










**S.S. 38 - LOTTO 4: VARIANTE DI TIRANO DALLO SVINCOLO DI STAZZONA (COMPRESO) ALLO SVINCOLO DI LORETO (CON COLLEGAMENTO ALLA DOGANA DI POSCHIAVO)**

**S.S. 38 - LOTTO 4: NODO DI TIRANO -  
TRATTA "A" (SVINCOLO DI BIANZONE - SVINCOLO LA GANDA)  
E TRATTA "B" (SVINCOLO LA GANDA - CAMPONE IN TIRANO)**

**PROGETTO ESECUTIVO**

  Ing. Renato Vaira (Ordine degli Ingg. di Torino e Provincia n° 4863 W)	  Ing. Valerio Bajetti Ordine degli Ingg. di Roma e provincia n° A-28211	ING. RENATO DEL PRETE  Ing. Renato Del Prete Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 5073	  Arch. Nicoletta Frattini Ordine degli Arch. di Torino e provincia n° A-8433	  Ing. Gabriele Incecchi Ordine degli Ingg. di Roma e provincia n° A-12102	
	 Società designata: <b>GA&amp;M</b>  Prof. Ing. Matteo Ranieri Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 1137	SETAC Srl Servizi & Engineering Trasporti Ambiente Costruzioni  Prof. Ing. Luigi Monterisi Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 1771	  Ing. Gioacchino Angarano Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 5970	DOTT. GEOL. DANILO GALLO  Dott. Geol. Danilo Gallo Ordine dei Geologi della Regione Puglia n° 588	
VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO  Dott. Ing. Giancarlo LUONGO	RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE   Ing. Valerio BAJETTI	GEOLOGO   Dott. Geol. Francesco AMANTIA SCUDERI	IL COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE   Ing. Gaetano RANIERI		
<b>HD02</b>	<b>H - PROGETTO STRUTTURALE OPERE PRINCIPALI</b> HD – GN02 GALLERIA IL DOSSO: IMBOCCO LATO SONDRIO GALLERIA ARTIFICIALE E OPERA D'IMBOCCO - RELAZIONE DI CALCOLO				
CODICE PROGETTO  PROGETTO      LIV. PROG.      N. PROG. MI324      E      1801	NOME FILE HD02_P01GN02STRRE02_A.dwg		REVISIONE A	SCALA:	
CODICE ELAB. P01GN02STRRE02		A			
C					
B					
A	EMISSIONE	FEBBRAIO 2019	ING GIANFRANCO SODERO	ING. FABRIZIO BAJETTI	ING. VALERIO BAJETTI
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

## SOMMARIO

1	PREMESSA .....	3
1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	5
2	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI .....	5
2.1	Caratteristiche del calcestruzzo ai fini della durabilità .....	6
2.2	Verifiche allo stato limite di apertura delle fessure .....	6
2.3	Copriferro.....	7
3	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA .....	8
4	VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO .....	10
4.1	Vita nominale .....	10
4.2	Classe d'uso .....	10
4.3	Periodo di riferimento per l'azione sismica .....	10
4.4	Valutazione dell'accelerazione attesa massima al suolo .....	10
5	MODELLAZIONE STRUTTURALE .....	13
5.1	Schematizzazione della sovrastruttura e dei vincoli .....	13
5.2	Modellazione dei materiali .....	13
5.3	Modellazione dei vincoli esterni e degli svincoli interni .....	13
5.4	Validazione del codice di calcolo .....	13
5.5	Modello di calcolo galleria artificiale .....	13
6	ANALISI DEI CARICHI.....	14
6.1	Peso proprio .....	14
6.2	Ricoprimento in copertura .....	14
6.3	Ricoprimento arco rovescio.....	14
6.4	Carichi da traffico.....	14
6.5	Azioni termiche .....	14
6.6	Spinta del terreno in condizioni statiche .....	14
6.7	Azione sismica.....	14
7	VERIFICHE STRUTTURALI GALLERIA ARTIFICIALE SEZIONE TIPO B .....	15
7.1	Condizioni e combinazioni di carico .....	15
7.2	Diagrammi di sollecitazione .....	16
7.3	Tabulati di verifica.....	20
8	VERIFICHE GEOTECNICHE GALLERIA ARTIFICIALE SEZIONE TIPO B .....	25
8.1	Descrizione del metodo di calcolo.....	25
8.2	Descrizione della fondazione .....	25
8.3	Descrizione del terreno .....	25
8.4	Sollecitazioni al piano di posa .....	26
8.5	Capacità portante .....	26
9	VERIFICHE STRUTTURALI GALLERIA ARTIFICIALE SEZIONE TIPO A .....	27
9.1	Condizioni e combinazioni di carico .....	27
9.2	Diagrammi di sollecitazione .....	28
9.3	Tabulati di verifica.....	32
10	VERIFICHE GEOTECNICHE GALLERIA ARTIFICIALE SEZIONE TIPO A .....	37
10.1	Descrizione del metodo di calcolo .....	37
10.2	Descrizione della fondazione.....	37
10.3	Descrizione del terreno .....	37
10.4	Sollecitazioni al piano di posa .....	38
10.5	Capacità portante.....	38

11	VERIFICHE STRUTTURALI OPERA DI IMBOCCO .....	39
11.1	Condizioni e combinazioni di carico.....	39
11.2	Diagrammi di sollecitazione.....	40
11.3	Tabulati di verifica .....	44
12	VERIFICHE GEOTECNICHE OPERA DI IMBOCCO .....	49
12.1	Descrizione del metodo di calcolo .....	49
12.2	Descrizione della fondazione.....	49
12.3	Descrizione del terreno .....	49
12.4	Sollecitazioni al piano di posa .....	50
12.5	Capacità portante.....	50

## 1 PREMESSA

La presente relazione è parte integrante del Progetto esecutivo della S.S. 38 Lotto 4 Nodo di Tirano Tratta A (Svincolo di Bianzone-Svincolo La Ganda) e Tratta B (Svincolo La Ganda-Campone in Tirano).

Nel presente documento si affrontano le problematiche progettuali connesse al dimensionamento e alla verifica della galleria artificiale e delle opere di imbocco della Galleria naturale "Il Dosso" sul lato Sondrio.

Gli interventi risultano così distribuiti:

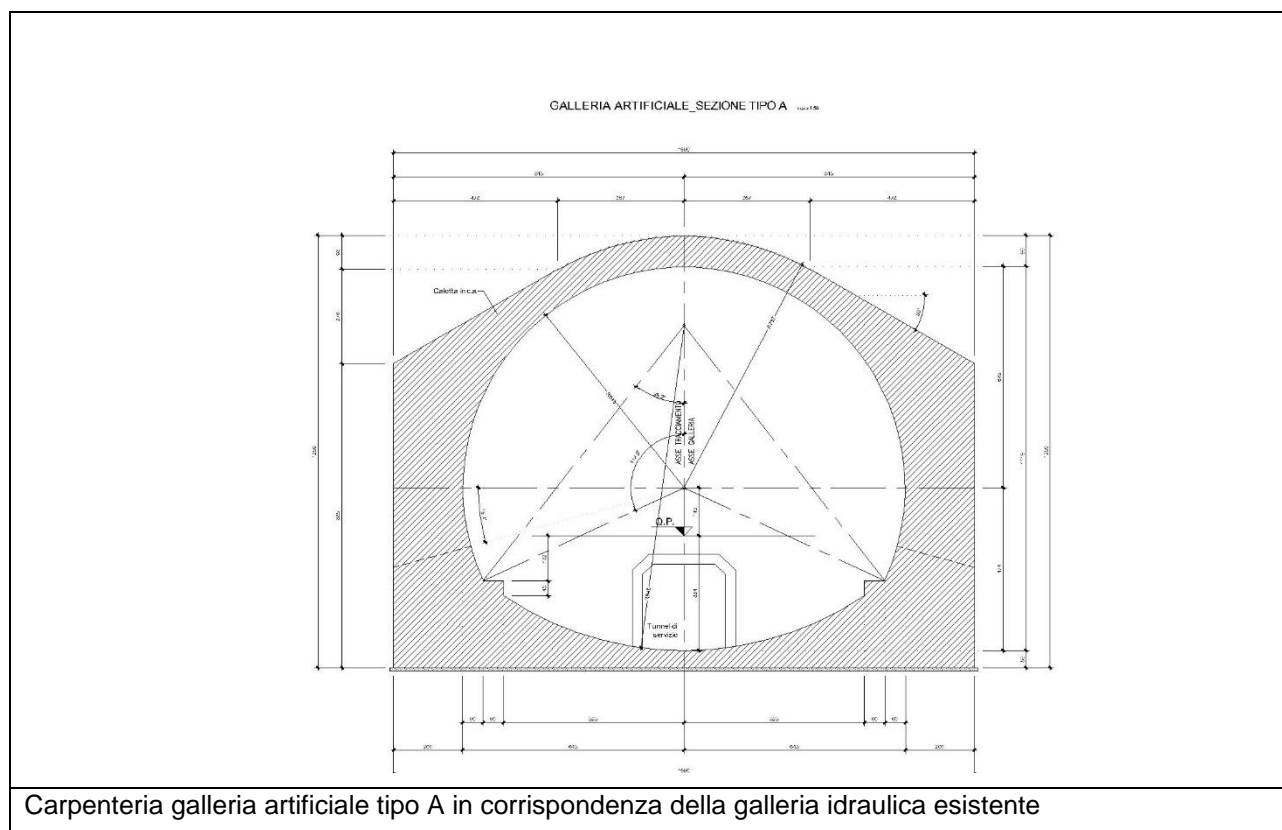
Portale di Imbocco tra le progressive 5055.00 e 5085.00 di 30 m di lunghezza;

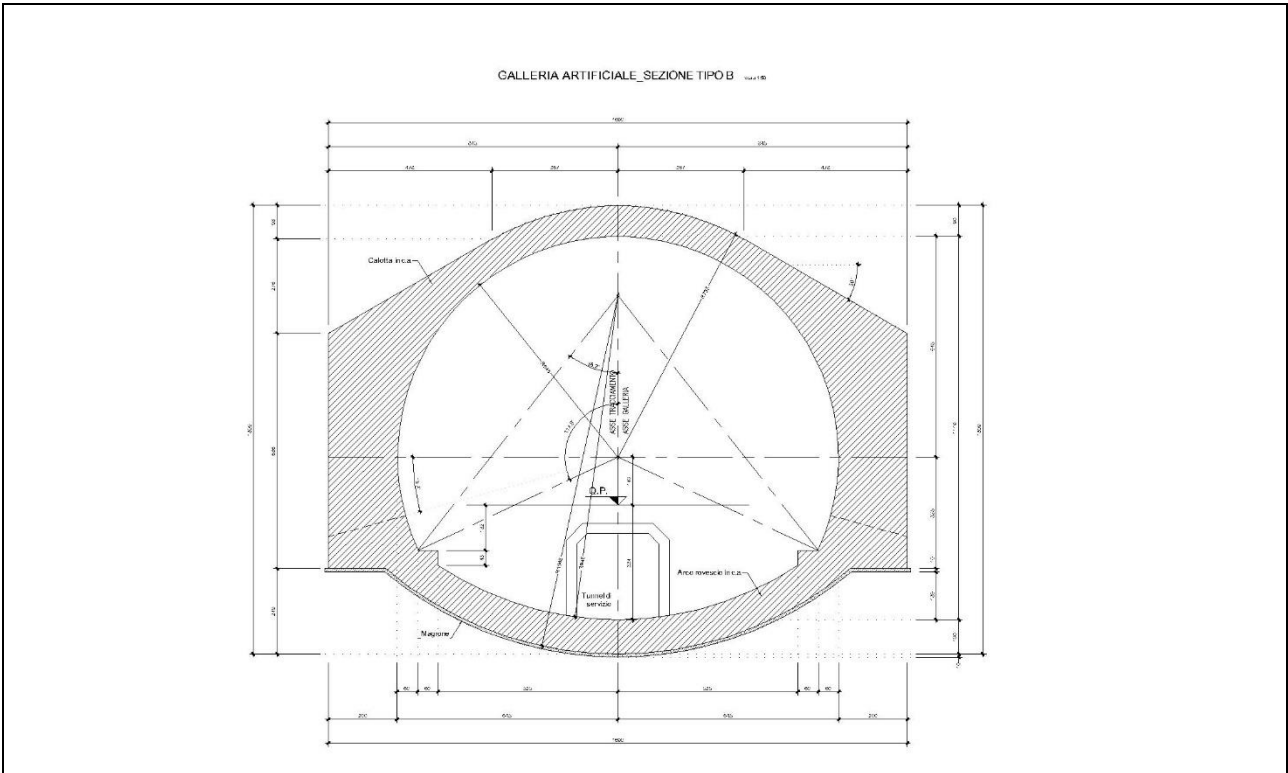
Galleria artificiale tra le progressive 5085.00 e 5140.00 di 55 m di lunghezza.

La tipologia della galleria, dotata di un raggio interno di 6.45 m per la calotta e di 9.46 m per l'arco rovescio, è a singola canna e a doppio senso di marcia, con piattaforma stradale di 10.50 m, con doppia corsia da 3.75 m e una doppia banchina di 1.50 m, mentre per entrambi i lati è presente un ridirettivo distanziato dalla struttura con funzione di passacavi.

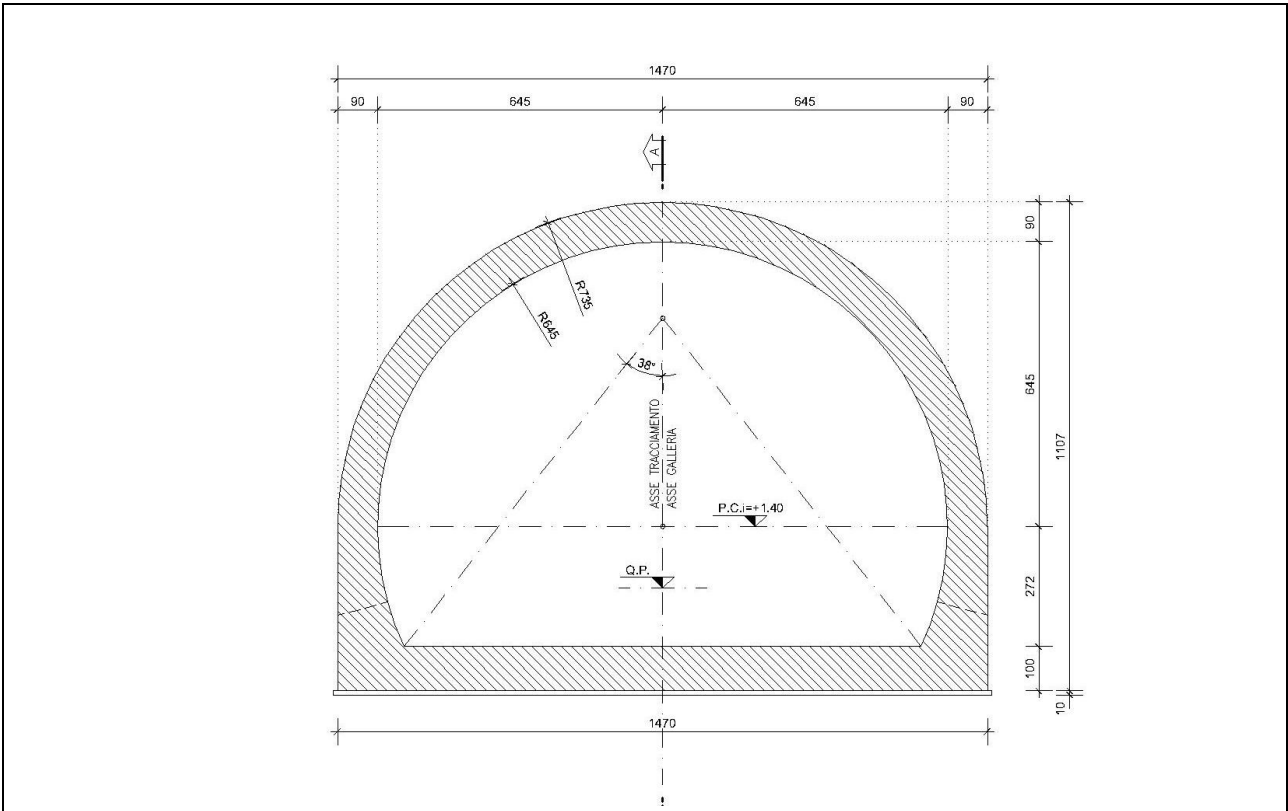
Le verifiche saranno eseguite per le seguenti tre differenti tipologie:

- Sezione tipo A in corrispondenza della galleria idraulica esistente;
- Sezione tipo B con sagoma corrente;
- Sezione d'Imbocco a becco di flauto.





Carpenteria galleria artificiale tipo B con sagoma corrente



Carpenteria opera d'imbocco

## 1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La presente relazione è stata redatta in osservanza delle seguenti Normative:

- **Legge 05/01/1971 n.1086** → Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica
- **Legge 02/02/1974 n. 64** → Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche
- **DM 17/01/2018** → Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni
- **Circolare 02/02/2009 n. 617/C.S.LL.PP.** → Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al DM 17/01/2018
- **UNI EN 1992-1-1:2004 (Eurocodice 2 – Parte 1-1)** → Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Regole generali e regole per gli edifici
- **UNI EN 206-1:2006** → Calcestruzzo – Specificazione, prestazione e conformità
- **UNI 11104** → Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1

## 2 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

### Calcestruzzo fondazioni e elevazioni C28/35

Fase finale	$R_{ck}$	=	35.00	MPa
Resistenza a compressione cilindrica	$f_{ck}$	= $0.83 \times R_{ck}$	= 29.05	MPa
Resistenza cilindrica media	$f_{cm}$	= $f_{ck} + 8$	= 37.05	MPa
Modulo elastico	$E_c$	= $22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3}$	= 32588	MPa
Coefficiente parziale di sicurezza calcestruzzo	$\gamma_c$	=	1.5	
Coefficiente per le resistenze di lunga durata	$\alpha_{cc}$	=	0.85	
Resistenza a compressione di calcolo	$f_{cd}$	= $\alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c$	= 16.46	MPa
Resistenza a trazione media	$f_{ctm}$	= $0.30 \times f_{ck}^{2/3}$	= 2.83	MPa
Resistenza a trazione	$f_{ctk}$	= $0.7 \times f_{ctm}$	= 1.98	MPa
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd}$	= $f_{ctk} / \gamma_c$	= 1.32	MPa
S.L.E.				
Tensione limite di esercizio (comb. Rare)	$\sigma_{cR}$	= $f_{ck} \times 0.60$	= 17.43	MPa
Tensione limite di esercizio (comb. Quasi)	$\sigma_{cP}$	= $f_{ck} \times 0.45$	= 13.07	MPa
Classe di esposizione				XC2-XC3

### Acciaio ordinario FeB 450C controllato in stabilimento

Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk}$	=	450.00	MPa
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{tk}$	=	540.00	MPa
Coefficiente parziale di sicurezza acciaio	$\gamma_s$	=	1.15	
Resistenza di calcolo dell'acciaio	$f_{yd}$	= $f_{yk} / \gamma_s$	= 391.30	MPa
Tensione limite di esercizio (comb. Rare)	$\sigma_{sR}$	= $f_{yk} \times 0.75$	= 337.50	MPa
Copriferro minimo (ambiente aggr.)	$C_{nom}$	= $C_{min} + \Delta c$	= 50	mm

## 2.1 CARATTERISTICHE DEL CALCESTRUZZO AI FINI DELLA DURABILITÀ

Al fine di valutare le caratteristiche vincolanti delle miscele di calcestruzzo nei confronti della durabilità viene fatto riferimento alla norma EN 206-1 ed alla norma UNI 11104.

Di seguito viene riportata la classe di esposizione che risulta vincolante ai fini delle caratteristiche della miscela. Inoltre, sono riportati la classe di resistenza, la dimensione massima degli aggregati, la classe di consistenza ed il copriferro minimo delle armature, tenuto anche conto della Vita Nominale dell'opera  $V_N = 100$  anni:

### Calcestruzzo fondazioni e elevazioni:

Classe di esposizione XC2 per le parti a contatto con il terreno e XC3 per le restanti parti

Classe di resistenza caratteristica a compressione: C28/35

Dimensione max aggregati: 25 mm

Classe minima di consistenza: S4

Copriferro minimo: 50 mm

## 2.2 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE

Le condizioni ambientali, ai fini della protezione contro la corrosione delle armature, sono suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato dalla Tab. 4.1.III delle NTC2018:

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Per le opere della presente relazione si adotta quanto segue:

Parti di elementi a contatto con il terreno CLASSE DI ESPOSIZIONE XC2

Parti di elementi non a contatto con il terreno CLASSE DI ESPOSIZIONE XC3

Pertanto, nel caso in esame si ha:

Verifiche a fessurazione – condizioni ambientali ordinarie – armatura poco sensibile:

Combinazione di azioni frequente:  $w_k \leq w_3 = 0.4$  mm

Combinazione di azioni quasi permanente:  $w_k \leq w_2 = 0.3$  mm

## 2.3 COPRIFERRO

Ai fini di preservare le armature dai fenomeni di aggressione ambientale, dovrà essere previsto un idoneo copriferro; il suo valore, misurato tra la parete interna del cassero e la generatrice dell'armatura metallica più vicina, individua il cosiddetto "copriferro nominale".

Il copriferro nominale è somma di due contributi, il copriferro minimo e la tolleranza di posizionamento.

Nel caso in oggetto le strutture si trovano tutte in condizioni ordinarie e si hanno i seguenti parametri:

- Classe di esposizione XC2-XC3
- Classe di resistenza caratteristica a compressione: C28/35
- Dimensione max aggregati: 25 mm
- Classe minima di consistenza: S4

Il valore del copriferro minimo è valutato secondo quanto riportato al punto C4.1.6.1.3 della Circolare n.617. Nel caso in esame la classe di esposizione ambientale è ordinaria e si pone, come da tabella C4.1.IV un copriferro minimo pari a 20 mm. La tolleranza di posizionamento è pari a 10 mm. Inoltre, data la vita nominale della struttura pari a 100 anni, come da normativa, deve aggiungersi un copriferro aggiuntivo pari a 10 mm. Si ottiene pertanto un copriferro nominale minimo pari a 40 mm. A favore di sicurezza si assume un copriferro pari a 50 mm.

Tabella C4.1.IV Copriferri minimi in mm

C <sub>min</sub>	C <sub>o</sub>	ambiente	barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
			C ≥ C <sub>o</sub>	C <sub>min</sub> ≤ C < C <sub>o</sub>	C ≥ C <sub>o</sub>	C <sub>min</sub> ≤ C < C <sub>o</sub>	C ≥ C <sub>o</sub>	C <sub>min</sub> ≤ C < C <sub>o</sub>	C ≥ C <sub>o</sub>	C <sub>min</sub> ≤ C < C <sub>o</sub>
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C28/35	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50



### 3 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Nella zona in oggetto si segnala la presenza di depositi morenici denominati nella carta geologica come Morene (UG2-2), affioranti prevalentemente sui due versanti della valle e costituiti da depositi caotici che costituiscono i resti di antichi ghiacciai non più attivi nell'area. Le morene sono formate da una mescolanza caotica di vari materiali solidi (massi, ciottoli, sabbie e limi) e sono generate dal trasporto del materiale solido ad opera dei ghiacciai nel loro movimento verso valle.

Da un punto di vista granulometrico sono caratterizzati da una forte eterogeneità granulometrica ed in prevalenza si rinvergono ghiaie sabbiose con ciottoli a spigoli vivi con livelli e lenti più limoso-sabbiosi e trovanti litici di dimensioni variabili fino a qualche metro.

Lo spessore di questi depositi è variabile ed in genere è compreso tra pochi metri fino ad alcune decine di metri. La falda non interessa l'opera in oggetto.

I valori dell'angolo di attrito  $\phi'$  ricavati per tutte le prove SPT per zone rappresentate dai sondaggi con  $N_{spt}$  normalizzato, presentano i seguenti parametri caratteristici e di calcolo:

Anno	Sondaggio	Angolo di attrito	Valore caratteristico	Valore di calcolo
	N°	$\phi'$ (°)	$\phi'_c$ (°)	$\phi'_{cal}$ (°)
2002	SP.12	32,77	32,77	28,21
	SP.12			
	SP.12			
	SP.12			
	SP.12			
	SP.12			
	SP.12			
	SP.12			
2009	S.4	32,10	32,10	27,55
	S.4			
	S.5	34,08	34,08	29,53
	S.5			
	S.6	33,98	33,98	29,43
	S.6			
<b>Valori medi</b>		<b>33,23</b>	<b>33,23</b>	<b>28,68</b>

Per il peso di volume si possono assumere i seguenti:

- peso di volume saturo  $\gamma_s = 22 \text{ kN/m}^3$
- peso di volume in assenza di falda  $\gamma = 20\text{-}21 \text{ kN/m}^3$

Il valore della coesione efficace  $C'$  risulta:

$$C' = 0 \text{ kPa}$$

I valori medi del Modulo di Elasticità (Modulo di Young)  $E$  ed Edometrico  $E_d$  ricavati per i singoli sondaggi risultano:

Sondaggio N°	Modulo Elastico $E$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	Modulo edometrico $E_d$ (Kg/cm <sup>2</sup> )
	Valore medio per sondaggio	Valore medio per sondaggio
	Jamiolkowski et Al. (1988)	Begemann (1974) (sabbie e ghiaie)
SP.12	297,58	121,34
S.4	146,33	119,08
S.5	205,74	125,71
S.6	207,94	125,37
<b>Valori medi</b>	<b>214,40</b>	<b>122,88</b>

I parametri geotecnici per i terreni morenici quindi risultano:

Peso di volume:	20 -21 kN/mc
Angolo di attrito caratteristico:	32° - 34°
Angolo di attrito di calcolo:	28° - 30°
Coesione efficace:	0 kPa
Modulo Elastico (Young):	14.63 - 29.75 MPa
Modulo Edometrico:	11.90 – 12.28 MPa.

Nel caso in oggetto si utilizzano i seguenti parametri caratteristici:

Peso di volume:	21 kN/mc
Angolo di attrito caratteristico:	34°
Coesione efficace:	0 kPa
Modulo Elastico (Young):	21 MPa

Il valore della costante di sottofondo per la sezione tipo B è stato ottenuto mediante una formulazione approssimata.

$$k_s = \frac{E_s}{B(1 - \mu^2)} = \frac{210}{100(1 - 0.3^2)} = 2.3 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^3}$$

Per la sezione tipo A della galleria artificiale e l'opera di imbocco è stato considerato un modulo di deformazione più elevato (40 MPa) essendo prevista la costruzione in corrispondenza della soletta di attraversamento della galleria idraulica esistente e quindi in presenza di un terreno ad alta compattazione.

$$k_s = \frac{E_s}{B(1 - \mu^2)} = \frac{400}{100(1 - 0.3^2)} = 4.39 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^3}$$

## 4 VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

### 4.1 VITA NOMINALE

La vita nominale di un'opera strutturale, così come definita al punto 2.4.1 del DM 17/01/2018, è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata. Nel caso in oggetto, l'opera ricade nella definizione di "Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica".

La vita nominale viene pertanto assunta:  $V_N = 100$  anni.

### 4.2 CLASSE D'USO

Il DM 17/01/2018 al punto 2.4.2. attribuisce alle costruzioni, in funzione della loro destinazione d'uso e quindi delle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso in conseguenza di un evento sismico, diverse classi d'uso. Nel caso in oggetto si fa riferimento alla Classe III. Il coefficiente d'uso risulta pertanto:  $C_U = 1.5$ .

### 4.3 PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento  $V_R$  che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale  $V_N$  per il coefficiente d'uso  $C_U$ .

Si ottiene pertanto il periodo di riferimento:  $V_R = V_N \times C_U = 100 \times 1.5 = 150$  anni.

### 4.4 VALUTAZIONE DELL'ACCELERAZIONE ATTESA MASSIMA AL SUOLO

I valori di probabilità di superamento del periodo di riferimento  $P_{VR}$ , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente è:

$$P_{VR}(SLV)=10\%$$

Il periodo di ritorno dell'azione sismica  $T_R$  espresso in anni, vale:

$$T_R(SLV) = -\frac{V_r}{\ln(1 - P_{vr})} = 1423 \text{ anni}$$

Dato il valore del periodo di ritorno suddetto, tramite le tabelle riportate nell'Allegato B della norma o tramite la mappatura messa a disposizione in rete dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV), è possibile definire i valori di  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_c^*$ .

$a_g$  → accelerazione orizzontale massima del terreno su suolo di categoria A, espressa come frazione dell'accelerazione di gravità;

$F_0$  → valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

$T_c^*$  → periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

$S$  → coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica ( $S_s$ ) e dell'amplificazione topografica ( $S_t$ ).

Le azioni sismiche sono calcolate nelle seguenti coordinate geografiche:

LAT 46.2155°

LON 10.1690°

La classe del sottosuolo è la B. Si assume un fattore di struttura  $q$  pari a 1.0 e quindi non sono necessarie verifiche di gerarchia delle resistenze. Si riportano le schermate dei dati di input del software con i dati inseriti.

**Screenshot 1: Dati generali per sismica (NTC 2008) - Zona**

Località: TIRANO  
 Comune: Tirano ( Sondrio ) - Lombardia  
 Zona sism.: 3  
 Latitudine: 46.2155  
 Longitudine: 10.1690

**Screenshot 2: Dati generali per sismica (NTC 2008) - Suolo**

- A - Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi
- B - Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa o terreni a grana fina molto consistenti
- C - Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati, o terreni a grana fina mediamente consistenti
- D - Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti
- E - Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m

**Screenshot 3: Dati generali per sismica (NTC 2008) - Topografia**

Coefficiente di amplificazione topografica: 1.00

*Tabella 2.2.VI - Valori massimi del coeff. di amplif. topografica*

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	$S_T$
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

**Screenshot 4: Dati generali per sismica (NTC 2008) - Fattore struttura q**

Per azioni verticali :  $q$  1.50  
 Per azioni orizzontali :  $q$  1.00 (Assegnato)

Classe di duttilità: [ ]

**Screenshot 5: Dati generali per sismica (NTC 2008) - Dati progetto**

Vita nominale dell'opera  $V_N$ : 100  
 Coefficiente d'uso  $C_U$ : 1.5 (Classe d'uso III)  
 Periodo di riferimento: 150  
 $P_{VR}$  di progetto (%): 10% (SLV)  
 $P_{VR}$  di esercizio (%): 63% (SLD)  
 Coeff. di smorzamento viscoso  $\xi$  (%): 5

**Diagramma di risposta sismica:**

Orizzontale (selezionato)  
 Progetto (selezionato)  
 Eserc. appr. Progetto: 0.444

$a_g$	$F_0$	$T_c^*$	$T_B$	$T_C$	$T_D$	T [sec]
1.1960	2.589	0.286	0.135	0.404	2.078	(Progetto)
0.5413	2.539	0.242	0.118	0.354	1.817	(Esercizio)

Per i valori delle caratteristiche sismiche ( $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T^*_c$ ) per lo Stato Limite di salvaguardia della Vita, si ottengono i valori:

- $a_g=0.1196$  g;
- $F_0=2.589$ ;
- $T^*_c=0.286$  s.

Allo SLD si ha:

- $a_g=0.054$  g;
- $F_0=2.539$ ;
- $T^*_c=0.242$  s.

Il calcolo viene eseguito con il metodo pseudostatico (NTC § 7.11.6). Specificatamente si considerano i seguenti contributi:

- azioni inerziali dei pesi propri e dei carichi permanenti;
- spinta del terreno calcolata con il metodo di Monobe-Okabe.

## 5 MODELLAZIONE STRUTTURALE

### 5.1 SCHEMATIZZAZIONE DELLA SOVRASTRUTTURA E DEI VINCOLI

Le analisi di sollecitazione e le verifiche sono state condotte utilizzando il software Robot Structural Analysis Professional prodotto e distribuito da Autodesk Ltd.

I modelli matematici delle strutture analizzate sono assemblati su uno schema piano di larghezza unitaria e sono stati realizzati utilizzando elementi monodimensionali secondo i criteri che seguono:

- elementi monodimensionale tipo trave su suolo elastico per l'arco rovescio (o la soletta inferiore);
- elementi monodimensionale tipo trave per i restanti elementi.

### 5.2 MODELLAZIONE DEI MATERIALI

I materiali considerati hanno comportamento elastico lineare in fase di calcolo delle sollecitazioni.

### 5.3 MODELLAZIONE DEI VINCOLI ESTERNI E DEGLI SVINCOLI INTERNI

I vincoli esterni sono considerati puntuali e sono costituiti da vincoli rigidi o da molle a comportamento elastico lineare a simulare il suolo elastico alla Winkler.

### 5.4 VALIDAZIONE DEL CODICE DI CALCOLO

Autodesk® Robot™ Structural Analysis Professional è uno strumento di analisi strutturale avanzato che consente di effettuare analisi lineari e non lineari di modelli di edifici, ponti e altri tipi di strutture industriali. Consente di definire una vasta gamma di tipi di analisi avanzata, quali analisi statica, analisi modale, analisi sismica, analisi dello spettro, analisi armonica e analisi cronologica.

### 5.5 MODELLO DI CALCOLO GALLERIA ARTIFICIALE

È stato assemblato un modello bidimensionale agli elementi finiti secondo le modalità descritte in precedenza.

## 6 ANALISI DEI CARICHI

### 6.1 PESO PROPRIO

Il peso proprio è calcolato in automatico dal software in funzione dei pesi di volume inseriti nel database e alla reale geometria degli elementi.

### 6.2 RICOPRIMENTO IN COPERTURA

Per la galleria artificiale sezione tipo B si considera un ricoprimento massimo di 1150 cm da cui si ottiene un carico distribuito pari a  $21 \cdot 11.5 = 242$  kN/m.

Per la galleria artificiale sezione tipo A si considera un ricoprimento massimo di 606 cm da cui si ottiene un carico distribuito pari a  $21 \cdot 6.06 = 127$  kN/m.

Per l'opera di imbocco si considera un ricoprimento massimo di 770 cm da cui si ottiene un carico distribuito pari a  $21 \cdot 7.70 = 162$  kN/m.

### 6.3 RICOPRIMENTO ARCO ROVESCIO

Per la galleria artificiale sezione tipo A e sezione tipo B si considera un ricoprimento interno medio di 335 cm da cui si ottiene un carico distribuito pari a  $20 \cdot 3.35 = 67$  kN/m, mentre per l'opera di imbocco si considera un ricoprimento interno medio di 148 cm da cui si ottiene un carico distribuito pari a  $20 \cdot 1.48 = 30$  kN/m.

### 6.4 CARICHI DA TRAFFICO

Si considerano un carico da traffico interno pari a  $20$  kN/m<sup>2</sup> e un carico da traffico agente sulla calotta pari a  $20$  kN/m<sup>2</sup>.

### 6.5 AZIONI TERMICHE

Non si considerano le azioni termiche.

### 6.6 SPINTA DEL TERRENO IN CONDIZIONI STATICHE

La spinta del terreno è calcolata in condizioni di riposo. Considerando un angolo di attrito del terreno spingente pari a  $34^\circ$ , si ottiene un coefficiente  $k_0$  pari a  $0.441$ . Il peso di volume del terreno è posto pari a  $21$  kN/m<sup>3</sup>.

### 6.7 AZIONE SISMICA

La sovrappinta sismica del terreno è calcolata con la teoria di Mononobe-Okabe. L'accelerazione massima al suolo è pari a:

$$a_{\max} = S \times a_g = 1.2 \times 0.119 = 0.1435 \text{ g}$$

da cui il coefficiente sismico orizzontale  $k_h$ :

$$k_h = \beta_m \times a_{\max}/g = 1 \times 0.1435 = 0.1435$$

si ottiene un coefficiente  $k_{AE}$  pari a  $0.388$  da cui detrarre il coefficiente di spinta attiva  $k_a$  pari a  $0.283$  ottenendo un coefficiente per il calcolo dell'azione sismica da sovrapporre alla spinta statica a riposo pari a  $0.105$ . L'azione ottenuta è applicata come carico uniformemente distribuito sulla proiezione verticale delle strutture coinvolte.

L'azione sismica dovuta alle inerzie dei pesi propri e dei carichi permanenti portati è valutata eseguendo un'analisi statica lineare sul modello agli elementi finiti inserendo un valore di  $S_d$  pari a  $a_g$  calcolato a  $T=0$ .

## 7 VERIFICHE STRUTTURALI GALLERIA ARTIFICIALE SEZIONE TIPO B

### 7.1 CONDIZIONI E COMBINAZIONI DI CARICO

#### Condizioni di carico

1	DL1	DL1	Permanenti	Static - Linear
2	DL2	Ricoprimento e Spinta Terreno	Perm.Non-str.	Static - Linear
4	LL1	Traffico1	Categoria A	Static - Linear
5	LL2	Traffico2	Categoria A	Static - Linear
6	LL3	Traffico3	Categoria A	Static - Linear
7	LL4	Traffico4	Categoria A	Static - Linear
8	LL5	Traffico5	Categoria A	Static - Linear
9	LL6	Traffico6	Categoria A	Static - Linear
10	LL7	Traffico7	Categoria A	Static - Linear
11	LL8	Traffico8	Categoria A	Static - Linear
13	SEIS2	Sisma2	Sismiche SLU	Static - Linear

#### Combinazioni di carico

14 (C)	SLU1	Linear Combination	SLU	Permanenti	$1*1.30+(2+4)*1.50$
15 (C)	SLU2	Linear Combination	SLU	Permanenti	$1*1.30+(2+5)*1.50$
16 (C)	SLU3	Linear Combination	SLU	Permanenti	$1*1.30+(2+6)*1.50$
17 (C)	SLU5	Linear Combination	SLU	Permanenti	$1*1.30+(2+8)*1.50$
18 (C)	SLU6	Linear Combination	SLU	Permanenti	$1*1.30+(2+9)*1.50$
19 (C)	SLU7	Linear Combination	SLU	Permanenti	$1*1.30+(2+10)*1.50$
20 (C)	SLU8	Linear Combination	SLU	Permanenti	$1*1.30+(2+11)*1.50$
29 (C)	SLV1	Linear Combination	SIS	Sismiche SLU	$(1+2)*1.00$
30 (C)	SLV2	Linear Combination	SIS	Sismiche SLU	$(1+2+13)*1.00$
33 (C)	SLD1	Linear Combination	SIS	Sismiche SLE	$(1+2)*1.00$
34 (C)	SLD2	Linear Combination	SIS	Sismiche SLE	$(1+2+13)*1.00$
35 (C)	SLD3	Linear Combination	SIS	Sismiche SLE	$1*1.00$
36 (C)	SLD4	Linear Combination	SIS	Sismiche SLE	$(1+13)*1.00$
37 (C)	SLU4	Linear Combination	SLU	Permanenti	$1*1.30+(2+7)*1.50$
38 (C)	QP1	Linear Combination	SLE:QPR	Permanenti	$(1+2)*1.00$
40 (C)	RARA1	Linear Combination	SLE:CHR	Categoria A	$(1+2+4)*1.00$
41 (C)	RARA2	Linear Combination	SLE:CHR	Categoria A	$(1+2+5)*1.00$
42 (C)	RARA3	Linear Combination	SLE:CHR	Categoria A	$(1+2+6)*1.00$
43 (C)	RARA4	Linear Combination	SLE:CHR	Categoria A	$(1+2+7)*1.00$
44 (C)	RARA5	Linear Combination	SLE:CHR	Categoria A	$(1+2+8)*1.00$
45 (C)	RARA6	Linear Combination	SLE:CHR	Categoria A	$(1+2+9)*1.00$
46 (C)	RARA7	Linear Combination	SLE:CHR	Categoria A	$(1+2+10)*1.00$
47 (C)	RARA8	Linear Combination	SLE:CHR	Categoria A	$(1+2+11)*1.00$
56 (C)	FREQ1	Linear Combination	SLE:FRE	Categoria A	$(1+2+4)*1.00$
57 (C)	FREQ2	Linear Combination	SLE:FRE	Categoria A	$(1+2+5)*1.00$
58 (C)	FREQ3	Linear Combination	SLE:FRE	Categoria A	$(1+2+6)*1.00$
59 (C)	FREQ4	Linear Combination	SLE:FRE	Categoria A	$(1+2+7)*1.00$
60 (C)	FERQ5	Linear Combination	SLE:FRE	Categoria A	$(1+2+8)*1.00$
61 (C)	FREQ6	Linear Combination	SLE:FRE	Categoria A	$(1+2+9)*1.00$
62 (C)	FREQ7	Linear Combination	SLE:FRE	Categoria A	$(1+2+10)*1.00$
63 (C)	FREQ8	Linear Combination	SLE:FRE	Categoria A	$(1+2+11)*1.00$

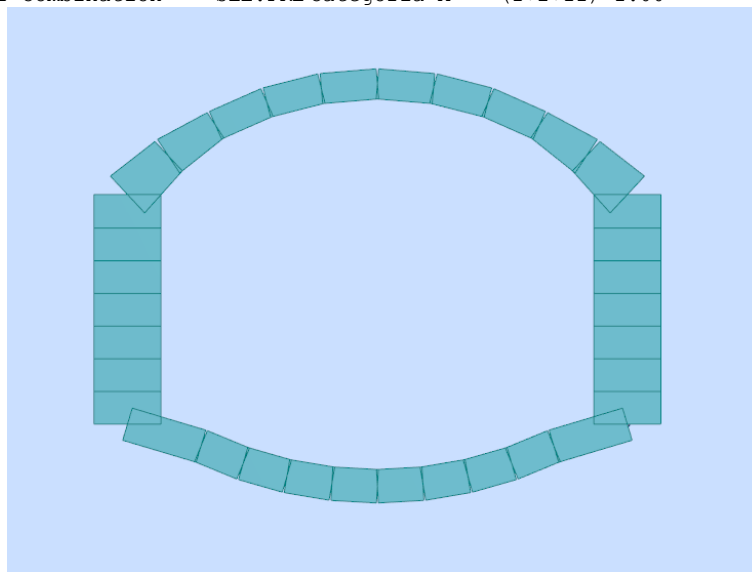


FIGURA 4: SCHEMA DELLA STRUTTURA



## 7.2 DIAGRAMMI DI SOLLECITAZIONE

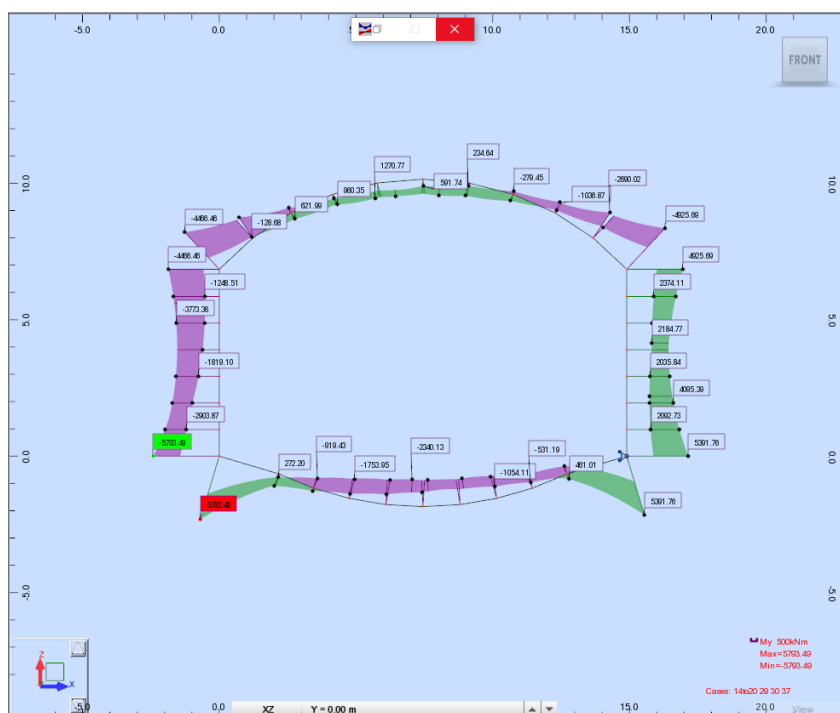


FIGURA 5: MOMENTO FLETTENTE INVILUPPO SLU/SLV

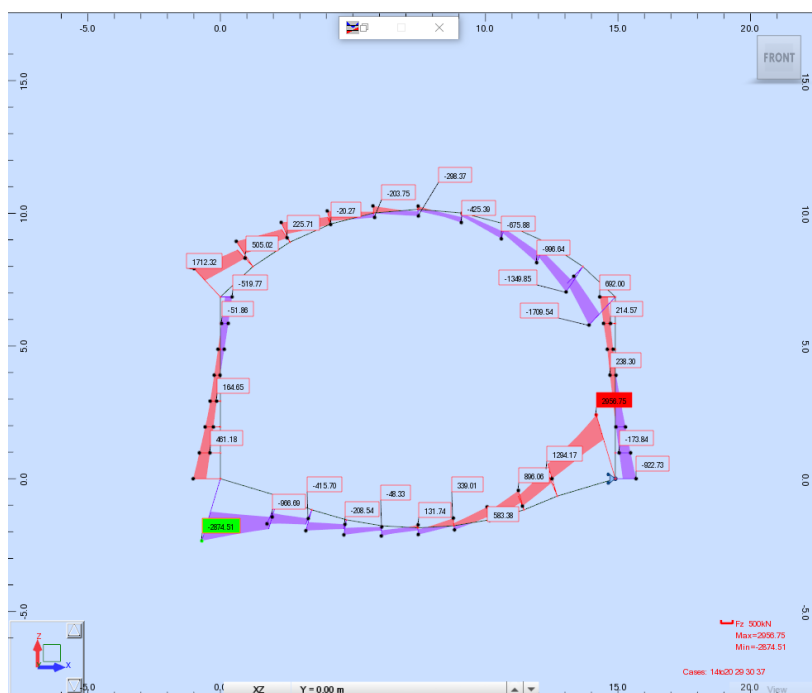


FIGURA 6: TAGLIO INVILUPPO SLU/SLV

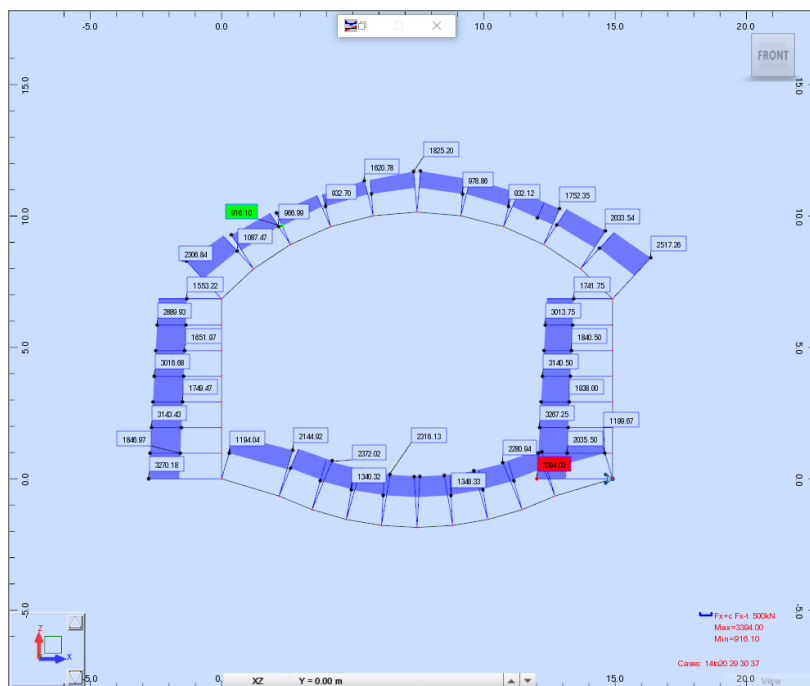


FIGURA 7: SFORZO NORMALE INVILUPPO SLU/SLV

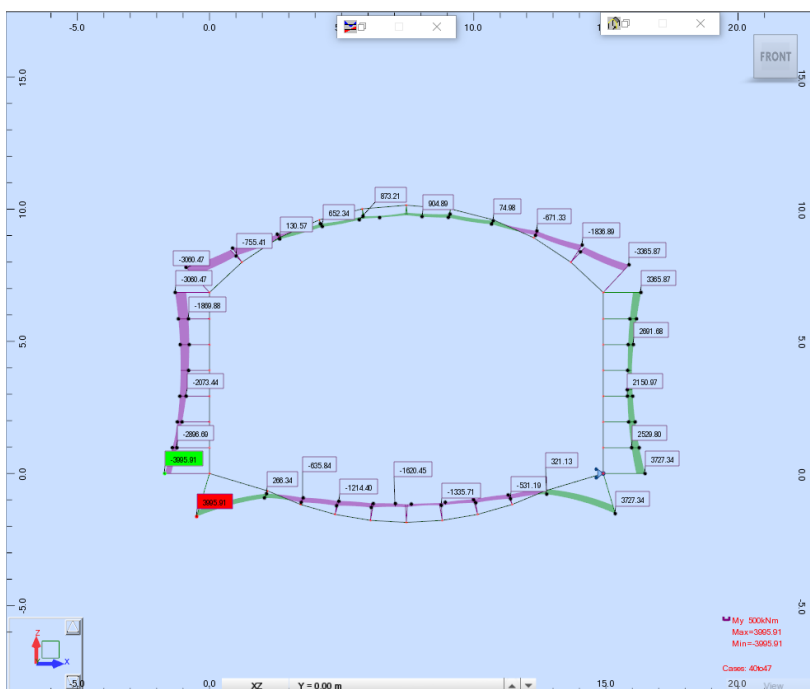


FIGURA 8: MOMENTO FLETTENTE INVILUPPO RARA

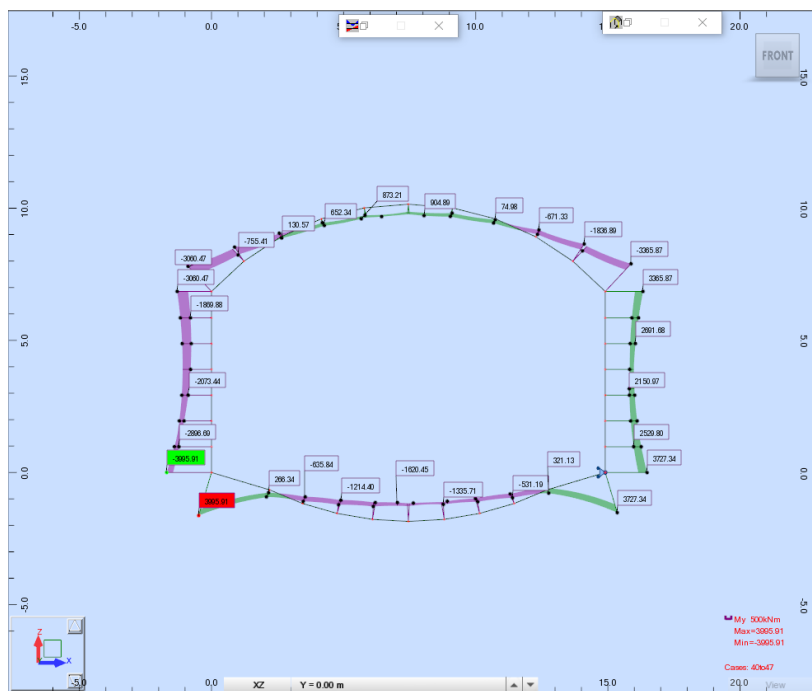


FIGURA 9: MOMENTO FLETTENTE INVILUPPO FREQUENTE

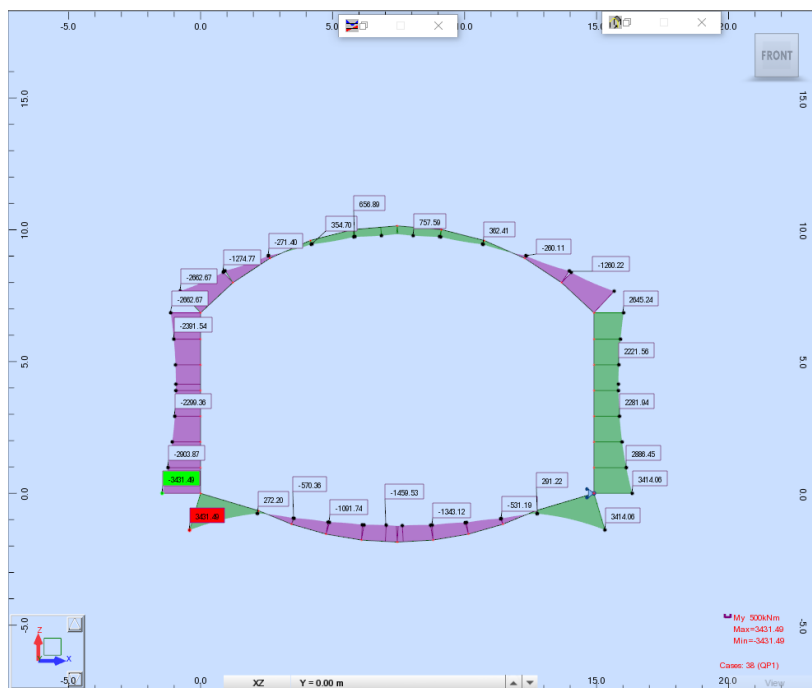


FIGURA 10: MOMENTO FLETTENTE INVILUPPO QUASI PERMANENTE

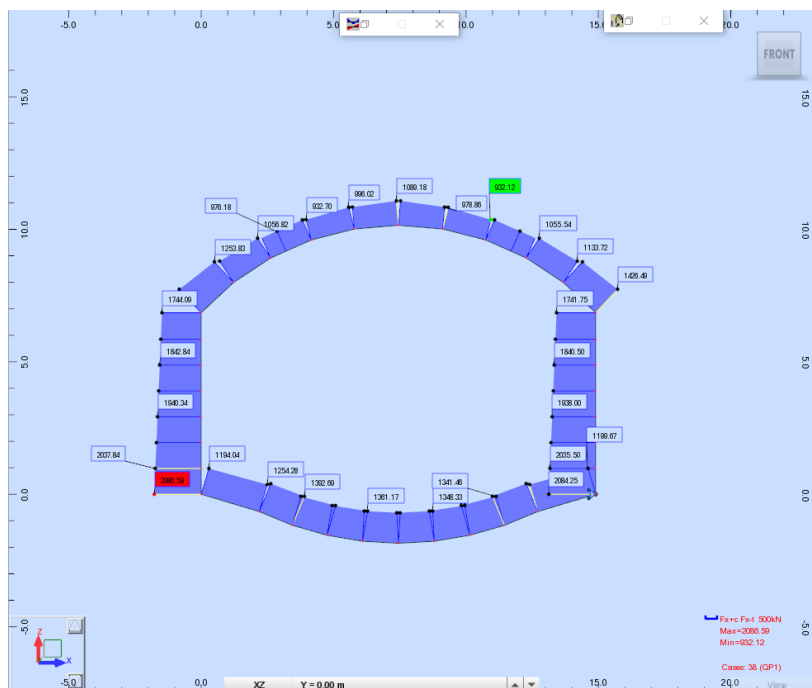


FIGURA 11: SFORZO NORMALE INVILUPPO QUASI PERMANENTE













## 8 VERIFICHE GEOTECNICHE GALLERIA ARTIFICIALE SEZIONE TIPO B

### 8.1 DESCRIZIONE DEL METODO DI CALCOLO

Il calcolo della capacità portante viene eseguito secondo la formula trinomia, considerando separatamente i contributi dovuti alla coesione, al sovraccarico laterale ed al peso del terreno.

Per le verifiche in condizioni drenate, si utilizzano i coefficienti di capacità portante  $N_q$  (Prandtl, 1921),  $N_c$  (Reissner, 1924),  $N_{\square}$  (Vesic, 1973), i coefficienti correttivi dovuti alla forma della fondazione ( $s$ , Meyerhof, 1951 e 1963), all'approfondimento ( $d$ , Brinch Hansen, 1970), all'inclinazione del carico ( $i$ , Vesic, 1973), all'inclinazione del piano di posa ( $b$ , Vesic, 1973), all'inclinazione del piano campagna ( $g$ , Vesic, 1973), e all'azione sismica ( $h$  - Maugeri e Novità, 2004).

Nel caso di terreno eterogeneo (litologie differenti, presenza di falda), i parametri meccanici utilizzati nel calcolo sono ottenuti come media ponderata dei valori rinvenuti all'interno del cuneo di rottura.

La resistenza a scorrimento, viene ottenuta sommando i contributi del carico normale al piano di posa moltiplicato per il coefficiente d'attrito, e dell'area del piano di posa (eventualmente ridotta per carico verticale eccentrico) per l'adesione fondazione-terreno. In condizioni drenate, l'attrito fondazione terreno è assunto pari all'angolo di resistenza al taglio del terreno moltiplicato per il coefficiente 0.75, l'adesione fondazione-terreno è trascurata (assunta pari a 0). Si considera il contributo della pressione del terreno a lato della fondazione. La resistenza laterale del terreno è assunta pari alla resistenza passiva disponibile moltiplicata per 0.50.

### 8.2 DESCRIZIONE DELLA FONDAZIONE

La fondazione ha piano di posa rettangolare con una larghezza di 16.90 [m], e centro alla quota  $z = -13.09$  [m]. Il piano di posa è orizzontale.

### 8.3 DESCRIZIONE DEL TERRENO

La stratigrafia è omogenea, presenta un solo strato

n.	nome	$z_i$ [cm]	$z_f$ [cm]	$\gamma_d$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_t$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$c'$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	$\phi'$ [°]
1	Depositi Morenici	0	-10000	21.00	21.00	0	34

La stratigrafia non contiene una falda

### 8.4 SOLLECITAZIONI AL PIANO DI POSA

Si riporta di seguito il diagramma delle reazioni vincolari al piano di posa considerando l'involuppo di tutte le combinazioni SLU a favore di sicurezza.

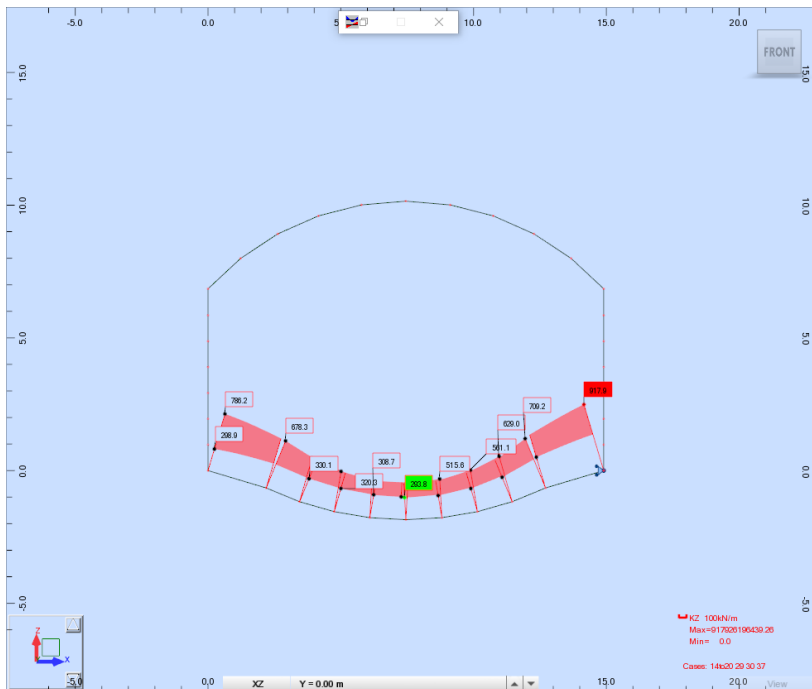


FIGURA 12: SOLLECITAZIONI PIANO DI POSA

### 8.5 CAPACITÀ PORTANTE

La seguente tabella riporta la verifica della capacità portante considerando le sollecitazioni al piano di posa riportate in precedenza.

Calcolo Capacità Portante (Brinch-Hansen)					
Dimensioni della fondazione		Coefficienti di capacità portante		$q_{lim}$	22762,02 [kPa]
B	16,90 [m]	$N_{\gamma}$	$N_c$	$N_q$	
L	1,00 [m]	41,06	42,16	29,44	
				$N_{lim}$	164531,4 [kN/m]
				Verifica ( $N < N_{lim}$ )	OK
Caratteristiche del terreno		Coefficienti di forma			
$\Phi$	34 [°]	$S_{\gamma}$	$S_c$	$S_q$	
$\gamma$	21 [kN/m <sup>3</sup> ]	1,108	1,215	1,108	
$\Phi_d$	34 [°]				
c	0 [kPa]				
Carichi fondazione		Coefficienti correttivi i			
N	10064 [kN]	$i_{\gamma}$	$i_c$	$i_q$	
M	1383 [kN.m]	1,00	1,00	1,00	
e	0,137421 [m]	m	1,056		
H	0 [kN]				
BR	16,63 [m]	Coefficienti correttivi b			
q	454,65 [kPa]	$b_{\gamma}$	$b_c$	$b_q$	
D	21,65 [m]	1,00	1,00	1,00	
		$\alpha$	0 [°]		
Coefficienti parziali		Coefficienti correttivi g			
$\gamma_R$	2,30	$g_{\gamma}$	$g_c$	$g_q$	
$\gamma_{\Phi}$	1,00	1,00	1,00	1,00	
		$\omega$	0 [°]		

## 9 VERIFICHE STRUTTURALI GALLERIA ARTIFICIALE SEZIONE TIPO A

### 9.1 CONDIZIONI E COMBINAZIONI DI CARICO

#### Condizioni di carico

1	DL1	DL1	Permanenti	Static - Linear
2	DL2	Ricoprimento e Spinta Terreno	Perm.Non-str.	Static - Linear
4	LL1	Traffico1	Categoria A	Static - Linear
5	LL2	Traffico2	Categoria A	Static - Linear
6	LL3	Traffico3	Categoria A	Static - Linear
7	LL4	Traffico4	Categoria A	Static - Linear
8	LL5	Traffico5	Categoria A	Static - Linear
9	LL6	Traffico6	Categoria A	Static - Linear
10	LL7	Traffico7	Categoria A	Static - Linear
11	LL8	Traffico8	Categoria A	Static - Linear
13	SEIS2	Sisma2	Sismiche SLU	Static - Linear

#### Combinazioni di carico

14 (C)	SLU1	Linear Combination	SLU	Permanenti	$1*1.30+(2+4)*1.50$
15 (C)	SLU2	Linear Combination	SLU	Permanenti	$1*1.30+(2+5)*1.50$
16 (C)	SLU3	Linear Combination	SLU	Permanenti	$1*1.30+(2+6)*1.50$
17 (C)	SLU5	Linear Combination	SLU	Permanenti	$1*1.30+(2+8)*1.50$
18 (C)	SLU6	Linear Combination	SLU	Permanenti	$1*1.30+(2+9)*1.50$
19 (C)	SLU7	Linear Combination	SLU	Permanenti	$1*1.30+(2+10)*1.50$
20 (C)	SLU8	Linear Combination	SLU	Permanenti	$1*1.30+(2+11)*1.50$
29 (C)	SLV1	Linear Combination	SIS	Sismiche SLU	$(1+2)*1.00$
30 (C)	SLV2	Linear Combination	SIS	Sismiche SLU	$(1+2+13)*1.00$
33 (C)	SLD1	Linear Combination	SIS	Sismiche SLE	$(1+2)*1.00$
34 (C)	SLD2	Linear Combination	SIS	Sismiche SLE	$(1+2+13)*1.00$
35 (C)	SLD3	Linear Combination	SIS	Sismiche SLE	$1*1.00$
36 (C)	SLD4	Linear Combination	SIS	Sismiche SLE	$(1+13)*1.00$
37 (C)	SLU4	Linear Combination	SLU	Permanenti	$1*1.30+(2+7)*1.50$
38 (C)	QP1	Linear Combination	SLE:QPR	Permanenti	$(1+2)*1.00$
40 (C)	RARA1	Linear Combination	SLE:CHR	Categoria A	$(1+2+4)*1.00$
41 (C)	RARA2	Linear Combination	SLE:CHR	Categoria A	$(1+2+5)*1.00$
42 (C)	RARA3	Linear Combination	SLE:CHR	Categoria A	$(1+2+6)*1.00$
43 (C)	RARA4	Linear Combination	SLE:CHR	Categoria A	$(1+2+7)*1.00$
44 (C)	RARA5	Linear Combination	SLE:CHR	Categoria A	$(1+2+8)*1.00$
45 (C)	RARA6	Linear Combination	SLE:CHR	Categoria A	$(1+2+9)*1.00$
46 (C)	RARA7	Linear Combination	SLE:CHR	Categoria A	$(1+2+10)*1.00$
47 (C)	RARA8	Linear Combination	SLE:CHR	Categoria A	$(1+2+11)*1.00$
56 (C)	FREQ1	Linear Combination	SLE:FRE	Categoria A	$(1+2+4)*1.00$
57 (C)	FREQ2	Linear Combination	SLE:FRE	Categoria A	$(1+2+5)*1.00$
58 (C)	FREQ3	Linear Combination	SLE:FRE	Categoria A	$(1+2+6)*1.00$
59 (C)	FREQ4	Linear Combination	SLE:FRE	Categoria A	$(1+2+7)*1.00$
60 (C)	FERQ5	Linear Combination	SLE:FRE	Categoria A	$(1+2+8)*1.00$
61 (C)	FREQ6	Linear Combination	SLE:FRE	Categoria A	$(1+2+9)*1.00$
62 (C)	FREQ7	Linear Combination	SLE:FRE	Categoria A	$(1+2+10)*1.00$
63 (C)	FREQ8	Linear Combination	SLE:FRE	Categoria A	$(1+2+11)*1.00$

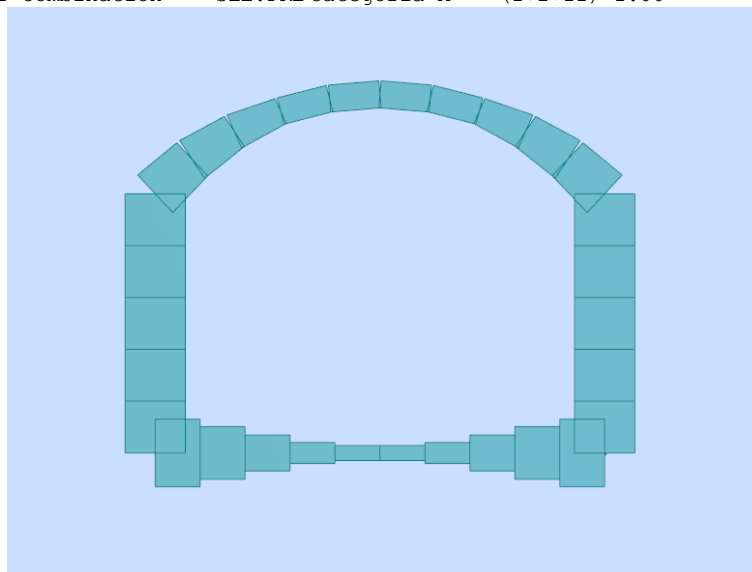


FIGURA 13: SCHEMA DELLA STRUTTURA

## 9.2 DIAGRAMMI DI SOLLECITAZIONE

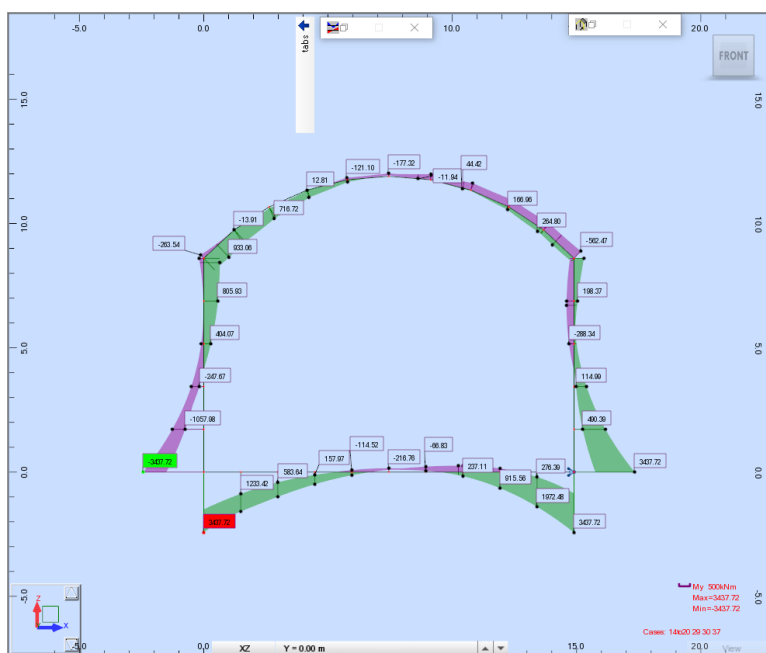


FIGURA 14: MOMENTO FLETTENTE INVILUPPO SLU/SLV

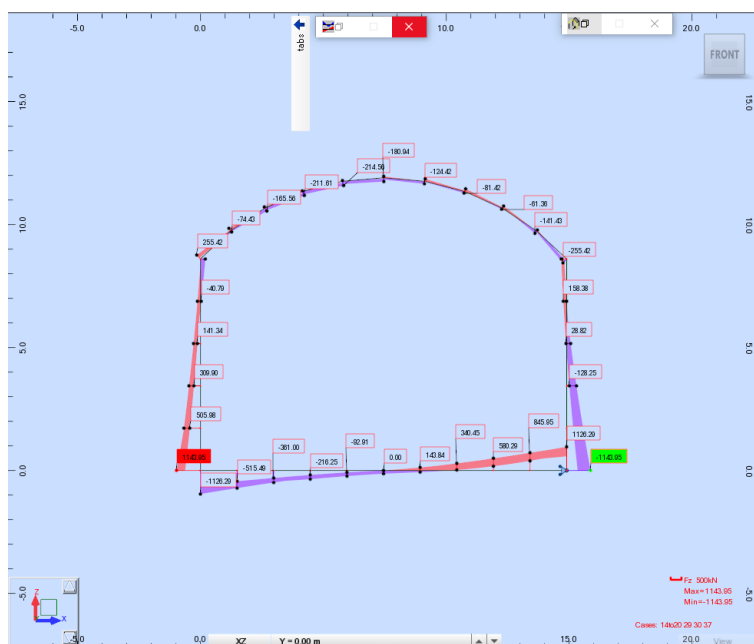


FIGURA 15: TAGLIO INVILUPPO SLU/SLV

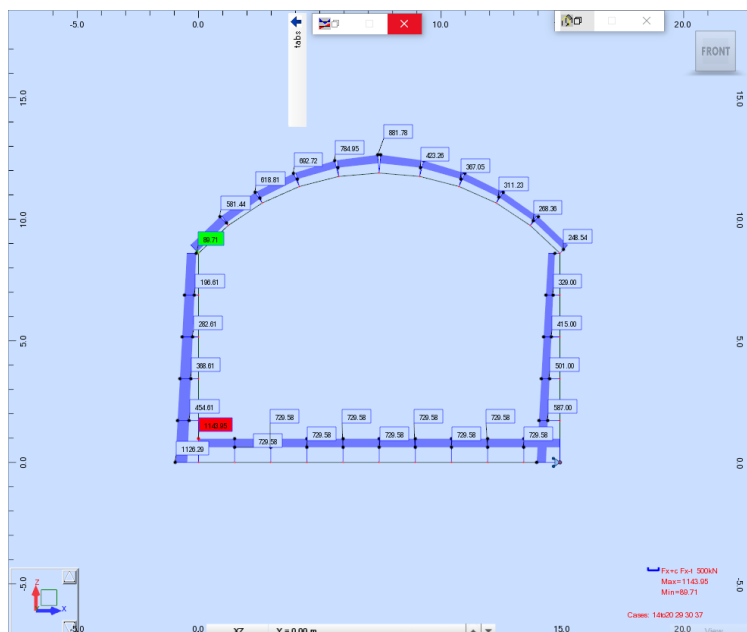


FIGURA 16: SFORZO NORMALE INVILUPPO SLU/SLV

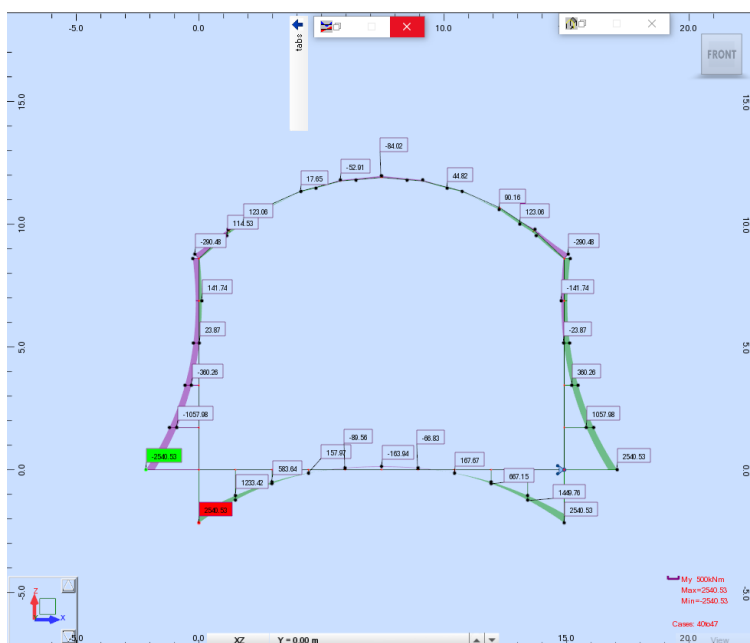


FIGURA 17: MOMENTO FLETTENTE INVILUPPO RARA

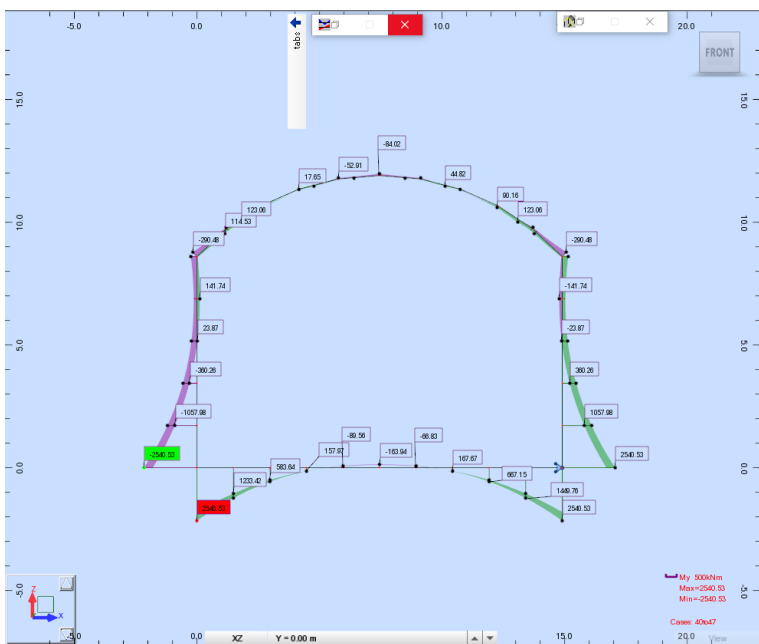


FIGURA 18: MOMENTO FLETTENTE INVILUPPO FREQUENTE

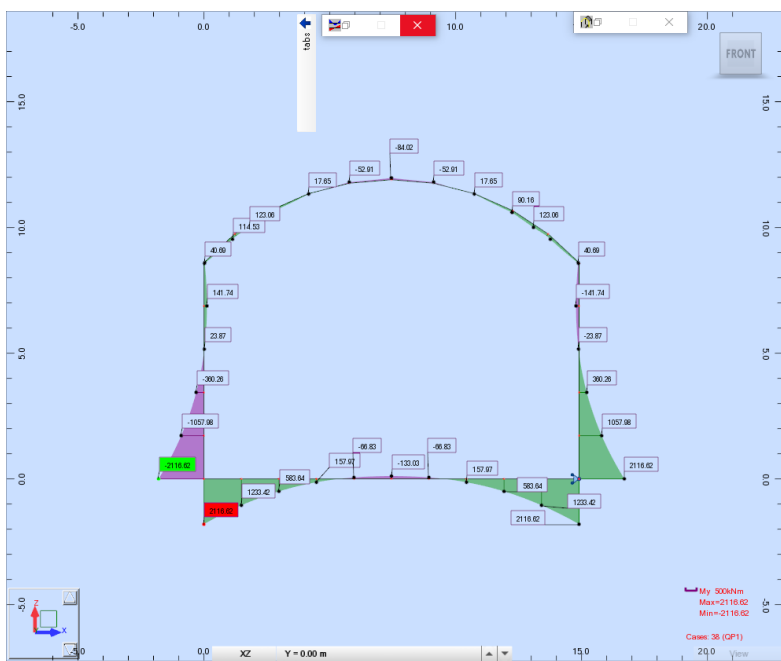


FIGURA 19: MOMENTO FLETTENTE INVILUPPO QUASI PERMANENTE

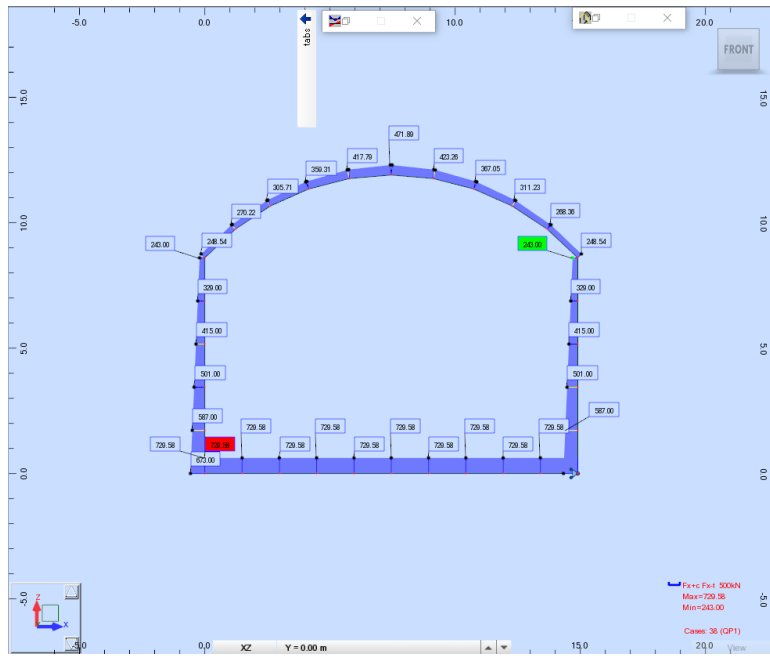


FIGURA 20: SFORZO NORMALE INVILUPPO QUASI PERMANENTE













## 10 VERIFICHE GEOTECNICHE GALLERIA ARTIFICIALE SEZIONE TIPO A

### 10.1 DESCRIZIONE DEL METODO DI CALCOLO

Il calcolo della capacità portante viene eseguito secondo la formula trinomia, considerando separatamente i contributi dovuti alla coesione, al sovraccarico laterale ed al peso del terreno.

Per le verifiche in condizioni drenate, si utilizzano i coefficienti di capacità portante  $N_q$  (Prandtl, 1921),  $N_c$  (Reissner, 1924),  $N_{\square}$  (Vesic, 1973), i coefficienti correttivi dovuti alla forma della fondazione ( $s$ , Meyerhof, 1951 e 1963), all'approfondimento ( $d$ , Brinch Hansen, 1970), all'inclinazione del carico ( $i$ , Vesic, 1973), all'inclinazione del piano di posa ( $b$ , Vesic, 1973), all'inclinazione del piano campagna ( $g$ , Vesic, 1973), e all'azione sismica ( $h$  - Maugeri e Novità, 2004).

Nel caso di terreno eterogeneo (litologie differenti, presenza di falda), i parametri meccanici utilizzati nel calcolo sono ottenuti come media ponderata dei valori rinvenuti all'interno del cuneo di rottura.

La resistenza a scorrimento, viene ottenuta sommando i contributi del carico normale al piano di posa moltiplicato per il coefficiente d'attrito, e dell'area del piano di posa (eventualmente ridotta per carico verticale eccentrico) per l'adesione fondazione-terreno. In condizioni drenate, l'attrito fondazione terreno è assunto pari all'angolo di resistenza al taglio del terreno moltiplicato per il coefficiente 0.75, l'adesione fondazione-terreno è trascurata (assunta pari a 0). Si considera il contributo della pressione del terreno a lato della fondazione. La resistenza laterale del terreno è assunta pari alla resistenza passiva disponibile moltiplicata per 0.50.

### 10.2 DESCRIZIONE DELLA FONDAZIONE

La fondazione ha piano di posa rettangolare con una larghezza di 16.90 [m] e centro alla quota  $z = -12.59$  [m]. Il piano di posa è orizzontale.

### 10.3 DESCRIZIONE DEL TERRENO

La stratigrafia è omogenea, presenta un solo strato

n.	nome	$z_i$ [cm]	$z_f$ [cm]	$\gamma_d$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_t$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$c'$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	$\phi'$ [°]
1	Depositi Morenici	0	-10000	21.00	21.00	0	34

La stratigrafia non contiene una falda

### 10.4 SOLLECITAZIONI AL PIANO DI POSA

Si riporta di seguito il diagramma delle reazioni vincolari al piano di posa considerando l'involuppo di tutte le combinazioni SLU a favore di sicurezza.

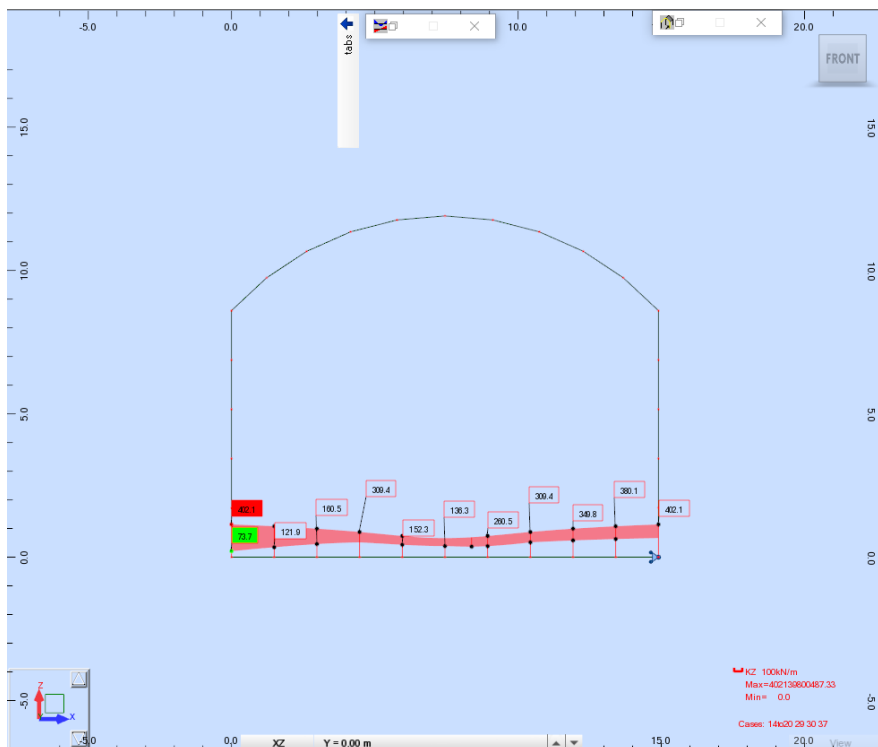


FIGURA 21: SOLLECITAZIONI PIANO DI POSA

### 10.5 CAPACITÀ PORTANTE

La seguente tabella riporta la verifica della capacità portante considerando le sollecitazioni al piano di posa riportate in precedenza.

Calcolo Capacità Portante (Brinch-Hansen)					
Dimensioni della fondazione		Coefficients di capacità portante		$q_{lim}$	18271,5 [kPa]
B	16,90 [m]	$N_y$	$N_c$	$N_q$	$N_{lim}$ 134255,8 [kN/m]
L	1,00 [m]	41,06	42,16	29,44	Verifica ( $N < N_{lim}$ )
Caratteristiche del terreno		Coefficients di forma			OK
$\Phi$	34 [°]	$s_y$	$s_c$	$s_q$	
$\gamma$	21 [kN/m <sup>3</sup> ]	1,108	1,215	1,108	
$\Phi_d$	34 [°]				
c	0 [kPa]				
Carichi fondazione		Coefficients correttivi i			
N	3344 [kN]	$i_y$	$i_c$	$i_q$	
M	0 [kN.m]	1,00	1,00	1,00	
e	0 [m]	m		1,056	
H	0 [kN]				
$B_R$	16,90 [m]	Coefficients correttivi b			
q	312,9 [kPa]	$b_y$	$b_c$	$b_q$	
D	14,9 [m]	1,00	1,00	1,00	
		$\alpha$		0 [°]	
Coefficients parziali		Coefficients correttivi g			
$\gamma_R$	2,30	$g_y$	$g_c$	$g_q$	
$\gamma_\Phi$	1,00	1,00	1,00	1,00	
		$\omega$		0 [°]	

## 11 VERIFICHE STRUTTURALI OPERA DI IMBOCCO

### 11.1 CONDIZIONI E COMBINAZIONI DI CARICO

#### Condizioni di carico

1	DL1	DL1	Permanenti	Static - Linear
2	DL2	Ricoprimento e Spinta Terreno	Perm.Non-str.	Static - Linear
4	LL1	Traffico1	Categoria A	Static - Linear
5	LL2	Traffico2	Categoria A	Static - Linear
6	LL3	Traffico3	Categoria A	Static - Linear
7	LL4	Traffico4	Categoria A	Static - Linear
8	LL5	Traffico5	Categoria A	Static - Linear
9	LL6	Traffico6	Categoria A	Static - Linear
10	LL7	Traffico7	Categoria A	Static - Linear
11	LL8	Traffico8	Categoria A	Static - Linear
13	SEIS2	Sisma2	Sismiche SLU	Static - Linear

#### Combinazioni di carico

14	(C)	SLU1	Linear Combination	SLU	Permanenti	$1*1.30+(2+4)*1.50$
15	(C)	SLU2	Linear Combination	SLU	Permanenti	$1*1.30+(2+5)*1.50$
16	(C)	SLU3	Linear Combination	SLU	Permanenti	$1*1.30+(2+6)*1.50$
17	(C)	SLU5	Linear Combination	SLU	Permanenti	$1*1.30+(2+8)*1.50$
18	(C)	SLU6	Linear Combination	SLU	Permanenti	$1*1.30+(2+9)*1.50$
19	(C)	SLU7	Linear Combination	SLU	Permanenti	$1*1.30+(2+10)*1.50$
20	(C)	SLU8	Linear Combination	SLU	Permanenti	$1*1.30+(2+11)*1.50$
29	(C)	SLV1	Linear Combination	SIS	Sismiche SLU	$(1+2)*1.00$
30	(C)	SLV2	Linear Combination	SIS	Sismiche SLU	$(1+2+13)*1.00$
33	(C)	SLD1	Linear Combination	SIS	Sismiche SLE	$(1+2)*1.00$
34	(C)	SLD2	Linear Combination	SIS	Sismiche SLE	$(1+2+13)*1.00$
35	(C)	SLD3	Linear Combination	SIS	Sismiche SLE	$1*1.00$
36	(C)	SLD4	Linear Combination	SIS	Sismiche SLE	$(1+13)*1.00$
37	(C)	SLU4	Linear Combination	SLU	Permanenti	$1*1.30+(2+7)*1.50$
38	(C)	QP1	Linear Combination	SLE:QPR	Permanenti	$(1+2)*1.00$
40	(C)	RARA1	Linear Combination	SLE:CHR	Categoria A	$(1+2+4)*1.00$
41	(C)	RARA2	Linear Combination	SLE:CHR	Categoria A	$(1+2+5)*1.00$
42	(C)	RARA3	Linear Combination	SLE:CHR	Categoria A	$(1+2+6)*1.00$
43	(C)	RARA4	Linear Combination	SLE:CHR	Categoria A	$(1+2+7)*1.00$
44	(C)	RARA5	Linear Combination	SLE:CHR	Categoria A	$(1+2+8)*1.00$
45	(C)	RARA6	Linear Combination	SLE:CHR	Categoria A	$(1+2+9)*1.00$
46	(C)	RARA7	Linear Combination	SLE:CHR	Categoria A	$(1+2+10)*1.00$
47	(C)	RARA8	Linear Combination	SLE:CHR	Categoria A	$(1+2+11)*1.00$
56	(C)	FREQ1	Linear Combination	SLE:FRE	Categoria A	$(1+2+4)*1.00$
57	(C)	FREQ2	Linear Combination	SLE:FRE	Categoria A	$(1+2+5)*1.00$
58	(C)	FREQ3	Linear Combination	SLE:FRE	Categoria A	$(1+2+6)*1.00$
59	(C)	FREQ4	Linear Combination	SLE:FRE	Categoria A	$(1+2+7)*1.00$
60	(C)	FERQ5	Linear Combination	SLE:FRE	Categoria A	$(1+2+8)*1.00$
61	(C)	FREQ6	Linear Combination	SLE:FRE	Categoria A	$(1+2+9)*1.00$
62	(C)	FREQ7	Linear Combination	SLE:FRE	Categoria A	$(1+2+10)*1.00$
63	(C)	FREQ8	Linear Combination	SLE:FRE	Categoria A	$(1+2+11)*1.00$

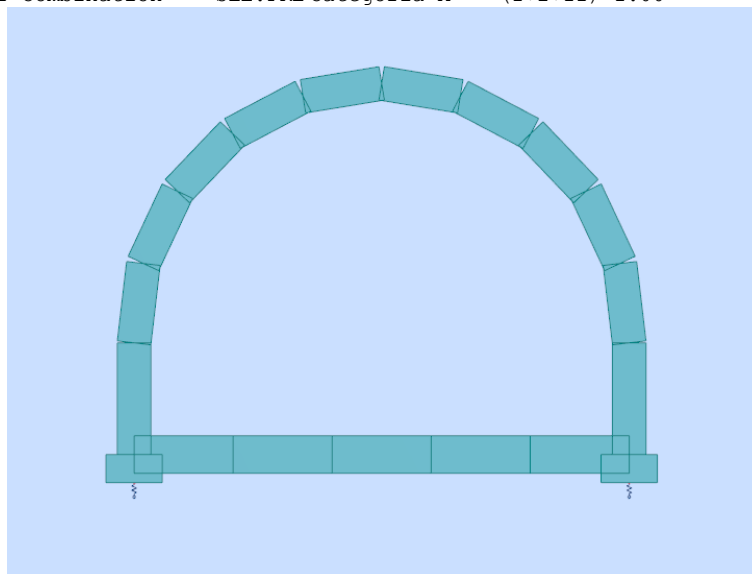


FIGURA 22: SCHEMA DELLA STRUTTURA



## 11.2 DIAGRAMMI DI SOLLECITAZIONE

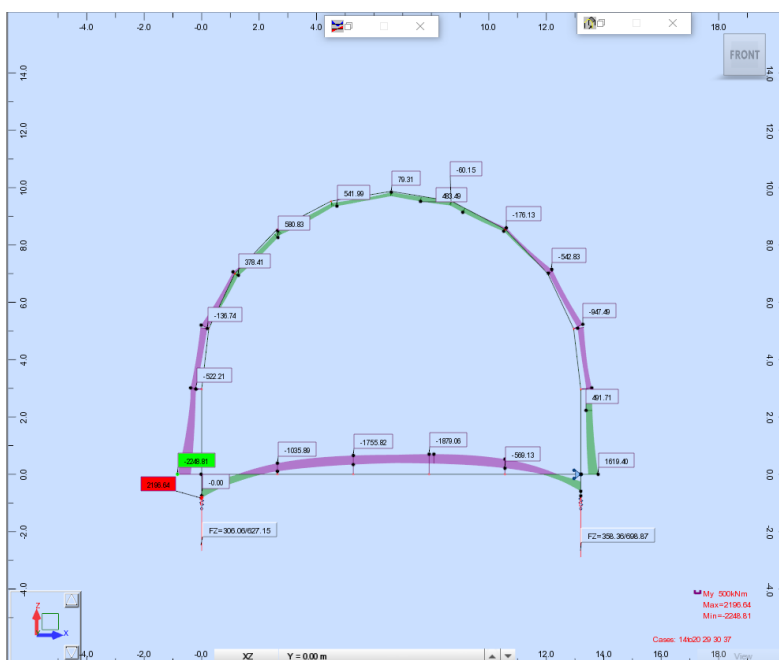


FIGURA 23: MOMENTO FLETTENTE INVILUPPO SLU/SLV

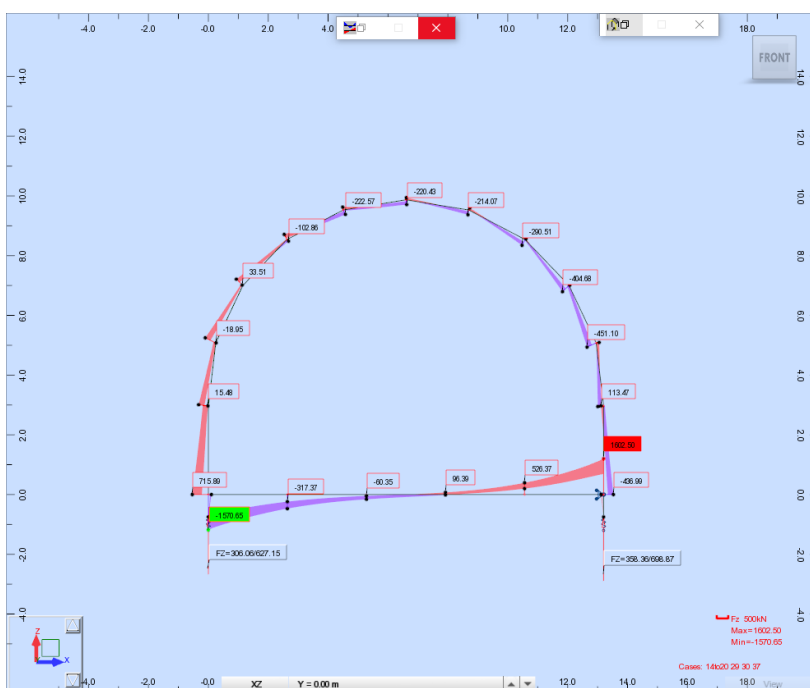


FIGURA 24: TAGLIO INVILUPPO SLU/SLV

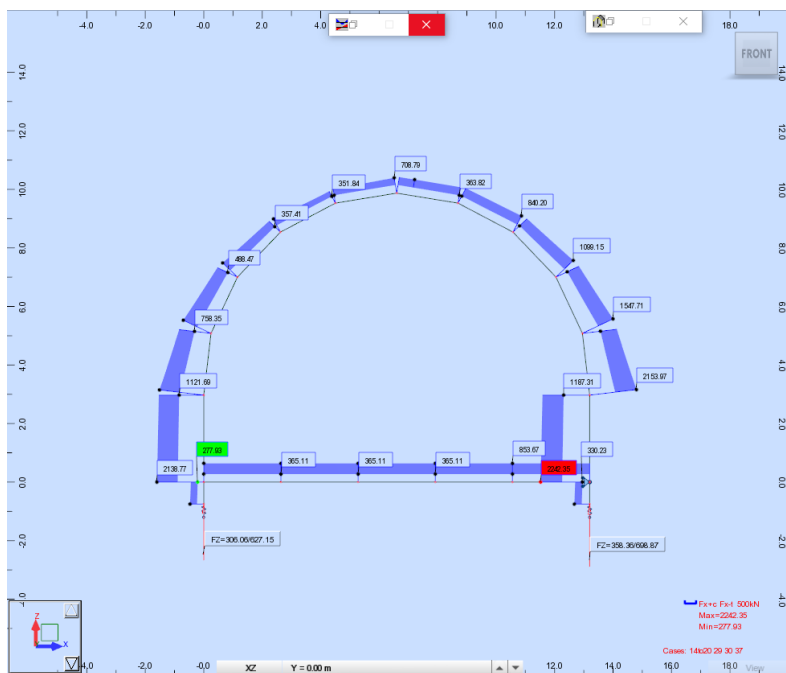


FIGURA 25: SFORZO NORMALE INVILUPPO SLU/SLV

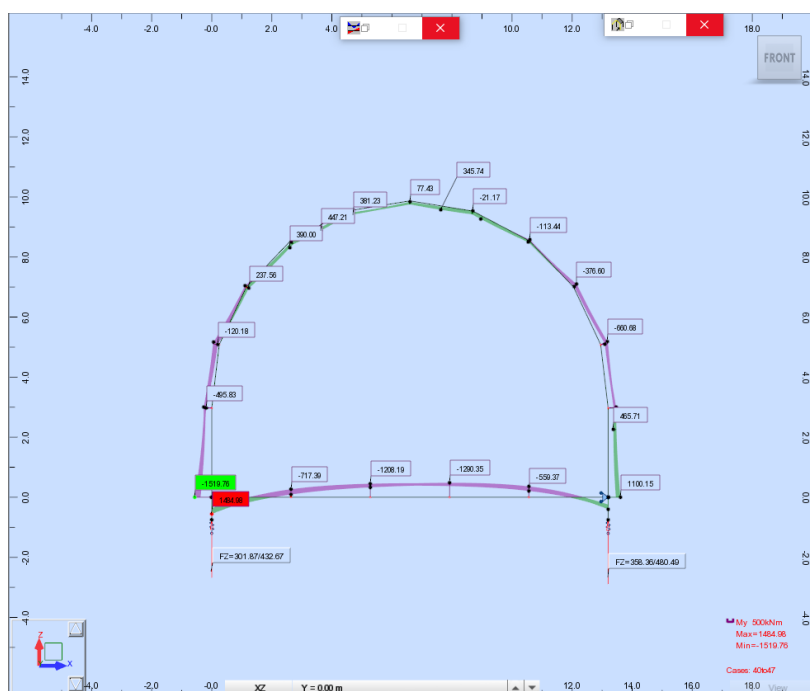


FIGURA 26: MOMENTO FLETTENTE INVILUPPO RARA

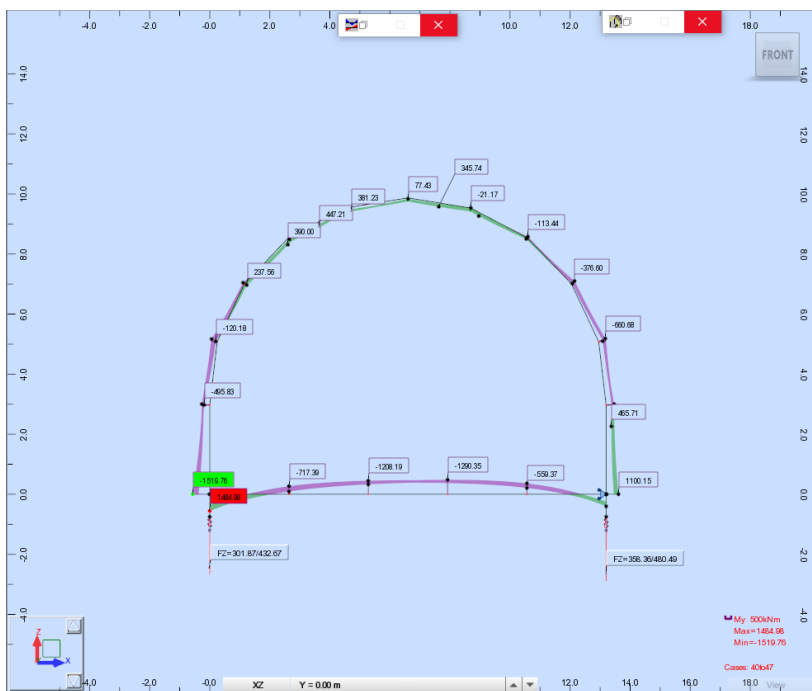


FIGURA 27: MOMENTO FLETTENTE INVILUPPO FREQUENTE

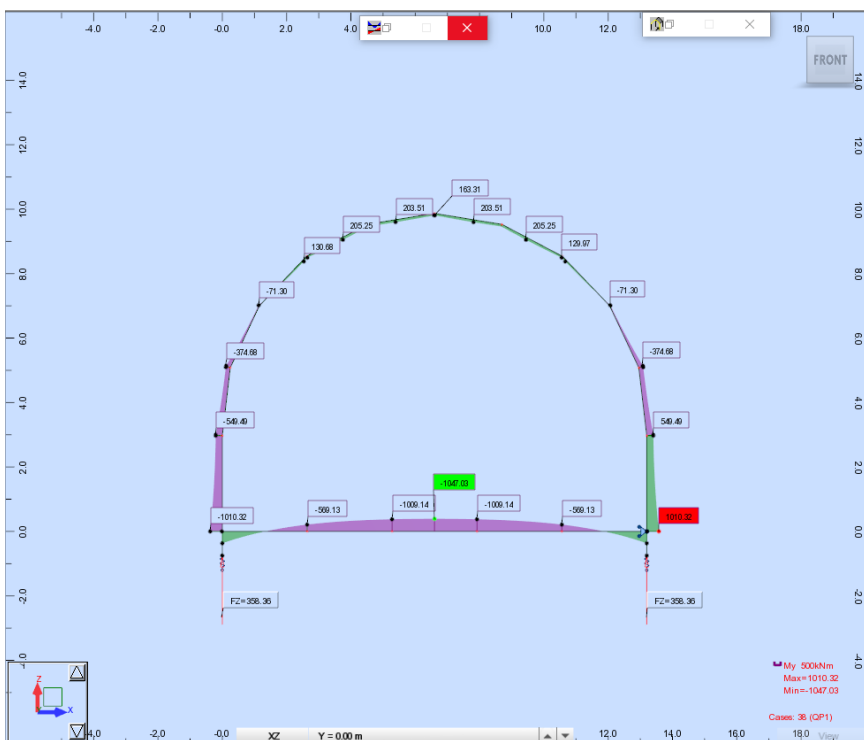


FIGURA 28: MOMENTO FLETTENTE INVILUPPO QUASI PERMANENTE

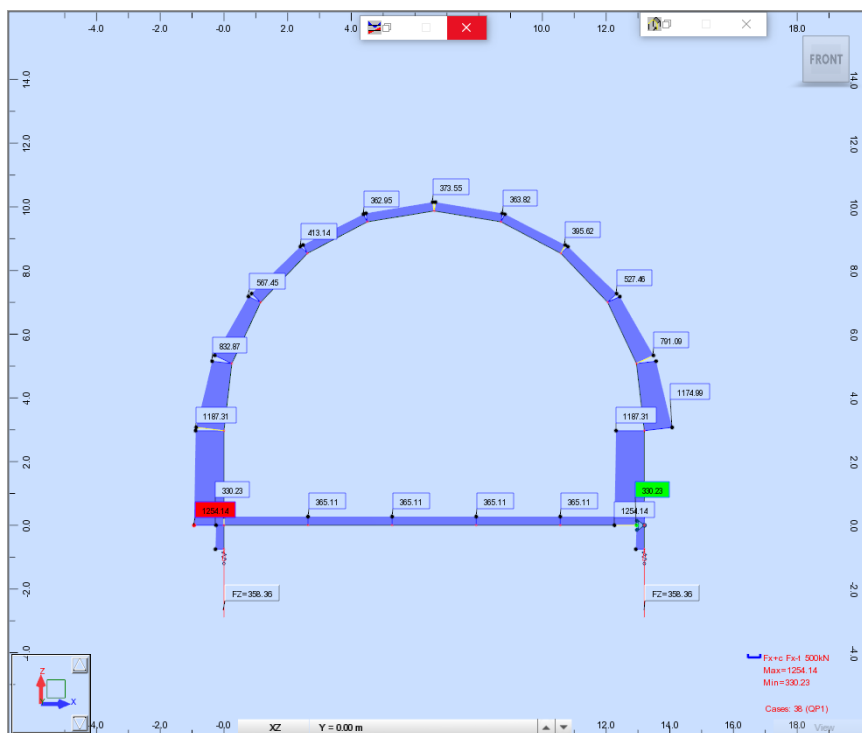


FIGURA 29: SFORZO NORMALE INVILUPPO QUASI PERMANENTE











GALLERIA ARTIFICIALE E OPERA D' IMBOCCO RELAZIONE DI CALCOLO

Comb.	Verifica	Codice elemento	Descrizione	Fessure			Verifiche STR		Verifiche in esercizio				
				$W_k$	$W_{amm, FREQ}$	$W_{amm, QP}$	M	V	ver $\sigma_c$	ver $\sigma_s$	ver $\sigma_s$	ver fess.	ver fess.
				[mm]	[mm]	[mm]			RARA	QP	RARA	FREQ	QP
Mmax	STR	soletta inferiore	incastro sx	/	/	/	OK	OK	/	/	/	/	/
Mmax	STR	soletta inferiore	mezzeria	/	/	/	OK	OK	/	/	/	/	/
Mmax	STR	soletta inferiore	incastro dx	/	/	/	OK	OK	/	/	/	/	/
Mmin	STR	soletta inferiore	incastro sx	/	/	/	OK	OK	/	/	/	/	/
Mmin	STR	soletta inferiore	mezzeria	/	/	/	OK	OK	/	/	/	/	/
Mmin	STR	soletta inferiore	incastro dx	/	/	/	OK	OK	/	/	/	/	/
Mmax	STR	ritti esterni	incastro inf	/	/	/	OK	OK	/	/	/	/	/
Mmax	STR	ritti esterni	mezzeria	/	/	/	OK	OK	/	/	/	/	/
Mmax	STR	ritti esterni	incastro sup	/	/	/	OK	OK	/	/	/	/	/
Mmin	STR	ritti esterni	incastro inf	/	/	/	OK	OK	/	/	/	/	/
Mmin	STR	ritti esterni	mezzeria	/	/	/	OK	OK	/	/	/	/	/
Mmin	STR	ritti esterni	incastro sup	/	/	/	OK	OK	/	/	/	/	/
Mmax	STR	arco superiore	incastro sx	/	/	/	OK	OK	/	/	/	/	/
Mmax	STR	arco superiore	mezzeria	/	/	/	OK	OK	/	/	/	/	/
Mmax	STR	arco superiore	incastro dx	/	/	/	OK	OK	/	/	/	/	/
Mmin	STR	arco superiore	incastro sx	/	/	/	OK	OK	/	/	/	/	/
Mmin	STR	arco superiore	mezzeria	/	/	/	OK	OK	/	/	/	/	/
Mmin	STR	arco superiore	incastro dx	/	/	/	OK	OK	/	/	/	/	/
Mmax	RARA	soletta inferiore	incastro sx	0,00	/	/	/	/	OK	/	OK	/	/
Mmax	RARA	soletta inferiore	mezzeria	0,33	/	/	/	/	OK	/	OK	/	/
Mmax	RARA	soletta inferiore	incastro dx	0,00	/	/	/	/	OK	/	OK	/	/
Mmin	RARA	soletta inferiore	incastro sx	0,26	/	/	/	/	OK	/	OK	/	/
Mmin	RARA	soletta inferiore	mezzeria	0,00	/	/	/	/	OK	/	OK	/	/
Mmin	RARA	soletta inferiore	incastro dx	0,26	/	/	/	/	OK	/	OK	/	/
Mmax	RARA	ritti esterni	incastro inf	0,00	/	/	/	/	OK	/	OK	/	/
Mmax	RARA	ritti esterni	mezzeria	0,00	/	/	/	/	OK	/	OK	/	/
Mmax	RARA	ritti esterni	incastro sup	0,00	/	/	/	/	OK	/	OK	/	/
Mmin	RARA	ritti esterni	incastro inf	0,37	/	/	/	/	OK	/	OK	/	/
Mmin	RARA	ritti esterni	mezzeria	0,37	/	/	/	/	OK	/	OK	/	/
Mmin	RARA	ritti esterni	incastro sup	0,07	/	/	/	/	OK	/	OK	/	/
Mmax	RARA	arco superiore	incastro sx	0,00	/	/	/	/	OK	/	OK	/	/
Mmax	RARA	arco superiore	mezzeria	0,06	/	/	/	/	OK	/	OK	/	/
Mmax	RARA	arco superiore	incastro dx	0,00	/	/	/	/	OK	/	OK	/	/
Mmin	RARA	arco superiore	incastro sx	0,32	/	/	/	/	OK	/	OK	/	/
Mmin	RARA	arco superiore	mezzeria	0,00	/	/	/	/	OK	/	OK	/	/
Mmin	RARA	arco superiore	incastro dx	0,32	/	/	/	/	OK	/	OK	/	/
Mmax	FREQ	soletta inferiore	incastro sx	0,00	0,40	/	/	/	/	/	/	OK	/
Mmax	FREQ	soletta inferiore	mezzeria	0,33	0,40	/	/	/	/	/	/	OK	/
Mmax	FREQ	soletta inferiore	incastro dx	0,00	0,40	/	/	/	/	/	/	OK	/
Mmin	FREQ	soletta inferiore	incastro sx	0,26	0,40	/	/	/	/	/	/	OK	/
Mmin	FREQ	soletta inferiore	mezzeria	0,00	0,40	/	/	/	/	/	/	OK	/
Mmin	FREQ	soletta inferiore	incastro dx	0,26	0,40	/	/	/	/	/	/	OK	/
Mmax	FREQ	ritti esterni	incastro inf	0,00	0,30	/	/	/	/	/	/	OK	/
Mmax	FREQ	ritti esterni	mezzeria	0,00	0,30	/	/	/	/	/	/	OK	/
Mmax	FREQ	ritti esterni	incastro sup	0,00	0,30	/	/	/	/	/	/	OK	/
Mmin	FREQ	ritti esterni	incastro inf	0,37	0,40	/	/	/	/	/	/	OK	/
Mmin	FREQ	ritti esterni	mezzeria	0,37	0,40	/	/	/	/	/	/	OK	/
Mmin	FREQ	ritti esterni	incastro sup	0,07	0,40	/	/	/	/	/	/	OK	/
Mmax	FREQ	arco superiore	incastro sx	0,00	0,30	/	/	/	/	/	/	OK	/
Mmax	FREQ	arco superiore	mezzeria	0,06	0,30	/	/	/	/	/	/	OK	/
Mmax	FREQ	arco superiore	incastro dx	0,00	0,30	/	/	/	/	/	/	OK	/
Mmin	FREQ	arco superiore	incastro sx	0,32	0,40	/	/	/	/	/	/	OK	/
Mmin	FREQ	arco superiore	mezzeria	0,00	0,40	/	/	/	/	/	/	OK	/
Mmin	FREQ	arco superiore	incastro dx	0,32	0,40	/	/	/	/	/	/	OK	/
Mmax	QP	soletta inferiore	incastro sx	0,00	/	0,30	/	/	/	OK	/	/	OK
Mmax	QP	soletta inferiore	mezzeria	0,23	/	0,30	/	/	/	OK	/	/	OK
Mmax	QP	soletta inferiore	incastro dx	0,00	/	0,30	/	/	/	OK	/	/	OK
Mmin	QP	soletta inferiore	incastro sx	0,14	/	0,30	/	/	/	OK	/	/	OK
Mmin	QP	soletta inferiore	mezzeria	0,00	/	0,30	/	/	/	OK	/	/	OK
Mmin	QP	soletta inferiore	incastro dx	0,14	/	0,30	/	/	/	OK	/	/	OK
Mmax	QP	ritti esterni	incastro inf	0,00	/	0,20	/	/	/	OK	/	/	OK
Mmax	QP	ritti esterni	mezzeria	0,00	/	0,20	/	/	/	OK	/	/	OK
Mmax	QP	ritti esterni	incastro sup	0,00	/	0,20	/	/	/	OK	/	/	OK
Mmin	QP	ritti esterni	incastro inf	0,18	/	0,30	/	/	/	OK	/	/	OK
Mmin	QP	ritti esterni	mezzeria	0,18	/	0,30	/	/	/	OK	/	/	OK
Mmin	QP	ritti esterni	incastro sup	0,05	/	0,30	/	/	/	OK	/	/	OK
Mmax	QP	arco superiore	incastro sx	0,00	/	0,20	/	/	/	OK	/	/	OK
Mmax	QP	arco superiore	mezzeria	0,00	/	0,20	/	/	/	OK	/	/	OK
Mmax	QP	arco superiore	incastro dx	0,00	/	0,20	/	/	/	OK	/	/	OK
Mmin	QP	arco superiore	incastro sx	0,06	/	0,30	/	/	/	OK	/	/	OK
Mmin	QP	arco superiore	mezzeria	0,00	/	0,30	/	/	/	OK	/	/	OK
Mmin	QP	arco superiore	incastro dx	0,06	/	0,30	/	/	/	OK	/	/	OK
Mmax	SLD	soletta inferiore	incastro sx	0,12	/	/	/	/	/	/	/	/	/
Mmax	SLD	soletta inferiore	mezzeria	0,12	/	/	/	/	/	/	/	/	/
Mmax	SLD	soletta inferiore	incastro dx	0,12	/	/	/	/	/	/	/	/	/
Mmin	SLD	soletta inferiore	incastro sx	0,10	/	/	/	/	/	/	/	/	/
Mmin	SLD	soletta inferiore	mezzeria	0,00	/	/	/	/	/	/	/	/	/
Mmin	SLD	soletta inferiore	incastro dx	0,11	/	/	/	/	/	/	/	/	/
Mmax	SLD	ritti esterni	incastro inf	0,00	/	/	/	/	/	/	/	/	/
Mmax	SLD	ritti esterni	mezzeria	0,00	/	/	/	/	/	/	/	/	/
Mmax	SLD	ritti esterni	incastro sup	0,00	/	/	/	/	/	/	/	/	/
Mmin	SLD	ritti esterni	incastro inf	0,77	/	/	/	/	/	/	/	/	/
Mmin	SLD	ritti esterni	mezzeria	0,55	/	/	/	/	/	/	/	/	/
Mmin	SLD	ritti esterni	incastro sup	0,55	/	/	/	/	/	/	/	/	/
Mmax	SLD	arco superiore	incastro sx	0,33	/	/	/	/	/	/	/	/	/
Mmax	SLD	arco superiore	mezzeria	0,33	/	/	/	/	/	/	/	/	/
Mmax	SLD	arco superiore	incastro dx	0,33	/	/	/	/	/	/	/	/	/
Mmin	SLD	arco superiore	incastro sx	2,77	/	/	/	/	/	/	/	/	/
Mmin	SLD	arco superiore	mezzeria	0,00	/	/	/	/	/	/	/	/	/
Mmin	SLD	arco superiore	incastro dx	3,13	/	/	/	/	/	/	/	/	/

## 12 VERIFICHE GEOTECNICHE OPERA DI IMBOCCO

### 12.1 DESCRIZIONE DEL METODO DI CALCOLO

Il calcolo della capacità portante viene eseguito secondo la formula trinomia, considerando separatamente i contributi dovuti alla coesione, al sovraccarico laterale ed al peso del terreno.

Per le verifiche in condizioni drenate, si utilizzano i coefficienti di capacità portante  $N_q$  (Prandtl, 1921),  $N_c$  (Reissner, 1924),  $N_{\square}$  (Vesic, 1973), i coefficienti correttivi dovuti alla forma della fondazione ( $s$ , Meyerhof, 1951 e 1963), all'approfondimento ( $d$ , Brinch Hansen, 1970), all'inclinazione del carico ( $i$ , Vesic, 1973), all'inclinazione del piano di posa ( $b$ , Vesic, 1973), all'inclinazione del piano campagna ( $g$ , Vesic, 1973), e all'azione sismica ( $h$  - Maugeri e Novità, 2004).

Nel caso di terreno eterogeneo (litologie differenti, presenza di falda), i parametri meccanici utilizzati nel calcolo sono ottenuti come media ponderata dei valori rinvenuti all'interno del cuneo di rottura.

La resistenza a scorrimento, viene ottenuta sommando i contributi del carico normale al piano di posa moltiplicato per il coefficiente d'attrito, e dell'area del piano di posa (eventualmente ridotta per carico verticale eccentrico) per l'adesione fondazione-terreno. In condizioni drenate, l'attrito fondazione terreno è assunto pari all'angolo di resistenza al taglio del terreno moltiplicato per il coefficiente 0.75, l'adesione fondazione-terreno è trascurata (assunta pari a 0). Si considera il contributo della pressione del terreno a lato della fondazione. La resistenza laterale del terreno è assunta pari alla resistenza passiva disponibile moltiplicata per 0.50.

### 12.2 DESCRIZIONE DELLA FONDAZIONE

La fondazione ha piano di posa rettangolare con una larghezza di 14.70 [m] e centro alla quota  $z = -11.07$  [m]. Il piano di posa è orizzontale.

### 12.3 DESCRIZIONE DEL TERRENO

La stratigrafia è omogenea, presenta un solo strato

n.	nome	$z_i$ [cm]	$z_f$ [cm]	$\gamma_d$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_t$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$c'$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	$\phi'$ [°]
1	Depositi Morenici	0	-10000	21.00	21.00	0	34

La stratigrafia non contiene una falda

## 12.4 SOLLECITAZIONI AL PIANO DI POSA

Si riporta di seguito il diagramma delle reazioni vincolari al piano di posa considerando l'involuppo di tutte le combinazioni SLU a favore di sicurezza.

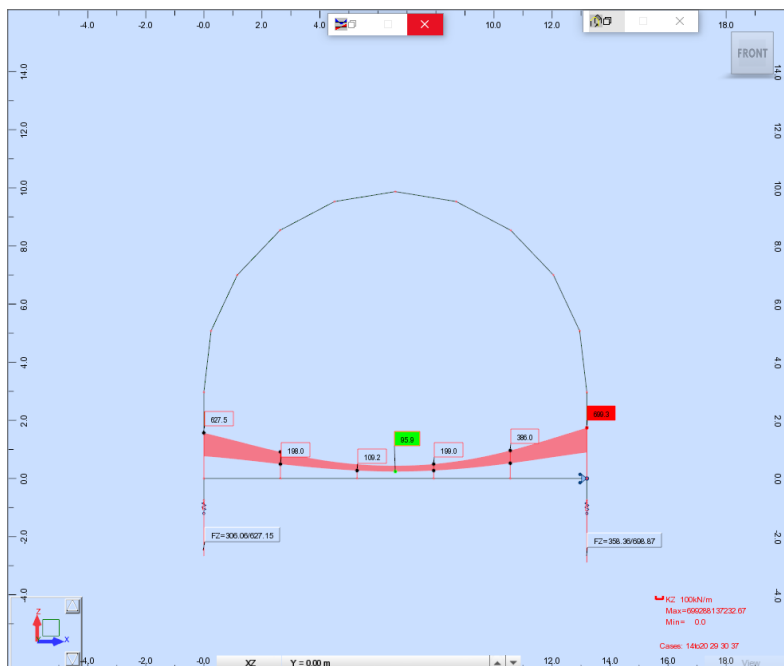


FIGURA 30: SOLLECITAZIONI PIANO DI POSA

## 12.5 CAPACITÀ PORTANTE

La seguente tabella riporta la verifica della capacità portante considerando le sollecitazioni al piano di posa riportate in precedenza.

Calcolo Capacità Portante (Brinch-Hansen)					
Dimensioni della fondazione		Coefficienti di capacità portante		$q_{lim}$	11376,92 [kPa]
B	14,70 [m]	$N_y$	$N_c$	$N_q$	$N_{lim}$ 42055,66 [kN/m]
L	1,00 [m]	41,06	42,16	29,44	
				Verifica ( $N < N_{lim}$ )	OK
Caratteristiche del terreno		Coefficienti di forma			
$\Phi$	34 [°]	$S_y$	$S_c$	$S_q$	
$\gamma$	21 [kN/m <sup>3</sup> ]	1,109	1,217	1,109	
$\Phi_d$	34 [°]				
c	0 [kPa]				
Carichi fondazione		Coefficienti correttivi i			
N	6014 [kN]	$i_y$	$i_c$	$i_q$	
M	18637 [kN.m]	1,00	1,00	1,00	
e	3,098936 [m]	m	1,064		
H	0 [kN]				
BR	8,50 [m]	Coefficienti correttivi b			
q	224,07 [kPa]	$b_y$	$b_c$	$b_q$	
D	10,67 [m]	1,00	1,00	1,00	
		$\alpha$	0 [°]		
Coefficienti parziali		Coefficienti correttivi g			
$\gamma_R$	2,30	$g_y$	$g_c$	$g_q$	
$\gamma_\Phi$	1,00	1,00	1,00	1,00	
		$\omega$	0 [°]		