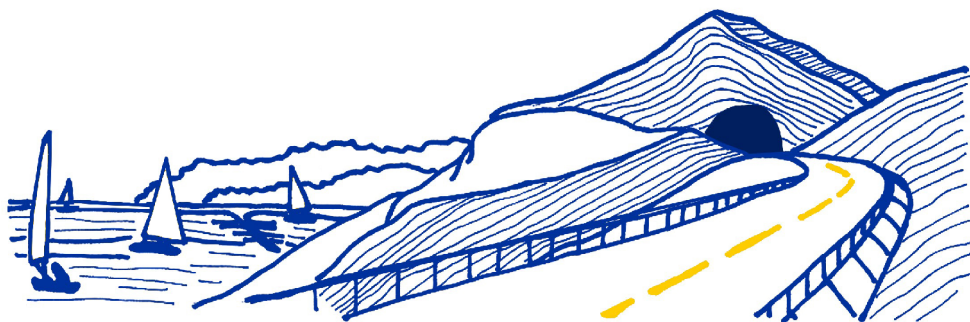


VARIANTE ALLA S.S.1 AURELIA (AURELIA BIS)
 VIABILITA' DI ACCESSO ALL' HUB PORTUALE DI LA SPEZIA
 INTERCONNESSIONE TRA I CASELLI DELLA A-12 E IL PORTO DI LA SPEZIA
 3° LOTTO TRA FELETTINO E IL RACCORDO AUTOSTRADALE

PROGETTO ESECUTIVO DI STRALCIO E COMPLETAMENTO C - 3° TRATTO

PROGETTO ESECUTIVO

GE265



VISTO: IL RESPONSABILE
DEL PROCEDIMENTO

RESPONSABILE
DELL'INTEGRAZIONE DELLE
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

PROGETTISTA SPECIALISTA

IL COORDINATORE DELLA
SICUREZZA IN FASE DI
PROGETTAZIONE

Ing. Fabrizio CARDONE

Ing. Alessandro RODINO

Ing. Alessandro RODINO

Dott. Domenico TRIMBOLI

OPERE MAGGIORI
 GALLERIE NATURALI
 GALLERIA NATURALE LE FORNACI
 GALLERIA ARTIFICIALE SUD
 RELAZIONE DI CALCOLO DEI RIVESTIMENTI DEFINITIVI

CODICE PROGETTO

NOME FILE

REVISIONE

SCALA:

PROGETTO LIV. PROG. N. PROG.

0000_P00GN04STRRE05_A

DPGE0265 E 20

CODICE ELAB. P00GN04STRRE05

A

-

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

INDICE	pag.
1. INTRODUZIONE	1
2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO	2
3. INQUADRAMENTO GENERALE.....	3
4. INQUADRAMENTO SISMICO.....	3
5. INTERVENTI IN PROGETTO	6
6. PARAMETRI GEOTECNICI	8
7. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	9
8. AZIONI DI CALCOLO.....	11
8.1 Carichi permanenti.....	11
8.2 Spinta delle terre	11
8.3 Azioni sismiche.....	13
9. CRITERI DI CALCOLO.....	15
9.1 Condizioni statiche.....	15
9.2 Condizioni sismiche.....	16
10. COMBINAZIONI DI CARICO	17
11. METODO DI CALCOLO E MODELLO STRUTTURALE.....	18
12. CODICE DI CALCOLO UTILIZZATO	21
13. SEZIONE TIPO 1.....	22
13.1 Verifiche agli stati limite ultimi	24
13.1.1 Verifiche a flessione	24
13.1.2 Verifiche a taglio	29
13.2 Verifiche agli stati limite di esercizio	33
13.2.1 Verifiche a fessurazione	33
13.2.2 Verifiche delle tensioni in esercizio	39
13.3 Verifiche idrauliche per sollevamento	44
14. SEZIONE TIPO 2.....	46

14.1	Verifiche agli stati limite ultimi	48
14.1.1	Verifiche a flessione	48
14.1.2	Verifiche a taglio	53
14.2	Verifiche agli stati limite di esercizio	57
14.2.1	Verifiche a fessurazione	57
14.2.2	Verifiche delle tensioni in esercizio	63
14.3	Verifiche idrauliche per sollevamento	69
15.	CONCLUSIONI	71

1. Introduzione

La presente Relazione viene redatta nell'ambito della redazione del Progetto Esecutivo di Completamento dello "Stralcio C" dei "Lavori di costruzione della variante alla S.S. 1 Aurelia (Aurelia bis), viabilità di accesso all'HUB portuale di La Spezia, interconnessione tra i caselli della A 12 e il porto di La Spezia – 3° Lotto tra Felettino ed il raccordo autostradale".

Nella presente relazione vengono espone le principali analisi di calcolo e verifiche geotecniche e strutturali relative ai rivestimenti definitivi della galleria artificiale sud prevista allo sbocco della galleria Fornaci I.

Le analisi e verifiche riportate nella presente relazione sono eseguite in accordo al Testo Unico D.M. 17/01/2018 "Aggiornamento delle «Norme Tecniche per le Costruzioni»", sia in condizioni statiche che sismiche.

Per quanto riguarda la caratterizzazione geologico-geotecnica delle formazioni interessate dalle opere, e la conseguente definizione dei relativi parametri geotecnici, questa è stata effettuata sulla base di quanto riportato dagli elaborati di carattere Geologico e Geotecnico facenti parte della documentazione progettuale.

2. Normative di riferimento

Legge 5 novembre 1971, n. 1086 "Norme tecniche per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica";

Legge 2 febbraio 1974, n. 64 "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche";

D.M. Infrastrutture Trasporti 17 gennaio 2018 "Aggiornamento delle «*Norme Tecniche per le Costruzioni*»";

Circ. Min. Infrastr. Trasp. 21 gennaio 2019, n. 7 "Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al D.M. 17/01/2018";

Regolamento (UE) n. 305/2011 del Parlamento Europeo e del Consiglio del 9/03/2011 "*Condizioni armonizzate per la commercializzazione dei prodotti da costruzione*";

UNI EN 1992-1-1:2005 "Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici";

UNI EN 1997-1:2005 "Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali";

UNI EN 1998-1:2005 "Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici".

3. Inquadramento Generale

Ai fini delle analisi e delle verifiche riportate nella presente relazione, nel seguito si evidenziano le principali caratteristiche di Ubicazione e Classificazione dell'opera necessarie per la più corretta definizione delle azioni di calcolo, in accordo a quanto previsto dal D.M.17/01/2018.

- Latitudine: 44.1173°
- Longitudine: 9.8625°
- Tipo di costruzione: 2 (costruzioni con livelli di prestazione ordinari);
- Vita nominale: $V_N \geq 50$ anni
- Classe d'uso: III (Reti viarie extraurbane).
- Coefficiente d'uso: $C_u = 1,5$
- Periodo di riferimento per le azioni sismiche: $V_R = V_N \cdot C_u = 75$ anni

4. Inquadramento Sismico

La definizione delle azioni sismiche di progetto viene effettuata in funzione della "pericolosità sismica di base" del sito mediante i seguenti parametri:

- Accelerazione sismica al sito: a_g [m/s²]
- Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione: F_O
- Periodo del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione: T_C^* [s]

variabili in funzione delle coordinate geografiche di localizzazione dell'opera (latitudine e longitudine) ed in relazione alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento adottata e, pertanto, in relazione al particolare stato limite considerato.

Tali valori sono definiti secondo quanto indicato nell'Allegato B al D.M. Infr. del 14/01/2008^(*).

(*) Per la definizione dei parametri sismici di cui sopra, il D.M. 17/01/18, al cap. 3.2, rimanda agli Allegati A e B del D.M. 14/01/08).

Nella tabella che segue sono riassunti, per i quattro vertici del reticolo di riferimento che racchiudono il sito in esame, i valori identificativi in termine di numero ed ubicazione geografica e le rispettive distanze dal sito di costruzione.

Posizione del sito Comune: <input type="text" value="La Spezia - (SP)"/>		Nodi intorno al sito																						
<input type="radio"/> Longitudine	<input type="text" value="9.8625"/>	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th>ID</th> <th>Longitudine</th> <th>Latitudine</th> <th>Dist. sito (Km)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>18263</td> <td>9.8683</td> <td>44.1290</td> <td>1.3822</td> </tr> <tr> <td>18262</td> <td>9.7987</td> <td>44.1270</td> <td>5.2105</td> </tr> <tr> <td>18484</td> <td>9.8018</td> <td>44.0770</td> <td>6.6075</td> </tr> <tr> <td>18485</td> <td>9.8712</td> <td>44.0790</td> <td>4.3191</td> </tr> </tbody> </table>	ID	Longitudine	Latitudine	Dist. sito (Km)	18263	9.8683	44.1290	1.3822	18262	9.7987	44.1270	5.2105	18484	9.8018	44.0770	6.6075	18485	9.8712	44.0790	4.3191	<input type="radio"/> Latitudine	<input type="text" value="44.1173"/>
ID	Longitudine	Latitudine	Dist. sito (Km)																					
18263	9.8683	44.1290	1.3822																					
18262	9.7987	44.1270	5.2105																					
18484	9.8018	44.0770	6.6075																					
18485	9.8712	44.0790	4.3191																					
<input type="button" value="Cerca con Google Map"/>																								
<input type="radio"/> Isola:	<input type="text" value="Sardegna"/>																							

I parametri sismici per il sito di costruzione vengono quindi determinati come media ponderata tra i quattro vertici di cui sopra adottando come "peso" l'inverso delle relative distanze:

$$p = \frac{\sum_1^4 \frac{p_i}{d_i}}{\sum_1^4 \frac{1}{d_i}}$$

dove:

p = valore del parametro di interesse;

pi = valori del parametro relativi ai quattro vertici del reticolo;

di = distanze dei quattro vertici dal punto in esame.

In relazione alla classe d'uso e al periodo di riferimento per le azioni sismiche adottati (75 anni), nel seguito sono rappresentati i valori dei parametri sismici del sito di costruzione per ciascuno stato limite di riferimento.

Parametri di pericolosità sismica				<input type="button" value="Ok e avanti >"/>																			
<input type="button" value="Ricalcola >"/>	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th></th> <th>ag (g/10)</th> <th>F0 (adim)</th> <th>TC*(sec)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>SLD</td> <td>0.48594004</td> <td>2.51777864</td> <td>0.23667878</td> </tr> <tr> <td>SLD</td> <td>0.59289918</td> <td>2.53768816</td> <td>0.26015398</td> </tr> <tr> <td>SLV</td> <td>1.43712295</td> <td>2.38864525</td> <td>0.29558683</td> </tr> <tr> <td>SLC</td> <td>1.82396036</td> <td>2.37992096</td> <td>0.30430861</td> </tr> </tbody> </table>		ag (g/10)	F0 (adim)	TC*(sec)	SLD	0.48594004	2.51777864	0.23667878	SLD	0.59289918	2.53768816	0.26015398	SLV	1.43712295	2.38864525	0.29558683	SLC	1.82396036	2.37992096	0.30430861	<input type="button" value="Annulla e avanti >"/>	<input style="width: 100px;" type="button" value="?"/>
	ag (g/10)	F0 (adim)	TC*(sec)																				
SLD	0.48594004	2.51777864	0.23667878																				
SLD	0.59289918	2.53768816	0.26015398																				
SLV	1.43712295	2.38864525	0.29558683																				
SLC	1.82396036	2.37992096	0.30430861																				
N.B. Dal valore tabellato, per ottenere ag in (g), dividerlo per 10; per ottenerlo in m/sec ² , moltiplicarlo per 0.9806																							

La risposta sismica locale deve poi essere corretta in relazione alla "*Categoria del Suolo*" e alle "*Condizioni Topografiche*" proprie del sito di costruzione mediante i relativi coefficienti di amplificazione.

Relativamente alle condizioni topografiche, il coefficiente di Amplificazione Topografica può essere assunto per la categoria topografica T1 (Superficie pianeggiante, pendii con inclinazione media $i < 15^\circ$) pari a:

$$S_T = 1.00$$

Per quanto riguarda la categoria del suolo si può ascrivere il sottosuolo alla categoria C (cfr. tabella seguente).

A tale tipologia di sottosuolo si associa il seguente valore del coefficiente di Amplificazione Stratigrafica delle azioni sismiche:

$$S_S = 1.50$$

Tab. 3.2.II – *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.*

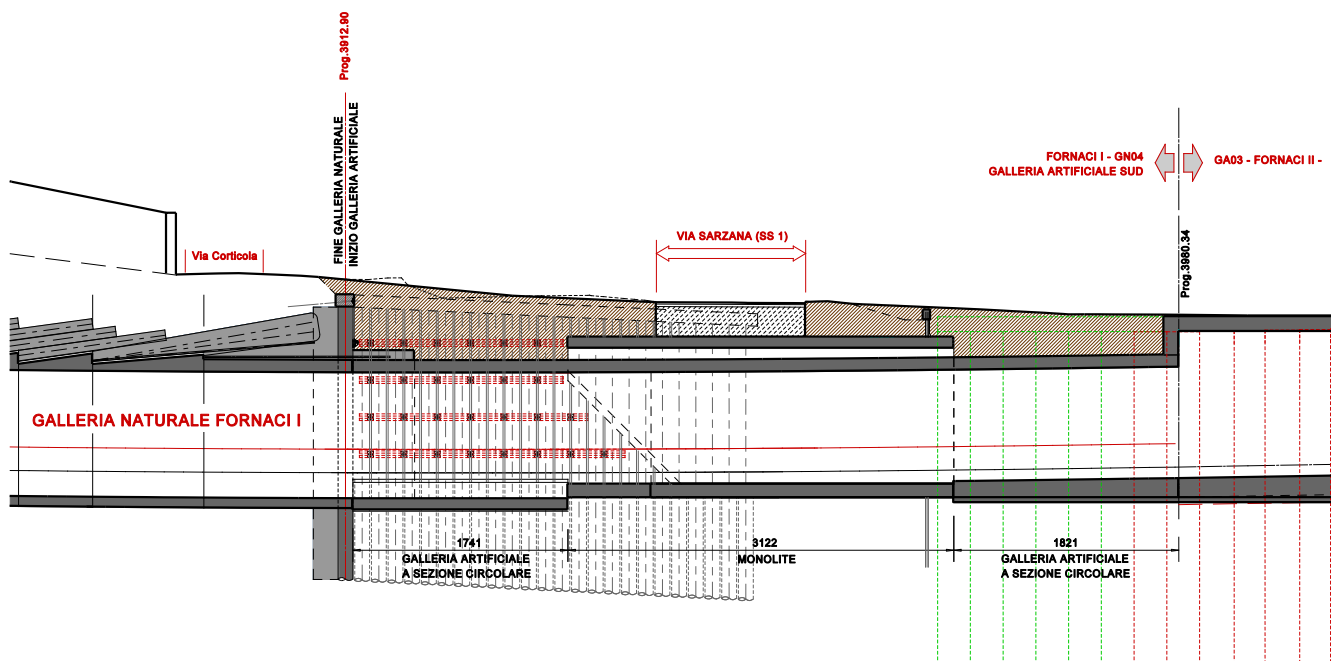
Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.</i>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

5. Interventi in progetto

I lavori di costruzione della galleria artificiale in oggetto interessano il tratto di tracciato stradale che si sviluppa dalla progressiva 3912.90 m (imbocco naturale della galleria GN04 "Le Fornaci I") alla progressiva 3980.34 m (inizio galleria Artificiale GA03 "Le Fornaci II").

In tale tratto sono previste le seguenti tipologie di intervento:

- da progr. 3912.90 m a progr. 3930.91 m (L=18.01 m): Galleria artificiale a sezione circolare con arco rovescio, gettata tra paratie laterali di pali in c.a. $\varnothing 1200$ mm.
- da progr. 3930.91 m a progr. 3962.13 m (L=31.22 m): Sottopasso scatolare realizzato mediante la tecnica del "monolite a spinta", per infissione al di sotto della sede stradale di via Sarzana.
- da progr. 3962.13 m a progr. 3980.34 m (L=18.21 m): Galleria artificiale a sezione circolare con platea di fondazione orizzontale, gettata tra paratie laterali costituite da diaframmi in c.a. $s=1.20$ m.



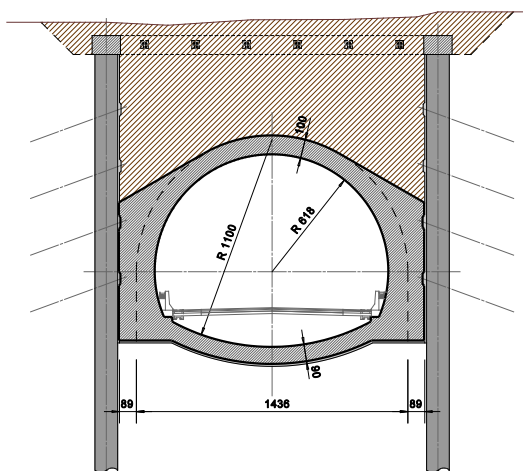
Nella presente relazione sono riportate le analisi e verifiche relative ai rivestimenti definitivi dei due tratti di galleria artificiale a sezione circolare.

Per quanto riguarda la struttura scatolare del monolite a spinta, e le paratie previste a sostegno degli scavi lungo l'intera tratta, si rimanda alle relative relazioni di calcolo.

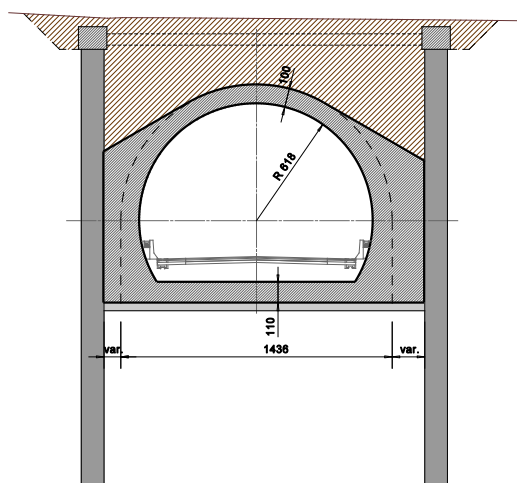
Nella figura seguente si riportano le due sezioni tipo di galleria artificiale in oggetto:

Sez. tipo 1: Galleria artificiale a sezione circolare con arco rovescio, gettata tra paratie laterali di pali in c.a. $\varnothing 1200$ mm.

Sez. tipo 2: Galleria artificiale a sezione circolare con platea di fondazione orizzontale, gettata tra paratie laterali costituite da diaframmi in c.a. $s=1.20$ m.



Sezione Tipo 1
Galleria artificiale con arco rovescio



Sezione Tipo 2
Galleria artificiale con platea

Per entrambe le tipologie di sezione è previsto uno spessore "strutturale" armato, dei piedritti e della calotta, pari a 100 cm. Lo spazio intercluso tra tale spessore e le paratie laterali sarà riempito in calcestruzzo non armato.

Per maggiori dettagli in merito all'ubicazione delle opere ed alle relative caratteristiche geometriche si rimanda alla visione degli elaborati grafici di progetto.

6. Parametri geotecnici

Sulla base delle risultanze delle indagini geognostiche eseguite, per i cui dettagli si rimanda alla documentazione di progetto, nell'area di interesse si rileva la seguente successione stratigrafica:

Strato	Simbolo	Unità litologica	profondità	γ (kN/m ³)	c (kPa)	ϕ (°)	k_0
1	R	Terreni di riporto rimaneggiati	0.00 ÷ 2.00	19	0	30	0.50
2	V1	Verrucano detritico meteorizzato	2.00 ÷ 10.00	19	5	30	0.50
3	V2	Verrucano alterato	10.00 ÷ 18.00	20	15	31	0.48
4	V3a	Verrucano quarzítico alterato	> 18.00	21	15	35	0.43

γ = Peso specifico naturale
 c = Coesione
 ϕ = Angolo di attrito
 k_0 = Coefficiente di spinta a riposo

Si evidenzia che i parametri geotecnici sopra riportati sono quelli caratteristici, nella terminologia corrente adottata dalla normativa; i valori di calcolo sono definiti, caso per caso, in funzione delle verifiche effettuate e dell'Approccio prescelto, applicando a tali valori i corrispondenti coefficienti parziali di sicurezza " γ_M ".

7. Caratteristiche dei materiali

Calcestruzzo rivestimenti definitivi: classe C28/35

Resistenza caratteristica cubica a compressione	R_{ck}	= 35,00 N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck}$	= 28,00 N/mm ²
Resistenza media cilindrica a compressione	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	= 36,00 N/mm ²
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{2/3}$	= 2,77 N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 0.7 f_{ctm}$	= 1,94 N/mm ²
Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata	α_{cc}	= 0,85
Coefficiente parziale di sicurezza del calcestruzzo	γ_C	= 1,50
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_C$	= 15,87 N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C$	= 1,29 N/mm ²
Modulo Elastico	$E_{cm} = 22000 (f_{cm} / 10)^{0.3}$	= 32310 N/mm ²

Classe di esposizione:	XC2
Massimo rapporto A/C:	0.55
Classe di consistenza:	S3
Diametro massimo dell'aggregato:	35 mm
Contenuto minimo di cemento:	320 kg/mc

Nelle verifiche si farà riferimento ad un diagramma tensione-deformazione di tipo "parabola-rettangolo (a)" (§ 4.1.2.1.2.2).

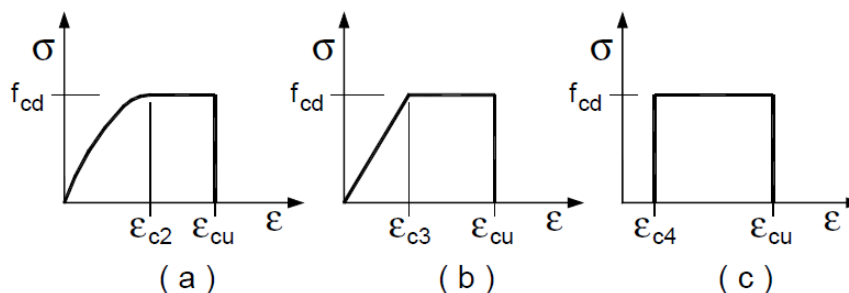


Figura 4.1.1 – Modelli σ - ϵ per il calcestruzzo

con: $\epsilon_{c2} = 0.20\%$; $\epsilon_{cu} = 0.35\%$

Acciaio da c.a. tipo B450C

Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	=	450	N/mm ²
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	=	540	N/mm ²
Coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio	γ_s	=	1.15	-
Resistenza di calcolo	$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$	=	391.30	N/mm ²
Modulo Elastico	E_s	=	210000	N/mm ²

Nelle verifiche si fa riferimento ad un diagramma tensione-deformazione di tipo "elastico perfettamente plastico (b)" (§ 4.1.2.1.2.3).

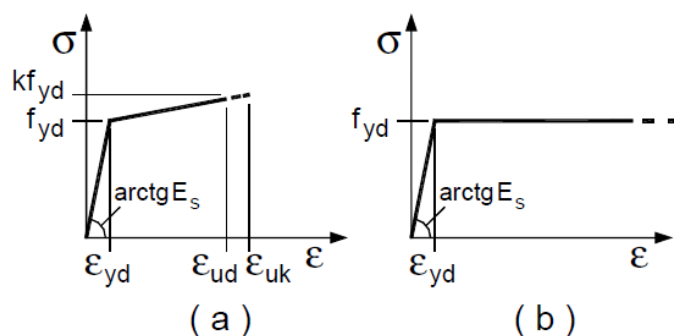


Figura 4.1.2– Modelli σ - ϵ per l'acciaio

con: $\epsilon_{yd} = 0.187\%$; $\epsilon_{ud} = 1.00\%$

8. Azioni di calcolo

Per le analisi relative alla struttura in oggetto, le principali azioni da prendere in considerazione sono le seguenti:

- carichi permanenti (pesi propri, spinta delle terre, pressioni idrostatiche);
- azioni sismiche.

8.1 Carichi permanenti

I carichi permanenti sono rappresentati dai pesi propri strutturali dell'opera, determinati in funzione della geometria specifica di ciascun elemento, e dal sovraccarico del terreno di ritombamento presente a copertura della struttura assunto pari a 20 kN/m³.

8.2 Spinta delle terre

Sebbene siano presenti lateralmente alla struttura le paratie a sostegno degli scavi, essendo queste comunque opere a carattere provvisoria che nel tempo possono perdere di efficacia, nelle verifiche delle strutture definitive a lungo termine non si considera alcuna resistenza offerta dalle paratie e le spinte del terreno laterale sono applicate integralmente sulla struttura definitiva della galleria.

La spinta del terreno va considerata come carico permanente di tipo *strutturale* in quanto il terreno laterale interagendo con l'opera contribuisce, con le sue caratteristiche di peso, resistenza e rigidità, al comportamento strutturale dell'opera (§6.2.3.1.1).

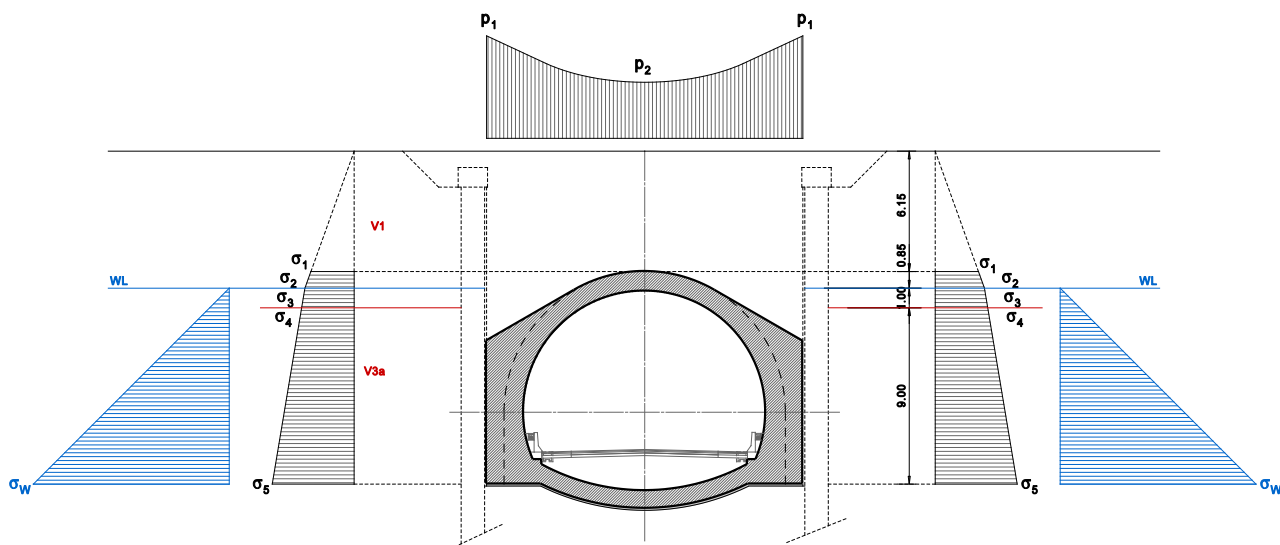
La valutazione delle pressioni laterali agenti sulla struttura viene effettuata tenendo conto delle caratteristiche geotecniche del terreno laterale. Nel caso specifico, per le proprie caratteristiche di relativa "indeformabilità" dell'opera, le pressioni orizzontali vengono calcolate utilizzando il coefficiente di spinta "a riposo" valutato con la nota espressione di Jaky:

$$k_0 = 1 - \sin \phi$$

Per la presenza della falda freatica posta a quote elevate, le pressioni del terreno agenti sulla struttura sono calcolate in termini di tensioni "efficaci" sommando a queste le pressioni idrostatiche.

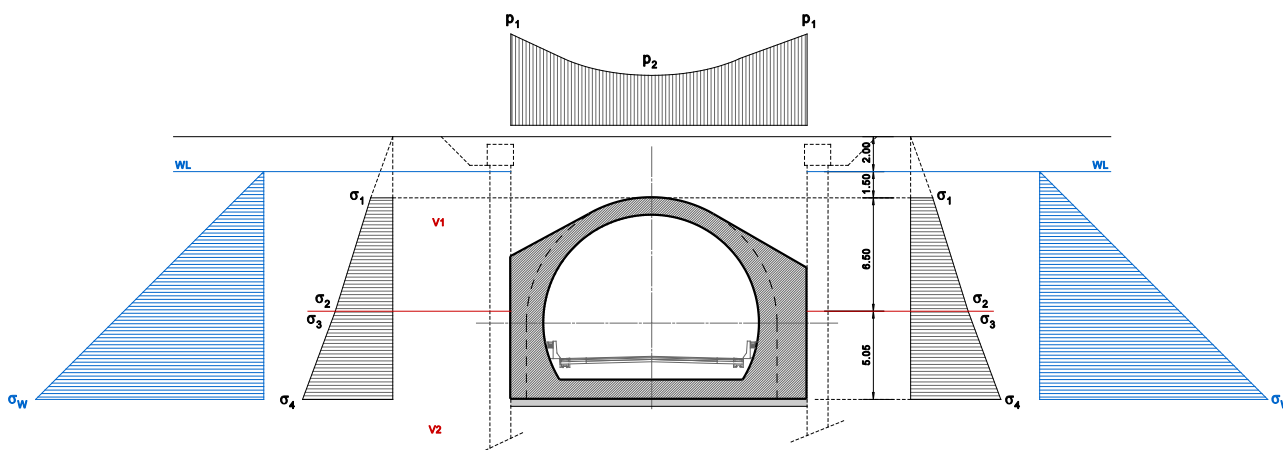
Per le due sezioni tipo di galleria analizzate, nelle figure che seguono si rappresentano i diagrammi delle pressioni applicate determinate in funzione della situazione litologico-stratigrafica corrispondente.

Sezione tipo 1



p_1	$9.70 \text{ m} \cdot 20.00 \text{ kN/m}^3$	194.00 kPa
p_2	$6.15 \text{ m} \cdot 20.00 \text{ kN/m}^3$	123.00 kPa
σ_1	$(6.15 \text{ m} \cdot 19.00 \text{ kN/m}^3) \cdot 0.50 - 5.00 \text{ kPa}$	53.43 kPa
σ_2	$(7.00 \text{ m} \cdot 19.00 \text{ kN/m}^3) \cdot 0.50 - 5.00 \text{ kPa}$	61.50 kPa
σ_3	$(8.00 \text{ m} \cdot 19.00 \text{ kN/m}^3 - 1.00 \cdot 10.00 \text{ kN/m}^3) \cdot 0.50 - 5.00 \text{ kPa}$	66.00 kPa
σ_4	$(8.00 \text{ m} \cdot 19.00 \text{ kN/m}^3 - 1.00 \cdot 10.00 \text{ kN/m}^3) \cdot 0.43 - 15.00 \text{ kPa}$	46.06 kPa
σ_5	$(8.00 \text{ m} \cdot 19.00 \text{ kN/m}^3 + 9.00 \text{ m} \cdot 21.00 \text{ kN/m}^3 - 10.00 \cdot 10.00 \text{ kN/m}^3) \cdot 0.43 - 15.00 \text{ kPa}$	88.63 kPa
σ_w	$(10.00 \text{ m} \cdot 10.00 \text{ kN/m}^3)$	100.00 kPa

Sezione tipo 2



p_1	$6.90 \text{ m} \cdot 20.00 \text{ kN/m}^3$	138.00 kPa
p_2	$3.50 \text{ m} \cdot 20.00 \text{ kN/m}^3$	70.00 kPa
σ_1	$(3.50 \text{ m} \cdot 19.00 \text{ kN/m}^3 - 1.50 \cdot 10.00 \text{ kN/m}^3) \cdot 0.50 - 5.00 \text{ kPa}$	20.75 kPa
σ_2	$(10.00 \text{ m} \cdot 19.00 \text{ kN/m}^3 - 8.00 \cdot 10.00 \text{ kN/m}^3) \cdot 0.50 - 5.00 \text{ kPa}$	50.00 kPa
σ_3	$(10.00 \text{ m} \cdot 19.00 \text{ kN/m}^3 - 8.00 \cdot 10.00 \text{ kN/m}^3) \cdot 0.48 - 15.00 \text{ kPa}$	37.80 kPa
σ_4	$(10.00 \text{ m} \cdot 19.00 \text{ kN/m}^3 + 5.05 \text{ m} \cdot 20.00 \text{ kN/m}^3 - 13.05 \cdot 10.00 \text{ kN/m}^3) \cdot 0.48 - 15.00 \text{ kPa}$	62.04 kPa
σ_w	$(13.05 \text{ m} \cdot 10.00 \text{ kN/m}^3)$	130.50 kPa

8.3 Azioni sismiche

Le sollecitazioni sismiche sono definite in funzione dei parametri di accelerazione precedentemente definiti.

In particolare, con riferimento allo stato di SLV, si ha:

$$a_g/g = 0.144$$

$$S_s = 1.50$$

$$S_t = 1.00$$

Le componenti sismiche di accelerazione orizzontale e verticale sono pertanto:

$$k_h = a_g/g \cdot S_s \cdot S_t = 0.216$$

$$k_v = \pm 1/2 k_h = \pm 0.108$$

Tali componenti di accelerazione vengono applicate alle masse strutturali dell'opera.

Inoltre, in aggiunta alle pressioni statiche del terreno, precedentemente evidenziate, sono applicati anche i corrispondenti incrementi sismici di spinta.

La valutazione di tali incrementi viene effettuata, secondo la teoria di Wood, in accordo a quanto suggerito dall' Eurocodice 8 – Parte 5 “fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”, in particolare all' Appendice E – punto E.9:

$$\Delta P_d = (a_{\max}/g) \cdot \gamma \cdot H^2$$

$$\begin{aligned} \text{dove: } a_{\max}/g &= S \cdot a_g/g &= S \cdot 0.144 \\ S &= S_s \cdot S_t &= 1.50 \end{aligned}$$

Tale incremento di spinta viene applicato a metà altezza delle pareti laterali.

Il corrispondente diagramma di pressione viene adottato di forma rettangolare lungo l'altezza con valore della pressione costante pari a:

$$q_E = \Delta P_d / H$$

Per le due sezioni tipo analizzate risulta:

Sezione tipo 1:

$$\begin{aligned} \Delta P_d &= 1.50 \cdot 0.144 \cdot 21.00 \text{ kN/m}^3 \cdot 7.30 \text{ m}^2 &= 241.72 \text{ kN/m} \\ q_E &= 241.72 \text{ kN/m} / 7.30 \text{ m} &= 33.11 \text{ kPa} \end{aligned}$$

Sezione tipo 2:

$$\begin{aligned} \Delta P_d &= 1.50 \cdot 0.144 \cdot 20.00 \text{ kN/m}^3 \cdot 7.50 \text{ m}^2 &= 243.00 \text{ kN/m} \\ q_E &= 243.00 \text{ kN/m} / 7.50 \text{ m} &= 32.40 \text{ kPa} \end{aligned}$$

Nelle analisi, vista la simmetria del problema, si è considerato il suddetto incremento di spinta applicato su una sola parete, concordemente con la direzione assunta per il sisma.

9. Criteri di calcolo

I calcoli e le verifiche strutturali riportati nella presente relazione sono eseguiti sia in condizioni statiche (stati limite Ultimi – SLU e di Esercizio – SLE), sia in condizioni sismiche (stato limite di salvaguardia della vita – SLV).

9.1 Condizioni statiche

Stati limite ultimi (SLU):

Le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi sono effettuate verificando il soddisfacimento della seguente disuguaglianza:

$$E_d \leq R_d$$

dove: E_d = valore di progetto delle azioni o dell'effetto delle azioni;

R_d = valore della resistenza di progetto.

I valori di progetto (di calcolo) delle azioni sollecitanti sono determinati secondo la seguente formulazione (§ 2.5.3):

$$E_d = \gamma_G \cdot G + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \Sigma(\gamma_{Qi} \cdot \psi_{oi} \cdot Q_{ki})$$

dove:

G = valore nominale delle azioni permanenti;

Q_{k1} = valore caratteristico dell'azione dominante di ogni combinazione;

Q_{ki} = valori caratteristici delle azioni variabili indipendenti che possono agire contemporaneamente alla dominante;

γ_G, γ_Q = coefficienti parziali delle azioni definiti in relazione allo stato limite ultimo preso in considerazione (EQU, STR, GEO);

ψ_{oi} = coefficiente di combinazione delle azioni variabili agenti contemporaneamente alla dominante.

Nel caso in esame, essendo presenti solo azioni di tipo permanente, l'espressione precedente si riduce a:

$$E_d = \gamma_G \cdot G$$

Stati limite di esercizio (SLE):

Per le verifiche agli stati limite di esercizio si fa generalmente riferimento alle seguenti combinazioni di carico (§ 2.5.3):

- combinazione rara:** $E_d = G + Q_{k1} + \Sigma(\psi_{0i} \cdot Q_{ki})$
- combinazione frequente:** $E_d = G + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \Sigma(\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$
- combinazione quasi permanente:** $E_d = G + \Sigma(\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$

dove:

- ψ_{1i} = coefficiente atto a definire i valori delle azioni variabili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;
- ψ_{2i} = coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni variabili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

Nel caso in esame, essendo presenti solo azioni di tipo permanente, le tre espressioni precedenti si riducono ad una sola:

$$E_d = 1.0 \cdot G$$

9.2 Condizioni sismiche

Le azioni sollecitanti di calcolo sono determinate secondo la seguente formulazione (§ 3.2.4):

$$E_d = E + G + [\Sigma(\psi_{2i} \cdot Q_{ki})]$$

dove:

- E = valore dell'azione sismica per lo Stato Limite "SLV";
- G = valore nominale delle azioni permanenti;
- Q_{ki} = valori caratteristici delle azioni variabili tra loro indipendenti;
- ψ_{2i} = coefficienti di combinazione delle azioni variabili Q_{ki} ;

Nel caso in esame, essendo presenti solo azioni di tipo permanente, l'espressione precedente si riduce a:

$$E_d = E + G$$

10. Combinazioni di carico

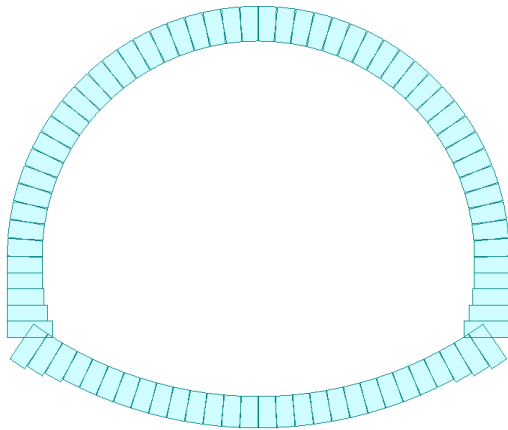
In relazione alla specificità della struttura e alla natura dei carichi applicati, si sono analizzate le seguenti combinazioni di carico:

C.C.		Combinazione
SLU	Statica	$1.30 G_1 + 1.30 G_2 + 1.30 P_{TL}$
SLV	Sismica	$1.00 G_1 + 1.00 G_2 + 1.00 P_{TL} + 1.0 D_{PT} + E_X + E_Z$
SLE		$1.00 G_1 + 1.00 G_2 + 1.00 P_{TL}$

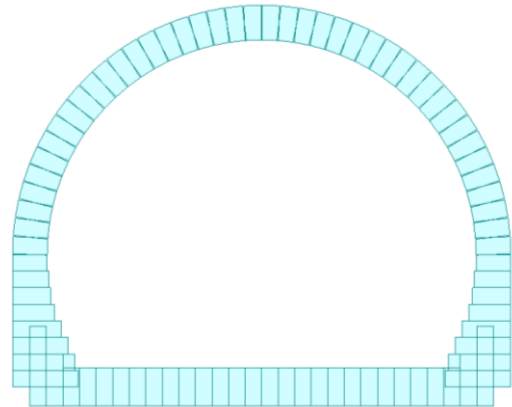
- G_1 = Pesì propri strutturali;
- G_2 = Sovraccarico in calotta del terreno di ritombamento;
- P_{TL} = Pressioni del terreno laterale e spinte idrostatiche;
- D_{PT} = Incremento sismico di pressione del terreno sulla parete;
- E_X = Azione Sismica orizzontale;
- E_Z = Azione Sismica verticale (verso il basso).

11. Metodo di calcolo e modello strutturale

Le strutture sono analizzate in regime elastico lineare con modelli di calcolo di tipo tridimensionale, della lunghezza di 1.00 m, in stato di deformazione piana, riferiti alle sezioni trasversali tipo precedentemente descritte.

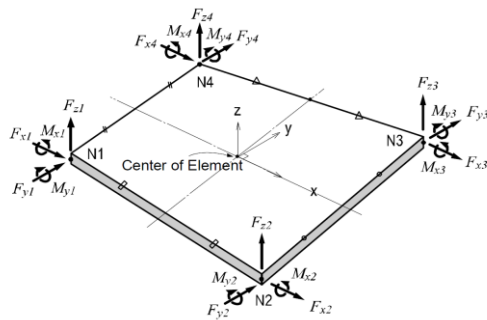


Sezione Tipo 1
Galleria artificiale con arco rovescio

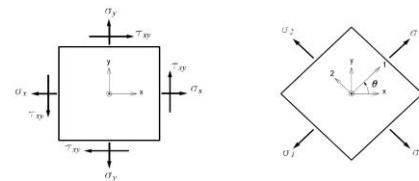


Sezione Tipo 2
Galleria artificiale con platea

Tutti gli elementi costituenti il modello sono elementi bidimensionali tipo "plate" caratterizzati da comportamento a piastra (tali elementi hanno rigidità sia di tipo membranale, per azioni agenti nel loro piano, sia di tipo flessionale, per sollecitazioni ortogonali al loro piano).



Elementi tipo "Plate"



σ_x : Axial stress in the ECS x - direction
 σ_y : Axial stress in the ECS y - direction
 τ_{xy} : Shear stress in the ECS x - y plane
 σ_1 : Maximum principal stress = $\frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}$
 σ_2 : Minimum principal stress = $\frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}$
 τ_{xy} : Maximum shear stress = $\sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}$
 θ : Angle between the x - axis and the principal axis, 1
 σ_{eff} : von - Mises Stress = $\sqrt{(\sigma_1^2 - \sigma_1\sigma_2 + \sigma_2^2)}$
 (b) Sign convention for plate element stresses

Figure 1.30 Output locations of plate element stresses and the sign convention

Sul piano di fondazione si sono attivati vincoli elastici (molle) corrispondenti alle reazioni del terreno; a tali vincoli è stata attribuita una rigidezza pari alla costante di Winkler.

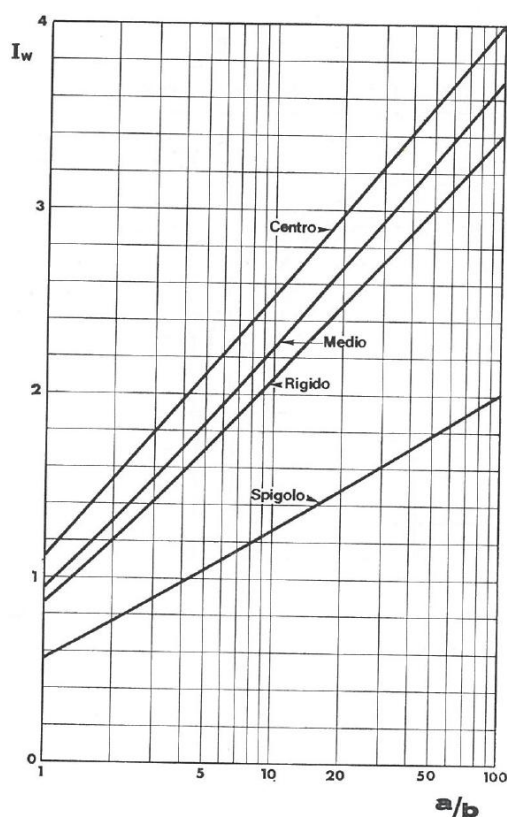
La costante di Winkler rappresenta il valore della pressione "q" da applicare al terreno per determinare uno spostamento unitario "w".

$$k_w = \frac{q}{w}$$

Le sue unità di misura sono $[F/L^3]$, e può essere stimata in funzione del Modulo di deformabilità del terreno. Schematizzando il terreno come un mezzo elastico omogeneo con modulo di deformabilità "E", tale costante può essere valutata in prima approssimazione applicando la teoria dell'elasticità di Boussinesq come:

$$w = \frac{q \cdot B}{E} \cdot I_w \quad \text{da cui:} \quad k_w = \frac{E}{B \cdot I_w}$$

il coefficiente d'influenza I_w medio viene ricavato dal diagramma seguente (Carlo Cestelli Guidi – Geotecnica e tecnica delle fondazioni - Volume 1 – 7° edizione Hoepli, 1981) e risulta pari a: $I_w \approx 1.00$



Con riferimento al modulo elastico del terreno di fondazione (40.000 kPa) si ricava pertanto $k_w = 2.705 \text{ kN/m}^3$. Nei calcoli si è quindi adottato un valore pari a:

$$k_w = 2.700 \text{ kN/m}^3$$

Anche per i piedritti laterali si sono inserite "molle" di interazione con il terreno, di tipo "*compression only*", ossia molle che reagiscono solo quando sottoposte a compressione. Per la elevatissima rigidità nei confronti degli spostamenti orizzontali associata alle paratie laterali e al getto di completamento interposto, la rigidità delle molle in oggetto è stata assunta pari a circa 10 volte superiore a quella delle molle in fondazione, adottando un valore di $k_w = 30.000 \text{ kN/m}^3$.

12. Codice di calcolo utilizzato

I calcoli sono eseguiti mediante il seguente codice di calcolo:

Codice: MIDAS Gen
Versione 2021 (v2.1)
N. di Serie U001-01641
Licenza n. 89EBA56CF4D70833
Produttore Midas IT Co., Ltd – Corea del Sud (<http://en.midasuser.com/>)
Distributore HarpaCeas S.r.l. – Milano (www.harpaceas.it)

Motivazione della scelta del codice

MIDAS GEN è un software di calcolo agli elementi finiti del tutto generalizzato che consente di analizzare strutture di qualsiasi genere, sia in campo statico che dinamico.

Grado di affidabilità del codice

L'affidabilità del codice di calcolo é garantita dall'esistenza di un'ampia documentazione di supporto. L'interattività specifica del software per l'introduzione di dati permette la visualizzazione ed il controllo immediato degli elementi introdotti. E' possibile inoltre ottenere rappresentazioni grafiche di deformate e sollecitazioni della struttura.

A supporto del programma è fornita una ampia manualistica contenente una vasta serie di test di validazione.

Valutazione della correttezza dei modelli

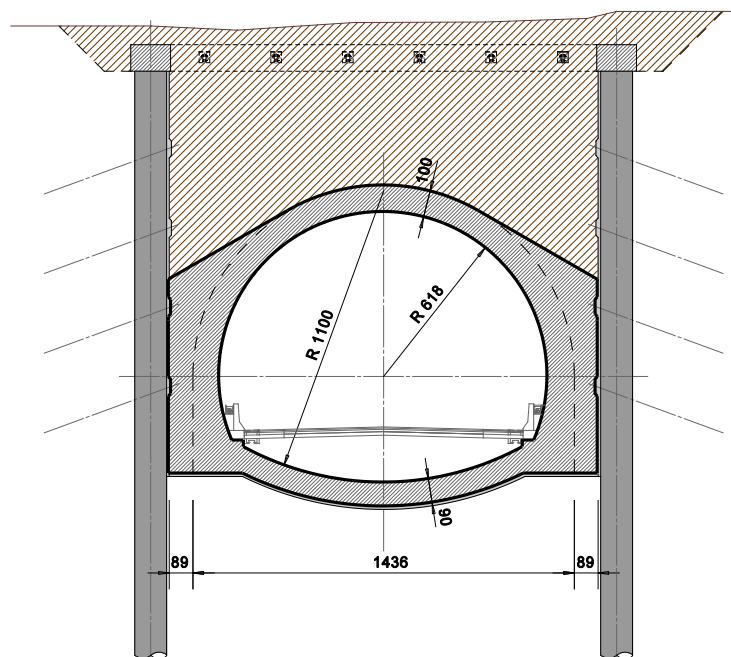
Il modello di calcolo adottato é da ritenersi appropriato in quanto non sono state riscontrate labilità, le reazioni equilibrano i carichi applicati.

Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

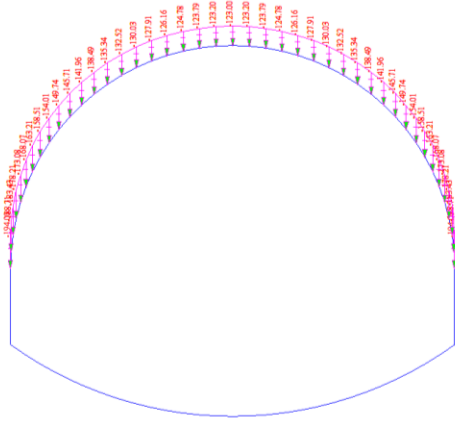
L'analisi critica dei risultati e dei parametri di controllo nonché il confronto con valutazioni di massima eseguite con calcoli semplificati portano a confermare la validità dei risultati ottenuti.

13. Sezione tipo 1

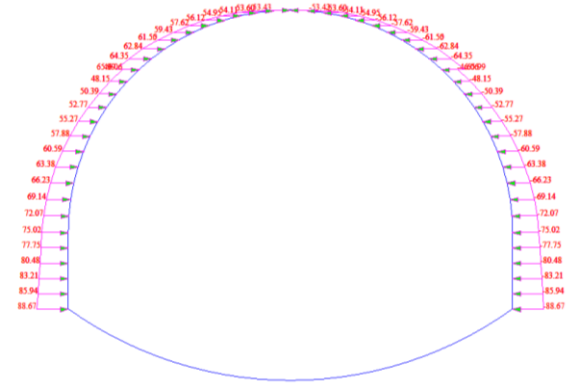
Nel presente capitolo si riportano i principali risultati delle analisi di calcolo e delle verifiche eseguite in riferimento alla sezione di galleria artificiale con arco rovescio.



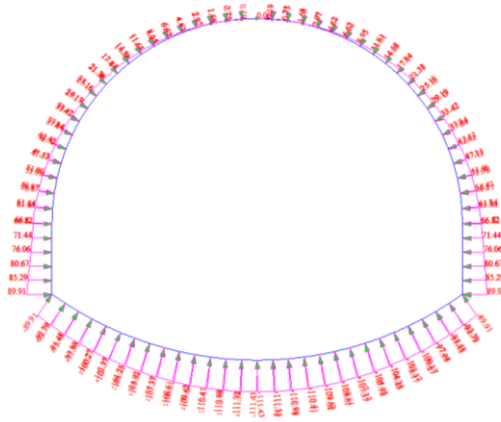
Nelle figure che seguono sono rappresentate le singole componenti di carico applicate al modello che concorrono, mediante i relativi coefficienti di combinazione, alle sollecitazioni di SLU agenti nella struttura.



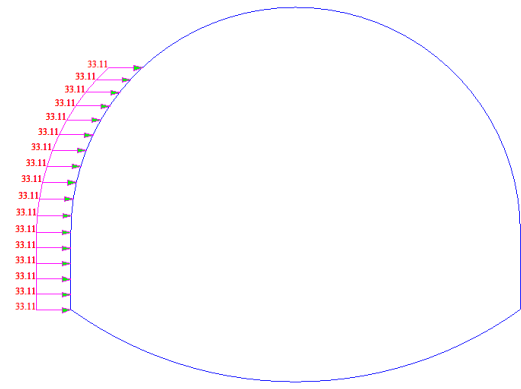
Carichi in calotta (ritombamento)



Pressioni del terreno laterale



Pressioni idrostatiche



Incremento sismico di spinta del terreno

Le accelerazioni sismiche sono inoltre applicate alle masse strutturali in funzione dei coefficienti sismici precedentemente esposti.

13.1 Verifiche agli stati limite ultimi

La verifica di resistenza allo Stato Limite Ultimo consiste nel verificare, per tutte le sezioni degli elementi strutturali, la disuguaglianza

$$S_d \leq R_d$$

dove:

S_d = Azione di progetto agente;

R_d = Resistenza di calcolo dell'elemento.

Le verifiche strutturali sono eseguite in riferimento ad una sezione di estensione unitaria, sulla base delle armature resistenti competenti.

13.1.1 Verifiche a flessione

Nelle pagine che seguono si riportano i risultati delle verifiche strutturali eseguite sulla base delle massime caratteristiche di sollecitazione ottenute dall'involuppo di tutte le combinazioni di carico statiche e sismiche considerate.

A titolo di esempio si riportano a seguire i dettagli delle verifiche di resistenza a flessione per gli elementi maggiormente sollecitati dell'arco rovescio, eseguite in automatico dal codice di calcolo.

Arco Rovescio:

Armature inferiori:

```

- . Information of Parameters.
  Elem No. : 1268
  Thickness : 1200.0000 mm.
  Materials : fck = 28.0000 MPa.
              fcd = 18.6667 MPa.
              fyk = 450.0000 MPa.
  Covering : dB = 50.0000 mm.
              dT = 50.0000 mm.
  LCB No. : 1

- . Information of Design.
  b = 1.0000 mm. (by Code Unit Length).
  d = 1150.0000 mm.
  lambda = 0.800
  a = lambda * x = 47.168 mm.
  eta = 1.000
  Cc = eta*fcd*b*a = 880.4688 N.
  M_Rd = Cc*(d-a/2) = 991774.1013 N-mm./mm.

- . Information of Moments and Result.
  Rein. Bar : P24 @200
  As_req = 1.8380 mm^2/mm. ( 1838.0273 mm^2/m.)
  M_Ed = 368696.5043 N-mm./mm.
  M_Rd = 991774.1013 N-mm./mm.
  RatM = M_Ed / M_Rd = 0.372 < 1.0 ---> O.K !
  
```

Armature Superiori:

```

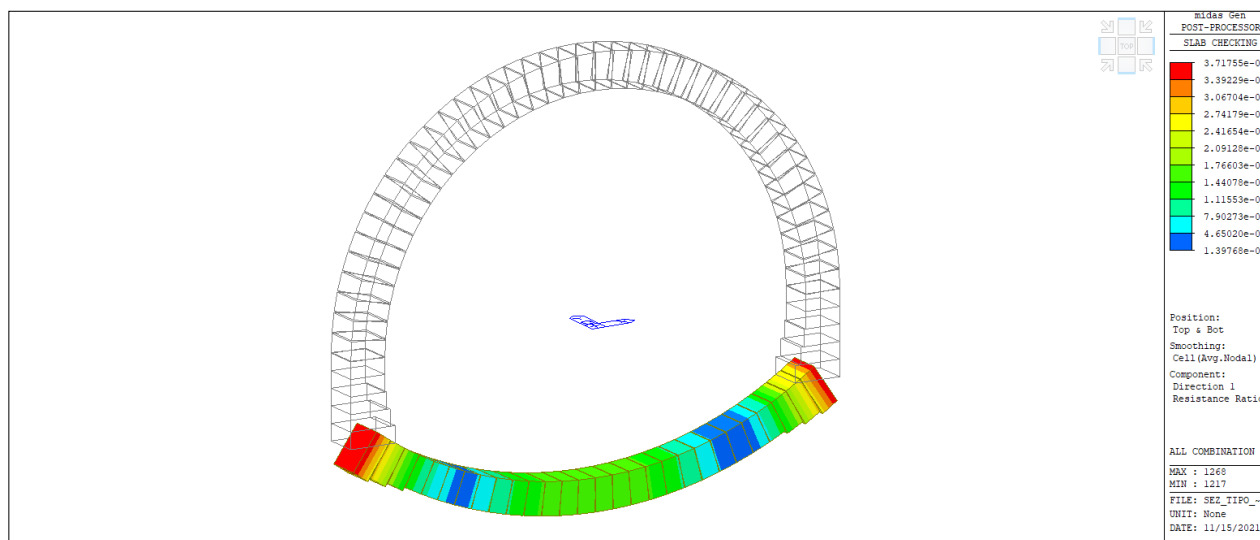
- . Information of Parameters.
  Elem No. : 1225
  Thickness : 900.0000 mm.
  Materials : fck = 28.0000 MPa.
              fcd = 18.6667 MPa.
              fyk = 450.0000 MPa.
  Covering : dB = 50.0000 mm.
              dT = 50.0000 mm.
  LCB No. : 1

- . Information of Design.
  b = 1.0000 mm. (by Code Unit Length).
  d = 850.0000 mm.
  lambda = 0.800
  a = lambda * x = 47.148 mm.
  eta = 1.000
  Cc = eta*fcd*b*a = 880.1042 N.
  M_Rd = Cc*(d-a/2) = 727340.7735 N-mm./mm.

- . Information of Moments and Result.
  Rein. Bar : P24 @200
  As_req = 1.3585 mm^2/mm. ( 1358.5419 mm^2/m.)
  M_Ed = 123902.5565 N-mm./mm.
  M_Rd = 727340.7735 N-mm./mm.
  RatM = M_Ed / M_Rd = 0.170 < 1.0 ---> O.K !
  
```

La figura seguente rappresenta l'andamento dei tassi di sfruttamento in tutti gli elementi costituenti l'arco rovescio pari al rapporto tra il momento agente e quello resistente (ovviamente tali rapporti devono risultare sempre inferiori a 1):

$$T_{sf} = M_{Ed} / M_{Rd} < 1$$



Arco rovescio
Tassi di sfruttamento M_{Ed} / M_{Rd}
 $T_{sf} = 0.372 < 1$

Analogamente nelle pagine che seguono si riportano i dettagli delle verifiche di resistenza a flessione per i piedritti laterali e per l'arco di calotta.

Piedritti Lateral:

```

-. Information of Parameters.
  Elem No. : 1194
  Thickness : 1300.0000 mm.
  Materials : fck = 28.0000 MPa.
              fcd = 18.6667 MPa.
              fyk = 450.0000 MPa.
  Covering : dB = 51.0000 mm.
              dT = 51.0000 mm.
  LCB No. : 1

-. Information of Design.
  b = 1.0000 mm. (by Code Unit Length).
  d = 1249.0000 mm.
  lambda = 0.800
  a = lambda * x = 47.325 mm.
  eta = 1.000
  Cc = eta*fcd*b*a = 883.4073 N.
  M_Rd = Cc*(d-a/2) = 1082471.9097 N-mm./mm.

-. Information of Moments and Result.
  Rein. Bar : P24 @200
  As_req = 1.9963 mm^2/mm. ( 1996.2574 mm^2/m.)
  M_Ed = 252832.0656 N-mm./mm.
  M_Rd = 1082471.9097 N-mm./mm.
  RatM = M_Ed / M_Rd = 0.234 < 1.0 ---> O.K !

-. Check ratio of neutral axis depth to effective depth.
  x/d = 0.047
  Limit(x/d) = 0.450 ( fck <= 50 MPa.)
  x/d ratio = 0.047/ 0.450 = 0.105 ---> O.K
  
```

Calotta:

```

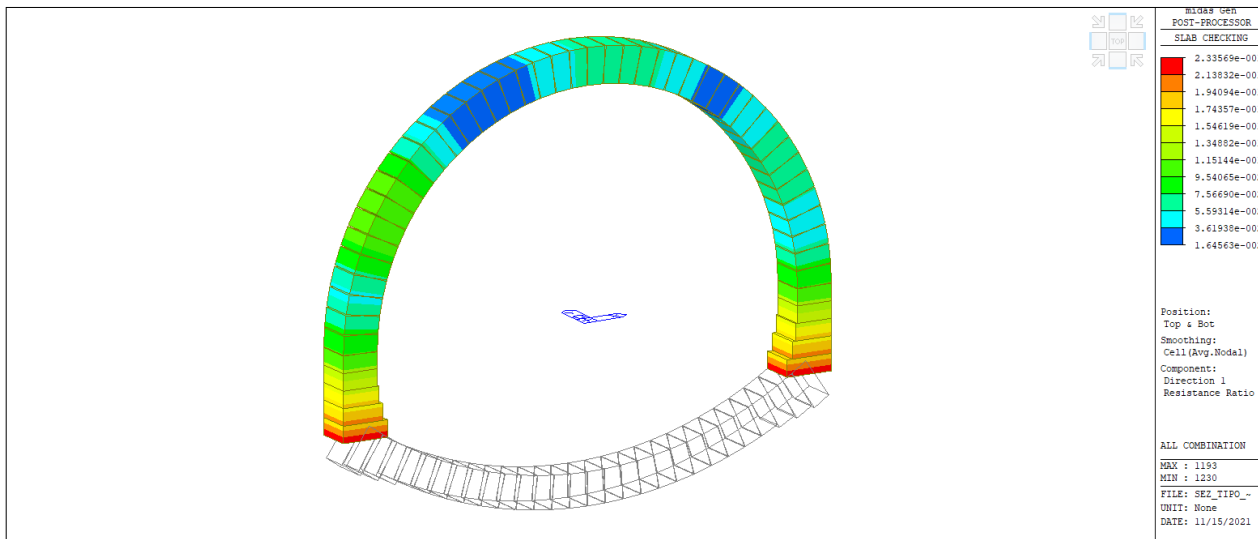
-. Information of Parameters.
  Elem No. : 1189
  Thickness : 1000.0000 mm.
  Materials : fck = 28.0000 MPa.
              fcd = 18.6667 MPa.
              fyk = 450.0000 MPa.
  Covering : dB = 51.0000 mm.
              dT = 51.0000 mm.
  LCB No. : 1

-. Information of Design.
  b = 1.0000 mm. (by Code Unit Length).
  d = 949.0000 mm.
  lambda = 0.800
  a = lambda * x = 47.079 mm.
  eta = 1.000
  Cc = eta*fcd*b*a = 878.8135 N.
  M_Rd = Cc*(d-a/2) = 813307.0892 N-mm./mm.

-. Information of Moments and Result.
  Rein. Bar : P24 @200
  As_req = 1.5168 mm^2/mm. ( 1516.7721 mm^2/m.)
  M_Ed = 97182.7468 N-mm./mm.
  M_Rd = 813307.0892 N-mm./mm.
  RatM = M_Ed / M_Rd = 0.119 < 1.0 ---> O.K !
  
```

La figura seguente rappresenta l'andamento dei tassi di sfruttamento in tutti gli elementi costituenti i piedritti e la calotta:

$$T_{sf} = M_{Ed} / M_{Rd} < 1$$

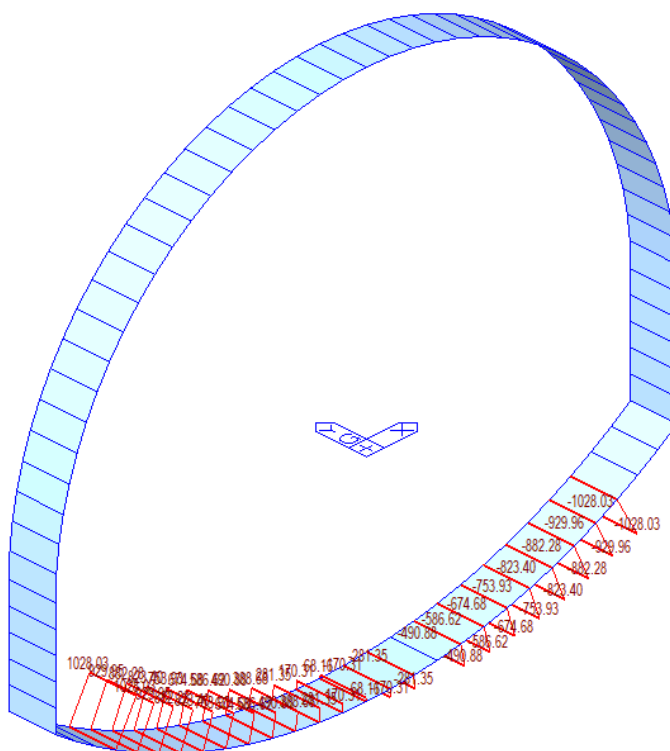


Piedritti e calotta
 Tassi di sfruttamento M_{Ed} / M_{Rd}
 $T_{sf} = 0.234 < 1$

Tutti i tassi di sfruttamento a flessione sono inferiori a 1.
 Tutti gli elementi sono verificati.

13.1.2 Verifiche a taglio

La figura seguente rappresenta i massimi valori delle sollecitazioni di taglio agenti nell'arco rovescio ottenute dall'involuppo di tutte le combinazioni di carico.



Massime Sollecitazioni di taglio nell'A.R. - $V_{Ed,max} = 1028.03 \text{ kN/m}$

Per l'assorbimento di tale sollecitazione é prevista l'adozione di specifiche armature di taglio costituite da n. 5 ϕ 22 mm /m con passo s=50 cm.

La resistenza a taglio é pari al minore dei seguenti due valori:

Resistenza dell'armatura a "taglio-trazione":

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin \alpha \quad [4.1.27]$$

dove:

$$d = 850 \text{ mm}$$

$$A_{sw} = 1901 \text{ mm}^2 \text{ (5}\phi\text{22)}$$

$$s = 500 \text{ mm}$$

$$f_{yd} = 391.30 \text{ N/mm}^2$$

Risulta: $V_{Rsd} = 1137.92 \text{ kN /m}$

Resistenza del calcestruzzo d'anima a "taglio-compressione":

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta) \quad [4.1.28]$$

dove:

$$d = 850 \text{ mm}$$

$$b_s = 1000 \text{ mm}$$

$$\alpha_c = 1$$

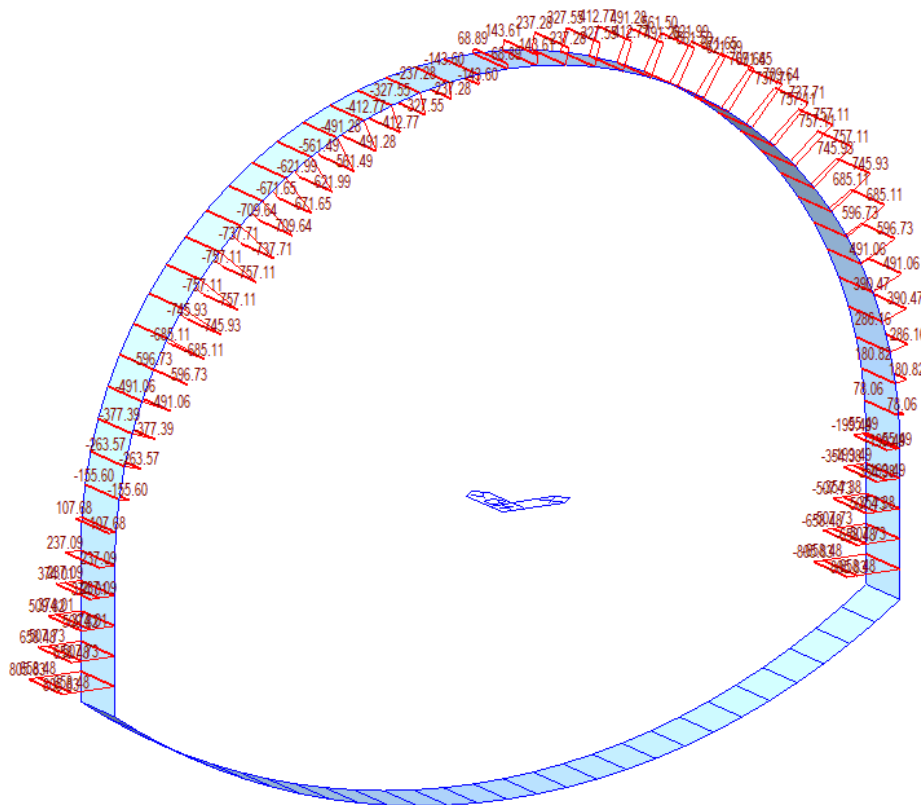
$$v = 0.5$$

$$f_{cd} = 15.87 \text{ N/mm}^2$$

Risulta: $V_{Rcd} = 3034.50 \text{ kN /m}$

Pertanto: $V_{Rd} = \min(V_{Rsd}; V_{Rcd}) = 1137.92 \text{ kN /m} > V_{Ed} \rightarrow \text{ok!}$

Analogamente si riportano nel seguito le verifiche a taglio relative ai piedritti e arco di calotta.



Massime Sollecitazioni di taglio piedritti - $V_{Ed,max} = 805.83 \text{ kN/m}$

Massime Sollecitazioni di taglio calotta - $V_{Ed,max} = 757.11 \text{ kN/m}$

Per l'assorbimento di tale sollecitazione é prevista l'adozione di specifiche armature di taglio costituite da n. 5 ϕ 18 mm /m con passo s=50 cm.

Piedritti:

Resistenza a "taglio-trazione":

d = 1250 mm
 $A_{sw} = 1272 \text{ mm}^2$ (5 ϕ 18)
 s = 500 mm
 $f_{yd} = 391.30 \text{ N/mm}^2$
 $V_{Rsd} = 1120.22 \text{ kN /m}$

Resistenza a "taglio-compressione":

d = 1250 mm
 $b_s = 1000 \text{ mm}$
 $\alpha_c = 1$
 v = 0.5
 $f_{cd} = 15.87 \text{ N/mm}^2$
 $V_{Rcd} = 4462.50 \text{ kN /m}$

Pertanto: $V_{Rd} = \min(V_{Rsd}; V_{Rcd}) = 1120.22 \text{ kN /m} > V_{Ed} \rightarrow \text{ok!}$

Calotta:

Resistenza a "taglio-trazione":

d = 950 mm
 $A_{sw} = 1272 \text{ mm}^2$ (5 ϕ 18)
 s = 500 mm
 $f_{yd} = 391.30 \text{ N/mm}^2$
 $V_{Rsd} = 851.36 \text{ kN /m}$

Resistenza a "taglio-compressione":

d = 950 mm
 $b_s = 1000 \text{ mm}$
 $\alpha_c = 1$
 v = 0.5
 $f_{cd} = 15.87 \text{ N/mm}^2$
 $V_{Rcd} = 3391.50 \text{ kN /m}$

Pertanto: $V_{Rd} = \min(V_{Rsd}; V_{Rcd}) = 851.36 \text{ kN /m} > V_{Ed} \rightarrow \text{ok!}$

13.2 Verifiche agli stati limite di esercizio

Le verifiche nei confronti degli Stati Limite di Esercizio, riportate nel seguito, consistono nel verificare, per tutti gli SLE, la seguente condizione:

$$E_d \leq C_d \quad \text{ovvero} \quad E_d / C_d \leq 1$$

E_d = effetto delle azioni di progetto per la combinazione di carico analizzata (tensione, deformazione, ecc..);

C_d = corrispondente valore limite di calcolo consentito.

13.2.1 Verifiche a fessurazione

Condizioni Ambientali:

Per la struttura in oggetto si prevede la seguente Classe di esposizione: XC2

Le condizioni ambientali, ai fini della protezione contro la corrosione delle armature metalliche, possono essere considerate come "ordinarie".

Tab. 4.1.III - Descrizione delle condizioni ambientali

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

Le armature adottate, essendo costituite da acciaio ordinario da c.a., sono da considerarsi, agli effetti della corrosione, "poco sensibili".

Con riferimento alle condizioni ambientali sopra riportate, la scelta degli stati limite a fessurazione viene effettuata secondo i criteri indicati dalla norma, riportati nella tabella seguente:

Tab. 4.1.IV - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_k	Stato limite	w_k
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

Combinazione frequente:	S.L. di apertura fessure:	$w_d \leq w_3 = 0.4 \text{ mm}$
Combinazione q. permanente:	S.L. di apertura fessure:	$w_d \leq w_2 = 0.3 \text{ mm}$

Il valore di calcolo di apertura delle fessure è determinato come (§ C4.1.14):

$$w_d = \varepsilon_{sm} \cdot \delta_{smax}$$

ε_{sm} = deformazione media dell'acciaio;
 δ_{smax} = distanza massima tra le fessure.

La deformazione unitaria media dell'armatura " ε_{sm} " è data da (§ C4.1.6):

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} (1 + \alpha_e \rho_{eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

σ_s = tensione nell'acciaio calcolata nella sezione fessurata;
 α_e = E_s / E_{cm} ;
 ρ_{eff} = $A_s / A_{c,eff}$;
 $A_{c,eff}$ = area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura;
 k_t = 0,4 per carichi di lunga durata.

La distanza massima tra le fessure " δ_{smax} " è data da (§ C4.1.7):

$$\Delta_{smax} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\phi}{\rho_{eff}}$$

ϕ = diametro barre;
 c = copriferro;
 $k_1 = 0.8$ (barre ad aderenza migliorata);
 $k_2 = 0.5$ (per stato tensionale di flessione o presso-flessione);
 $k_3 = 3.4$;
 $k_4 = 0.425$

Nel seguito si riportano le suddette verifiche con sviluppo dei calcoli per gli elementi più sollecitati.

Arco Rovescio:

Sezione di mezzeria:

```

- . Information of Parameters.
  Elem No. : 1200
  LCB No. : 5
  Materials : fck = 28.0000 MPa.
              fyk = 450.0000 MPa.
  Thickness : 900.0000 mm.
  Covering : dB = 50.0000 mm.
              dT = 50.0000 mm.

- . Information of Checking.
  gamma_c = 1.500 (for Concrete)
  gamma_s = 1.150 (for Reinforcement)
  fcd = fck / gamma_c = 18.66667 MPa.
  fyd = fyk / gamma_s = 391.30435 MPa.
  b = 1.0000 mm. (by Code Unit Length).
  d = 850.0000 mm.
  As_use = 2260.0000 mm^2/m. ( 2.2600 mm^2/mm.)

- . Information of Crack Checking Result.

[ Check Crack Width ]
fcm = fck+8(MPa) = 36.00000 MPa.
fctm = 0.30*fck^(2/3) = 2.76626 MPa. (fck<=C50/60)
fct.eff = fctm (by 28 days).
Sigma_s = 7.087 MPa.
kt = 0.4 (for long term loading.).
X = 191.90369 mm.
hc,ef = MIN[ 2.5*(h-d), (h-X)/3, h/2 ] = 125.00000 mm.
Ac.eff = Bc*hc,ef = 125.00000 mm^2.
Rho_p.eff = As/Ac.eff = 0.0181
Ecm = 22[fcm/10]^0.3 *1000 = 32308.250 MPa. (by Table 3.1)
Alpha_e = Es/Ecm = 6.19037
(Eps_sm-Eps_cm) = (Sigma_s-kt*fct.eff/Rho_p.eff*(1+Alpha_e*Rho_p.eff))/Es
                = -0.000305
                < 0.6*Sigma_s/Es = 0.000021
(Eps_sm-Eps_cm) = 0.6*Sigma_s/Es = 0.000021

Bond coefficient(k1) = 0.8000
Strain distribution coefficient(k2) = 0.5000
NAD Value (k3) = 3.4000
NAD Value (k4) = 0.4250
c = 38.00000 mm.
Phi = 24.00000 mm.
S_r.max = k3*c + k1*k2*k4*Phi/Rho_p.eff = 354.86372 mm.

wk = S_r.max * ( Eps_sm-Eps_cm) = 0.00754 mm.
wk < 0.300 mm. ---> O.K !
  
```

Sezione di incastro laterale:

```

- . Information of Parameters.
  Elem No. : 1268
  LCB No. : 5
  Materials : fck = 28.0000 MPa.
              fyk = 450.0000 MPa.
  Thickness : 1200.0000 mm.
  Covering : dB = 50.0000 mm.
              dT = 50.0000 mm.

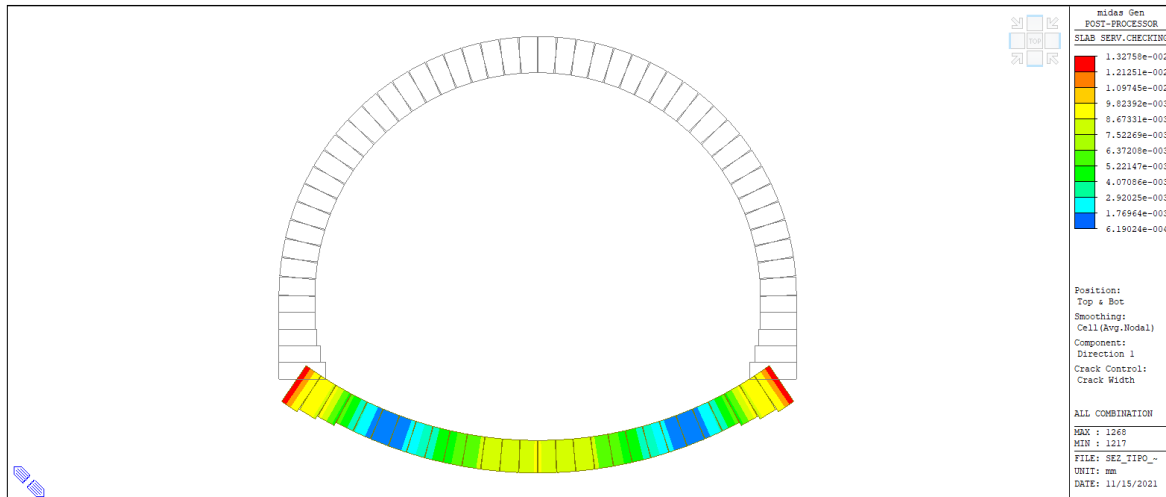
- . Information of Checking.
  gamma_c = 1.500 (for Concrete)
  gamma_s = 1.150 (for Reinforcement)
  fcd = fck / gamma_c = 18.66667 MPa.
  fyd = fyk / gamma_s = 391.30435 MPa.
  b = 1.0000 mm. (by Code Unit Length).
  d = 1150.0000 mm.
  As_use = 2260.0000 mm^2/m. ( 2.2600 mm^2/mm.)

- . Information of Crack Checking Result.
  
```

```
[ Check Crack Width ]
fcm      = fck+8 (MPa)      = 36.00000 MPa.
fctm     = 0.30*fck^(2/3) = 2.76626 MPa. (fck<=C50/60)
fct.eff  = fctm (by 28 days).
Sigma_s  = 12.470 MPa.
kt       = 0.4 (for long term loading.).
X        = 227.24152 mm.
hc,ef    = MIN[ 2.5*(h-d), (h-X)/3, h/2 ] = 125.00000 mm.
Ac.eff   = Bc*hc,ef        = 125.00000 mm^2.
Rho_p.eff= As/Ac.eff       = 0.0181
Ecm      = 22[fcm/10]^0.3 *1000 = 32308.250 MPa. (by Table 3.1)
Alpha_e  = Es/Ecm          = 6.19037
(Eps_sm-Eps_cm) = (Sigma_s-kt*fct.eff/Rho_p.eff*(1+Alpha_e*Rho_p.eff))/Es
              = -0.000278
              < 0.6*Sigma_s/Es = 0.000037
(Eps_sm-Eps_cm) = 0.6*Sigma_s/Es = 0.000037

Bond coefficient(k1)          = 0.8000
Strain distribution coefficient(k2) = 0.5000
NAD Value (k3)               = 3.4000
NAD Value (k4)               = 0.4250
c                             = 38.00000 mm.
Phi                           = 24.00000 mm.
S_r.max = k3*c + k1*k2*k4*Phi/Rho_p.eff = 354.86372 mm.

wk      = S_r.max * ( Eps_sm-Eps_cm) = 0.01328 mm.
wk < 0.300 mm. ---> O.K !
```



Arco rovescio - Apertura delle fessure

$w_{max} = 0.013 \text{ mm}$

Piedritti:

Sezione di incastro alla base:

```

- . Information of Parameters.
  Elem No. : 1193
  LCB No. : 5
  Materials : fck = 28.0000 MPa.
              fyk = 450.0000 MPa.
  Thickness : 1300.0000 mm.
  Covering : dB = 51.0000 mm.
              dT = 51.0000 mm.

- . Information of Checking.
  gamma_c = 1.500 (for Concrete)
  gamma_s = 1.150 (for Reinforcement)
  fcd = fck / gamma_c = 18.66667 MPa.
  fyd = fyk / gamma_s = 391.30435 MPa.
  b = 1.0000 mm. (by Code Unit Length).
  d = 1249.0000 mm.
  As_use = 2260.0000 mm^2/m. ( 2.2600 mm^2/mm.)

- . Information of Crack Checking Result.

[ Check Crack Width ]
fcm = fck+8(MPa) = 36.00000 MPa.
fctm = 0.30*fck^(2/3) = 2.76626 MPa. (fck<=C50/60)
fct.eff = fctm (by 28 days).
Sigma_s = 7.361 MPa.
kt = 0.4 (for long term loading.).
X = 237.86574 mm.
hc,ef = MIN[ 2.5*(h-d), (h-X)/3, h/2 ] = 127.50000 mm.
Ac.eff = Bc*hc,ef = 127.50000 mm^2.
Rho_p.eff = As/Ac.eff = 0.0177
Ecm = 22[fcm/10]^0.3 *1000 = 32308.250 MPa. (by Table 3.1)
Alpha_e = Es/Ecm = 6.19037
(Eps_sm-Eps_cm) = (Sigma_s-kt*fct.eff/Rho_p.eff*(1+Alpha_e*Rho_p.eff))/Es
                = -0.000310
                < 0.6*Sigma_s/Es = 0.000022
(Eps_sm-Eps_cm) = 0.6*Sigma_s/Es = 0.000022

Bond coefficient(k1) = 0.8000
Strain distribution coefficient(k2) = 0.5000
NAD Value (k3) = 3.4000
NAD Value (k4) = 0.4250
c = 39.00000 mm.
Phi = 24.00000 mm.
S_r.max = k3*c + k1*k2*k4*Phi/Rho_p.eff = 362.77699 mm.

wk = S_r.max * ( Eps_sm-Eps_cm) = 0.00801 mm.
wk < 0.300 mm. ---> O.K !
  
```

Calotta:

```

- . Information of Parameters.
  Elem No. : 1189
  LCB No. : 5
  Materials : fck = 28.0000 MPa.
              fyk = 450.0000 MPa.
  Thickness : 1000.0000 mm.
  Covering : dB = 51.0000 mm.
              dT = 51.0000 mm.

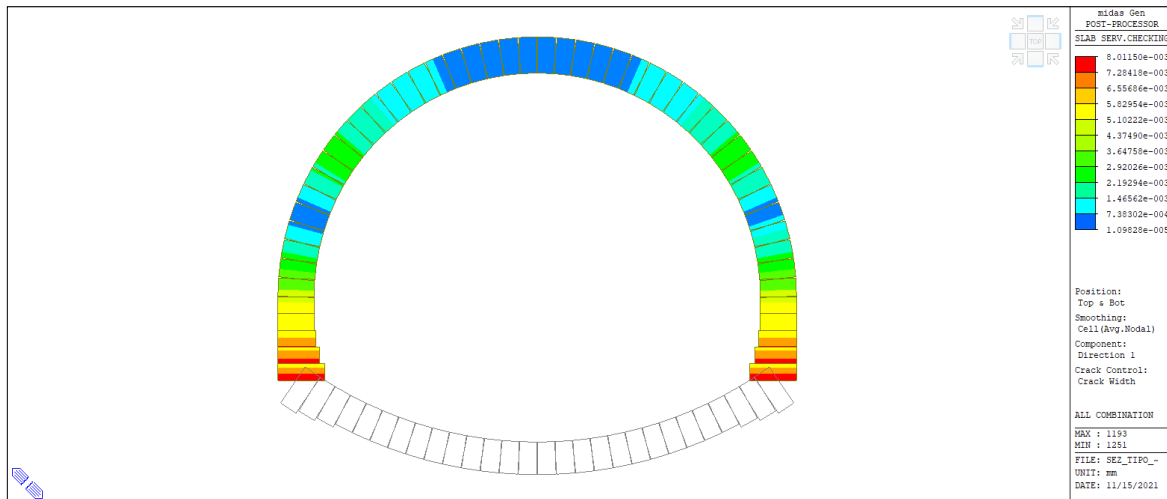
- . Information of Checking.
  gamma_c = 1.500 (for Concrete)
  gamma_s = 1.150 (for Reinforcement)
  fcd = fck / gamma_c = 18.66667 MPa.
  fyd = fyk / gamma_s = 391.30435 MPa.
  b = 1.0000 mm. (by Code Unit Length).
  d = 949.0000 mm.
  As_use = 2260.0000 mm^2/m. ( 2.2600 mm^2/mm.)

- . Information of Crack Checking Result.
  
```

```
[ Check Crack Width ]
fcm      = fck+8 (MPa)      = 36.00000 MPa.
fctm     = 0.30*fck^(2/3) = 2.76626 MPa. (fck<=C50/60)
fct.eff  = fctm (by 28 days).
Sigma_s  = 4.584 MPa.
kt       = 0.4 (for long term loading.).
X        = 204.16185 mm.
hc,ef    = MIN[ 2.5*(h-d), (h-X)/3, h/2 ] = 127.50000 mm.
Ac.eff   = Bc*hc,ef        = 127.50000 mm^2.
Rho_p.eff= As/Ac.eff       = 0.0177
Ecm      = 22[fcm/10]^0.3 *1000 = 32308.250 MPa. (by Table 3.1)
Alpha_e  = Es/Ecm         = 6.19037
(Eps_sm-Eps_cm) = (Sigma_s-kt*fct.eff/Rho_p.eff*(1+Alpha_e*Rho_p.eff))/Es
              = -0.000323
              < 0.6*Sigma_s/Es = 0.000014
(Eps_sm-Eps_cm) = 0.6*Sigma_s/Es = 0.000014

Bond coefficient(k1)      = 0.8000
Strain distribution coefficient(k2) = 0.5000
NAD Value (k3)           = 3.4000
NAD Value (k4)           = 0.4250
c                         = 39.00000 mm.
Phi                       = 24.00000 mm.
S_r.max                   = k3*c + k1*k2*k4*Phi/Rho_p.eff = 362.77699 mm.

wk      = S_r.max * ( Eps_sm-Eps_cm) = 0.00499 mm.
wk < 0.300 mm. ---> O.K !
```



Piedritti e calotta - Apertura delle fessure

$w_{max} = 0.008 \text{ mm}$

13.2.2 Verifiche delle tensioni in esercizio

La verifica delle tensioni in esercizio nel calcestruzzo e nell'acciaio viene effettuata in riferimento alle tensioni risultanti nei materiali per le seguenti combinazioni di carico e rispettivi limiti tensionali:

Combinazione "caratteristica" (rara):

$$\sigma_c < 0.60 f_{ck} (=16.80 \text{ MPa}) - \sigma_s < 0.80 f_{yk} (=360 \text{ MPa})$$

Combinazione "quasi permanente" :

$$\sigma_c < 0.45 f_{ck} (=12.60 \text{ MPa})$$

Nel seguito si riportano le suddette verifiche con sviluppo dei calcoli per gli elementi più sollecitati.

Arco Rovescio:

Sezione di mezzeria:

```

- . Information of Parameters.
  Elem No. : 1200
  LCB No. : 5
  Materials : fck = 28.0000 MPa.
              fyk = 450.0000 MPa.
  Thickness : 900.0000 mm.
  Covering : dB = 50.0000 mm.
              dT = 50.0000 mm.

- . Information of Checking.
  gamma_c = 1.500 (for Concrete)
  gamma_s = 1.150 (for Reinforcement)
  fcd = fck / gamma_c = 18.66667 MPa.
  fyd = fyk / gamma_s = 391.30435 MPa.
  b = 1.0000 mm. (by Code Unit Length).
  d = 850.0000 mm.
  As_use = 2260.0000 mm^2/m. ( 2.2600 mm^2/mm.)

- . Information of Stress Checking Result.
  k1 = 0.60000
  k2 = 0.45000
  k3 = 0.80000

( Assumed Uncracked Section )
  M_Ed = 95309.66 N-mm./mm.
  n = 12.38074 ( Long Term ).
  fctm = 0.30 * fck^(2/3) = 2.76626 MPa.
  fr1 = (1.6 - H/1000) * fctm = 1.93638 MPa.
  fctm,fl = MAX[ fctm, fr1 ] = 2.76626 MPa.
  ybar_t = 461.11371 mm.
  Iyy = 6.47509e+007 mm^4./mm.
  Ss_con (Tens.) = M_Ed*(H-ybar_t)/Iyy = 0.64602 MPa.
  Ss_con (Tens.) <= fctm,fl ---> Uncracked Section !

- . Compressive stress in concrete.
  Ss_con (Comp.) = M_Ed*ybar_t/Iyy = 0.67873 MPa.
  Ss_con (Comp.) < k2*fck= 12.60000 MPa. ---> O.K !

- . Tensile stress in reinforcement.
  Ss_stl = M_Ed*(d-X)*n/Iyy = 7.08696 MPa.
  Ss_stl < k3*fyk= 360.00000 MPa. ---> O.K !
  
```

Sezione di incastro laterale:

```

- . Information of Parameters.
  Elem No. : 1268
  LCB No. : 5
  Materials : fck = 28.0000 MPa.
              fyk = 450.0000 MPa.
  Thickness : 1200.0000 mm.
  Covering : dB = 50.0000 mm.
              dT = 50.0000 mm.

- . Information of Checking.
  gamma_c = 1.500 (for Concrete)
  gamma_s = 1.150 (for Reinforcement)
  fcd = fck / gamma_c = 18.66667 MPa.
  fyd = fyk / gamma_s = 391.30435 MPa.
  b = 1.0000 mm. (by Code Unit Length).
  d = 1150.0000 mm.
  As_use = 2260.0000 mm^2/m. ( 2.2600 mm^2/mm.)

- . Information of Stress Checking Result.
  k1 = 0.60000
  k2 = 0.45000
  k3 = 0.80000

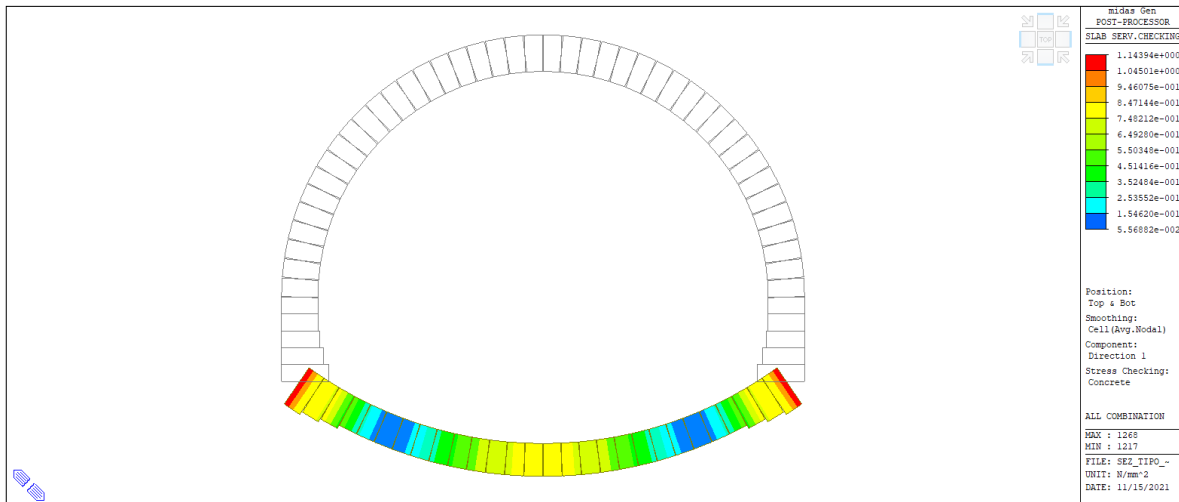
( Assumed Uncracked Section )
  M_Ed = 283612.70 N-mm./mm.
  n = 12.38074 ( Long Term ).
  fctm = 0.30 * fck^(2/3) = 2.76626 MPa.
  fr1 = (1.6 - H/1000) * fctm = 1.10650 MPa.
  
```

```

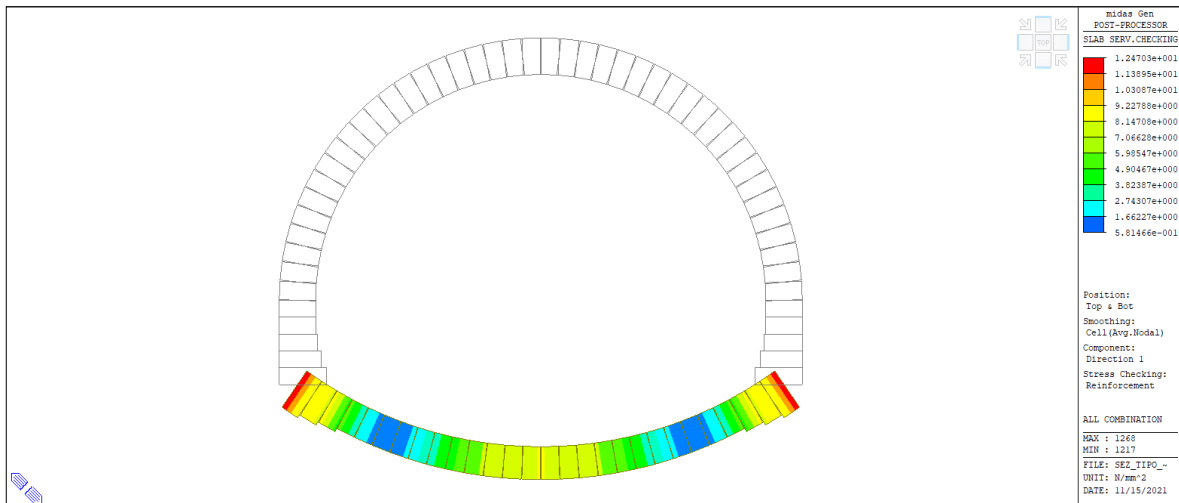
fctm,fl= MAX[ fctm, fr1 ]           =    2.76626 MPa.
ybar_t = 611.54118 mm.
Iyy    = 1.51617e+008 mm^4./mm.
Ss_con (Tens.) = M_Ed*(H-ybar_t)/Iyy =    1.10076 MPa.
Ss_con (Tens.) <= fctm,fl          ---> Uncracked Section !

- . Compressive stress in concrete.
Ss_con (Comp.) = M_Ed*ybar_t/Iyy    =    1.14394 MPa.
Ss_con (Comp.) < k2*fck= 12.60000 MPa. ---> O.K !

- . Tensile stress in reinforcement.
Ss_stl = M_Ed*(d-X)*n/Iyy           =   12.47028 MPa.
Ss_stl < k3*fyk= 360.00000 MPa.   ---> O.K !
    
```



Arco rovescio - Tensioni in esercizio SLE
Calcestruzzo: $\sigma_{c,max} = 1.14$ Mpa



Arco rovescio - Tensioni in esercizio SLE
Acciaio: $\sigma_{s,max} = 12.47$ Mpa

Piedritti:

```

- . Information of Parameters.
  Elem No. : 1194
  LCB No. : 5
  Materials : fck = 28.0000 MPa.
              fyk = 450.0000 MPa.
  Thickness : 1300.0000 mm.
  Covering : dB = 51.0000 mm.
              dT = 51.0000 mm.

- . Information of Checking.
  gamma_c = 1.500 (for Concrete)
  gamma_s = 1.150 (for Reinforcement)
  fcd = fck / gamma_c = 18.66667 MPa.
  fyd = fyk / gamma_s = 391.30435 MPa.
  b = 1.0000 mm. (by Code Unit Length).
  d = 1249.0000 mm.
  As_use = 2260.0000 mm^2/m. ( 2.2600 mm^2/mm.)

- . Information of Stress Checking Result.
  k1 = 0.60000
  k2 = 0.45000
  k3 = 0.80000

( Assumed Uncracked Section )
  M_Ed = 194486.20 N-mm./mm.
  n = 12.38074 ( Long Term ).
  fctm = 0.30 * fck^(2/3) = 2.76626 MPa.
  fr1 = (1.6 - H/1000) * fctm = 0.82988 MPa.
  fctm,fl= MAX[ fctm, fr1 ] = 2.76626 MPa.
  ybar_t = 661.62127 mm.
  Iyy = 1.92133e+008 mm^4./mm.
  Ss_con (Tens.) = M_Ed*(H-ybar_t)/Iyy = 0.64620 MPa.
  Ss_con (Tens.) <= fctm,fl ---> Uncracked Section !

- . Compressive stress in concrete.
  Ss_con (Comp.) = M_Ed*ybar_t/Iyy = 0.66973 MPa.
  Ss_con (Comp.) < k2*fck= 12.60000 MPa. ---> O.K !

- . Tensile stress in reinforcement.
  Ss_stl = M_Ed*(d-X)*n/Iyy = 7.36126 MPa.
  Ss_stl < k3*fyk= 360.00000 MPa. ---> O.K !
  
```

Calotta:

```

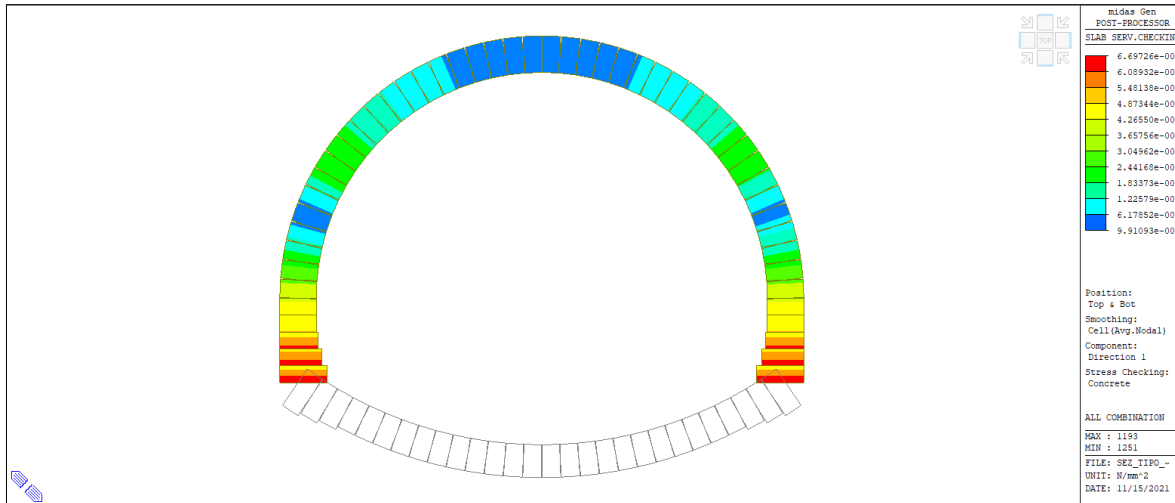
- . Information of Parameters.
  Elem No. : 1247
  LCB No. : 5
  Materials : fck = 28.0000 MPa.
              fyk = 450.0000 MPa.
  Thickness : 1000.0000 mm.
  Covering : dB = 49.0000 mm.
              dT = 49.0000 mm.

- . Information of Checking.
  gamma_c = 1.500 (for Concrete)
  gamma_s = 1.150 (for Reinforcement)
  fcd = fck / gamma_c = 18.66667 MPa.
  fyd = fyk / gamma_s = 391.30435 MPa.
  b = 1.0000 mm. (by Code Unit Length).
  d = 951.0000 mm.
  As_use = 2260.0000 mm^2/m. ( 2.2600 mm^2/mm.)

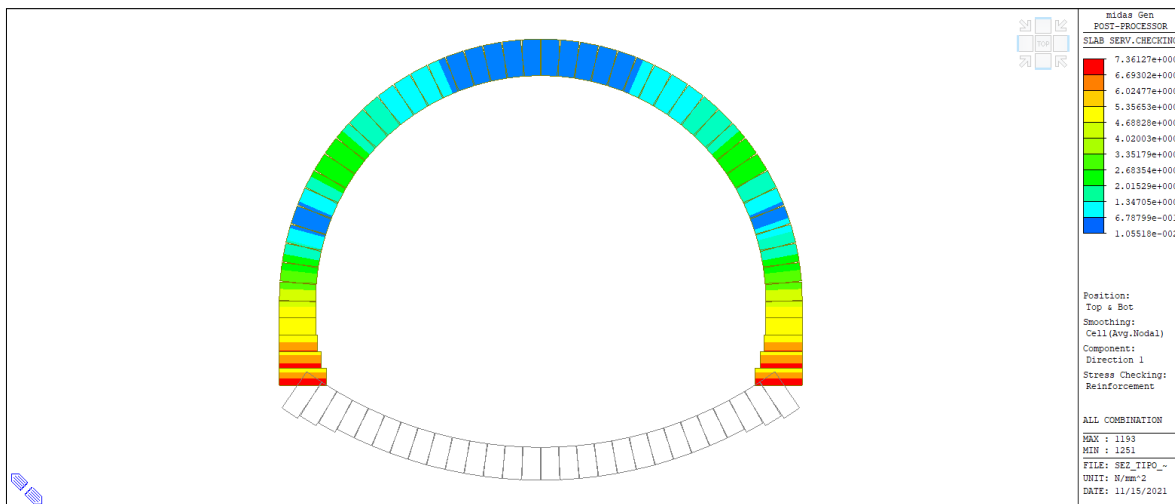
- . Information of Stress Checking Result.
  k1 = 0.60000
  k2 = 0.45000
  k3 = 0.80000

( Assumed Uncracked Section )
  M_Ed = 60583.51 N-mm./mm.
  n = 12.38074 ( Long Term ).
  fctm = 0.30 * fck^(2/3) = 2.76626 MPa.
  fr1 = (1.6 - H/1000) * fctm = 1.65976 MPa.
  fctm,fl= MAX[ fctm, fr1 ] = 2.76626 MPa.
  ybar_t = 511.30906 mm.
  Iyy = 8.84337e+007 mm^4./mm.
  Ss_con (Tens.) = M_Ed*(H-ybar_t)/Iyy = 0.33479 MPa.
  Ss_con (Tens.) <= fctm,fl ---> Uncracked Section !
  
```

- . Compressive stress in concrete.
 $Ss_con (Comp.) = M_Ed \cdot y_{bar_t} / I_{yy} = 0.35028 \text{ MPa.}$
 $Ss_con (Comp.) < k_2 \cdot f_{ck} = 12.60000 \text{ MPa.} \quad \text{---> O.K !}$
- . Tensile stress in reinforcement.
 $Ss_stl = M_Ed \cdot (d-X) \cdot n / I_{yy} = 3.72933 \text{ MPa.}$
 $Ss_stl < k_3 \cdot f_{yk} = 360.00000 \text{ MPa.} \quad \text{---> O.K !}$



Piedritti e calotta - Tensioni in esercizio SLE
Calcestruzzo: $\sigma_{c,max} = 0.67 \text{ Mpa}$



Piedritti e calotta - Tensioni in esercizio SLE
Acciaio: $\sigma_{s,max} = 7.36 \text{ Mpa}$

Tutte le verifiche delle tensioni in esercizio sono pertanto soddisfatte.

13.3 Verifiche idrauliche per sollevamento

Per la galleria artificiale in oggetto si prevede l'impermeabilizzazione dell'intera sezione trasversale. Nel lungo termine la struttura sarà quindi soggetta alla sottospinta idraulica rivolta verso l'alto alla quale si oppongono il peso proprio della struttura stessa, quello del materiale di ritombamento presente sulla galleria e le eventuali resistenze di attrito e coesione all'interfaccia con le paratie laterali.

La verifica allo stato limite ultimo di sollevamento viene effettuata verificando il soddisfacimento della seguente relazione (§ 6.2.4.2):

$$V_{inst,d} \leq G_{stb,d} + R_d$$

dove:

$V_{inst,d}$ = valore di progetto dell'azione instabilizzante;

$G_{stb,d}$ = valore di progetto dell'azione stabilizzante;

R_d = valore di progetto delle resistenze.

I valori di progetto delle predette azioni sono calcolati applicando i relativi coefficienti parziali indicati nella tabella seguente.

Tab. 6.2.III – Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sollevamento

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	Sollevamento (UPL)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9
	Sfavorevole		1,1
Carichi permanenti $G_2^{(4)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8
	Sfavorevole		1,5
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Q1}	0,0
	Sfavorevole		1,5

Azione instabilizzante:

L'azione instabilizzante è quella relativa alla sottospinta idraulica.

Per la verifica in oggetto si è assunto un livello cautelativo della falda posto a una profondità di circa -7.00 m dal p.c. (circa 1 m superiore ai normali livelli di falda misurati).

La sottospinta presente al livello del piano fondazione, posto a -17.00 m dal p.c., è pertanto pari a: $\sigma_w = 10.00 \text{ m} \cdot 10.00 \text{ kN/m}^3 = 100.00 \text{ kPa}$.

Con riferimento alla intera sezione trasversale della galleria l'azione instabilizzante vale pertanto:

$$V_{inst} = 100.00 \text{ kPa} \cdot 16.15 \text{ m} = 1615.00 \text{ kN/m}$$

$$V_{inst,d} = 1.1 \cdot V_{inst} = 1776.50 \approx 1800 \text{ kN/m}$$

Azione stabilizzante:

G ₁ = Peso rivestimento definitivo in c.a.	=	60.30 m ² · 25.00 kN/m ³	= 1507.50 kN/m
G ₂ = Peso ritombamento	=	130.00 m ² · 20.00 kN/m ³	= 2600.00 kN/m
G ₃ = Peso riempimento interno e pavim.	=	17.00 m ² · 20.00 kN/m ³	= 340.00 kN/m
G ₄ = Peso Marciapiedi	=	1.50 m ² · 24.00 kN/m ³	= 36.00 kN/m

$$G_{stb} = \Sigma (G_i) = 4483.50 \text{ kN/m}$$

$$G_{stb,d} = 0.90 \cdot G_{stb} = 4035.15 \approx 4000 \text{ kN/m}$$

Resistenza di progetto:

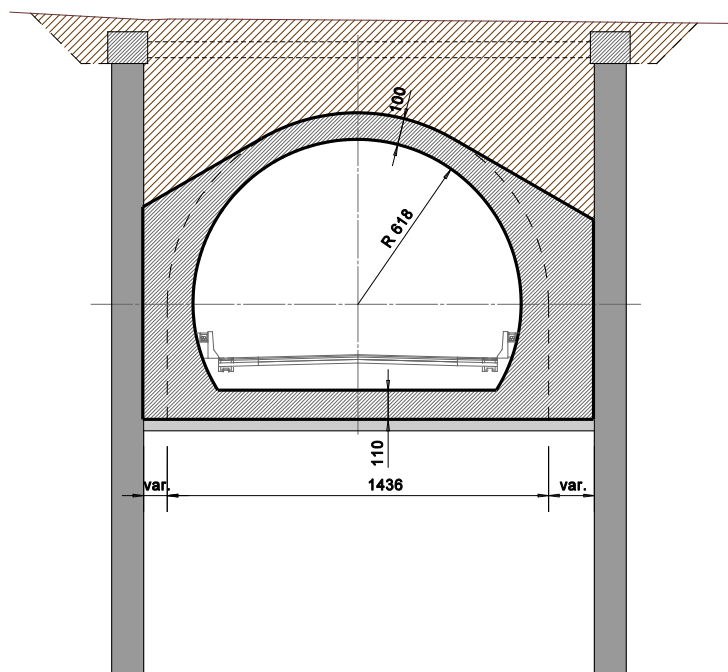
La resistenza in oggetto è quella offerta dall'attrito e dalla coesione presenti sulle pareti laterali della galleria al contatto con le paratie di pali.

Per la presenza dell'impermeabilizzazione all'interfaccia, cautelativamente tale eventuale resistenza non viene presa in conto.

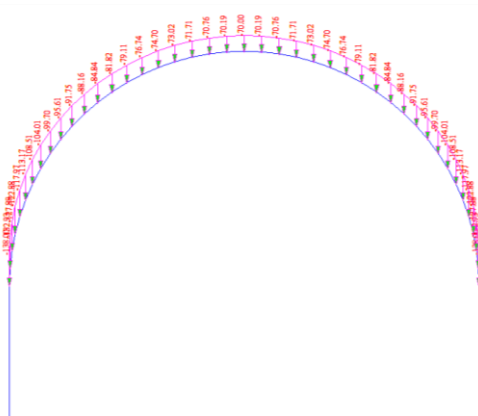
risulta: $G_{stb,d} > V_{inst,d} \rightarrow \text{ok}$

14. Sezione tipo 2

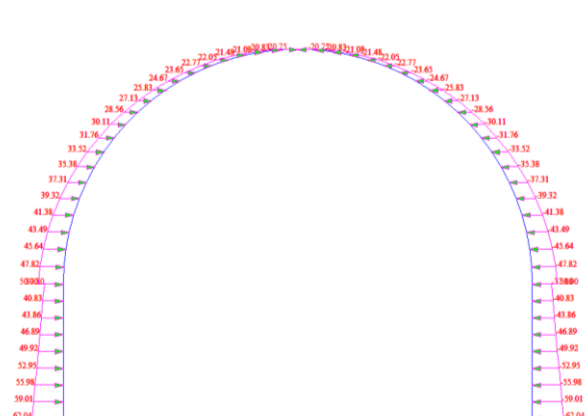
Nel presente capitolo si riportano i principali risultati delle analisi di calcolo e delle verifiche eseguite in riferimento alla sezione di galleria artificiale con platea di fondazione orizzontale.



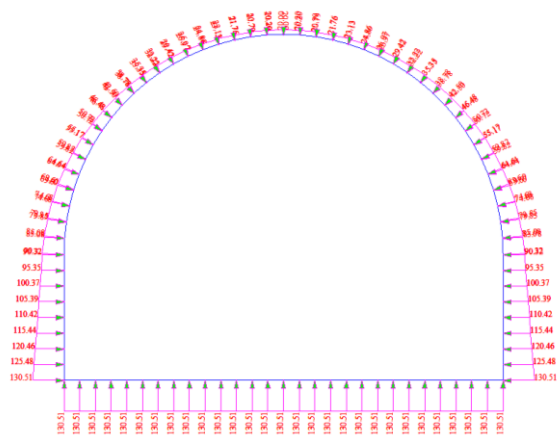
Nelle figure che seguono sono rappresentate le singole componenti di carico applicate al modello che concorrono, mediante i relativi coefficienti di combinazione, alle sollecitazioni di SLU agenti nella struttura.



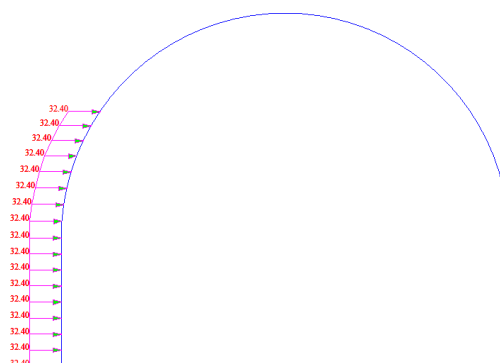
Carichi in calotta (ritombamento)



Pressioni del terreno laterale



Pressioni idrostatiche



Incremento sismico di spinta del terreno

Le accelerazioni sismiche sono inoltre applicate alle masse strutturali in funzione dei coefficienti sismici precedentemente esposti.

14.1 Verifiche agli stati limite ultimi

La verifica di resistenza allo Stato Limite Ultimo consiste nel verificare, per tutte le sezioni degli elementi strutturali, la disuguaglianza

$$S_d \leq R_d$$

dove:

S_d = Azione di progetto agente;

R_d = Resistenza di calcolo dell'elemento.

Le verifiche strutturali sono eseguite in riferimento ad una sezione di estensione unitaria, sulla base delle armature resistenti competenti.

14.1.1 Verifiche a flessione

Nelle pagine che seguono si riportano i risultati delle verifiche strutturali eseguite sulla base delle massime caratteristiche di sollecitazione ottenute dall'involuppo di tutte le combinazioni di carico statiche e sismiche considerate.

A titolo di esempio si riportano a seguire i dettagli delle verifiche di resistenza a flessione per gli elementi maggiormente sollecitati della platea di fondazione, eseguite in automatico dal codice di calcolo.

Platea:

Armature inferiori:

```

-. Information of Parameters.
  Elem No. : 1367
  Thickness : 1100.0000 mm.
  Materials : fck = 28.0000 MPa.
              fcd = 18.6667 MPa.
              fyk = 450.0000 MPa.
  Covering : dB = 50.0000 mm.
              dT = 50.0000 mm.
  LCB No. : 1

-. Information of Design.
  b = 1.0000 mm. (by Code Unit Length).
  d = 1050.0000 mm.
  lambda = 0.800
  a = lambda * x = 94.336 mm.
  eta = 1.000
  Cc = eta*fcd*b*a = 1760.9375 N.
  M_Rd = Cc*(d-a/2) = 1765924.5300 N-mm./mm.

-. Information of Moments and Result.
  Rein. Bar : P24 @100
  As_req = 4.7402 mm^2/mm. ( 4740.1739 mm^2/m.)
  M_Ed = 1752833.8823 N-mm./mm.
  M_Rd = 1765924.5300 N-mm./mm.
  RatM = M_Ed / M_Rd = 0.993 < 1.0 ---> O.K !
  
```

Armature Superiori:

```

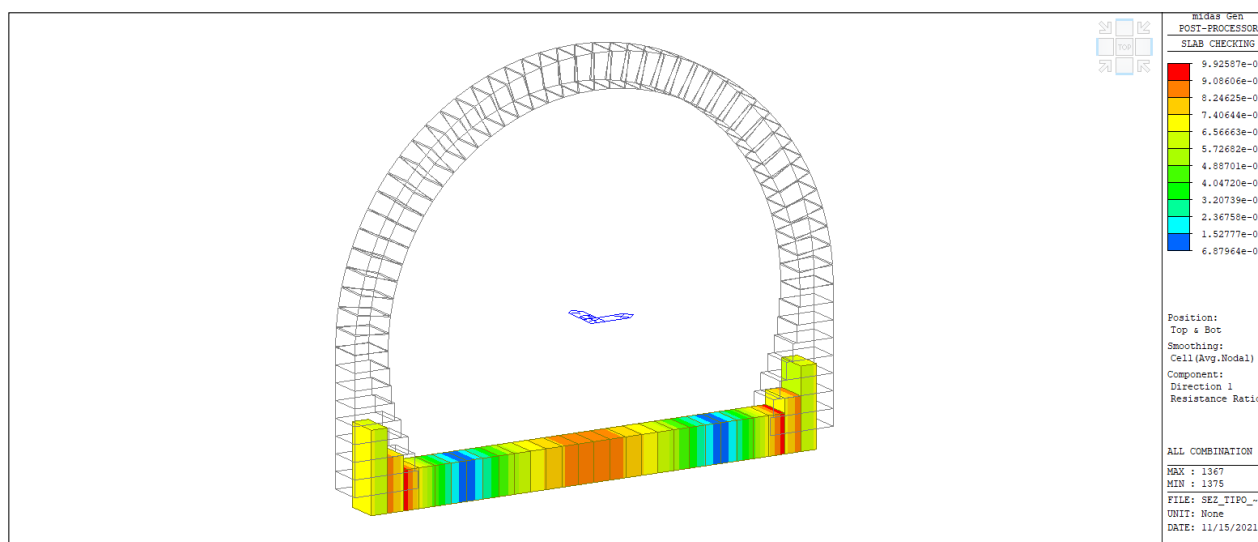
-. Information of Parameters.
  Elem No. : 1383
  Thickness : 1100.0000 mm.
  Materials : fck = 28.0000 MPa.
              fcd = 18.6667 MPa.
              fyk = 450.0000 MPa.
  Covering : dB = 50.0000 mm.
              dT = 50.0000 mm.
  LCB No. : 1

-. Information of Design.
  b = 1.0000 mm. (by Code Unit Length).
  d = 1050.0000 mm.
  lambda = 0.800
  a = lambda * x = 94.336 mm.
  eta = 1.000
  Cc = eta*fcd*b*a = 1760.9375 N.
  M_Rd = Cc*(d-a/2) = 1765924.5300 N-mm./mm.

-. Information of Moments and Result.
  Rein. Bar : P24 @100
  As_req = 4.1528 mm^2/mm. ( 4152.7635 mm^2/m.)
  M_Ed = 1535619.7143 N-mm./mm.
  M_Rd = 1765924.5300 N-mm./mm.
  RatM = M_Ed / M_Rd = 0.870 < 1.0 ---> O.K !
  
```

La figura seguente rappresenta l'andamento dei tassi di sfruttamento in tutti gli elementi costituenti la platea di fondazione pari al rapporto tra il momento agente e quello resistente (ovviamente tali rapporti devono risultare sempre inferiori a 1):

$$T_{sf} = M_{Ed} / M_{Rd} < 1$$



Arco rovescio
Tassi di sfruttamento M_{Ed} / M_{Rd}
 $T_{sf} = 0.993 < 1$

Analogamente nelle pagine che seguono si riportano i dettagli delle verifiche di resistenza a flessione per i piedritti laterali e per l'arco di calotta.

Piedritti Laterali:

```

-. Information of Parameters.
  Elem No.   : 1390
  Thickness  : 1900.0000 mm.
  Materials  : fck = 28.0000 MPa.
              fcd = 18.6667 MPa.
              fyk = 450.0000 MPa.
  Covering  : dB = 51.0000 mm.
              dT = 51.0000 mm.
  LCB No.    : 1

-. Information of Design.
  b          = 1.0000 mm. (by Code Unit Length).
  d          = 1849.0000 mm.
  lambda     = 0.800
  a          = lambda * x = 46.947 mm.
  eta        = 1.000
  Cc         = eta*fcd*b*a = 876.3490 N.
  M_Rd       = Cc*(d-a/2) = 1599798.1303 N-mm./mm.

-. Information of Moments and Result.
  Rein. Bar  : P24 @200
  As_req     = 2.9552 mm^2/mm. ( 2955.2282 mm^2/m.)
  M_Ed       = 544084.7313 N-mm./mm.
  M_Rd       = 1599798.1303 N-mm./mm.
  RatM       = M_Ed / M_Rd = 0.340 < 1.0 ---> O.K !
  
```

Calotta:

```

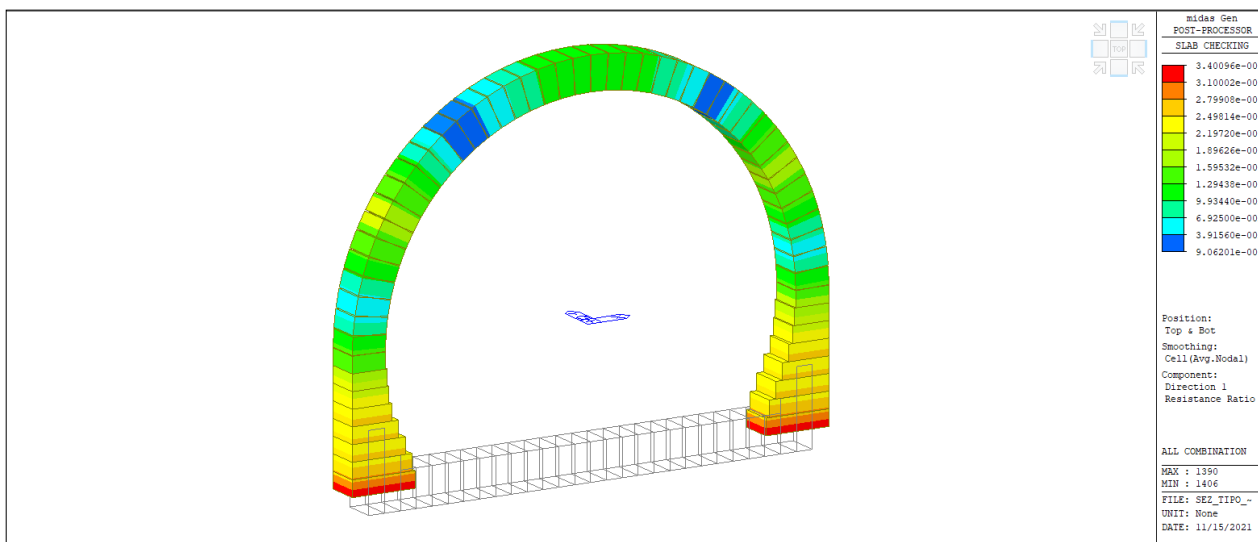
-. Information of Parameters.
  Elem No.   : 1355
  Thickness  : 1000.0000 mm.
  Materials  : fck = 28.0000 MPa.
              fcd = 18.6667 MPa.
              fyk = 450.0000 MPa.
  Covering  : dB = 51.0000 mm.
              dT = 51.0000 mm.
  LCB No.    : 1

-. Information of Design.
  b          = 1.0000 mm. (by Code Unit Length).
  d          = 949.0000 mm.
  lambda     = 0.800
  a          = lambda * x = 47.079 mm.
  eta        = 1.000
  Cc         = eta*fcd*b*a = 878.8135 N.
  M_Rd       = Cc*(d-a/2) = 813307.0892 N-mm./mm.

-. Information of Moments and Result.
  Rein. Bar  : P24 @200
  As_req     = 1.5168 mm^2/mm. ( 1516.7721 mm^2/m.)
  M_Ed       = 143014.0499 N-mm./mm.
  M_Rd       = 813307.0892 N-mm./mm.
  RatM       = M_Ed / M_Rd = 0.176 < 1.0 ---> O.K !
  
```

La figura seguente rappresenta l'andamento dei tassi di sfruttamento in tutti gli elementi costituenti i piedritti e la calotta:

$$T_{sf} = M_{Ed} / M_{Rd} < 1$$

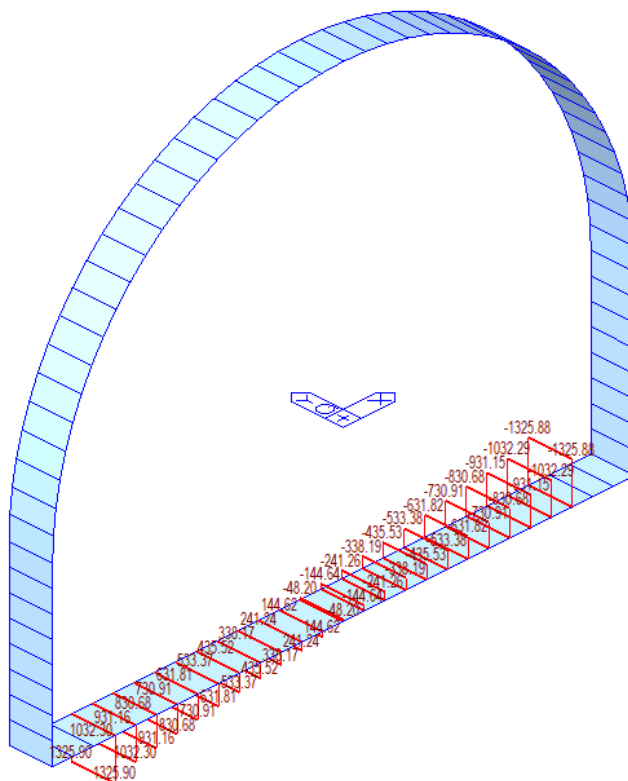


Piedritti e calotta
Tassi di sfruttamento M_{Ed} / M_{Rd}
 $T_{sf} = 0.340 < 1$

Tutti i tassi di sfruttamento a flessione sono inferiori a 1.
Tutti gli elementi sono verificati.

14.1.2 Verifiche a taglio

La figura seguente rappresenta i massimi valori delle sollecitazioni di taglio agenti nella platea di fondazione ottenute dall'involuppo di tutte le combinazioni di carico.



Massime Sollecitazioni di taglio nella Platea - $V_{Ed,max} = 1325.90 \text{ kN/m}$

Per l'assorbimento di tale sollecitazione é prevista l'adozione di specifiche armature di taglio costituite da n. 5 ϕ 22 mm /m con passo s=50 cm.

La resistenza a taglio é pari al minore dei seguenti due valori:

Resistenza dell'armatura a "taglio-trazione":

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin \alpha \quad [4.1.27]$$

dove:

$$d = 1050 \text{ mm}$$

$$A_{sw} = 1901 \text{ mm}^2 \text{ (5}\phi\text{22)}$$

$$s = 500 \text{ mm}$$

$$f_{yd} = 391.30 \text{ N/mm}^2$$

Risulta: $V_{Rsd} = 1405.66 \text{ kN /m}$

Resistenza del calcestruzzo d'anima a "taglio-compressione":

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta) \quad [4.1.28]$$

dove:

$$d = 1050 \text{ mm}$$

$$b_s = 1000 \text{ mm}$$

$$\alpha_c = 1$$

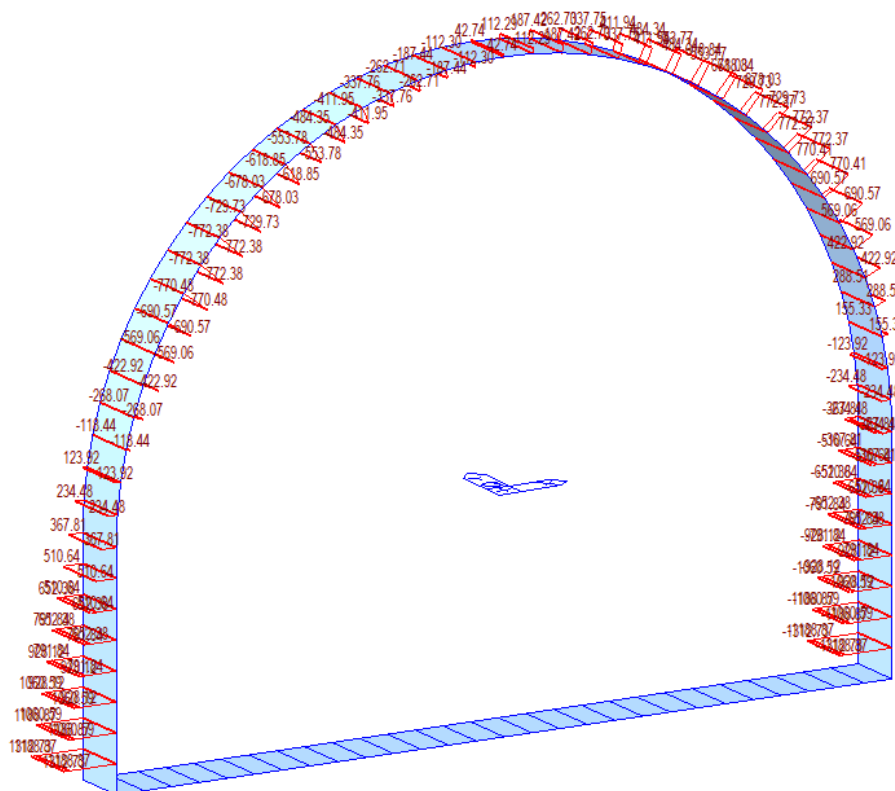
$$v = 0.5$$

$$f_{cd} = 15.87 \text{ N/mm}^2$$

Risulta: $V_{Rcd} = 3748.50 \text{ kN /m}$

Pertanto: $V_{Rd} = \min(V_{Rsd}; V_{Rcd}) = 1405.66 \text{ kN /m} > V_{Ed} \rightarrow \text{ok!}$

Analogamente si riportano nel seguito le verifiche a taglio relative ai piedritti e arco di calotta.



Massime Sollecitazioni di taglio piedritti - $V_{Ed,max} = 1312.73 \text{ kN/m}$

Massime Sollecitazioni di taglio calotta - $V_{Ed,max} = 772.38 \text{ kN/m}$

Per l'assorbimento di tale sollecitazione é prevista l'adozione di specifiche armature di taglio costituite da n. 5 ϕ 18 mm /m con passo s=50 cm.

Piedritti:

Resistenza a "taglio-trazione":

d = 1750 mm
 $A_{sw} = 1272 \text{ mm}^2$ (5 ϕ 18)
 s = 500 mm
 $f_{yd} = 391.30 \text{ N/mm}^2$
 $V_{Rsd} = 1568.30 \text{ kN /m}$

Resistenza a "taglio-compressione":

d = 1250 mm
 $b_s = 1000 \text{ mm}$
 $\alpha_c = 1$
 v = 0.5
 $f_{cd} = 15.87 \text{ N/mm}^2$
 $V_{Rcd} = 6247.50 \text{ kN /m}$

Pertanto: $V_{Rd} = \min(V_{Rsd}; V_{Rcd}) = 1568.30 \text{ kN /m} > V_{Ed} \rightarrow \text{ok!}$

Calotta:

Resistenza a "taglio-trazione":

d = 950 mm
 $A_{sw} = 1272 \text{ mm}^2$ (5 ϕ 18)
 s = 500 mm
 $f_{yd} = 391.30 \text{ N/mm}^2$
 $V_{Rsd} = 851.36 \text{ kN /m}$

Resistenza a "taglio-compressione":

d = 950 mm
 $b_s = 1000 \text{ mm}$
 $\alpha_c = 1$
 v = 0.5
 $f_{cd} = 15.87 \text{ N/mm}^2$
 $V_{Rcd} = 3391.50 \text{ kN /m}$

Pertanto: $V_{Rd} = \min(V_{Rsd}; V_{Rcd}) = 851.36 \text{ kN /m} > V_{Ed} \rightarrow \text{ok!}$

14.2 Verifiche agli stati limite di esercizio

Le verifiche nei confronti degli Stati Limite di Esercizio, riportate nel seguito, consistono nel verificare, per tutti gli SLE, la seguente condizione:

$$E_d \leq C_d \quad \text{ovvero} \quad E_d / C_d \leq 1$$

E_d = effetto delle azioni di progetto per la combinazione di carico analizzata (tensione, deformazione, ecc..);

C_d = corrispondente valore limite di calcolo consentito.

14.2.1 Verifiche a fessurazione

Condizioni Ambientali:

Per la struttura in oggetto si prevede la seguente Classe di esposizione: XC2

Le condizioni ambientali, ai fini della protezione contro la corrosione delle armature metalliche, possono essere considerate come "ordinarie".

Tab. 4.1.III - Descrizione delle condizioni ambientali

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

Le armature adottate, essendo costituite da acciaio ordinario da c.a., sono da considerarsi, agli effetti della corrosione, "poco sensibili".

Con riferimento alle condizioni ambientali sopra riportate, la scelta degli stati limite a fessurazione viene effettuata secondo i criteri indicati dalla norma, riportati nella tabella seguente:

Tab. 4.1.IV - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_k	Stato limite	w_k
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

Combinazione frequente:	S.L. di apertura fessure:	$w_d \leq w_3 = 0.4 \text{ mm}$
Combinazione q. permanente:	S.L. di apertura fessure:	$w_d \leq w_2 = 0.3 \text{ mm}$

Il valore di calcolo di apertura delle fessure è determinato come (§ C4.1.14):

$$w_d = \varepsilon_{sm} \cdot \delta_{smax}$$

ε_{sm} = deformazione media dell'acciaio;
 δ_{smax} = distanza massima tra le fessure.

La deformazione unitaria media dell'armatura " ε_{sm} " è data da (§ C4.1.6):

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} (1 + \alpha_e \rho_{eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

σ_s = tensione nell'acciaio calcolata nella sezione fessurata;
 α_e = E_s / E_{cm} ;
 ρ_{eff} = $A_s / A_{c,eff}$;
 $A_{c,eff}$ = area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura;
 k_t = 0,4 per carichi di lunga durata.

La distanza massima tra le fessure " δ_{smax} " è data da (§ C4.1.7):

$$\Delta_{smax} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\phi}{\rho_{eff}}$$

ϕ = diametro barre;
 c = copriferro;
 $k_1 = 0.8$ (barre ad aderenza migliorata);
 $k_2 = 0.5$ (per stato tensionale di flessione o presso-flessione);
 $k_3 = 3.4$;
 $k_4 = 0.425$

Nel seguito si riportano le suddette verifiche con sviluppo dei calcoli per gli elementi più sollecitati.

Platea di fondazione:

Sezione di mezzeria:

```

- . Information of Parameters.
  Elem No. : 1356
  LCB No. : 5
  Materials : fck = 28.0000 MPa.
              fyk = 450.0000 MPa.
  Thickness : 1100.0000 mm.
  Covering : dB = 50.0000 mm.
              dT = 50.0000 mm.

- . Information of Checking.
  gamma_c = 1.500 (for Concrete)
  gamma_s = 1.150 (for Reinforcement)
  fcd = fck / gamma_c = 18.66667 MPa.
  fyd = fyk / gamma_s = 391.30435 MPa.
  b = 1.0000 mm. (by Code Unit Length).
  d = 1050.0000 mm.
  As_use = 4520.0000 mm^2/m. ( 4.5200 mm^2/mm.)

- . Information of Crack Checking Result.

[ Check Crack Width ]
fcm = fck+8(MPa) = 36.00000 MPa.
fctm = 0.30*fck^(2/3) = 2.76626 MPa. (fck<=C50/60)
fct.eff = fctm (by 28 days).
Sigma_s = 267.219 MPa.
kt = 0.4 (for long term loading.).
X = 291.38718 mm.
hc,ef = MIN[ 2.5*(h-d), (h-X)/3, h/2 ] = 125.00000 mm.
Ac.eff = Bc*hc,ef = 125.00000 mm^2.
Rho_p.eff = As/Ac.eff = 0.0362
Ecm = 22[fcm/10]^0.3 *1000 = 32308.250 MPa. (by Table 3.1)
Alpha_e = Es/Ecm = 6.19037
(Eps_sm-Eps_cm) = (Sigma_s-kt*fct.eff/Rho_p.eff*(1+Alpha_e*Rho_p.eff))/Es
                = 0.001149
                >= 0.6*Sigma_s/Es = 0.000802

Bond coefficient(k1) = 0.8000
Strain distribution coefficient(k2) = 0.5000
NAD Value (k3) = 3.4000
NAD Value (k4) = 0.4250
c = 38.00000 mm.
Phi = 24.00000 mm.
S_r.max = k3*c + k1*k2*k4*Phi/Rho_p.eff = 242.03186 mm.

wk = S_r.max * ( Eps_sm-Eps_cm) = 0.27806 mm.
wk < 0.300 mm. ---> O.K !
  
```

Sezione di incastro laterale:

```

- . Information of Parameters.
  Elem No. : 1366
  LCB No. : 5
  Materials : fck = 28.0000 MPa.
              fyk = 450.0000 MPa.
  Thickness : 1100.0000 mm.
  Covering : dB = 50.0000 mm.
              dT = 50.0000 mm.

- . Information of Checking.
  gamma_c = 1.500 (for Concrete)
  gamma_s = 1.150 (for Reinforcement)
  fcd = fck / gamma_c = 18.66667 MPa.
  fyd = fyk / gamma_s = 391.30435 MPa.
  b = 1.0000 mm. (by Code Unit Length).
  d = 1050.0000 mm.
  As_use = 4520.0000 mm^2/m. ( 4.5200 mm^2/mm.)

- . Information of Crack Checking Result.

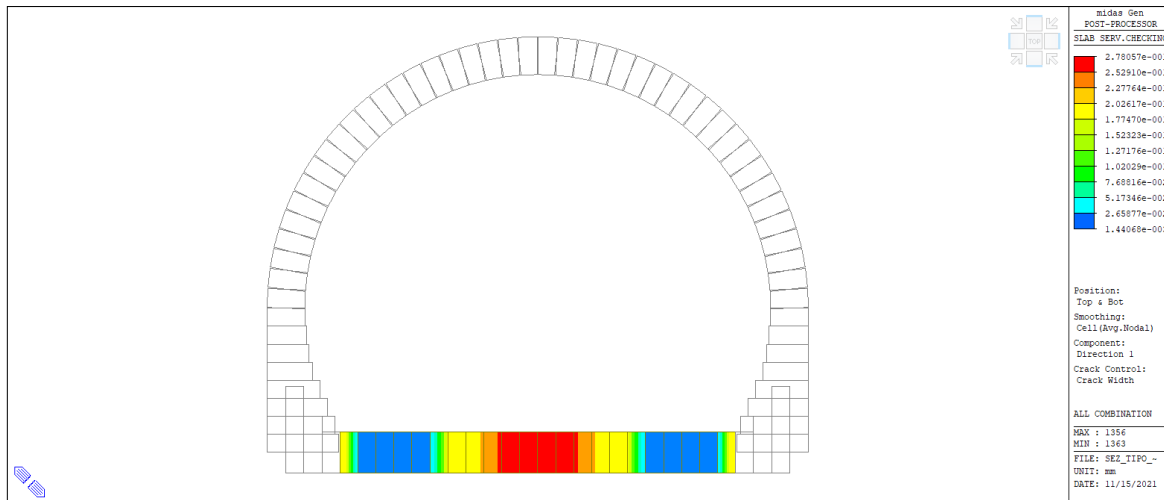
[ Check Crack Width ]
  
```

```

fcm      = fck+8 (MPa)      = 36.00000 MPa.
fctm     = 0.30*fck^(2/3) = 2.76626 MPa. (fck<=C50/60)
fctm.eff = fctm (by 28 days).
Sigma_s  = 220.768 MPa.
kt        = 0.4 (for long term loading.).
X         = 291.38718 mm.
hc,ef    = MIN[ 2.5*(h-d), (h-x)/3, h/2 ] = 125.00000 mm.
Ac.eff   = Bc*hc,ef        = 125.00000 mm^2.
Rho_p.eff = As/Ac.eff      = 0.0362
Ecm      = 22[fcm/10]^0.3 *1000 = 32308.250 MPa. (by Table 3.1)
Alpha_e  = Es/Ecm          = 6.19037
(Eps_sm-Eps_cm) = (Sigma_s-kt*fctm.eff/Rho_p.eff*(1+Alpha_e*Rho_p.eff))/Es
              = 0.000917
              >= 0.6*Sigma_s/Es = 0.000662

Bond coefficient(k1)      = 0.8000
Strain distribution coefficient(k2) = 0.5000
NAD Value (k3)           = 3.4000
NAD Value (k4)           = 0.4250
c                         = 38.00000 mm.
Phi                       = 24.00000 mm.
S_r.max                   = k3*c + k1*k2*k4*Phi/Rho_p.eff = 242.03186 mm.

wk      = S_r.max * ( Eps_sm-Eps_cm) = 0.22184 mm.
wk < 0.300 mm. ---> O.K !
    
```



Arco rovescio - Apertura delle fessure

$w_{max} = 0.278 \text{ mm}$

Piedritti:

Sezione di incastro alla base:

```

- . Information of Parameters.
  Elem No. : 1395
  LCB No. : 5
  Materials : fck = 28.0000 MPa.
              fyk = 450.0000 MPa.
  Thickness : 1200.0000 mm.
  Covering : dB = 51.0000 mm.
              dT = 51.0000 mm.
- . Information of Checking.
  gamma_c = 1.500 (for Concrete)
  gamma_s = 1.150 (for Reinforcement)
  fcd = fck / gamma_c = 18.66667 MPa.
  fyd = fyk / gamma_s = 391.30435 MPa.
  b = 1.0000 mm. (by Code Unit Length).
  d = 1149.0000 mm.
  As_use = 2260.0000 mm^2/m. ( 2.2600 mm^2/mm.)
- . Information of Crack Checking Result.

[ Check Crack Width ]
fcm = fck+8(MPa) = 36.00000 MPa.
fctm = 0.30*fck^(2/3) = 2.76626 MPa. (fck<=C50/60)
fct.eff = fctm (by 28 days).
Sigma_s = 8.891 MPa.
kt = 0.4 (for long term loading.).
X = 227.13158 mm.
hc,ef = MIN[ 2.5*(h-d), (h-X)/3, h/2 ] = 127.50000 mm.
Ac.eff = Bc*hc,ef = 127.50000 mm^2.
Rho_p.eff = As/Ac.eff = 0.0177
Ecm = 22[fcm/10]^0.3 *1000 = 32308.250 MPa. (by Table 3.1)
Alpha_e = Es/Ecm = 6.19037
(Eps_sm-Eps_cm) = (Sigma_s-kt*fct.eff/Rho_p.eff*(1+Alpha_e*Rho_p.eff))/Es
                = -0.000302
                < 0.6*Sigma_s/Es = 0.000027
(Eps_sm-Eps_cm) = 0.6*Sigma_s/Es = 0.000027

Bond coefficient(k1) = 0.8000
Strain distribution coefficient(k2) = 0.5000
NAD Value (k3) = 3.4000
NAD Value (k4) = 0.4250
c = 39.00000 mm.
Phi = 24.00000 mm.
S_r.max = k3*c + k1*k2*k4*Phi/Rho_p.eff = 362.77699 mm.

wk = S_r.max * ( Eps_sm-Eps_cm) = 0.00968 mm.
wk < 0.300 mm. ---> O.K !
  
```

Calotta:

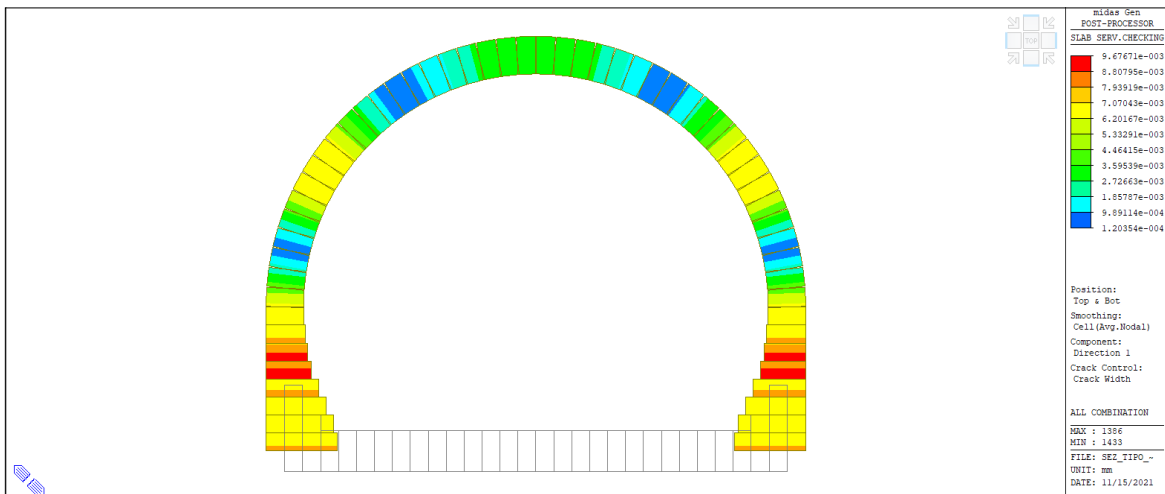
```

- . Information of Parameters.
  Elem No. : 1355
  LCB No. : 5
  Materials : fck = 28.0000 MPa.
              fyk = 450.0000 MPa.
  Thickness : 1000.0000 mm.
  Covering : dB = 51.0000 mm.
              dT = 51.0000 mm.
- . Information of Checking.
  gamma_c = 1.500 (for Concrete)
  gamma_s = 1.150 (for Reinforcement)
  fcd = fck / gamma_c = 18.66667 MPa.
  fyd = fyk / gamma_s = 391.30435 MPa.
  b = 1.0000 mm. (by Code Unit Length).
  d = 949.0000 mm.
  As_use = 2260.0000 mm^2/m. ( 2.2600 mm^2/mm.)
- . Information of Crack Checking Result.
  
```

```
[ Check Crack Width ]
fcm      = fck+8 (MPa)      = 36.00000 MPa.
fctm     = 0.30*fck^(2/3) = 2.76626 MPa. (fck<=C50/60)
fct.eff  = fctm (by 28 days).
Sigma_s  = 6.745 MPa.
kt       = 0.4 (for long term loading.).
X        = 204.16185 mm.
hc,ef    = MIN[ 2.5*(h-d), (h-X)/3, h/2 ] = 127.50000 mm.
Ac.eff   = Bc*hc,ef        = 127.50000 mm^2.
Rho_p.eff= As/Ac.eff       = 0.0177
Ecm      = 22[fcm/10]^0.3 *1000 = 32308.250 MPa. (by Table 3.1)
Alpha_e  = Es/Ecm          = 6.19037
(Eps_sm-Eps_cm) = (Sigma_s-kt*fct.eff/Rho_p.eff*(1+Alpha_e*Rho_p.eff))/Es
              = -0.000313
              < 0.6*Sigma_s/Es = 0.000020
(Eps_sm-Eps_cm) = 0.6*Sigma_s/Es = 0.000020

Bond coefficient(k1)          = 0.8000
Strain distribution coefficient(k2) = 0.5000
NAD Value (k3)               = 3.4000
NAD Value (k4)               = 0.4250
c                             = 39.00000 mm.
Phi                           = 24.00000 mm.
S_r.max = k3*c + k1*k2*k4*Phi/Rho_p.eff = 362.77699 mm.

wk      = S_r.max * ( Eps_sm-Eps_cm) = 0.00734 mm.
wk < 0.300 mm. ---> O.K !
```



Piedritti e calotta - Apertura delle fessure

$w_{max} = 0.010 \text{ mm}$

14.2.2 Verifiche delle tensioni in esercizio

La verifica delle tensioni in esercizio nel calcestruzzo e nell'acciaio viene effettuata in riferimento alle tensioni risultanti nei materiali per le seguenti combinazioni di carico e rispettivi limiti tensionali:

Combinazione "caratteristica" (rara):

$$\sigma_c < 0.60 f_{ck} (=16.80 \text{ MPa}) - \sigma_s < 0.80 f_{yk} (=360 \text{ MPa})$$

Combinazione "quasi permanente" :

$$\sigma_c < 0.45 f_{ck} (=12.60 \text{ MPa})$$

Nel seguito si riportano le suddette verifiche con sviluppo dei calcoli per gli elementi più sollecitati.

Platea di fondazione:

Sezione di mezzeria:

```

- . Information of Parameters.
  Elem No. : 1356
  LCB No. : 5
  Materials : fck = 28.0000 MPa.
              fyk = 450.0000 MPa.
  Thickness : 1100.0000 mm.
  Covering : dB = 50.0000 mm.
             dT = 50.0000 mm.

- . Information of Checking.
  gamma_c = 1.500 (for Concrete)
  gamma_s = 1.150 (for Reinforcement)
  fcd = fck / gamma_c = 18.66667 MPa.
  fyd = fyk / gamma_s = 391.30435 MPa.
  b = 1.0000 mm. (by Code Unit Length).
  d = 1050.0000 mm.
  As_use = 4520.0000 mm^2/m. ( 4.5200 mm^2/mm.)

- . Information of Stress Checking Result.
  k1 = 0.60000
  k2 = 0.45000
  k3 = 0.80000

( Assumed Uncracked Section )
  M_Ed = 1181245.93 N-mm./mm.
  n = 12.38074 ( Long Term ).
  fctm = 0.30 * fck^(2/3) = 2.76626 MPa.
  fr1 = (1.6 - H/1000) * fctm = 1.38313 MPa.
  fctm,fl = MAX[ fctm, fr1 ] = 2.76626 MPa.
  ybar_t = 572.33764 mm.
  Iyy = 1.23202e+008 mm^4./mm.
  Ss_con (Tens.) = M_Ed*(H-ybar_t)/Iyy = 5.05915 MPa.
  Ss_con (Tens.) > fctm,fl ---> Check Cracked Section !!!

[ Etc. Load Cases ]
  M_Ed_E = 1181245.93 N-mm./mm.
  n = 6.19037 ( Short Term ).
  X = 216.037 mm.
  Icr = 22821215.2936 mm^4./mm.
  ybar_t = 216.032 mm.
  Ss_conE = M_Ed_E*ybar_t/Icr = 11.18198 MPa.
  Ss_stlE = M_Ed_E*(d-ybar_t)*n/Icr = 267.21923 MPa.

  Ss_con = Ss_conD + Ss_conL + Ss_conE = 11.18198 MPa.
  Ss_stl = Ss_stlD + Ss_stlL + Ss_stlE = 267.21923 MPa.
  Ss_con < k2*fck = 12.60000 MPa. ---> O.K !
  Ss_stl < k3*fyk = 360.00000 MPa. ---> O.K !
  
```

Sezione di incastro laterale:

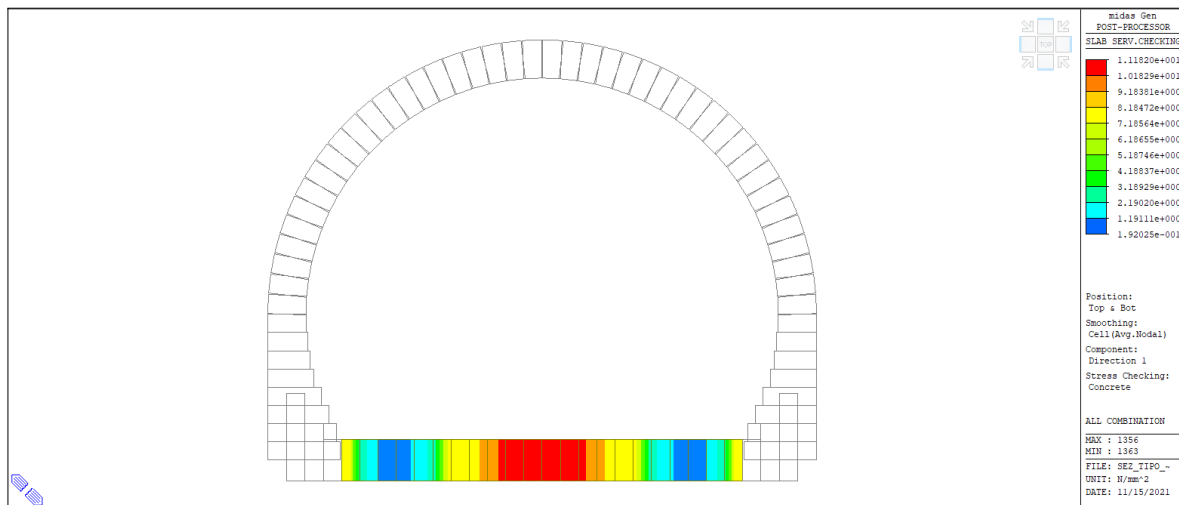
```

- . Information of Parameters .
  Elem No. : 1366
  LCB No. : 5
  Materials : fck = 28.0000 MPa.
              fyk = 450.0000 MPa.
  Thickness : 1100.0000 mm.
  Covering : dB = 50.0000 mm.
              dT = 50.0000 mm.
- . Information of Checking .
  gamma_c = 1.500 (for Concrete)
  gamma_s = 1.150 (for Reinforcement)
  fcd = fck / gamma_c = 18.66667 MPa.
  fyd = fyk / gamma_s = 391.30435 MPa.
  b = 1.0000 mm. (by Code Unit Length) .
  d = 1050.0000 mm.
  As_use = 4520.0000 mm^2/m. ( 4.5200 mm^2/mm.)
- . Information of Stress Checking Result .
  k1 = 0.60000
  k2 = 0.45000
  k3 = 0.80000

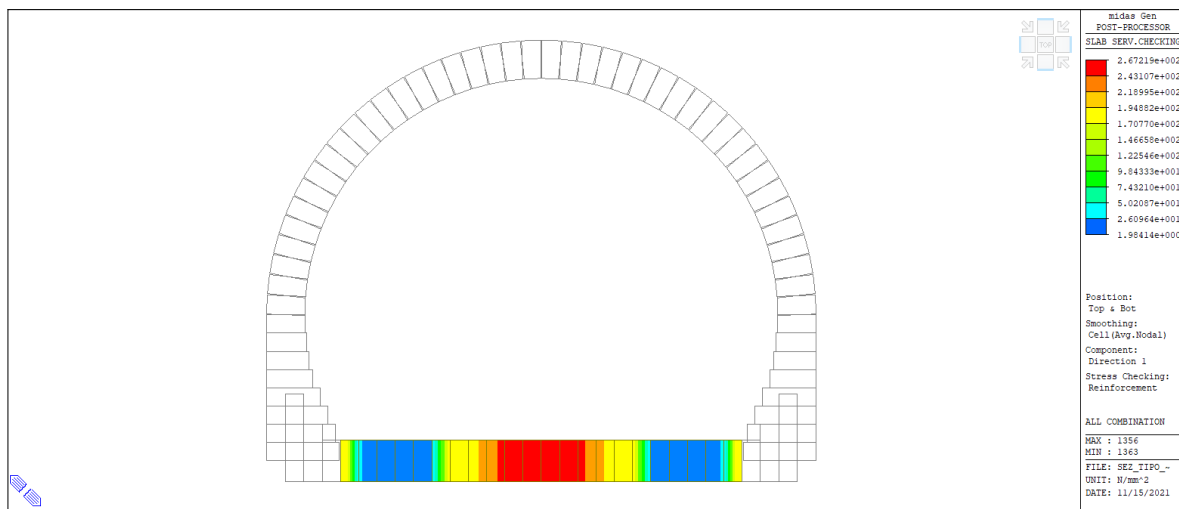
( Assumed Uncracked Section )
  M_Ed = 975906.20 N-mm./mm.
  n = 12.38074 ( Long Term ) .
  fctm = 0.30 * fck^(2/3) = 2.76626 MPa.
  fr1 = (1.6 - H/1000) * fctm = 1.38313 MPa.
  fctm,fl = MAX[ fctm, fr1 ] = 2.76626 MPa.
  ybar_t = 572.33764 mm.
  Iyy = 1.23202e+008 mm^4./mm.
  Ss_con (Tens.) = M_Ed*(H-ybar_t)/Iyy = 4.17970 MPa.
  Ss_con (Tens.) > fctm,fl ---> Check Cracked Section !!!

[ Etc. Load Cases ]
  M_Ed_E = 975906.20 N-mm./mm.
  n = 6.19037 ( Short Term ) .
  X = 216.037 mm.
  Icr = 22821215.2936 mm^4./mm.
  ybar_t = 216.032 mm.
  Ss_conE = M_Ed_E*ybar_t/Icr = 9.23818 MPa.
  Ss_stlE = M_Ed_E*(d-ybar_t)*n/Icr = 220.76767 MPa.

  Ss_con = Ss_conD + Ss_conL + Ss_conE = 9.23818 MPa.
  Ss_stl = Ss_stlD + Ss_stlL + Ss_stlE = 220.76767 MPa.
  Ss_con < k2*fck = 12.60000 MPa. ---> O.K !
  Ss_stl < k3*fyk = 360.00000 MPa. ---> O.K !
  
```



Platea di fondazione - Tensioni in esercizio SLE
 Calcestruzzo: $\sigma_{c,max} = 11.18$ Mpa



Platea di fondazione - Tensioni in esercizio SLE
 Acciaio: $\sigma_{s,max} = 267.22$ Mpa

Piedritti:

```

- . Information of Parameters.
  Elem No. : 1385
  LCB No. : 5
  Materials : fck = 28.0000 MPa.
              fyk = 450.0000 MPa.
  Thickness : 1100.0000 mm.
  Covering : dB = 51.0000 mm.
              dT = 51.0000 mm.

- . Information of Checking.
  gamma_c = 1.500 (for Concrete)
  gamma_s = 1.150 (for Reinforcement)
  fcd = fck / gamma_c = 18.66667 MPa.
  fyd = fyk / gamma_s = 391.30435 MPa.
  b = 1.0000 mm. (by Code Unit Length).
  d = 1049.0000 mm.
  As_use = 2260.0000 mm^2/m. ( 2.2600 mm^2/mm.)

- . Information of Stress Checking Result.
  k1 = 0.60000
  k2 = 0.45000
  k3 = 0.80000

( Assumed Uncracked Section )
  M_Ed = 172362.17 N-mm./mm.
  n = 12.38074( Long Term ).
  fctm = 0.30 * fck^(2/3) = 2.76626 MPa.
  fr1 = (1.6 - H/1000) * fctm = 1.38313 MPa.
  fctm,fl= MAX[ fctm, fr1 ] = 2.76626 MPa.
  ybar_t = 561.40116 mm.
  Iyy = 1.17175e+008 mm^4./mm.
  Ss_con (Tens.) = M_Ed*(H-ybar_t)/Iyy = 0.79227 MPa.
  Ss_con (Tens.) <= fctm,fl ---> Uncracked Section !

- . Compressive stress in concrete.
  Ss_con (Comp.) = M_Ed*ybar_t/Iyy = 0.82581 MPa.
  Ss_con (Comp.) < k2*fck= 12.60000 MPa. ---> O.K !

- . Tensile stress in reinforcement.
  Ss_stl = M_Ed*(d-X)*n/Iyy = 8.88008 MPa.
  Ss_stl < k3*fyk= 360.00000 MPa. ---> O.K !

```

Calotta:

```

- . Information of Parameters.
  Elem No. : 1427
  LCB No. : 5
  Materials : fck = 28.0000 MPa.
              fyk = 450.0000 MPa.
  Thickness : 1000.0000 mm.
  Covering : dB = 49.0000 mm.
              dT = 49.0000 mm.

- . Information of Checking.
  gamma_c = 1.500 (for Concrete)
  gamma_s = 1.150 (for Reinforcement)
  fcd = fck / gamma_c = 18.66667 MPa.
  fyd = fyk / gamma_s = 391.30435 MPa.
  b = 1.0000 mm. (by Code Unit Length).
  d = 951.0000 mm.
  As_use = 2260.0000 mm^2/m. ( 2.2600 mm^2/mm.)

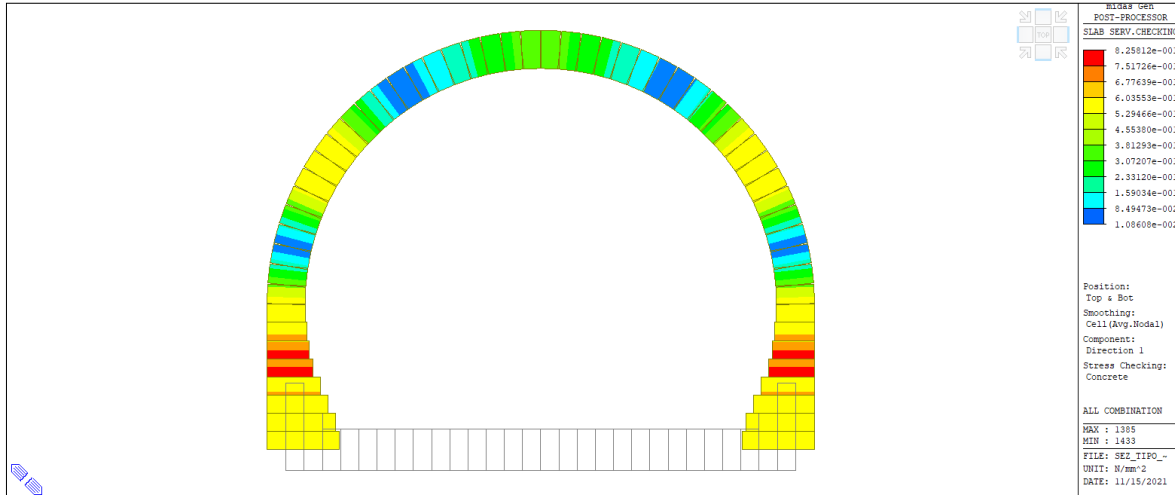
- . Information of Stress Checking Result.
  k1 = 0.60000
  k2 = 0.45000
  k3 = 0.80000

( Assumed Uncracked Section )
  M_Ed = 99311.42 N-mm./mm.
  n = 12.38074( Long Term ).
  fctm = 0.30 * fck^(2/3) = 2.76626 MPa.
  fr1 = (1.6 - H/1000) * fctm = 1.65976 MPa.
  fctm,fl= MAX[ fctm, fr1 ] = 2.76626 MPa.
  ybar_t = 511.30906 mm.
  Iyy = 8.84337e+007 mm^4./mm.
  Ss_con (Tens.) = M_Ed*(H-ybar_t)/Iyy = 0.54880 MPa.
  Ss_con (Tens.) <= fctm,fl ---> Uncracked Section !

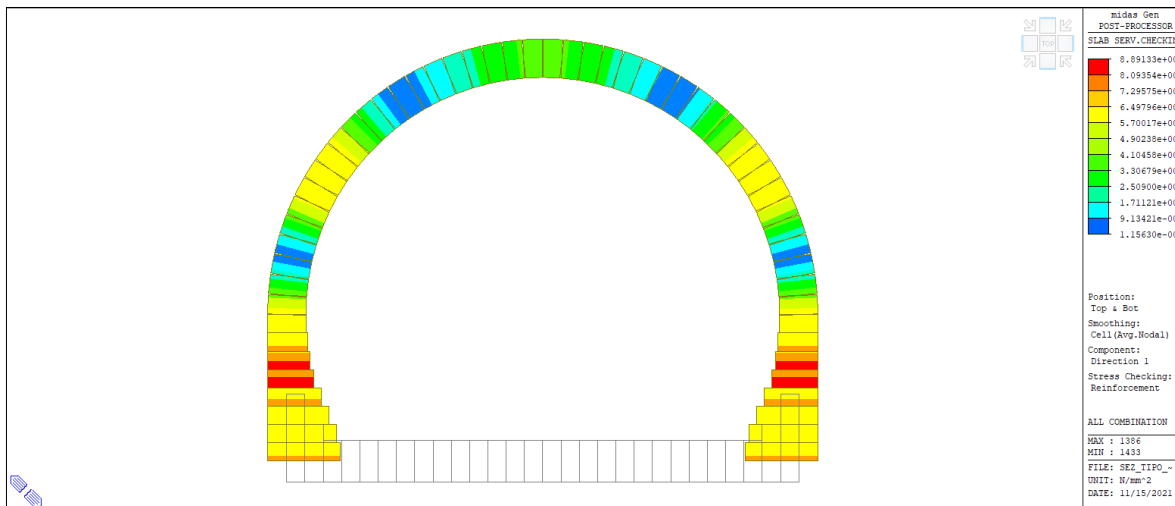
```

- . Compressive stress in concrete.
 $Ss_con (Comp.) = M_{Ed} \cdot \bar{y}_{bar_t} / I_{yy} = 0.57420 \text{ MPa.}$
 $Ss_con (Comp.) < k2 \cdot f_{ck} = 12.60000 \text{ MPa.} \quad \text{---> O.K !}$

- . Tensile stress in reinforcement.
 $Ss_stl = M_{Ed} \cdot (d-X) \cdot n / I_{yy} = 6.11330 \text{ MPa.}$
 $Ss_stl < k3 \cdot f_{yk} = 360.00000 \text{ MPa.} \quad \text{---> O.K !}$



Piedritti e calotta - Tensioni in esercizio SLE
 Calcestruzzo: $\sigma_{c,max} = 0.83 \text{ Mpa}$



Piedritti e calotta - Tensioni in esercizio SLE
 Acciaio: $\sigma_{s,max} = 8.89 \text{ Mpa}$

Tutte le verifiche delle tensioni in esercizio sono pertanto soddisfatte.

14.3 Verifiche idrauliche per sollevamento

Per la galleria artificiale in oggetto si prevede l'impermeabilizzazione dell'intera sezione trasversale. Nel lungo termine la struttura sarà quindi soggetta alla sottospinta idraulica rivolta verso l'alto alla quale si oppongono il peso proprio della struttura stessa, quello del materiale di ritombamento presente sulla galleria e le eventuali resistenze di attrito e coesione all'interfaccia con le paratie laterali.

La verifica allo stato limite ultimo di sollevamento viene effettuata verificando il soddisfacimento della seguente relazione (§ 6.2.4.2):

$$V_{inst,d} \leq G_{stb,d} + R_d$$

dove:

$V_{inst,d}$ = valore di progetto dell'azione instabilizzante;

$G_{stb,d}$ = valore di progetto dell'azione stabilizzante;

R_d = valore di progetto delle resistenze.

I valori di progetto delle predette azioni sono calcolati applicando i relativi coefficienti parziali indicati nella tabella seguente.

Tab. 6.2.III – Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sollevamento

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	Sollevamento (UPL)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9
	Sfavorevole		1,1
Carichi permanenti $G_2^{(4)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8
	Sfavorevole		1,5
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Q1}	0,0
	Sfavorevole		1,5

Azione instabilizzante:

L'azione instabilizzante è quella relativa alla sottospinta idraulica.

Per la verifica in oggetto si è assunto un livello cautelativo della falda posto a una profondità di circa -2.00 m dal p.c. (circa 1 m superiore ai normali livelli di falda misurati).

La sottospinta presente al livello del piano fondazione, posto a -15.05 m dal p.c., è pertanto pari a: $\sigma_w = 13.05 \text{ m} \cdot 10.00 \text{ kN/m}^3 = 130.50 \text{ kPa}$.

Con riferimento alla intera sezione trasversale della galleria l'azione instabilizzante vale pertanto:

$$V_{inst} = 130.50 \text{ kPa} \cdot 17.00 \text{ m} = 2218.50 \text{ kN/m}$$

$$V_{inst,d} = 1.1 \cdot V_{inst} = 2440.35 \approx 2450 \text{ kN/m}$$

Azione stabilizzante:

G ₁ = Peso rivestimento definitivo in c.a.	=	72.40 m ² · 25.00 kN/m ³	= 1810.00 kN/m
G ₂ = Peso ritombamento	=	92.00 m ² · 20.00 kN/m ³	= 1840.00 kN/m
G ₃ = Peso riempimento interno e pavim.	=	13.60 m ² · 20.00 kN/m ³	= 272.00 kN/m
G ₄ = Peso Marciapiedi	=	1.90 m ² · 24.00 kN/m ³	= 45.60 kN/m

$$G_{stb} = \Sigma (G_i) = 3967.60 \text{ kN/m}$$

$$G_{stb,d} = 0.90 \cdot G_{stb} = 3570.84 \approx 3550 \text{ kN/m}$$

Resistenza di progetto:

La resistenza in oggetto è quella offerta dall'attrito e dalla coesione presenti sulle pareti laterali della galleria al contatto con le paratie di pali.

Per la presenza dell'impermeabilizzazione all'interfaccia, cautelativamente tale eventuale resistenza non viene presa in conto.

risulta: $G_{stb,d} > V_{inst,d} \rightarrow \text{ok}$

15. Conclusioni

La presente relazione é stata redatta nell'ambito della redazione del Progetto Esecutivo di Completamento dello "Stralcio C" dei "Lavori di costruzione della variante alla S.S. 1 Aurelia (Aurelia bis), viabilità di accesso all'HUB portuale di La Spezia, interconnessione tra i caselli della A 12 e il porto di La Spezia – 3° Lotto tra Felettino ed il raccordo autostradale”.

Nella presente relazione si sono riportate le principali analisi di calcolo e verifiche geotecniche e strutturali relative ai rivestimenti definitivi della galleria artificiale sud prevista allo sbocco della galleria Fornaci I.

Tutte le verifiche effettuate, riportate e non nella presente relazione, sono risultate positive ai sensi della normativa vigente.