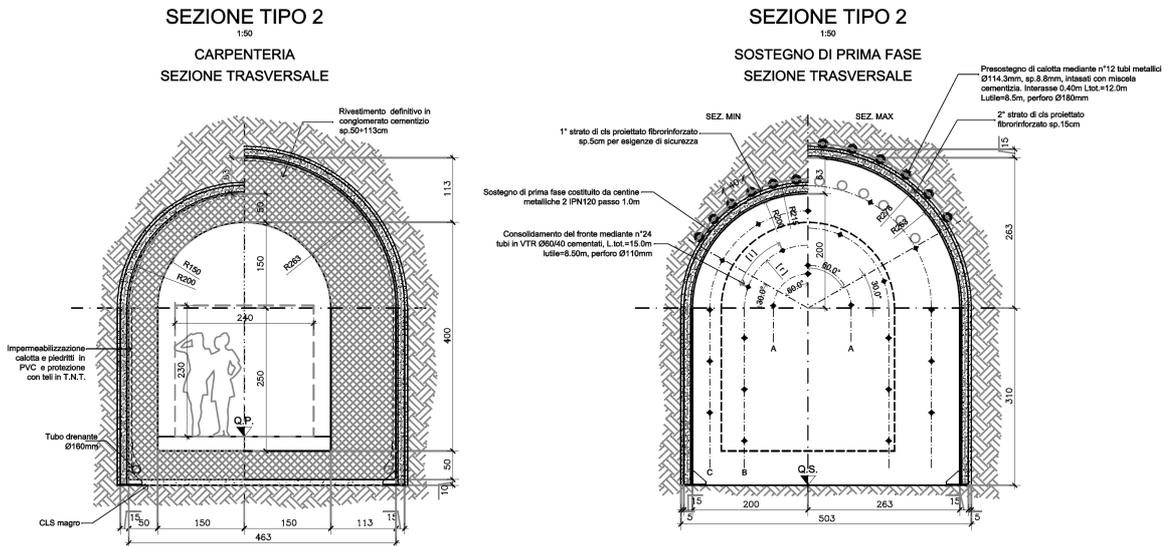


Figura 10: sezione tipo 2 cunicolo di emergenza – a sinistra la carpenteria, a destra la sezione di scavo

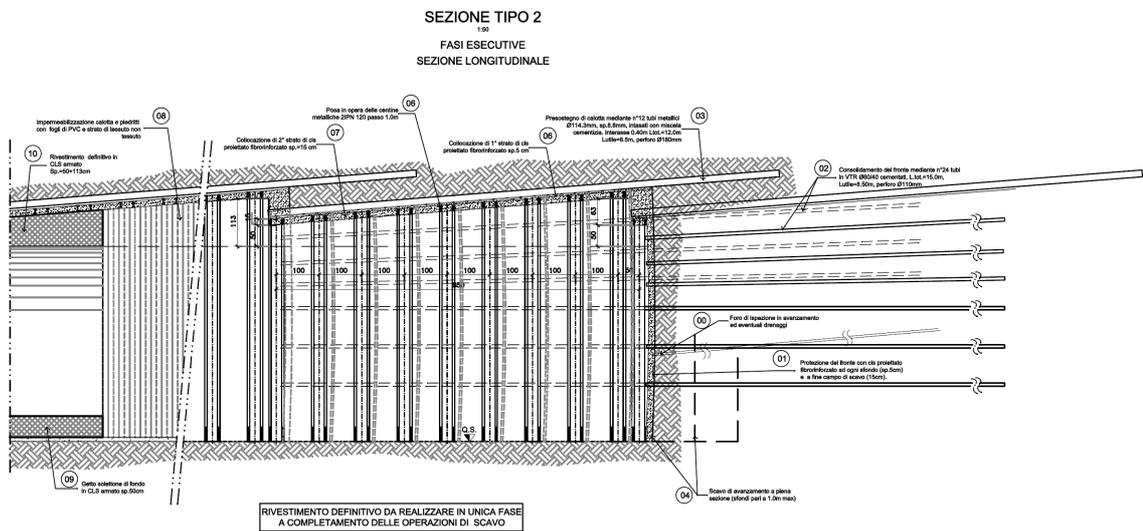


Figura 11: sezione tipo 2 cunicolo di emergenza – sezione longitudinale

Si riporta nel seguito una sintesi delle caratteristiche delle diverse sezioni.

Tabella 2: sintesi delle caratteristiche delle sezioni tipo previste per il cunicolo di emergenza

SEZIONE TIPO	1	2
Consolidamento fronte	-	24 tubi in VTR Ø60/40 Cementati, L <sub>tot</sub> =15m L <sub>utile</sub> =8.5m
Preconsolidamento contorno	-	-
Presostegno (infilaggi)	-	12 micropali Ø180mm, armati con tubi in acciaio Ø114.3/8.8mm, interasse: 40cm, L <sub>tot</sub> =12m L <sub>utile</sub> =8.5m
Centine	2 IPN120 passo 1.0m	2 IPN120 passo 1.0m
cls proiettato	20cm fibrorinforzato	20cm fibrorinforzato
Impermeabilizzazione	Telo in PVC e TNT	Telo in PVC e TNT
Lunghezza sfondo max	1.0m	1.0m
Distanza getto soletta di base	Distanza max. non vincolata	Distanza max. non vincolata
Distanza getto calotta	Distanza max. non vincolata	Distanza max. non vincolata
Rivestimento calotta	50cm	50-113cm
Rivestimento soletta di base	50cm	50cm

### 3 INQUADRAMENTO GEOTECNICO/GEOMECCANICO

La successiva figura riporta il profilo geomeccanico della galleria naturale.

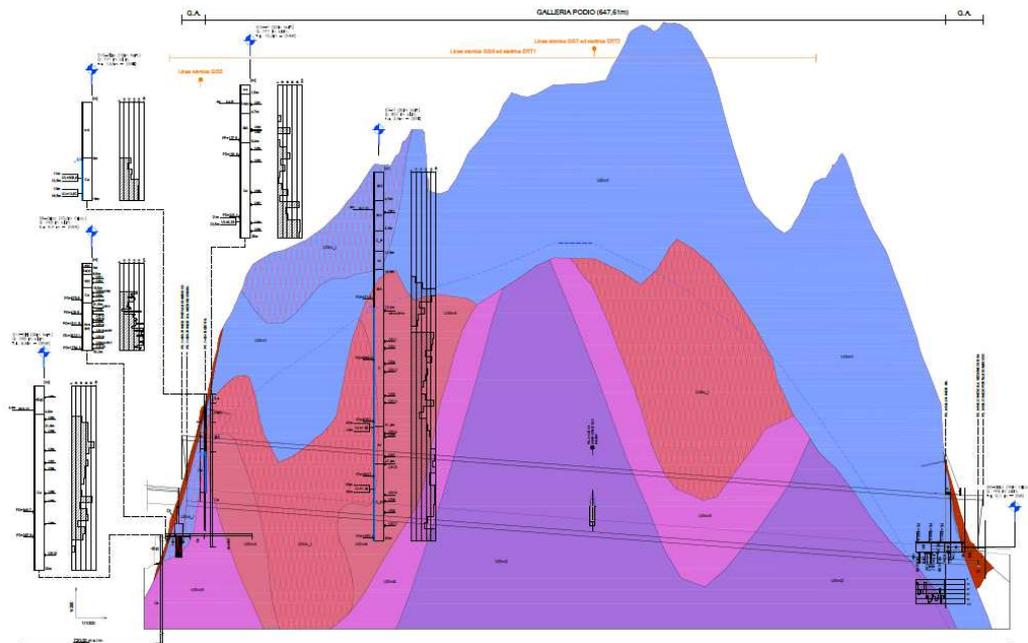


Figura 12: profilo geomeccanico

Nella tabella seguente si riassumono i parametri geotecnici dell'ammasso roccioso, appartenenti alle diverse unità presenti lungo il tracciato.

Tabella 3: parametri geotecnici utilizzati nelle analisi

Litotipo	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c'$ (kPa)	$\phi'$ (°)	E (MPa)	$\nu$ (-)
UGm1	24÷26	85÷225	42÷59	1500÷1600	0.25÷0.27
UGm2	22÷26	175÷245	39÷44	1500÷2100	0.25÷0.29
UGm3	22÷26	45÷190	34÷54	500÷1200	0.25÷0.29
UGm4	21÷26	39÷98	28÷39	200÷400	0.26÷0.27
UGm_i	14÷22	8÷15	25÷29	50÷100	0.3÷0.4
DR	19÷22	0	35÷40	50÷100	0.3÷0.4

dove:

- $\gamma$  peso di volume
- $\phi'$  angolo d'attrito efficace
- $c'$  coesione efficace
- E Modulo di Young
- $\nu$  rapporto di Poisson

## 4 INQUADRAMENTO SISMICO

### 4.1 TIPO DI OPERA: VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

La vita nominale dell'opera  $V_N$  è intesa come il numero di anni nei quali la struttura deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata. Nella tabella seguente si riportano i valori della vita nominale di un'opera in funzione delle caratteristiche della stessa.

Tabella 4: vita nominale per diversi tipi di opera.

Tipi di costruzione		Vita nominale $V_N$ [anni]
1	Opere provvisorie	$\leq 10$
2	Opere ordinarie	$\geq 50$
3	Grandi opere	$\geq 100$

Per il caso in esame si fa riferimento a:

- Opere ordinarie: opere di tipo 3 con vita nominale  $\geq 100$ anni.

In presenza di azioni sismiche, in relazione alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso.

Tabella 5: valori del coefficiente d'uso  $C_U$

Classe d'uso	I	II	III	IV
Coefficiente $C_U$	0.7	1.0	1.5	2.0

Nel caso in esame si fa riferimento alla classe d'uso IV cui è associato un coefficiente pari a 2.0.

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione sono valutate in relazione ad un periodo di riferimento  $V_R$  definito come prodotto tra la vita nominale ed il coefficiente d'uso.

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Per il caso in esame si ottiene:

- $V_R = 200$  anni

#### 4.1.1 PERICOLOSITÀ SISMICA

La pericolosità sismica si definisce, per il caso in oggetto, in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero, su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, in considerazione di prefissate probabilità di eccedenza  $P_{VR}$  nel periodo di riferimento  $V_R$ .

#### 4.1.2 TEMPO DI RITORNO

Il valore di progetto dell'accelerazione  $a_g$  viene definito in funzione della "probabilità di superamento" in un dato "tempo di ritorno". Queste due grandezze sono correlate tra loro:

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

dove:

$T_R$  è il tempo di ritorno

$V_R$  il periodo di riferimento dell'opera

$P_{VR}$  è la probabilità di superamento nel periodo di riferimento

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$ , per ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella tabella seguente:

Tabella 6: probabilità di superamento  $P_{VR}$  al variare dello stato limite considerato

Stati limite		$P_{VR}$
Stati limite di servizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

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

**Nella tabella seguente si riportano i valori della probabilità di superamento e del rispettivo tempo di ritorno relativo alla vita utile dell'opera.**

Tabella 7: probabilità di superamento  $P_{VR}$  al variare dello stato limite considerato

Tipo di opera	$V_N$ [anni]	$C_u$	$V_R$	$P_{VR}$	$T_R$
3	100	2	200	10%	1898

#### 4.1.3 ACCELERAZIONE MASSIMA AL SUOLO

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

E' stata presa come riferimento per l'opera in esame la zona nel comune di Demonte.

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

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

dove:

P valore del parametro nel sito in esame;

$P_i$  valore del parametro nell'i-esimo punto della maglia contenente il sito in esame;

$d_i$  di distanza del sito in esame dall'i-esimo punto della maglia.

Qualora nel reticolo non siano riportati i valori dei parametri spettrali per il tempo di ritorno richiesto, è possibile ricavare i parametri di interesse mediante interpolazione tra i valori dei parametri corrispondenti ai due tempi di ritorno che comprendono il tempo di ritorno voluto:

$$\log(P) = \log(P_1) + \log(P_2/P_1) \cdot \log(T_R/T_{R1}) \cdot [\log(T_{R2}/T_{R1})]^{-1}$$

dove:

$T_R$  è il periodo di ritorno richiesto corrispondente al periodo di riferimento ed alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento per lo stato limite considerato

$T_{R1}$  e  $T_{R2}$  sono i periodi di ritorno più prossimi a  $T_R$  per i quali si dispone del generico parametro P.

Nella tabella seguente si riportano i valori dell'accelerazione massima su suolo roccioso ( $a_g$ ) e dei parametri spettrali ( $F_0$ ,  $T^*_c$ ) per lo SLV e il rispettivo tempo di ritorno.

Tabella 8: accelerazione massima al suolo e parametri sismici

Stato limite	Opera	Prob. di superamento	$T_r$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T^*_c$ [sec]
SLV	3	10%	1898	0.239	2.522	0.309

L'azione del sisma sarà tenuta in conto soltanto nei casi in cui la copertura della galleria sia inferiore al diametro equivalente della stessa.

## 5 CRITERI DI VERIFICA

Nel presente capitolo sono descritti i metodi, le assunzioni di calcolo ed i parametri di progetto adottati per le verifiche strutturali delle gallerie artificiali. Le verifiche sono state condotte secondo il metodo degli stati limite. Le verifiche agli stati limite prevedono un approccio di tipo semiprobabilistico in base al quale le azioni e le resistenze di progetto sono definite sulla base dei valori caratteristici applicando i coefficienti parziali di seguito definiti:

Azioni:  $F_d = (F_k \times \Psi) \times \gamma_F$

Proprietà del terreno:  $X_d = X_k / \gamma_M$

Resistenza del terreno:  $R_d = R_k / \gamma_R$

Dove:

F: indica genericamente un'azione,

$\Psi$ : indica un fattore  $\leq 1.0$  che è definito nell'ambito della combinazione di carico;

X: indica genericamente un parametro di resistenza del terreno;

R: indica genericamente la resistenza limite calcolata;

$\gamma_F, \gamma_M, \gamma_R$ : indicano i coefficienti parziali.

Una volta definiti i parametri di progetto si verifica che valga la relazione:

$$E_d \leq R_d$$

Dove:

$$E_d = F_k \times \Psi \times \gamma_F \text{ [effetti delle azioni],}$$

$$R_d = 1 / \gamma_R \times R_k \text{ (} F_k \times \Psi \times \gamma_F, X_k / \gamma_M \text{) [resistenza del terreno].}$$

### 5.1 AZIONI E RESISTENZE DI PROGETTO

I coefficienti parziali  $\gamma_F$  che si riferiscono alle azioni sono indicati nella tabella seguente.

Tabella 9: coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

Carichi	Effetto	Coefficiente parziale	(A1)	(A2)
		$\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )		
Permanenti	Favorevole	$\gamma_G$	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.3	1.0
Variabili	Favorevole	$\gamma_Q$	0	0
	Sfavorevole		1.5	1.3

## 6 ANALISI NUMERICHE

### 6.1 METODO DI CALCOLO

Il metodo di calcolo impiegato è quello degli elementi finiti (FEM) implementato tramite il codice commerciale RS2, ver.9.020, prodotto dalla Rocscience Inc® di Toronto (Canada).

RS2 è un programma agli elementi finiti che consente di svolgere analisi bi-dimensionali in campo elasto-plastico per la valutazione dello stato di sforzo e di spostamento al contorno di opere in sotterraneo e di analizzare la risposta tensio-deformativa dei sostegni installati a supporto degli scavi.

### 6.2 CONDIZIONI AL CONTORNO E INIZIALI

Il modello numerico è realizzato tramite una maglia d'elementi triangolari i cui confini sono stati collocati ad una distanza dalla sezione della galleria tale da non risentire degli effetti di bordo.

Il bordo superiore del modello coincide con il profilo topografico del terreno.

Lo stato tensionale iniziale è stato supposto litostatico con un coefficiente di spinta a riposo,  $k_0$  pari a 1 per i materiali litoidi e pari a  $1 - \sin\phi$ , per quelli sciolti. Lo stato tensionale geostatico è stato riprodotto nel modello tramite la fase 1, applicando un campo di sforzo di tipo gravitazionale.

### 6.3 LEGGE DI COMPORTAMENTO DEI MATERIALI

#### 6.3.1 AMMASSO ROCCIOSO

La legge di comportamento (criterio di rottura di Mohr-Coulomb) degli elementi che simulano il terreno è stata assunta di tipo elasto-plastico ideale (valori di picco coincidenti con i valori residui).

#### 6.3.2 SOSTEGNO DI PRIMA FASE

Il sostegno di prima fase è simulato tramite l'ausilio di elementi beam, adottando la formulazione di Bernoulli. Gli elementi beam, nel modello matematico, sono stati simulati con un materiale di rigidezza equivalente.

I valori dello spessore ( $s_{eq}$ ) e del modulo elastico ( $E_{eq}$ ) equivalente sono ricavati dalla risoluzione del seguente sistema lineare:

$$(E_s/E_c - 1) * E_c * A_s / i + E_c * A_c = E_{eq} * s_{eq}$$

$$(E_s/E_c - 1) * E_c * J_s / i + E_c * J_c = E_{eq} * s_{eq}^3 / 12$$

Dove:

$E_s$  = modulo elastico dell'acciaio,

$A_s, J_s$  = area e momento d'inerzia delle centine a metro lineare,

$i$  = interasse centine,

$E_c$  = modulo elastico del cls proiettato,

$A_c, J_c$  = area e momento d'inerzia del cls proiettato per metro lineare.

### 6.3.3 RIVESTIMENTO DEFINITIVO

Il rivestimento definitivo è simulato tramite elementi triangolari; la legge di comportamento degli elementi del rivestimento è stata assunta di tipo elastico lineare.

### 6.3.4 PRESOSTEGNO DELL'AMMASSO AL CONTORNO DI SCAVO

#### Infilaggi

L'effetto prodotto dall'ombrello di infilaggi è stato simulato nel modello tramite elementi triangolari al contorno del cavo aventi le caratteristiche di deformabilità e resistenza calcolate come la media pesata sulle aree delle caratteristiche di resistenza e deformabilità della malta, del terreno e dei tubi di acciaio.

### 6.3.5 JET GROUTING

I parametri assegnati alle colonne di jet grouting sono stati stimati sulla base dei valori indicativi, reperibili in letteratura per i diversi tipi di terreno trattato.

Nei modelli di calcolo, le caratteristiche di resistenza del mezzo composito costituito dal terreno con assegnate caratteristiche meccaniche e dal materiale di rinforzo (jet-grouting) con caratteristiche nettamente superiori, sono state valutate con il criterio dell'omogeneizzazione: il terreno in sito, rinforzato con le colonne di jet-grouting, è sostituito con un mezzo ideale avente caratteristiche meccaniche equivalenti, intermedie fra quelle dei due materiali, considerate omogenee e costanti nell'ambito del terreno trattato.

## 6.4 CARICHI AGGIUNTIVI

A lungo termine, al rivestimento definitivo sono state applicate le spinte dovute alla presenza della falda e i carichi di plasticizzazione, determinati in funzione dell'estensione della fascia plastica.

## 6.5 SIMULAZIONE DELLE FASI ESECUTIVE

Le fasi esecutive e l'effetto del passaggio del fronte di scavo attraverso la generica sezione di calcolo, sono simulate facendo decadere la pressione fittizia interna alla sezione di scavo.

La pressione fittizia è stata valutata a partire dai risultati dei modelli assialsimmetrici messi a punto per le sezioni in oggetto.

Di seguito si riportano le fasi esecutive impiegate nei modelli di calcolo.

Tabella 10: sintesi delle fasi utilizzate per il modello di calcolo della galleria naturale – sezione B

Fase	Descrizione	Elementi attivi		$p_i$ [% $p_0$ ]
		cls proiet.- centine	Rivestimento definitivo	
1	Condizione geostatica	-	-	-
2	Applicazione della pressione interna fittizia	-	-	100
3-6	Decadimento della pressione interna fittizia	-	-	90-57
7	Situazione al fronte di scavo	-	-	45
8	Installazione del sostegno di prima fase	✓	-	37
9-12	Ulteriore decadimento della pressione interna fittizia	✓	-	30-10
13	Completamento dello scavo	✓	-	0
14	Scavo dell'arco rovescio	✓	-	0
15	Getto in opera dell'arco rovescio della galleria	✓	✓	0
16	Completamento del getto in opera del rivestimento definitivo	✓	✓	0
17	Disattivazione del sostegno di prima fase	-	✓	0
18	Situazione a lungo termine: applicazione del carico di plasticizzazione e delle spinte dovute alla presenza della falda	-	✓	0

Tabella 11: modello di calcolo adottato – Sezione B

Gruppo geotecnico principale: UGm2		
Parametri geotecnici	Angolo di attrito, $\varphi'$	39°
	Coesione, $c'$	200kPa
	Modulo di deformabilità, E	2000MPa
	Peso specifico, $\gamma$	22kN/m <sup>3</sup>
Stato tensionale	$\sigma_h/\sigma_v = 1.0$ , copertura: 75m	
Carico di plasticizzazione	55kPa	
Sisma	-	
Numero di fasi costruttive simulate	18, software: RS2, ver.9.020 (Rocscience Inc <sup>®</sup> )	

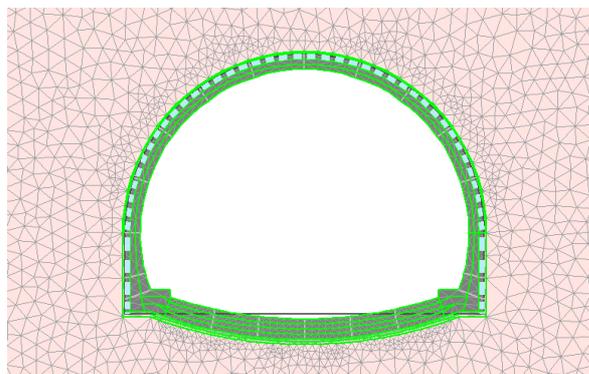
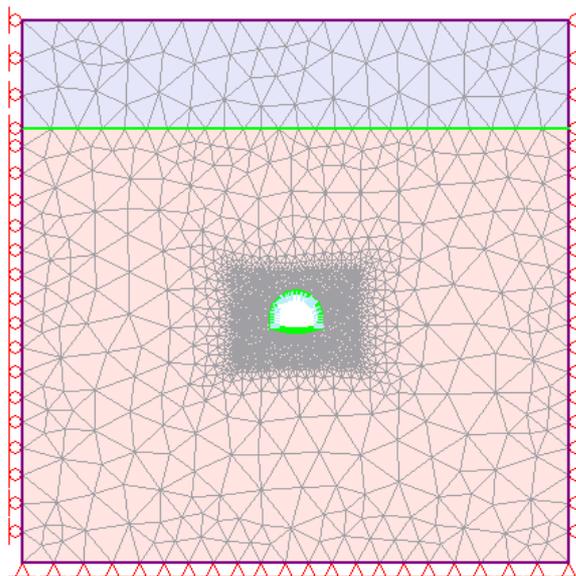


Tabella 12: sintesi delle fasi utilizzate per il modello di calcolo della galleria naturale – sezione C1

Fase	Descrizione	Elementi attivi		P <sub>i</sub> [%p <sub>0</sub> ]
		cls proiet.- centine	Rivestimento definitivo	
1	Condizione geostatica	-	-	-
2	Applicazione della pressione interna fittizia e installazione del pre-sostegno di calotta (ombrello di infilaggi)	-	-	100
3-6	Decadimento della pressione interna fittizia	-	-	87-60
7	Situazione al fronte di scavo	-	-	50
8	Installazione del sostegno di prima fase	✓	-	44
9-12	Ulteriore decadimento della pressione interna fittizia	✓	-	40-10
13	Completamento dello scavo	✓	-	0
14	Scavo dell'arco rovescio	✓	-	0
15	Getto in opera dell'arco rovescio della galleria	✓	✓	0
16	Completamento del getto in opera del rivestimento definitivo	✓	✓	0
17	Disattivazione del sostegno di prima fase e del pre-sostegno di calotta	-	✓	0
18	Situazione a lungo termine: applicazione del carico di plasticizzazione e delle spinte dovute alla presenza della falda	-	✓	0

Tabella 13: modello di calcolo adottato – Sezione C1

Gruppo geotecnico principale: UGm3

Parametri geotecnici	Angolo di attrito, $\phi'$	40°
	Coesione, $c'$	150kPa
	Modulo di deformabilità, E	1000MPa
	Peso specifico, $\gamma$	22kN/m <sup>3</sup>
Stato tensionale	$\sigma_h/\sigma_v = 1.0$ , copertura: 73.3m	
Carico di plasticizzazione	55kPa	
Sisma	-	
Numero di fasi costruttive simulate	18, software: RS2, ver.9.020 (Rocscience Inc®)	

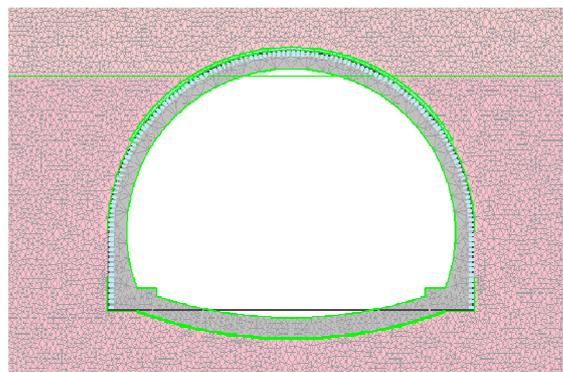
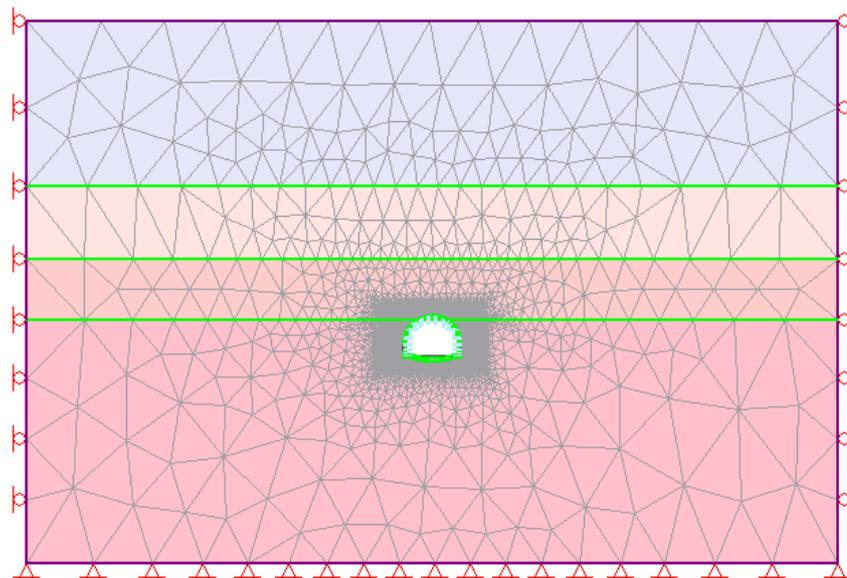


Tabella 14: sintesi delle fasi utilizzate per il modello di calcolo della galleria naturale – sezione C2

Fase	Descrizione	Elementi attivi		$p_i$ [% $p_0$ ]
		cls proiet.- centine	Rivestimento definitivo	
1	Condizione geostatica	-	-	-
2	Applicazione della pressione interna fittizia e realizzazione del consolidamento al contorno costituito da colonne di jet-grouting	-	-	100
3-5	Decadimento della pressione interna fittizia	-	-	90-70
6	Situazione al fronte di scavo	-	-	35
7	Installazione del sostegno di prima fase	✓	-	30
8-12	Ulteriore decadimento della pressione interna fittizia	✓	-	25-5
13	Completamento dello scavo e getto in opera dell'arco rovescio della galleria	✓	-	0
14	Completamento del getto in opera del rivestimento definitivo	✓	✓	0
15	Disattivazione del sostegno di prima fase e dei consolidamenti al contorno	-	✓	0
16	Situazione a lungo termine, applicazione del carico di plasticizzazione e delle spinte dovute alla presenza della falda	-	✓	0

Tabella 15: modello di calcolo adottato – Sezione C2

Gruppo geotecnico principale: UGm_i		
Parametri geotecnici	Angolo di attrito, $\varphi'$	28°
	Coesione, $c'$	10kPa
	Modulo di deformabilità, E	50÷100MPa
	Peso specifico, $\gamma$	22kN/m <sup>3</sup>
Stato tensionale	$\sigma_h/\sigma_v = 1.0$ , copertura: 52.7m	
Carico di plasticizzazione	220kPa	
Sisma	-	
Numero di fasi costruttive simulate	16, software: RS2, ver.9.020 (Rocscience Inc <sup>®</sup> )	

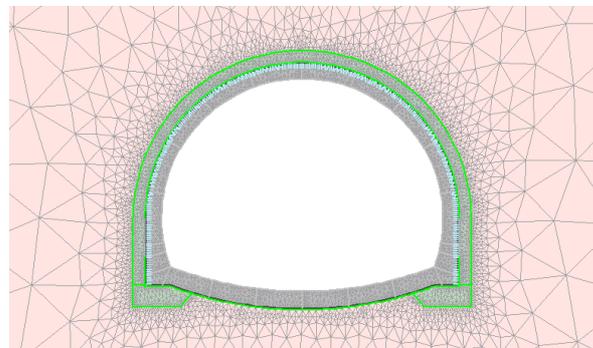
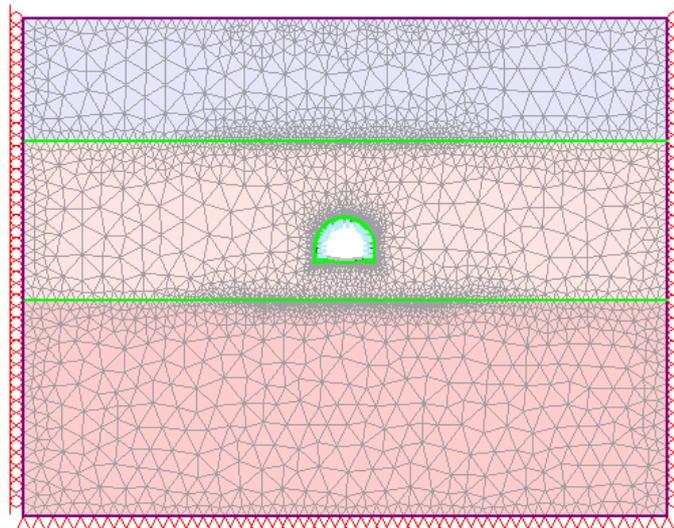


Tabella 16: sintesi delle fasi utilizzate per il modello di calcolo del cunicolo di emergenza – sezione tipo 1

Fase	Descrizione	Elementi attivi		$p_i$ [% $p_0$ ]
		cls proiet.- centine	Rivestimento definitivo	
1	Condizione geostatica	-	-	-
2	Applicazione della pressione interna fittizia	-	-	100
3-6	Decadimento della pressione interna fittizia	-	-	90-60
7	Situazione al fronte di scavo	-	-	50
8	Installazione del sostegno di prima fase	✓	-	38
9-11	Ulteriore decadimento della pressione interna fittizia	✓	-	30-10
12	Completamento dello scavo del cunicolo	✓	-	0
13	Getto in opera della soletta di base	✓	✓	0
14	Completamento del getto in opera del rivestimento definitivo	✓	✓	0
15	Disattivazione del sostegno di prima fase	-	✓	0
16	Situazione a lungo termine, applicazione del carico di plasticizzazione e delle spinte dovute alla presenza della falda	-	✓	0

Tabella 17: modello di calcolo adottato – cunicolo di emergenza – sezione tipo 1

Gruppo geotecnico principale: UGm2		
Parametri geotecnici	Angolo di attrito, $\varphi'$	39°
	Coesione, $c'$	200kPa
	Modulo di deformabilità, E	2000MPa
	Peso specifico, $\gamma$	22kN/m <sup>3</sup>
Stato tensionale	$\sigma_h/\sigma_v = 1.0$ , copertura: 66m	
Carico di plasticizzazione	44kPa	
Sisma	-	
Numero di fasi costruttive simulate	16, software: RS2, ver.9.020 (Rocscience Inc®)	

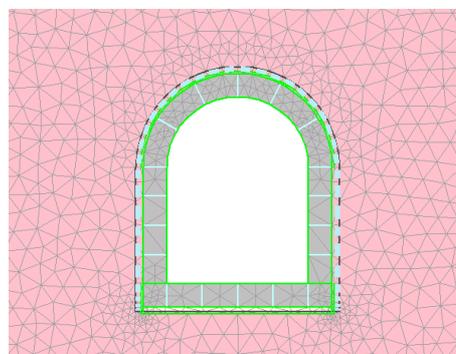
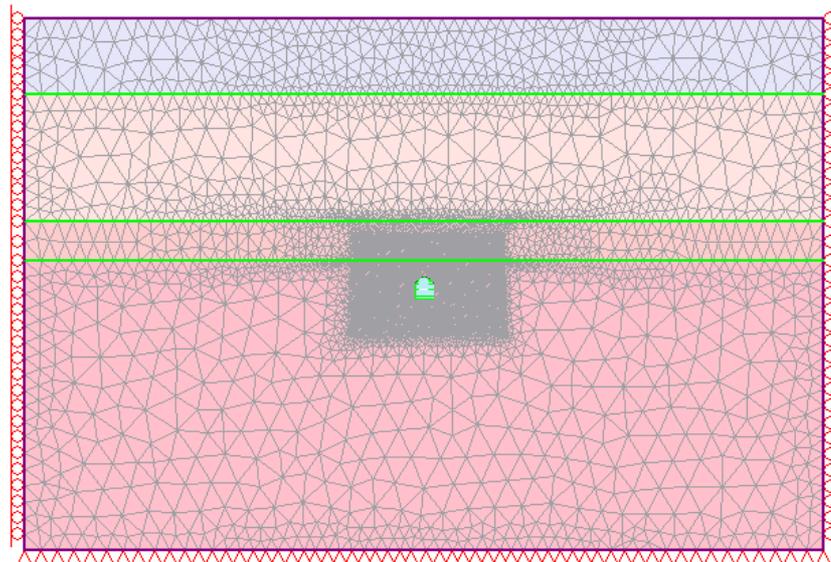


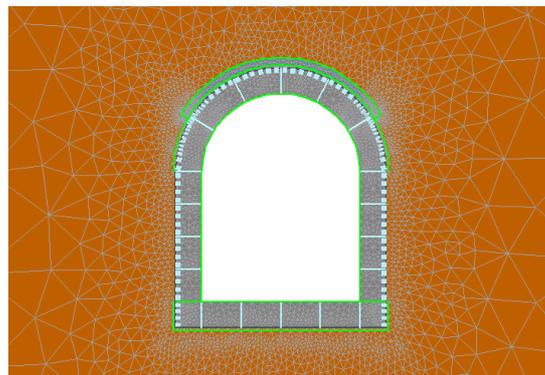
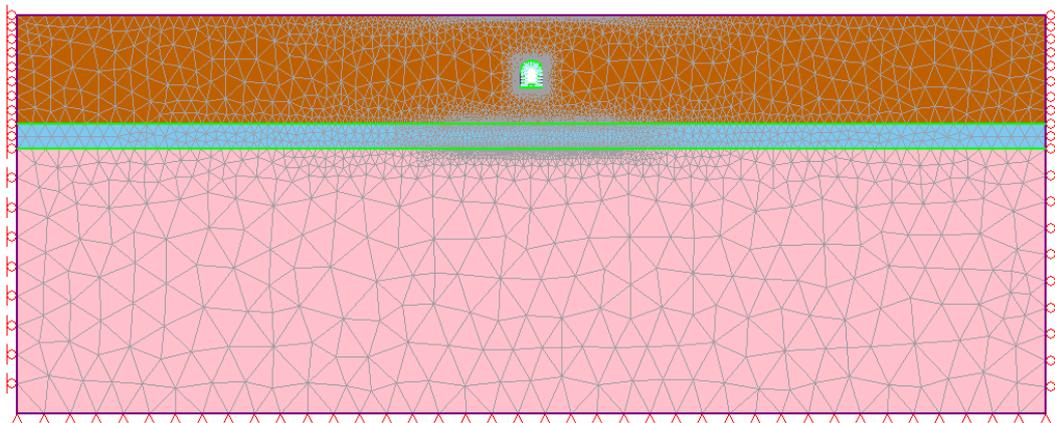
Tabella 18: sintesi delle fasi utilizzate per il modello di calcolo del cunicolo di emergenza – sezione tipo 2

Fase	Descrizione	Elementi attivi		$p_i$ [% $p_0$ ]
		cls proiet.- centine	Rivestimento definitivo	
1	Condizione geostatica	-	-	-
2	Applicazione della pressione interna fittizia	-	-	100
3	Decadimento della pressione interna fittizia e installazione degli infilaggi	-	-	90
4-6	Decadimento della pressione interna fittizia	-	-	80-60
7	Situazione al fronte di scavo	-	-	50
8	Installazione del sostegno di prima fase	✓	-	40
9-12	Ulteriore decadimento della pressione interna fittizia	✓	-	30-5
13	Completamento dello scavo e getto della soletta di base	✓	✓	0
14	Completamento del getto in opera del rivestimento definitivo	✓	✓	0
15	Disattivazione del sostegno di prima fase e degli infilaggi	-	✓	0
16	Situazione a lungo termine, applicazione del carico di plasticizzazione e delle spinte dovute alla presenza della falda	-	✓	0

Tabella 19: modello di calcolo adottato – cunicolo di emergenza – sezione tipo 2

Gruppo geotecnico principale: DR

Parametri geotecnici	Angolo di attrito, $\varphi'$	35°
	Coesione, $c'$	0kPa
	Modulo di deformabilità, E	50MPa
	Peso specifico, $\gamma$	21kN/m <sup>3</sup>
Stato tensionale	$\sigma_h/\sigma_v = 0.426$ , copertura: 9.2m	
Carico di plasticizzazione	137kPa	
Sisma	-	
Numero di fasi costruttive simulate	16, software: RS2, ver.9.020 (Rocscience Inc®)	



## 7 RISULTATI DELLE ANALISI E VERIFICHE

### 7.1 SPOSTAMENTI SUL CONTORNO DEL CAVO

Si riportano qui di seguito i risultati delle analisi numeriche in termini di deformazioni al contorno del cavo per le fasi più significative.

Tabella 20: risultati delle analisi in termini di spostamenti – Sezione B

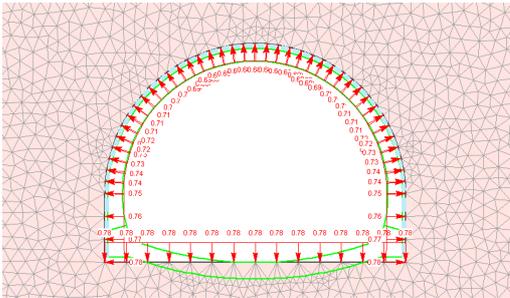
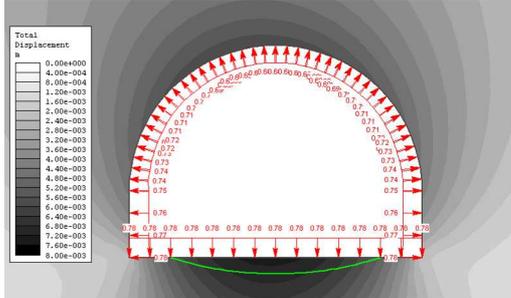
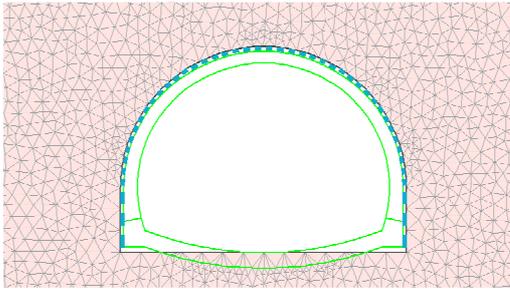
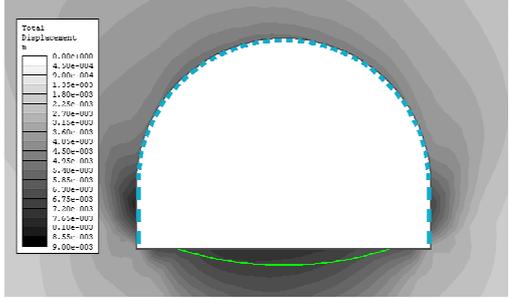
Fase di analisi	Isolinee di deformazione	Commenti
Fase 7 	Spostamenti totali 	<u>Situazione al fronte di scavo.</u> Spostamento massimo al contorno del cavo pari a circa 7mm
Fase 13 	Spostamenti totali 	<u>Completamento dello scavo.</u> Spostamento massimo al contorno del cavo (riferiti alla fase 8: installazione del sostegno di prima fase) pari a circa 8mm

Tabella 21: risultati delle analisi in termini di spostamenti – Sezione C1

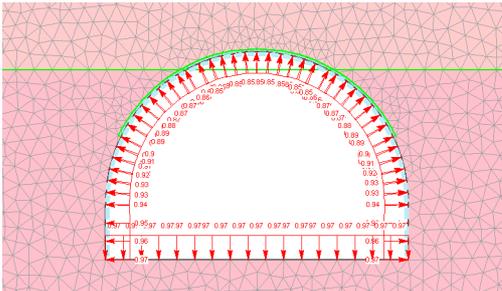
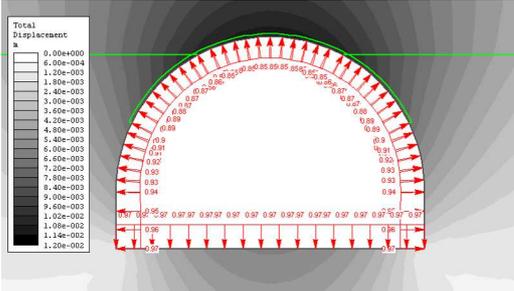
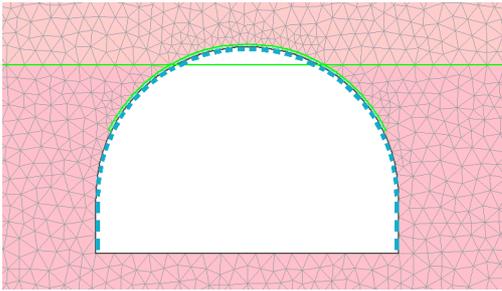
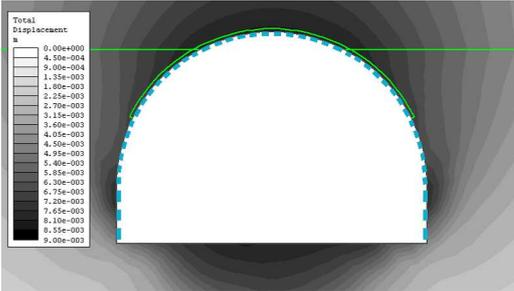
Fase di analisi	Isolinee di deformazione	Commenti
<p>Fase 7</p> 	<p>Spostamenti totali</p> 	<p><u>Situazione al fronte di scavo.</u>        Spostamento massimo al contorno del cavo pari a circa 11mm</p>
<p>Fase 13</p> 	<p>Spostamenti totali</p> 	<p><u>Completamento dello scavo.</u>        Spostamento massimo al contorno del cavo (riferiti alla fase 8: installazione del sostegno di prima fase) pari a circa 8.5mm</p>

Tabella 22: risultati delle analisi in termini di spostamenti – Sezione C2

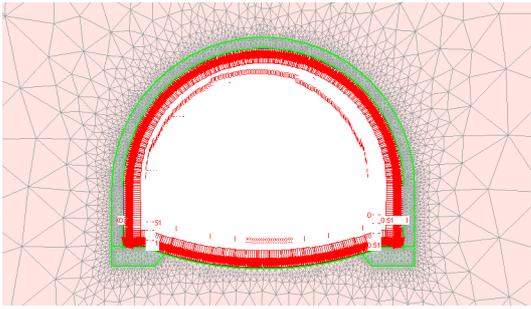
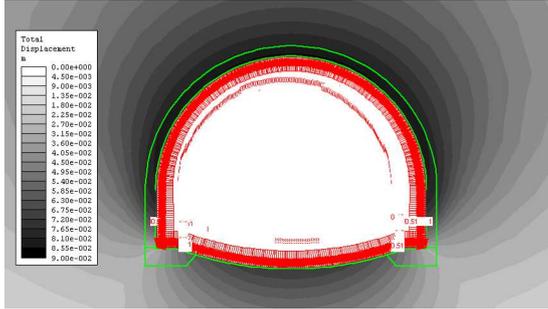
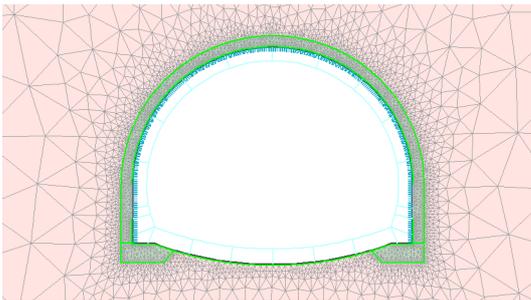
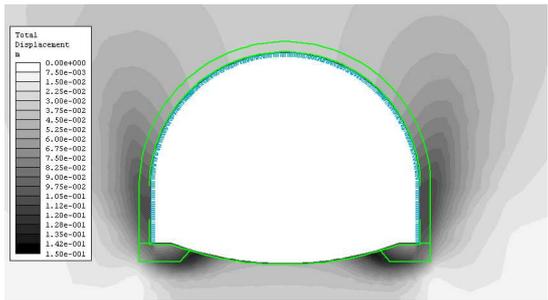
Fase di analisi	Isolinee di deformazione	Commenti
<p>Fase 6</p> 	<p>Spostamenti totali</p> 	<p><u>Situazione al fronte di scavo.</u>            Spostamento massimo al contorno del cavo pari a circa 8.5cm</p>
<p>Fase 13</p> 	<p>Spostamenti totali</p> 	<p><u>Completamento dello scavo.</u>            Spostamento massimo al contorno del cavo (riferiti alla fase 7: installazione del sostegno di prima fase) pari a circa 11cm</p>

Tabella 23: risultati delle analisi in termini di spostamenti – cunicolo di emergenza – sezione tipo 1

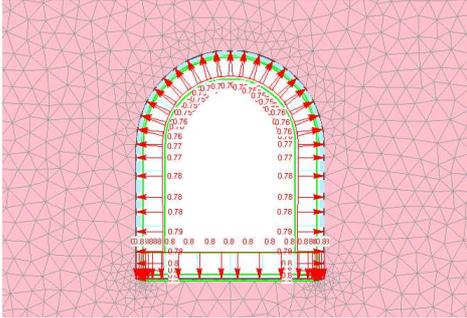
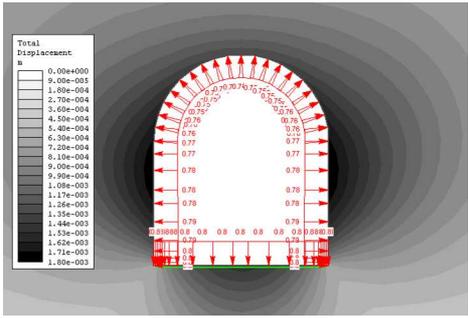
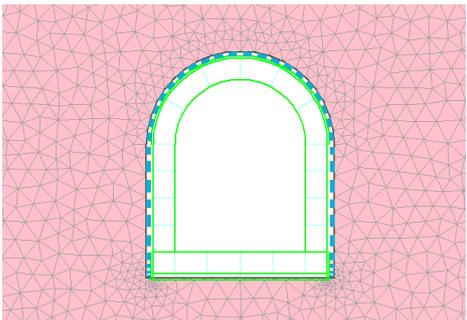
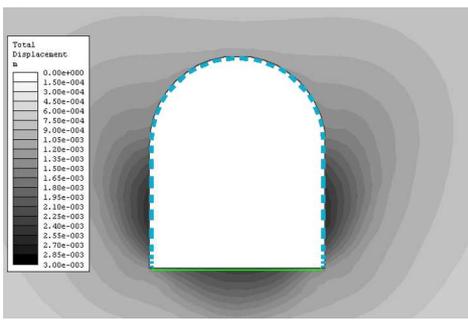
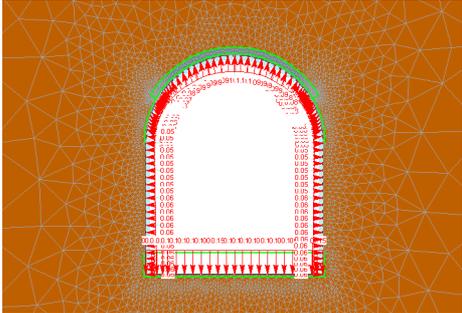
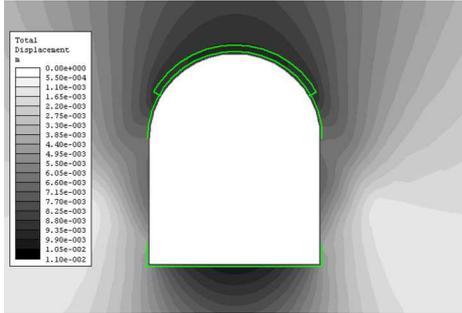
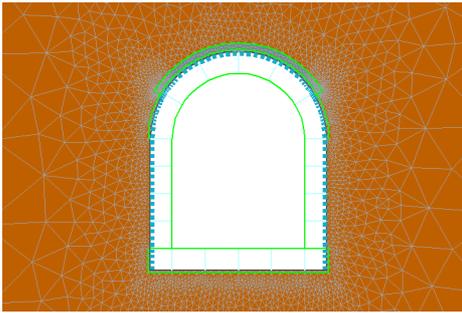
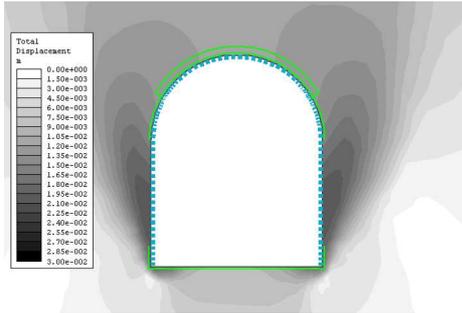
Fase di analisi	Isolinee di deformazione	Commenti
<p>Fase 7</p> 	<p>Spostamenti totali</p> 	<p><u>Situazione al fronte di scavo.</u>        Spostamento massimo al contorno del cavo pari a circa 1.8mm</p>
<p>Fase 12</p> 	<p>Spostamenti totali</p> 	<p><u>Completamento dello scavo.</u>        Spostamento massimo al contorno del cavo (riferiti alla fase 8: installazione del sostegno di prima fase) pari a circa 2.6mm</p>

Tabella 24: risultati delle analisi in termini di spostamenti – cunicolo di emergenza – sezione tipo 2

Fase di analisi	Isolinee di deformazione	Commenti
<p>Fase 7</p> 	<p>Spostamenti totali</p> 	<p><u>Situazione al fronte di scavo.</u> Spostamento massimo al contorno del cavo pari a circa 1.0cm</p>
<p>Fase 12</p> 	<p>Spostamenti totali</p> 	<p><u>Completamento dello scavo.</u> Spostamento massimo al contorno del cavo (riferiti alla fase 8: installazione del sostegno di prima fase) pari a circa 2.1cm</p>

## 7.2 VERIFICA DI STABILITÀ DEL FRONTE DI SCAVO

In questo paragrafo sono riportate le verifiche di stabilità dei fronti di scavo della galleria.

La verifica del comportamento del fronte di scavo consolidato è stata condotta con il metodo di Tamez (1985). La teoria di Tamez ipotizza che al fronte si formi un meccanismo di rottura piano e valuta un valore del coefficiente di sicurezza FSF rispetto alla condizione di collasso ipotizzato.

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

dove:

$$\tau_{m3} = c + \left\{ 0.25 \left[ w \cdot \gamma + (z - h_1 - w)(\gamma - \gamma_w) \right] - u \right\} \text{tg}\phi$$

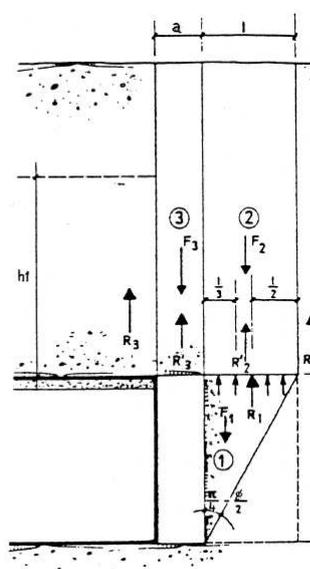
$$\tau_{m2} = c + \frac{K_O}{2} \left[ w \cdot \gamma + (z - h_1 - w)(\gamma - \gamma_w) + \frac{3.4c}{\sqrt{K_A}} - \frac{(\gamma - \gamma_w)h}{2} \right]$$


Figura 13: schema di calcolo per la verifica di stabilità del fronte

Il fronte di scavo è considerato stabile per valori del fattore di sicurezza >1.50.

- Nella sezione C2, il fronte è consolidato mediante colonne di jet grouting Ø600mm, armate con tubi in VTR Ø60/40, di lunghezza 15m. la stabilità del fronte è stata valutata considerando una coesione equivalente, calcolata a partire della coesione del terreno e di quella delle colonne di jet grouting in funzione del numero di colonne presenti e del loro diametro; il valore ottenuto è pari a 154kPa.

- Nella sezione C1, il fronte è consolidato mediante tubi in VTR Ø60/40 cementati, di lunghezza 15m. Al fine di valutare il contributo di resistenza alla stabilità del fronte offerto dai questi consolidamenti, è stata calcolata una coesione equivalente mediante le formulazioni proposte da Bischoff e Smart (1977), secondo le quali l'incremento di pressione di confinamento  $\Delta\sigma_3$  può essere espressa in termini di geometria e di proprietà di resistenza degli elementi di rinforzo ed è funzione del numero di elementi resistenti, della loro capacità e dell'area della sezione di scavo.

Per il criterio di Coulomb il contributo migliorativo si esprime:

$$\tau = c + (\sigma + \Delta\sigma_3) \cdot \text{tan}\phi$$

dove:

$c$  e  $\phi$  sono la coesione e l'angolo di resistenza al taglio dell'ammasso;  
 $\sigma$  è la tensione normale agente lungo il piano di rottura;  
 $\tau$  è la resistenza al taglio lungo il piano di rottura;  
 $\Delta\sigma_3$  è l'incremento di pressione indotto dal consolidamento del terreno.

Quest'ultimo parametro è stato determinato a partire dalla forza resistente di ciascun elemento di vetroresina, il cui valore corrisponde al minimo della resistenza ottenibile per le due seguenti situazioni:

- rottura per trazione della barra:

$$F1 = f_{yk} \cdot A_{barra}$$

dove:

$f_{yk}$  è la tensione di snervamento della vetroresina;

$A_{barra}$  è l'area della sezione della barra di vetroresina.

- rottura per sfilamento dal terreno della barra lungo la superficie di ancoraggio (al di là della superficie di scorrimento):

$$F2 = \tau \cdot \alpha \cdot A_{scorr} = \tau \cdot \alpha \cdot D \cdot \pi \cdot l_0$$

dove:

$\tau$  è la resistenza al taglio che si sviluppa lungo la superficie di contatto tra la malta iniettata ed il terreno;

$\alpha$  è il coefficiente di sbulbamento

$D$  è il diametro del foro;

$l_0$  è la lunghezza minima della barra.

Nella seguente tabella vengono riportati i valori della tensione di aderenza e del coefficiente di sbulbamento, utilizzati nell'analisi.

Tabella 25: tensione di aderenza e coefficiente di sbulbamento

Unità geotecnica	Tensione di aderenza $\tau$ [kPa]	Coefficiente di sbulbamento $\alpha$
UGm3	100	1.2

Considerando il valore minimo si ricava l'incremento di tensione normale nel modo seguente:

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

dove:

$n$  è il numero medio di barre in vetroresina installate;

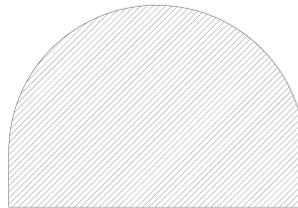
$A$  è l'area su cui è stato eseguito il consolidamento.

La coesione equivalente è così determinata:

$$c_g = c + \Delta\sigma_3 \cdot \tan\phi$$

Tabella 26: sintesi dei parametri di coesione equivalente adottati nelle analisi di stabilità del fronte – Sezione C1

Sezione tipo	n° VTR al fronte	F1 [kN]	F2 [kN]	$\Delta\sigma_3$ [MPa]	$c_g$ [kPa]
C1	51	1.571	0.382	0.122	317.4

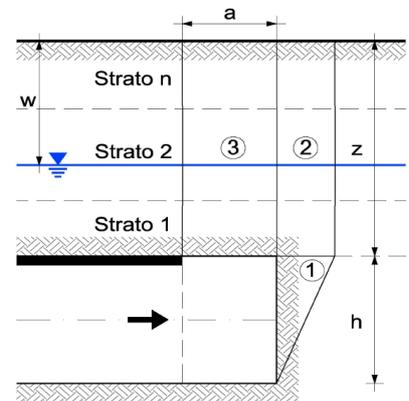


- La sezione B si applica nei tratti in cui l'ammasso roccioso presenta le caratteristiche meccaniche migliori (UGm1 e UGm2), pertanto i consolidamenti al fronte non sono necessari.

Le analisi di stabilità del fronte sono state eseguite adottando le stratigrafie riportate di seguito e la sezione di scavo massima, nel caso di sezioni troncoconiche; le successive tabelle riportano i risultati ottenuti dalle analisi e i fattori di sicurezza minimi ottenuti.

#### Dati geometrici della galleria

Larghezza della galleria (m)	b=	14.6
Altezza della galleria (m)	h=	10.5
Area del fronte di scavo (m <sup>2</sup> )	A=	139.2
Lunghezza libera non sostenuta (m)	a=	1.00
Distanza della falda dal piano campagna (m)	w=	75.0
Peso di volume dell'acqua (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_w$ =	10.0
Pressione dell'acqua (kN/m <sup>2</sup> )	u=	0.0
Coefficiente di spinta a riposo (-)	$K_0$ =	0.43
Pressione di stabilizzazione (kPa)	Pe=	0
Copertura (m)	z=	75.0



#### Parametri geotecnici degli strati di copertura

Strati (1° strato sopra la calotta)	1	2
Unità geotecnica	UGm2	UGm1
Peso di volume (kN/m <sup>3</sup> )	22	24
Spessore (m)	45.0	30.0
Coesione (kPa)	200	100
Angolo di attrito (°)	39	44

#### Parametri geotecnici del materiale al fronte di scavo

Peso di volume (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_g$ =	22
Coesione (kPa)	$c_g$ =	200
Angolo di attrito (°)	$\phi_g$ =	39

#### Risultati

Tipo di galleria	Profonda
Larghezza dell'arco di terreno (m)	B= 24.17
Fattore di sicurezza alla stabilità del fronte (-)	<b>FS= 3.88</b>
Fattore di sicurezza del prisma (n°3) al di sopra della lunghezza libera non sostenuta (-)	<b>FS<sub>3</sub>= 14.35</b>

#### Riferimenti bibliografici:

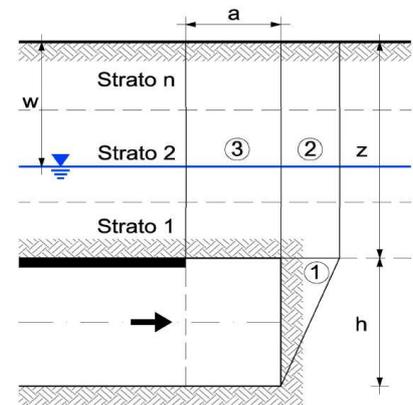
1. Tamez, E; Stability of tunnels excavated in soils, Mexico 1986.
2. Cornejo, L; "Instability at the face: its repercussions for tunneling technology"-Tunnels & Tunneling, 1998.

Figura 14: verifica di stabilità del fronte di scavo mediante il metodo di Tamez (1985) – Sezione B –  $F_{S_{min}} = 3.88$

### Dati geometrici della galleria

Larghezza della galleria (m)  
Altezza della galleria (m)  
Area del fronte di scavo (m<sup>2</sup>)  
Lunghezza libera non sostenuta (m)  
Distanza della falda dal piano campagna (m)  
Peso di volume dell'acqua (kN/m<sup>3</sup>)  
Pressione dell'acqua (kN/m<sup>2</sup>)  
Coefficiente di spinta a riposo (-)  
Pressione di stabilizzazione (kPa)  
Copertura (m)

b= 16.8  
h= 11.6  
A= 159.3  
a= 1.00  
w= 73.3  
 $\gamma_w$ = 10.0  
u= 0.0  
 $K_0$ = 0.36  
Pe= 0  
z= 73.3



### Parametri geotecnici degli strati di copertura

Strati (1° strato sopra la calotta)	1	2	3
Unità geotecnica	UGm3	UGm_i	UGm1
Peso di volume (kN/m <sup>3</sup> )	22	22	24
Spessore (m)	14.2	18.0	41.1
Coesione (kPa)	150	10	100
Angolo di attrito (°)	40	28	44

### Parametri geotecnici del materiale al fronte di scavo

Peso di volume (kN/m<sup>3</sup>)  $\gamma_g$ = 22  
Coesione (kPa)  $c_g$ = 289.8  
Angolo di attrito (°)  $\phi_g$ = 39

### Risultati

Tipo di galleria Profonda  
Larghezza dell'arco di terreno (m) B= 27.79  
Fattore di sicurezza alla stabilità del fronte (-) **FS= 3.29**  
Fattore di sicurezza del prisma (n°3) al di sopra della lunghezza libera non sostenuta (-) **FS<sub>3</sub>= 12.78**

### Riferimenti bibliografici:

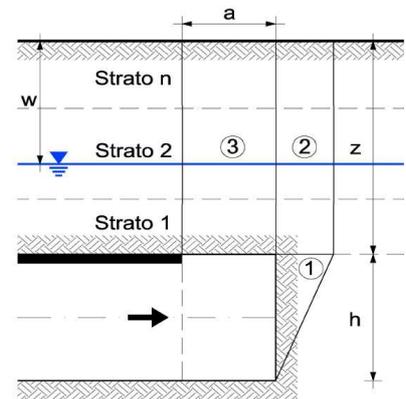
1. Tamez, E; Stability of tunnels excavated in soils, Mexico 1986.
2. Cornejo, L; "Instability at the face: its repercussions for tunneling technology"-Tunnels & Tunneling, 1998.

Figura 15: verifica di stabilità del fronte di scavo mediante il metodo di Tamez (1985) – Sezione C1 –  $FS_{min} = 3.29$

### Dati geometrici della galleria

Larghezza della galleria (m)  
Altezza della galleria (m)  
Area del fronte di scavo (m<sup>2</sup>)  
Lunghezza libera non sostenuta (m)  
Distanza della falda dal piano campagna (m)  
Peso di volume dell'acqua (kN/m<sup>3</sup>)  
Pressione dell'acqua (kN/m<sup>2</sup>)  
Coefficiente di spinta a riposo (-)  
Pressione di stabilizzazione (kPa)  
Copertura (m)

b= 16.8  
h= 11.6  
A= 161.8  
a= 1.00  
w= 53.0  
 $\gamma_w$ = 10.0  
u= 0.0  
 $K_0$ = 0.53  
Pe= 0  
z= 53.0



### Parametri geotecnici degli strati di copertura

Strati (1° strato sopra la calotta)	1	2
Unità geotecnica	UGm_i	UGm1
Peso di volume (kN/m <sup>3</sup> )	22	24
Spessore (m)	20.6	32.4
Coesione (kPa)	10	100
Angolo di attrito (°)	28	44

### Parametri geotecnici del materiale al fronte di scavo

Peso di volume (kN/m<sup>3</sup>)  $\gamma_g$ = 22  
Coesione (kPa)  $c_g$ = 154  
Angolo di attrito (°)  $\phi_g$ = 28

### Risultati

Tipo di galleria Profonda  
Larghezza dell'arco di terreno (m) B= 28.17  
Fattore di sicurezza alla stabilità del fronte (-) FS= 2.77  
Fattore di sicurezza del prisma (n°3) al di sopra della lunghezza libera non sostenuta (-) FS<sub>3</sub>= 11.33

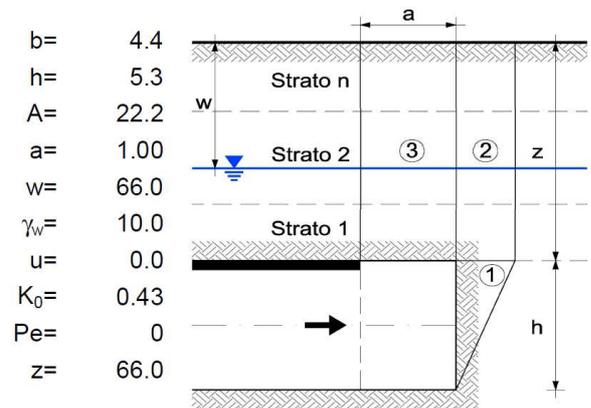
### Riferimenti bibliografici:

1. Tamez, E; Stability of tunnels excavated in soils, Mexico 1986.
2. Cornejo, L; "Instability at the face: its repercussions for tunneling technology"-Tunnels & Tunneling, 1998.

Figura 16: verifica di stabilità del fronte di scavo mediante il metodo di Tamez (1985) – Sezione C2 – FS<sub>min</sub> = 2.77

### Dati geometrici della galleria

Larghezza della galleria (m)	b=	4.4
Altezza della galleria (m)	h=	5.3
Area del fronte di scavo (m <sup>2</sup> )	A=	22.2
Lunghezza libera non sostenuta (m)	a=	1.00
Distanza della falda dal piano campagna (m)	w=	66.0
Peso di volume dell'acqua (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_w$ =	10.0
Pressione dell'acqua (kN/m <sup>2</sup> )	u=	0.0
Coefficiente di spinta a riposo (-)	$K_0$ =	0.43
Pressione di stabilizzazione (kPa)	Pe=	0
Copertura (m)	z=	66.0



### Parametri geotecnici degli strati di copertura

Strati (1° strato sopra la calotta)	1	2	3	4
Unità geotecnica	UGm2	UGm3	UGm_i	UGm1
Peso di volume (kN/m <sup>3</sup> )	22	22	22	24
Spessore (m)	4.5	10.0	32.0	19.5
Coesione (kPa)	200	150	10	100
Angolo di attrito (°)	39	40	28	44

### Parametri geotecnici del materiale al fronte di scavo

Peso di volume (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_g$ =	22
Coesione (kPa)	$c_g$ =	200
Angolo di attrito (°)	$\phi_g$ =	39

### Risultati

Tipo di galleria	Profonda
Larghezza dell'arco di terreno (m)	B= 9.88
Fattore di sicurezza alla stabilità del fronte (-)	<b>FS= 2.20</b>
Fattore di sicurezza del prisma (n°3) al di sopra della lunghezza libera non sostenuta (-)	<b>FS<sub>3</sub>= 3.92</b>

### Riferimenti bibliografici:

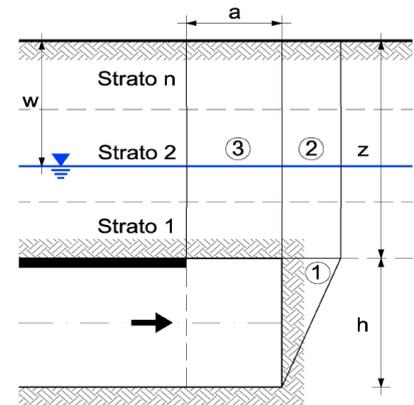
1. Tamez, E; Stability of tunnels excavated in soils, Mexico 1986.
2. Cornejo, L; "Instability at the face: its repercussions for tunneling technology"-Tunnels & Tunneling, 1998.

Figura 17: verifica di stabilità del fronte di scavo mediante il metodo di Tamez (1985) – cunicolo di emergenza – Sezione 1 – FS<sub>min</sub> = 2.20

### Dati geometrici della galleria

Larghezza della galleria (m)
Altezza della galleria (m)
Area del fronte di scavo (m <sup>2</sup> )
Lunghezza libera non sostenuta (m)
Distanza della falda dal piano campagna (m)
Peso di volume dell'acqua (kN/m <sup>3</sup> )
Pressione dell'acqua (kN/m <sup>2</sup> )
Coefficiente di spinta a riposo (-)
Pressione di stabilizzazione (kPa)
Copertura (m)

b=	5.8
h=	5.9
A=	25.7
a=	1.00
w=	9.2
$\gamma_w$ =	10.0
u=	0.0
$K_0$ =	0.43
Pe=	0
z=	9.2



### Parametri geotecnici degli strati di copertura

Strati (1° strato sopra la calotta)	1	2	3	4
Unità geotecnica	Infilaggi	DR		
Peso di volume (kN/m <sup>3</sup> )	21	21		
Spessore (m)	0.2	9.2		
Coesione (kPa)	4900	0		
Angolo di attrito (°)	35	35		

### Parametri geotecnici del materiale al fronte di scavo

Peso di volume (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_g$ =	21
Coesione (kPa)	$c_g$ =	261.8
Angolo di attrito (°)	$\phi_g$ =	35

### Risultati

Tipo di galleria	Superficiale
Larghezza dell'arco di terreno (m)	B= 11.83
Fattore di sicurezza alla stabilità del fronte (-)	<b>FS= 8.40</b>
Fattore di sicurezza del prisma (n°3) al di sopra della lunghezza libera non sostenuta (-)	<b>FS<sub>3</sub>= 11.72</b>

### Riferimenti bibliografici:

1. Tamez, E; Stability of tunnels excavated in soils, Mexico 1986.
2. Cornejo, L; "Instability at the face: its repercussions for tunneling technology"-Tunnels & Tunneling, 1998.

Figura 18: verifica di stabilità del fronte di scavo mediante il metodo di Tamez (1985) – cunicolo di emergenza – Sezione 2 –  $FS_{min} = 8.40$

### 7.3 VERIFICA DEGLI INFILAGGI

La verifica viene condotta considerando lo schema statico di trave su appoggi. La lunghezza della trave è calcolata al fronte di scavo prima della messa in opera dell'ultima centina, come somma della distanza di installazione della centina dal fronte ( $a=0.25m$ ), dello sfondo ( $b=1.0m$ ) e di una distanza pari a  $0.25m$  che tiene conto dell'effetto di appoggio cedevole al fronte.

Nella successiva tabella sono riassunte le caratteristiche degli infilaggi, utilizzati per le sezioni C1 e C2 della galleria, e per la sezione 2 del cunicolo.

Tabella 27: caratteristiche degli infilaggi

Sezione	$\varnothing_{\text{tubo}}$ (mm)	Spessore tubo (mm)	Interasse (m)	Lunghezza (m)
C1	139.7	10	0.40	15
C2	114	8	0.44	15
2 (cunicolo)	114.3	8.8	0.40	12

Le verifiche sono state condotte considerando il carico di plasticizzazione, ottenuto dai modelli numerici.

Il carico gravante per metro lineare del tubo è dato dalla relazione seguente:

$$q_u = p_v \cdot i$$

Dove:

$p_v$  è il carico verticale in calotta.

$i$  è l'interasse dei tubi.

Il momento sollecitante massimo è:

$$M_{\max} = \frac{1}{10} \cdot q_u \cdot (a + b + 0.25)^2$$

La tensione nel tubo:

$$\sigma_{\max} = M_{\max} / W$$

Dove:

$W$  è il momento resistente della sezione trasversale del tubo

Tale valore viene poi confrontato con la tensione di calcolo dell'acciaio ( $f_{yd}$ ). I valori di resistenza sono riportati nella tabella seguente.

Tabella 28: caratteristiche di resistenza dei micropali

Tubo per micropali	$f_{yk}$ [MPa]	$f_{yd}$ [MPa]
	355	338

Dove:

$f_{yk}$  resistenza caratteristica a snervamento dell'acciaio

$f_{yd}$  resistenza di calcolo dell'acciaio

Nella tabella seguente si riportano le verifiche degli infilaggi per le sezioni C1 e C2.

Tabella 29: verifica dei tubi costituenti gli infilaggi metallici

Sezione	$p_v$ [kPa]	$i$ [cm]	Tubo [mm]	$W$ [cm <sup>3</sup> ]	$M_{max}$ [kNm]	$\sigma_{max}$ [MPa]	$f_{yd}$ [MPa]
C1	55	0.40	Ø139.7/10	123.4	4	33	338
C2	220	0.44	Ø114/8	66.0	18	275	338
2 (cunicolo)	137	0.40	Ø114.3/8.8	71.5	10	144	338

La verifica è soddisfatta.

#### 7.4 VERIFICA DEL SOSTEGNO DI PRIMA FASE

Nel presente paragrafo si illustrano i criteri generali di verifica dei sostegni di prima fase. Le verifiche sono state eseguite allo stato limite ultimo (SLU).

Le azioni permanenti utilizzate, sono riferite ai valori caratteristici ottenuti dal modello di RS2, per cui le successive verifiche sono rapportate al valore del coefficiente parziale di sicurezza delle azioni permanenti  $\gamma_G = 1.30$ . I valori di calcolo delle resistenze dei materiali, si ricavano dividendo ciascun valore caratteristico per il fattore di sicurezza parziale  $\gamma_M$ , specifico del materiale considerato (si veda la tabella seguente).

Tabella 30: fattore di sicurezza parziale dei materiali,  $\gamma_m$

Stato limite	Acciaio carpenteria	Calcestruzzo, coefficiente
	$\gamma_s$	$\gamma_c$
SLU	1.05	1.50

Di seguito si riportano i valori delle resistenze di calcolo, ottenute come rapporto tra la resistenza caratteristica ed il coefficiente  $\gamma_m$ :  $f_d = f_k/\gamma_m$

Tabella 31: tensione di snervamento e di calcolo delle centine

Acciaio	$f_{yk}$ [MPa]	$f_{yd}$ [MPa]
S275	275	262

Tabella 32: resistenze di calcolo del calcestruzzo proiettato

Cls proiettato	cls	$f_{cd}$ [MPa]	$f_{ctd}$ [MPa]	$f_{ctfd}$ [MPa]	Modulo elastico [MPa]
C25/30	matturo	16.6	1.2	1.44	15000

dove:

$f_{cd}$  = resistenza a compressione cilindrica di calcolo,

$f_{ctd}$  = resistenza a trazione di calcolo,

$f_{ctfd}$  = resistenza a trazione per flessione di calcolo ( $=1.2 \cdot f_{ctd}$ ).

Nella valutazione delle  $f_{cd}$ , considerato la transitorietà del pre-rivestimento, si trascura la riduzione per effetto dei carichi di lunga durata ( $=0.85 \cdot f_{cd}$ ).

### Verifiche strutturali

Le verifiche sono state condotte, sulla base dell'involuppo delle sollecitazioni, secondo il metodo semi-probabilistico agli stati limite. Vengono effettuate le seguenti verifiche in condizioni statiche (verifiche temporanee strutturali del sostegno in calcestruzzo proiettato e delle centine):

- Verifica a S.L.U. a pressoflessione;
- Verifica a S.L.U. a taglio.

Si precisa che, se non è possibile applicare i coefficienti parziali ( $\gamma_F$ ) alle azioni, essi sono applicati direttamente agli effetti delle azioni.

A favore di sicurezza, ai fini delle verifiche a taglio si considerano come elementi resistenti le sole centine metalliche. In tali sezioni si esegue quindi la verifica a taglio, confrontando il taglio massimo agente con la resistenza a taglio di calcolo  $V_{c,Rd}$ , che è data dalla seguente espressione:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

dove:

$$\gamma_{M0} = 1.05$$

$A_v$  è l'area resistente a taglio che per profilati ad I, caricati nel piano delle ali, vale:

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f$$

essendo:

A: area della sezione;

b: larghezza delle ali dei profilati;

r: raggio di raccordo tra anima e ala;

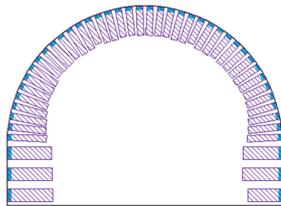
$t_f$ : spessore delle ali;

$t_w$ : spessore dell'anima.

La verifica è soddisfatta quando l'azione tagliante di calcolo  $V_{Ed} < V_{c,Rd}$ .

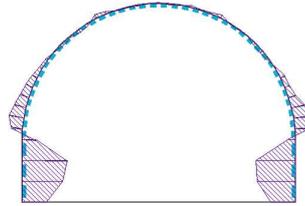
Le verifiche riportate nel seguito sono state effettuate considerando i valori massimi delle sollecitazioni.

Tabella 33: sollecitazioni sul sostegno di prima fase – Sezione B – ( $M > 0$  fibre tese in intradosso).



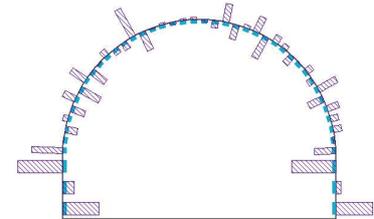
$$N_{k,max} = 1989.2 \text{ kN}$$

$$M_k = 9.3 \text{ kNm}$$



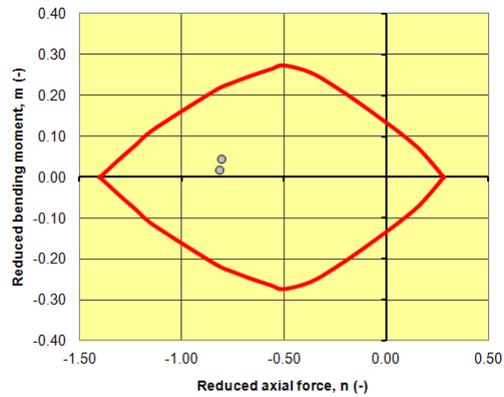
$$N_k = 1966.8 \text{ kN}$$

$$M_{k,max} = 21.6 \text{ kNm}$$



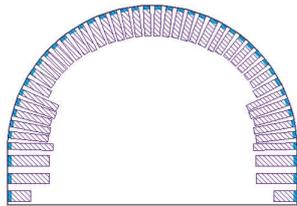
$$T_{k,max} = 20.5 \text{ kN}$$

$$V_{c,Rd} = 393.2 \text{ kN}, \text{ FS} > 5.0$$



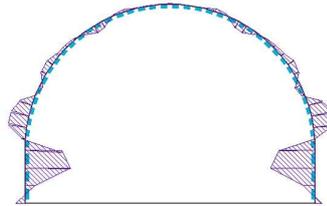
Le verifiche sono soddisfatte.

Tabella 34: sollecitazioni sul sostegno di prima fase – Sezione C1 – ( $M > 0$  fibre tese in intradosso).



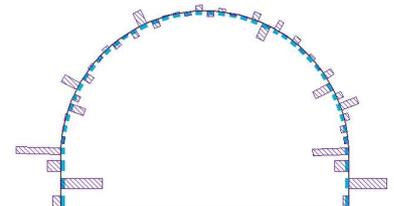
$$N_{k,max} = 3475 \text{ kN}$$

$$M_k = 13.3 \text{ kNm}$$



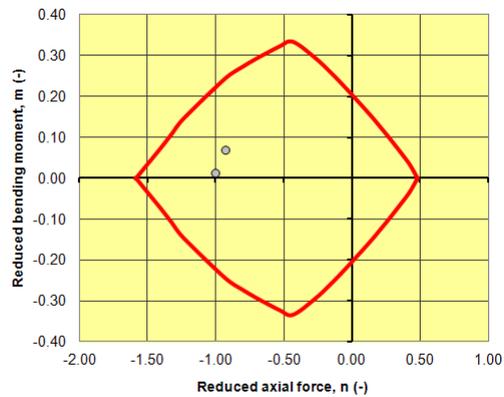
$$N_k = 3215 \text{ kN}$$

$$M_{k,max} = 66.5 \text{ kNm}$$



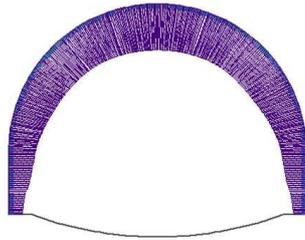
$$T_{k,max} = 109 \text{ kN}$$

$$V_{c,Rd} = 658 \text{ kN}, \text{ FS} > 5.0$$

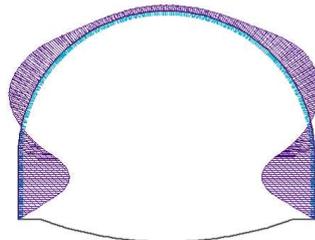


Le verifiche sono soddisfatte.

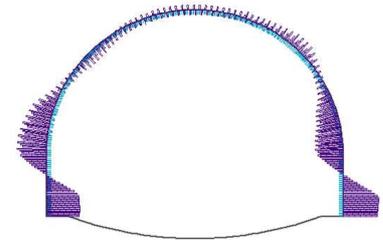
Tabella 35: sollecitazioni sul sostegno di prima fase – Sezione C2 – ( $M > 0$  fibre tese in intradosso).



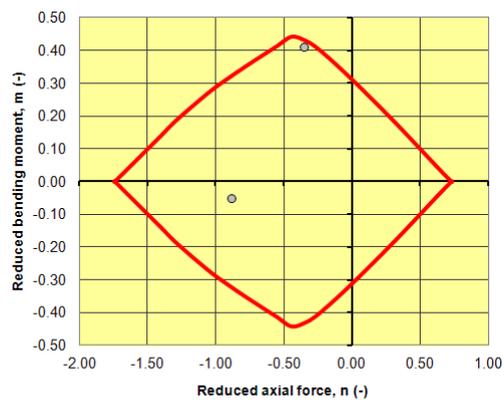
$N_{k,max} = 3120.5\text{kN}$   
 $M_k = -45.5\text{kNm}$



$N_k = 1251.8\text{kN}$   
 $M_{k,max} = 401.6\text{kNm}$

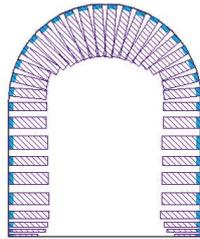


$T_{k,max} = 264.8\text{kN}$   
 $V_{c,Rd} = 658\text{kN}, FS = 2.48$

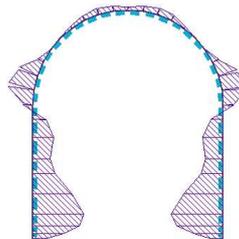


Le verifiche sono soddisfatte.

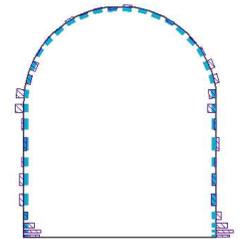
Tabella 36: sollecitazioni sul sostegno di prima fase – cunicolo di emergenza – sezione tipo 1 – (M>0 fibre tese in intradosso).



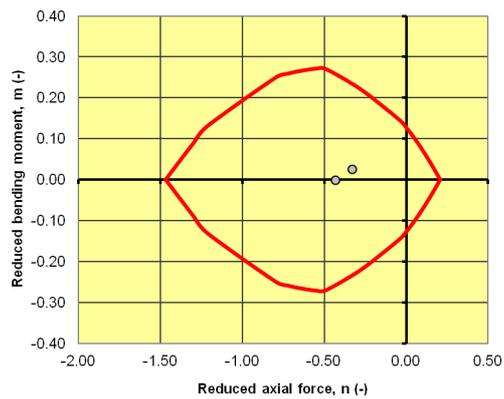
$N_{k,max} = 748\text{kN}$   
 $M_k = -0.3\text{kNm}$



$N_k = 571.8\text{kN}$   
 $M_{k,max} = 6.0\text{kNm}$

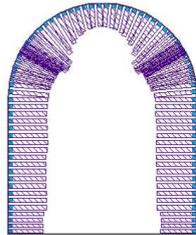


$T_{k,max} = 18.3\text{kN}$   
 $V_{c,Rd} = 195\text{kN}, FS \Rightarrow 5$

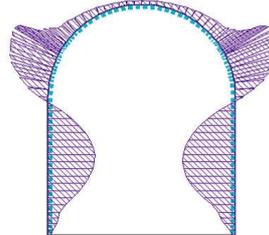


Le verifiche sono soddisfatte.

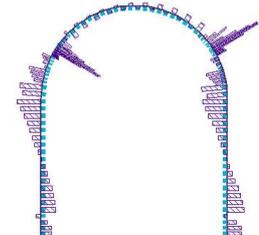
Tabella 37: sollecitazioni sul sostegno di prima fase – cunicolo di emergenza – sezione tipo 2 – (M>0 fibre tese in intradosso).



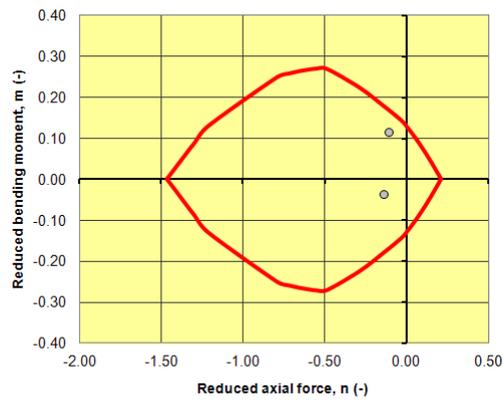
$N_{k,max} = 243.2\text{kN}$   
 $M_k = -8.3\text{kNm}$



$N_k = 188.0\text{kN}$   
 $M_{k,max} = 27.3\text{kNm}$



$T_{k,max} = 94.4\text{kN}$   
 $V_{c,Rd} = 195\text{kN}, FS = 2.07$



Le verifiche sono soddisfatte.

## 7.5 VERIFICHE DEL RIVESTIMENTO DEFINITIVO

Nel presente paragrafo si illustrano i criteri generali di verifica dei rivestimenti definitivi delle sezioni analizzate. Nei successivi paragrafi si sintetizzeranno le verifiche tramite tabelle esplicative. Le verifiche sono state eseguite allo stato limite ultimo (SLU).

Per le sezioni troncoconiche (C1 e C2), le verifiche sono state effettuate considerando gli spessori minimi del rivestimento.

### 7.5.1 RESISTENZE DI CALCOLO

I valori di calcolo delle resistenze dei materiali si ricavano dividendo ciascun valore caratteristico per il fattore di sicurezza parziale  $\gamma_m$  specifico del materiale considerato (vedi tabella seguente).

Tabella 38: fattore di sicurezza parziale dei materiali.

Stato limite	Acciaio, $\gamma_s$	Calcestruzzo, $\gamma_c$
SLU	1.15	1.50

Di seguito si riportano i valori delle resistenze di calcolo, ottenute come rapporto tra la resistenza caratteristica ed il coefficiente  $\gamma_m$ :  $f_d = f_k/\gamma_m$

Tabella 39: tensione di snervamento di calcolo.

Acciaio	$f_{yd}$ [MPa]
B450C	391

Tabella 40: resistenze di calcolo calcestruzzo.

Classe di calcestruzzo	$f_{cd}$ [MPa]	$\sigma_{cu}$ [MPa]	$f_{ctd}$ [MPa]	$f_{cfd}$ [MPa]
C28/35	18.67	15.87	1.29	1.55

dove:

$f_{cd}$  = resistenza a compressione cilindrica di calcolo,

$\sigma_{cu}$  = resistenza a compressione di calcolo per effetto dei carichi di lunga durata (=0.85\* $f_{cd}$  cls armato)

$f_{ctd}$  = resistenza a trazione di calcolo,

$f_{cfd}$  = resistenza a trazione per flessione di calcolo (=1.2\* $f_{ctd}$ ).

## 7.5.2 SOLLECITAZIONI AGENTI

Nelle tabelle seguenti si riportano, per le condizioni più gravose, le sollecitazioni agenti sul rivestimento definitivo della galleria. Si effettuano quindi le verifiche di resistenza del rivestimento in condizioni di esercizio (SLE) e a stato limite ultimo (SLU).

Tabella 41: sollecitazioni agenti sul rivestimento definitivo – Sezione B – valori caratteristici (N>0 se di compressione, M>0 se tende le fibre in intradosso)

Sezione	Spessore [cm]	Condizione di carico	N [kN/m]	M [kNm/m]	T [kN/m]
1	60	Lungo termine	1405.2	1.3	10.1
2	60	Lungo termine	1404.9	4.2	4.2
3	60	Lungo termine	1383.5	0.5	20.3
4	60	Lungo termine	1384.8	-7.5	23.6
5	60	Lungo termine	1402.0	-16.3	36.5
6	60	Lungo termine	1726.1	0.5	20.1
7	107	Lungo termine	1442.7	75.4	678.4
8	80	Lungo termine	272.8	-85.5	118.7
9	80	Lungo termine	162.2	-7.4	39.0
10	80	Lungo termine	122.2	7.4	8.5
11	80	Lungo termine	115.3	8.5	1.2
12	80	Lungo termine	140.7	7.5	11.5
13	80	Lungo termine	212.7	-11.4	48.3
14	80	Lungo termine	352.9	-105.9	152.0
15	107	Lungo termine	1645.9	72.3	763.0
16	60	Lungo termine	1962.6	-1.6	18.3
17	60	Lungo termine	1569.3	-11.5	39.3
18	60	Lungo termine	1438.6	-6.8	15.6
19	60	Lungo termine	1384.4	1.4	9.3
20	60	Lungo termine	1365.1	0.4	9.7

Sezione	Spessore [cm]	Condizione di N carico [kN/m]	M [kNm/m]	T [kN/m]
---------	------------------	----------------------------------	--------------	-------------

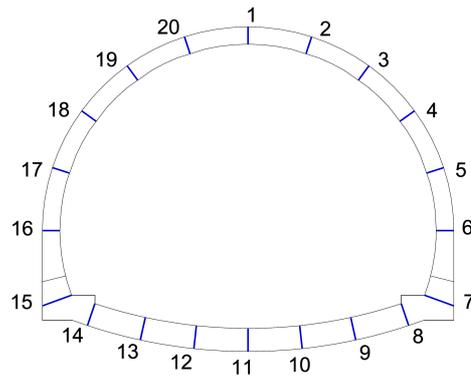


Tabella 42: sollecitazioni agenti sul rivestimento definitivo – Sezione C1 – valori caratteristici (N>0 se di compressione, M>0 se tende le fibre in intradosso)

Sezione	Spessore [cm]	Condizione di carico	N [kN/m]	M [kNm/m]	T [kN/m]
1	70	Lungo termine	3752.8	7.9	15.4
2	70	Lungo termine	3786.0	20.8	22.2
3	70	Lungo termine	3559.6	27.6	67.4
4	70	Lungo termine	3219.0	-2.6	24.8
5	70	Lungo termine	2685.9	-96.7	45.4
6	70	Lungo termine	3022.2	-35.4	174.0
7	117	Lungo termine	2657.8	529.1	1471.8
8	80	Lungo termine	290.6	-105.5	221.9
9	80	Lungo termine	201.0	2.5	51.2
10	80	Lungo termine	123.1	18.3	11.9
11	80	Lungo termine	98.8	14.0	2.1
12	80	Lungo termine	102.8	19.4	5.3
13	80	Lungo termine	157.1	13.9	29.0
14	80	Lungo termine	221.1	-61.1	161.6
15	117	Lungo termine	1293.8	155.1	690.3
16	70	Lungo termine	2037.3	-36.6	174.3
17	70	Lungo termine	2157.6	-73.1	88.6
18	70	Lungo termine	2834.3	-9.6	40.6
19	70	Lungo termine	3189.2	11.4	78.3
20	70	Lungo termine	3481.5	-10.6	54.4

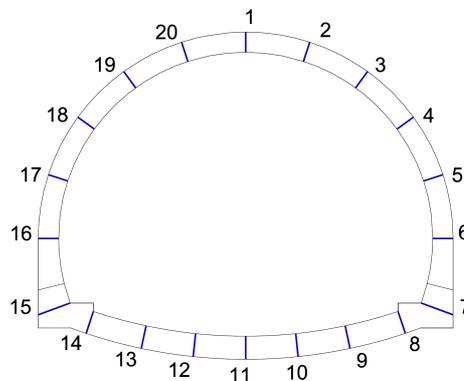


Tabella 43: sollecitazioni agenti sul rivestimento definitivo – Sezione C2 – valori caratteristici (N>0 se di compressione, M>0 se tende le fibre in intradosso)

Sezione	Spessore [cm]	Condizione di carico	N [kN/m]	M [kNm/m]	T [kN/m]
1	70	Lungo termine	3218.6	441.5	20.6
2	70	Lungo termine	3175.6	324.2	120.9
3	70	Lungo termine	3410.7	-1.7	195.7
4	70	Lungo termine	3665.1	-357.2	148.1
5	70	Lungo termine	3618.0	-545.4	39.9
6	81	Lungo termine	3071.3	-467.2	279.1
7	117	Lungo termine	2620.6	-762.5	1470.2
8	100	Lungo termine	643.0	-1030.0	951.2
9	100	Lungo termine	698.4	389.5	489.6
10	100	Lungo termine	767.2	1058.7	175.5
11	100	Lungo termine	629.5	1256.0	43.0
12	100	Lungo termine	737.7	1053.7	187.4
13	100	Lungo termine	686.0	387.1	485.0
14	100	Lungo termine	622.1	-1002.6	928.4
15	117	Lungo termine	2621.2	-718.9	1463.5
16	81	Lungo termine	3092.5	-443.2	301.2
17	70	Lungo termine	3620.7	-559.1	73.2
18	70	Lungo termine	3636.4	-378.6	179.0
19	70	Lungo termine	3385.1	7.4	189.1
20	70	Lungo termine	3187.1	333.0	119.8

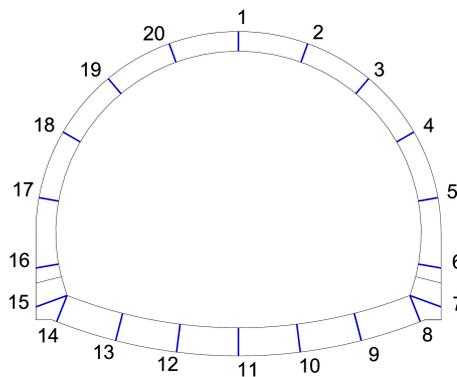


Tabella 44: sollecitazioni agenti sul rivestimento definitivo – cunicolo di emergenza – Sezione 1 – valori caratteristici (N>0 se di compressione, M>0 se tende le fibre in intradosso)

Sezione	Spessore [cm]	Condizione di carico	N [kN/m]	M [kNm/m]	T [kN/m]
1	50	Lungo termine	629.8	5.0	0.3
2	50	Lungo termine	617.1	3.7	5.3
3	50	Lungo termine	534.7	-19.0	18.0
4	50	Lungo termine	477.6	-5.5	58.5
5	50	Lungo termine	481.5	0.0	23.2
6	50	Lungo termine	483.7	0.9	11.1
7	50	Lungo termine	477.7	1.3	3.4
8	50	Lungo termine	371.5	12.2	49.2
9	50	Lungo termine	86.6	-5.6	32.7
10	50	Lungo termine	89.5	-0.6	31.0
11	50	Lungo termine	75.8	1.2	0.1
12	50	Lungo termine	89.9	-0.6	31.3
13	50	Lungo termine	102.2	-6.0	31.4
14	50	Lungo termine	375.2	9.4	45.6
15	50	Lungo termine	488.5	2.2	8.2
16	50	Lungo termine	471.5	1.1	8.9
17	50	Lungo termine	483.3	-0.3	21.3
18	50	Lungo termine	480.5	-5.3	57.4
19	50	Lungo termine	542.6	-16.3	15.1
20	50	Lungo termine	612.8	3.4	4.9

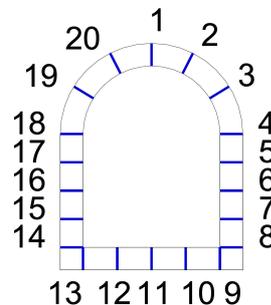
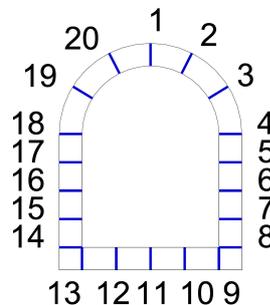


Tabella 45: sollecitazioni agenti sul rivestimento definitivo – cunicolo di emergenza – Sezione 2 – valori caratteristici (N>0 se di compressione, M>0 se tende le fibre in intradosso)

Sezione	Spessore [cm]	Condizione di carico	N [kN/m]	M [kNm/m]	T [kN/m]
1	50	Lungo termine	216.7	60.4	4.4
2	50	Lungo termine	289.7	34.8	97.5
3	50	Lungo termine	468.5	-39.6	94.0
4	50	Lungo termine	569.2	-39.1	72.4
5	50	Lungo termine	566.0	-12.7	32.5
6	50	Lungo termine	567.1	-6.4	2.5
7	50	Lungo termine	558.8	-17.6	30.8
8	50	Lungo termine	467.0	-22.2	95.2
9	50	Lungo termine	-38.9	-37.7	129.5
10	50	Lungo termine	34.9	46.9	106.8
11	50	Lungo termine	23.3	79.2	5.1
12	50	Lungo termine	38.0	48.8	103.8
13	50	Lungo termine	-28.6	-33.3	131.0
14	50	Lungo termine	471.2	-20.1	91.2
15	50	Lungo termine	550.9	-18.1	29.1
16	50	Lungo termine	559.6	-7.3	4.2
17	50	Lungo termine	561.0	-13.8	32.9
18	50	Lungo termine	562.5	-39.9	67.3
19	50	Lungo termine	457.2	-41.4	88.5
20	50	Lungo termine	254.7	26.9	97.7



### 7.5.3 ARMATURA DISPOSTA

Nelle tabelle seguenti sono riportate le armature previste per le sezioni B, C1 e C2 della galleria naturale.

Tabella 46: armatura prevista per la sezione B

Posizione	Armatura flettente intradosso	Armatura flettente estradosso	Armatura a taglio	Copriferro [cm]	Classe calcestruzzo [MPa]
Calotta	5Ø16	5Ø16	1Ø14/50/20	8	C28/35
Piedritto	5Ø16	5Ø16	1Ø14/50/20	8	C28/35
Muretta	5Ø16	5Ø16	1Ø14/50/20	8	C28/35
Arco rovescio	5Ø18	5Ø18	1Ø14/50/20	8	C28/35

Tabella 47: armatura prevista per la sezione C1

Posizione	Armatura flettente intradosso	Armatura flettente estradosso	Armatura a taglio	Copriferro [cm]	Classe calcestruzzo [MPa]
Calotta	5Ø18	5Ø18	1Ø14/50/20	8	C28/35
Piedritto	5Ø18	5Ø18	1Ø14/50/20	8	C28/35
Muretta	5Ø18	5Ø18	1Ø14/25/20	8	C28/35
Arco rovescio	5Ø18	5Ø18	1Ø14/50/20	8	C28/35

Tabella 48: armatura prevista per la sezione C2

Posizione	Armatura flettente intradosso	Armatura flettente estradosso	Armatura a taglio	Copriferro [cm]	Classe calcestruzzo [MPa]
Calotta	5Ø18	5Ø18	1Ø14/50/20	8	C28/35
Piedritto	5Ø18	5Ø18	1Ø14/50/20	8	C28/35
Muretta	5Ø18	5Ø18	1Ø14/25/20	8	C28/35
Arco rovescio (sez. 8 e 14)	5Ø26	10Ø30	1Ø14/25/20	8	C28/35
Arco rovescio	10Ø30	5Ø26	1Ø14/50/20	8	C28/35

Nelle tabelle seguenti sono riportate le armature previste per le sezioni tipo 1 e 2, del cunicolo di emergenza.

Tabella 49: armatura prevista per la sezione tipo 1 del cunicolo

Posizione	Armatura flettente intradosso	Armatura flettente estradosso	Armatura a taglio	Copriferro [cm]	Classe calcestruzzo [MPa]
Calotta	5Ø16	5Ø16	1Ø14/50/20	8	C28/35
Piedritto	5Ø16	5Ø16	1Ø14/50/20	8	C28/35
Soletta di base	5Ø16	5Ø16	1Ø14/50/20	8	C28/35

Tabella 50: armatura prevista per la sezione tipo 2 del cunicolo

Posizione	Armatura flettente intradosso	Armatura flettente estradosso	Armatura a taglio	Copriferro [cm]	Classe calcestruzzo [MPa]
Calotta	5Ø16	5Ø16	1Ø14/50/20	8	C28/35
Piedritto	5Ø16	5Ø16	1Ø14/50/20	8	C28/35
Muretta	5Ø16	5Ø16	1Ø14/50/20	8	C28/35
Arco rovescio	5Ø16	5Ø16	1Ø14/50/20	8	C28/35

#### 7.5.4 VERIFICHE ALLO SLU PER SOLLECITAZIONI CHE PROVOCANO TENSIONI NORMALI

Di seguito si riportano le verifiche strutturali allo SLU. Per le verifiche allo stato limite ultimo si verifica che il fattore di sicurezza  $F_{Su}$ , definito come  $M_u/M$ , sia maggiore di 1.30.

Le verifiche sono state condotte per le sezioni del rivestimento maggiormente sollecitate.

Tabella 51: verifica S.L.U. pressoflessione – Sezione B (N+ compressione; M+ fibre tese intradosso)

Sezione	Spessore [cm]	Posizione	Condizione di carico	Armatura disposta	N [kN/m]	M [kNm/m]	$M_u$ [kNm/m]	$F_{Su}$
5	60	Calotta	Lungo termine	5Ø16:i 5Ø16:e	1402.0	-16.3	-116.0	>5
11	80	Arco rovescio	Lungo termine	5Ø18:i 5Ø18:e	115.3	8.5	387.0	>5
14	80	Arco rovescio	Lungo termine	5Ø18:i 5Ø18:e	353.0	-106.0	-468.8	4.42
15	107	Muretta	Lungo termine	5Ø16:i 5Ø16:e	1646.0	72.3	723.6	>5
16	60	Piedritto	Lungo termine	5Ø16:i 5Ø16:e	1962.6	-1.6	-10.8	>5

Le verifiche risultano soddisfatte.

Tabella 52: verifica S.L.U. pressoflessione – Sezione C1 (N+ compressione; M+ fibre tese intradosso)

Sezione	Spessore [cm]	Posizione	Condizione di carico	Armatura disposta	N [kN/m]	M [kNm/m]	M <sub>u</sub> [kNm/m]	F <sub>Su</sub>
2	70	Calotta	Lungo termine	5Ø18:i 5Ø18:e	3786	20.8	68.1	3.24
5	70	Calotta	Lungo termine	5Ø18:i 5Ø18:e	2686	-96.7	-397.2	4.10
7	117	Muretta	Lungo termine	5Ø18:i 5Ø18:e	2657.8	529.1	1820.8	3.44
8	80	Arco rovescio	Lungo termine	5Ø18:i 5Ø18:e	290.6	-105.5	-447.6	4.22
12	80	Arco rovescio	Lungo termine	5Ø18:i 5Ø18:e	102.8	19.4	382.8	>5

Le verifiche risultano soddisfatte.

Tabella 53: verifica S.L.U. pressoflessione – Sezione C2 (N+ compressione; M+ fibre tese intradosso)

Sezione	Spessore [cm]	Posizione	Condizione di carico	Armatura disposta	N [kN/m]	M [kNm/m]	M <sub>u</sub> [kNm/m]	F <sub>Su</sub>
1	70	Calotta	Lungo termine	5Ø18:i 5Ø18:e	3218.6	441.5	1055.1	2.40
6	81	Piedritto	Lungo termine	5Ø18:i 5Ø18:e	3071.3	-467.2	-1273.0	2.72
7	117	Muretta	Lungo termine	5Ø18:i 5Ø18:e	2620.6	-762.5	-1804.7	2.37
8	100	Arco rovescio	Lungo termine	8Ø26:i 8Ø26:e	643.0	-1030.0	-2580.8	1.66
11	100	Arco rovescio	Lungo termine	8Ø26:i 8Ø26:e	629.5	1256.0	2589.3	1.36
17	70	Calotta	Lungo termine	5Ø18:i 5Ø18:e	3620.7	-559.1	-1111.3	1.99

Le verifiche risultano soddisfatte.

Tabella 54: verifica S.L.U. pressoflessione – cunicolo di emergenza - Sezione 1 (N+ compressione; M+ fibre tese intradosso)

Sezione	Spessore [cm]	Posizione	Condizione di carico	Armatura disposta	N [kN/m]	M [kNm/m]	M <sub>u</sub> [kNm/m]	F <sub>Su</sub>
3	50	Calotta	Lungo termine	5Ø16:i 5Ø16:e	534.7	-19.0	-267.5	>5
8	50	Piedritto	Lungo termine	5Ø16:i 5Ø16:e	371.5	12.2	239.6	>5
9	50	Soletta di base	Lungo termine	5Ø16:i 5Ø16:e	86.6	-5.6	-183.0	>5

Le verifiche risultano soddisfatte.

Tabella 55: verifica S.L.U. pressoflessione – cunicolo di emergenza - Sezione 2 (N+ compressione; M+ fibre tese intradosso)

Sezione	Spessore [cm]	Posizione	Condizione di carico	Armatura disposta	N [kN/m]	M [kNm/m]	M <sub>u</sub> [kNm/m]	F <sub>Su</sub>
1	50	Calotta	Lungo termine	5Ø16:i 5Ø16:e	216.7	60.4	209.2	3.46
18	50	Muretta	Lungo termine	5Ø16:i 5Ø16:e	562.5	-39.9	-276.0	>5
11	50	Soletta di base	Lungo termine	5Ø16:i 5Ø16:e	23.3	79.2	170.1	2.15

Le verifiche risultano soddisfatte.

### 7.5.5 VERIFICHE ALLO SLE PER SOLLECITAZIONI CHE PROVOCANO TENSIONI NORMALI

Le verifiche a S.L.E. risultano soddisfatte quando l'ampiezza ridotta delle fessure  $w < 0.3\text{mm}$ , la tensione massima nel calcestruzzo  $\sigma_{c, \max} \leq 0.45f_{ck}$  (13.07MPa per cls classe C28/35) e la tensione massima nell'acciaio  $\sigma_{s, \max} \leq 0.8f_{yk} = 360\text{MPa}$ .

Le verifiche sono state condotte per le sezioni del rivestimento maggiormente sollecitate.

Tabella 56: verifica S.L.E. fessurazione – Sezione B (N+ compressione; M+ fibre tese intradosso)

Sezione	Spessore [cm]	Posizione	Condizione di carico	N [kN/m]	M [kNm/m]	$\sigma_{c, \max}$ [Nmm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{s, \max}$ [Nmm <sup>2</sup> ]	M <sub>fess</sub> [kNm/m]	w [mm]
5	60	Calotta	Lungo termine	1402.0	-16.3	2.47	Compress.	-	-
11	80	Arco rovescio	Lungo termine	115.3	8.5	0.21	Compress.	-	-
14	80	Arco rovescio	Lungo termine	353.0	-106.0	1.66	-17.5	-432.8	-
15	107	Muretta	Lungo termine	1646.0	72.3	1.86	Compress.	-	-
16	60	Piedritto	Lungo termine	1962.6	-1.6	3.15	Compress.	-	-

dove:

$\sigma_{c, \max}$  = tensione massima nel calcestruzzo (positivo di compressione)

$\sigma_{s, \max}$  = tensione di compressione o trazione massima nell'acciaio (positivo di compressione)

N = sforzo normale da modello di calcolo (positivo di compressione)

M = momento da modello di calcolo

w = ampiezza fessure

M<sub>fess</sub> = momento di prima fessurazione

Le verifiche risultano tutte soddisfatte.

Tabella 57: verifica S.L.E. fessurazione – Sezione C1 (N+ compressione; M+ fibre tese intradosso)

Sezione	Spessore [cm]	Posizione	Condizione di carico	N [kN/m]	M [kNm/m]	$\sigma_{c,max}$ [Nmm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{s,max}$ [Nmm <sup>2</sup> ]	M <sub>fess</sub> [kNm/m]	w [mm]
2	60	Calotta	Lungo termine	3786	20.8	5.36	Compress.	-	-
5	60	Calotta	Lungo termine	2686	-96.7	4.72	Compress.	-	-
7	107	Muretta	Lungo termine	2657.8	529.1	4.36	Compress.	-	-
8	80	Arco rovescio	Lungo termine	290.6	-105.5	1.76	-28.8	-376.1	-
12	80	Arco rovescio	Lungo termine	102.8	19.4	0.29	-0.3	938.8	-

dove:

$\sigma_{c,max}$  = tensione massima nel calcestruzzo (positivo di compressione)

$\sigma_{s,max}$  = tensione di compressione o trazione massima nell'acciaio (positivo di compressione)

N = sforzo normale da modello di calcolo (positivo di compressione)

M = momento da modello di calcolo

w = ampiezza fessure

M<sub>fess</sub> = momento di prima fessurazione

Le verifiche risultano tutte soddisfatte.

Tabella 58: verifica S.L.E. fessurazione – Sezione C2 (N+ compressione; M+ fibre tese intradosso)

Sezione	Spessore [cm]	Posizione	Condizione di carico	N [kN/m]	M [kNm/m]	$\sigma_{c,max}$ [Nmm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{s,max}$ [Nmm <sup>2</sup> ]	M <sub>fess</sub> [kNm/m]	w [mm]
1	70	Calotta	Lungo termine	3218.6	441.5	9.34	Compress.	-	-
6	81	Piedritto	Lungo termine	3071.3	-467.2	7.55	Compress.	-	-
7	117	Muretta	Lungo termine	2620.6	-762.5	5.51	-14.6	-1613.7	-
8	100	Arco rovescio	Lungo termine	643.0	-1030.0	5.14	-147.8	-510.5	0.225
11	100	Arco rovescio	Lungo termine	629.5	1256.0	6.21	-190.7	500.2	0.29
17	70	Calotta	Lungo termine	3620.7	-559.1	11.34	-2.92	-833.0	-

dove:

$\sigma_{c,max}$  = tensione massima nel calcestruzzo (positivo di compressione)

$\sigma_{s,max}$  = tensione di compressione o trazione massima nell'acciaio (positivo di compressione)

N = sforzo normale da modello di calcolo (positivo di compressione)

M = momento da modello di calcolo

w = ampiezza fessure

M<sub>fess</sub> = momento di prima fessurazione

Le verifiche risultano tutte soddisfatte.

Tabella 59: verifica S.L.E. fessurazione – cunicolo di emergenza – Sezione 1 (N+ compressione; M+ fibre tese intradosso)

Sezione	Spessore [cm]	Posizione	Condizione di carico	N [kN/m]	M [kNm/m]	$\sigma_{c,max}$ [Nmm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{s,max}$ [Nmm <sup>2</sup> ]	M <sub>fess</sub> [kNm/m]	w [mm]
3	50	Calotta	Lungo termine	534.7	-19.0	1.43	Compress.	-	-
8	50	Piedritto	Lungo termine	371.5	12.2	0.97	Compress.	-	-
9	50	Soletta di base	Lungo termine	86.6	-5.6	0.29	Compress.	-	-

dove:

$\sigma_{c,max}$  = tensione massima nel calcestruzzo (positivo di compressione)

$\sigma_{s,max}$  = tensione di compressione o trazione massima nell'acciaio (positivo di compressione)

N = sforzo normale da modello di calcolo (positivo di compressione)

M = momento da modello di calcolo

w = ampiezza fessure

M<sub>fess</sub> = momento di prima fessurazione

Le verifiche risultano tutte soddisfatte.

Tabella 60: verifica S.L.E. fessurazione – cunicolo di emergenza – Sezione 2 (N+ compressione; M+ fibre tese intradosso)

Sezione	Spessore [cm]	Posizione	Condizione di carico	N [kN/m]	M [kNm/m]	$\sigma_{c,max}$ [Nmm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{s,max}$ [Nmm <sup>2</sup> ]	M <sub>fess</sub> [kNm/m]	w [mm]
1	50	Calotta	Lungo termine	216.7	60.4	2.75	-54.6	130.3	-
18	50	Muretta	Lungo termine	562.5	-39.9	1.94	Compress.	-	-
11	50	Soletta di base	Lungo termine	23.3	79.2	4.05	-192.4	92.8	-

dove:

$\sigma_{c,max}$  = tensione massima nel calcestruzzo (positivo di compressione)

$\sigma_{s,max}$  = tensione di compressione o trazione massima nell'acciaio (positivo di compressione)

N = sforzo normale da modello di calcolo (positivo di compressione)

M = momento da modello di calcolo

w = ampiezza fessure

M<sub>fess</sub> = momento di prima fessurazione

Le verifiche risultano tutte soddisfatte.

### 7.5.6 VERIFICHE ALLO SLU PER SOLLECITAZIONI TAGLIANTI

Nel caso di elementi strutturali dotati di armature trasversali a taglio occorre verificare che il taglio di progetto ( $V_{Ed}$ ) sia minore di  $V_{Rd}$

dove:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

$V_{Rsd}$  è la resistenza di calcolo a "taglio trazione" dell'armatura trasversale

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot (A_{sw}/s) \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$$

$V_{Rcd}$  è la resistenza di calcolo a "taglio compressione" del calcestruzzo

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

Per il significato delle diverse entità si rimanda al paragrafo 4.1.2.1.3.1 del NTC2008.

La verifica al taglio è stata svolta prendendo in esame le condizioni più sfavorevoli.

Tabella 61: verifica S.L.U. taglio – Sezione B

Sezione	Spessore [cm]	Posizione	Condizione di carico	Armatura disposta	$V_k$ [kN]	$V_d$ [kN]	$V_{Rsd}$ [kN]	$V_{Rcd}$ [kN]	$V_{Rd}$ [kN]
14	80	Arco rovescio	Lungo termine	1Ø14/50/20	152	197.6	945	1764	945
15	107	Muretta	Lungo termine	1Ø14/50/20	763	992.0	1312	2614	1312
16	60	Piedritto	Lungo termine	1Ø14/50/20	20.1	26.1	675	1448	675
17	60	Calotta	Lungo termine	1Ø14/50/20	39.3	51.1	675	1428	675

Le verifiche risultano soddisfatte in quanto  $V_{Ed} < V_{Rd}$ .

Tabella 62: verifica S.L.U. taglio – Sezione C1

Sezione	Spessore [cm]	Posizione	Condizione di carico	Armatura disposta	$V_k$ [kN]	$V_d$ [kN]	$V_{Rsd}$ [kN]	$V_{Rcd}$ [kN]	$V_{Rd}$ [kN]
7	117	Muretta	Lungo termine	1Ø14/25/20	1471.8	1913.3	2734	3003	2734
8	80	Arco rovescio	Lungo termine	1Ø14/50/20	222	288.6	945	1755	945
16	60	Piedritto	Lungo termine	1Ø14/50/20	174.3	226.6	809	1739	809
17	60	Calotta	Lungo termine	1Ø14/50/20	88.6	115.2	809	1755	809

Sezione	Spessore [cm]	Posizione	Condizione di carico	Armatura disposta	$V_k$ [kN]	$V_d$ [kN]	$V_{Rsd}$ [kN]	$V_{Rcd}$ [kN]	$V_{Rd}$ [kN]
---------	---------------	-----------	----------------------	-------------------	------------	------------	----------------	----------------	---------------

Le verifiche risultano soddisfatte in quanto  $V_{Ed} < V_{Rd}$ .

Tabella 63: verifica S.L.U. taglio – Sezione C2

Sezione	Spessore [cm]	Posizione	Condizione di carico	Armatura disposta	$V_k$ [kN]	$V_d$ [kN]	$V_{Rsd}$ [kN]	$V_{Rcd}$ [kN]	$V_{Rd}$ [kN]
3	70	Calotta	Lungo termine	1Ø14/50/20	195.7	254.4	809	1837	809
7	117	Muretta	Lungo termine	1Ø14/25/20	1470.2	1911.3	2734	2998	2734
8	100	Arco rovescio	Lungo termine	1Ø14/50/20	951.2	1236.6	2283	2337	2283
9	100	Arco rovescio	Lungo termine	1Ø14/50/20	489.6	636.5	1208	2290	1208
16	81	Piedritto	Lungo termine	1Ø14/50/20	301.2	391.6	958	2159	958

Le verifiche risultano soddisfatte in quanto  $V_{Ed} < V_{Rd}$ .

Tabella 64: verifica S.L.U. taglio – cunicolo di emergenza – Sezione 1

Sezione	Spessore [cm]	Posizione	Condizione di carico	Armatura disposta	$V_k$ [kN]	$V_d$ [kN]	$V_{Rsd}$ [kN]	$V_{Rcd}$ [kN]	$V_{Rd}$ [kN]
3	50	Calotta	Lungo termine	1Ø14/50/20	18	23.4	539	1046	539
4	50	Piedritto	Lungo termine	1Ø14/50/20	58.5	76.0	539	1039	539
9	50	Soletta di base	Lungo termine	1Ø14/50/20	32.7	42.5	539	991	539

Le verifiche risultano soddisfatte in quanto  $V_{Ed} < V_{Rd}$ .

Tabella 65: verifica S.L.U. taglio – cunicolo di emergenza – Sezione 2

Sezione	Spessore [cm]	Posizione	Condizione di carico	Armatura disposta	$V_k$ [kN]	$V_d$ [kN]	$V_{Rsd}$ [kN]	$V_{Rcd}$ [kN]	$V_{Rd}$ [kN]
---------	---------------	-----------	----------------------	-------------------	------------	------------	----------------	----------------	---------------

Sezione	Spessore [cm]	Posizione	Condizione di carico	Armatatura di-sposta	$V_k$ [kN]	$V_d$ [kN]	$V_{Rsd}$ [kN]	$V_{Rcd}$ [kN]	$V_{Rd}$ [kN]
8	50	Piedritto	Lungo termine	1Ø14/50/20	95.2	123.8	539	1038	539
13	50	Soletta di base	Lungo termine	1Ø14/50/20	131.0	170.3	539	976	539
20	50	Calotta	Lungo termine	1Ø14/50/20	97.7	127.0	539	1011	539

Le verifiche risultano soddisfatte in quanto  $V_{Ed} < V_{Rd}$ .



**Anas S.p.A.**

Via Monzambano, 10 - 00185 Roma

[www.stradeanas.it](http://www.stradeanas.it)