

S.S.51 "ALEMAGNA"
VARIANTE DI LONGARONE

PROGETTO FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA

COD. VE407

PROGETTAZIONE: ATI VIA - SERING - VDP - BRENG

RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE e PRGETTISTA:

Dott. Ing. Massim Capasso (Ord. Ing. Prov. Roma A26031)

GRUPPO DI PROGETTAZIONE

MANDATARIA:

MANDANTI:

PROGETTISTA:

Responsabile Tracciato stradale: *Dott. Ing. Massimo Capasso (Ord. Ing. Prov. Roma 26031)*
 Responsabile Strutture: *Dott. Ing. Giovanni Piazza (Ord. Ing. Prov. Roma 27296)*
 Responsabile Idraulica, Geotecnica e Impianti: *Dott. Ing. Sergio Di Maio (Ord. Ing. Prov. Palermo 2872)*
 Responsabile Ambiente: *Dott. Ing. Francesco Ventura (Ord. Ing. Prov. Roma 14660)*



GEOLOGO:

Dott. Geol. Enrico Curcuruto (Ord. Geo. Regione Sicilia 966)

COORDINATORE SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

Dott. Ing. Matteo Di Girolamo (Ord. Ing. Prov. Roma A15138)

COORDINATORE ATTIVITA' DI PROGETTAZIONE:

Dott. Ing. Maria Antonietta Merendino (Ord. Ing. Prov. Roma A28481)



VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:

Dott. Ing. Ettore De La Grennelais De Cesbron

OPERE D'ARTE MAGGIORI
GALLERIA CASTELLAVAZZO

Relazione di calcolo

CODICE PROGETTO		NOME FILE		REVISIONE	SCALA:
PROGETTO	LIV. PROG. ANNO	VE407_P00GN01OSTRE02_A			
DPVE0407	D 21	CODICE ELAB.	P00GN01OSTRE02	A	-
D		-	-	-	-
C		-	-	-	-
B		-	-	-	-
A	EMISSIONE	SETT. 2021	F.SALUTE	G.PIAZZA	M.CAPASSO
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

INDICE

1	PREMESSA	6
1.1	Vita Nominale di progetto, Classe d'uso e Periodo di Riferimento dell'opera	7
1.1.1	Vita Nominale V_n	7
1.1.2	Classi d'Uso	8
1.1.3	Periodo di Riferimento per l'azione sismica	8
2	DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	9
3	RIFERIMENTI TECNICI E NORMATIVI	12
3.1	Normative, raccomandazioni e linee guida	12
3.2	Bibliografia	12
3.2.1	Generali	12
3.2.2	Stabilità del cavo della galleria	13
3.2.3	Calcolo dei rivestimenti	14
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI E PARAMETRI DI PROGETTO.....	15
4.1	Interventi di preconsolidamento e consolidamento	15
4.1.1	Elementi strutturali in vtr	15
4.1.2	Infilaggi	15
4.1.3	Miscela cementizia di inghisaggio (a bassa pressione).....	16
4.1.4	Sacchi otturatori.....	16
4.1.5	Miscela cementizia di guaina	16
4.1.6	Miscela cementizia espansiva per iniezioni di consolidamento	16
4.2	Interventi di drenaggio in avanzamento	16
4.2.1	Drenaggi in avanzamento	16
4.3	Rivestimenti di prima fase	17
4.3.1	Calcestruzzo proiettato (sprit beton) fibrorinforzato	17
4.3.2	Fibre per calcestruzzo proiettato.....	17
4.3.3	Acciaio per carpenteria metallica.....	17
4.3.4	Chiodature tipo Superswellex.....	18
4.4	Rivestimenti definitivo	18
4.4.1	Magrone.....	18
4.4.2	Calcestruzzo.....	18
4.4.3	Copriferri nominali	20
4.4.4	Acciaio per calcestruzzo armato	22

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		 Sanas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

4.4.5	Verifiche a fessurazione	22
4.5	Impermeabilizzazioni	24
4.5.1	Canaletta in pvc.....	24
4.5.2	Impermeabilizzazione - telo in pvc	24
4.5.3	Geotessuto	25
5	FASE CONOSCITIVA: MODELLO GEOLOGICO, GEOTECNICO ED IDROGEOLOGICO	26
5.1	Modellazione geotecnica dei terreni sciolti.....	27
5.2	Modellazione geomeccanica degli ammassi rocciosi	28
5.2.1	Modello di comportamento ed involupi di rottura.....	28
5.2.2	Determinazione valori geomeccanici caratteristici relativi alla roccia intatta ed indice GSI ..	28
5.2.3	Assegnazione valori caratteristici per tratta	29
5.2.4	Parametri di resistenza e deformabilità ammasso	29
5.2.5	Parametri di resistenza equivalenti Mohr-Coulomb	32
5.3	Parametri di progetto utilizzati per le verifiche agli stati ultimi GEO.....	33
5.3.1	Parametri di progetto utilizzati per le verifiche agli stati ultimi STR.....	34
5.4	Comportamento spingente: individuazione del fattore di squeeze.....	35
6	FASE DI DIAGNOSI.....	39
6.1	Fronte di scavo.....	39
6.1.1	Categoria A: galleria a fronte stabile	39
6.1.2	Categoria B: galleria a fronte stabile a breve termine.....	39
6.1.3	Categoria C: galleria a fronte instabile	40
6.2	Metodi di analisi delle categorie di comportamento	40
6.2.1	Metodo semi-empirico di Panet.....	40
6.2.2	Metodo semi-empirico di Tamèz.....	41
6.2.3	Metodo delle linee caratteristiche	43
6.3	Analisi della stabilità dello scavo	46
6.3.1	Stabilità del fronte di scavo - Metodo di Panet.....	46
6.3.2	Stabilità del fronte di scavo - Metodo di Tamèz.....	48
6.3.3	Stabilità del fronte e della cavità - Metodo delle linee caratteristiche	52
6.3.4	Definizione della categoria di comportamento.....	53
6.4	Dimensionamento degli interventi di preconsolidamento	53
6.4.1	Chiodature in VTR (fronte) – Sezione di avanzamento C1.....	54
6.4.2	Micro Jet Grouting armato con chiodature in VTR (fronte) – Sezione di avanzamento C2....	55

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

6.4.3	<i>"Ombrello" di infilaggi metallici (contorno calotta) – sezioni di avanzamento C1 e C2</i>	55
6.4.4	<i>Intervento al contorno con colonne di Jet Grouting – sezione di avanzamento C2</i>	57
6.4.5	<i>Verifica di stabilità del fronte con preconsolidamenti con metodo di Tamèz</i>	57
6.4.6	<i>Conclusioni verifiche di stabilità al fronte con interventi di preconsolidamento</i>	60
7	FASE DI TERAPIA	61
7.1	Asse Principale - Sezione di avanzamento B0	61
7.2	Asse Principale - Sezione di avanzamento C1	62
7.3	Asse Principale - Sezione di avanzamento C2	63
7.4	Piazzola di sosta - Sezione di avanzamento B0_ PS	64
7.5	Bypass e Galleria di emergenza - Sezione di avanzamento B0_BP	64
7.6	Galleria di emergenza - Sezione di avanzamento C1_BP	65
8	ANALISI TENSIONALI E DEFORMATIVA DELLE GALLERIE	67
8.1	Metodologia di calcolo	67
8.2	Taratura del modello	68
8.3	Sezioni di calcolo	69
8.4	Fasi di calcolo	69
9	VERIFICHE STRUTTURALI RIVESTIMENTI SEZIONI TIPO	74
9.1	Combinazioni di carico	74
9.2	Azioni sismiche	75
9.3	Sezioni di verifica	79
9.4	Verifiche sezioni tipo	80
9.4.1	<i>Galleria principale - Sezione tipo C1 e C2 (Sezione di calcolo 9+480)</i>	80
9.4.2	<i>Galleria principale - Sezione tipo Galleria B0 (Sezione di calcolo 10+660)</i>	106
9.4.3	<i>Galleria principale – Piazzola di sosta - Sezione tipo B0_PS (Sezione di calcolo 10+560)</i>	117
9.4.4	<i>Galleria d'emergenza - Sezione tipo C1_BP (Sezione di calcolo 9+480 riferita ad AP)</i>	129
9.4.5	<i>Galleria d'emergenza - Sezione tipo B0_BP (Sezione di calcolo 10+560 riferita ad AP)</i>	153
10	STABILITÀ DEI CUNEI DI ROCCIA	165
10.1	Geostop 3	166
10.2	Geostop 4	169
10.3	Geostop 5	173
10.4	Geostop 6	176
10.5	Geostop 7	180
10.6	Geostop 8	183

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		 Sanas GRUPPO FS ITALIANE
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

11	INTERAZIONI CON GLI EDIFICI ED INFRASTRUTTURE ESISTENTI.....	188
11.1	Analisi dei cedimenti indotti in superficie dallo scavo delle gallerie naturali.....	188
11.1.1	<i>Premessa</i>	<i>188</i>
11.1.2	<i>Movimenti del terreno a breve e a lungo termine</i>	<i>191</i>
11.1.3	<i>Profilo iniziale dei cedimenti in superficie</i>	<i>192</i>
11.1.4	<i>Entità dei cedimenti iniziali: le perdite di volume.....</i>	<i>197</i>
11.1.5	<i>Spostamenti a deformazioni orizzontali in superficie</i>	<i>199</i>
11.1.6	<i>Metodologia di calcolo degli spostamenti a delle deformazioni indotti dallo scavo di una galleria</i>	<i>200</i>
11.1.7	<i>Analisi dei cedimenti indotti dagli scavi - Applicazione al caso in oggetto</i>	<i>200</i>
11.2	Valutazione del danno causato ai fabbricati	206
11.2.1	<i>Premessa</i>	<i>206</i>
11.2.2	<i>Natura a conseguenze del danno.....</i>	<i>207</i>
11.2.3	<i>Definizioni per gli spostamenti e le deformazioni delle fondazioni e del terreno</i>	<i>208</i>
11.2.4	<i>Classificazione del danno</i>	<i>209</i>
11.3	Deformazione critica e deformazione limite di trazione	210
11.4	Deformazioni nella trave rettangolare.....	212
11.4.1	<i>Modalità di deformazione per le diverse tipologie strutturali</i>	<i>214</i>
11.4.2	<i>Procedimento di valutazione del danno.....</i>	<i>214</i>
11.4.3	<i>Applicazione al caso in oggetto.....</i>	<i>218</i>
12	VIBRAZIONI INDOTTE DALLE OPERAZIONI DI SCAVO.....	223
12.1	Legislazione di riferimento	223
12.2	Limiti ammissibili di sismicità	224
12.3	Sismicità indotta da volate o scavo con mezzi meccanici - Relazioni sperimentali	226
12.3.1	<i>Scavo con esplosivo – Distanze minime di rispetto dai siti sensibili</i>	<i>227</i>
12.3.2	<i>Scavo con martello demolitore - Sismicità indotta ai siti sensibili</i>	<i>230</i>
13	INTERFERENZE GALLERIE CON LA RETE FERROVIARIA PONTE NELLA ALPI - CALALZO.....	231
13.1	Verifica Interferenze 1-2	235
13.2	Verifica Interferenza 3.....	238
13.3	Verifica Interferenza 4.....	239
14	CONCLUSIONI	240
15	ALLEGATI.....	241
15.1	Metodo semi-empirico di Tamèz – Galleria principale dei Castellavazzo.....	241

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

15.2	Metodo semi-empirico di Tamèz – Piazzola di sosta e Galleria d'emergenza	242
15.3	Stabilità della cavità - Metodo delle linee caratteristiche – Galleria principale di Castellavazzo.....	243
15.4	Stabilità della cavità - Metodo delle linee caratteristiche – Piazzola di sosta e Galleria d'emergenza	244
15.5	Output software sezione di calcolo 10+660_sezione avanzamento B0	245
15.6	Output software sezione di calcolo 9+480_sezione avanzamento C1 e C2 e C1_BP 252	
15.7	Output software sezione di calcolo 10+560_sezione avanzamento B0_PS e B0_BP 260	
15.8	Output software sezione di calcolo 10+820_sezione avanzamento B0	266

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

1 PREMESSA

Nella seguente relazione sono presentati le verifiche strutturali delle Sezioni tipo di avanzamento della galleria naturale "Castellavazzo" inserita nelle opere dell'intervento **VE407 S.S. 51 "Alemagna" – Variante di longarone**. L'intervento prevede l'adeguamento della **S.S.51** a **Tipo C1**.

La galleria è composta da **una fornice con traffico bidirezionale**, in dx in direzione **Cortina** e in sx direzione **Venezia** e presenta coperture massime, riferite in chiave di calotta, pari a circa **100 m**.

Come da Decreto Ministeriale 5-11-2001 "Norme funzionali e geometriche per la costruzione di strade", la larghezza della piattaforma pavimentata della galleria è pari a **10.50 m** e non sono previsti allargamenti per la visibilità.

La galleria si sviluppa tra le progressive **9+315.00** e **10+860.00** e per una lunghezza complessiva di **1545 m**. La galleria risulta composta da un tratto in naturale, da un tratto in artificiale all'imbocco sud di **50 m** e da un becco di flauto di **5 m** all'imbocco nord. La lunghezza complessiva del tratto in naturale risulta essere pari a **1490 m**.

GALLERIA CASTELLAVAZZO			
	Progressiva sud	Progressiva nord	Lunghezza totale
GALLERIA PRINCIPALE	9.315,00	10.860,00	1.545,00
GALLERIA ARTIFICIALE IMBOCCO SUD	9.315,00	9.365,00	50,00
GALLERIA TRATTO IN NATURALE	9.365,00	10.855,00	1.490,00
GALLERIA ARTIFICIALE IMBOCCO NORD	10.855,00	10.860,00	5,00

Si prevede la realizzazione di una galleria di emergenza di **1392 m**. La galleria risulta composta da un tratto in naturale di **1332 m** e da due tratti in artificiale all'imbocco sud di **50 m** e di **10 m** all'imbocco nord, collegata alla galleria principale con 4 bypass.

La sezione dei bypass e della galleria di emergenza sono quelle previste dalle linee guida della Sicurezza delle Gallerie di Anas, **2.30 m** (altezza) x **2.40 m** (larghezza) liberi interni.

GALLERIA D'EMERGENZA			
	Progressiva sud	Progressiva nord	Lunghezza totale
GALLERIA EMERGENZA	0,00	1.392,00	1.392,00
GALLERIA ARTIFICIALE IMBOCCO SUD	0,00	50,00	50,00
GALLERIA TRATTO IN NATURALE	50,00	1.382,00	1.332,00
GALLERIA ARTIFICIALE IMBOCCO NORD	1.382,00	1.392,00	10,00

La metodologia di lavoro si è sviluppata secondo l'approccio del metodo ADECO-RS, con i seguenti steps progettuali:

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

- a) Fase conoscitiva: in tale fase si sono raccolte le informazioni geologiche e geotecniche sull'area in esame e sono stati definiti i parametri geotecnici di progetto;
- b) Fase di diagnosi: è stato valutato il comportamento allo scavo nei terreni attraversati;
- c) Fase di terapia: si sono individuati gli interventi idonei per realizzare l'opera in condizioni di sicurezza.

La successione delle fasi esecutive, lo stato tensionale e deformativo indotto nell'ammasso dallo scavo della galleria e le sollecitazioni risultanti sui rivestimenti di prima fase e sui rivestimenti definitivi per le differenti fasi di maturazione sono state analizzate con il metodo agli elementi finiti, utilizzando il codice di calcolo **RS2 di Rocscience**.

Le sollecitazioni risultanti dal modello sono poi state utilizzate per la verifica dei rivestimenti provvisori e definitivi secondo quanto prescritto dalle Norme Tecniche (DM 17/01/2018. *Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni*).

Per la descrizione delle caratteristiche generali, dei tempi, delle fasi esecutive e del sistema di monitoraggio si rimanda alla *Relazione Tecnica Generale*.

Per la caratterizzazione geomeccanica si rimanda alla *Relazione geotecnica*.

Per la descrizione dei parametri significativi per l'individuazione e la gestione delle soglie di attenzione e di allarme si rimanda alle *Linee guida per l'applicazione delle sezioni tipo*.

1.1 Vita Nominale di progetto, Classe d'uso e Periodo di Riferimento dell'opera

1.1.1 Vita Nominale V_N

La vita nominale di progetto V_N di un'opera è convenzionalmente definita come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali.

I valori minimi di V_N da adottare per i diversi tipi di costruzione sono riportati nella Tab. 2.4.I. (§ 2.4.1 NTC2018). Tali valori possono essere anche impiegati per definire le azioni dipendenti dal tempo.

Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Tabella – Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni.

In accordo con la Committenza Anas è stato assunto:

- Vita Nominale di progetto: $V_N = 50$ anni (costruzioni con livelli di prestazione ordinari).

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

1.1.2 Classi d'Uso

Con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite (§2.4.2 NTC2018):

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Relativamente alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, delle opere di cui trattasi, vi si attribuisce:

- Classe d'Uso: **IV**;
- Coefficiente d'Uso: $C_U = 2.0$.

1.1.3 Periodo di Riferimento per l'azione sismica

Il periodo di riferimento, impiegato nella valutazione delle azioni sismiche risulta pari a:

- Periodo di Riferimento: $V_R = V_N \times C_U = 50 \times 2.0 = 100$ anni.

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

2 DESCRIZIONE DELL'OPERA

La galleria principale a **canna singola e traffico bidirezionale** si sviluppa tra le progressive **9+315.00** e **10+860.00** e per una lunghezza complessiva di **1545 m**.

La galleria risulta composta da un tratto in naturale, da un tratto in artificiale all'imbocco sud di **50 m** e da un becco di flauto di **5 m** all'imbocco nord. La lunghezza complessiva del tratto in naturale risulta essere pari a **1490 m**.

Procedendo nel verso delle progressive crescenti, il tracciato planimetrico si sviluppa in rettilineo per circa **1240 m** e poi segue con una curva circolare destrorsa di raggio **1050 m**, con relative clotoidi di parametro A pari a **350**.

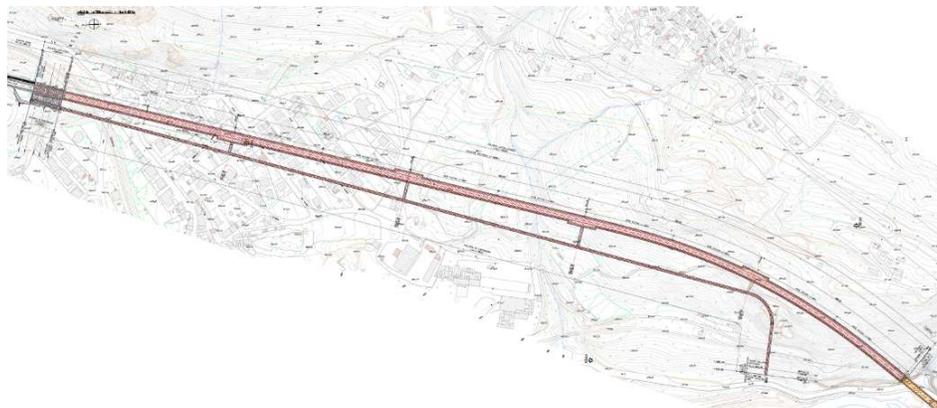


Figura - Planimetria della Galleria Castellavazzo, tavola VE407_P00GN01TRAPP01_A.

Il profilo altimetrico è caratterizzato per la quasi totalità dello sviluppo della galleria da una livelletta a pendenza costante pari al **1.01%**, nel tratto finale dopo un raccordo verticale convesso di raggio **12000 m** si ha una pendenza di **-0.35 %**.

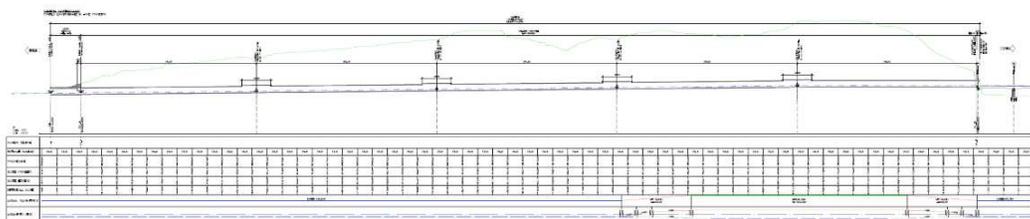


Figura – Profilo longitudinale della Galleria Castellavazzo, tavola VE407_P00GN01TRAPP01_A.

La piattaforma stradale "corrente" è larga complessivamente **10.50 m**. Ai margini della piattaforma saranno collocati gli elementi redirettivi in c.a.

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		
VE407	Relazione di calcolo	

SEZIONE TIPO ASSE PRINCIPALE
 TRATTO IN GALLERIA NATURALE/ARTIFICIALE (SEZIONE CORRENTE)
 SCALA 1:100

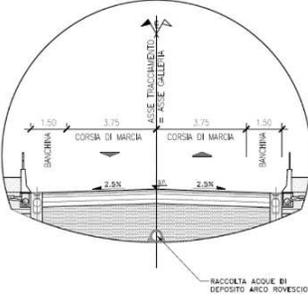


Figura Sezione tipo stradale della Galleria Castellavazzo.

La carpenteria della sagoma interna della galleria è una policentrica e presenta un raggio interno in chiave calotta pari a 6.45 m, un piedritto verticale e un raggio interno dell'arco rovescio è pari a 14.00 m.

Si prevede la realizzazione di una galleria di emergenza di 1392 m. La galleria risulta composta da un tratto in naturale di 1332 m e da due tratti in artificiale all'imbocco sud di 50 m e di 10 m all'imbocco nord, collegata alla galleria principale con 4 bypass pedonali:

- GN01_BPP01 9+657.00
- GN01_BPP02 9+957.00
- GN01_BPP03 10+257.00
- GN01_BPP04 10+557.00

La sezione dei bypass e della galleria di emergenza sono quelle previste dalle linee guida della Sicurezza delle Gallerie di Anas, 2.30 m (altezza) x 2.40 m (larghezza) liberi interni.

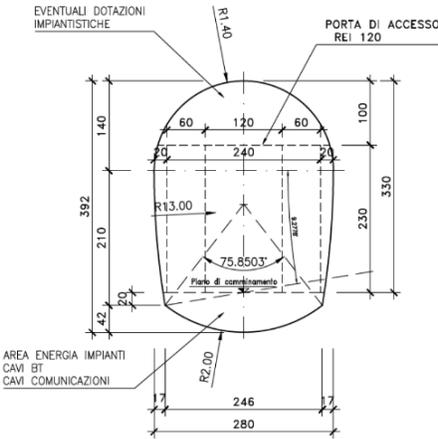


Figura Sezione tipo della Galleria d'emergenza.

Nella galleria principale sono state inserite quattro piazzole di sosta (2 per senso di marcia) di 45m in corrispondenza dei bypass pedonali.

	Progressiva	Lunghezza
Piazzola di sosta 1	9.657,00	45,00
Piazzola di sosta 2	9.957,00	45,00
Piazzola di sosta 3	10.257,00	45,00
Piazzola di sosta 4	10.557,00	45,00

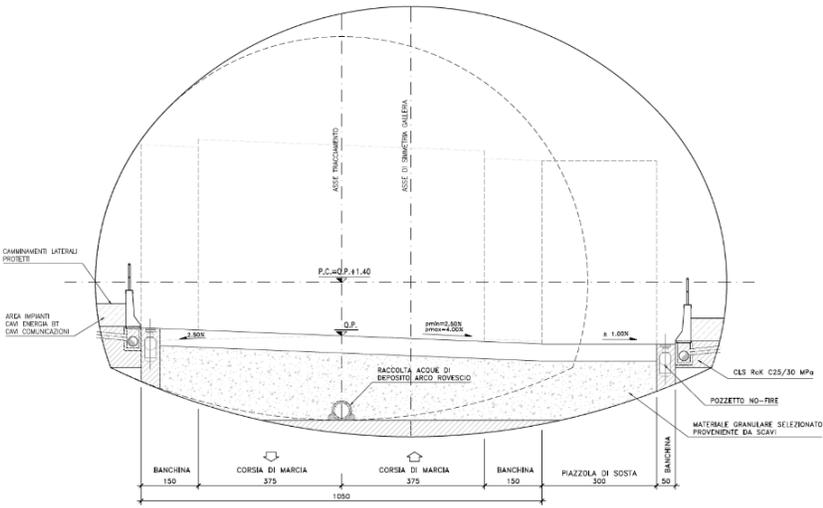


Figura Sezione tipo delle piazzole di sosta.

Le nicchie saranno ubicate ogni 150m.

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

3 RIFERIMENTI TECNICI E NORMATIVI

3.1 Normative, raccomandazioni e linee guida

- ✓ DM 17/01/2018. Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni
- ✓ Circolare 21/01/2019 n. 7 C.S.LL.PP. Istruzioni per l'applicazione dell'"Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al DM 17/01/2018
- ✓ Decreto Ministeriale LL.PP. 09/01/1996 – Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- ✓ Decreto Ministeriale LL.PP. 16/01/1996 – Criteri generali per la verifica della sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi.
- ✓ Circolare 15/10/1996 Ministero LL.PP. – Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche di cui al decreto ministeriale 09/01/1996.
- ✓ Circolare 04/07/1996 Ministero LL.PP. – Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche di cui al decreto ministeriale 16/01/1996.
- ✓ Decreto Ministeriale LL.PP. 11/03/1988 – Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
- ✓ Circolare LL.PP. 24/09/1988 n.30483 – L.2.2.1974, n.64 - art.1 – Istruzioni per l'applicazione del D.M. 11/03/1988.
- ✓ Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003: "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica" e successive modifiche e integrazioni.
- ✓ A.F.T.E.S. Groupe de Travail n. 7 – Tunnel support and lining. – "Recommendations for use of convergence – confinement method".
- ✓ Raccomandazioni AICAP 1993 "Ancoraggi nei terreni e nelle rocce".
- ✓ ANAS, IT.PRL.05.18 – Rev.1.0 Capitolato Speciale di Appalto, Opere d'arte maggiori – Gallerie.

3.2 Bibliografia

3.2.1 Generali

- ✓ Hoek E. – *Strength of jointed rock masses, 23° Rankine Lecture* –Géotechnique 33, 187-223 (1983).
- ✓ Hoek E. – *Strength of rock and rock masses* – ISRM News Journal, 2(2), 4-16 (1994).

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

- ✓ Hoek E. and Brown, E.T. – *Underground excavations in rock* – London, Inst. Min. Metall. (1980).
- ✓ Hoek E. and Brown, E.T. – *Empirical strength criterion for rock masses* – J. Geotech. Engng. Div., ASCE, 106 (GT9), 1013-1035 (1980).
- ✓ Hoek E. and Brown, E.T. – *The Hoek-Brown failure criterion – a 1988 update* – In Rock Engineering for Underground excavations, 15° Canadian Rock Mech. Symp., 31-38. Toronto, Dept. Civil Engineering (1988).
- ✓ Hoek E., Kaiser, P.K. and Bawden W.F. – *Support of underground excavations in hard rock* – Rotterdam, Balkema - (1995).
- ✓ Hoek E. and Brown, E.T. – *Practical estimates of rock mass strength* – Int. J. Rock Mech. & Mining Sci. & Geomechanics Abstracts, 34(8), 1165-1186 (1997).
- ✓ Marinou P. and Hoek E. – GSI: a geologically friendly tool for rock mass strength estimation – Proceedings of the International Conference on Geotechnical & Geological Engineering, Melbourne, Australia (2000).
- ✓ Hoek E., Carranza-Torres C., Corkum B. (2002): "Hoek-Brown failure criterion" – 2002 Edition.
Hoek E. (2004): "Numerical Modelling for Shallow Tunnels in Weak Rock". Rocscience, April 2004.
- ✓ Ribacchi R. - *Recenti orientamenti nella progettazione statica delle gallerie* - AGI - XVIII Convegno Nazionale di Geotecnica. Rimini (1993).

3.2.2 Stabilità del cavo della galleria

- ✓ Chern J.C., Shiao F.Y., and Yu C.W. – *An empirical safety criterion for tunnel construction* – Proc. Regional Symposium on Sedimentary Rock Engineering, Taipei, Taiwan, 222-227 (1998).
- ✓ Lombardi G. – *Funzione dei sostegni e rivestimenti quale consolidamento nelle opere sotterranee* – Seminario su "Consolidamento di terreni e rocce in posto nell'ingegneria civile", Stresa, 191-229 (1978).
- ✓ Lombardi G. e Amberg W. (1974). *Une méthode de calcul élasto-plastique de l'état de tension et de déformation autour d'une cavité souterraine. Congresso Internazionale ISRM, Denver, 1974.*
Lombardi G. e Amberg W. – *L'influence de la méthode de construction sur l'équilibre final d'un tunnel* – 4th Int. Cong. On Rock Mech., Vol. 1, Montreaux (Suisse), 475-484 (1979).
- ✓ Lombardi G. – *Qualche aspetto particolare della statica delle cavità sotterranee.* – Riv. It. Geotecnica (1975).
- ✓ Panet M. e Guellec P. – *Contribution a l'étude du soutènement d'un tunnel à l'arrière du front de taille* – 3rd Int. Congress on Rock Mech., Vol.2, Denver, ISRM, 1163-1168 (1974).
- ✓ Panet M., Guenot A. (1982). *Analysis of convergence behind the face of a tunnel* – Tunnelling '82, Brighton, 197-204.
- ✓ Lunardi P. (2000). *The design and construction of tunnels using the approach based on the analysis of controlled deformation in rocks and soils.* Tunnels & Tunnelling International, May 2000.

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

3.2.3 Calcolo dei rivestimenti

- ✓ A.F.T.E.S. – *Considerations on the usual methods of tunnel lining design* (1993).
- ✓ Lembo Fazio A. – *Interazione tra il terreno ed il sostegno di una galleria* – L'ingegnere e l'architetto 1 – 8 (1995).

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		 anas GRUPPO FS ITALIANE
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI E PARAMETRI DI PROGETTO

4.1 Interventi di preconsolidamento e consolidamento

4.1.1 Elementi strutturali in vtr

Tubi in vtr $\varnothing_e=60\text{mm}$ - $\varnothing_i=40\text{mm}$ - $sp=10\text{mm}$:

densità :	$\geq 1.7 \text{ t/m}^3$ (UNI 7092)
resistenza a trazione	$\geq 500 \text{ MPa}$ (UNI 5819)
allungamento a rottura	2%
resistenza a flessione	$\geq 350 \text{ MPa}$ (UNI 4219)
resistenza al taglio	$\geq 100 \text{ MPa}$ (ASTM d732)
modulo elastico :	$\geq 15000 \text{ MPa}$
contenuto in vetro in peso	$\geq 55\%$
diametro perforazione	100 mm

4.1.1.1 Parametri di progetto

Resistenza di calcolo	$\eta f_{fd} = \eta x f_{fk} / \gamma_m$
con:	$\gamma_m = 1.5$ per SLU
	$\eta = \eta_a \eta_l$
	$\eta_a = 1.0$ (opera provvisoria)
	$\eta_l = 1.0$ per SLU

Stati limite:

- resistenza caratteristica a trazione di calcolo SLU:	$f_{fd} = 500.00 \text{ MPa}$
- resistenza caratteristica a taglio di calcolo SLU:	$f_{td} = 100.00 \text{ MPa}$

4.1.2 Infilaggi

Tubi in acciaio S355 anche valvolato $\varnothing_e=114,3\text{mm}$ - $sp=10\text{mm}$, area =3227 mm²

norma di riferimento	UNI EN 10210 e UNI EN 10219
tensione a rottura a trazione	$\geq 510 \text{ MPa}$
tensione di snervamento	$\geq 355 \text{ MPa}$
diametro perforazione	140 mm

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		 Sanas GRUPPO FS ITALIANE
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

4.1.2.1 Parametri di progetto

Resistenza di calcolo	$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$
con:	$\gamma_s = 1.05$ per SLU
Stati limite:	
- resistenza caratteristica di calcolo SLU:	$f_{yd} = 338.10$ MPa

4.1.3 Miscela cementizia di inghisaggio (a bassa pressione)

Miscela acqua-cemento

rapporto a/c	0.4
resistenza a compressione a 7 gg	≥ 15 MPa
additivo accelerante e anti-ritiro	0.8% in peso del cemento

4.1.4 Sacchi otturatori

sacchi in tessuto di polipropilene	
resistenza a rottura per espansione libera	≥ 2.5 MPa

4.1.5 Miscela cementizia di guaina

Miscela acqua-cemento-bentonite

rapporto a/c	1.5
cemento tipo	CEM II 32.5R
bentonite	6%

4.1.6 Miscela cementizia espansiva per iniezioni di consolidamento

Miscela cementizia microfine espansiva

superficie specifica blaine	12000 cm ² /g
dimensione granuli	1-25 μ m
espansione in ambiente libero	$\geq 70\%$
resistenza a compressione in ambiente confinato	≥ 8 MPa a 48 h
pressione di rifiuto	25 bar
volume di iniezione controllato	120 l/valvola

4.2 Interventi di drenaggio in avanzamento

4.2.1 Drenaggi in avanzamento

Tubo in pvc microfessurato

diametro interno	50mm
------------------	------

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		 anas GRUPPO FS ITALIANE
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

spessore	≥ 4.0mm
rivestimento esterno	tessuto non tessuto
diametro di perforazione	90 mm

4.3 Rivestimenti di prima fase

4.3.1 Calcestruzzo proiettato (spritz beton) fibrorinforzato

classe di resistenza a compressione $r_{ck,cub}$	35 MPa
resistenza caratteristica a 48h :	Rck > 13 MPa
tipo	temporaneo strutturale (ts)
sviluppo di resistenza	rapido
energia assorbita	≥ 500 joule (da prove di punzonamento eseguite su piastre)

4.3.1.1 Parametri di progetto

Resistenza di calcolo a compressione calcestruzzo	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$
con:	$\gamma_c = 1,5$ per SLU
con:	$\alpha_{cc} = 0,85$ per SLU

Stati limite:

resistenza caratteristica di calcolo SLU:	$f_{cd} = 15.87$ MPa
resistenza a trazione di calcolo allo SLU:	$f_{ctd} = 0$

4.3.2 Fibre per calcestruzzo proiettato

tipo	acciaio
norma di riferimento	UNI EN 14889 e UNI EN 14845
resistenza a trazione	≥ 750 MPa
dosaggio fibre	≥ 30 kg/m ³

4.3.3 Acciaio per carpenteria metallica

centine/profilati/calastrelli	S275JR - S275J0 UNI EN 10025 - 1 e 2
piastre	S275JR - S275j0 UNI EN 10025 - 1 e 2
catene per centine	B 450 C
bulloni su piastre di unione centine	viti classe 8.8 UNI EN 14399-4 e UNI EN ISO 898-1 dadi classe 8 UNI EN 14399-4 e UNI EN ISO 898-2 rondelle UNI EN 14399-6.

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		 anas GRUPPO FS ITALIANE
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

4.3.3.1 Parametri di progetto

Resistenza di calcolo	$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$
con:	$\gamma_s = 1.05$ per SLU
Stati limite:	
resistenza caratteristica di calcolo SLU:	$f_{yd} = 261.90$ MPa

4.3.4 Chiodature tipo Superswellex

Tubi in acciaio S355 $\phi_e=52$ mm - sp=2mm,

tensione a rottura a trazione	≥ 510 MPa
tensione di snervamento	≥ 355 MPa
diametro perforazione	60 mm

4.3.4.1 Parametri di progetto

Resistenza di calcolo	$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$
con:	$\gamma_s = 1.05$ per SLU

4.4 Rivestimenti definitivo

4.4.1 Magrone

classe di resistenza	C12/15 MPa
contenuto minimo di cemento	150 kg/m ³

4.4.2 Calcestruzzo

norma di riferimento	EN 206-1 e UNI EN 11104
classe di resistenza	C32/40 MPa
classe di esposizione	XC2 + XA1
massimo rapporto a/c	0.50
classe di consistenza :	S3 (arco rovescio) - S4 (murette e calotta)
dimensione nominale massima degli aggregati	$D_{upper} = 32$ mm $D_{lower} = 20$ mm
tipo cemento	CEM IV secondo uni en 197-1
contenuto min. cemento	340 kg/m ³
copriferro nominale	40 mm

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		 anas GRUPPO FS ITALIANE
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

4.4.2.1 Parametri di progetto

Caratteristiche Calcestruzzo	Var	C32/40
Resistenza a compressione caratteristica cubica	R_{ck}	40
Resistenza a compressione caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 0.83 R_{ck}$	32
Resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	40.00
Resistenza media a trazione semplice	f_{ctm}	3.02
Resistenza caratteristica a trazione semplice	$f_{ctk5\%} = 0.7 f_{ctm}$	2.12
Resistenza caratteristica a trazione semplice	$f_{ctk95\%} = 1.3 f_{ctm}$	3.93
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{cfm} = 1.2 f_{ctm}$	3.63
Modulo elastico	$E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3}$	33346

STATI LIMITE ULTIMI	Var	
coefficiente γ_c	γ_c	1.50
coefficiente α_{cc}	α_{cc}	0.85
Resistenza a compressione di calcolo	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$	18.13
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$	1.41

STATI LIMITE DI ESERCIZIO	Var	
$\sigma_{c, max}$ - combinazione di carico caratteristica	$\sigma_{c, max} = 0.60 f_{ck}$	19.20
$\sigma_{c, max}$ - combinazione di carico quasi permanente	$\sigma_{c, max} = 0.45 f_{ck}$	14.40
σ_t - stato limite di formazione delle fessure	$\sigma_t = f_{ctm} / 1.2$	2.52

ANCORAGGIO DELLE BARRE	Var	
Tensione tan. ultima di ad. $\phi \leq 32$ mm - buona ad.	$f_{bd} = 2.25 \times 1.0 \times 1.0 \times f_{ctk} / g_c$	3.18
Tensione tan. ultima di ad. $\phi \leq 32$ mm - non buona ad.	$f_{bd} = 2.25 \times 0.7 \times 1.0 \times f_{ctk} / g_c$	2.22

4.4.2.2 Caratteristiche del calcestruzzo al fine della durabilità

Al fine di valutare le caratteristiche vincolanti delle miscele di calcestruzzo nei confronti della durabilità viene fatto riferimento alle norme **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** e **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** .

Relativamente alla scelta delle classi di esposizione tenuto conto che il tracciato si sviluppa oltre 2 km dalla linea di costa è stata esclusa l'applicazione della classe XS (Corrosione indotta dai cloruri contenuti nell'acqua di mare).

Analogamente, in accordo alla "Classificazione del livello di rischio di attacco del gelo per aree climatiche del territorio italiano" contenuta nell'appendice A alla norma **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**, che attribuisce alla **Veneto** un livello di rischio **Elevato**, è stata prevista l'applicazione della classe XF (Attacco dei cicli gelo/disgelo con o senza disgelanti), e conseguentemente della classe XD (corrosione indotta da cloruri esclusi quelli provenienti dall'acqua di mare).

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

Di seguito, per ciascun elemento viene riportata la classe di esposizione che risulta vincolante ai fini delle caratteristiche della miscela. Inoltre, sono riportati la classe di resistenza, i range previsti per le dimensioni massime degli aggregati, la classe di consistenza, il valore massimo del rapporto acqua/cemento, il tipo di cemento da impiegare in funzione della parte d'opera e il contenuto minimo di cemento:

Di seguito, per ciascun elemento viene riportata la classe di esposizione che risulta vincolante ai fini delle caratteristiche della miscela. Inoltre, sono riportati la classe di resistenza, i range previsti per le dimensioni massime degli aggregati, la classe di consistenza, il valore massimo del rapporto acqua/cemento, il tipo di cemento da impiegare in funzione della parte d'opera e il contenuto minimo di cemento:

CARATTERISTICHE DEI CALCESTRUZZI (UNI EN 206-1 / UNI 11104)					
CALCESTRUZZO PER		Magrone di sottofondazione	Arco rovescio	Murette	Calotta
Classe di resistenza (fck/Rck) (Mpa)		C12/15	C32/40	C25/30	C32/40
Classe di esposizione ambientale		-	XC2 - AX1	XC2 - AX1	XC2 - AX1
φ max inerti (mm)	Dupper	-	32	32	32
	Dlower	-	20	20	20
Classe di consistenza		-	S4	S3	S3
Rapporto max acqua/cemento		-	0,5	0,5	0,5
Contenuto massimo di cloruri		-	0,20%	0,20%	0,20%
Contenuto minimo di cemento (kg/m ³)		150	340	340	340

bella 4.1 – Caratteristiche dei Calcestruzzi

* Cemento LH (Low Heat) a basso calore di idratazione.

** I contenuti di cemento indicati saranno verificati in sede di prequalifica, imponendo che il riscaldamento del calcestruzzo del nucleo in condizioni adiabatiche rispetti le seguenti condizioni:

- $\delta T_{399} \leq 35^\circ$ per getti di spessore non superiore a 2 m;
- $\delta T_{799} \leq 35^\circ$ per getti di spessore superiore a 2 m.

In ogni caso, dovrà essere garantito il rispetto delle classi di esposizione e resistenza sopra indicate.

4.4.3 Copriferrini nominali

I valori minimi dello spessore dello strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferrino), ai fini della protezione delle armature dalla corrosione, sono riportati nella Tab. C4.1.IV delle circolari applicative §**Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**, nella quale sono distinte le tre condizioni ambientali di Tab. 4.1.IV delle NTC:

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		 anas GRUPPO FS ITALIANE
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

Tabella C4.1.IV - Copriferri minimi in mm

			barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
C_{min}	C_o	ambiente	$C \geq C_o$	$C_{min} < C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} < C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} < C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} < C < C_o$
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C30/37	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

I valori della tabella C4.1.IV si riferiscono a costruzioni con Vita Nominale di 50 anni (tipo 2 della Tab. 2.4.1 delle NTC). Per costruzioni con vita nominale di 100 anni (tipo 3 della citata Tab. 2.4.1), i valori della Tab. C4.1.IV vanno aumentati di 10 mm.

Per la definizione del calcestruzzo nominale, ai valori minimi di copriferro vanno aggiunte le tolleranze di posa, pari a 10 mm o minore, secondo indicazioni di norme di comprovata validità.

La tabella seguente illustra, i valori del calcestruzzo nominale, richiesti in base all'applicazione dei criteri sopra esposti e specializzati al caso in esame:

Elemento	Galleria
Tipo di armatura (1=barre da c.a.; 2=cavi da c.a.p.)	1
Elemento a piastra	SI
Classe di esposizione	XC2 - XA1
Ambiente	aggressivo
Rck	Mpa 40
Check Rck min	OK
copriferro minimo (Tab. C4.1.IV NTC)	mm 30
incremento Per $V_n=100$ (tipo di costruzione 3)	mm 0
elem. prefabbricato con ver. Copriferri*	NO
riduzione per produzioni con ver. Copriferri	0
Tolleranza di posa	10
copriferro nominale	mm 40
<i>* Elemento prefabbricato prodotto con sistema sottoposto a controllo di qualità</i>	

Tabella 4.2 – Valori dei copriferri nominali in base alle NTC2018

I valori effettivamente adottati per i copriferri nominali di progetto tengono conto anche di criteri di uniformità e della volontà di garantire valori maggiori dei minimi di norma per superfici contro-terra e particolarmente per le opere di sottofondazione. In questo caso, si è fatto riferimento alla indicazione dell'EC2 (EN 1992-1-1), che fissa a 75 mm il valore da garantire per il copriferro di opere gettate direttamente contro il terreno:

copriferro nominale di progetto	mm	40
--	-----------	-----------

Tabella 4.3 – Valori dei copriferri nominali adottati in progetto

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		 anas GRUPPO FS ITALIANE
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

4.4.4 Acciaio per calcestruzzo armato

Acciaio B450C controllato in stabilimento e saldabile

norma di riferimento	D.M. 17/01/2018 (capitolo 11)
impiego:	barre, reti e tralici elettrosaldati
resistenza caratteristica di snervamento f_{yk}	$\geq 450 \text{ n/mm}^2$
resistenza caratteristica di rottura f_{tk}	$\geq 540 \text{ n/mm}^2$
rapporto $(f_y/f_t)_k$	$1.15 \leq (f_y/f_t)_k < 1.35$
rapporto $(f_y/f_{ynom})_k$	≤ 1.25
allungamento $(\Delta l)_k$	$\geq 7.5\%$

4.4.4.1 Parametri di progetto:

Caratteristiche Acciaio per Calcestruzzo armato	Var	unità		
Qualità dell'acciaio			B450C	B450A
Tensione caratteristica di snervamento nominale	f_{yk}	Mpa	450	450
Tensione caratteristica a carico ultimo nominale	f_{tk}	Mpa	540	450
Modulo elastico	Es	Mpa	210000	210000
diametro minimo della barra impiegabile	ϕ_{min}	mm	6	5
diametro massimo della barra impiegabile	ϕ_{max}	mm	40	10
STATI LIMITE ULTIMI				
coefficiente γ_s	γ_s		1.15	1.15
Resistenza di calcolo	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$	Mpa	391.3	391.3
STATI LIMITE DI ESERCIZIO				
$\sigma_{s,max}$ - combinazione di carico caratteristica	$\sigma_{s,max} = 0.8 f_{yk}$	Mpa	360.0	360.0

4.4.5 Verifiche a fessurazione

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

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

Nel caso in esame si considerano:

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		 anas GRUPPO FS ITALIANE
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

- Condizioni **aggressive**; per le verifiche a fessurazione del **rivestimento definitivo** (classe di esposizione **XC2-XA1**).

La Tab. 4.1.IV stabilisce i criteri per la scelta degli stati limite di fessurazione in funzione delle condizioni ambientali e del tipo di armatura:

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

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile Stato limite	w_k	Poco sensibile 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	$\leq w_1$

Pertanto, nel caso in esame si ha:

- Verifiche a fessurazione – condizioni ambientali **Aggressive** – Armatura poco sensibile:
 - o Combinazione di azioni frequente: $w_k \leq w_2 = 0.3$ mm
 - o Combinazione di azioni quasi permanente: $w_k \leq w_1 = 0.2$ mm

In alcuni casi, in accordo al par. §4.1.2.2.4.5, le verifiche allo stato limite di apertura delle fessure sono state condotte senza calcolo diretto, verificando che la tensione di trazione dell'armatura, valutata nella sezione parzializzata per la combinazione di carico pertinente, sia contenuta entro i valori limite specificati nelle seguenti tabelle:

Tabella C4.1.II Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Diametro massimo ϕ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	-

Tabella C4.1.III - Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Spaziatura massima s delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

In rapporto a quanto specificato nelle precedenti tabelle è possibile individuare le tensioni limite dell'acciaio per ciascun diametro delle barre:

Tensioni limite in funzione diametro barre			
Diametro barre ϕ [mm]	Tensione max acciaio σ_s [Mpa]		
	$w_3=0.4$ mm	$w_2=0.3$ mm	$w_1=0.2$ mm
40	160	114	93
36	180	137	111
32	200	160	129
30	207	171	138
28	213	183	147
26	220	194	156
24	227	204	164
22	233	213	173
20	240	222	182
18	260	231	191
16	280	240	200
14	300	260	220
12	320	280	240
10	360	320	260
8	360	360	280
6	360	360	320

4.5 Impermeabilizzazioni

4.5.1 Canaletta in pvc

microfessurata superiormente al piede dell'impermeabilizzazione (UNI 4464 e 4465)

diametro esterno ≥ 110 mm

spessore ≥ 4.0 mm

4.5.2 Impermeabilizzazione - telo in pvc

spessore ≥ 2.0 mm (UNI 8202/6)

peso specifico ≥ 1.3 g/cm³ (UNI 7092)

resistenza a trazione ≥ 17 n/mm² (DIN 16938 e)

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

allungamento a rottura	300% (DIN 16938 e)
resistenza a compressione	≥ 300 n/cm ²
resistenza al calore	70 °c (DIN 53372)
resistenza al freddo	- 40 °c
resistenza alla pressione	≥ 10 atm (DIN 16938)
durezza a-shore	75 (DIN 53505)
piegatura a freddo	-20 °c (DIN 16938)
imputrescibilità	illimitata
termosaldatura doppia sulle giunzioni	

4.5.3 Geotessuto

tessuto non tessuto a filo continuo di polipropilene puro ottenuto per agugliatura meccanica coesionato

massa areica	≥ 500 g/m ²	(EN 965)
resistenza a trazione	≥ 30 kN/m	(EN ISO 10319)
allungamento a rottura	≥ 80 %	(EN ISO 10319)
spessore	≥ 4.0 mm	
cbr resistenza al punzonamento	≥ 5000 n	(EN ISO 12236)
permeabilità nel piano	$\geq 3.2 \times 10^{-10}$ m/s	(EN ISO 12958 pr)
classe di fuoco	2	(UNI 8457/a1-9174/A1)

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

5 FASE CONOSCITIVA: MODELLO GEOLOGICO, GEOTECNICO ED IDROGEOLOGICO

Dal punto di vista geologico, nella successione stratigrafica dell'area interessata dal tracciato si possono riconoscere le seguenti unità litologiche:

- **Detrito di versante.** Deposito caotico ad elementi eterometrici a spigoli vivi e arrotondati originato dai processi evolutivi dei versanti rocciosi e dallo smantellamento dei terrazzi fluviali sovrastanti.
- **Depositi alluvionali di alveo attuale.** Ghiaie grossolane e ciottoli, con lenti limo-sabbiose e sabbio-limose.
- **Depositi alluvionali terrazzati.** Ghiaie in matrice scarsamente sabbiosa con lenti di limo sabbiosa e sabbio-limosa, variamente ghiaiose, scarsamente argillose.
- **Depositi fluvio-glaciali.** Ghiaie grossolane e ciottoli con lenti limo sabbiose e sabbio-limose, scarsamente argillose, localmente cementate.
- **Calcere di Soccher.** Calcari micritici verdi e rossastri in strati sottili tabulari, fortemente selciferi, intercalati a biocalcareni gradate, sovente laminate e facies tipiche del Rosso Ammonitico.

Per maggiori dettagli si rimanda alla Relazione Geologica (vedi elaborato VE407_T00GE00GEORE01A).

Le caratteristiche geotecniche dei terreni e delle rocce interessate dal tracciato sono state investigate con un'approfondita campagna di indagini geognostica, geofisica e geotecnica svolta nel corso del 2021 e 2022. La campagna di indagini è stata condotta su incarico ANAS dalla ditta Vicenzetto S.R.L., nel rispetto delle disposizioni, delle specifiche tecniche e del capitolato d'appalto ANAS, nonché delle raccomandazioni AGI 1977/1994 e hanno previsto:

- n° 27 sondaggi a carotaggio continuo, di cui n° 14 condizionati con tubo per prove Down-Hole e n° 13 condizioni a piezometro a tubo aperto;
- n° 2 sondaggi a distruzione di nucleo e carotaggio continuo, condizionati con piezometro a tubo aperto;
- n° 271 prove penetrometriche dinamiche S.T.P.;
- n° 34 pozzetti, dei quali n° 14 geognostici e n° 20 ambientali;
- n° 14 prove pressiometriche;
- n° 40 prove di permeabilità di cui n° 30 Léfranc e n° 10 Lugeon;
- n° 20 prove dilatometriche;
- n° 145 prelievo di campioni per la caratterizzazione geotecnica durante l'esecuzione dei sondaggi, di cui n° 2 indisturbati, n° 113 rimaneggiati e n° 30 litoidi;
- n° 27 prelievo di campioni a fini ambientali;
- n° 7 prelievo di campioni di acqua di falda;
- Analisi e prove geotecniche di laboratorio.

I terreni e le rocce che ricadono nel volume di terreno significativo ai fini geotecnici sono stati raggruppati in 2 classi, per ciascuna delle quali possono distinguersi i termini principali indicati nella tabella che segue.

Terreni sciolti	
FLG	Ghiaie e Sabbie , ghiaie con sabbia e sabbie con ghiaie, spesso da limose a debolmente limose, raramente con ciottoli, di origine fluvio-glaciale blandamente cementate. I grani presentano spesso spigoli arrotondati. Colore dall'avana al beige al biancastro, con rari segmenti giallastri. Rara presenza di sezioni più limose a profondità elevate.
Rocce lapidee	
Ca	Calcari e calcareniti , color grigio chiaro con patine e zone ossidate color avana, con discontinuità spesso ricementate. Presenta di fratture variamente orientate da sub-orizzontali a inclinate di circa 45°. Le discontinuità si presentano lisce e parzialmente ossidate. A zone l'ammasso risulta più fratturato.

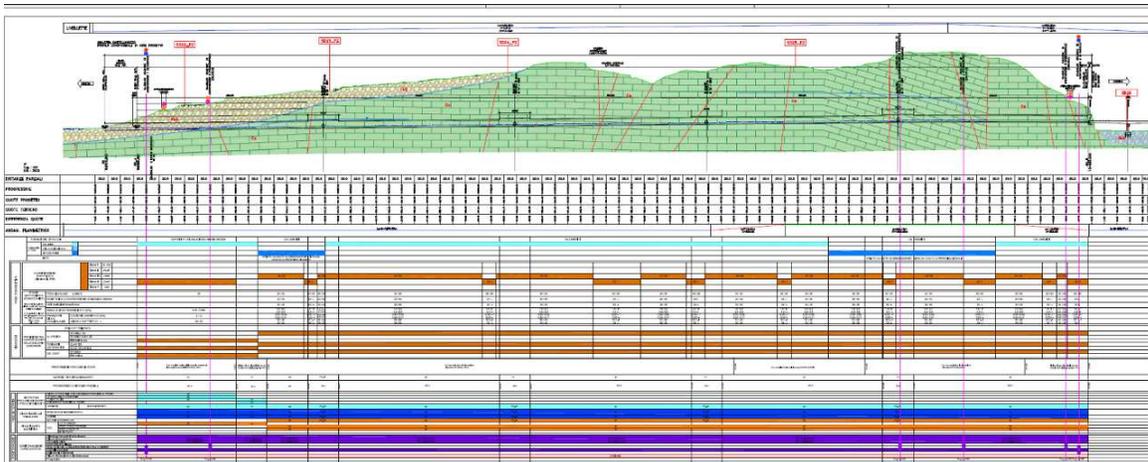


Figura Profilo geomeccanico della Galleria naturale Castellavazzo.

La posizione della falda è rappresentata sul profilo geomeccanico delle gallerie e presenta un massimo carico di circa 30 m sulla calotta.

Si rimanda alla relazione geotecnica per la descrizione delle indagini eseguite sulla galleria in esame e sul modello interpretativo geotecnico.

5.1 Modellazione geotecnica dei terreni sciolti

I terreni sciolti granulari (ghiaie) si incontrano nel tratto iniziale delle due gallerie. (principale e di emergenza).

È stato considerato un legame costitutivo "elasto plastico ideale" nel quale i parametri di resistenza di picco e residui coincidono. Il rapporto k_0 tra le tensioni orizzontali e verticali è stato assunto pari a 1 nelle zone ad alta copertura, 0,5 nelle zone di imbocco.

Per la determinazione delle caratteristiche di resistenza al taglio si è fatto riferimento al criterio di rottura di Mohr - Coulomb.

Si riportano a continuazione i parametri di progetto (minimi e medi per la formazione:

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

Unità Flg (depositi fluvio glaciali) – Ghiaie localmente cementate

$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$c' = 5 \div 10 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\varphi' = 35 \div 40^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$E = 40 - 55 \text{ MPa}$	modulo di deformazione

Per le verifiche si considerano i valori medi.

5.2 Modellazione geomeccanica degli ammassi rocciosi

Ad esclusione dei primi tratti in terreni sciolti, le due gallerie incontreranno terreni lapidei fratturati (calcari).

5.2.1 Modello di comportamento ed involuppi di rottura

È stato considerato un legame costitutivo "elasto plastico ideale" nel quale i parametri di resistenza di picco e residui coincidono. Il rapporto k_0 tra le tensioni orizzontali e verticali è stato assunto pari a 1 nelle zone ad alta copertura, 0,5 nelle zone di imbocco.

Per la determinazione delle caratteristiche di resistenza al taglio degli ammassi rocciosi si è fatto riferimento al criterio di rottura sviluppato da Hoek-Brown nella formulazione del 2002 (Hoek, Carranza, Torres et al.) nel quale la resistenza al taglio è rappresentata da un involuppo di rottura non lineare e fortemente curvilineo in presenza di bassi livelli tensionali.

Il criterio di rottura è definito dalla seguente relazione:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} (mb \frac{\sigma_3}{\sigma_1} + s)^a$$

con:

σ_1, σ_3	tensioni principali effettive a rottura;
mb	costante di Hoek-Brown relativa all'ammasso roccioso;
s ed a	costanti dipendenti dalle caratteristiche geomeccaniche dell'ammasso;
σ_{ci}	resistenza a compressione monoassiale della roccia intatta.

5.2.2 Determinazione valori geomeccanici caratteristici relativi alla roccia intatta ed indice GSI

Si riporta a continuazione una tabella riassuntiva dei risultati delle prove di laboratorio effettuate sui campioni di roccia della formazione interessata dallo scavo della galleria, Si rimanda alla Relazione geotecnica per

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		 anas GRUPPO FS ITALIANE
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

maggiori dettagli.

Unità	γ [kN/m ³]			resist. roccia intatta σ_{ci} [MPa]			mi [-]	RMR [-]			GSI [-]		
	min	med	max	min	med	max		min	med	max	min	med	max
Ca (D=0)	24,0	25,0	26,0	40,0	55,0	95,1	8	40	54	64	35	49	59
Ca (D=0,5)	24,0	25,0	26,0	40,0	55,0	95,1	8	40	54	64	35	49	59

5.2.3 Assegnazione valori caratteristici per tratta

Per tutte le verifiche si utilizzano i **valori minimi**, per l'ammasso si considera un disturbo pari a 0, per le zone interessate dallo scavo e limitrofe, si considera un fattore di disturbo pari a 0,5. Come evidenziato in seguito, lo scavo della galleria, vista la presenza di infrastrutture ed edifici, sarà effettuato con limitazione alle metodologie di scavo da parte dell'impresa. In alcune zone sarà previsto il solo uso di microcariche, in altre sarà vietato l'uso di esplosivo, pertanto, questa assunzione si considera fortemente a favore di sicurezza.

5.2.4 Parametri di resistenza e deformabilità ammasso

Per definire i parametri di resistenza e deformabilità caratteristici degli ammassi rocciosi secondo il criterio di rottura assunto, sono state utilizzate le seguenti relazioni:

parametri di resistenza (Hoek-Brown 2002):

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

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

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

$$\sigma'_{cm} = \sigma_{ci} \frac{(m_b + 4s - a(m_b - 8s))(m_b/4 + s)^{a-1}}{2(1+a)(2+a)}$$

parametri di deformabilità (Hoek-Brown 1988):

Essendo σ'_{cm} la resistenza a compressione monoassiale dell'ammasso roccioso.

Parametri di deformabilità dell'ammasso roccioso (Hoek-Brown 2002):

$$E_m \text{ (GPa)} = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} \cdot 10^{[(GSI-10)/40]} \quad \text{valida per ammassi caratterizzati da } \sigma_{ci} \leq 100 \text{ MPa}$$

Nelle espressioni sopra riportate compare il parametro D che rappresenta un indice legato al disturbo apportato dal sistema di scavo all'ammasso roccioso. D varia da 0 (assenza di disturbo) a 1 (massimo

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

disturbo). Nel caso in oggetto, le marne saranno scavate con mezzi meccanici che minimizzano il disturbo all'ammasso circostante. Pertanto, secondo le indicazioni degli autori si assume **D=0 per l'ammasso e D=0,5 per l'area di scavo.**

Di seguito si riepilogano le caratteristiche geotecniche degli ammassi rocciosi determinate con riferimento alle tratte a comportamento omogeneo individuate:

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

LAVORO: Galleria Castellavazzo

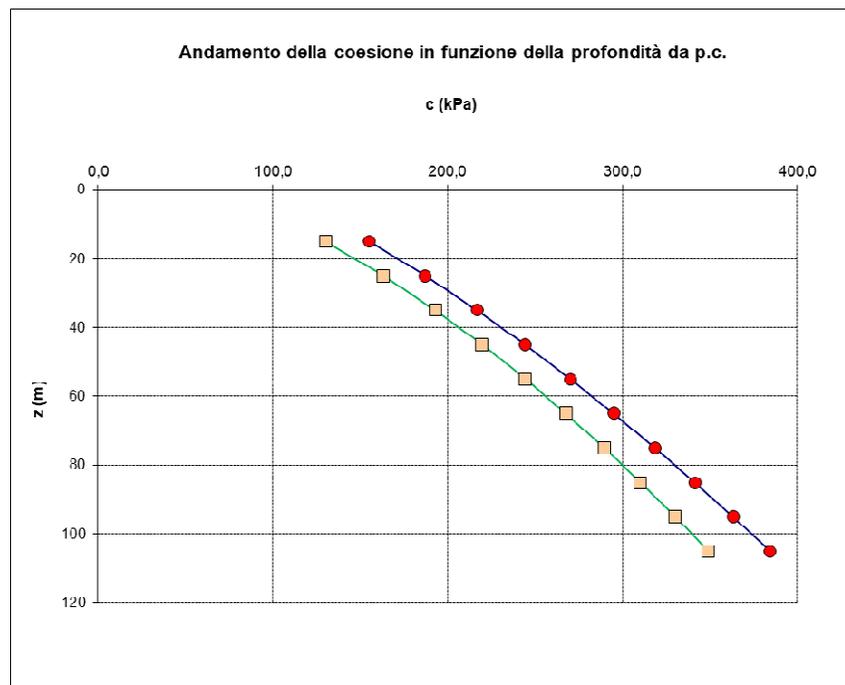
PARAMETRI DI RESISTENZA E DEFORMABILITA' DELLA MASSA ROCCIOSA

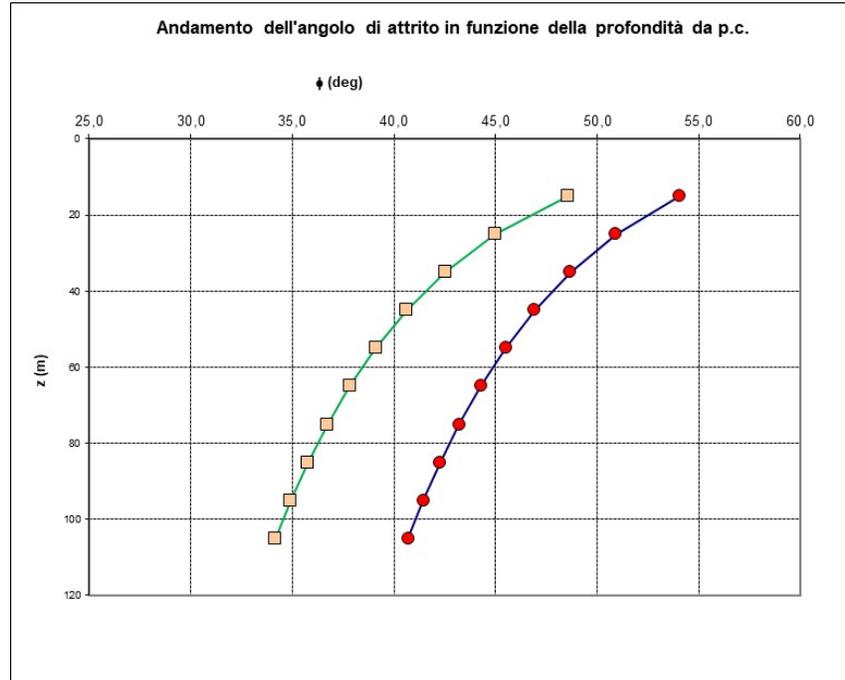
	Unità		Calcari Non disturbati		Calcari Disturbati	
	var	unità	MIN	MED	MIN	MED
CARATTERISTICHE DELLA ROCCIA INTATTA						
peso specifico della roccia	γ	MN/m ³	0,025		0,025	
Resistenza a compressione uniax. Della roccia intatta	CO	MPa	40		40	
Parametro mi	mi		8		8	
Modulo di Poisson	v		0,3		0,3	
CARATTERISTICHE DELLA MASSA ROCCIOSA						
GSI	GSI		35	49	35	49
Fattore di disturbo	D		0	0	0,5	0,5
Parametri di resistenza secondo Hoek-Brown (2002)						
Parametro mb	mb		0,79	1,29	0,36	0,71
parametro s	s		7,3E-04	3,5E-03	1,7E-04	1,1E-03
parametro a	a		0,516	0,506	0,516	0,506
Resistenza a comp. uniax. Dell' ammasso	ocb	Mpa	4,44	6,14	2,96	4,45
Parametri di deformabilità secondo Hoek-Brown (1988)						
Modulo elastico	Em	Mpa	2667	5971	2000	4478
peso specifico della roccia	γ	MN/m ³	0,025	0,025	0,025	0,025
Resistenza a compressione uniax. Della roccia intatta	CO	Mpa	40	40	40	40
Parametro mi	mi		8	8	8	8
Modulo di Poisson	v		0,30	0,30	0,30	0,30
CARATTERISTICHE DELLA MASSA ROCCIOSA						
RMR	RMR		40	54	40	54
GSI in condizioni di picco	GSI		35	49	35	49
GSI in condizioni residue	GSI		35	49	35	49
Resistenza a comp. uniax. Dell' ammasso	ocb	Mpa	2,85	4,96	2,85	4,96
Parametri di resistenza secondo Hoek-Brown (1988)						
m in condizioni di picco	mb		0,785	1,294	0,785	1,294
s in condizioni di picco	s		0,00073	0,00346	0,00073	0,00346
m in condizioni residue	mr		0,785	1,294	0,785	1,294
s in condizioni residue	sr		0,000730	0,003459	0,000730	0,003459
Parametri di resistenza secondo Ribacchi (1994)						
m in condizioni residue	mr		0,550	0,906	0,550	0,906
s in condizioni residue	sr		0,000029	0,000138	0,000029	0,000138
Parametri di resistenza secondo Hoek et al. (2002)						
Fattore di disturbo per la roccia disturbata	Db		0	0	0,5	0,5
Parametro a	a		0,516	0,506	0,516	0,506
parametro di resistenza m per roccia indisturbata	mb		0,785	1,294	0,362	0,705
parametro di resistenza s per roccia indisturbata	s		0,00073	0,00346	0,00017	0,00111
Parametri di deformabilità secondo Hoek-Brown (2002)						
Modulo elastico	Em	Mpa	2667	5971	2000	4478

5.2.5 Parametri di resistenza equivalenti Mohr-Coulomb

A continuazione si riportano i parametri equivalenti Mohr-Coulomb in funzione della profondità per il caso di fattore di Disturbo=0 e fattore di disturbo D=0,5:

Parametri geotecnici secondo Mohr-Coulomb									
				D	0			D	0,5
Hc	z	s'3max	s'3n	f'	c'	s'3max	s'3n	f'	c'
(m)	(m)	(Mpa)	(Mpa)	(deg)	(kPa)	(Mpa)	(Mpa)	(deg)	(kPa)
10	15	0,2044	0,00511	54,0	155,5	0,1995	0,00499	48,5	130,1
20	25	0,3304	0,00826	50,9	187,3	0,3225	0,00806	45,0	163,4
30	35	0,4534	0,01133	48,7	216,8	0,4425	0,01106	42,5	192,9
40	45	0,5742	0,01435	46,9	244,3	0,5604	0,01401	40,6	219,7
50	55	0,6934	0,01733	45,5	270,3	0,6767	0,01692	39,1	244,5
60	65	0,8113	0,02028	44,3	295,0	0,7917	0,01979	37,8	267,7
70	75	0,9281	0,0232	43,2	318,6	0,9057	0,02264	36,7	289,5
80	85	1,0439	0,0261	42,3	341,4	1,0188	0,02547	35,8	310,3
90	95	1,1590	0,02897	41,5	363,3	1,1311	0,02828	34,9	330,2
100	105	1,2733	0,03183	40,7	384,5	1,2427	0,03107	34,2	349,3





5.3 Parametri di progetto utilizzati per le verifiche agli stati ultimi GEO

Le verifiche agli stati limite ultimi devono essere eseguite con l'Approccio 1, considerando le due combinazioni di coefficienti:

Combinazione 1: (A1+M1+R1)

Combinazione 2: (A2+M2+R2)

con i valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e con i coefficienti γ_R dei gruppi R1 e R2 pari all'unità.

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ (o γ_F)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano completamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		
VE407	Relazione di calcolo	

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	γ_ϕ	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{sk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

La combinazione più gravosa per le verifiche di stabilità degli scavi sono quelle della combinazione 2. Pertanto, per i terreni sciolti, si sono utilizzati i seguenti valori ridotti di resistenza Mohr-Coulomb:

Parametri geotecnici secondo Mohr-Coulomb ridotti per verifiche GEO				
Hc	z	Hc	f'	c'
(m)	(m)	(m)	(deg)	(kPa)
10	15	10	33,9	8,0
20	25	15	33,9	8,0
30	35	20	33,9	8,0

Per gli ammassi rocciosi, si sono utilizzati i seguenti valori ridotti di resistenza Mohr-Coulomb equivalenti:

Parametri geotecnici secondo Mohr-Coulomb ridotti per verifiche GEO						
Hc	z	Hc	D	0	D	0,5
(m)	(m)	(m)	f'	c'	f'	c'
(m)	(m)	(m)	(deg)	(kPa)	(deg)	(kPa)
10	15	10	47,8	124,4	42,2	104,1
20	25	15	44,6	149,8	38,6	130,7
30	35	20	42,3	173,4	36,3	154,3
40	45	25	40,6	195,4	34,5	175,7
50	55	30	39,1	216,2	33,0	195,6
60	65	40	38,0	236,0	31,8	214,1
70	75	50	36,9	254,9	30,8	231,6
80	85	60	36,0	273,1	30,0	248,3
90	95	60	35,2	290,6	29,2	264,2
100	105	70	34,5	307,6	28,5	279,4

5.3.1 Parametri di progetto utilizzati per le verifiche agli stati ultimi STR

Le verifiche strutturali degli elementi di rinforzo, in avanzamento dal fronte e sulle pareti di scavo, e delle strutture di rivestimento, di prima fase e definitive, devono essere eseguite come specificato al § 6.2.4.1.3,

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

utilizzando i valori caratteristici dei parametri geotecnici, amplificando le azioni con i coefficienti parziali del gruppo A1 (1.3).

Pertanto, per i parametri geotecnici si utilizzeranno i parametri caratteristici indicati precedentemente.

5.4 Comportamento spingente: individuazione del fattore di squeeze

Per comportamento spingente dell'ammasso si intende "il comportamento che si manifesta quando la variazione dello stato di equilibrio originario indotta dallo scavo ed il relativo incremento delle sollecitazioni al contorno sono tali da provocare il raggiungimento dei valori di resistenza dell'ammasso roccioso con l'innesco di fenomeni deformativi dipendenti dal tempo (creep)", secondo la definizione dell'ISRM 1993.

L'entità delle convergenze, delle deformazioni e l'estensione della fascia plastica dipendono dalle condizioni geologiche e geostrukturali che caratterizzano gli ammassi, del rapporto tra tensioni geostatiche e proprietà di resistenza dell'ammasso, dall'eventuale presenza di falda e dalle pressioni interstiziali.

Gli effetti del comportamento spingente dell'ammasso sono strettamente dipendenti dalle modalità di scavo e posa in opera dei sostegni di prima fase. In particolare, se l'installazione dei sostegni è ritardata rispetto allo scavo, si evidenziano significative convergenze con riduzione della sagoma interna della galleria e conseguenti ridistribuzioni tensionali al contorno del cavo. Di contro, se il rivestimento è posto in opera in prossimità del fronte, le deformazioni sono impedita e il comportamento spingente dell'ammasso porterà nel lungo termine ad un incremento di carico sui rivestimenti.

Gli studi condotti sulla base di scavi di gallerie in ammassi in cui si sono manifestati comportamenti spingenti, hanno permesso di stabilire quanto segue:

- ✓ Il comportamento spingente si manifesta in ammassi caratterizzati da scadenti caratteristiche di resistenza e deformabilità. Sono state individuate una serie di formazioni rocciose in cui il comportamento spingente può avere luogo, tra queste i gneiss, i micascisti e calciscisti (tipici di zone tettonizzate e faglie), gli argilloscisti, gli ammassi argilloso-marnosi;
- ✓ Il comportamento spingente è associato alla formazione di fasce plastiche al contorno della galleria con conseguenti significativi incrementi di convergenza e spostamenti al fronte di scavo;
- ✓ Il regime delle pressioni interstiziali ed il livello di falda influenzano l'evoluzione dello stato tensio-deformativo dell'ammasso. Misure di drenaggio che determinano un abbassamento del livello di falda, messi in atto in avanzamento dal fronte o dall'esterno si sono rivelati efficaci in termini di controllo delle deformazioni;
- ✓ Le modalità di scavo e rivestimento influenzano le condizioni di stabilità della galleria. In generale, la posa in opera di rivestimenti di prima fase in immediata prossimità del fronte di scavo è stato appurato essere il fattore più importante di controllo delle deformazioni dell'ammasso.

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

Una indicazione sul comportamento potenzialmente spingente degli ammassi interessati dagli scavi delle gallerie, in rapporto alle condizioni geostatiche dipendenti dalle coperture ed alle proprietà di resistenza, è determinabile sulla base dell'approccio di Hoek e Marinos (2000).

Gli autori utilizzano il rapporto tra la resistenza a compressione uniassiale dell'ammasso σ_{cm} e lo stato tensionale in situ p_0 quale indicatore del potenziale comportamento spingente allo scavo, fornendo la seguente relazione approssimata che permette di stabilire la deformazione della galleria ε_t , intesa come rapporto tra lo spostamento radiale ed il raggio di scavo della galleria, in rapporto allo stato tensionale iniziale ed alla resistenza dell'ammasso:

$$\varepsilon = 0.15 \times (\sigma_{cb}/p_0)^{-1.85}$$

con:

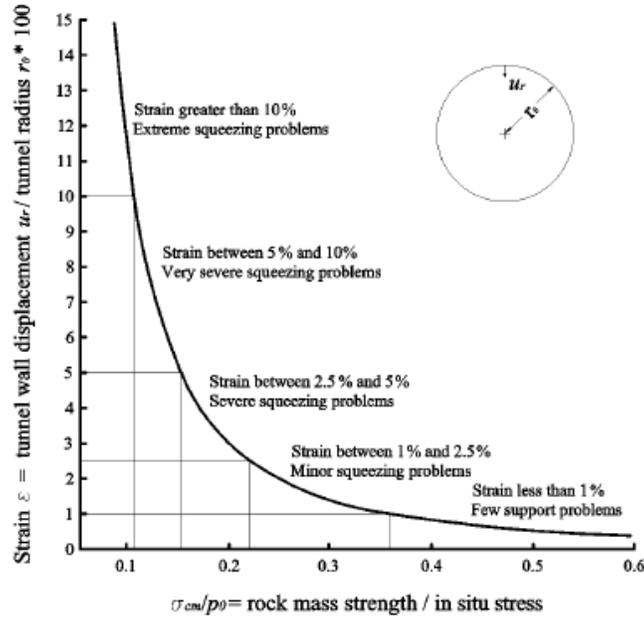
σ_{cb} resistenza a compressione monoassiale dell'ammasso roccioso;

p_0 carico litostatico.

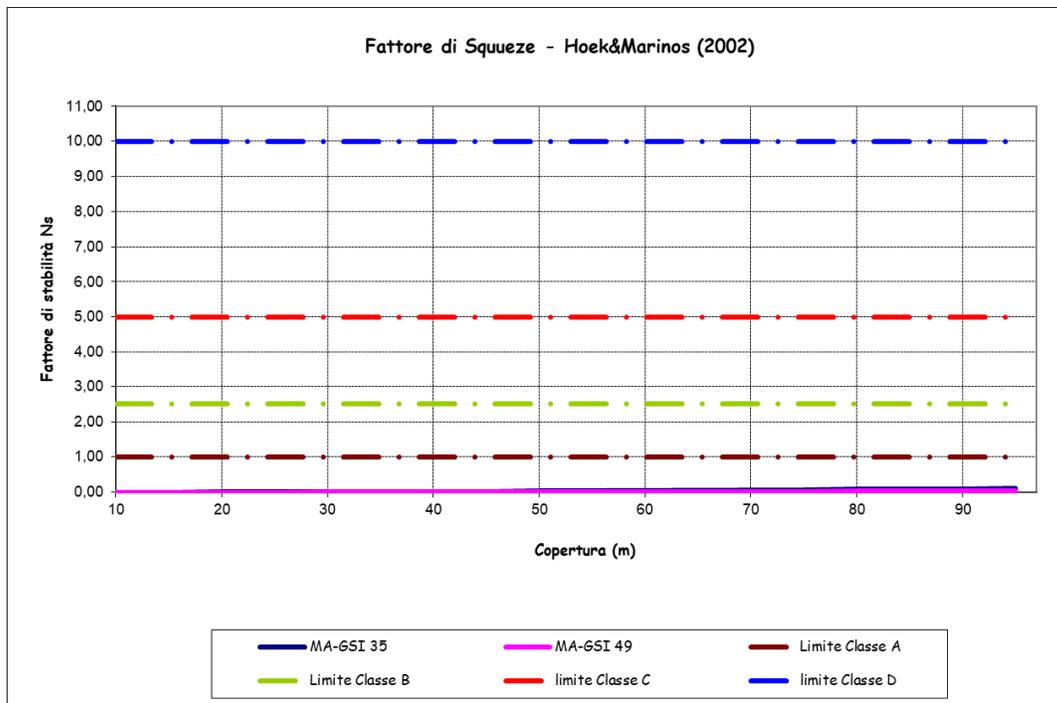
Sulla base della deformazione ε prevista vengono individuate n.5 classi di comportamento (Hoek – Marinos 2000):

<i>A</i>	$\varepsilon < 1.0$	<i>Non spingente</i>
<i>B</i>	$1.0 \leq \varepsilon < 2.5$	<i>Leggermente spingente</i>
<i>C</i>	$2.5 \leq \varepsilon < 5.0$	<i>Spingente</i>
<i>D</i>	$5.0 \leq \varepsilon < 10$	<i>Molto Spingente</i>
<i>E</i>	$10 \leq \varepsilon$	<i>Estremamente Spingente</i>

La seguente curva fornisce in maniera diretta il legame tra il rapporto σ_{cm}/p_0 e la deformazione attesa, permettendo di individuare in prima approssimazione il comportamento potenzialmente spingente dell'ammasso:



In base a quanto sopra è stato individuato il potenziale comportamento spingente degli ammassi con riferimento alle intrinseche proprietà di resistenza ed allo stato tensionale iniziale corrispondente alle coperture disponibili.



SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

I risultati mostrano come l'ammasso, considerando i valori minimi e medi, al crescere della copertura, presenti comportamento non spingente.

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

6 FASE DI DIAGNOSI

6.1 Fronte di scavo

In accordo con il metodo ADECO-RS, la valutazione dell'evoluzione dello stato tensionale nel terreno a seguito della realizzazione di una galleria viene condotta attraverso l'analisi dei fenomeni deformativi del mezzo attraversato, che forniscono informazioni sul comportamento della cavità nei riguardi della stabilità a breve e a lungo termine.

Il comportamento del cavo e del fronte è infatti funzione, oltre che delle caratteristiche geometriche della cavità stessa e dei carichi litostatici cui è soggetta, delle caratteristiche di resistenza e di deformabilità del nucleo d'avanzamento, inteso come il prisma di terreno individuato a monte del fronte dallo stesso profilo di scavo per una profondità di circa un diametro. Se il nucleo non è costituito da materiale sufficientemente rigido e resistente da mantenere in campo elastico il proprio comportamento tenso-deformativo, si sviluppano fenomeni deformativi e plasticizzazioni rilevanti in avanzamento sul fronte, cui conseguono il detensionamento e il decadimento delle caratteristiche geomeccaniche del terreno al contorno del cavo. Se, viceversa, il comportamento del nucleo d'avanzamento si mantiene in campo elastico, esso svolge un'azione di precontenimento del cavo, che si mantiene a sua volta in condizioni elastiche, conservando le caratteristiche di massima resistenza del materiale attraversato.

Il comportamento del fronte di scavo, al quale è legato quello della cavità, può essere sostanzialmente ricondotto a tre categorie di comportamento:

6.1.1 Categoria A: galleria a fronte stabile

Se il fronte di scavo è stabile, lo stato tensionale al contorno della cavità in prossimità del fronte si mantiene in campo prevalentemente elastico, e i fenomeni deformativi osservabili sono di piccola entità e tendono ad esaurirsi rapidamente. In questo caso anche il comportamento del cavo sarà stabile, mantenendosi prevalentemente in campo elastico, e quindi non si rendono necessari interventi preventivi di consolidamento, se non localizzati e in misura molto ridotta. Il rivestimento definitivo costituirà allora il margine di sicurezza per la stabilità a lungo termine.

6.1.2 Categoria B: galleria a fronte stabile a breve termine

Questa condizione si verifica quando lo stato tensionale indotto dall'apertura della cavità supera la resistenza meccanica del materiale al fronte, che non ha più un comportamento di tipo elastico, ma assume un comportamento di tipo elasto-plastico. I fenomeni deformativi connessi con la conseguente redistribuzione delle tensioni risultano più accentuati che nel caso precedente, e producono nell'ammasso al fronte una decompressione che porta al superamento della resistenza caratteristica del materiale. Questa decompressione può essere opportunamente controllata e regimata con adeguati interventi di

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

preconsolidamento del fronte e/o di consolidamento al contorno del cavo. In tal modo si fornisce l'opportuno contenimento all'ammasso, che manterrà un comportamento stabile. Nel caso non si prevedano opportuni interventi, lo stato tenso-deformativo potrà evolvere verso situazioni di instabilità del cavo in via di realizzazione. Ancora, il rivestimento definitivo costituirà il margine di sicurezza a lungo termine.

6.1.3 Categoria C: galleria a fronte instabile

L'instabilità progressiva del fronte di scavo è attribuibile ad una accentuazione dei fenomeni deformativi in campo plastico, che risultano immediati e più rilevanti, manifestandosi prima ancora che avvenga lo scavo, oltre il fronte stesso. Tali deformazioni producono una decompressione più accentuata dell'ammasso al fronte, e portano ad un progressivo e rapido decadimento delle caratteristiche geomeccaniche del materiale. Questo tipo di decompressione più accentuata deve essere contenuto prima dell'arrivo del fronte di scavo, e richiede pertanto interventi di preconsolidamento sistematici in avanzamento, che consentano di creare artificialmente l'effetto arco capace di far evolvere la situazione verso configurazioni di equilibrio stabile.

6.2 Metodi di analisi delle categorie di comportamento

L'individuazione delle classi di comportamento del fronte è stata condotta utilizzando i metodi di analisi della stabilità del fronte (Panet e Tamèz) e il metodo delle linee caratteristiche.

Le soluzioni presentate in letteratura che consentono di valutare la stabilità del fronte fanno riferimento ad una galleria realizzata in un terreno omogeneo.

Il metodo delle linee caratteristiche consente di valutare la risposta deformativa del fronte e della cavità nelle ipotesi di stato di sforzo costante ed isotropo e galleria a sezione circolare; è pertanto applicabile nel caso di galleria profonda (indicativamente con copertura in chiave di calotta $> 2.5\div 3$ volte il diametro della galleria).

Per coperture inferiori a $2.5\div 3$ volte il diametro della galleria (condizione di galleria superficiale) occorre portare in conto la natura tridimensionale del problema e valutare i possibili meccanismi di rottura del terreno che possono propagarsi fino al piano campagna.

Le metodologie di analisi sono state applicate in relazione alle coperture di progetto, individuando, anche in funzione delle caratteristiche geotecniche, il comportamento del fronte fra i tre precedentemente illustrati:

- ✓ Categoria A – "Fronte stabile"
- ✓ Categoria B – "Fronte stabile a breve termine"
- ✓ Categoria C – "Fronte instabile".

6.2.1 Metodo semi-empirico di Panet

Per gli ammassi rocciosi la stabilità del fronte viene valutata in condizioni naturali, cioè in assenza di interventi di stabilizzazione, secondo le indicazioni fornite da Panet (1995).

Tale approccio fa riferimento al valore dell'indice:

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		 Sanas GRUPPO FS ITALIANE
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

$$N = \frac{2 \times p_0}{\sigma_{cm}}$$

essendo:

p_0 pressione geostatica

σ_{cm} resistenza a compressione monoassiale dell'ammasso.

Se $N < 1$ la resistenza dell'ammasso non viene mai raggiunta dalle pressioni agenti al contorno del cavo, si è cioè in condizioni elastiche.

Nel caso si producano deformazioni plastiche ($N > 1$), vengono individuate tre possibili condizioni:

$N < 2$ il fronte di scavo è in condizioni di stabilità, le deformazioni nella zona del fronte rimangono in campo elastico; allontanandosi dal fronte si hanno condizioni di plasticizzazione;

$N > 5$ il fronte di scavo è in condizioni di stabilità critica (instabilità), la zona plastica si sviluppa davanti al fronte di scavo che risulta completamente plasticizzato;

$2 < N < 5$ si è in una situazione intermedia fra le due precedenti; il fronte di scavo presenta porzioni plasticizzate mentre la zona a tergo dello stesso si presenta completamente plasticizzata.

6.2.2 Metodo semi-empirico di Tamèz

La valutazione della stabilità del fronte di scavo può essere condotta in via preliminare mediante l'impiego di metodi analitici semplificati all'equilibrio limite. In particolare, si fa riferimento alle teorie di Tamez e Cornejo che ipotizzano l'esistenza di prismi di terreno in distacco secondo sezioni longitudinali, giungendo a definire un coefficiente di sicurezza FSF nei confronti della stabilità del fronte di scavo. Il metodo dell'equilibrio limite proposto da Tamez tiene conto della riduzione dello stato di confinamento triassiale del nucleo di terreno oltre il fronte per mezzo di un meccanismo di rottura del tipo effetto volta, con il quale il volume di terreno gravante sulla corona della galleria è definito da un paraboloide, approssimato mediante tre solidi prismatici, come illustrato nelle figure seguenti.

In tal maniera il terreno effettivamente gravante sulla calotta corrisponde all'intera copertura presente solo nel caso di gallerie superficiali ($z/D < 3$), mentre per gallerie profonde il carico gravante in calotta, corrisponde al paraboloide di altezza h_1 .

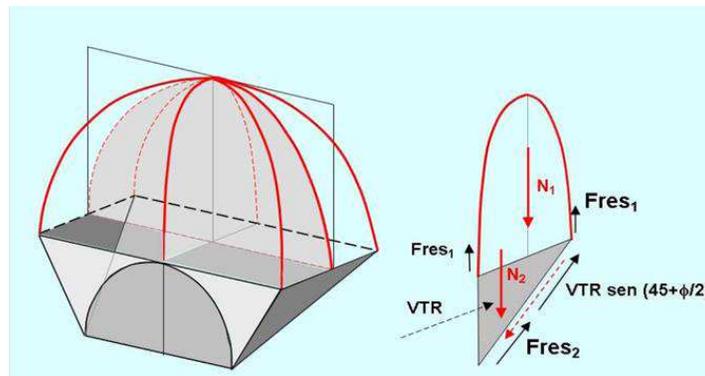
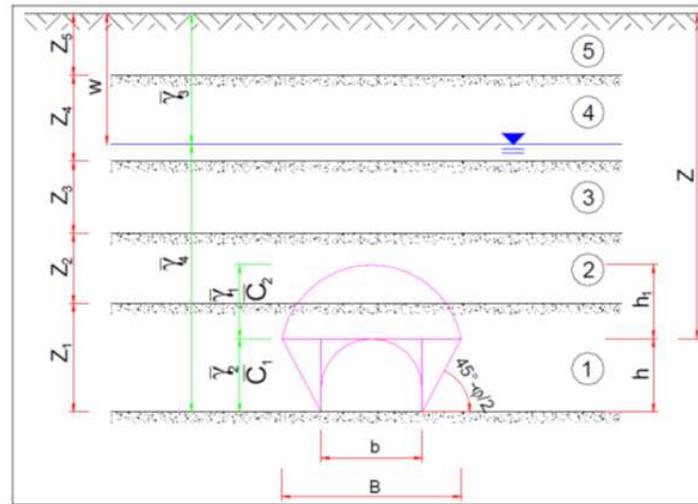


Figura. Metodo di Tamez.

In questo modo si determinano le massime tensioni tangenziali che si possono sviluppare sulle facce di ogni prisma senza che avvengano scorrimenti (forze resistenti) e le forze di massa di ogni prisma (forze agenti). Il rapporto tra i momenti delle forze resistenti e delle forze agenti fornisce un coefficiente di sicurezza del fronte, denominato FSF (face security factor).

Il metodo consente di analizzare le condizioni di stabilità di terreni omogenei (denominati T1) o stratificati (T2), a comportamento prevalentemente coesivo (C) o a comportamento coesivo-attritivo (CF).

È possibile interpretare le condizioni di stabilità del fronte sulla base dei valori ottenuti per il coefficiente di sicurezza:

$FSF \geq 2$ il fronte è stabile e l'ammasso rimane in campo elastico;

$2 > FSF \geq 1.5$ il fronte è stabile ma l'ammasso evolve in campo elasto-plastico con spostamenti limitati;

$1.5 > FSF \geq 1.3$ il fronte è stabile ma l'ammasso evolve in campo elasto-plastico con spostamenti significativi;

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

Caso $FSF < 1$ il fronte è instabile.

Nel caso di un mezzo con coesione e angolo di attrito (gruppo T-1-CF), si può avere, con riferimento alla Figura seguente, che la stabilità del prisma (3), espressa dal coefficiente di sicurezza FS_3 sia più critica dell'insieme dei tre prismi e il coefficiente di sicurezza dovrebbe essere assunto considerando il più piccolo tra i due.

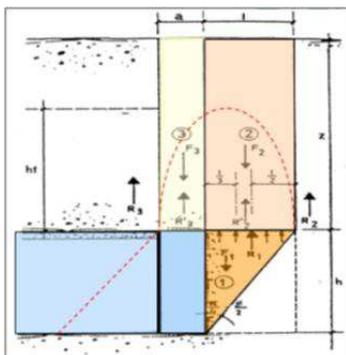
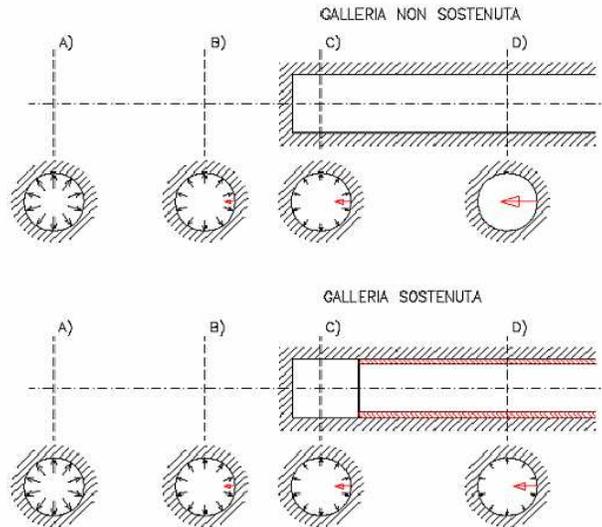


Figura. Stabilità del fronte scavo nel caso di un mezzo con coesione e angolo di attrito.

6.2.3 Metodo delle linee caratteristiche

Le linee caratteristiche, o meglio il metodo convergenza-confinamento, consistono nel simulare lo scavo di una galleria nell'ipotesi di simmetria assiale e di stato di deformazione piana. Lo scavo è rappresentato come una graduale riduzione di una pressione fittizia "p" applicata alle pareti della galleria, tramite cui si simula il progressivo deconfinamento del terreno prodotto dall'avvicinarsi del fronte di scavo alla sezione di calcolo e al successivo avanzamento del fronte stesso, cui corrisponde una convergenza radiale "u" crescente in funzione delle caratteristiche dell'ammasso.

Se la galleria è scavata in assenza di sostegni, il valore finale della pressione di confinamento è pari a 0; in caso contrario, allo stato finale, è presente una pressione di confinamento > 0 che rappresenta la pressione di equilibrio del cavo ottenuta dall'intersezione della linea caratteristica della cavità e dei rivestimenti impiegati. Questa ultima curva, a sua volta, dipende dalle proprietà dei materiali impiegati e dalle deformazioni subite dall'ammasso prima della posa in opera dei sostegni provvisori e quindi, in ultima analisi, è legata al comportamento del fronte di scavo ed al tipo di interventi previsti in avanzamento.



Mediante la sovrapposizione degli effetti delle linee "caratteristiche" della galleria, dei sostegni provvisori e definitivi e del fronte, è possibile ridurre il problema tridimensionale in prossimità del fronte di scavo ad un problema bidimensionale; l'intersezione delle varie curve permette di determinare graficamente il comportamento della galleria allo scavo.

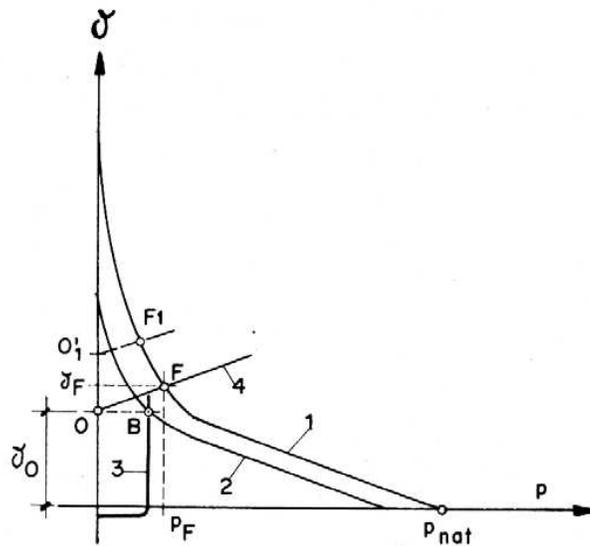
È possibile, pertanto, valutare l'andamento delle deformazioni radiali dei diversi elementi della galleria (fronte, cavità, nucleo di terreno al fronte) al variare delle pressioni di contenimento sul contorno del cavo.

È stata adottato il metodo proposto da Amberg-Lombardi in base al quale si sono determinate:

1. la linea caratteristica del fronte,
2. la linea caratteristica della cavità, lontano dal raggio di influenza del fronte,
3. la resistenza del nucleo di terreno situato davanti al fronte ($R_{1/2nucleo}$), definita a partire dal valore di coesione (c) del terreno e dal suo angolo di attrito (ϕ) secondo le seguenti relazioni:

$$R_{1/2nucleo} = c \cdot k_p^{0.5}$$

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



- 1) Linea caratteristica del cavo
 - 2) Linea caratteristica della cavità in prossimità del fronte
 - 3) Linea caratteristica del nocciolo di terreno situato davanti al fronte
- B) Punto di equilibrio tra la 3 e la 2 (sulle ordinate definisce la convergenza al fronte θ_0)
- 4) Linea caratteristica del sostegno messo in opera immediatamente dietro il fronte
- F) Punto di equilibrio tra la 4 e la 1 (definisce la pressione di equilibrio finale)

Il terreno è considerato omogeneo ed isotropo, con comportamento elasto-plastico con criterio di resistenza di Mohr- Coulomb. L'intersezione tra la linea caratteristica del fronte e la linea caratteristica del nucleo individua la condizione di equilibrio del fronte e permette di valutare la convergenza radiale nella sezione in corrispondenza del fronte di scavo (u_f). Tracciando la curva caratteristica del fronte, non solo si ricava il valore " u_f ", tenendo conto del tipo di preconsolidamento eventualmente effettuato in avanzamento dal fronte stesso, ma è anche possibile individuare a priori il comportamento della galleria, distinguendo tra fronte stabile (A), stabile a breve termine (B) ed instabile (C), secondo la classificazione ADECO-RS già presentata nei paragrafi precedenti.

L'attribuzione delle classi di comportamento viene effettuata secondo le seguenti modalità:

- Se il rapporto percentuale tra lo spostamento radiale al fronte e il raggio equivalente di scavo è minore di 0.3 il comportamento è di tipo A, così come quando il rapporto tra il raggio plastico al fronte e il raggio equivalente è inferiore a 1.2;

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

- Se il rapporto percentuale tra lo spostamento radiale al fronte e il raggio equivalente di scavo è compreso tra 0.3 e 0.5 il comportamento è di tipo B, così come quando il rapporto tra il raggio plastico al fronte e il raggio equivalente è compreso tra 1.2 e 1.5;
- Se il rapporto percentuale tra lo spostamento radiale al fronte e il raggio equivalente di scavo è maggiore di 0.5 il comportamento è di tipo C, così come quando il rapporto tra il raggio plastico al fronte e il raggio equivalente è maggiore a 1.5.

u_{cavo}/R_{eq}	R_{pl}/R_{eq}	Classe di comportamento
< 0,2%	< 1,2	A
0,2 - 0,5 %	1,2 - 1,5	B
> 0,5 %	> 1,5	C

6.3 Analisi della stabilità dello scavo

6.3.1 Stabilità del fronte di scavo - Metodo di Panet

Nel diagramma sottostante è riportato l'andamento dell'indice N, per la valutazione della stabilità del fronte di scavo in funzione delle coperture per la roccia.

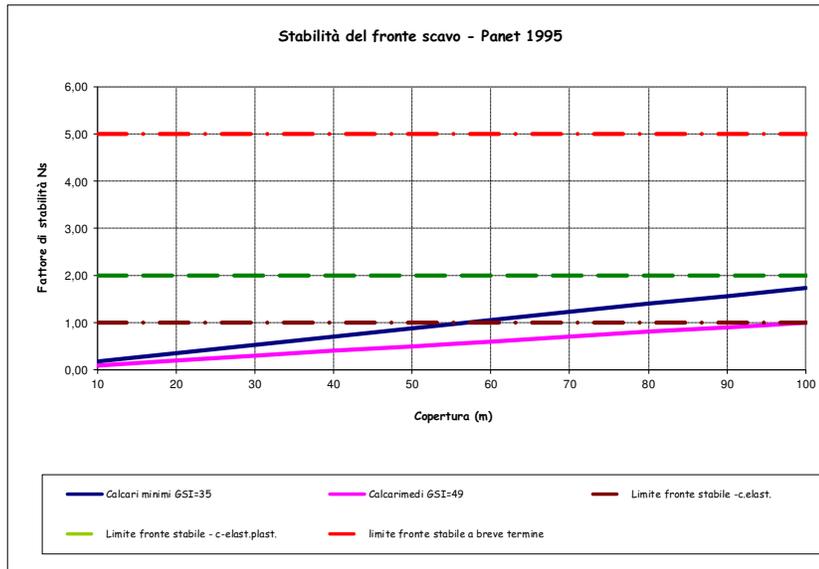
Sono stati considerati i valori min e max del range di variabilità delle caratteristiche geomeccaniche:

LAVORO: VE407 - Castellavazzo

STABILITA' DEL FRONTE DI SCAVO - METODO DI PANET

Litotipo	var	unità	Calcoli valori caratteristici minimi		Calcoli valori caratteristici medi	
			MIN rapp.	MED rapp.		
CARATTERISTICHE DELLA ROCCIA INTATTA						
peso specifico della roccia		γ MN/m ³	0,025	0,025		
Resistenza a compressione uniax. Della roccia intatt		CO MPa	40	40		
Parametro mi		mi	8	8		
CARATTERISTICHE DELLA MASSA ROCCIOSA						
GSI		GSI	35	49		
Resistenza a comp. uniax. Dell'ammasso		σ_{cb} Mpa	2,9	5,0		

FATTORE DI STABILITA' - $N_s = 2 p_0 / \sigma_{cb}$	Copertura (m)	p ₀ (MPa)	N _s	classe di scavo	p ₀ (MPa)		classe di scavo
					N _s	classe di scavo	
Valori limite fattore di stabilità	10	0,25	0,18	A	0,25	0,10	A
A N _s ≤ 1.0 - fronte di scavo stabile in campo elastico	20	0,50	0,35	A	0,50	0,20	A
	30	0,75	0,53	A	0,75	0,30	A
	40	1,00	0,70	A	1,00	0,40	A
A1 N _s ≤ 2.0 - fronte di scavo stabile in campo elast-plastico	50	1,25	0,88	A	1,25	0,50	A
	55	1,38	0,96	A	1,38	0,55	A
B N _s ≤ 5.0 - fronte di scavo stabile a breve termine	60	1,50	1,05	A1	1,50	0,60	A
	70	1,75	1,23	A1	1,75	0,71	A
C N _s > 5.0 - fronte di scavo instabile	80	2,00	1,40	A1	2,00	0,81	A
	90	2,25	1,58	A1	2,25	0,91	A
	95	2,38	1,66	A1	2,38	0,96	A
	100	2,50	1,75	A1	2,50	1,01	A1



Scavi nei calcoli valori minimi:

- ✓ fronte di scavo stabile a comportamento elastico fino ai 55 m;
- ✓ fronte di scavo stabile a comportamento elasto - plastico per coperture superiori.

Scavi nei calcoli valori medi:

- ✓ fronte di scavo stabile a comportamento elastico fino ai 95m;
- ✓ fronte di scavo stabile a comportamento elasto - plastico per coperture superiori.

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

6.3.2 Stabilità del fronte di scavo - Metodo di Tamèz

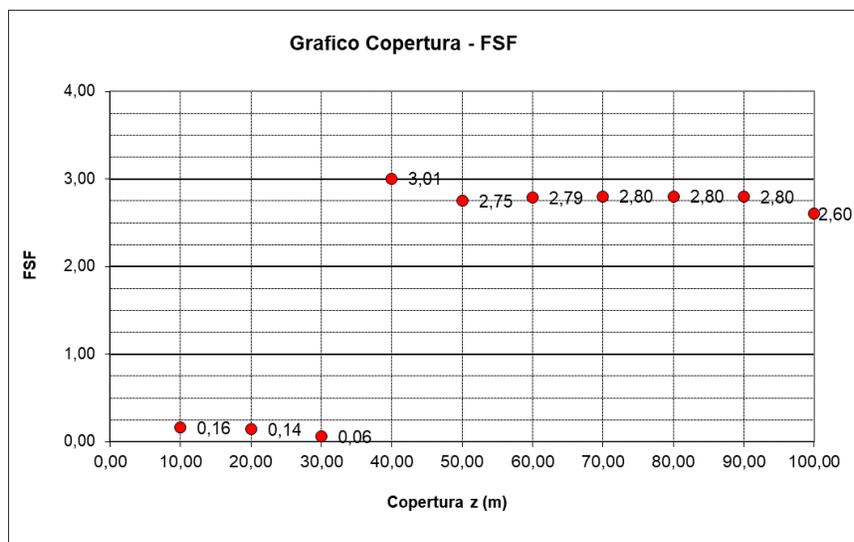
Per l'ammasso roccioso, a favore di sicurezza, per tutte le verifiche di stabilità sono stati utilizzati i parametri minimi (ridotti dai coefficienti previsti da norma) con fattore di disturbo $D=0,5$.

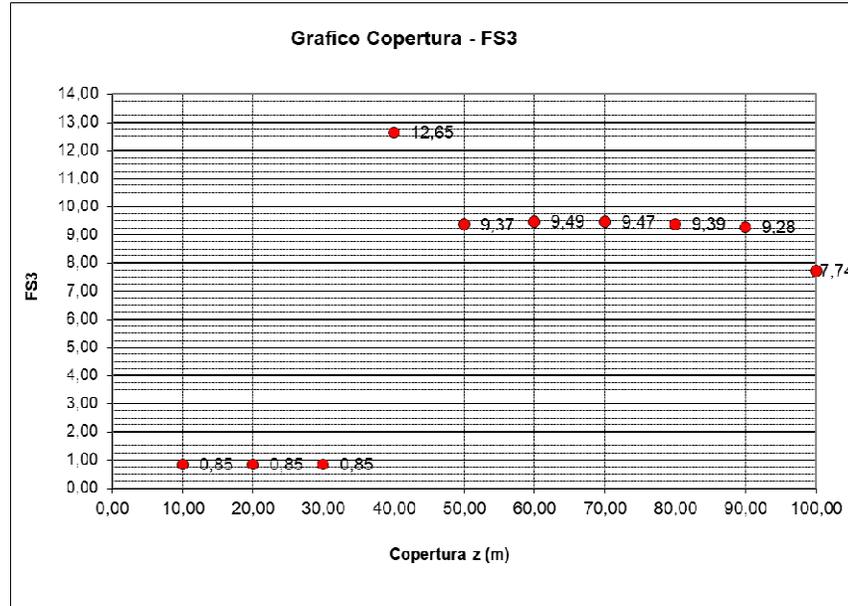
Si riportano a continuazione i risultati con il metodo di Tamèz considerando i valori geomeccanici minimi per tutto il range di coperture del progetto. Nel primo tratto, fino a coperture di circa 30 m sono presenti terreni granulari (ghiaie), dopo si incontrano materiali lapidei (calcari).

6.3.2.1 Galleria principale

Utilizzando i valori caratteristici indicati precedentemente, al variare della copertura, e applicando i coefficienti riduttivi previsti per le verifiche GEO si sono ottenuti i seguenti risultati per la galleria principale:

Copertura (m)	Litologia	FSF	classe di scavo	FS3
100	Calcari	2,60	A	7,74
90	Calcari	2,80	A	9,28
80	Calcari	2,80	A	9,39
70	Calcari	2,80	A	9,47
60	Calcari	2,79	A	9,49
50	Calcari	2,75	A	9,37
40	Calcari	3,01	A	12,65
30	Ghiaia	0,06	C	0,85
20	Ghiaia	0,14	C	0,85
10	Ghiaia	0,16	C	0,85





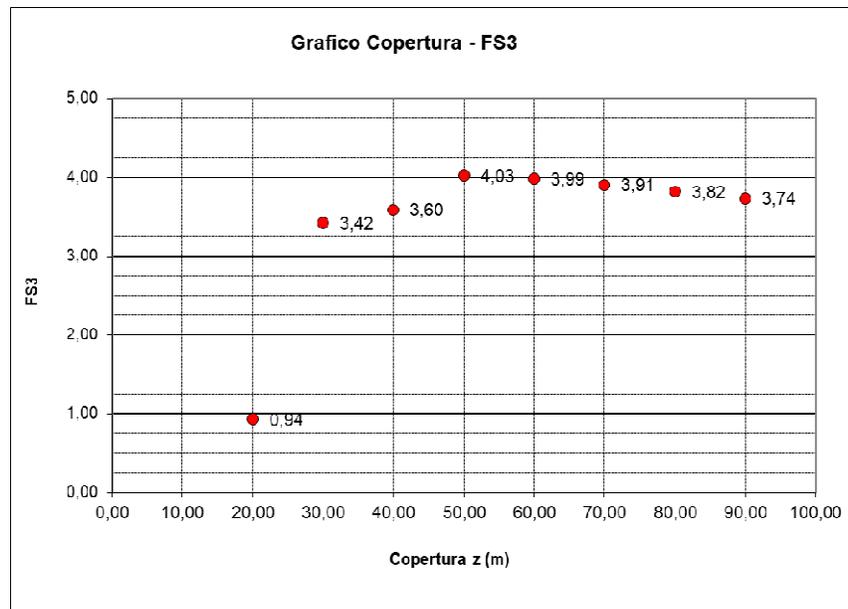
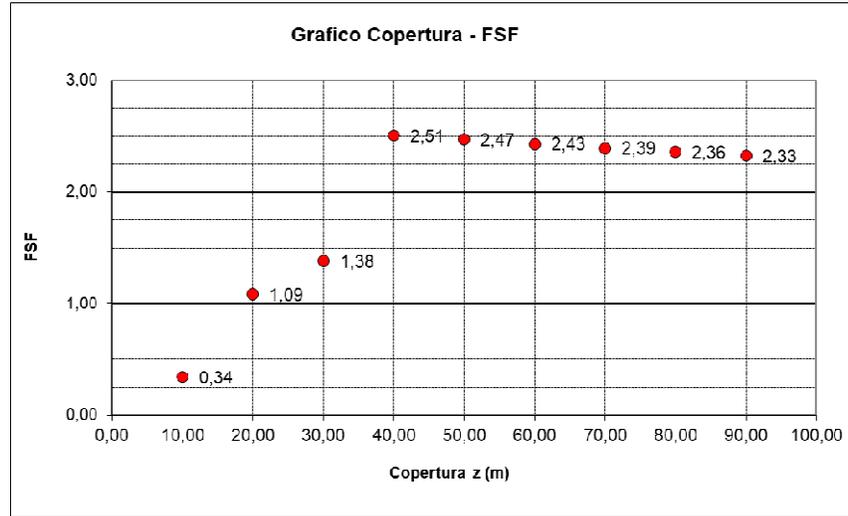
Nel tratto ad alte coperture, dove sono presenti i calcari, entrambi i coefficienti di sicurezza sono risultati superiori a 2, pertanto, in classe di scavo A.

Per il tratto in ghiaie i coefficienti di sicurezza sono inferiori all'unità, pertanto, l'ammasso risulta instabile e necessita di interventi di consolidamento tanto al fronte, come al contorno.

6.3.2.2 Galleria d'emergenza

Utilizzando i valori caratteristici indicati precedentemente al variare della copertura, e applicando i coefficienti riduttivi previsti per le verifiche GEO si sono ottenuti i seguenti risultati per la galleria d'emergenza (BY-PASS pedonale):

Copertura (m)	Litologia	FSF	classe di scavo	Sezione tipo di avanzamento	FS3
90	Calcari	2,33	A	B0	3,65
80	Calcari	2,36	A	B0	3,74
70	Calcari	2,39	A	B0	3,82
60	Calcari	2,43	A	B0	3,91
50	Calcari	2,47	A	B0	3,99
40	Calcari	2,51	A	B0	4,03
30	Ghiaie	1,38	B	C1	3,60
20	Ghiaie	1,09	B	C1	3,42
10	Ghiaie	0,34	C	C1	0,94



Nel tratto ad alte coperture, dove sono presenti i calcari, entrambi i coefficienti di sicurezza sono risultati superiori a 2, pertanto, in classe di scavo A.

Per il tratto in ghiaie i coefficienti di sicurezza sono inferiori a 2, pertanto, l'ammasso risulta stabile in campo elasto – plastico con spostamenti significativi o instabile e necessita di interventi di consolidamento tanto al fronte, come al contorno.

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		 an as GRUPPO FS ITALIANE
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

6.3.2.3 Piazzola di sosta

Le quattro (4) piazzole di sosta ricadono nel tratto in materiali lapidei (calcarea); si è verificata la piazzola di sosta che presenta massima copertura:

LAVORO: GALLERIA CASTELLAVAZZO - GSI=35 C=100

STABILITA' DEL FRONTE DI SCAVO - METODO DI TAMEZ

Terreno Marna

GEOMETRIA	var	unità	
Larghezza dello scavo	b	m	18,84
altezza dello scavo	h	m	11,59
Copertura di terreno sulla calotta	z	m	100,00
distanza tra il fronte ed il sostegno	a	m	1,20
profondità della falda	w	m	90,00
PARAMETRI GEOMECCANICI			
Peso specifico del terreno	g	kN/mc	25,0
coesione drenata del terreno da scavare	c1	kPa	279,4
coesione drenata del terreno sopra la calotta	c2	kPa	279,4
angolo d'attrito	φ	deg	28,5
pressione di sostegno al fronte	p	kPa	0,0
coefficiente $K_a = \sigma_h / \sigma_v$	K_a		1,00
coefficiente $K_0 = \sigma_h / \sigma_v 0$	K_0		1,00
pressione interstiziale	u	kPa	100,00

Altezza del prisma di carico sulla calotta della galleria:

$$h1 = 1,7 b \quad \text{per } z / D \geq 3$$

$$h1 = z \quad \text{per } z / D < 3 \quad \quad \quad h1 = \quad 32,028$$

Altezza del prisma di carico sulla calotta della galleria:

profondità del cuneo frontale l m 6,90

Valori medi della resistenza a rottura nei prismi 2 e 3:

$$\tau_{m3} = c_2 + \{0,25[w\gamma + (z - h1 - w)(\gamma - \gamma_w)] - u\}tg\phi \quad \text{per tunnel profondi}$$

$$\tau_{m3} = c_2 \quad \text{per tunnel superficiali}$$

$$\tau_{m2} = c_2 + \frac{K_0}{2} \left[w\gamma + (z - h1 - w)(\gamma - \gamma_w) + 3,4c_1 / \sqrt{K_a} - \frac{(\gamma - \gamma_w)h}{2} \right] \quad \text{per tunnel profondi}$$

$$\tau_{m2} = c_2 + \frac{K_0}{2} \left[3,4c_1 / \sqrt{K_a} - \frac{(\gamma - \gamma_w)h}{2} \right] \quad \text{per tunnel superficiali}$$

nel caso in oggetto si ha:

$$\tau_{m3} = \quad 485,6$$

$$\tau_{m2} = \quad 1670,8$$

Fattore di sicurezza rispetto al collasso del fronte di scavo:

$$FSF = \frac{\left[\frac{2(\tau_{m2} - \tau_{m3})}{(1 + a/l)^2} + 2\tau_{m3} \right] \frac{h1}{b} + \frac{2\tau_{m3}}{(1 + a/l)\sqrt{K_a}} \frac{h1}{h} + \frac{3,4c}{(1 + a/l)^2\sqrt{K_a}}}{\left[1 + \frac{2h}{3z(1 + a/l)^2} \right] [\gamma z - p]} = \quad 2,86$$

Fattore di sicurezza rispetto al collasso del prisma 3 in calotta:

$$FS3 = \frac{2\tau_{m3}}{\gamma z - p} \left[\frac{h1}{b} \left(1 + \frac{b}{a} \right) \right] = \quad 11,03$$

Le piazzole hanno coefficienti superiori a 2, pertanto, in classe di scavo A e non necessitano di interventi di preconsolidamento.

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

In allegato si riportano i calcoli in dettaglio per tutte le coperture.

6.3.3 Stabilità del fronte e della cavità - Metodo delle linee caratteristiche

Per l'ammasso roccioso, a favore di sicurezza, per tutte le verifiche di stabilità sono stati utilizzati i parametri minimi (ridotti dai coefficienti previsti da norma) con fattore di disturbo $D=0,5$.

Il metodo è applicabile alle sole gallerie profonde (copertura $> 2D$), si riportano pertanto le verifiche delle coperture da 40 m fino alla massima.

6.3.3.1 Galleria principale

Per la galleria principale, utilizzando i valori caratteristici minimi e applicando i coefficienti riduttivi previsti per le verifiche GEO si sono ottenuti i seguenti risultati:

Copertura	Rapporto ucavo/Req	Rpl	RPL/Req	Classe di comportamento	Req	Litologia	Sezione di avanzamento
m	%	m			m		
100	0,19	2,0	0,3	A	6,57	Calcari	B0
90	0,16	1,8	0,3	A	6,57	Calcari	B0
80	0,13	1,6	0,2	A	6,57	Calcari	B0
70	0,10	1,4	0,2	A	6,57	Calcari	B0
60	0,08	1,2	0,2	A	6,57	Calcari	B0
50	0,06	1,0	0,2	A	6,57	Calcari	B0
40	0,05	0,8	0,1	A	6,57	Calcari	B0

Il fronte risulta in classe di comportamento tipo A e non necessita di preconsolidamenti al fronte e di sostegni della cavità.

6.3.3.2 Galleria d'emergenza

Per la galleria d'emergenza, utilizzando i valori caratteristici minimi e applicando i coefficienti riduttivi previsti per le verifiche GEO si sono ottenuti i seguenti risultati:

Copertura	Rapporto ucavo/Req	Rpl	RPL/Req	Classe di comportamento	Req	Litologia	Sezione di avanzamento
m	%	m			m		
90	0,15	0,7	0,1	A	2,62	Calcari	B0_BP
80	0,12	0,7	0,1	A	2,62	Calcari	B0_BP
70	0,10	0,6	0,1	A	2,62	Calcari	B0_BP
60	0,08	0,5	0,1	A	2,62	Calcari	B0_BP
50	0,06	0,4	0,1	A	2,62	Calcari	B0_BP
40	0,04	0,3	0,0	A	2,62	Calcari	B0_BP

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

Il fronte risulta in classe di comportamento tipo A e non necessita di preconsolidamenti al fronte e di sostegni della cavità.

6.3.3.3 Piazzola di sosta

Per la piazzola di sosta, utilizzando i valori caratteristici minimi e applicando i coefficienti riduttivi previsti per le verifiche GEO si sono ottenuti i seguenti risultati:

Copertura	Rapporto ucavo/Req	Rpl	RPL/Req	Classe di comportamento	Req	Litologia	Sezione di avanzamento
m	%	m			m		
100	0,19	2,3	0,3	A	7,66	Calcarei	B0_PS

Il fronte risulta in classe di comportamento tipo A e non necessita di preconsolidamenti al fronte e di sostegni della cavità.

6.3.4 Definizione della categoria di comportamento

Dalle analisi effettuate con i vari metodi si può affermare che:

Per le zone, all'imbocco ovest, caratterizzate da basse coperture (10 - 30 m) e presenza di terreni sciolti granulari (ghiaie), sono necessari interventi di preconsolidamento tanto al fronte che al contorno.

Per le zone ad alta copertura (>2Diametri equivalenti, tra 30 e 100 m) e con presenza di materiali lapidei (calcarei), pur considerando i valori caratteristici minimi con fattore di disturbo $D=0,5$ e applicando i coefficienti riduttivi previsti da norma per le verifiche di stabilità, i risultati mostrano una classe di comportamento di scavo di tipo A, stabile, che non necessita di interventi di preconsolidamento.

6.4 Dimensionamento degli interventi di preconsolidamento

Come dimostrato precedentemente, è necessario adottare nelle zone in cui il comportamento allo scavo è di tipo C interventi di consolidamento del fronte e al contorno del cavo allo scopo di controllare la risposta deformativa del fronte e il detensionamento dell'ammasso.

Il precontenimento del fronte viene realizzato con **elementi strutturali in vetroresina (VTR)** che, realizzando un irrigidimento del nucleo d'avanzamento, prevengono i fenomeni di estrusione e mantengono i conseguenti fenomeni deformativi entro valori tali da mantenere l'ammasso il più possibile in campo elastico. L'intervento di consolidamento al contorno del cavo viene realizzato con elementi strutturali in acciaio S355, valvolati ed iniettati (**infilaggi**).

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

L'effetto degli interventi di consolidamento del fronte e del cavo viene considerato attraverso l'incremento della resistenza al taglio (coesione equivalente) del materiale interessato dal trattamento mentre a favore di sicurezza si trascura l'incremento della rigidezza.

Nel seguito si riportano i calcoli per il dimensionamento degli interventi di stabilizzazione del fronte di scavo e del cavo.

6.4.1 Chiodature in VTR (fronte) – Sezione di avanzamento C1

Per la stabilizzazione del fronte l'inserimento di elementi strutturali (Tubi 60/40) cementati in foro al fronte di scavo conferisce al terreno un incremento di coesione, funzione della resistenza al taglio del materiale, e una contemporanea azione di contenimento sul volume da scavare schematizzabile attraverso una "**pressione di contenimento al fronte**", funzione della resistenza allo sfilamento delle barre e della resistenza alla rottura per trazione degli elementi utilizzati (Grasso, Peila e Blondeau, Christiansen, Guilloux, Schlöner).

La resistenza alla rottura per trazione risulta:

$$T_t = A_{vtr} \times \sigma_y \quad \text{dove:}$$

A_{vtr} = area dell'elemento strutturale:

σ_y = tensione di calcolo dell'elemento strutturale allo SLU pari a 506 MPa.

La resistenza allo sfilamento dell'elemento tra malta e terreno risulta:

$$T_{c1} = \pi \times B \times L \times \tau_{c1}$$

τ_{c1} = aderenza tra malta e terreno ricavato in base agli studi di Bustamente, si considera un valore di aderenza pari a 0.24 MPa.

L = lunghezza di trasferimento pari a 9.0/6m (sovrapposizione).

La resistenza allo sfilamento dell'elemento tra vtr e malta risulta:

$$T_{c2} = \pi \times D \times L \times \tau_{c2}$$

τ_{c2} = aderenza tra barra in vtr e malta di iniezione assunta pari a 1.690 MPa pari al valore dell'aderenza f_{bd} della miscela per $R_{ck} = 15$ MPa:

D = diametro del tubo in vtr (0.06m):

L = lunghezza di trasferimento pari a 9.0/6m.

La chiodatura esercita un'azione di contenimento passivo del fronte, rappresentabile, nel caso di impiego di elementi strutturali in VTR, da una tensione di confinamento σ_{3VTR} fittizia, funzione dei parametri tecnici del trattamento secondo le equazioni:

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

$$\sigma_{3V}^{VTR_A} = \frac{\tau_A \cdot L_A \cdot 2p_A}{A_i}$$

$$\sigma_{3V}^{VTR_B} = \frac{\sigma_T \cdot A_T}{A_i}$$

$$\sigma_{3V}^{VTR} = \text{minimo} (\sigma_{3V}^{VTR_A}, \sigma_{3V}^{VTR_B})$$

dove:

τ_a = tensione di aderenza ammasso-fondazione

L_A = lunghezza minima dell'elemento di rinforzo (corrispondente alla sovrapposizione degli interventi)

$2p_A$ = perimetro della sezione reagente a filamento

σ_t = resistenza a trazione dell'elemento di rinforzo

A_i = area di influenza di un elemento strutturale

A_t = sezione dell'elemento resistente a trazione

6.4.2 Micro Jet Grouting armato con chiodature in VTR (fronte) – Sezione di avanzamento C2

La valutazione è stata fatta con le stesse formule delle chiodature in VTR al fronte tenendo conto del differente diametro di perforazione. A favore di sicurezza si è considerato anche per questa tipologia una aderenza malta – terreno pari a 0,24 MPa.

6.4.3 "Ombrello" di infilaggi metallici (contorno calotta) – sezioni di avanzamento C1 e C2

Con degli interventi di preconsolidamento al contorno di scavo mediante elementi in acciaio, il materiale consolidato è caratterizzato dallo stesso modello costitutivo assunto per l'ammasso originario. L'effetto dell'intervento di consolidamento del cavo viene considerato attraverso l'incremento della resistenza al taglio del materiale interessato dal trattamento mentre a favore di sicurezza si trascura l'incremento della rigidità.

Le sezioni di avanzamento di tipo C1 e C2 descritte a continuazione prevedono l'adozione di un intervento di pre-sostegno in calotta, mediante posa di tubi metallici di diametro $\varnothing 114.5$ sp. 10mm, disposti a interasse di circa 0.40m, e di lunghezza pari a 18m (sovrapposizione pari a 6.0m). Le centine sono disposte a passo medio di 1.0 m per campi di scavo di 12 m. I tubi metallici sono previsti in acciaio S355 e hanno quindi le seguenti caratteristiche meccaniche:

$$E = 210000 \text{ MPa};$$

$$\text{Tensione di snervamento } f_{yk} = 355 \text{ MPa}$$

a cui corrispondono le seguenti tensioni limite:

$$\text{Flessione: } 355/1,05 = 338 \text{ MPa};$$

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		 Sanas GRUPPO FS ITALIANE
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

Taglio: $355/(3)^{0.5} = 195 \text{ MPa}$.

La verifica dei tubi metallici è effettuata in accordo allo Stato Limite Ultimo, considerando le sollecitazioni derivanti utilizzando lo schema geometrico che simula il sistema tubi-centine come una trave su più appoggi in cui il momento e il taglio di calcolo derivano dalle espressioni:

$$M = p_{v.m} L^2/10$$

$$T = p_{v.m} L/2$$

dove: L è la luce di calcolo nello schema sopra citato, derivato dalla somma del passo effettivo delle centine e del tratto di scavo posto fra l'ultima centina e il fronte; $p_{v.m}$ è il carico di progetto dei tubi, valutato ipotizzando un solido di carico di 6 m gravante al contorno del cavo secondo la formula:

$$p(\gamma H)i$$

dove:

γ è il peso specifico medio dell'ammasso (ghiaie) (20 kN/m³);

H è l'altezza del solido di carico gravanti sugli infilaggi (6 m);

i è l'interasse degli infilaggi (0.40 m).

Sulla base di quanto sopra si ha che il carico risulta pari a:

$$p_{v.m} = (\gamma H)i = 20 \times 6 \times 0.4 = 48 \text{ kN/ml}$$

Sulla base delle geometrie effettive si ha poi che:

$$L = 1 + 1 = 2 \text{ m}$$

Avendo assunto cautelativamente la distanza tra la centina ed il fronte di scavo pari a 1.0 m. Le sollecitazioni risultanti sono quindi pari ad un momento di 19,2 kNm e ad un taglio di 48kN; tali sollecitazioni sono state moltiplicate per il coefficiente 1.3 per le analisi allo Stato Limite Ultimo. Sulla base di queste sollecitazioni risulta uno stato tensionale compatibile con i materiali utilizzati.

Essendo infatti le caratteristiche geometriche del tubo pari a:

$$A = \text{Area} = 32.80 \text{ cm}^2$$

$$W_x = \text{Modulo di resistenza flessionale} = 78.70 \text{ cm}^3$$

si ottengono le seguenti tensioni agenti massime:

$$\sigma_{max} = M_{max} \cdot 1.3 / W_x = 317 \text{ MPa} < f_{yk}$$

$$\tau_{max} = 1.3 \cdot 2 \cdot T_{max} / A = 38 \text{ MPa} < \tau_{ult}$$

La verifica dell'ombrello di tubi metallici è quindi soddisfatta, tenendo tra l'altro in conto che l'intervento è provvisorio.

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

6.4.4 Intervento al contorno con colonne di Jet Grouting – sezione di avanzamento C2

L'effetto del consolidamento è quello di migliorare le caratteristiche di resistenza e deformabilità del terreno.

Il modulo elastico del terreno trattato ($E_{eq.}$) si calcola nella seguente forma:

L'area effettivamente consolidata è pari a due diametri di perforazione (2x600mm) per il numero di colonne (71) per un totale di:

$$A_c = 2 \cdot 0,3 \cdot 0,3 \cdot 3,14 \cdot 71 = 40,1 \text{ m}^2$$

Nel caso in esame l'area di trattamento al ml è pari a 40,7 m².

Il modulo elastico del terreno considerando i valori caratteristici medi delle ghiaie è pari a 55 MPa.

Il modulo elastico dell'area trattata si assume pari a 10 GPa.

Il modulo elastico equivalente della fascia di 1,20 intorno alla galleria risulta essere pari a :

$$E_{eq} = ((55 \cdot (40,7 - 40,1) + 10000 \cdot 40,1) \cdot 0,75) / 40,7 = 9,8 \text{ GPa.}$$

Si trascura l'effetto sull'aumento dei parametri di resistenza.

6.4.5 Verifica di stabilità del fronte con preconsolidamenti con metodo di Tamèz

6.4.5.1 Galleria principale

Tra la progressiva 9+365 e 9+521 è prevista l'adozione di una sezione di avanzamento di tipo C2, che si descrive in dettaglio nel capitolo seguente.

Si effettuano le verifiche della stabilità del fronte con il metodo di Tamez, prevedendo l'installazione di 36 colonne di micro jet grouting D=300mm armati con chiodi al fronte in vetroresina di 60 mm di diametro e 10 mm di spessore, L=18.00 m con sovrapposizione 6.00 m, considerando i valori minimi dell'ammasso.

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		 Sanas GRUPPO FS ITALIANE
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

LAVORO: GALLERIA CASTELLAVAZZO - GSI=35
STABILITA' DEL FRONTE DI SCAVO - EFFETTO DELLE CHIODATURE AL FRONTE

DATI	Var	unità	
Diametro di perforazione	D	m	0,30
Area dei chiodi /elementi strutturali	A	m ²	0,00157
tensione di snervamento VTR	sy	kPa	506000
aderenza terreno-chiodo/e.strutturale	τc	kPa	240
Area di scavo	As	m ²	160
Numero di chiodi al fronte	Nc		36
Area d'influenza delle chiodature	Ai	m ²	4,5
Lunghezza di trasferimento	L	m	9,0
Reazione limite di trazione:	$T_t = A \times s_y$	kN	795
Reazione allo sfilamento:	$T_c = p \times B \times \tau_c \times L$	kN	2036
Reazione minima	$T_{vtr} = \min(T_t; T_c)$	kN	795
Tensione di confinamento eq.	$\sigma_{3vtr} = T_{vtr} / A_i$	kPa	178,5
Calcolo della coesione equivalente al fronte			
		angolo d'attrito - f (deg)	Δc (kPa)
		33,9	167,5

Tra la progressiva 9+521 e 9+569 è prevista l'adozione di una sezione di avanzamento di tipo C1, che si descrive in dettaglio nel capitolo seguente.

Si effettuano le verifiche della stabilità del fronte con il metodo di Tamez, prevedendo l'installazione di 50 chiodi al fronte in vetroresina cementati in foro di 60 mm di diametro e 10 mm di spessore (perforazione D=100 mm) L=21.00 m con sovrapposizione 9.00 m, considerando i valori minimi dell'ammasso.

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

STABILITA' DEL FRONTE DI SCAVO - EFFETTO DELLE CHIODATURE AL FRONTE

DATI	Var	unità	
Diametro di perforazione	D	m	0,10
Area dei chiodi /elementi strutturali	A	m ²	0,00157
tensione di snervamento VTR	s _y	kPa	506000
aderenza terreno-chiodo/e.strutturale	τ _c	kPa	240
Area di scavo	A _s	m ²	160
Numero di chiodi al fronte	N _c		50
Area d'influenza delle chiodature	A _i	m ²	3,2
Lunghezza di trasferimento	L	m	9,0
Reazione limite di trazione:	$T_t = A \times s_y$	kN	795
Reazione allo sfilamento:	$T_c = p \times B \times \tau_c \times L$	kN	679
Reazione minima	$T_{vtr} = \min(T_t; T_c)$	kN	679
Tensione di confinamento eq.	$\sigma_{3vtr} = T_{vtr} / A_i$	kPa	211,7

Calcolo della coesione equivalente al fronte

angolo d'attrito - f (deg)	Δc (kPa)
33,9	198,6

Con l'introduzione dei chiodi in vetroresina al fronte la classe di scavo stimata con il metodo di Tamèz passa da tipo C ad A, pertanto, il fronte risulta stabile.

Copertura (m)	Litologia	FSF	classe di scavo
30	Ghiaia	2,02	A
20	Ghiaia	2,00	A
10	Ghiaia	2,64	A

6.4.5.2 Galleria d'emergenza

Nelle zone detensionate degli imbocchi è prevista l'applicazione di una sezione di avanzamento BP_C1.

Si effettuano le verifiche della stabilità del fronte con il metodo di Tamez, prevedendo l'installazione di 15 chiodi al fronte in vetroresina cementati in foro di 60 mm di diametro e 10 mm di spessore (perforazione D=100 mm) L=21.00 m con sovrapposizione 9.00 m, considerando i valori minimi dell'ammasso.

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		 anas GRUPPO FS ITALIANE
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

STABILITA' DEL FRONTE DI SCAVO - EFFETTO DELLE CHIODATURE AL FRONTE

DATI	Var	unità	
Diametro di perforazione	D	m	0,10
Area dei chiodi /elementi strutturali	A	m ²	0,00157
tensione di snervamento VTR	sy	kPa	506000
aderenza terreno-chiodo/e.strutturale	tc	kPa	240
Area di scavo	As	m ²	30
Numero di chiodi al fronte	Nc		15
Area d'influenza delle chiodature	Ai	m ²	2,0
Lunghezza di trasferimento	L	m	6,0
Reazione limite di trazione:	$Tt = A \times sy$	kN	795
Reazione allo sfilamento:	$Tc = p \times B \times tc \times L$	kN	452
Reazione minima	$Tvtr = \min(Tt; Tc)$	kN	452
Tensione di confinamento eq.	$\sigma_{3vtr} = Tvtr / Ai$	kPa	226,9

Calcolo della coesione equivalente al fronte
 angolo d'attrito - f (deg) Δc (kPa)
33,9 **212,9**

Con l'introduzione dei chiodi in vetroresina al fronte la classe di scavo stimata con il metodo di Tamèz passa da tipo B/C ad A, pertanto, il fronte risulta stabile.

Copertura (m)	Litologia	FSF	classe di scavo	Sezione tipo di avanzamento
30	Ghiaie	2,46	A	BP_C1
20	Ghiaie	2,95	A	BP_C1
10	Ghiaie	4,75	A	BP_C1

6.4.6 Conclusioni verifiche di stabilità al fronte con interventi di preconsolidamento

Dalle analisi effettuate con il metodo di Tamez, si può affermare che:

- Per le tratte a basse coperture (copertura 10 - 30m), caratterizzate con i valori minimi, gli interventi di preconsolidamento al fronte (VTR) hanno portato la classe di comportamento dello scavo del fronte da C ad A.

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		 Sanas GRUPPO FS ITALIANE
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

7 FASE DI TERAPIA

Nel presente capitolo verranno definiti gli interventi da adottare durante la realizzazione della galleria, necessari a garantire la stabilità del cavo a breve e a lungo termine, in accordo con le indicazioni provenienti dall'analisi del comportamento deformativo allo scavo (fase di diagnosi).

Le sezioni tipo applicate alla costruzione della galleria sono le seguenti:

- ✓ Galleria Principale - Sezione di avanzamento B0;
- ✓ Galleria Principale - Sezione di avanzamento C1;
- ✓ Galleria Principale - Sezione di avanzamento C2;
- ✓ Galleria Principale - Sezione di avanzamento Piazzola di sosta (B0_PS)
- ✓ Galleria d'Emergenza - Bypass - Sezione di avanzamento B0_BP;
- ✓ Galleria d'Emergenza - Sezione di avanzamento C1_BP.

A continuazione sono descritte le sezioni tipo di avanzamento, la successione delle fasi esecutive ed i campi di applicazione.

7.1 Asse Principale - Sezione di avanzamento B0

Tavola di riferimento: VE407_P00GN01OSTST01_A

Lunghezza campi di avanzamento=12m.

Si prevede l'applicazione della sezione di avanzamento B0 per tutto lo sviluppo della galleria naturale ad eccezione della zona in terreni sciolti o detensionata all'imbocco sud.

Sono previsti i seguenti principali interventi:

Per il rivestimento di prima fase sono previsti i seguenti principali interventi:

- ✓ 2+2 drenaggi in avanzamento L=36.00 m con sovrapposizione minima 12.00 m di 60 mm di diametro e 4 mm di spessore (perforazione D=90 mm);
- ✓ scavo a piena sezione con sfondi di profondità massima di 1.20 m;
- ✓ spritz-beton fibrorinforzato al fronte sp=10 cm ogni fine campo e spessore 5 cm sul 10% degli sfondi;
- ✓ rivestimento di prima fase costituito da spritz-beton fibrorinforzato sp=25 cm e da centine metalliche 2IPN180 con passo 1.20 m;
- ✓ 10/9 bulloni in acciaio ad ancoraggio continuo Superswellex L=6.00 m passo trasversale 2.00m passo longitudinale 1.20 m disposti a quinconce.

Per il rivestimento definitivo fase sono previsti i seguenti principali interventi:

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

- ✓ getto dell'arco rovescio di 70 cm di spessore da eseguirsi entro la distanza massima dal fronte di 36.0 m (3 campi di avanzamento);
- ✓ getto delle murette armate da eseguirsi entro la distanza massima dal fronte di 36.0 m (3 campi di avanzamento);
- ✓ impermeabilizzazione costituita da tessuto non tessuto e manto in PVC;
- ✓ rivestimento interno costituito da un getto in calcestruzzo, di spessore variabile trasversalmente a partire da un valore minimo in chiave di calotta di 0.60 m eseguirsi entro la distanza massima dal fronte di 72.0 m (6 campi di avanzamento).

7.2 Asse Principale - Sezione di avanzamento C1

Tavola di riferimento: VE407_P00GN01OSTST02_A.

Lunghezza campi di avanzamento=12m.

Si prevede l'applicazione della sezione di avanzamento C1 nelle zone detensionate di imbocco.

Per il rivestimento di prima fase sono previsti i seguenti principali interventi:

- ✓ 2+2 drenaggi in avanzamento L=36.00 m con sovrapposizione minima 12.00 m di 60 mm di diametro e 4 mm di spessore (perforazione D=90 mm);
- ✓ preconsolidamento al contorno del cavo con 40 tubi metallici acciaio S355 H di 114.3 mm di diametro e 10 mm di spessore (perforazione D=140 mm), valvolati (1valv/m) e iniettati di L=18.00 m con sovrapposizione 6.00 m;
- ✓ preconsolidamento al fronte con 50 chiodi al fronte in vetroresina cementati in foro di 60 mm di diametro e 10 mm di spessore (perforazione D=100 mm) L=21.00 m con sovrapposizione 9.00 m;
- ✓ scavo a piena sezione con sfondi di profondità massima di 1.00 m;
- ✓ spritz-beton fibrorinforzato al fronte sp=10 cm ogni fine campo e spessore 5 cm sul 30% degli sfondi;
- ✓ rivestimento di prima fase costituito da spritz-beton fibrorinforzato sp=25 cm e da centine metalliche 2IPN180 con passo 1.00 m.

Per il rivestimento definitivo sono previsti i seguenti principali interventi:

- ✓ getto dell'arco rovescio armato di 70 cm di spessore da eseguirsi entro la distanza massima dal fronte di 36.0 m (3 campi di avanzamento);
- ✓ getto delle murette armate da eseguirsi entro la distanza massima dal fronte di 36.0 m (3 campi di avanzamento);
- ✓ impermeabilizzazione costituita da tessuto non tessuto e manto in PVC;

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		 Sanas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

- ✓ rivestimento interno costituito da un getto in calcestruzzo armato, di spessore variabile trasversalmente e longitudinalmente a partire da un valore minimo in chiave di calotta variabile tra 0.60 m e 1.30 m da eseguirsi entro la distanza massima dal fronte di 72.0 m (6 campi di avanzamento).

7.3 Asse Principale - Sezione di avanzamento C2

Tavola di riferimento: VE407_P00GN01OSTST03_A.

Lunghezza campi di avanzamento= 12m.

Si prevede l'applicazione della sezione di avanzamento C2 nella zona in terreni sciolti prevista all'imbocco sud.

Per il rivestimento di prima fase sono previsti i seguenti principali interventi:

- ✓ 2+2 drenaggi in avanzamento L=36.00 m con sovrapposizione minima 12.00 m di 60 mm di diametro e 4 mm di spessore (perforazione D=90 mm);
- ✓ preconsolidamento al contorno del cavo con 40 tubi metallici acciaio S355 H di 114.3 mm di diametro e 10 mm di spessore (perforazione D=140 mm), valvolati (1valv/m) e iniettati di L=18.00 m con sovrapposizione 6.00 m;
- ✓ preconsolidamento al contorno del cavo con 71 colonne di jet grouting D=600mm, L=18.00 m con sovrapposizione 6.00 m;
- ✓ preconsolidamento al fronte con 36 colonne di micro jet grouting D=300mm armati con chiodi al fronte in vetroresina di 60 mm di diametro e 10 mm di spessore L=18.00 m con sovrapposizione 6.00 m;
- ✓ scavo a piena sezione con sfondi di profondità massima di 1.00 m;
- ✓ spritz-beton fibrorinforzato al fronte sp=10 cm ogni fine campo e spessore 5 cm sul 30% degli sfondi;
- ✓ rivestimento di prima fase costituito da spritz-beton fibrorinforzato sp=25 cm e da centine metalliche 2IPN180 con passo 1.00 m.

Per il rivestimento definitivo sono previsti i seguenti principali interventi:

- ✓ getto dell'arco rovescio armato di 70 cm di spessore da eseguirsi entro la distanza massima dal fronte di 36.0 m (3 campi di avanzamento);
- ✓ getto delle murette armate da eseguirsi entro la distanza massima dal fronte di 36.0 m (3 campi di avanzamento);
- ✓ impermeabilizzazione costituita da tessuto non tessuto e manto in PVC;

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		 Sanas GRUPPO FS ITALIANE
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

rivestimento interno costituito da un getto in calcestruzzo armato, di spessore variabile trasversalmente e longitudinalmente a partire da un valore minimo in chiave di calotta variabile tra 0.60 m e 1.30 m da eseguirsi entro la distanza massima dal fronte di 72.0 m (6 campi di avanzamento).

7.4 Piazzola di sosta - Sezione di avanzamento B0_PS

Tavola di riferimento: VE407_P00GN01OSTST04_A.

Lunghezza campi di avanzamento=12m.

Sono previsti i seguenti principali interventi:

Per il rivestimento di prima fase sono previsti i seguenti principali interventi:

- ✓ 2+2 drenaggi in avanzamento L=36.00 m con sovrapposizione minima 12.00 m di 60 mm di diametro e 4 mm di spessore (perforazione D=90 mm);
- ✓ scavo a piena sezione con sfondi di profondità massima di 1.20 m;
- ✓ spritz-beton fibrorinforzato al fronte sp=10 cm ogni fine campo e spessore 5 cm sul 10% degli sfondi;
- ✓ rivestimento di prima fase costituito da spritz-beton fibrorinforzato sp=25 cm e da centine metalliche 2IPN180 con passo 1.20 m;
- ✓ 10/9 bulloni in acciaio ad ancoraggio continuo Superswellex L=6.00 m passo trasversale 2.00m passo longitudinale 1.20 m disposti a quinconce.

Per il rivestimento definitivo fase sono previsti i seguenti principali interventi:

- ✓ getto dell'arco rovescio di 70 cm di spessore da eseguirsi entro la distanza massima dal fronte di 36.0 m (circa 3 diametri);
- ✓ getto delle murette armate da eseguirsi entro la distanza massima dal fronte di 36.0 m (circa 3 diametri);
- ✓ impermeabilizzazione costituita da tessuto non tessuto e manto in PVC;
- ✓ -rivestimento interno costituito da un getto in calcestruzzo, di spessore variabile trasversalmente a partire da un valore minimo in chiave di calotta di 0.60 m eseguirsi entro la distanza massima dal fronte di 72.0 m (circa 6 diametri).

7.5 Bypass e Galleria di emergenza - Sezione di avanzamento B0_BP

Tavola di riferimento: VE407_P00GN01OSTST05_A.

Lunghezza campi di avanzamento=6m.

Si prevede la realizzazione di quattro Bypass pedonali, distanziati 300 m, alle seguenti progressive riferite alla galleria principale:

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

GN01_BPP01	9+657.00
GN01_BPP02	9+957.00
GN01_BPP03	10+257.00
GN01_BPP04	10+557.00

Per il rivestimento di prima fase dei Bypass e della Galleria di Emergenza sono previsti i seguenti principali interventi:

- ✓ 2+2 drenaggi in avanzamento L=12.00 m con sovrapposizione minima 6.00 m di 60 mm di diametro e 4 mm di spessore (perforazione D=90 mm);
- ✓ scavo a piena sezione con sfondi di profondità massima di 1.20 m;
- ✓ spritz-beton fibrorinforzato al fronte sp=10 cm ogni fine campo e spessore 5 cm sul 10% degli sfondi;
- ✓ rivestimento di prima fase costituito da spritz-beton fibrorinforzato sp=25 cm e da centine metalliche 2IPN180 con passo 1.20 m;
- ✓ eventuali bulloni in acciaio ad ancoraggio continuo Superswellex L=6.00 m.

Per il rivestimento definitivo fase sono previsti i seguenti principali interventi:

- ✓ getto dell'arco rovescio di 70 cm di spessore da eseguirsi entro la distanza massima dal fronte di 18.0 m (3 campi di avanzamento);
- ✓ getto delle murette armate da eseguirsi entro la distanza massima dal fronte di 18.0 m (3 campi di avanzamento);
- ✓ impermeabilizzazione costituita da tessuto non tessuto e manto in PVC;
- ✓ -rivestimento interno costituito da un getto in calcestruzzo, di spessore variabile trasversalmente a partire da un valore minimo in chiave di calotta di 0.60 m eseguirsi entro la distanza massima dal fronte di 36.0 m (6 campi di avanzamento).

7.6 Galleria di emergenza - Sezione di avanzamento C1_BP

Tavola di riferimento: VE407_P00GN01OSTST06_A.

Lunghezza campi di avanzamento=6m.

Si prevede l'applicazione della sezione di avanzamento BP_C1 nelle zone detensionate di imbocco.

Per il rivestimento di prima fase sono previsti i seguenti principali interventi:

- ✓ 2+2 drenaggi in avanzamento L=12.00 m con sovrapposizione minima 6.00 m di 60 mm di diametro e 4 mm di spessore (perforazione D=90 mm);

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		 Sanas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

- ✓ preconsolidamento al contorno del cavo con 17 tubi metallici acciaio S355 H di 114.3 mm di diametro e 10 mm di spessore (perforazione D=140 mm), valvolati (1valv/m) e iniettati di L=10.00 m con sovrapposizione 4.00 m;
- ✓ preconsolidamento al fronte con 15 chiodi al fronte in vetroresina cementati in foro di 60 mm di diametro e 10 mm di spessore (perforazione D=100 mm) L=12.00 m con sovrapposizione 6.00 m;
- ✓ scavo a piena sezione con sfondi di profondità massima di 1.00 m;
- ✓ spritz-beton fibrorinforzato al fronte sp=10 cm ogni fine campo e spessore 5 cm sul 30% degli sfondi;
- ✓ rivestimento di prima fase costituito da spritz-beton fibrorinforzato sp=25 cm e da centine metalliche 2IPN180 con passo 1.00 m.

Per il rivestimento definitivo fase sono previsti i seguenti principali interventi:

- ✓ getto dell'arco rovescio di 70 cm di spessore da eseguirsi entro la distanza massima dal fronte di 18.0 m (3 campi di avanzamento);
- ✓ getto delle murette armate da eseguirsi entro la distanza massima dal fronte di 18.0 m (3 campi di avanzamento);
- ✓ impermeabilizzazione costituita da tessuto non tessuto e manto in PVC;
- ✓ -rivestimento interno costituito da un getto in calcestruzzo, di spessore variabile trasversalmente a partire da un valore minimo in chiave di calotta variabile tra 0.50 m e 0.90 m eseguirsi entro la distanza massima dal fronte di 36.0 m (6 campi di avanzamento).

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		 anas GRUPPO FS ITALIANE
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

8 ANALISI TENSIONALI E DEFORMATIVA DELLE GALLERIE

8.1 Metodologia di calcolo

La successione delle fasi esecutive, lo stato tensionale e deformativo indotto nell'ammasso dallo scavo della galleria e le sollecitazioni risultanti sui rivestimenti di prima fase e sui rivestimenti definitivi per le differenti fasi di maturazione sono state analizzate con il metodo agli elementi finiti, utilizzando il codice di calcolo **RS2 di Rocscience**.

Il programma consente di studiare problemi di ingegneria geotecnica in condizioni di deformazione piana o assialsimmetrica, riproducendo la storia di carico del terreno e dei sostegni, e fornendo al termine di ogni fase di carico il quadro tensio-deformativo nell'ammasso e negli elementi di sostegno.

Le analisi sono state condotte in condizioni di deformazione piana modellando l'effetto della distanza dal fronte con le curve di deconfinamento.

Per il terreno sciolto (ghiaie) è stato assunto un modello costitutivo elasto - plastico Mohr – Coulomb.

Per il terreno lapideo (calcari) è stato assunto un modello costitutivo perfetto con criterio di resistenza di Hoek Brown generalizzato.

Nelle analisi numeriche condotte, lo scavo viene simulato grazie all'impiego delle "**forze di scavo**", ovvero riducendo progressivamente un sistema di forze applicate in direzione radiale al profilo di scavo, atte a simulare il concetto di "effetto fronte". In tal modo è possibile simulare il progressivo incremento dei carichi sulle strutture di rivestimento di prima e seconda fase con il progredire degli avanzamenti.

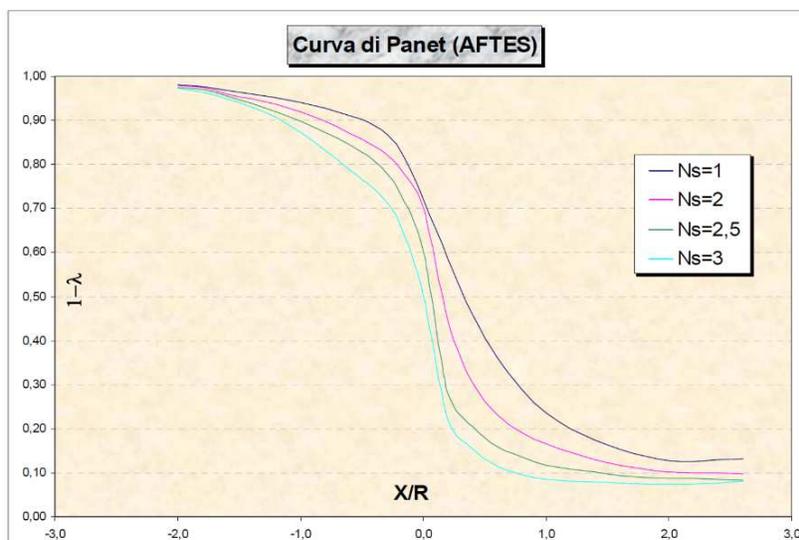
La riduzione è svolta sulla base delle raccomandazioni dell'AFTES (cfr. Recommendation for use of convergence confinement method) che consente di valutare la variazione del tasso di confinamento $1-\lambda = \sigma/\sigma_0$ in funzione della distanza della sezione in esame dal fronte di scavo.

Le verifiche dei rivestimenti di prima fase e definitivi sono state eseguite allo SLU secondo la Combinazione A1+M1+R1, in cui i parametri di resistenza dell'ammasso sono quelli caratteristici (coefficienti parziali del gruppo M1), mentre i coefficienti parziali amplificativi delle azioni (A1) sono applicati direttamente alle sollecitazioni in output al modello di calcolo.

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

8.2 Taratura del modello

La simulazione dello scavo avviene mediante il progressivo annullamento delle forze interne al profilo di scavo, fino al loro completo rilassamento; gli step di rilassamento vengono operati in funzione della distanza dal fronte della sezione considerata nell'analisi, mediante l'impiego delle curve di Panet.



In pratica, si è proceduto come segue:

- In base alla distanza della sezione di calcolo dal fronte di scavo, si determina dalle curve convergenza-distanza dal fronte di scavo il valore di convergenza corrispondente alla fase di calcolo considerata;
- Successivamente, entrando nelle linee caratteristiche dell'ammasso con il valore di convergenza precedentemente determinato è possibile valutare la pressione fittizia corrispondente alla fase di calcolo considerata e dunque il corrispondente fattore di rilascio.

Il fattore di rilassamento associato all'installazione dei rivestimenti di prima fase ottenuto è stato di $\lambda=0.70-0.80$.

In linea generale le fasi di calcolo sono dunque le seguenti:

- Fase 1 – determinazione dello stato tensionale iniziale e delle reazioni nodali al contorno di scavo;
- Fase 2 – rilassamento del terreno corrispondente all'arrivo del fronte di avanzamento nella sezione di calcolo ($x=0$). L'effetto dell'avanzamento viene ottenuto riducendo opportunamente le forze di scavo secondo il fattore di rilascio corrispondente al momento della posa del rivestimento;

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

- Fase n – posa in opera dei rivestimenti e avanzamento dello scavo fino alla fase successiva. Anche in tal caso l'avanzamento dello scavo e la progressiva messa in carico dei rivestimenti sarà ottenuto riducendo opportunamente le forze al contorno di scavo secondo i relativi fattori di rilascio.

8.3 Sezioni di calcolo

Si verificano le seguenti sezioni di calcolo:

- ✓ Pr. 9+480 sezione a copertura=30 m, massima copertura per la sezione di avanzamento tipo C1. Si considerano i valori caratteristici medi dei materiali sciolti e minimi dell'ammasso. Nella sezione si considera anche interazione con scavo della galleria d'emergenza (Pr. 0+165).
- ✓ Pr. 10+560 sezione a copertura=100 m, massima copertura per la sezione di avanzamento B0_PS (piazzola di sosta). Si considerano i valori caratteristici minimi dell'ammasso. Nella sezione si considera anche interazione con scavo della galleria d'emergenza (Pr. 1+225).
- ✓ Pr. 10+660 sezione a copertura=100 m, massima copertura per la sezione di avanzamento B0. Si considerano i valori caratteristici minimi dell'ammasso.
- ✓ Pr. 10+820 sezione a copertura=30 m, per la sezione di avanzamento B0 con interazione con il ponte ferroviario. Si considerano i valori caratteristici minimi dell'ammasso.

8.4 Fasi di calcolo

L'analisi è stata organizzata in massimo **quindici (15)** successive fasi di calcolo che consentono la simulazione dei vari interventi costruttivi e la schematizzazione di diverse condizioni di carico per il priverivestimento e per il rivestimento definitivo; le prime sette fasi di calcolo sono riferite alla simulazione della costruzione della galleria di emergenza (quando presente), le rimanenti fasi si riferiscono alla simulazione della costruzione della galleria principale.

In allegato sono riportati gli output del software di calcolo. Dall'esame di tali allegati è possibile ricavare lo stato tensionale e deformativo dell'ammasso interessato allo scavo, nonché dei rivestimenti della galleria. I risultati tensionali riportati negli allegati grafici sono descritti in termini di tensioni e sollecitazioni, espresse rispettivamente in MPa e MN proporzionalmente ad una scala graduata. Le sollecitazioni ritenute rappresentative ai fini delle verifiche statiche sono pertanto segnalate nel seguito.

FASE 1 – Geostatico

In questa fase di calcolo viene applicato il peso proprio del terreno, ovvero viene ricostruita in termini di sforzi e deformazioni la situazione iniziale preesistente alla costruzione delle gallerie.

FASE 2 – Scavo e rilassamento iniziale

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

Questa fase corrisponde alla sezione della galleria in prossimità del fronte, immediatamente prima dell'istallazione del rivestimento di prima fase. Si effettua lo scavo, secondo quanto descritto in precedenza, riducendo le forze di scavo del **50%**.

FASE 3 - Avanzamento degli scavi e rivestimento di prima fase

Viene simulato la realizzazione dei rivestimenti di prima fase. La distanza fronte di scavo sezione di calcolo è pari a 1.00/1.20 m.

Si riducono le forze di scavo del **70%**.

FASE 4 - Avanzamento degli scavi e prima maturazione dello spritz-beton

Viene simulato l'avanzamento degli scavi fino ad una distanza, fronte di scavo sezione di calcolo, pari a $\varnothing/2$ (\varnothing = diametro galleria); le forze di scavo vengono ridotte del **80%**.

FASE 5 – Getto delle murette e dell'arco rovescio e avanzamento scavi

Viene simulato il getto dell'arco rovescio e delle murette ad una distanza, fronte di scavo sezione di calcolo, pari a $2\varnothing$ (\varnothing = diametro della galleria); la riduzione delle forze di scavo è pari al **90%**.

FASE 6 – Getto della calotta e maturazione dell'arco rovescio

Viene simulato il getto della calotta assumendo come modulo elastico del calcestruzzo un valore pari a 15 GPa, corrispondente a quello di un getto con maturazione parziale. Il modulo elastico dell'arco rovescio è assunto pari a E=33 GPa; si effettua una riduzione delle forze di scavo del **98%**

FASE 7 – Maturazione della calotta

In questa time di calcolo viene simulata la completa maturazione della calotta assumendo un modulo elastico E=33 GPa; le forze di scavo vengono ridotte del **100%**.

FASE 8 – 13: Simulazione costruzione galleria principale per le sezioni di calcolo

In questi fasi di calcolo si ripercorrono, per la galleria principale, le identiche fasi di calcolo descritte in precedenza per la simulazione della scavo della galleria d'emergenza.

FASE 14 – Decadimento del prerivestimento

In questa fase di calcolo viene simulata la situazione di lungo termine annullando il contributo resistente del rivestimento di prima fase.

FASE 15.A –Applicazione del battente idraulico*

Si ipotizza che il drenaggio al contorno delle gallerie e le caratteristiche di permeabilità dell'ammasso siano tali da indurre, a regime, un andamento pseudostatico della falda tale raggiungere una altezza d'acqua, in

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

corrispondenza della calotta. Pertanto, in questa ultima fase di calcolo è stato applicato al contorno delle gallerie un sistema di forze equivalenti ad un battente d'acqua, sopra la calotta pari a 30 m per la sezione 10+560 e 15 m per la sezione 10+660 come da profilo geomeccanico.

*Fase non utilizzata per le sezioni di imbocco.

FASE 15.B –Applicazione del sisma**

Si applica il sisma di progetto.

*Fase utilizzata per le sezioni di imbocco, per le sezioni ad alta copertura l'aumento delle azioni dovute al sisma viene fatta a posteriori sugli output del software.

Nella seguente tabella si riportano i valori di progetto dei rivestimenti assunti nelle varie fasi di calcolo

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone



VE407

Relazione di calcolo

		RIVESTIMENTI											
		var	unità	valori finali	fase 1	fase 2	fase 3	fase 4	fase 5	fase 6	fase 7	fase 8	fase 9
				GEOSTATICA	Riduzione forze di scavo	Installazione Riv. Prima fase	maturazione spritz	Arco rovescio e murette	Calotta-maturazione arco	maturazione calotta	Lungo termine	carico idraulico	
Rilascio tensionale %					50	70	80	90	98	100	100	100	100
Rivestimenti di 1° fase													
	spessore spritz-beton	ss	m	0,25			0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25
	Modulo di elasticità spritz-beton	Es	Mpa	32308			10000	20000	20000	20000	20000	20000	20000
	Area spritz-beton	As	m ²	0,25			0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25
	Momento d'inerzia spritz-beton	Is	m ⁴	0,00130			0,00130	0,00130	0,00130	0,00130	0,00130	0,00130	0,00130
	numero di centine per metro lineare	nc		1,67			1,67	1,67	1,67	1,67	1,67	1,67	1,67
	Profilo centine	Pc		IPN180			IPN180	IPN180	IPN180	IPN180	IPN180	IPN180	IPN180
	Altezza profilo centine	hc	m	0,180			0,180	0,180	0,180	0,180	0,180	0,180	0,180
	Area singola centine	Ac	m ²	0,00279			0,00279	0,00279	0,00279	0,00279	0,00279	0,00279	0,00279
	Momento d'inerzia singola centina	Ic	m ⁴	0,00001444			0,00001444	0,00001444	0,00001444	0,00001444	0,00001444	0,00001444	0,00001444
	Modulo di elasticità acciaio	Ea	Mpa	210000			210000	210000	210000	210000	210000	210000	210000
	Area centine	Actot	m ²	0,00465			0,00465	0,00465	0,00465	0,00465	0,00465	0,00465	0,00465
	Momento d'inerzia centine	Mctot	m ⁴	2,40667E-05			2,40667E-05	2,40667E-05	2,40667E-05	2,40667E-05	2,40667E-05	2,40667E-05	2,40667E-05
	Modulo di elasticità equivalente rivestimento 1° fase *	E1	Mpa	32308			10000	20000	20000	20000	20000	20000	20000
	Modulo di poisson rivestimento di prima fase	n1		0,20			0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
	Area elementi beam rivestimento 1° fase	A1	m ²	0,280			0,348	0,299	0,299	0,299	0,299	0,299	0,299
	Momento d'inerzia elementi beam rivestimento di 1° fase	I1	m ⁴	0,001458515			0,001807483	0,001554783	0,001554783	0,001554783	0,001554783	0,001554783	0,001554783
	Peso specifico rivestimento di 1° fase	γ1	kN/m ³	25			25	25	25	25	25	25	25
	Resistenza a compressione spritz-beton	fcd	Mpa	15,87			7,00	15,87	15,87	15,87	15,87	15,87	15,87
	Resistenza a trazione spritz-beton	fctd	Mpa	1,29			0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	Resistenza di calcolo centine	fyd	Mpa	261,90			261,90	261,90	261,90	261,90	261,90	261,90	261,90
Rivestimenti di 2° fase													
	Modulo di elasticità rivestimento definitivo	E2	Mpa	33346				15000	33346	33346	33346	33346	33346
	Modulo di poisson rivestimento definitivo	n1		0,20				0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
	peso specifico rivestimento definitivo	γ2	kN/m ³	24				24	24	24	24	24	24
Arco rovescio e murette	spessore ai reni	sd2	m	var				var	var	var	var	var	var
	spessore in arco rovescio	sd3	m	0,90				0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70
	Resistenza a compressione cls	fcd	Mpa	18,13				10,00	18,13	18,13	18,13	18,13	18,13
	Resistenza a trazione cls	fctd	Mpa	1,41				1,00	1,41	1,41	1,41	1,41	1,41
Resistenza di calcolo barre	fyd	Mpa	391,30				391,30	391,30	391,30	391,30	391,30	391,30	
Calotta	Modulo di elasticità rivestimento definitivo	E2	Mpa	33346					15000	33346	33346	33346	33346
	Modulo di poisson rivestimento definitivo	n1		0,20					0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
	peso specifico rivestimento definitivo	γ2	kN/m ³	24					24	24	24	24	24
	spessore in calotta	sd1	m	var					var	var	var	var	var
	Resistenza a compressione cls	fcd	Mpa	18,13					10,00	18,13	18,13	18,13	18,13
	Resistenza a trazione cls	fctd	Mpa	1,41					1,00	1,41	1,41	1,41	1,41
Resistenza di calcolo barre	fyd	Mpa	391,30					391,30	391,30	391,30	391,30	391,30	

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

Gli spessori dei rivestimenti definitivi considerati sono riportati nella tabella seguente in funzione della sezione tipo di avanzamento:

SPESSORI RIVESTIMENTI DEFINITIVI					
Sezione tipo avanzamento	B0	C1-C2	B0_PS	B0_BP	C1_BP
calotta (cm)	60	50-130	70	70	50-90
pieдрitto (cm)	80	70-150	90	70	50-90
arco rovescio (cm)	70	70	70	70	70

Tab. Spessori rivestimenti definitivi.

A continuazione si riportano le verifiche statiche e sismiche dei rivestimenti di prima fase e definitivi per le sezioni di calcolo individuate.

In allegato si riportano gli output del software di calcolo.

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

9 VERIFICHE STRUTTURALI RIVESTIMENTI SEZIONI TIPO

9.1 Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico, considerate ai fini delle verifiche, sono stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto al Cap. 2 delle NTC.

Gli stati limite ultimi delle opere interrate si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso, determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno, e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono l'opera.

I carichi sono denominati:

- Gk valore caratteristico del carico permanente, costituito dai pesi propri e dalla pressione del terreno;
- Qk valore caratteristico di carichi accidentali di tipo stradale.
- E azione sismica

Le verifiche dei rivestimenti provvisori sono effettuate per i soli SLU.

Le verifiche dei rivestimenti definitivi sono tutte effettuate nei riguardi degli stati limite ultimi SLU, sismici SLV e di esercizio SLE.

Gli stati limite introducono dei coefficienti moltiplicativi γ sulle azioni di calcolo, generalmente maggiori dell'unità.

Parimenti per le resistenze dei materiali si introducono dei coefficienti riduttivi applicati alle resistenze dei materiali

- Combinazione fondamentale agli SLU:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$$

- Combinazioni agli SLE:

Ai fini delle verifiche degli stati limite di esercizio (fessurazione/stato tensionale) si definiscono le seguenti combinazioni:

$$\text{Frequente} \quad \Rightarrow \quad G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

- Combinazione agli SLV:

$$E + G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

9.2 Azioni sismiche

Si considera che un eventuale sollecitazione sismica generi sforzi esclusivamente nel rivestimento definitivo. Il contributo del sostegno provvisorio non viene considerato.

Dati	Var	unità
Vita Nominale	Vn	anni 50
Classe d'uso della costruzione	Cl	IV
Coefficiente d'uso della costruzione	cu	2,00
Periodo di riferimento per la costruzione	P _R	anni 100

PARAMETRI AZIONE SISMICA				
STATO LIMITE	T _R [anni]	a _g [g]	F ₀ [-]	T _C * [sec]
SLO	60	0,073	2,455	0,265
SLD	101	0,095	2,453	0,279
SLV	949	0,250	2,481	0,343
SLC	1950	0,332	2,463	0,361

Verifiche sismiche tratti a basse coperture (sezioni di calcolo 9+480 e 10+820)

Come indicato nella normativa vigente, l'analisi delle condizioni di stabilità dei sistemi geotecnici in condizioni sismiche può essere effettuata mediante metodi pseudostatici; l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso W del volume di terreno potenzialmente instabile. Tale forza dipende dalle caratteristiche del moto sismico atteso nel volume di terreno potenzialmente instabile e dalla capacità di tale volume di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza. Nelle verifiche allo stato limite ultimo, in mancanza di studi specifici, le componenti orizzontale e verticale di tale forza possono esprimersi come:

$F_h = k_h \times W$ ed $F_v = k_v \times W$, con k_h e k_v rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale:

$$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{\max}}{g} \quad [7.11.3]$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h \quad [7.11.4]$$

dove

β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

a_{\max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima attesa al sito può essere valutata con la relazione

$$a_{\max} = S \cdot a_g = (S_S \cdot S_T) \cdot a_g \quad [7.11.5]$$

dove

S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al § 3.2.3.2;

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

In base a quanto descritto nella relazione sismica si assumono i seguenti parametri sismici:

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

β_m

0.38

I sistemi geotecnici sottoposti a carico sismico devono verificare i seguenti stati limite:

Stati limite ultimo

Stato limite di salvaguardia della vita (SLV)

Per gli imbocchi si assumono categorie di sottosuolo molto cautelative:

Per l'imbocco sud (lato Venezia)- Categoria di sottosuolo tipo C – categoria topografica T1 - sezione di calcolo 9+480:

Salvaguardia della vita (SLV):

Ss:	1.33
Cc:	1.49
St:	1
Kh:	0.126
Kv:	0.063
Amax (g):	0.33

Per l'imbocco sud (lato Venezia)- Categoria di sottosuolo tipo B – categoria topografica T2 -sezione di calcolo 10+820

Salvaguardia della vita (SLV):

Ss:	1.15
Cc:	1.36
St:	1,20
Kh:	0.131
Kv:	0.066
Amax (g):	0.345

Verifiche sismiche tratti ad alte coperture(sezioni di calcolo 10+560 e 10+660)

Nel sito di interesse l'accelerazione massima raggiunge in accordo alle NTC2018 per gli SLV:

$a_g = \text{PGA} = 0.25 \text{ g.}$

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		
VE407	Relazione di calcolo	

Secondo la tabella seguente, considerando materiale in roccia, con Vs maggiori di 750m/s, una magnitudo molto cautelativa di Mw=7.5 e una distanza della sorgente di 0 - 20km, si ottiene una velocità di picco di PGV=24.25 cm/s.

Ratios of peak ground velocity to peak ground acceleration at surface in rock and soil (after Power et al., 1996)

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

^aIn this table, the sediment types represent the following shear wave velocity ranges: rock ≥ 750 m/s; stiff soil is 200-750 m/s; and soft soil < 200 m/s. The relationship between peak ground velocity and peak ground acceleration is less certain in soft soils.

Tabella: Correlazione tra velocità PGV e accelerazione PGA.

Il calcolo non considera l'effetto favorevole della profondità sull'azione sismica onde verificare i casi più critici.

La distorsione $\gamma_{s,max}$ risulta del rapporto tra la velocità apparente delle particelle dell'onda e la velocità di propagazione C_s dell'onda sismica:

$$\gamma_{s,max} = \frac{PGV}{C_s} = \frac{PGV}{\sqrt{G_m/\rho}}$$

Nella tabella seguente sono riassunti i valori di $\gamma_{s,max}$.

Materiale	γ [kN/m ³]	E [GPa]	ν [-]	PGV/PGA	PGV [cm/sec]	G_m [GPa]	C_s [m/s]	$\gamma_{s,max}$ [-]
Calcari	25	2,627	0,3	97	24,25	1,0103846	630	3,85E-04

Tabella: Parametri sismici.

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		 Anas GRUPPO FS ITALIANE
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

γ	peso specifico [kN/m ³]
E_m	modulo elastico dell'ammasso [GPa]
ν_m	coefficiente di Poisson
G_m	modulo a taglio
C_s	velocità di propagazione dell'onda sismica
γ_{smax}	distorsione sismica

Per la determinazione dei carichi sismici sono state considerate le seguenti caratteristiche del rivestimento definitivo:

$E_{riv.} =$	31GPa
$\nu_{riv.} =$	0.20
$t_{riv.} =$	0.7m
Diametro equivalente = 13.13m	

Considerando un'aderenza perfetta tra roccia e rivestimento, si ha:

$$\alpha^n = \frac{24 \cdot E \cdot I \cdot (3 - 4 \cdot \nu_m)}{d^3 \cdot G_m \cdot (1 - \nu_i^2)}$$

Azione assiale $T(\theta) = -\frac{24 \cdot E \cdot I \cdot \Delta d_{lining}^n}{d^3 \cdot (1 - \nu_i^2)} \cdot \cos^2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right)$

Momento flettente $M(\theta) = -\frac{6 \cdot E \cdot I \cdot \Delta d_{lining}^n}{d^2 \cdot (1 - \nu_i^2)} \cdot \cos^2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right)$

Azione di taglio $V(\theta) = -\frac{24 \cdot E \cdot I \cdot \Delta d_{lining}^n}{d^3 \cdot (1 - \nu_i^2)} \cdot \sin^2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right)$

Le sollecitazioni sismiche così calcolate sono riassunte nella tabella seguente.

Materiale	α_n	R_n	Δd_{lining}	T_{max} [kN]	V_{max} [kN]	M_{max} [kNm]
Calcestruzzo	0,01743	2,75202	0,00696	68,1	68,1	223,5

Tabella: Sforzi sismici in caso di perfetta aderenza tra suolo e rivestimento in muratura.

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		 anas GRUPPO FS ITALIANE
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

9.3 Sezioni di verifica

Per il rivestimento di prima fase si riportano le verifiche a tutti i nodi.

Le sezioni di verifica sono per il rivestimento definitivo:

- ✓ Sezione 1 chiave calotta;
- ✓ Sezione 2 calotta a 45 gradi;
- ✓ Sezione 3 piano dei centri;
- ✓ Sezione 4 piedritto - muretta;
- ✓ Sezione 5 muretta – arco rovescio;
- ✓ Sezione 6 chiave arco rovescio.

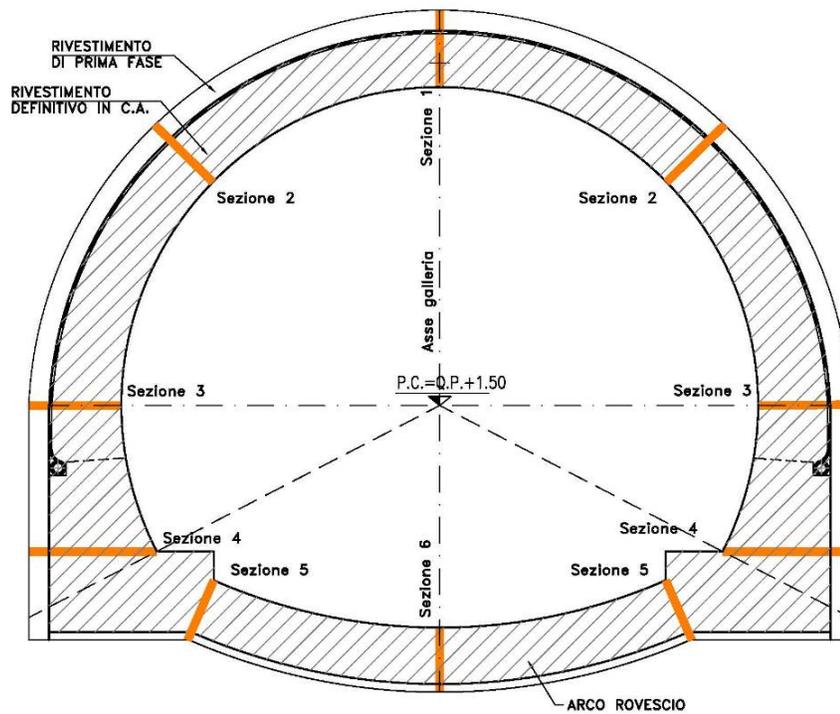


Figura: Sezioni di verifica dei rivestimenti.

Per la verifica dei rivestimenti definitivi armati si è utilizzato il codice di calcolo RC SEC distribuito dalla GeoStru.

9.4 Verifiche sezioni tipo

A continuazione si riportano le verifiche dei rivestimenti di prima fase e dei rivestimenti definitivi.

Le azioni considerate per gli stati limite ultimi (SLU) sono quelle di output del software amplificate per 1.3 come previsto dalle NTC2018.

9.4.1 Galleria principale - Sezione tipo C1 e C2 (Sezione di calcolo 9+480)

La sezione di analisi dove si massimizzano le azioni sui rivestimenti associati a queste sezioni tipo è quella a massima copertura (Pr. 9+480).

9.4.1.1 Verifica rivestimenti di prima fase

Si riportano i domini di resistenza del rivestimento di prima fase.

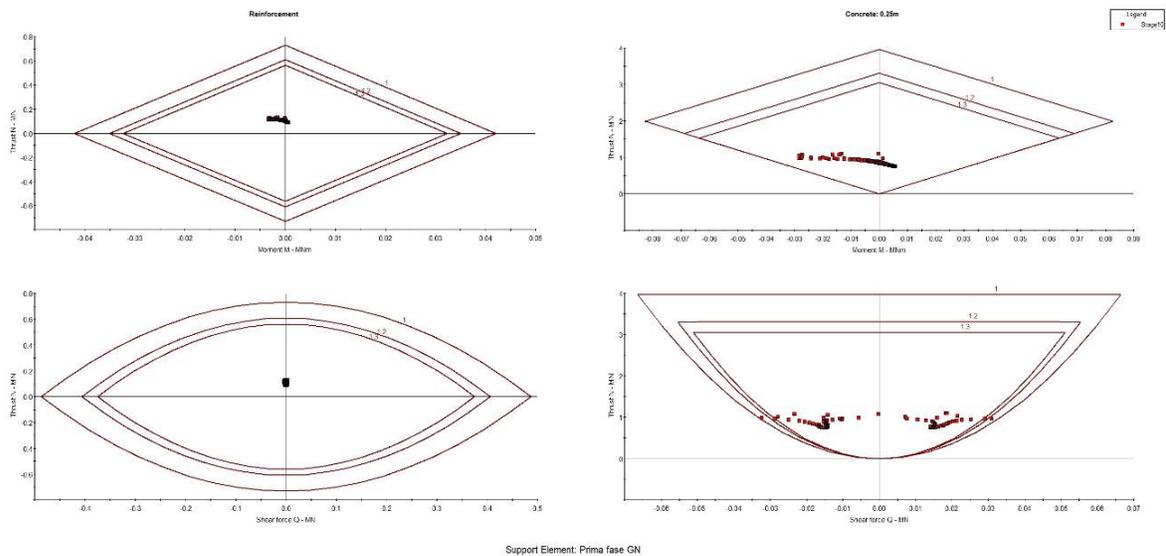


Figura: Dominio di resistenza rivestimento di prima fase.

9.4.1.2 Verifica rivestimenti definitivi

Le azioni sui rivestimenti nelle sezioni di verifica sono i seguenti:

Galleria	Sezione tipo	Sezione di verifica	Spessori minimi	Lungo termine			Sisma			
				T (MN)	N (MN)	M (MNm)	T (MN)	N (MN)	M (MNm)	
CASTELLAVAZZO Galleria principale	C	Chiave calotta	ARMATO	1,30	0,03	1,41	0,22	-0,42	1,10	1,77
		45 deg	ARMATO	1,30	-0,02	1,75	0,04	-0,54	2,58	-1,70
		Piano dei centri	ARMATO	1,50	-0,09	2,25	-0,27	0,44	2,95	-1,99
		Piedritto - muretta	ARMATO	2,70	-0,67	1,79	-1,40	-0,08	2,32	-1,61
		Muretta - arco rovescio	ARMATO	0,70	0,01	0,73	0,56	0,46	0,09	0,84
		Chiave arco rovescio	ARMATO	0,70	0,00	0,59	0,54	-0,12	0,06	1,11

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

SLU Amplificato x1,3			SLV Sisma			SLE		
T (kN)	N (kN)	M (kNm)	T (kN)	N (kN)	M (kNm)	T (kN)	N (kN)	M (kNm)
40,02	1837,55	290,42	-421,98	1102,20	1771,20	30,79	1413,50	223,40
-27,52	2276,04	55,56	-544,47	2575,20	-1699,20	-21,17	1750,80	42,74
-115,37	2926,04	-347,69	440,98	2946,50	-1988,20	-88,75	2250,80	-267,45
-872,78	2329,99	-1816,75	-79,36	2318,40	-1606,80	-671,37	1792,30	-1397,50
17,86	943,20	726,67	463,01	91,76	840,83	13,74	725,54	558,98
4,92	772,55	704,34	-123,56	64,77	1113,90	3,78	594,27	541,80

A continuazione si riportano le verifiche a pressoflessione (SLU+SLV+SLE) per le sei sezioni armate di verifica effettuate con il software RC-SEC:

9.4.1.2.1 Sezione 1 chiave calotta

DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.

NOME SEZIONE: Sez 1 - Chiave Calotta

(Percorso File: U:\ANAS\AQ 2018-2022\DG 28 - SICILIA\VE407_SS51_Variante Longarone\07_Relazioni\05_OPERE D'ARTE MAGGIORI\05.2_GALLERIA CASTELLAVAZZO\Galleria Naturale\rc-sec\C\Sez 1 - Chiave Calotta.sez)

Descrizione Sezione:
 Metodo di calcolo resistenza: Resistenze agli Stati Limite Ultimi
 Tipologia sezione: Sezione generica di Trave (solette, nervature solai) senza staffe
 Normativa di riferimento: N.T.C.
 Percorso sollecitazione: A Sforzo Norm. costante
 Condizioni Ambientali: Moderat. aggressive
 Riferimento Sforzi assegnati: Assi x,y principali d'inerzia
 Riferimento alla sismicità: Comb. non sismiche

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -

Classe:	C32/40
Resis. compr. di progetto fcd:	18.8 MPa
Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
Def.unit. ultima ecu:	0.0035
Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
Modulo Elastico Normale Ec:	33643.0 MPa
Resis. media a trazione fctm:	3.10 MPa
Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.9 MPa
Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.9 MPa
Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300 mm
Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.9 MPa
Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200 mm

ACCIAIO -

Tipo:	B450C
Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0 MPa
Resist. caratt. rottura ftk:	450.0 MPa
Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3 MPa
Resist. ultima di progetto ftd:	391.3 MPa
Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
Modulo Elastico Ef:	2100000 daN/cm ²
Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito
Coeff. Aderenza istantaneo β1*β2 :	1.00
Coeff. Aderenza differito β1*β2 :	0.50
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00 MPa

CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio: Poligonale

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		 Sanas GRUPPO FS ITALIANE
VE407	Relazione di calcolo	

Classe Calcestruzzo: C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	130.0
3	50.0	130.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-43.2	6.8	24
2	-43.2	123.2	24
3	43.2	123.2	24
4	43.2	6.8	24

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
 N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
 N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
 N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
 Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	8	24
2	2	3	3	24

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
 Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
 Vx Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	1837.55	290.42	0.00	0.00	0.00
2	1102.20	1771.20	0.00	0.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	1413.50	223.40	0.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		 anas GRUPPO FS ITALIANE
VE407	Relazione di calcolo	

Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	1413.50	223.40 (0.00)	0.00 (0.00)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	1413.50	223.40 (0.00)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.6 cm
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 7.2 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
 Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
 Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
 Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
 As Tesa Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.45)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	1837.55	290.42	0.00	1837.59	3112.60	0.00	9.67	45.2(23.3)
2	S	1102.20	1771.20	0.00	1102.44	2726.70	0.00	1.53	45.2(23.3)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
 x/d Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
 Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
 Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
 Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.145	-50.0	130.0	0.00217	43.2	123.2	-0.02062	-43.2	6.8
2	0.00350	0.109	-50.0	130.0	0.00173	43.2	123.2	-0.02854	-43.2	6.8

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette) [§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000195753	-0.021947865	0.145	0.700
2	0.000000000	0.000260032	-0.030304182	0.109	0.700

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]
Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Ss min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]
Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff. Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff. Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.75	-50.0	130.0	5.6	-33.6	6.8	---	---

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}

Ver. Esito della verifica
e1 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
e2 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1 = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
kt = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k2 = 0.5 per flessione; $=(e1 + e2)/(2*e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k3 = 0.000 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
k4 = 0.000 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
Cf Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm - e cm Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
 Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
sr max Massima distanza tra le fessure [mm]
wk Apertura fessure in mm calcolata = $sr \max * (e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
Mx fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
My fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (990.00)	0.00	0.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.75	-50.0	130.0	5.6	-33.6	6.8	---	---

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.30)	0.00	0.00

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.75	-50.0	130.0	5.6	-33.6	6.8	---	---

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		 anas GRUPPO FS ITALIANE
VE407	Relazione di calcolo	

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	∅	Cf	e sm - e cm sr max	wk	Mx fess	My fess	
1	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (0.20)	0.00	0.00

9.4.1.2.2 Sezione 2 calotta a 45 gradi

DATI GENERALI SEZIONE GENERICIA IN C.A.

NOME SEZIONE: Sez 2-45 deg

(Percorso File: U:\ANAS\AQ 2018-2022\DG 28 - SICILIA\VE407_SS51_Variante Longarone\07_Relazioni\05_OPERE D'ARTE MAGGIORI\05.2_GALLERIA CASTELLAVAZZO\Galleria Naturale\rc-sec\C\Sez 2-45 deg.sez)

Descrizione Sezione:

Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze agli Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica di Trave (solette, nervature solai) senza staffe
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Moderat. aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Comb. non sismiche

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.8 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33643.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.10 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.9 MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.9 MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.9 MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200 mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0 MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.0 MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef	2100000 daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istantaneo β1*β2 :	1.00
	Coeff. Aderenza differito β1*β2 :	0.50
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00 MPa	

CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio:	Poligonale	
Classe Calcestruzzo:	C32/40	
N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	130.0
3	50.0	130.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		 anas GRUPPO FS ITALIANE
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-43.2	6.8	24
2	-43.2	123.2	24
3	43.2	123.2	24
4	43.2	6.8	24

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
 N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
 N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
 N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
 Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	3	24
2	2	3	3	24

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
 Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
 Vx Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	2276.04	55.56	0.00	0.00	0.00
2	2575.20	1699.20	0.00	0.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	1750.80	42.74	0.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	1750.80	42.74 (0.00)	0.00 (0.00)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		 GRUPPO FS ITALIANE
VE407	Relazione di calcolo	

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	1750.80	42.74 (0.00)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata in tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.6 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 19.2 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.45)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	2276.04	55.56	0.00	2275.88	2368.05	0.00	42.62	23.3
2	S	2575.20	1699.20	0.00	2575.06	2522.88	0.00	1.48	23.3

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
x/d Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.121	-50.0	130.0	0.00191	-43.2	123.2	-0.02536	-43.2	6.8
2	0.00350	0.137	-50.0	130.0	0.00209	-43.2	123.2	-0.02200	-43.2	6.8

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro aX+bY+c=0 nel rif. X,Y,O gen.
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000234213	-0.026947706	0.121	0.700
2	0.000000000	0.000206986	-0.023408150	0.137	0.700

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		 anas GRUPPO FS ITALIANE
VE407	Relazione di calcolo	

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Ss min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm ²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm ²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.41	-50.0	130.0	17.4	21.6	6.8	---	---

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver.	La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm} Esito della verifica
e1	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
e2	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
kt	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k2	= 0.5 per flessione; $= (e1 + e2) / (2 * e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k3	= 0.000 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
k4	= 0.000 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
Cf	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm - e cm	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC] Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
sr max	Massima distanza tra le fessure [mm]
wk	Apertura fessure in mm calcolata = $sr \max * (e_sm - e_cm)$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
Mx fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
My fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (990.00)	0.00	0.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.41	-50.0	130.0	17.4	21.6	6.8	---	---

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.30)	0.00	0.00

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.41	-50.0	130.0	17.4	21.6	6.8	---	---

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.20)	0.00	0.00

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		 anas GRUPPO FS ITALIANE
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

9.4.1.2.3 Sezione 3 piano dei centri

DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.

NOME SEZIONE: Sez 3-piano dei centri

(Percorso File: U:\ANASIAQ 2018-2022\DG 28 - SICILIA\VE407_SS51_Variante Longarone\07_Relazioni\05_OPERE D'ARTE MAGGIORI\05.2_GALLERIA CASTELLAVAZZO\Galleria Naturale\rc-sec\C\Sez 3-piano dei centri.sez)

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze agli Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica di Trave (solette, nervature solai) senza staffe
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Moderat. aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Comb. non sismiche

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.8	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	33643.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.10	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.9	MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.9	MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.9	MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.0	MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2100000	daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \beta_2$:	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \beta_2$:	0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00	MPa	

CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio:	Poligonale	
Classe Calcestruzzo:	C32/40	
N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	150.0
3	50.0	150.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-43.2	6.8	24
2	-43.2	143.2	24
3	43.2	143.2	24
4	43.2	6.8	24

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		 Sanas GRUPPO FS ITALIANE
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
 N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
 N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
 N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
 Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	3	24
2	2	3	3	24

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
 Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
 Vx Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	2926.00	-347.69	0.00	0.00	0.00
2	2946.50	-1988.20	0.00	0.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	2250.80	-267.45	0.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	2250.80	-267.45 (0.00)	0.00 (0.00)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		
VE407	Relazione di calcolo	

N°Comb.	N	Mx	My
1	2250.80	-267.45 (0.00)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	5.6 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	19.2 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls. (positivo se di compressione)
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls. (positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r, Mx Res, My Res) e (N, Mx, My)
	Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
As Tesa	Area armature trave [cm ²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.45)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	2926.00	-347.69	0.00	2926.01	-3167.90	0.00	9.11	22.6
2	S	2946.50	-1988.20	0.00	2946.51	-3179.97	0.00	1.60	22.6

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
x/d	Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.134	-50.0	0.0	0.00226	-43.2	6.8	-0.02258	-43.2	143.2
2	0.00350	0.135	-50.0	0.0	0.00227	-43.2	6.8	-0.02240	-43.2	143.2

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	-0.000182114	0.003500000	0.134	0.700
2	0.000000000	-0.000180874	0.003500000	0.135	0.700

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Ss min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		 an as GRUPPO FS ITALIANE
VE407	Relazione di calcolo	

Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
 Ac eff. Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
 As eff. Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.08	-50.0	0.0	12.8	21.6	143.2	----	----

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver. La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}
 Esito della verifica
 e1 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
 e2 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
 k1 = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
 kt = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb. frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
 k2 = 0.5 per flessione; $= (e1 + e2) / (2 * e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
 k3 = 0.000 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
 k4 = 0.000 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
 Ø Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
 Cf Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
 e sm - e cm Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
 Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
 sr max Massima distanza tra le fessure [mm]
 wk Apertura fessure in mm calcolata = $sr_{max} * (e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
 Mx fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
 My fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (990.00)	0.00	0.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.08	-50.0	0.0	12.8	21.6	143.2	----	----

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (0.30)	0.00	0.00

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.08	-50.0	0.0	12.8	21.6	143.2	----	----

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (0.20)	0.00	0.00

9.4.1.2.4 Sezione 4 piedritto – muretta

DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.

NOME SEZIONE: Sez 4-piedritto muretta

(Percorso File: U:\ANAS\AQ 2018-2022\DG 28 - SICILIA\VE407_SS51_Variante Longarone\07_Relazioni\05_OPERE D'ARTE MAGGIORI\05.2_GALLERIA CASTELLAVAZZO\Galleria Naturale\rc-secl\Sez 4-piedritto muretta.sez)

Descrizione Sezione:

Metodo di calcolo resistenza: Resistenze agli Stati Limite Ultimi

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		 Sanas GRUPPO FS ITALIANE
VE407	Relazione di calcolo	

Tipologia sezione:	Sezione generica di Pilastro
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Moderat. aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Comb. non sismiche

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.8	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	33643.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.10	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.9	MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.9	MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300	mm
Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.9	MPa	
Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm	
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.0	MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2100000	daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \beta_2$:	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \beta_2$:	0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00	MPa	

CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio:	Poligonale	
Classe Calcestruzzo:	C32/40	
N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	270.0
3	50.0	270.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-43.2	6.8	24
2	-43.2	263.2	24
3	43.2	263.2	24
4	43.2	6.8	24

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
N°Barra Ini.	Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
N°Barra Fin.	Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
N°Barre	Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
Ø	Diametro in mm delle barre della generazione

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		 anas GRUPPO FS ITALIANE
VE407	Relazione di calcolo	

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	3	24
2	2	3	3	24

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	2329.99	-1816.75	0.00	0.00	0.00
2	2318.00	-1606.80	0.00	0.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N°Comb.	N	Mx	My
1	1792.30	-1397.50	0.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N°Comb.	N	Mx	My
1	1792.30	-1397.50 (-10088.20)	0.00 (0.00)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N°Comb.	N	Mx	My
1	1792.30	-1397.50 (-10088.20)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		 Sanas GRUPPO FS ITALIANE
VE407	Relazione di calcolo	

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.6 cm
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 19.2 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
 Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
 Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
 Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
 As Totale Area totale barre longitudinali [cm²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	2329.99	-1816.75	0.00	2330.05	-5266.65	0.00	2.90	45.2
2	S	2318.00	-1606.80	0.00	2317.70	-5251.55	0.00	3.27	45.2

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
 Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
 Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
 Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	-50.0	0.0	0.00194	-43.2	6.8	-0.05669	-43.2	263.2
2	0.00350	-50.0	0.0	0.00194	-43.2	6.8	-0.05701	-43.2	263.2

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro aX+bY+c=0 nel rif. X,Y,O gen.
 x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)§ 4.1.2.1.2.1 NTC: deve essere < 0.45
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	-0.000228692	0.003500000	----	----
2	0.000000000	-0.000229884	0.003500000	----	----

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
 Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]
 Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
 Ss min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]
 Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
 Ac eff. Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
 As eff. Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.89	-50.0	0.0	-11.8	21.6	263.2	1700	22.6

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		 GRUPPO FS ITALIANE
VE407	Relazione di calcolo	

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver.	La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}											
e1	Esito della verifica											
e2	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata											
k1	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata											
kt	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]											
k2	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb. frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]											
k3	= 0.5 per flessione; $= (e1 + e2) / (2 * e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]											
k4	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali											
Ø	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali											
Cf	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace $A_{c\ eff}$ [eq.(7.11)EC2]											
e sm - e cm	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa											
sr max	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]											
wk	Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]											
Mx fess.	Massima distanza tra le fessure [mm]											
My fess.	Apertura fessure in mm calcolata = $sr\ max * (e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi											
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]											
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]											

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00006	0.00000	0.500	24.0	56	0.00003 (0.00003)	497	0.017 (990.00)	-10088.20	0.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.89	-50.0	0.0	-11.8	21.6	263.2	1700	22.6

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00006	0.00000	0.500	24.0	56	0.00003 (0.00003)	497	0.017 (0.30)	-10088.20	0.00

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.89	-50.0	0.0	-11.8	21.6	263.2	1700	22.6

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00006	0.00000	0.500	24.0	56	0.00003 (0.00003)	497	0.017 (0.20)	-10088.20	0.00

9.4.1.2.5 Sezione 5 muretta – arco rovescio

DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.

NOME SEZIONE: Sez 5-muretta arco rovescio

(Percorso File: U:\ANAS\AQ 2018-2022\DG 28 - SICILIA\VE407_SS51_Variante Longarone\07_Relazioni\05_OPERE D'ARTE MAGGIORI\05.2_GALLERIA CASTELLAVAZZO\Galleria Naturale\rc-sec\C\Sez 5-muretta arco rovescio.sez)

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze agli Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica di Trave (solette, nervature solai) senza staffe
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Moderat. aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Comb. non sismiche

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.8	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	33643.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.10	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.9	MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.9	MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.9	MPa
Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm	
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.0	MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2100000	daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00	MPa	

CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio:	Poligonale	
Classe Calcestruzzo:	C32/40	
N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	70.0
3	50.0	70.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-43.1	6.9	26
2	-43.1	63.1	26
3	43.1	63.1	26
4	43.1	6.9	26

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre			
N°Barra Ini.	Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione			
N°Barra Fin.	Numero della barra finale cui si riferisce la generazione			
N°Barre	Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione			
Ø	Diametro in mm delle barre della generazione			
N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	8	26
2	2	3	8	26

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
Vx Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	943.20	726.67	0.00	0.00	0.00
2	91.76	840.83	0.00	0.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	725.54	558.98	0.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	725.54	558.98 (443.31)	0.00 (0.00)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	725.54	558.98 (443.31)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.6 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 7.0 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		 GRUPPO FS ITALIANE
VE407	Relazione di calcolo	

N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls. (positivo se di compress.)
Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r.Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
As Tesa Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.45)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	943.20	726.67	0.00	943.12	1472.45	0.00	2.03	53.1(12.5)
2	S	91.76	840.83	0.00	91.73	1236.77	0.00	1.47	53.1(12.5)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
x/d Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.170	50.0	70.0	0.00125	43.1	63.1	-0.01711	-43.1	6.9
2	0.00350	0.139	50.0	70.0	0.00075	43.1	63.1	-0.02167	-43.1	6.9

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]; deve essere < 0.45
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000326609	-0.019362622	0.170	0.700
2	0.000000000	0.000398829	-0.024418035	0.139	0.700

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]
Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Ss min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]
Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff. Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff. Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	6.94	-50.0	70.0	-127.4	-23.9	6.9	1400	53.1

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}
Ver. Esito della verifica
e1 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
e2 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1 = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
kt = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k2 = 0.5 per flessione; $= (e1 + e2)/(2 * e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k3 = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
k4 = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		 anas GRUPPO FS ITALIANE
VE407	Relazione di calcolo	

Ø	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
Cf	Coprifero [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm - e cm	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC] Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
sr max	Massima distanza tra le fessure [mm]
wk	Apertura fessure in mm calcolata = sr max*(e_sm - e_cm) [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
Mx fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
My fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00073	0.00000	0.500	26.0	56	0.00036 (0.00036)	307	0.112 (990.00)	443.31	0.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	6.94	-50.0	70.0	-127.4	-23.9	6.9	1400	53.1

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00073	0.00000	0.500	26.0	56	0.00036 (0.00036)	307	0.112 (0.30)	443.31	0.00

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	6.94	-50.0	70.0	-127.4	-23.9	6.9	1400	53.1

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00073	0.00000	0.500	26.0	56	0.00041 (0.00036)	307	0.127 (0.20)	443.31	0.00

9.4.1.2.6 Sezione 6 chiave arco rovescio

DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.

NOME SEZIONE: Sez 6-chiave arco rovescio

(Percorso File: U:\ANAS\AQ 2018-2022\DG 28 - SICILIA\VE407_SS51_Variante Longarone\07_Relazioni\05_OPERE D'ARTE MAGGIORI\05.2_GALLERIA CASTELLAVAZZO\Galleria Naturale\rc-sec\C\Sez 6-chiave arco rovescio.sez)

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze agli Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica di Trave (solette, nervature solai) senza staffe
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Moderat. aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Comb. non sismiche

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.8 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33643.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.10 MPa

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		 Sanas GRUPPO FS ITALIANE
VE407	Relazione di calcolo	

Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.9	MPa
Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.9	MPa
Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300	mm
Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.9	MPa
Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm
ACCIAIO -		
Tipo:	B450C	
Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0	MPa
Resist. caratt. rottura ftk:	450.0	MPa
Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3	MPa
Resist. ultima di progetto ftd:	391.3	MPa
Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
Modulo Elastico Ef	2100000	daN/cm ²
Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00	
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00	MPa

CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio:	Poligonale	
Classe Calcestruzzo:	C32/40	
N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	70.0
3	50.0	70.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-43.1	6.9	26
2	-43.1	63.1	26
3	43.1	63.1	26
4	43.1	6.9	26

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre			
N°Barra Ini.	Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione			
N°Barra Fin.	Numero della barra finale cui si riferisce la generazione			
N°Barre	Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione			
Ø	Diametro in mm delle barre della generazione			
N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	8	26
2	2	3	8	26

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
Vx	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		 anas GRUPPO FS ITALIANE
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	772.55	704.34	0.00	0.00	0.00
2	64.77	1113.90	0.00	0.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	594.27	541.80	0.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	594.27	541.80 (428.95)	0.00 (0.00)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	594.27	541.80 (428.95)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.6 cm
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 7.0 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
 Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
 Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
 Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
 As Tesa Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.45)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
--------	-----	---	----	----	-------	--------	--------	----------	---------

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		
VE407	Relazione di calcolo	

1	S	772.55	704.34	0.00	772.65	1425.75	0.00	2.02	53.1(12.5)
2	S	64.77	1113.90	0.00	64.63	1229.19	0.00	1.10	53.1(12.5)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
x/d	Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.163	50.0	70.0	0.00115	43.1	63.1	-0.01797	-43.1	6.9
2	0.00350	0.138	50.0	70.0	0.00073	43.1	63.1	-0.02182	-43.1	6.9

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000340259	-0.020318120	0.163	0.700
2	0.000000000	0.000401290	-0.024590300	0.138	0.700

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Ss min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm ²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm ²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	6.64	-50.0	70.0	-132.1	-43.1	6.9	1450	53.1

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver.	La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}
e1	Esito della verifica
e1	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
e2	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
kt	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k2	= 0.5 per flessione; =(e1 + e2)/(2*e1) per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k3	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
k4	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
Cf	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e _{sm} - e _{cm}	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC] Tra parentesi: valore minimo = 0.6 S _{max} / E _s [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
sr max	Massima distanza tra le fessure [mm]
wk	Apertura fessure in mm calcolata = sr max*(e _{sm} - e _{cm}) [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
Mx fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
My fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone											
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>										

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm sr max			wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00075	0.00000	0.500	26.0	56	0.00038 (0.00038) 311 0.117 (990.00)			428.95	0.00	

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	6.64	-50.0	70.0	-132.1	-43.1	6.9	1450	53.1

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm sr max			wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00075	0.00000	0.500	26.0	56	0.00038 (0.00038) 311 0.117 (0.30)			428.95	0.00	

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	6.64	-50.0	70.0	-132.1	-43.1	6.9	1450	53.1

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm sr max			wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00075	0.00000	0.500	26.0	56	0.00043 (0.00038) 311 0.134 (0.20)			428.95	0.00	

9.4.1.2.7 Verifiche a taglio

VE407

Relazione di calcolo

VERIFICHE SLU PER SOLLECITAZIONI TAGLIANTI

Dati	Var	unità	Chiave calotta	45 deg	Piano dei centri	Piedritto - muretta	Muretta - arco rovescio	Chiave arco rovescio
Resistenza a compressione cubica caratteristica	fck	Mpa	40	40	40	40	40	40
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica	fcd	Mpa	32	32	32	32	32	32
Coefficiente parziale γ_c	γ_c		1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50
Coefficiente parziale α_{cc}	α_{cc}		0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85
Resistenza a compressione di calcolo	fcd	Mpa	18,1	18,1	18,1	18,1	18,1	18,1
Tensione caratteristica di snervamento acciaio di armatura	fyk	Mpa	450	450	450	450	450	450
tensione di calcolo acciaio	fywd	Mpa	391,3	391,3	391,3	391,3	391,3	391,3
Caratteristiche geometriche sezione								
Altezza	H	m	1,30	1,30	1,50	2,70	0,70	0,70
Larghezza	B	m	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Area calcestruzzo	Ac	m ²	1,30	1,30	1,50	2,70	0,70	0,70
Larghezza anima	bw	m	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
copriferro	c	m	0,069	0,069	0,069	0,069	0,069	0,069
altezza utile della sezione	d	m	1,23	1,23	1,43	2,63	0,63	0,63
Compressione agente nella sezione								
Sforzo normale di calcolo	N _{ed}	kN	1,00E+03	2,00E+03	2,00E+03	2,00E+03	1,00E+02	5,00E+01
Elementi senza armature trasversali resistenti al taglio								
Area dell'armatura longitudinale di trazione ancorata al di là dell'intersezione dell'asse dell'armatura con una eventuale fessura a 45° che si innesci nella sezione considerata								
Asl	mmq		2260	2260	2260	2260	5300	5300
Coefficiente k	k	m	1,40	1,40	1,37	1,28	1,56	1,56
vmin	vmin		0,3	0,3	0,3	0,3	0,4	0,4
rapporto geometrico di armatura longitudinale	ρ_1		0,00184	0,00184	0,00158	0,00086	0,00840	0,00840
tensione media di compressione nella sezione	σ_{cp}	Mpa	0,77	1,54	1,33	0,74	0,14	0,07
Resistenza a taglio	V_{Red}	kN	516,0	658,1	691,1	856,5	368,0	361,3
Elementi con armature trasversali resistenti al taglio								
<i>Verifica del conglomerato</i>								
Resistenza a taglio del conglomerato	V _{Red}	kN				14312,6	3432,6	
<i>Verifica dell'armatura trasversale</i>								
diametro staffe	fsw	mm				16	16	
passo staffe	scp	m				0,40	0,40	
numero di bracci	nb					2,5	2,5	
Armatura a taglio (staffe)	Asw	mmq				503	503	
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	α	deg				90	90	
Inclinazione dei puntoni in cls rispetto all'asse della trave	θ	deg				21,8	21,8	
tensione media di compressione nella sezione	σ_{cp}	kPa				741	143	
coefficiente alpha	α_c					1,04	1,01	
Resistenza a "taglio trazione"	V _{Red}	kN				2911,1	698,2	
Resistenza a "taglio compressione"	V _{Red}	kN				7705,1	1789,4	
Resistenza a taglio	V_{Red}	kN	0,0	0,0	0,0	2911,1	698,2	0,0
Azione di calcolo	V	kN	4,21E+02	5,44E+02	4,40E+02	8,72E+02	4,63E+02	1,23E+02
Fattore di sicurezza	FS	-	1,2	1,2	1,6	3,3	1,5	2,9

9.4.2 Galleria principale - Sezione tipo Galleria B0 (Sezione di calcolo 10+660)

La sezione di analisi dove si massimizzano le azioni sui rivestimenti associati a queste sezioni tipo è quella a massima copertura (Pr. 10+660 dell'Asse principale).

9.4.2.1 Verifica rivestimenti di prima fase

Si riportano i domini di resistenza del rivestimento di prima fase:

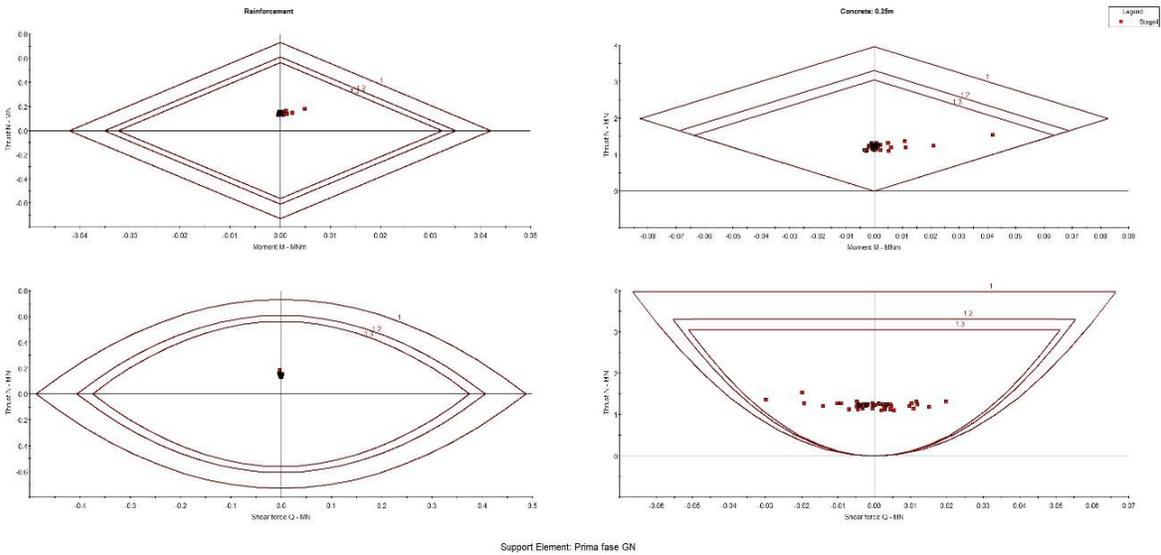


Figura: Dominio di resistenza rivestimento di prima fase

9.4.2.2 Verifica rivestimenti definitivi

Le azioni sui rivestimenti nelle sezioni di verifica sono i seguenti:

Galleria	Sezione tipo	Sezione di verifica	Spessori minimi	Lungo termine			Sisma			
				T (MN)	N (MN)	M (MNm)	T (MN)	N (MN)	M (MNm)	
CASTELLAVAZZO Galleria principale	B0	Chiave calotta	NON ARMATO	0,60	0,01	2,84	-0,01	0,08	2,91	0,21
		45 deg	NON ARMATO	0,60	0,00	3,41	-0,01	0,07	3,48	0,21
		Piano dei centri	NON ARMATO	0,80	-0,07	3,65	0,15	0,00	3,72	0,37
		Piedritto - muretta	ARMATO	2,00	-1,46	3,28	-1,37	-1,53	3,35	-1,59
		Muretta - arco rovescio	ARMATO	0,70	-0,67	2,30	0,36	-0,60	2,36	0,58
		Chiave arco rovescio	NON ARMATO	0,70	0,00	3,72	-0,01	0,06	3,79	0,21

SLU Amplificato x1,3			SLV Sisma			SLE		
T (kN)	N (kN)	M (kNm)	T (kN)	N (kN)	M (kNm)	T (kN)	N (kN)	M (kNm)
12,80	3697,07	-13,45	77,94	2911,99	213,17	9,84	2843,90	-10,35
-3,40	4433,52	-12,58	65,48	3478,49	213,84	-2,61	3410,40	-9,68
-90,27	4751,24	188,60	-1,34	3722,89	368,60	-69,44	3654,80	145,08
-1902,94	4261,66	-1774,76	-1531,89	3346,29	-1588,72	-1463,80	3278,20	-1365,20
-869,79	2984,02	467,43	-600,98	2363,49	583,08	-669,07	2295,40	359,56
-4,66	4832,10	-18,99	64,51	3785,09	208,91	-3,58	3717,00	-14,61

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		
VE407	Relazione di calcolo	

Per le verifiche si considera quanto indicato al paragrafo 4.1.11 per il calcestruzzo a bassa percentuale di armatura o non armato:

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} = f_{cd} b x [4.1.50]$$

con $x = a - 2e$.

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} = f_{cvd} b x / 1,5$$

con

$$f_{cvd} = \sqrt{(f_{ctid} + \sigma_{ctid})} \quad \text{per } \sigma_c \leq \sigma_{clim}$$

$$f_{cvd} = \sqrt{(f_{ctid} + \sigma_{ctid} - \delta^2/4)} \quad \text{per } \sigma_c > \sigma_{clim}$$

dove

$$\sigma_c = N_{Ed} / (b x)$$

$$\delta = \sigma_c - \sigma_{clim}$$

$$\sigma_{clim} = f_{cd} - 2 \sqrt{(f_{ctid} + f_{cd} f_{ctid})}$$

dove

$$f_{ctid} = 0,85 f_{ctd}$$

è la resistenza a trazione di progetto per calcestruzzo non armato o debolmente armato.

Seguono le verifiche sulle sezioni non armate agli SLU:

SEZIONI IN CLS NON ARMATO SLU

	B	H	e		N_{Rd}	N_{Ed}	Verifica
	m	m	m		MN	MN	
Chiave calotta	1,00	0,60	0,00	Sezione int. Reagente	10,87	3,70	OK
45 deg	1,00	0,60	0,00	Sezione int. Reagente	10,87	4,43	OK
Piano dei centri	1,00	0,80	0,04	Sezione int. Reagente	14,42	4,75	OK
Chiave arco rovescio	1,00	0,70	0,00	Sezione int. Reagente	12,68	4,83	OK

SEZIONI IN CLS NON ARMATO SLU

	B	H	e	σ_c	δ	V_{Rd}	V_{Ed}	Verifica
	m	m	m			MN	MN	
Chiave calotta	1,00	0,60	0,00	6,24E+00	-2,27E+00	1,09	0,01	OK
45 deg	1,00	0,60	0,00	7,46E+00	-1,04E+00	1,26	0,00	OK
Piano dei centri	1,00	0,80	0,04	6,59E+00	-1,91E+00	1,39	-0,09	OK
Chiave arco rovescio	1,00	0,70	0,00	6,98E+00	-1,52E+00	1,40	0,00	OK

Seguono le verifiche sulle sezioni non armate agli SLV:

SEZIONI IN CLS NON ARMATO SLV

	B	H	e		N_{Rd}	N_{Ed}	Verifica
	m	m	m		MN	MN	
Chiave calotta	1,00	0,60	0,07	Sezione int. Reagente	10,73	2,91	OK
45 deg	1,00	0,60	0,06	Sezione int. Reagente	10,76	3,48	OK
Piano dei centri	1,00	0,60	0,10	Sezione int. Reagente	10,68	3,72	OK
Chiave arco rovescio	1,00	0,70	0,06	Sezione int. Reagente	12,58	3,79	OK

SEZIONI IN CLS NON ARMATO SLV

	B	H	e	σ_c	δ	V_{Rd}	V_{Ed}	Verifica
	m	m	m			MN	MN	
Chiave calotta	1,00	0,60	0,07	6,42E+00	-2,08E+00	0,91	0,08	OK
45 deg	1,00	0,60	0,06	7,29E+00	-1,21E+00	1,00	0,07	OK
Piano dei centri	1,00	0,80	0,10	6,18E+00	-2,32E+00	1,10	0,00	OK
Chiave arco rovescio	1,00	0,70	0,06	6,42E+00	-2,08E+00	1,11	0,06	OK

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		 anas GRUPPO FS ITALIANE
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

Seguono verifiche sulle sezioni non armate allo SLE:

SEZIONI IN CLS NON ARMATO SLE

	B	H	e		N _{Rd}	N _{Ed}	Verifica
	m	m	m		MN	MN	
Chiave calotta	1,00	0,60	0,00	Sezione int. Reagente	8,63	2,84	OK
45 deg	1,00	0,60	0,00	Sezione int. Reagente	8,63	3,41	OK
Piano dei centri	1,00	0,80	0,04	Sezione int. Reagente	11,44	3,65	OK
Chiave arco rovescio	1,00	0,70	0,00	Sezione int. Reagente	10,07	3,72	OK

A continuazione si riportano le verifiche a pressoflessione (SLU+SLV+SLE) per le due sezioni armate di verifica effettuate con il software RC-SEC:

9.4.2.2.1 Sezione 4 piedritto – muretta

NOME SEZIONE: Sez 4-piedritto muretta

(Percorso File: U:\ANAS\AQ 2018-2022\DG 28 - SICILIA\VE407_SS51_Variante Longarone\07_Relazioni\05_OPERE D'ARTE MAGGIORI\05.2_GALLERIA CASTELLAVAZZO\Galleria Naturale\rc-sec\B0\Sez 4-piedritto muretta.sez)

Descrizione Sezione:
 Metodo di calcolo resistenza: Resistenze agli Stati Limite Ultimi
 Tipologia sezione: Sezione generica di Pilastro
 Normativa di riferimento: N.T.C.
 Percorso sollecitazione: A Sforzo Norm. costante
 Condizioni Ambientali: Moderat. aggressive
 Riferimento Sforzi assegnati: Assi x,y principali d'inerzia
 Riferimento alla sismicità: Comb. non sismiche

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO - Classe: C32/40
 Resis. compr. di progetto fcd: 18.8 MPa
 Def.unit. max resistenza ec2: 0.0020
 Def.unit. ultima ecu: 0.0035
 Diagramma tensione-deformaz.: Parabola-Rettangolo
 Modulo Elastico Normale Ec: 33643.0 MPa
 Resis. media a trazione fctm: 3.10 MPa
 Coeff. Omogen. S.L.E.: 15.00
 Sc limite S.L.E. comb. Rare: 19.9 MPa
 Sc limite S.L.E. comb. Frequenti: 19.9 MPa
 Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti: 0.300 mm
 Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti: 14.9 MPa
 Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.: 0.200 mm

ACCIAIO - Tipo: B450C
 Resist. caratt. snervam. fyk: 450.0 MPa
 Resist. caratt. rottura ftk: 450.0 MPa
 Resist. snerv. di progetto fyd: 391.3 MPa
 Resist. ultima di progetto ftd: 391.3 MPa
 Deform. ultima di progetto Epu: 0.068
 Modulo Elastico Ef: 2100000 daN/cm²
 Diagramma tensione-deformaz.: Bilineare finito
 Coeff. Aderenza istantaneo β1*β2: 1.00
 Coeff. Aderenza differito β1*β2: 0.50
 Sf limite S.L.E. Comb. Rare: 360.00 MPa

CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		 Sanas GRUPPO FS ITALIANE
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

Forma del Dominio: Poligonale
 Classe Calcestruzzo: C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	200.0
3	50.0	200.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-43.2	6.8	24
2	-43.2	193.2	24
3	43.2	193.2	24
4	43.2	6.8	24

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
 N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
 N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
 N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
 Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	3	24
2	2	3	8	24

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
 Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
 Vx Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	4261.66	-1774.76	0.00	0.00	0.00
2	3346.30	-1588.72	0.00	0.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	3278.20	-1365.20	0.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		 GRUPPO FS ITALIANE
VE407	Relazione di calcolo	

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	3278.20	-1365.20 (-14766.96)	0.00 (0.00)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	3278.20	-1365.20 (-14766.96)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.6 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 7.2 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Totale Area totale barre longitudinali [cm²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	4261.66	-1774.76	0.00	4261.70	-6897.90	0.00	3.75	67.9(60.0)
2	S	3346.30	-1588.72	0.00	3346.26	-6216.99	0.00	3.79	67.9(60.0)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	-50.0	0.0	0.00280	-43.2	6.8	-0.01651	-43.2	193.2
2	0.00350	-50.0	0.0	0.00264	-43.2	6.8	-0.02083	-43.2	193.2

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		
VE407	Relazione di calcolo	

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.				
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette) [§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45				
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue				

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	-0.000103546	0.003500000	----	----
2	0.000000000	-0.000125944	0.003500000	----	----

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata								
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]								
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)								
Ss min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]								
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)								
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm ²] in zona tesa considerata aderente alle barre								
As eff.	Area barre [cm ²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure								

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	3.49	-50.0	0.0	-3.1	33.6	193.2	750	45.2

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver.	La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}											
e1	Esito della verifica											
e2	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata											
k1	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]											
kt	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb. frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]											
k2	= 0.5 per flessione; $= (e1 + e2) / (2 * e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]											
k3	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali											
k4	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali											
Ø	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]											
Cf	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa											
e sm - e cm	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]											
sr max	Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]											
wk	Massima distanza tra le fessure [mm]											
Mx fess.	Apertura fessure in mm calcolata = $sr \max * (e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi											
My fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]											
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]											

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00002	0.00000	0.500	24.0	56	0.00001 (0.00001)	258	0.002 (990.00)	-14766.96	0.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	3.49	-50.0	0.0	-3.1	33.6	193.2	750	45.2

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00002	0.00000	0.500	24.0	56	0.00001 (0.00001)	258	0.002 (0.30)	-14766.96	0.00

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	3.49	-50.0	0.0	-3.1	33.6	193.2	750	45.2

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm sr max	wk	Mx fess	My fess	
1	S	-0.00002	0.00000	0.500	24.0	56	0.00001 (0.00001)	258	0.002 (0.20)	-14766.96	0.00

9.4.2.2.2 Sezione 5 muretta – arco rovescio

DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.

NOME SEZIONE: Sez 5-muretta arco rovescio

(Percorso File: U:\ANAS\AQ 2018-2022\DG 28 - SICILIA\VE407_SS51_Variante Longarone\07_Relazioni\05_OPERE D'ARTE MAGGIORI\05.2_GALLERIA CASTELLAVAZZO\Galleria Naturale\rc-sec\B0\Sez 5-muretta arco rovescio.sez)

Descrizione Sezione:

Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze agli Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica di Trave (solette, nervature solai) senza staffe
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Moderat. aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Comb. non sismiche

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.8 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33643.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.10 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.9 MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.9 MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.9 MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200 mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0 MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.0 MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef	2100000 daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istantaneo β1*β2 :	1.00
	Coeff. Aderenza differito β1*β2 :	0.50
	Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00 MPa

CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio:	Poligonale	
Classe Calcestruzzo:	C32/40	
N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	70.0
3	50.0	70.0
4	50.0	0.0

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		 Sanas GRUPPO FS ITALIANE
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-43.2	6.8	24
2	-43.2	63.2	24
3	43.2	63.2	24
4	43.2	6.8	24

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
 N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
 N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
 N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
 Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	3	24
2	2	3	3	24

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
 Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
 Vx Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	2984.00	467.43	0.00	0.00	0.00
2	2363.50	583.08	0.00	0.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	2295.40	359.56	0.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	2295.40	359.56 (1560.65)	0.00 (0.00)

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		 anas GRUPPO FS ITALIANE
VE407	Relazione di calcolo	

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	2295.40	359.56 (1560.65)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.6 cm
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 19.2 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
 Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
 Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
 Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
 As Tesa Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.45)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	2984.00	467.43	0.00	2984.09	1300.35	0.00	2.78	22.6(12.5)
2	S	2363.50	583.08	0.00	2363.66	1173.83	0.00	2.01	22.6(12.5)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
 x/d Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
 Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
 Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
 Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.310	-50.0	70.0	0.00229	-43.2	63.2	-0.00779	-43.2	6.8
2	0.00350	0.246	-50.0	70.0	0.00197	-43.2	63.2	-0.01075	-43.2	6.8

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro aX+bY+c=0 nel rif. X,Y,O gen.
 x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000178608	-0.009002584	0.310	0.828
2	0.000000000	0.000225518	-0.012286256	0.246	0.747

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		 anas GRUPPO FS ITALIANE
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Ss min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm ²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm ²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	6.76	-50.0	70.0	-2.0	-43.2	6.8	700	22.6

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver.	La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm} Esito della verifica
e1	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
e2	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
kt	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb. frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k2	= 0.5 per flessione; $= (e1 + e2) / (2 * e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k3	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
k4	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
Cf	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm - e cm	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC] Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
sr max	Massima distanza tra le fessure [mm]
wk	Apertura fessure in mm calcolata = $sr \max * (e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
Mx fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
My fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00006	0.00000	0.500	24.0	56	0.00001 (0.00001)	317	0.002 (990.00)	1560.65	0.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	6.76	-50.0	70.0	-2.0	-43.2	6.8	700	22.6

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00006	0.00000	0.500	24.0	56	0.00001 (0.00001)	317	0.002 (0.30)	1560.65	0.00

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	6.76	-50.0	70.0	-2.0	-43.2	6.8	700	22.6

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00006	0.00000	0.500	24.0	56	0.00001 (0.00001)	317	0.002 (0.20)	1560.65	0.00

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		 anas GRUPPO FS ITALIANE
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

9.4.2.2.3 Verifiche a taglio

VERIFICHE SLU PER SOLLECITAZIONI TAGLIANTI

Dati	Var	unità	Piedritto - muretta	Muretta - arco rovescio
Resistenza a compressione cubica caratteristica	fck	Mpa	40	40
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica	fck	Mpa	32	32
Coefficiente parziale γ_c	γ_c		1,50	1,50
Coefficiente parziale α_{cc}	α_{cc}		0,85	0,85
Resistenza a compressione di calcolo	fcd	Mpa	18,1	18,1
Tensione caratteristica di snervamento acciaio di armatura	fyk	Mpa	450	450
tensione di calcolo acciaio	fywd	Mpa	391,3	391,3
Caratteristiche geometriche sezione				
Altezza	H	m	2,00	0,70
Larghezza	B	m	1,00	1,00
Area calcestruzzo	Ac	m ²	2,00	0,70
Larghezza anima	bw	m	1,00	1,00
copriferro	c	m	0,068	0,068
altezza utile della sezione	d	m	1,93	0,63
Compressione agente nella sezione				
Sforzo normale di calcolo	N _{Ed}	kN	4,00E+03	2,00E+03

Elementi senza armature trasversali resistenti al taglio

Area dell'armatura longitudinale di trazione ancorata al di là dell'intersezione dell'asse dell'armatura con una eventuale fessura a 45° che si inneschi nella sezione considerata

Area dell'armatura longitudinale di trazione ancorata al di là dell'intersezione dell'asse dell'armatura con una eventuale fessura a 45° che si inneschi nella sezione considerata	Asl	mmq	2260	2260
Coefficiente k	k	m	1,32	1,56
v _{min}	v _{min}		0,3	0,4
rapporto geometrico di armatura longitudinale	ρ_1		0,00117	0,00358
tensione media di compressione nella sezione	σ_{cp}	Mpa	2,00	2,86

Resistenza a taglio	V_{Rd}	kN	1055,4	537,9
----------------------------	-----------------------	-----------	---------------	--------------

Elementi con armature trasversali resistenti al taglio

Verifica del conglomerato

Resistenza a taglio del conglomerato	V _{Rcd}	kN	10510,1	3438,1
--------------------------------------	------------------	----	---------	--------

Verifica dell'armatura trasversale

diametro staffe	fsw	mm	16	16
passo staffe	scp	m	0,20	0,20
numero di bracci	nb		2,5	2,5
Armatura a taglio (staffe)	Asw	mmq	503	503
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	α	deg	90	90
Inclinazione dei puntoni in cls rispetto all'asse della trave	θ	deg	21,8	21,8
tensione media di compressione nella sezione	σ_{cp}	kPa	2000	2857
coefficiente alpha	α_c		1,11	1,16
Resistenza a "taglio trazione"	V _{Rs}	kN	4275,4	1398,6
Resistenza a "taglio compressione"	V _{Rcd}	kN	6035,5	2058,4

Resistenza a taglio	V_{Rd}	kN	4275,4	1398,6
----------------------------	-----------------------	-----------	---------------	---------------

Azione di calcolo	V	kN	1,90E+03	8,70E+02
Fattore di sicurezza	FS	-	2,2	1,6

9.4.3 Galleria principale – Piazzola di sosta - Sezione tipo B0_PS (Sezione di calcolo 10+560)

Le piazzole di sosta sono quattro (4), la sezione di analisi dove si massimizzano le azioni sui rivestimenti associati a queste sezioni tipo è quella a massima copertura (Pr. 10+560 dell’Asse principale).

9.4.3.1 Verifica rivestimenti di prima fase

Si riportano i domini di resistenza del rivestimento di prima fase:

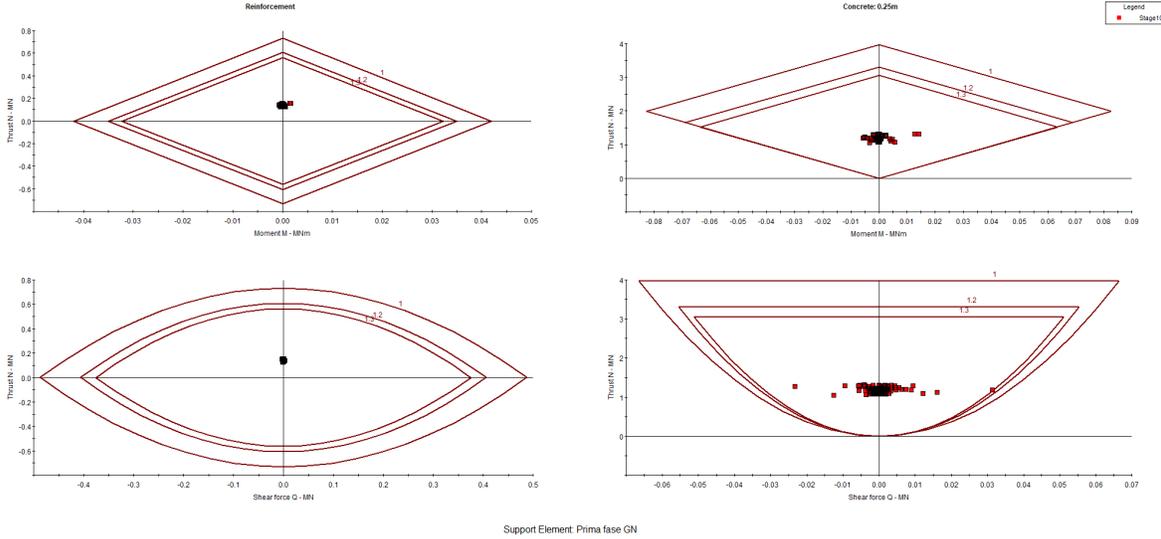


Figura: Dominio di resistenza rivestimento di prima fase

9.4.3.2 Verifica rivestimenti definitivi

Le azioni sui rivestimenti nelle sezioni di verifica sono i seguenti:

					Lungo termine			Sisma		
Galleria	Sezione tipo	Sezione di verifica		Spessori minimi	T (MN)	N (MN)	M (MNm)	T (MN)	N (MN)	M (MNm)
CASTELLAVAZZO Piazzola di sosta	B0_PS	Chiave calotta	NON ARMATO	0,70	0,01	3,76	-0,01	0,08	3,83	0,21
		45 deg	NON ARMATO	0,70	0,01	3,76	-0,01	0,08	3,83	0,21
		Piano dei centri	NON ARMATO	0,90	0,51	3,62	1,37	0,58	3,68	1,60
		Piedritto - muretta	ARMATO	2,20	-3,61	0,79	0,74	-3,54	0,86	0,51
		Muretta - arco rovescio	ARMATO	0,70	-0,28	1,76	0,81	-0,35	1,83	1,03
		Chiave arco rovescio	NON ARMATO	0,70	-0,31	7,11	1,07	-0,24	7,17	1,29

SLU Amplificato x1,3			SLV Sisma			SLE		
T (kN)	N (kN)	M (kNm)	T (kN)	N (kN)	M (kNm)	T (kN)	N (kN)	M (kNm)
12,53	4888,26	-16,46	77,73	3828,29	210,86	9,64	3760,20	-12,66
12,53	4888,26	-16,46	77,73	3828,29	210,86	9,64	3760,20	-12,66
666,91	4699,63	1785,68	581,10	3683,19	1597,12	513,01	3615,10	1373,60
-4694,43	1030,90	957,01	-3543,01	861,09	512,64	-3611,10	793,00	736,16
-360,89	2287,87	1046,70	-277,61	1827,99	1028,67	-277,61	1759,90	805,15
-398,97	9237,15	1392,69	-238,81	7173,59	1294,82	-306,90	7105,50	1071,30

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		 Sanas GRUPPO FS ITALIANE
VE407	Relazione di calcolo	

Per le verifiche si considera quanto indicato al paragrafo 4.1.11 per il calcestruzzo a bassa percentuale di armatura o non armato:

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} = f_{cd} b x [4.1.50]$$

$$\text{con } x = a - 2e.$$

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} = f_{cvd} b x / 1,5$$

con

$$f_{cvd} = \sqrt{(f_{ctld} + \sigma_c f_{ctld})} \quad \text{per } \sigma_c \leq \sigma_{clim}$$

$$f_{cvd} = \sqrt{(f_{ctld} + \sigma_c f_{ctld} - \delta^2/4)} \quad \text{per } \sigma_c > \sigma_{clim}$$

dove

$$\sigma_c = N_{Ed} / (b x)$$

$$\delta = \sigma_c - \sigma_{clim}$$

$$\sigma_{clim} = f_{cd} - 2 \sqrt{(f_{ctld} + f_{cd} f_{ctld})}$$

dove

$$f_{ctld} = 0,85 f_{ctd}$$

è la resistenza a trazione di progetto per calcestruzzo non armato o debolmente armato.

Seguono le verifiche sulle sezioni non armate agli SLU:

SEZIONI IN CLS NON ARMATO SLU

	B	H	e		N_{Rd}	N_{Ed}	Verifica
	m	m	m		MN	MN	
Chiave calotta	1,00	0,70	0,00	Sezione int. Reagente	12,68	4,89	OK
45 deg	1,00	0,70	0,00	Sezione int. Reagente	12,68	4,89	OK
Piano dei centri	1,00	0,90	0,38	Sezione parzializzata	15,56	4,70	OK
Chiave arco rovescio	1,00	0,70	0,15	Sezione parzializzata	12,39	9,24	OK

SEZIONI IN CLS NON ARMATO SLU

	B	H	e	σ_c	δ	V_{Rd}	V_{Ed}	Verifica
	m	m	m			MN	MN	
Chiave calotta	1,00	0,70	0,00	7,05E+00	-1,45E+00	1,45	0,01	OK
45 deg	1,00	0,70	0,00	7,05E+00	-1,45E+00	1,45	0,01	OK
Piano dei centri	1,00	0,90	0,38	3,36E+01	2,50E+01	0,60	0,67	NO
Chiave arco rovescio	1,00	0,70	0,15	2,32E+01	1,47E+01	1,44	-0,40	OK

Seguono le verifiche sulle sezioni non armate agli SLV:

SEZIONI IN CLS NON ARMATO SLV

	B	H	e		N_{Rd}	N_{Ed}	Verifica
	m	m	m		MN	MN	
Chiave calotta	1,00	0,70	0,06	Sezione int. Reagente	12,58	3,83	OK
45 deg	1,00	0,70	0,06	Sezione int. Reagente	12,58	3,83	OK
Piano dei centri	1,00	0,90	0,43	Sezione parzializzata	15,45	3,68	OK
Chiave arco rovescio	1,00	0,70	0,18	Sezione parzializzata	12,33	7,17	OK

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		 anas GRUPPO FS ITALIANE
VE407	Relazione di calcolo	

SEZIONI IN CLS NON ARMATO SLV

	B	H	e	σ_c	δ	V _{Rd}	V _{Ed}	Verifica
	m	m	m			MN	MN	
Chiave calotta	1,00	0,70	0,06	6,49E+00	-2,01E+00	1,19	0,08	OK
45 deg	1,00	0,70	0,06	6,49E+00	-2,01E+00	1,19	0,08	OK
Piano dei centri	1,00	0,90	0,43	1,12E+02	1,04E+02	0,25	0,58	NO
Chiave arco rovescio	1,00	0,70	0,18	2,12E+01	1,27E+01	1,17	-0,24	OK

Seguono verifiche sulle sezioni non armate allo SLE:

SEZIONI IN CLS NON ARMATO SLE

	B	H	e		N _{Rd}	N _{Ed}	Verifica
	m	m	m		MN	MN	
Chiave calotta	1,00	0,70	0,00	Sezione int. Reagente	10,07	3,76	OK
45 deg	1,00	0,70	0,00	Sezione int. Reagente	10,07	3,76	OK
Piano dei centri	1,00	0,90	0,38	Sezione parzializzata	12,20	3,62	OK
Chiave arco rovescio	1,00	0,70	0,15	Sezione parzializzata	9,78	7,11	OK

A continuazione si riportano le verifiche a pressoflessione (SLU+SLV+SLE) per le due sezioni armate di verifica effettuate con il software RC-SEC:

9.4.3.2.1 Sezione 4 piedritto – muretta
DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.

NOME SEZIONE: Sez 4-piedritto muretta

(Percorso File: U:\ANAS\AQ 2018-2022\DG 28 - SICILIA\VE407_SS51_Variante Longarone\07_Relazioni\05_OPERE D'ARTE MAGGIORI\05.2_GALLERIA CASTELLAVAZZO\Galleria Naturale\rc-sec\B0_PS\Sez 4-piedritto muretta.sez)

Descrizione Sezione:

Metodo di calcolo resistenza: Resistenze agli Stati Limite Ultimi
 Tipologia sezione: Sezione generica di Pilastro
 Normativa di riferimento: N.T.C.
 Percorso sollecitazione: A Sforzo Norm. costante
 Condizioni Ambientali: Moderat. aggressive
 Riferimento Sforzi assegnati: Assi x,y principali d'inerzia
 Riferimento alla sismicità: Comb. non sismiche

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO - Classe: C32/40
 Resis. compr. di progetto fcd: 18.8 MPa
 Def.unit. max resistenza ec2: 0.0020
 Def.unit. ultima ecu: 0.0035
 Diagramma tensione-deformaz.: Parabola-Rettangolo
 Modulo Elastico Normale Ec: 33643.0 MPa
 Resis. media a trazione fctm: 3.10 MPa
 Coeff. Omogen. S.L.E.: 15.00
 Sc limite S.L.E. comb. Rare: 19.9 MPa
 Sc limite S.L.E. comb. Frequenti: 19.9 MPa
 Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti: 0.300 mm
 Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti: 14.9 MPa
 Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.: 0.200 mm

ACCIAIO - Tipo: B450C
 Resist. caratt. snervam. fyk: 450.0 MPa
 Resist. caratt. rottura ftk: 450.0 MPa
 Resist. snerv. di progetto fyd: 391.3 MPa

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		 Sanas GRUPPO FS ITALIANE
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

Resist. ultima di progetto ftd:	391.3	MPa
Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
Modulo Elastico Ef	2100000	daN/cm ²
Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00	
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00	MPa

CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio:	Poligonale	
Classe Calcestruzzo:	C32/40	
N° vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	220.0
3	50.0	220.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N° Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ [mm]
1	-43.1	6.9	26
2	-43.1	213.1	26
3	43.1	213.1	26
4	43.1	6.9	26

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N° Gen.	Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre			
N° Barra Ini.	Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione			
N° Barra Fin.	Numero della barra finale cui si riferisce la generazione			
N° Barre	Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione			
Ø	Diametro in mm delle barre della generazione			

N° Gen.	N° Barra Ini.	N° Barra Fin.	N° Barre	Ø
1	1	4	8	26
2	2	3	8	26

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)				
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.				
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.				
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ. d'inerzia y				
Vx	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ. d'inerzia x				
N° Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	1030.90	-957.01	0.00	0.00	0.00
2	861.09	-512.64	0.00	0.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom. Fessurazione)

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		 anas GRUPPO FS ITALIANE
VE407	Relazione di calcolo	

My con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	793.00	-736.16	0.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	793.00	-736.16 (-5304.13)	0.00 (0.00)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	793.00	-736.16 (-5304.13)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.6 cm
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 7.0 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
 Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
 Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
 Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
 As Totale Area totale barre longitudinali [cm²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	1030.90	-957.01	0.00	1030.88	-5385.78	0.00	5.63	106.2(66.0)
2	S	861.09	-512.64	0.00	860.99	-5211.98	0.00	10.17	106.2(66.0)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
 Xc max Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
 Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
 Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		 GRUPPO FS ITALIANE
VE407	Relazione di calcolo	

Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
 Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	-50.0	0.0	0.00129	-43.1	6.9	-0.06466	-43.1	213.1
2	0.00350	-50.0	0.0	0.00120	-43.1	6.9	-0.06750	-43.1	213.1

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
 x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	-0.000319854	0.003500000	----	----
2	0.000000000	-0.000333174	0.003499458	----	----

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
 Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]
 Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
 Ss min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]
 Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
 Ac eff. Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
 As eff. Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.31	50.0	0.0	-15.7	33.5	213.1	1700	53.1

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver. La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}
 Esito della verifica
 e1 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
 e2 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
 k1 = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
 kt = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
 k2 = 0.5 per flessione; $=(e1 + e2)/(2*e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
 k3 = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
 k4 = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
 Ø Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
 Cf Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
 e sm - e cm Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
 Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
 sr max Massima distanza tra le fessure [mm]
 wk Apertura fessure in mm calcolata = $sr \max * (e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
 Mx fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
 My fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00008	0.00000	0.500	26.0	56	0.00004 (0.00004)	332	0.015 (990.00)	-5304.13	0.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.31	50.0	0.0	-15.7	33.5	213.1	1700	53.1

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		
VE407	Relazione di calcolo	

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm sr max	wk	Mx fess	My fess	
1	S	-0.00008	0.00000	0.500	26.0	56	0.00004 (0.00004)	332	0.015 (0.30)	-5304.13	0.00

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.31	50.0	0.0	-15.7	33.5	213.1	1700	53.1

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm sr max	wk	Mx fess	My fess	
1	S	-0.00008	0.00000	0.500	26.0	56	0.00004 (0.00004)	332	0.015 (0.20)	-5304.13	0.00

9.4.3.2.2 Sezione 5 muretta – arco rovescio

DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.

NOME SEZIONE: Sez 5-muretta arco rovescio

(Percorso File: U:\ANASIAQ 2018-2022\DG 28 - SICILIAVE407_SS51_Variante Longarone\07_Relazioni\05_OPERE D'ARTE MAGGIORI\05.2_GALLERIA CASTELLAVAZZO\Galleria Naturale\rc-sec\B0_PS\Sez 5-muretta arco rovescio.sez)

Descrizione Sezione:

Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze agli Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica di Trave (solette, nervature solai) senza staffe
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Moderat. aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Comb. non sismiche

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.8	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	33643.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.10	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.9	MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.9	MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.9	MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm
	ACCIAIO -	Tipo:	B450C
Resist. caratt. snervam. fyk:		450.0	MPa
Resist. caratt. rottura ftk:		450.0	MPa
Resist. snerv. di progetto fyd:		391.3	MPa
Resist. ultima di progetto ftd:		391.3	MPa
Deform. ultima di progetto Epu:		0.068	
Modulo Elastico Ef		2100000	daN/cm ²
Diagramma tensione-deformaz.:		Bilineare finito	
Coeff. Aderenza istantaneo β1*β2 :		1.00	
Coeff. Aderenza differito β1*β2 :		0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00	MPa	

CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		 anas GRUPPO FS ITALIANE
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

Forma del Dominio: Poligonale
 Classe Calcestruzzo: C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	70.0
3	50.0	70.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-43.1	6.9	26
2	-43.1	63.1	26
3	43.1	63.1	26
4	43.1	6.9	26

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
 N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
 N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
 N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
 Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	8	26
2	2	3	8	26

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
 Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
 Vx Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	2287.87	1046.70	0.00	0.00	0.00
2	1827.99	1028.67	0.00	0.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	1759.90	805.15	0.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		 GRUPPO FS ITALIANE
VE407	Relazione di calcolo	

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	1759.90	805.15 (520.17)	0.00 (0.00)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	1759.90	805.15 (520.17)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.6 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 7.0 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.45)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	2287.87	1046.70	0.00	2288.15	1825.37	0.00	1.74	53.1(12.5)
2	S	1827.99	1028.67	0.00	1827.77	1708.82	0.00	1.66	53.1(12.5)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
x/d Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.238	50.0	70.0	0.00189	43.1	63.1	-0.01120	-43.1	6.9
2	0.00350	0.211	50.0	70.0	0.00169	43.1	63.1	-0.01309	-43.1	6.9

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		 GRUPPO FS ITALIANE
VE407	Relazione di calcolo	

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.				
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette) [§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45				
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue				

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000232962	-0.012807352	0.238	0.738
2	0.000000000	0.000262986	-0.014908989	0.211	0.704

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata								
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]								
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)								
Ss min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]								
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)								
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm ²] in zona tesa considerata aderente alle barre								
As eff.	Area barre [cm ²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure								

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	10.45	-50.0	70.0	-131.4	-33.5	6.9	1200	53.1

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver.	La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}										
e1	Esito della verifica										
e2	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata										
k1	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]										
kt	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb. frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]										
k2	= 0.5 per flessione; $=(e1 + e2)/(2 \cdot e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]										
k3	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali										
k4	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali										
Ø	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]										
Cf	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa										
e sm - e cm	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC] Tra parentesi: valore minimo = $0.6 \cdot S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]										
sr max	Massima distanza tra le fessure [mm]										
wk	Apertura fessure in mm calcolata = $sr \cdot max \cdot (e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi										
Mx fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]										
My fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]										

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00078	0.00000	0.500	26.0	56	0.00038 (0.00038)	290 0.109 (990.00)	520.17	0.00	

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	10.45	-50.0	70.0	-131.4	-33.5	6.9	1200	53.1

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00078	0.00000	0.500	26.0	56	0.00038 (0.00038)	290 0.109 (0.30)	520.17	0.00	

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
--------	-----	--------	--------	--------	--------	--------	--------	---------	---------

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

1 S 10.45 -50.0 70.0 -131.4 -33.5 6.9 1200 53.1

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm sr max	wk	Mx fess	My fess	
1	S	-0.00078	0.00000	0.500	26.0	56	0.00046 (0.00038)	290	0.132 (0.20)	520.17	0.00

9.4.3.2.3 Verifiche a taglio

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		 anas GRUPPO FS ITALIANE
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

VERIFICHE SLU PER SOLLECITAZIONI TAGLIANTI

Dati	Var	unità	Piedritto - muretta	Muretta - arco rovescio
Resistenza a compressione cubica caratteristica	Rck	Mpa	40	40
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica	fck	Mpa	32	32
Coefficiente parziale γ_c	γ_c		1,50	1,50
Coefficiente parziale α_{cc}	α_{cc}		0,85	0,85
Resistenza a compressione di calcolo	fcd	Mpa	18,1	18,1
Tensione caratteristica di snervamento acciaio di armatura	fyk	Mpa	450	450
tensione di calcolo acciaio	fywd	Mpa	391,3	391,3
Caratteristiche geometriche sezione				
Altezza	H	m	2,20	0,70
Larghezza	B	m	1,00	1,00
Area calcestruzzo	Ac	m ²	2,20	0,70
Larghezza anima	bw	m	1,00	1,00
copriferro	c	m	0,068	0,068
altezza utile della sezione	d	m	2,13	0,63
Compressione agente nella sezione				
Sforzo normale di calcolo	N _{Ed}	kN	2,00E+03	1,00E+03
Elementi senza armature trasversali resistenti al taglio				
Area dell'armatura longitudinale di trazione ancorata al di là dell'intersezione dell'asse dell'armatura con una eventuale fessura a 45° che si inneschi nella sezione considerata				
	Asl	mmq	5300	5300
Coefficiente k	k	m	1,31	1,56
v _{min}	v _{min}		0,3	0,4
rapporto geometrico di armatura longitudinale	ρ_1		0,00249	0,00839
tensione media di compressione nella sezione	σ_{cp}	Mpa	0,91	1,43
Resistenza a taglio	V_{Rd}	kN	957,9	490,2
Elementi con armature trasversali resistenti al taglio				
<i>Verifica del conglomerato</i>				
Resistenza a taglio del conglomerato	V _{Rcd}	kN	11598,1	
<i>Verifica dell'armatura trasversale</i>				
diámetro staffe	fsw	mm	20	
passo staffe	scp	m	0,20	
numero di bracci	nb		2,5	
Armatura a taglio (staffe)	Asw	mmq	785	
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	α	deg	90	
Inclinazione dei puntoni in cls rispetto all'asse della trave	θ	deg	21,8	
tensione media di compressione nella sezione	σ_{cp}	kPa	909	
coefficiente alpha	α_c		1,05	
Resistenza a "taglio trazione"	V _{Rs}	kN	7371,8	
Resistenza a "taglio compressione"	V _{Rcd}	kN	6299,4	
Resistenza a taglio	V_{Rd}	kN	6299,4	0,0
Azione di calcolo	V	kN	4,69E+03	3,60E+02
Fattore di sicurezza	FS	-	1,3	1,4

9.4.4 Galleria d'emergenza - Sezione tipo C1_BP (Sezione di calcolo 9+480 riferita ad AP)

La sezione di analisi dove si massimizzano le azioni sui rivestimenti associati a queste sezioni tipo è quella a massima copertura (Pr. 9+480 dell'Asse principale – 0+165 della galleria d'emergenza).

9.4.4.1 Verifica rivestimenti di prima fase

Si riportano i domini di resistenza del rivestimento di prima fase.

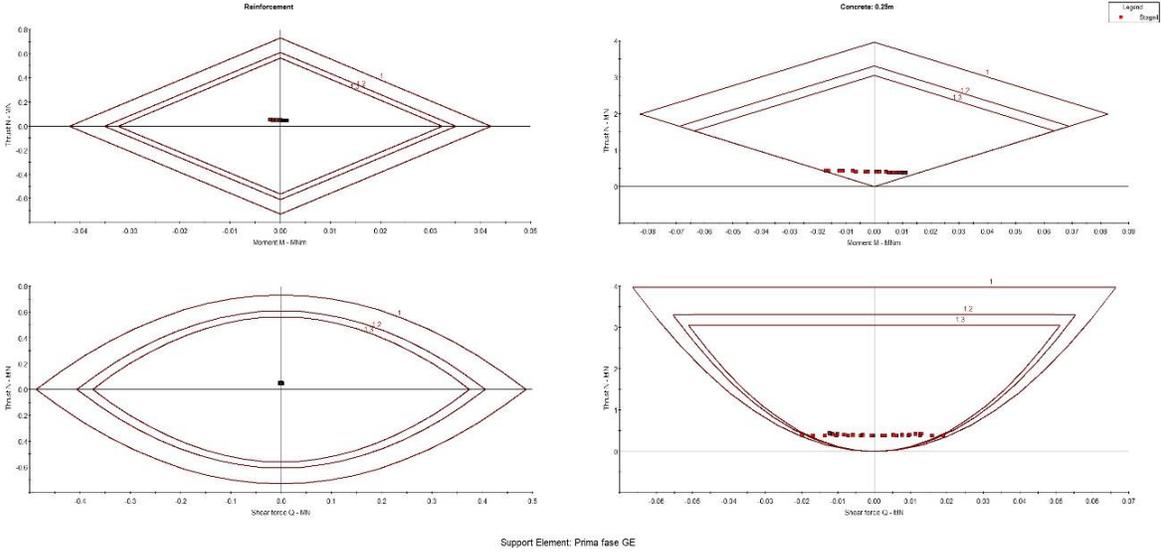


Figura: Dominio di resistenza rivestimento di prima fase.

9.4.4.2 Verifica rivestimenti definitivi

Le azioni sui rivestimenti nelle sezioni di verifica sono i seguenti:

					Da software			Sisma		
Galleria	Sezione tipo	Sezione di verifica		Spessori minimi	T (MN)	N (MN)	M (MNm)	T (MN)	N (MN)	M (MNm)
CASTELLAVAZZO Galleria d'emergenza	C1_BP	Chiave calotta	ARMATO	0,90	0,00	0,88	0,09	-0,26	0,84	0,31
		45 deg	ARMATO	0,90	0,09	1,11	-0,01	0,23	0,95	0,38
		Piano dei centri	ARMATO	0,90	-0,10	1,28	0,06	0,11	1,50	-0,08
		Predritto - muretta	ARMATO	1,00	0,41	1,07	-0,34	0,55	1,39	-0,89
		Muretta - arco rovescio	ARMATO	0,70	-0,11	0,51	0,25	-0,33	0,71	0,09
		Chiave arco rovescio	ARMATO	0,70	-0,02	0,39	0,36	-0,18	0,32	0,55

SLU Amplificato x1,3			SLV Sisma			SLE		
T (kN)	N (kN)	M (kNm)	T (kN)	N (kN)	M (kNm)	T (kN)	N (kN)	M (kNm)
-4,47	1145,27	112,18	-264,52	836,07	306,45	-3,44	880,98	86,30
113,81	1440,53	-17,84	229,03	949,45	383,99	87,55	1108,10	-13,73
-129,86	1669,59	78,49	112,01	1495,30	-80,28	-99,89	1284,30	60,38
528,35	1393,60	-438,66	554,63	1393,70	-886,61	406,42	1072,00	-337,43
-138,98	664,04	331,45	-328,64	712,64	94,38	-106,91	510,80	254,96
-26,22	504,30	467,00	-179,60	323,95	546,65	-20,17	387,92	359,23

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		 anas GRUPPO FS ITALIANE
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

A continuazione si riportano le verifiche a pressoflessione (SLU+SLV+SLE) per le sei sezioni armate di verifica effettuate con il software RC-SEC:

9.4.4.2.1 Sezione 1 chiave calotta

DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.

NOME SEZIONE: Sez 2-45 deg

(Percorso File: U:\ANAS\AQ 2018-2022\DG 28 - SICILIA\VE407_SS51_Variante Longarone\07_Relazioni\05_OPERE D'ARTE MAGGIORI\05.2_GALLERIA CASTELLAVAZZO\Galleria Naturale\rc-sec\C1_BP\Sez 2-45 deg.sez)

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze agli Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica di Trave (solette, nervature solai) senza staffe
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Moderat. aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Comb. non sismiche

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.8	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	33643.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.10	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.9	MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.9	MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.9	MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.0	MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2100000	daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00	MPa	

CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio:	Poligonale	
Classe Calcestruzzo:	C32/40	
N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	90.0
3	50.0	90.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
---------	--------	--------	-----------

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		 anas GRUPPO FS ITALIANE
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

1	-43.4	6.6	20
2	-43.4	83.4	20
3	43.4	83.4	20
4	43.4	6.6	20

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
 N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
 N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
 N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
 Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	3	20
2	2	3	3	20

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
 Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
 Vx Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	1440.53	-17.84	0.00	0.00	0.00
2	949.45	383.99	0.00	0.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	1108.10	-13.73	0.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	1108.10	-13.73 (443.31)	0.00 (0.00)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		 GRUPPO FS ITALIANE
VE407	Relazione di calcolo	

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	1108.10	-13.73 (443.31)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.6 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 19.7 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.45)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	1440.53	-17.84	0.00	1440.37	-1060.41	0.00	59.44	15.7(16.1)
2	S	949.45	383.99	0.00	949.49	876.25	0.00	2.28	15.7(16.1)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
x/d Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.127	-50.0	0.0	0.00133	-43.4	6.6	-0.02398	-43.4	83.4
2	0.00350	0.102	50.0	90.0	0.00080	43.4	83.4	-0.03067	-43.4	6.6

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro aX+bY+c=0 nel rif. X,Y,O gen.
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	-0.000329468	0.003500000	0.127	0.700
2	0.000000000	0.000409699	-0.033372905	0.102	0.700

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		
VE407	Relazione di calcolo	

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
 Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]
 Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
 Ss min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]
 Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
 Ac eff. Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
 As eff. Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.26	-50.0	0.0	16.4	21.7	83.4	---	---

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver. La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}
 Esito della verifica
 e1 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
 e2 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
 k1 = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
 kt = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb. frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
 k2 = 0.5 per flessione; $= (e1 + e2) / (2 * e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
 k3 = 0.000 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
 k4 = 0.000 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
 Ø Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
 Cf Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
 e sm - e cm Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
 Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
 sr max Massima distanza tra le fessure [mm]
 wk Apertura fessure in mm calcolata = $sr_{max} * (e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
 Mx fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
 My fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00073	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (990.00)	443.31	0.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.26	-50.0	0.0	16.4	21.7	83.4	---	---

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00073	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.30)	443.31	0.00

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.26	-50.0	0.0	16.4	21.7	83.4	---	---

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00073	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.20)	443.31	0.00

9.4.4.2.2 Sezione 2 calotta a 45 gradi

DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.
 NOME SEZIONE: Sez 2-45 deg

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		 anas GRUPPO FS ITALIANE
VE407	Relazione di calcolo	

(Percorso File: U:\ANAS\AQ 2018-2022\DG 28 - SICILIA\VE407_SS51_Variante Longarone\07_Relazioni\05_OPERE D'ARTE MAGGIORI\05.2_GALLERIA CASTELLAVAZZO\Galleria Naturale\rc-sec\C1_BP\Sez 2-45 deg.sez)

Descrizione Sezione:
 Metodo di calcolo resistenza: Resistenze agli Stati Limite Ultimi
 Tipologia sezione: Sezione generica di Trave (solette, nervature solai) senza staffe
 Normativa di riferimento: N.T.C.
 Percorso sollecitazione: A Sforzo Norm. costante
 Condizioni Ambientali: Moderat. aggressive
 Riferimento Sforzi assegnati: Assi x,y principali d'inerzia
 Riferimento alla sismicità: Comb. non sismiche

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.8	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	33643.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.10	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.9	MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.9	MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.9	MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.0	MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2100000	daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00	MPa	

CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio: Poligonale
 Classe Calcestruzzo: C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	90.0
3	50.0	90.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-43.4	6.6	20
2	-43.4	83.4	20
3	43.4	83.4	20
4	43.4	6.6	20

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		 anas GRUPPO FS ITALIANE
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
 N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
 N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
 N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
 Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	3	20
2	2	3	3	20

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
 Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
 Vx Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	1440.53	-17.84	0.00	0.00	0.00
2	949.45	383.99	0.00	0.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	1108.10	-13.73	0.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	1108.10	-13.73 (443.31)	0.00 (0.00)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	1108.10	-13.73 (443.31)	0.00 (0.00)

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		
VE407	Relazione di calcolo	

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.6 cm
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 19.7 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
 Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
 Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
 Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
 As Tesa Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.45)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	1440.53	-17.84	0.00	1440.37	-1060.41	0.00	59.44	15.7(16.1)
2	S	949.45	383.99	0.00	949.49	876.25	0.00	2.28	15.7(16.1)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
 x/d Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
 Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
 Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
 Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.127	-50.0	0.0	0.00133	-43.4	6.6	-0.02398	-43.4	83.4
2	0.00350	0.102	50.0	90.0	0.00080	43.4	83.4	-0.03067	-43.4	6.6

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
 x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	-0.000329468	0.003500000	0.127	0.700
2	0.000000000	0.000409699	-0.033372905	0.102	0.700

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
 Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]
 Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
 Ss min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]
 Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
 Ac eff. Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
 As eff. Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
--------	-----	--------	--------	--------	--------	--------	--------	---------	---------

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		
VE407	Relazione di calcolo	

1 S 1.26 -50.0 0.0 16.4 21.7 83.4 ---- ----

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver.	La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}
e1	Esito della verifica
e2	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
kt	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
k2	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb. frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k3	= 0.5 per flessione; $= (e1 + e2) / (2 * e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k4	= 0.000 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	= 0.000 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Cf	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace $A_{c\ eff}$ [eq.(7.11)EC2]
e sm - e cm	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
sr max	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
wk	Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
Mx fess.	Massima distanza tra le fessure [mm]
My fess.	Apertura fessure in mm calcolata = $sr\ max * (e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00073	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (990.00)	443.31	0.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.26	-50.0	0.0	16.4	21.7	83.4	----	----

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00073	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (0.30)	443.31	0.00

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.26	-50.0	0.0	16.4	21.7	83.4	----	----

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00073	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (0.20)	443.31	0.00

9.4.4.2.3 Sezione 3 piano dei centri

DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.

NOME SEZIONE: Sez 3-piano dei centri

(Percorso File: U:\ANAS\AQ 2018-2022\DG 28 - SICILIA\VE407_SS51_Variante Longarone\07_Relazioni\05_OPERE D'ARTE MAGGIORI\05.2_GALLERIA CASTELLAVAZZO\Galleria Naturale\rc-sec\C1_BP\Sez 3-piano dei centri.sez)

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze agli Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica di Trave (solette, nervature solai) senza staffe
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Moderat. aggressive

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		 anas GRUPPO FS ITALIANE
VE407	Relazione di calcolo	

Riferimento Sforzi assegnati: Assi x,y principali d'inerzia
 Riferimento alla sismicità: Comb. non sismiche

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.8	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	33643.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.10	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.9	MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.9	MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.9	MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm
	ACCIAIO -	Tipo:	B450C
Resist. caratt. snervam. fyk:		450.0	MPa
Resist. caratt. rottura ftk:		450.0	MPa
Resist. snerv. di progetto fyd:		391.3	MPa
Resist. ultima di progetto ftd:		391.3	MPa
Deform. ultima di progetto Epu:		0.068	
Modulo Elastico Ef		2100000	daN/cm ²
Diagramma tensione-deformaz.:		Bilineare finito	
Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:		1.00	
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:		0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00	MPa	

CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio: Poligonale
 Classe Calcestruzzo: C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	90.0
3	50.0	90.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-43.4	6.6	20
2	-43.4	83.4	20
3	43.4	83.4	20
4	43.4	6.6	20

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
 N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
 N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
 N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
 Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	3	20

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		 anas GRUPPO FS ITALIANE
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

2 2 3 3 20

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)				
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.				
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.				
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y				
Vx	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x				
N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	1669.59	78.49	0.00	0.00	0.00
2	1495.30	-80.28	0.00	0.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	1284.30	60.38	0.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	1284.30	60.38 (381.48)	0.00 (0.00)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	1284.30	60.38 (381.48)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.6 cm
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 19.7 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		
VE407	Relazione di calcolo	

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa	Area armature trave [cm ²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.45)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	1669.59	78.49	0.00	1669.83	1144.15	0.00	14.58	15.7(16.1)
2	S	1495.30	-80.28	0.00	1495.39	-1080.64	0.00	13.46	15.7(16.1)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
x/d	Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.140	50.0	90.0	0.00153	43.4	83.4	-0.02145	-43.4	6.6
2	0.00350	0.130	-50.0	0.0	0.00138	-43.4	6.6	-0.02334	-43.4	83.4

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro aX+bY+c=0 nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000299120	-0.023420835	0.140	0.700
2	0.000000000	-0.000321831	0.003500000	0.130	0.700

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Ss min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm ²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm ²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.76	-50.0	90.0	15.2	-21.7	6.6	----	----

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver.	La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a fctm
e1	Esito della verifica
e2	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		 Sanas GRUPPO FS ITALIANE
VE407	Relazione di calcolo	

k1	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
kt	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k2	= 0.5 per flessione; $= (e1 + e2) / (2 * e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k3	= 0.000 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
k4	= 0.000 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
Cf	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm - e cm	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC] Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
sr max	Massima distanza tra le fessure [mm]
wk	Apertura fessure in mm calcolata = $sr_{max} * (e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
Mx fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
My fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00074	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (990.00)	381.48	0.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.76	-50.0	90.0	15.2	-21.7	6.6	----	----

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00074	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (0.30)	381.48	0.00

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.76	-50.0	90.0	15.2	-21.7	6.6	----	----

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00074	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (0.20)	381.48	0.00

9.4.4.2.4 Sezione 4 piedritto – muretta

DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.

NOME SEZIONE: Sez 4-piedritto muretta

(Percorso File: U:\ANASIAQ 2018-2022\DG 28 - SICILIA\VE407_SS51_Variante Longarone\07_Relazioni\05_OPERE D'ARTE MAGGIORI\05.2_GALLERIA CASTELLAVAZZO\Galleria Naturale\rc-sec\C1_BP\Sez 4-piedritto muretta.sez)

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze agli Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica di Pilastro
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Moderat. aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Comb. non sismiche

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.8 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		 Sanas GRUPPO FS ITALIANE
VE407	Relazione di calcolo	

Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
Modulo Elastico Normale Ec:	33643.0 MPa
Resis. media a trazione fctm:	3.10 MPa
Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.9 MPa
Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.9 MPa
Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300 mm
Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.9 MPa
Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200 mm

ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0 MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.0 MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef	2100000 daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50
	Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00 MPa

CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio:	Poligonale	
Classe Calcestruzzo:	C32/40	
N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	100.0
3	50.0	100.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-43.4	6.6	20
2	-43.4	93.4	20
3	43.4	93.4	20
4	43.4	6.6	20

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre			
N°Barra Ini.	Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione			
N°Barra Fin.	Numero della barra finale cui si riferisce la generazione			
N°Barre	Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione			
Ø	Diametro in mm delle barre della generazione			

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	3	20
2	2	3	3	20

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		 Sanas GRUPPO FS ITALIANE
VE407	Relazione di calcolo	

				con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.	
Vy				Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y	
Vx				Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x	
N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	1393.60	-438.66	0.00	0.00	0.00
2	1393.70	-886.60	0.00	0.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	1072.00	-337.43	0.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	1072.00	-337.43 (-1297.91)	0.00 (0.00)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	1072.00	-337.43 (-1297.91)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	5.6 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	19.7 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Totale	Area totale barre longitudinali [cm ²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		
VE407	Relazione di calcolo	

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	1393.60	-438.66	0.00	1393.59	-1174.28	0.00	2.68	31.4(30.0)
2	S	1393.70	-886.60	0.00	1393.90	-1174.41	0.00	1.32	31.4(30.0)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
Xc max	Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
Yc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Xs min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Xs max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Ys max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	-50.0	0.0	0.00128	-43.4	6.6	-0.02790	-43.4	93.4
2	0.00350	-50.0	0.0	0.00128	-43.4	6.6	-0.02790	-43.4	93.4

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette) [§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	-0.000336196	0.003500000	----	----
2	0.000000000	-0.000336151	0.003500000	----	----

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Ss min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm ²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm ²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	3.19	-50.0	0.0	-20.9	21.7	93.4	1150	15.7

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver.	La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}
e1	Esito della verifica
e2	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
kt	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
k2	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb. frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k3	= 0.5 per flessione; $= (e1 + e2) / (2 * e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k4	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Cf	Diametro [mm] equivalente delle barre tese compresse nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
e sm - e cm	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
sr max	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
wk	Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
	Massima distanza tra le fessure [mm]
	Apertura fessure in mm calcolata = $sr \max * (e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		 ANAS GRUPPO FS ITALIANE
VE407	Relazione di calcolo	

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm sr max	wk	Mx fess	My fess	
1	S	-0.00012	0.00000	0.500	20.0	56	0.00006 (0.00006)	439	0.026 (990.00)	-1297.91	0.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	3.19	-50.0	0.0	-20.9	21.7	93.4	1150	15.7

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm sr max	wk	Mx fess	My fess	
1	S	-0.00012	0.00000	0.500	20.0	56	0.00006 (0.00006)	439	0.026 (0.30)	-1297.91	0.00

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	3.19	-50.0	0.0	-20.9	21.7	93.4	1150	15.7

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm sr max	wk	Mx fess	My fess	
1	S	-0.00012	0.00000	0.500	20.0	56	0.00006 (0.00006)	439	0.026 (0.20)	-1297.91	0.00

9.4.4.2.5 Sezione 5 muretta – arco rovescio

DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.

NOME SEZIONE: Sez 5-muretta arco rovescio

(Percorso File: U:\ANAS\AQ 2018-2022\DG 28 - SICILIA\VE407_SS51_Variante Longarone\07_Relazioni\05_OPERE D'ARTE MAGGIORI\05.2_GALLERIA CASTELLAVAZZO\Galleria Naturale\rc-secl\C1_BP\Sez 5-muretta arco rovescio.sez)

Descrizione Sezione:

Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze agli Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica di Trave (solette, nervature solai) senza staffe
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Moderat. aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Comb. non sismiche

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.8 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33643.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.10 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.9 MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.9 MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.9 MPa

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		 Sanas GRUPPO FS ITALIANE
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200 mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0 MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.0 MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef	2100000 daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50
	Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00 MPa

CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio:	Poligonale	
Classe Calcestruzzo:	C32/40	
N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	70.0
3	50.0	70.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-43.4	6.6	20
2	-43.4	63.4	20
3	43.4	63.4	20
4	43.4	6.6	20

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre			
N°Barra Ini.	Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione			
N°Barra Fin.	Numero della barra finale cui si riferisce la generazione			
N°Barre	Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione			
Ø	Diametro in mm delle barre della generazione			

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	3	20
2	2	3	3	20

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)				
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.				
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.				
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y				
Vx	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x				
N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	664.00	331.45	0.00	0.00	0.00
2	712.64	94.38	0.00	0.00	0.00

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	510.80	254.96	0.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	510.80	254.96 (381.48)	0.00 (0.00)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	510.80	254.96 (381.48)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	5.6 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	19.7 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata								
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)								
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia								
My	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia								
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)								
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia								
My Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia								
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000								
As Tesa	Area armature trave [cm ²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.45)NTC]								
N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	664.00	331.45	0.00	664.08	577.44	0.00	1.74	15.7(12.5)
2	S	712.64	94.38	0.00	712.90	591.39	0.00	6.27	15.7(12.5)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		 anas GRUPPO FS ITALIANE
VE407	Relazione di calcolo	

ec max	Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
x/d	Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.118	50.0	70.0	0.00042	43.4	63.4	-0.02612	-43.4	6.6
2	0.00350	0.121	50.0	70.0	0.00049	43.4	63.4	-0.02545	-43.4	6.6

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000467266	-0.029208652	0.118	0.700
2	0.000000000	0.000456557	-0.028459009	0.121	0.700

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Ss min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm ²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm ²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	5.29	-50.0	70.0	-132.5	-21.7	6.6	1550	15.7

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver.	La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}
e1	Esito della verifica
e2	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k2	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
kt	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb. frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k2	= 0.5 per flessione; $=(e1 + e2)/(2*e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k3	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
k4	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
Cf	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm - e cm	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC] Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
sr max	Massima distanza tra le fessure [mm]
wk	Apertura fessure in mm calcolata = $sr \max * (e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
Mx fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
My fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00074	0.00000	0.500	20.0	56	0.00038 (0.00038)	526	0.199 (990.00)	381.48	0.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		 anas GRUPPO FS ITALIANE
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	5.29	-50.0	70.0	-132.5	-21.7	6.6	1550	15.7

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00074	0.00000	0.500	20.0	56	0.00038 (0.00038)	526	0.199 (0.30)	381.48	0.00

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	5.29	-50.0	70.0	-132.5	-21.7	6.6	1550	15.7

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00074	0.00000	0.500	20.0	56	0.00038 (0.00038)	526	0.199 (0.20)	381.48	0.00

9.4.4.2.6 Sezione 6 chiave arco rovescio

DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.

NOME SEZIONE: Sez 1 - Chiave Calotta

(Percorso File: U:\ANAS\AQ 2018-2022\DG 28 - SICILIA\VE407_SS51_Variante Longarone\07_Relazioni\05_OPERE D'ARTE MAGGIORI\05.2_GALLERIA CASTELLAVAZZO\Galleria Naturale\rc-sec\C1_BP\Sez 1 - Chiave Calotta.sez)

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze agli Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica di Trave (solette, nervature solai) senza staffe
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Moderat. aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Comb. non sismiche

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.8 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33643.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.10 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.9 MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.9 MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.9 MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200 mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0 MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.0 MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

Modulo Elastico Ef	2100000	daN/cm ²
Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00	
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00	MPa

CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio: Poligonale
 Classe Calcestruzzo: C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	90.0
3	50.0	90.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-43.4	6.6	20
2	-43.4	83.4	20
3	43.4	83.4	20
4	43.4	6.6	20

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
 N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
 N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
 N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
 Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	3	20
2	2	3	3	20

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

	N	Mx	My	Vy	Vx
N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)				
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.				
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.				
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y				
Vx	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x				
N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	1145.27	112.18	0.00	0.00	0.00
2	836.07	306.07	0.00	0.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		 anas GRUPPO FS ITALIANE
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

N°Comb.	N	Mx	My
1	880.98	86.30	0.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	880.98	86.30 (0.00)	0.00 (0.00)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	880.98	86.30 (0.00)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.6 cm
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 19.7 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
 Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
 Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
 Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
 As Tesa Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.45)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	1145.27	112.18	0.00	1145.12	950.38	0.00	8.47	15.7(16.1)
2	S	836.07	306.07	0.00	836.29	833.01	0.00	2.72	15.7(16.1)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
 x/d Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
 Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
 Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
 Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		
VE407	Relazione di calcolo	

		Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)								
N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.112	50.0	90.0	0.00103	43.4	83.4	-0.02777	-43.4	6.6
2	0.00350	0.097	50.0	90.0	0.00065	43.4	83.4	-0.03248	-43.4	6.6

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

		Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.				
		Rapp. di duttilità (travi e solette) § 4.1.2.1.2.1 NTC: deve essere < 0.45				
		Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue				
N°Comb		a	b	c	x/d	C.Rid.
1		0.000000000	0.000374889	-0.030240011	0.112	0.700
2		0.000000000	0.000431418	-0.035327617	0.097	0.700

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

		S = comb. verificata/ N = comb. non verificata								
		Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]								
		Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)								
		Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]								
		Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)								
		Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre								
		Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure								
N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	
1	S	1.50	-50.0	90.0	6.6	-43.4	6.6	---	---	

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

		La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}										
		Esito della verifica										
		Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata										
		Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata										
		= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]										
		= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb. frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]										
		= 0.5 per flessione; $= (e1 + e2) / (2 * e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]										
		= 0.000 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali										
		= 0.000 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali										
		Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]										
		Copri ferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa										
		Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]										
		Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]										
		Massima distanza tra le fessure [mm]										
		Apertura fessure in mm calcolata = $sr_{max} * (e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi										
		Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]										
		Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]										
Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess	
1	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (990.00)	0.00	0.00	

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.50	-50.0	90.0	6.6	-43.4	6.6	---	---

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
-------	-----	----	----	----	---	----	-------------	--------	----	---------	---------

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		
VE407	Relazione di calcolo	

1 S 0.00000 0.00000 --- --- --- --- --- 0.000 (0.30) 0.00 0.00

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb Ver Sc max Xc max Yc max Ss min Xs min Ys min Ac eff. As eff.

1 S 1.50 -50.0 90.0 6.6 -43.4 6.6 --- ---

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb. Ver e1 e2 k2 Ø Cf e sm - e cm sr max wk Mx fess My fess

1 S 0.00000 0.00000 --- --- --- --- --- 0.000 (0.20) 0.00 0.00

Verifiche a taglio

VERIFICHE SLU PER SOLLECITAZIONI TAGLIANTI

Dati	Var	unità	Chiave calotta	45 deg	Piano dei centri	Piedritto - muretta	Muretta - arco rovescio	Chiave arco rovescio
Resistenza a compressione cubica caratteristica	fck	Mpa	40	40	40	40	40	40
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica	fcyk	Mpa	32	32	32	32	32	32
Coefficiente parziale γc	γc		1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50
Coefficiente parziale αcc	αcc		0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85
Resistenza a compressione di calcolo	fcdd	Mpa	18,1	18,1	18,1	18,1	18,1	18,1
Tensione caratteristica di snervamento acciaio di armatura	fyk	Mpa	450	450	450	450	450	450
tensione di calcolo acciaio	fywd	Mpa	391,3	391,3	391,3	391,3	391,3	391,3

Caratteristiche geometriche sezione

Altezza	H	m	0,90	0,90	0,90	1,00	0,70	0,70
Larghezza	B	m	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Area calcestruzzo	Ac	m²	0,90	0,90	0,90	1,00	0,70	0,70
Larghezza anima	bw	m	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
copriferro	c	m	0,068	0,068	0,068	0,068	0,068	0,068
altezza utile della sezione	d	m	0,83	0,83	0,83	0,93	0,63	0,63

Compressione agente nella sezione

Sforzo normale di calcolo	N _{Ed}	kN	5,00E+02	5,00E+02	1,00E+03	1,00E+03	5,00E+02	3,00E+02
---------------------------	-----------------	----	----------	----------	----------	----------	----------	----------

Elementi senza armature trasversali resistenti al taglio

Area dell'armatura longitudinale di trazione ancorata al di là dell'intersezione dell'asse dell'armatura con una eventuale fessura a 45° che si inneschi nella sezione considerata

	Asl	mmq	1570	1570	1570	1570	1570	1570
Coefficiente k	k	m	1,49	1,49	1,49	1,46	1,56	1,56
vmin	vmin		0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
rapporto geometrico di armatura longitudinale	ρ1		0,00189	0,00189	0,00189	0,00168	0,00248	0,00248
tensione media di compressione nella sezione	σcp	Mpa	0,56	0,56	1,11	1,00	0,71	0,43

Resistenza a taglio	V _{Rd}	kN	340,3	340,3	409,6	426,7	304,2	277,1
---------------------	-----------------	----	-------	-------	-------	-------	-------	-------

Elementi con armature trasversali resistenti al taglio

Verifica del conglomerato

Resistenza a taglio del conglomerato	V _{Rd}	kN				5070,1	3438,1
--------------------------------------	-----------------	----	--	--	--	--------	--------

Verifica dell'armatura trasversale

diametro staffe	fsw	mm				16	16
passo staffe	scp	m				0,40	0,40
numero di bracci	nb					2,5	2,5
Armatura a taglio (staffe)	Asw	mmq				503	503
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	α	deg				90	90
Inclinazione dei puntoni in cls rispetto all'asse della trave	θ	deg				21,8	21,8
tensione media di compressione nella sezione	σcp	kPa				1000	714
coefficiente alpha	αc					1,06	1,04
Resistenza a "taglio trazione"	V _{Rd}	kN				1031,2	699,3
Resistenza a "taglio compressione"	V _{Rd}	kN				2766,9	1848,3

Resistenza a taglio	V _{Rd}	kN	0,0	0,0	0,0	1031,2	699,3	0,0
---------------------	-----------------	----	-----	-----	-----	--------	-------	-----

Azione di calcolo	V	kN	2,64E+02	2,29E+02	1,29E+02	5,54E+02	3,28E+02	1,79E+02
Fattore di sicurezza	FS	-	1,3	1,5	3,2	1,9	2,1	1,5

9.4.5 Galleria d'emergenza - Sezione tipo B0_BP (Sezione di calcolo 10+560 riferita ad AP)

La sezione di analisi dove si massimizzano le azioni sui rivestimenti associati a queste sezioni tipo è quella a massima copertura (Pr. 9+560 dell'Asse principale – 1+225 della galleria d'emergenza).

9.4.5.1 Verifica rivestimenti di prima fase

Si riportano i domini di resistenza del rivestimento di prima fase:

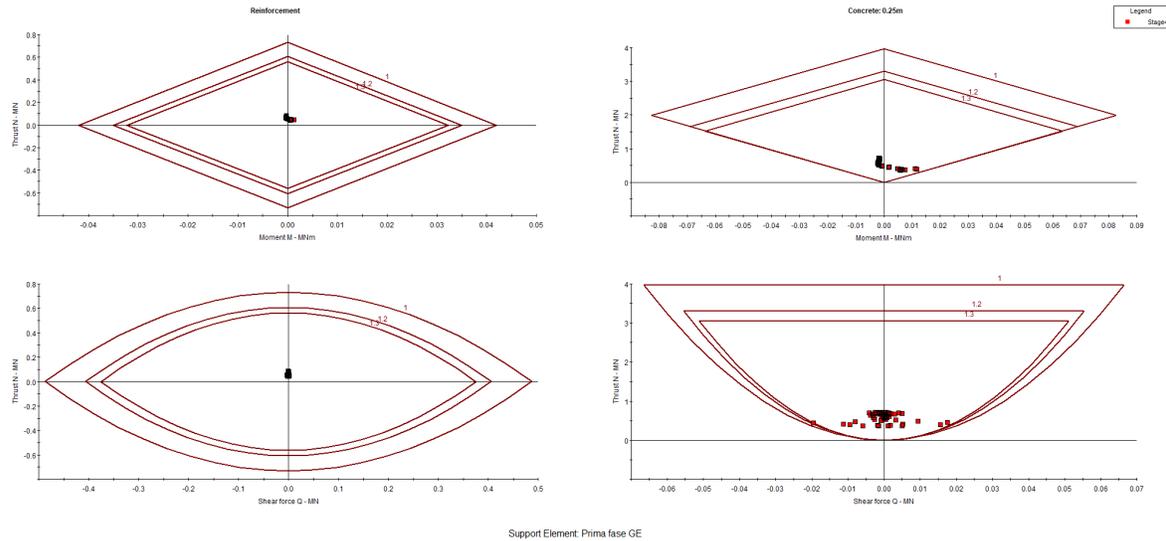


Figura: Dominio di resistenza rivestimento di prima fase

9.4.5.2 Verifica rivestimenti definitivi

Le azioni sui rivestimenti nelle sezioni di verifica sono i seguenti:

Galleria	Sezione tipo	Sezione di verifica	Spessori minimi	Da software			Sisma			
				T (MN)	N (MN)	M (MNm)	T (MN)	N (MN)	M (MNm)	
CASTELLAVAZZO Galleria d'emergenza	B0, BP	Chiave calotta	NON ARMATO	0,70	-0,09	1,72	0,08	-0,02	1,79	0,30
		45 deg	NON ARMATO	0,70	0,08	1,68	0,07	0,15	1,75	0,30
		Piano dei centri	NON ARMATO	0,70	-0,22	1,99	0,11	-0,15	2,06	0,33
		Piedritto - muretta	ARMATO	0,90	0,82	1,95	-0,57	0,89	2,02	-0,79
		Muretta - arco rovescio	ARMATO	0,70	-0,13	1,34	0,03	-0,07	1,41	0,25
		Chiave arco rovescio	NON ARMATO	0,70	-0,05	1,64	0,05	0,01	1,71	0,28

SLU Amplificato x1,3			SLV Sisma			SLE		
T (kN)	N (kN)	M (kNm)	T (kN)	N (kN)	M (kNm)	T (kN)	N (kN)	M (kNm)
-110,72	2234,96	98,69	-17,08	1787,29	299,43	-85,17	1719,20	75,91
102,91	2189,59	94,82	147,25	1752,39	296,45	79,16	1684,30	72,94
-289,15	2586,22	137,90	-154,33	2057,49	329,60	-222,42	1989,40	106,08
1066,86	2531,36	-741,04	888,75	2015,29	-793,55	820,66	1947,20	-570,03
-175,23	1740,70	38,43	-66,70	1407,09	253,08	-134,79	1339,00	29,56
-69,24	2130,83	70,48	14,83	1707,19	277,73	-53,26	1639,10	54,22

Per le verifiche si considera quanto indicato al paragrafo 4.1.11 per il calcestruzzo a bassa percentuale di armatura o non armato:

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} = f_{cd} b x [4.1.50]$$

con $x = a - 2e$.

VE407

Relazione di calcolo

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} = f_{cvd} b x / 1,5$$

con

$$f_{cvd} = \sqrt{f_{ct1d} + \sigma_c f_{ct1d}} \quad \text{per } \sigma_c \leq \sigma_{clim}$$

$$f_{cvd} = \sqrt{f_{ct1d} + \sigma_c f_{ct1d} - \delta^2 / 4} \quad \text{per } \sigma_c > \sigma_{clim}$$

dove

$$\sigma_c = N_{Ed} / (b x)$$

$$\delta = \sigma_c - \sigma_{clim}$$

$$\sigma_{clim} = f_{cd} - 2 \sqrt{f_{ct1d} + f_{cd} f_{ct1d}}$$

dove

$$f_{ct1d} = 0,85 f_{ctd}$$

è la resistenza a trazione di progetto per calcestruzzo non armato o debolmente armato.

Seguono le verifiche sulle sezioni non armate agli SLU:

SEZIONI IN CLS NON ARMATO SLU

	B	H	e		N _{Rd}	N _{Ed}	Verifica
	m	m	m		MN	MN	
Chiave calotta	1,00	0,70	0,04	Sezione int. Reagente	12,60	2,23	OK
45 deg	1,00	0,70	0,04	Sezione int. Reagente	12,60	2,19	OK
Piano dei centri	1,00	0,70	0,05	Sezione int. Reagente	12,58	2,59	OK
Chiave arco rovescio	1,00	0,70	0,03	Sezione int. Reagente	12,62	2,13	OK

SEZIONI IN CLS NON ARMATO SLU

	B	H	e	σ_c	δ	V _{Rd}	V _{Ed}	Verifica
	m	m	m			MN	MN	
Chiave calotta	1,00	0,70	0,04	3,65E+00	-4,85E+00	0,98	-0,11	OK
45 deg	1,00	0,70	0,04	3,57E+00	-4,93E+00	0,98	0,10	OK
Piano dei centri	1,00	0,70	0,05	4,36E+00	-4,15E+00	1,02	-0,29	OK
Chiave arco rovescio	1,00	0,70	0,03	3,36E+00	-5,14E+00	0,99	-0,07	OK

Seguono le verifiche sulle sezioni non armate agli SLV:

SEZIONI IN CLS NON ARMATO SLV

	B	H	e		N _{Rd}	N _{Ed}	Verifica
	m	m	m		MN	MN	
Chiave calotta	1,00	0,70	0,17	Sezione parzializzata	12,36	1,79	OK
45 deg	1,00	0,70	0,17	Sezione parzializzata	12,35	1,75	OK
Piano dei centri	1,00	0,70	0,16	Sezione parzializzata	12,37	2,06	OK
Chiave arco rovescio	1,00	0,70	0,16	Sezione parzializzata	12,37	1,71	OK

SEZIONI IN CLS NON ARMATO SLV

	B	H	e	σ_c	δ	V _{Rd}	V _{Ed}	Verifica
	m	m	m			MN	MN	
Chiave calotta	1,00	0,70	0,17	4,90E+00	-3,61E+00	0,66	-0,02	OK
45 deg	1,00	0,70	0,17	4,85E+00	-3,66E+00	0,65	0,15	OK
Piano dei centri	1,00	0,70	0,16	5,42E+00	-3,08E+00	0,71	-0,15	OK
Chiave arco rovescio	1,00	0,70	0,16	4,56E+00	-3,95E+00	0,66	0,01	OK

Seguono verifiche sulle sezioni non armate allo SLE:

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		 an as GRUPPO FS ITALIANE
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

SEZIONI IN CLS NON ARMATO SLE

	B	H	e		N _{Rd}	N _{Ed}	Verifica
	m	m	m		MN	MN	
Chiave calotta	1,00	0,70	0,04	Sezione int. Reagente	9,99	1,72	OK
45 deg	1,00	0,70	0,04	Sezione int. Reagente	9,99	1,68	OK
Piano dei centri	1,00	0,70	0,05	Sezione int. Reagente	9,97	1,99	OK
Chiave arco rovescio	1,00	0,70	0,03	Sezione int. Reagente	10,01	1,64	OK

A continuazione si riportano le verifiche a pressoflessione (SLU+SLV+SLE) per le due sezioni armate di verifica effettuate con il software RC-SEC:

9.4.5.2.1 Sezione 4 piedritto – muretta
DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.
NOME SEZIONE: Sez 4-piedritto muretta

(Percorso File: U:\ANAS\AQ 2018-2022\DG 28 - SICILIA\VE407_SS51_Variante Longarone\07_Relazioni\05_OPERE D'ARTE MAGGIORI\05.2_GALLERIA CASTELLAVAZZO\Galleria Naturale\rc-sec\B0_BP\Sez 4-piedritto muretta.sez)

Descrizione Sezione:

Metodo di calcolo resistenza: Resistenze agli Stati Limite Ultimi
 Tipologia sezione: Sezione generica di Pilastro
 Normativa di riferimento: N.T.C.
 Percorso sollecitazione: A Sforzo Norm. costante
 Condizioni Ambientali: Moderat. aggressive
 Riferimento Sforzi assegnati: Assi x,y principali d'inerzia
 Riferimento alla sismicità: Comb. non sismiche

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.8 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33643.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.10 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.9 MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.9 MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.9 MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200 mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0 MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.0 MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef	2100000 daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istantaneo β1*β2 :	1.00
	Coeff. Aderenza differito β1*β2 :	0.50
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00 MPa	

CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio: Poligonale
 Classe Calcestruzzo: C32/40

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		 anas GRUPPO FS ITALIANE
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	90.0
3	50.0	90.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-43.2	6.8	24
2	-43.2	83.2	24
3	43.2	83.2	24
4	43.2	6.8	24

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre			
N°Barra Ini.	Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione			
N°Barra Fin.	Numero della barra finale cui si riferisce la generazione			
N°Barre	Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione			
Ø	Diametro in mm delle barre della generazione			

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	3	24
2	2	3	3	24

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)				
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.				
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.				
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y				
Vx	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x				

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	2531.36	-741.04	0.00	0.00	0.00
2	2015.00	-793.55	0.00	0.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		

N°Comb.	N	Mx	My
1	1947.20	-570.03	0.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	1947.20	-570.03 (-1091.61)	0.00 (0.00)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	1947.20	-570.03 (-1091.61)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.6 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 19.2 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Totale Area totale barre longitudinali [cm²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	2531.36	-741.04	0.00	2531.42	-1640.28	0.00	2.21	45.2(27.0)
2	S	2015.00	-793.55	0.00	2014.91	-1469.62	0.00	1.85	45.2(27.0)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
Xc max Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
Yc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Xs min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Xs max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Ys max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	-50.0	0.0	0.00207	-43.2	6.8	-0.01402	-43.2	83.2
2	0.00350	-50.0	0.0	0.00175	-43.2	6.8	-0.01793	-43.2	83.2

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		 GRUPPO FS ITALIANE
VE407	Relazione di calcolo	

x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	-0.000210543	0.003500000	----	----
2	0.000000000	-0.000257571	0.003500000	----	----

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]
Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Ss min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]
Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff. Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff. Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	6.23	-50.0	0.0	-37.8	21.6	83.2	1000	22.6

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}

Ver. Esito della verifica
e1 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
e2 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1 = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
kt = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k2 = 0.5 per flessione; $= (e1 + e2) / (2 * e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k3 = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
k4 = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
Cf Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm - e cm Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
sr max Massima distanza tra le fessure [mm]
wk Apertura fessure in mm calcolata = $sr_{max} * (e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
Mx fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
My fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00023	0.00000	0.500	24.0	56	0.00011 (0.00011)	371	0.040 (990.00)	-1091.61	0.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	6.23	-50.0	0.0	-37.8	21.6	83.2	1000	22.6

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00023	0.00000	0.500	24.0	56	0.00011 (0.00011)	371	0.040 (0.30)	-1091.61	0.00

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	6.23	-50.0	0.0	-37.8	21.6	83.2	1000	22.6

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		 anas GRUPPO FS ITALIANE
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm sr max	wk	Mx fess	My fess	
1	S	-0.00023	0.00000	0.500	24.0	56	0.00011 (0.00011)	371	0.040 (0.20)	-1091.61	0.00

9.4.5.2.2 Sezione 5 muretta – arco rovescio

DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.

NOME SEZIONE: Sez 5-muretta arco rovescio

(Percorso File: U:\ANAS\AQ 2018-2022\DG 28 - SICILIA\VE407_SS51_Variante Longarone\07_Relazioni\05_OPERE D'ARTE MAGGIORI\05.2_GALLERIA CASTELLAVAZZO\Galleria Naturale\rc-sec\B0_BP\Sez 5-muretta arco rovescio.sez)

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze agli Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica di Trave (solette, nervature solai) senza staffe
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Moderat. aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Comb. non sismiche

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.8 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33643.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.10 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.9 MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.9 MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.9 MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200 mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0 MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.0 MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef	2100000 daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istantaneo β1*β2 :	1.00
	Coeff. Aderenza differito β1*β2 :	0.50
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00 MPa	

CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio:	Poligonale	
Classe Calcestruzzo:	C32/40	
N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	70.0
3	50.0	70.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
---------	--------	--------	-----------

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		 anas GRUPPO FS ITALIANE
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

1	-43.2	6.8	24
2	-43.2	63.2	24
3	43.2	63.2	24
4	43.2	6.8	24

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
 N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
 N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
 N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
 Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	3	24
2	2	3	3	24

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
 Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
 Vx Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	1740.70	38.43	0.00	0.00	0.00
2	1407.09	253.08	0.00	0.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	1339.00	29.56	0.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	1339.00	29.56 (399.14)	0.00 (0.00)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		 anas GRUPPO FS ITALIANE
VE407	Relazione di calcolo	

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	1339.00	29.56 (399.14)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.6 cm
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 19.2 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
 Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
 Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
 Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
 As Tesa Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.45)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	1740.70	38.43	0.00	1740.86	1021.41	0.00	26.58	22.6(12.5)
2	S	1407.09	253.08	0.00	1407.06	933.47	0.00	3.69	22.6(12.5)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
 x/d Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
 Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
 Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
 Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.195	-50.0	70.0	0.00157	-43.2	63.2	-0.01442	-43.2	6.8
2	0.00350	0.173	-50.0	70.0	0.00132	-43.2	63.2	-0.01674	-43.2	6.8

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro aX+bY+c=0 nel rif. X,Y,O gen.
 x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000283565	-0.016349572	0.195	0.700
2	0.000000000	0.000320320	-0.018922394	0.173	0.700

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		
VE407	Relazione di calcolo	

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
 Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]
 Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
 Ss min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]
 Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
 Ac eff. Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
 As eff. Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.05	-50.0	70.0	22.5	-43.2	6.8	---	---

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver. La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}
 Esito della verifica
 e1 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
 e2 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
 k1 = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
 kt = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb. frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
 k2 = 0.5 per flessione; = $(e1 + e2)/(2 \cdot e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
 k3 = 0.000 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
 k4 = 0.000 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
 Ø Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
 Cf Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
 e sm - e cm Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
 Tra parentesi: valore minimo = $0.6 \cdot S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
 sr max Massima distanza tra le fessure [mm]
 wk Apertura fessure in mm calcolata = $sr \cdot max \cdot (e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
 Mx fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
 My fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00128	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (990.00)	399.14	0.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.05	-50.0	70.0	22.5	-43.2	6.8	---	---

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00128	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.30)	399.14	0.00

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.05	-50.0	70.0	22.5	-43.2	6.8	---	---

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00128	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.20)	399.14	0.00

9.4.5.2.3 Verifiche a taglio

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		 Sanas GRUPPO FS ITALIANE
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

VERIFICHE SLU PER SOLLECITAZIONI TAGLIANTI

Dati	Var	unità	Piedritto - muretta	Muretta - arco rovescio
Resistenza a compressione cubica caratteristica	Rck	Mpa	40	40
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica	fck	Mpa	32	32
Coefficiente parziale γ_c	γ_c		1,50	1,50
Coefficiente parziale α_{cc}	α_{cc}		0,85	0,85
Resistenza a compressione di calcolo	fcd	Mpa	18,1	18,1
Tensione caratteristica di snervamento acciaio di armatura	fyk	Mpa	450	450
tensione di calcolo acciaio	fywd	Mpa	391,3	391,3
Caratteristiche geometriche sezione				
Altezza	H	m	0,90	0,70
Larghezza	B	m	1,00	1,00
Area calcestruzzo	Ac	m ²	0,90	0,70
Larghezza anima	bw	m	1,00	1,00
copriferro	c	m	0,068	0,068
altezza utile della sezione	d	m	0,83	0,63
Compressione agente nella sezione				
Sforzo normale di calcolo	N _{Ed}	kN	2,00E+03	1,50E+03
Elementi senza armature trasversali resistenti al taglio				
Area dell'armatura longitudinale di trazione ancorata al di là dell'intersezione dell'asse dell'armatura con una eventuale fessura a 45° che si inneschi nella sezione considerata				
	Asl	mmq	2260	2260
Coefficiente k	k	m	1,49	1,56
vmin	vmin		0,4	0,4
rapporto geometrico di armatura longitudinale	ρ_1		0,00272	0,00358
tensione media di compressione nella sezione	σ_{cp}	Mpa	2,22	2,14
Resistenza a taglio	V_{Rd}	kN	583,3	470,2
Elementi con armature trasversali resistenti al taglio				
<i>Verifica del conglomerato</i>				
Resistenza a taglio del conglomerato	V _{Rcd}	kN	4526,1	
<i>Verifica dell'armatura trasversale</i>				
diámetro staffe	fsw	mm	16	
passo staffe	scp	m	0,20	
numero di bracci	nb		2,5	
Armatura a taglio (staffe)	Asw	mmq	503	
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	α	deg	90	
Inclinazione dei puntoni in cls rispetto all'asse della trave	θ	deg	21,8	
tensione media di compressione nella sezione	σ_{cp}	kPa	2222	
coefficiente alpha	α_c		1,12	
Resistenza a "taglio trazione"	V _{Rs,d}	kN	1841,2	
Resistenza a "taglio compressione"	V _{Rcd}	kN	2627,8	
Resistenza a taglio	V_{Rd}	kN	1841,2	0,0
Azione di calcolo	V	kN	1,07E+03	1,75E+02
Fattore di sicurezza	FS	-	1,7	2,7

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

10 STABILITÀ DEI CUNEI DI ROCCIA

Le analisi di stabilità dei cunei instabili in calotta o alle pareti delle cavità sono state effettuate usando il programma UNWEDGE, sviluppato da Rocscience.

L'analisi è basata sull'assunzione che i cunei, definiti da tre discontinuità, sono solamente soggetti a caricamento gravitazionale. Attraverso la definizione della sezione trasversale della cavità ed il suo orientamento nell'orizzontale, così come l'inclinazione nella direzione longitudinale, è possibile determinare gli equilibri e valutare il fattore di sicurezza (SF) contro la caduta di blocchi.

UNWEDGE ricerca automaticamente il cuneo determinante secondo la forma dello scavo.

Le verifiche considerano le giaciture ricavate nei rilievi geomeccanici, che si riportano in dettaglio nelle relazioni di Geologica e geotecnica.

Qui si verificano i cunei formati dalle famiglie di discontinuità rilevate nei Rilievi geomeccanici denominati Geostop 3-8 che caratterizzano la galleria di Castellavazzo.



In considerazione delle caratteristiche dei giunti (discreta rugosità, nessuna alterazione, nessun riempimento, giunti chiusi) si considera un angolo d'attrito di 40° . Per le verifiche tale angolo d'attrito è ridotto con un fattore di sicurezza di 1.25 (riduzione di $\tan \varphi$).

Il sostegno in calcestruzzo spruzzato resiste per effetto della resistenza a taglio fissata a 0.66 MPa.

I fattori di sicurezza minimi sono appresso riepilogati:

- | | | |
|----------------------------------|-------------------|------------|
| • Geostop 3 (Calcari di Soccher) | maglia 2.0x1.20 m | FS = 3.3; |
| • Geostop 4 (Calcari di Soccher) | maglia 2.0x1.20 m | FS = 4.1; |
| • Geostop 5 (Calcari di Soccher) | maglia 2.0x1.20 m | FS = 1.03; |
| • Geostop 6 (Calcari di Soccher) | maglia 2.0x1.20 m | FS = >5; |

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

- Geostop 7 (Calcari di Soccher) maglia 2.0x1.20 m FS = 1.5;
- Geostop 8 (Calcari di Soccher) maglia 2.0x1.20 m FS = >5.

Si riportano a continuazione tutte le verifiche effettuate.

10.1 Geostop 3

Unwedge Analysis Information

Document Name

File Name: Catellavazzo Geostop3.weg

Project Settings

Project Title: Stability Analysis of Wedges for Underground Excavations
Wedges Computed: Perimeter Wedges
Units: Metric, stress as MPa

General Input Data

Tunnel Axis Orientation:
Trend: 13°
Plunge: -1°
Design Factor of Safety: 1.500
Unit Weight of Rock: 0.025 MN/m³
Unit Weight of Water: 0.010 MN/m³

Seismic Forces

Not Used

Scale Wedges Settings

Not Used

Joint Orientations

Joint 1
Dip: 21°
Dip Direction: 239°
Joint 2
Dip: 43°
Dip Direction: 081°
Joint 3
Dip: 81°
Dip Direction: 224°

Joint Properties

Joint Properties 1
Water Pressure
Constant: 0 MPa
Waviness: 0°

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

Shear Strength Model: Mohr-Coulomb
Phi: 33.9°
Cohesion: 0 MPa
Tensile Strength: 0 MPa

Bolt Properties

Superswellex

Bolt Type: Swellex
Tensile Capacity: 0.14 MN
Bond Strength: 0.104 MN/m
Shear Strength: Unused
Bolt Orientation Efficiency: Used
Method: Cosine Tension/Shear

Shotcrete Properties

Shotcrete Property 1

Shear Strength: 0.66 MPa
Unit Weight: 0.024 MN/m³
Thickness: 25.00 cm

Support Summary

Summary of Perimeter Shotcrete

Number of Shotcrete Layers on Perimeter: 1
Perimeter Shotcrete Layer: 1
Shotcrete Property: Shotcrete Property 1

Summary of Perimeter Support Pressure

No Support Pressure on Perimeter

Summary of Perimeter Bolt Patterns

Number of Bolt Patterns on Perimeter: 1
Perimeter Bolt Pattern: 1
Property: Superswellex
Strength type: Swellex
Bolt Length: 6.00 m
Orientation: normal to boundary
Pattern Spacing - In Plane: 2.00 m
Pattern Spacing - Out of Plane: 1.20 m
Pattern Spacing - Out of Plane Offset: 0.00 m

Summary of End Bolt Patterns

No Bolt Pattern on Ends

Summary of End Support Pressure

No Support Pressure on Ends

Summary of End Shotcrete

No Shotcrete on Ends

Wedge Information

Floor wedge [2]

Factor of Safety: stable

Wedge Weight: 0.390 MN

Lower Right wedge [4]

Factor of Safety: 16.497

Wedge Weight: 3.953 MN

Upper Left wedge [5]

Factor of Safety: 3.333

Wedge Weight: 9.781 MN

Roof wedge [7]

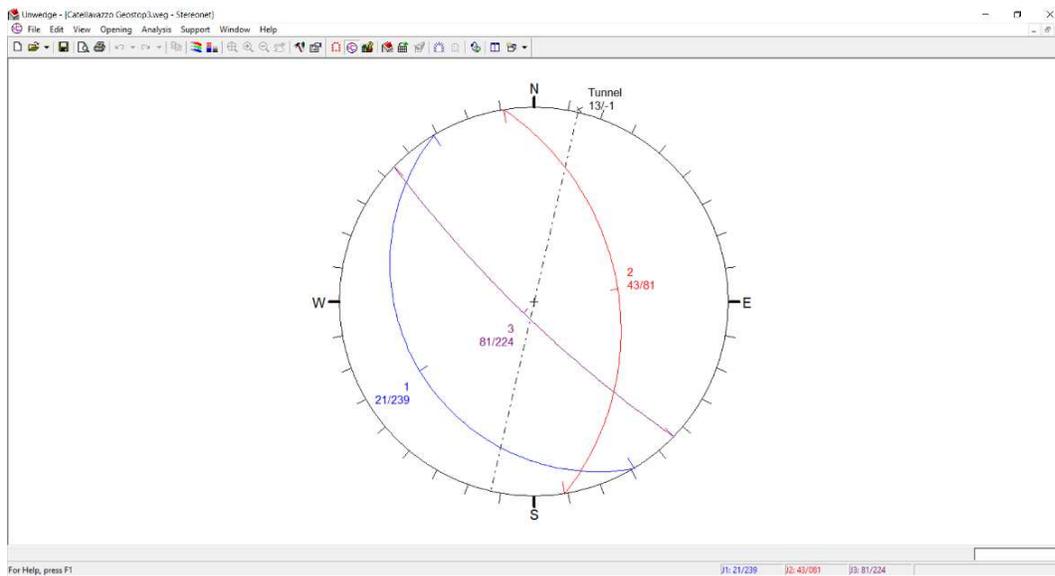
Factor of Safety: 355.846

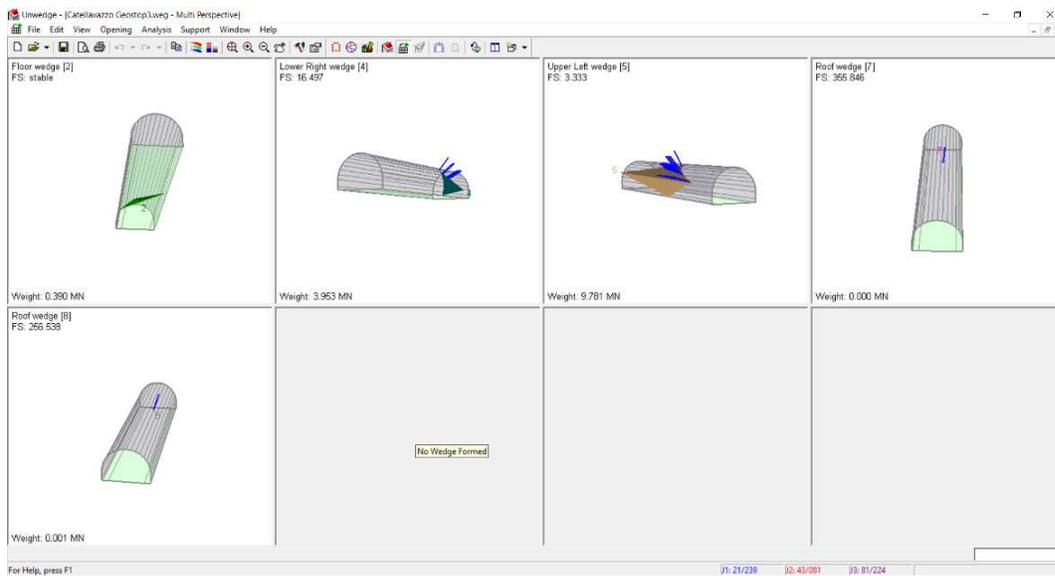
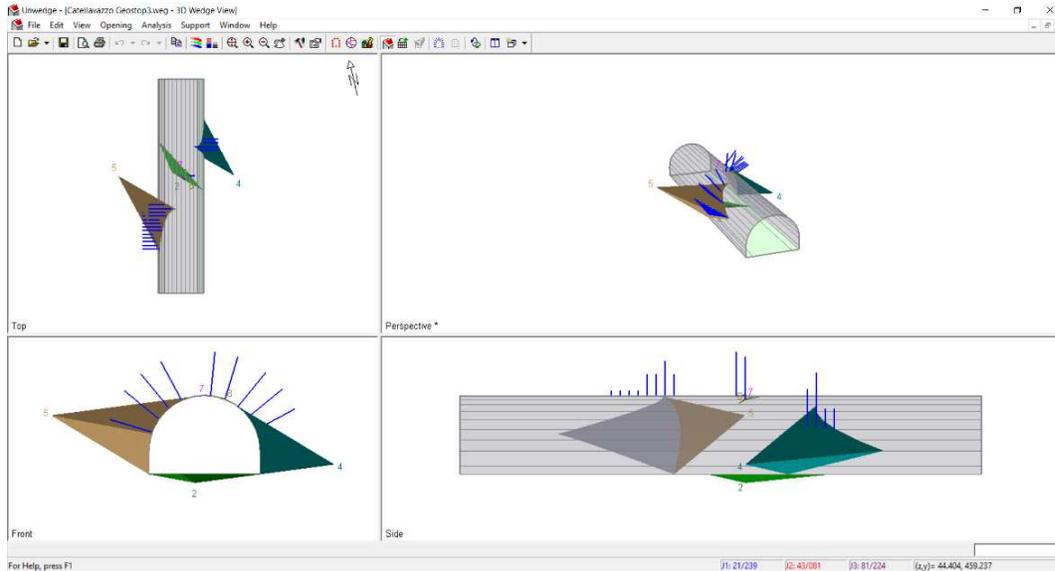
Wedge Weight: 0.000 MN

Roof wedge [8]

Factor of Safety: 256.538

Wedge Weight: 0.001 MN





10.2 Geostop 4

Unwedge Analysis Information

Document Name

File Name: Catellavazzo Geostop4.weg

Project Settings

Project Title: Stability Analysis of Wedges for Underground Excavations
 Wedges Computed: Perimeter Wedges

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

Units: Metric, stress as MPa

General Input Data

Tunnel Axis Orientation:

Trend: 13°

Plunge: -1°

Design Factor of Safety: 1.500

Unit Weight of Rock: 0.025 MN/m³

Unit Weight of Water: 0.010 MN/m³

Seismic Forces

Not Used

Scale Wedges Settings

Not Used

Joint Orientations

Joint 1

Dip: 22°

Dip Direction: 288°

Joint 2

Dip: 89°

Dip Direction: 310°

Joint 3

Dip: 89°

Dip Direction: 033°

Joint Properties

Joint Properties 1

Water Pressure

Constant: 0 MPa

Waviness: 0°

Shear Strength Model: Mohr-Coulomb

Phi: 33.9°

Cohesion: 0 MPa

Tensile Strength: 0 MPa

Bolt Properties

Superswellex

Bolt Type: Swellex

Tensile Capacity: 0.14 MN

Bond Strength: 0.104 MN/m

Shear Strength: Unused

Bolt Orientation Efficiency: Used

Method: Cosine Tension/Shear

Shotcrete Properties

Shotcrete Property 1

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

Shear Strength: 0.66 MPa
Unit Weight: 0.024 MN/m³
Thickness: 25.00 cm

Support Summary

Summary of Perimeter Shotcrete

Number of Shotcrete Layers on Perimeter: 1
Perimeter Shotcrete Layer: 1
Shotcrete Property: Shotcrete Property 1

Summary of Perimeter Support Pressure

No Support Pressure on Perimeter

Summary of Perimeter Bolt Patterns

Number of Bolt Patterns on Perimeter: 1
Perimeter Bolt Pattern: 1
Property: Superswellex
Strength type: Swellex
Bolt Length: 6.00 m
Orientation: normal to boundary
Pattern Spacing - In Plane: 2.00 m
Pattern Spacing - Out of Plane: 1.20 m
Pattern Spacing - Out of Plane Offset: 0.00 m

Summary of End Bolt Patterns

No Bolt Pattern on Ends

Summary of End Support Pressure

No Support Pressure on Ends

Summary of End Shotcrete

No Shotcrete on Ends

Wedge Information

Floor wedge [3]

Factor of Safety: stable
Wedge Weight: 7.011 MN

Roof wedge [5]

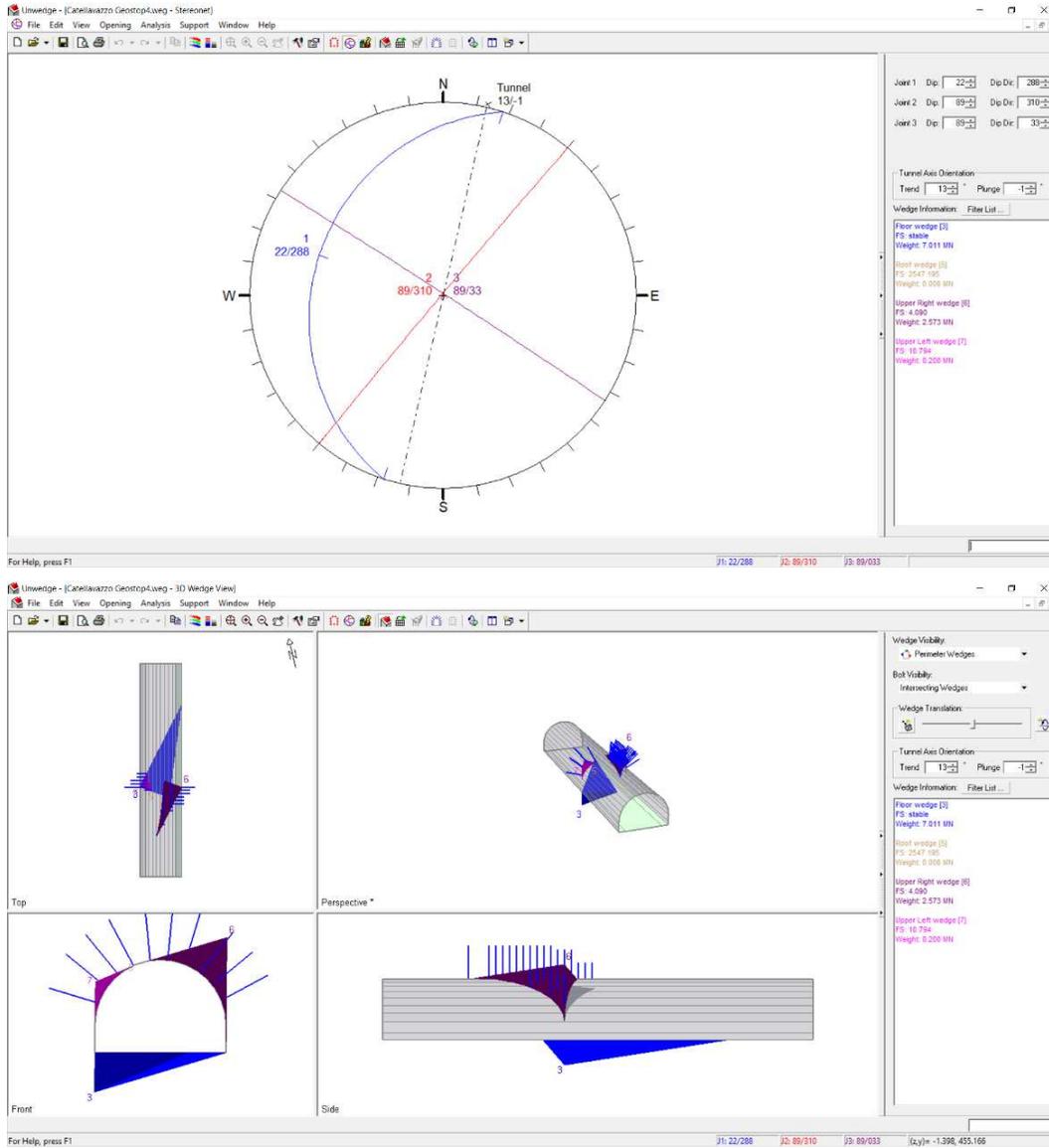
Factor of Safety: 2547.195
Wedge Weight: 0.000 MN

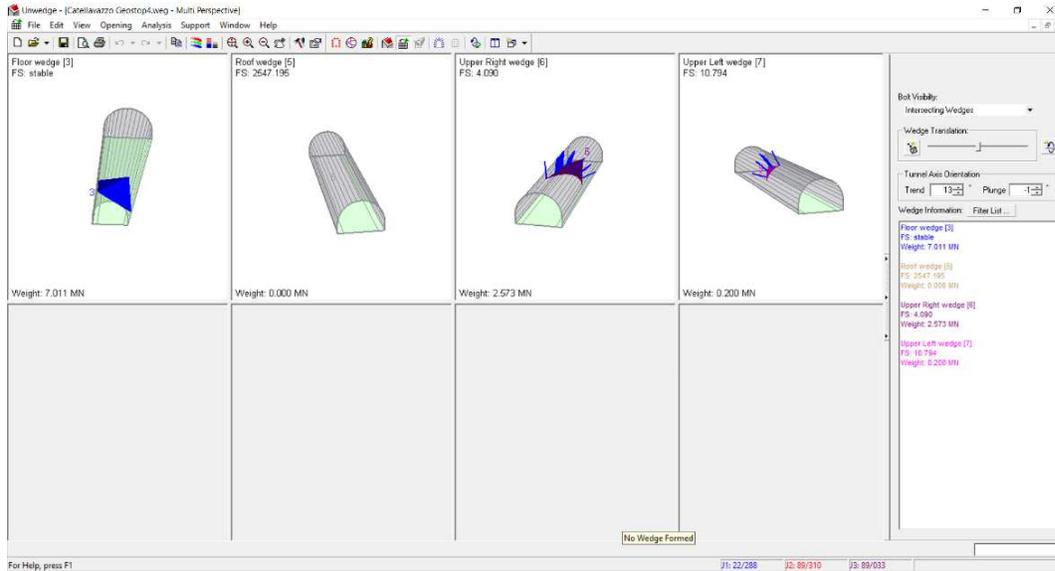
Upper Right wedge [6]

Factor of Safety: 4.090
Wedge Weight: 2.573 MN

Upper Left wedge [7]

Factor of Safety: 10.794
Wedge Weight: 0.200 MN





10.3 Geostop 5

File Name: Catellavazzo Geostop5.weg

Project Settings

Project Title: Stability Analysis of Wedges for Underground Excavations
 Wedges Computed: Perimeter Wedges
 Units: Metric, stress as MPa

General Input Data

Tunnel Axis Orientation:
 Trend: 13°
 Plunge: -1°
 Design Factor of Safety: 1.500
 Unit Weight of Rock: 0.025 MN/m³
 Unit Weight of Water: 0.010 MN/m³

Seismic Forces

Not Used

Scale Wedges Settings

Not Used

Joint Orientations

Joint 1
 Dip: 80°
 Dip Direction: 075°
Joint 2

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

Dip: 80°
Dip Direction: 342°

Joint 3

Dip: 45°
Dip Direction: 106°

Joint Properties

Joint Properties 1

Water Pressure
Constant: 0 MPa
Waviness: 0°
Shear Strength Model: Mohr-Coulomb
Phi: 33.9°
Cohesion: 0 MPa
Tensile Strength: 0 MPa

Bolt Properties

Superswellex

Bolt Type: Swellex
Tensile Capacity: 0.14 MN
Bond Strength: 0.104 MN/m
Shear Strength: Unused
Bolt Orientation Efficiency: Used
Method: Cosine Tension/Shear

Shotcrete Properties

Shotcrete Property 1

Shear Strength: 0.66 MPa
Unit Weight: 0.024 MN/m³
Thickness: 25.00 cm

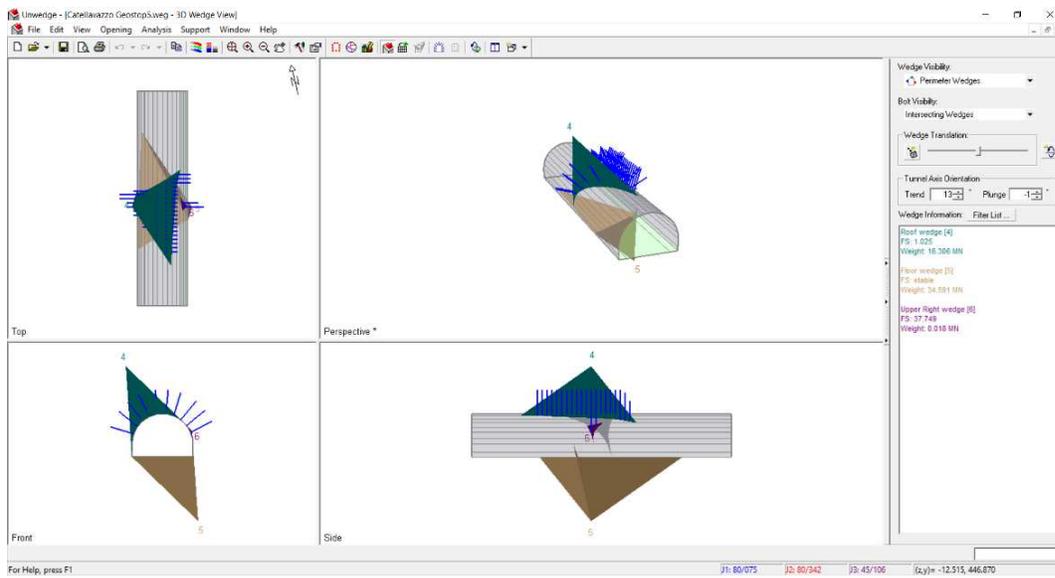
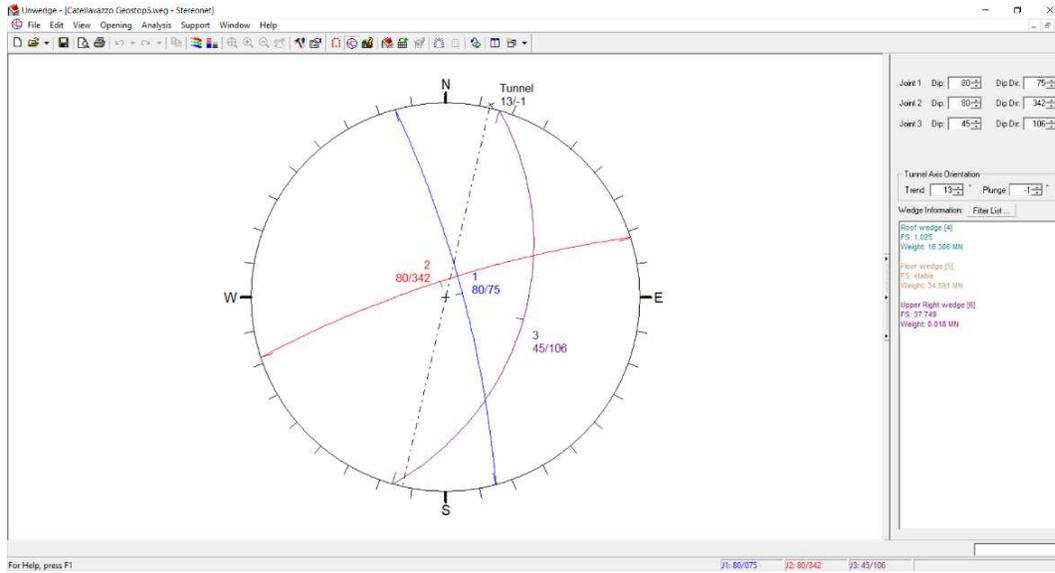
Support Summary

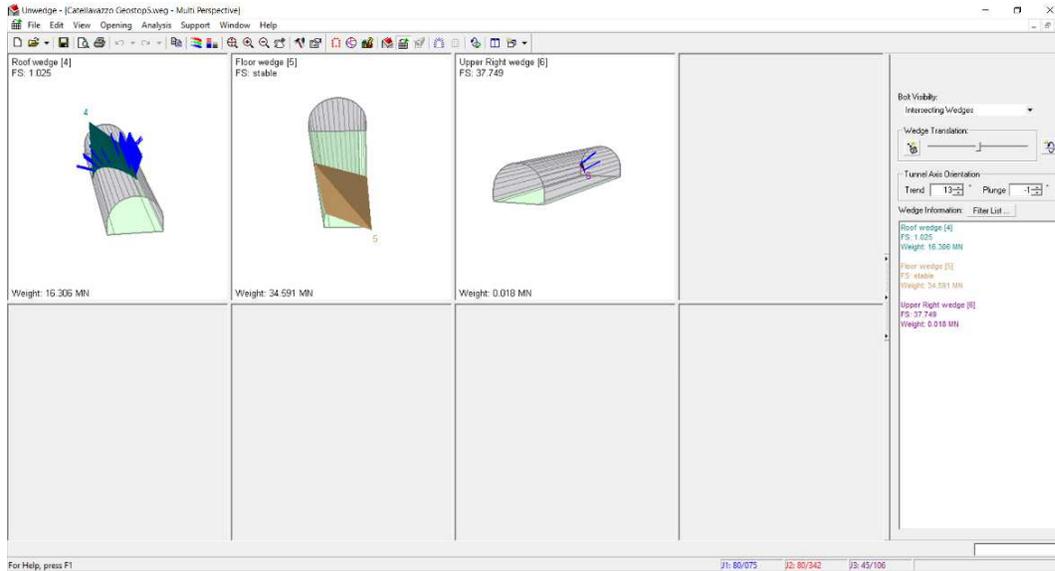
Summary of Perimeter Shotcrete

Number of Shotcrete Layers on Perimeter: 1

Perimeter Shotcrete Layer: 1

Shotcrete Property: Shotcrete Property 1





10.4 Geostop 6

Unwedge Analysis Information

Document Name

File Name: Catellavazzo Geostop6.weg

Project Settings

Project Title: Stability Analysis of Wedges for Underground Excavations
 Wedges Computed: Perimeter Wedges
 Units: Metric, stress as MPa

General Input Data

Tunnel Axis Orientation:
 Trend: 13°
 Plunge: -1°
 Design Factor of Safety: 1.500
 Unit Weight of Rock: 0.025 MN/m³
 Unit Weight of Water: 0.010 MN/m³

Seismic Forces

Not Used

Scale Wedges Settings

Not Used

Joint Orientations

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

Joint 1

Dip: 37°

Dip Direction: 354°

Joint 2

Dip: 76°

Dip Direction: 321°

Joint 3

Dip: 72°

Dip Direction: 265°

Joint Properties

Joint Properties 1

Water Pressure

Constant: 0 MPa

Waviness: 0°

Shear Strength Model: Mohr-Coulomb

Phi: 33.9°

Cohesion: 0 MPa

Tensile Strength: 0 MPa

Bolt Properties

Superswellex

Bolt Type: Swellex

Tensile Capacity: 0.14 MN

Bond Strength: 0.104 MN/m

Shear Strength: Unused

Bolt Orientation Efficiency: Used

Method: Cosine Tension/Shear

Shotcrete Properties

Shotcrete Property 1

Shear Strength: 0.66 MPa

Unit Weight: 0.024 MN/m³

Thickness: 25.00 cm

Support Summary

Summary of Perimeter Shotcrete

Number of Shotcrete Layers on Perimeter: 1

Perimeter Shotcrete Layer: 1

Shotcrete Property: Shotcrete Property 1

Summary of Perimeter Support Pressure

No Support Pressure on Perimeter

Summary of Perimeter Bolt Patterns

Number of Bolt Patterns on Perimeter: 1

Perimeter Bolt Pattern: 1

Property: Superswellex

Strength type: Swellex

Bolt Length: 6.00 m

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

Orientation: normal to boundary
Pattern Spacing - In Plane: 2.00 m
Pattern Spacing - Out of Plane: 1.20 m
Pattern Spacing - Out of Plane Offset: 0.00 m

Summary of End Bolt Patterns

No Bolt Pattern on Ends

Summary of End Support Pressure

No Support Pressure on Ends

Summary of End Shotcrete

No Shotcrete on Ends

Wedge Information

Floor wedge [3]

Factor of Safety: stable
Wedge Weight: 5.958 MN

Lower Left wedge [4]

Factor of Safety: 107.139
Wedge Weight: 0.050 MN

Lower Right wedge [5]

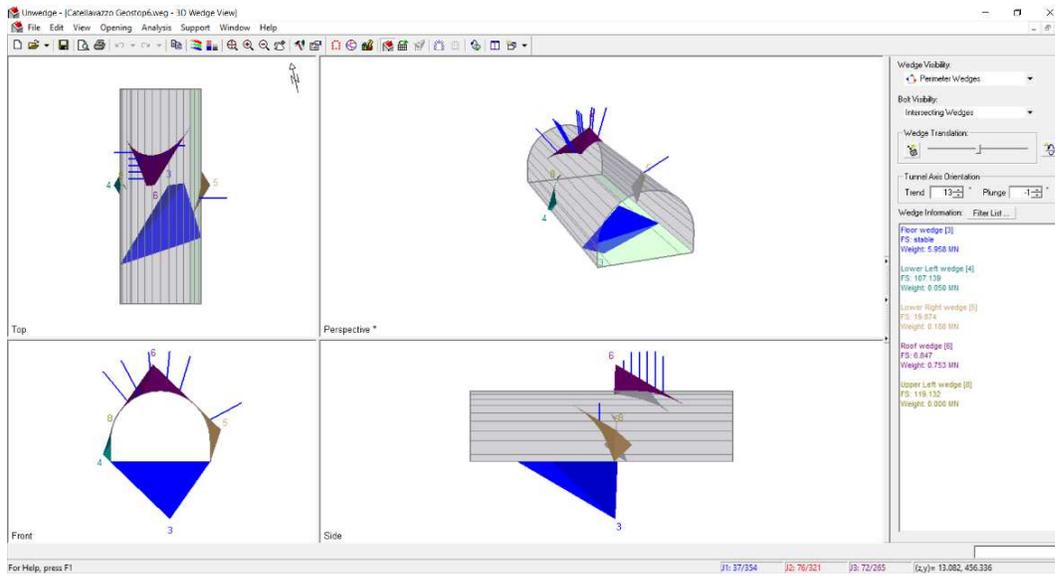
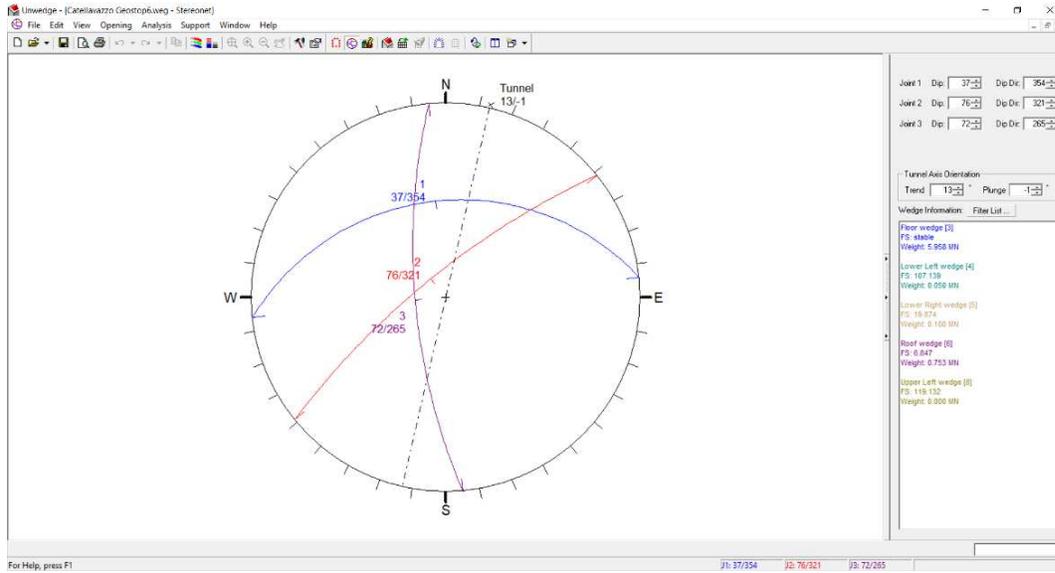
Factor of Safety: 19.874
Wedge Weight: 0.180 MN

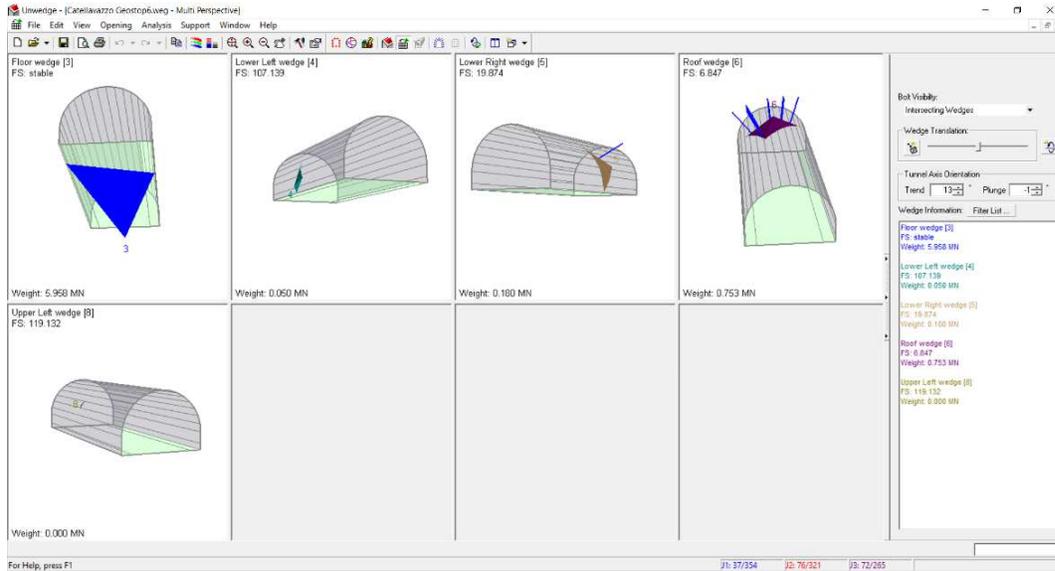
Roof wedge [6]

Factor of Safety: 6.847
Wedge Weight: 0.753 MN

Upper Left wedge [8]

Factor of Safety: 119.132
Wedge Weight: 0.000 MN





10.5 Geostop 7

Unwedge Analysis Information

Document Name

File Name: Catellavazzo Geostop7.weg

Project Settings

Project Title: Stability Analysis of Wedges for Underground Excavations
 Wedges Computed: Perimeter Wedges
 Units: Metric, stress as MPa

General Input Data

Tunnel Axis Orientation:
 Trend: 13°
 Plunge: -1°
 Design Factor of Safety: 1.500
 Unit Weight of Rock: 0.025 MN/m³
 Unit Weight of Water: 0.010 MN/m³

Seismic Forces

Not Used

Scale Wedges Settings

Not Used

Joint Orientations

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

Joint 1

Dip: 31°
Dip Direction: 040°

Joint 2

Dip: 81°
Dip Direction: 285°

Joint 3

Dip: 71°
Dip Direction: 261°

Joint Properties

Joint Properties 1

Water Pressure
Constant: 0 MPa
Waviness: 0°
Shear Strength Model: Mohr-Coulomb
Phi: 33.9°
Cohesion: 0 MPa
Tensile Strength: 0 MPa

Bolt Properties

Superswellex

Bolt Type: Swellex
Tensile Capacity: 0.14 MN
Bond Strength: 0.104 MN/m
Shear Strength: Unused
Bolt Orientation Efficiency: Used
Method: Cosine Tension/Shear

Shotcrete Properties

Shotcrete Property 1

Shear Strength: 0.66 MPa
Unit Weight: 0.024 MN/m³
Thickness: 25.00 cm

Support Summary

Summary of Perimeter Shotcrete

Number of Shotcrete Layers on Perimeter: 1
Perimeter Shotcrete Layer: 1
Shotcrete Property: Shotcrete Property 1

Summary of Perimeter Support Pressure

No Support Pressure on Perimeter

Summary of Perimeter Bolt Patterns

Number of Bolt Patterns on Perimeter: 1
Perimeter Bolt Pattern: 1
Property: Superswellex
Strength type: Swellex
Bolt Length: 6.00 m

Orientation: normal to boundary
 Pattern Spacing - In Plane: 2.00 m
 Pattern Spacing - Out of Plane: 1.20 m
 Pattern Spacing - Out of Plane Offset: 0.00 m

Summary of End Bolt Patterns

No Bolt Pattern on Ends

Summary of End Support Pressure

No Support Pressure on Ends

Summary of End Shotcrete

No Shotcrete on Ends

Wedge Information

Floor wedge [3]

Factor of Safety: stable
 Wedge Weight: 22.075 MN

Lower Left wedge [4]

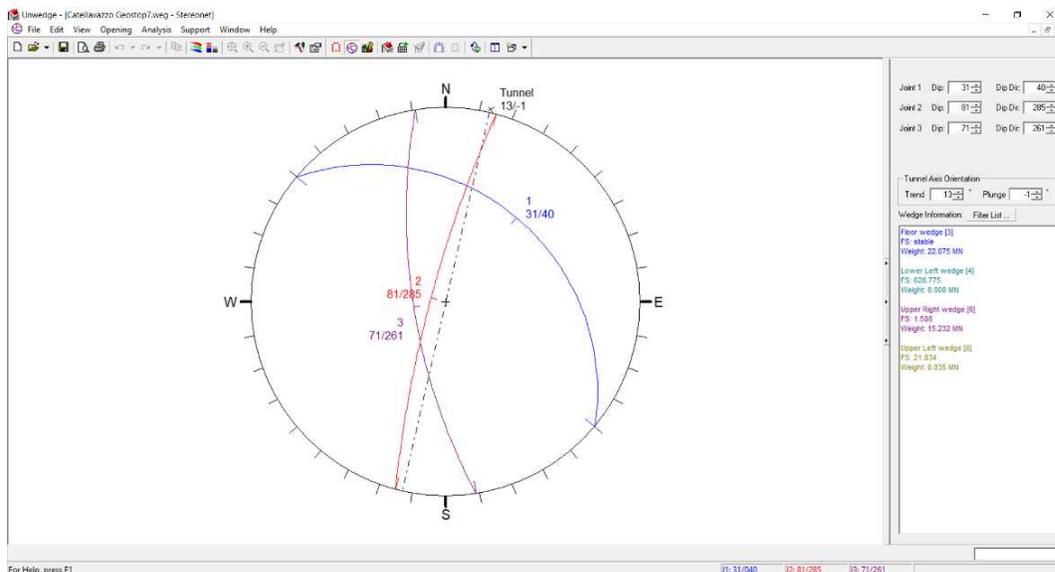
Factor of Safety: 628.775
 Wedge Weight: 0.000 MN

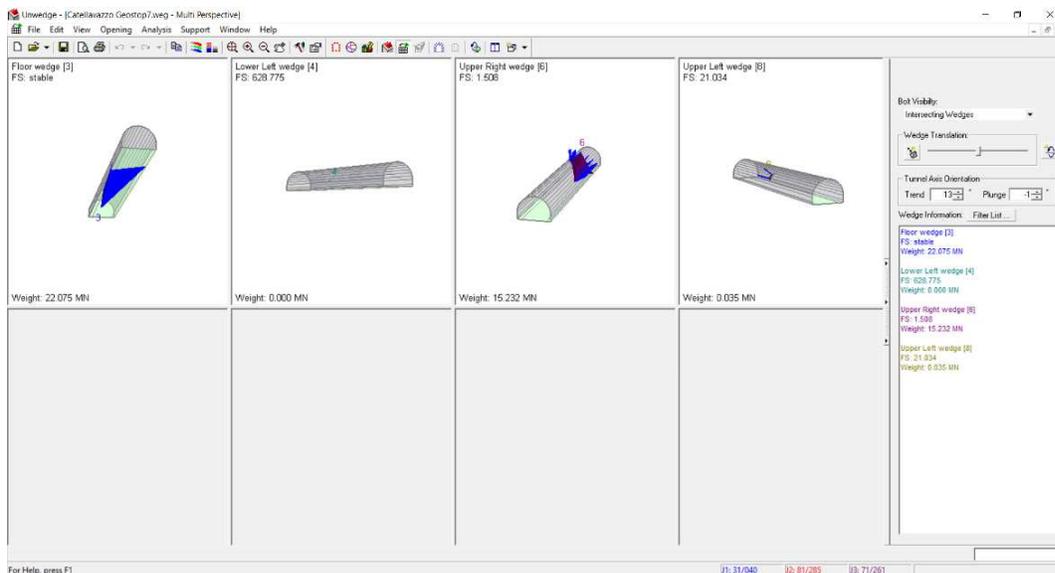
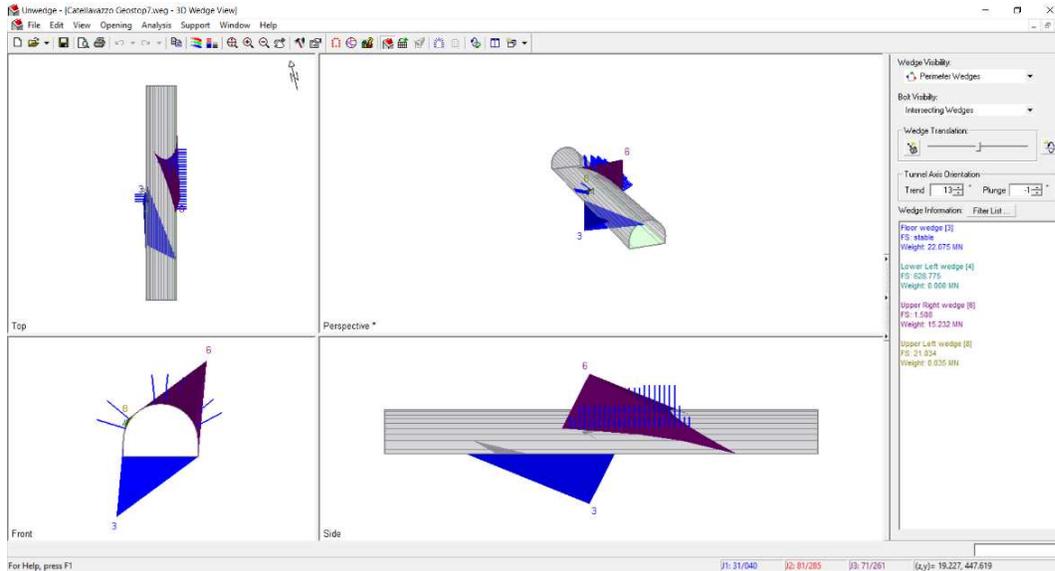
Upper Right wedge [6]

Factor of Safety: 1.508
 Wedge Weight: 15.232 MN

Upper Left wedge [8]

Factor of Safety: 21.034
 Wedge Weight: 0.035 MN





10.6 Geostop 8

nwedge Analysis Information

Document Name

File Name: Catellavazzo Geostop8.weg

Project Settings

Project Title: Stability Analysis of Wedges for Underground Excavations
 Wedges Computed: Perimeter Wedges

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

Units: Metric, stress as MPa

General Input Data

Tunnel Axis Orientation:

Trend: 13°

Plunge: -1°

Design Factor of Safety: 1.500

Unit Weight of Rock: 0.025 MN/m³

Unit Weight of Water: 0.010 MN/m³

Seismic Forces

Not Used

Scale Wedges Settings

Not Used

Joint Orientations

Joint 1

Dip: 33°

Dip Direction: 040°

Joint 2

Dip: 89°

Dip Direction: 140°

Joint 3

Dip: 71°

Dip Direction: 256°

Joint Properties

Joint Properties 1

Water Pressure

Constant: 0 MPa

Waviness: 0°

Shear Strength Model: Mohr-Coulomb

Phi: 33.9°

Cohesion: 0 MPa

Tensile Strength: 0 MPa

Bolt Properties

Superswellex

Bolt Type: Swellex

Tensile Capacity: 0.14 MN

Bond Strength: 0.104 MN/m

Shear Strength: Unused

Bolt Orientation Efficiency: Used

Method: Cosine Tension/Shear

Shotcrete Properties

Shotcrete Property 1

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

Shear Strength: 0.66 MPa
Unit Weight: 0.024 MN/m³
Thickness: 25.00 cm

Support Summary

Summary of Perimeter Shotcrete

Number of Shotcrete Layers on Perimeter: 1
Perimeter Shotcrete Layer: 1
Shotcrete Property: Shotcrete Property 1

Summary of Perimeter Support Pressure

No Support Pressure on Perimeter

Summary of Perimeter Bolt Patterns

Number of Bolt Patterns on Perimeter: 1
Perimeter Bolt Pattern: 1
Property: Superswellex
Strength type: Swellex
Bolt Length: 6.00 m
Orientation: normal to boundary
Pattern Spacing - In Plane: 2.00 m
Pattern Spacing - Out of Plane: 1.20 m
Pattern Spacing - Out of Plane Offset: 0.00 m

Summary of End Bolt Patterns

No Bolt Pattern on Ends

Summary of End Support Pressure

No Support Pressure on Ends

Summary of End Shotcrete

No Shotcrete on Ends

Wedge Information

Floor wedge [1]

Factor of Safety: stable
Wedge Weight: 4.486 MN

Lower Left wedge [2]

Factor of Safety: 88.746
Wedge Weight: 0.024 MN

Upper Left wedge [6]

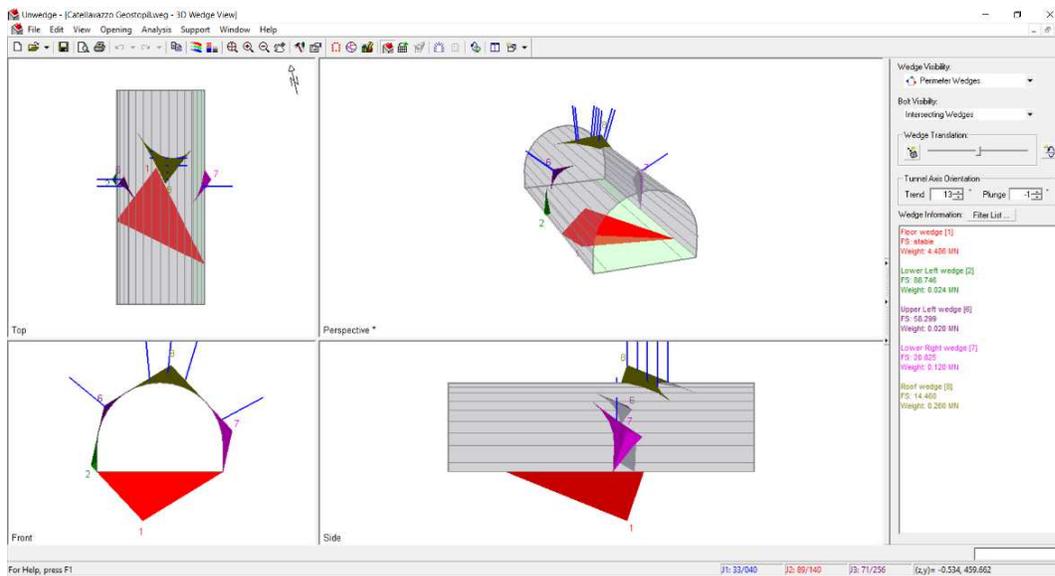
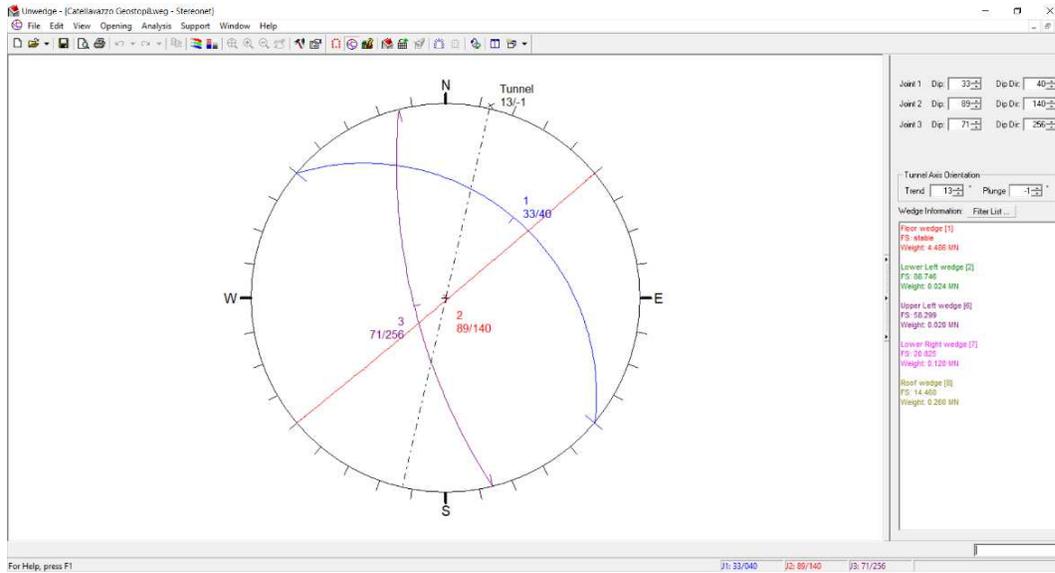
Factor of Safety: 58.299
Wedge Weight: 0.020 MN

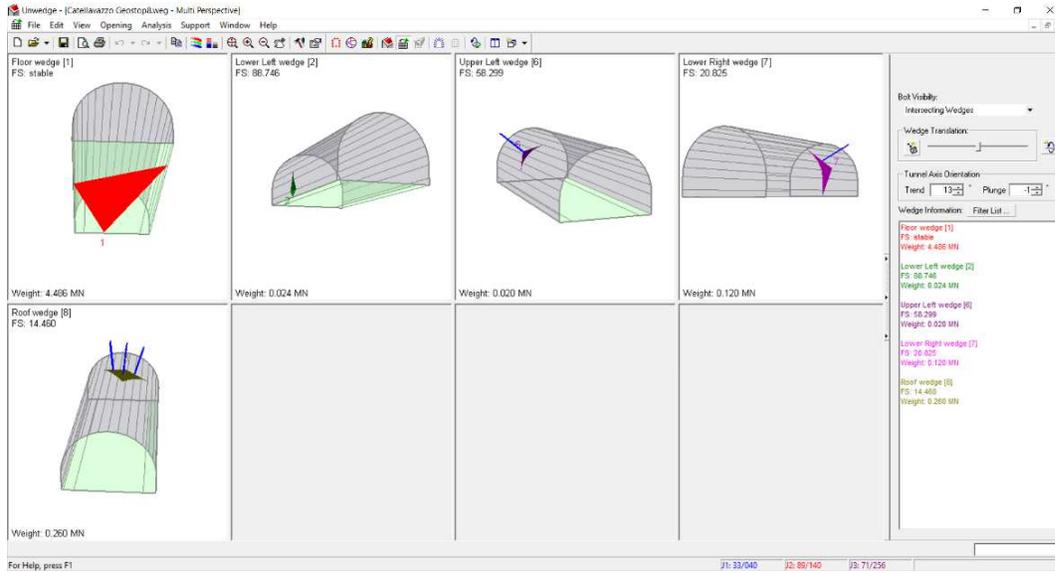
Lower Right wedge [7]

Factor of Safety: 20.825
Wedge Weight: 0.120 MN

Roof wedge [8]

Factor of Safety: 14.460
Wedge Weight: 0.260 MN





SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

11 INTERAZIONI CON GLI EDIFICI ED INFRASTRUTTURE ESISTENTI

11.1 Analisi dei cedimenti indotti in superficie dallo scavo delle gallerie naturali

11.1.1 Premessa

Il tracciato della galleria naturale Castellavazzo e della galleria d'emergenza si sviluppano in prossimità di diversi fabbricati e della linea ferroviaria, come si mostra nella figura seguente.

Come noto, i fenomeni di subsidenza che si sviluppano durante la costruzione possono causare danni ai manufatti situati nella zona di influenza dello scavo.

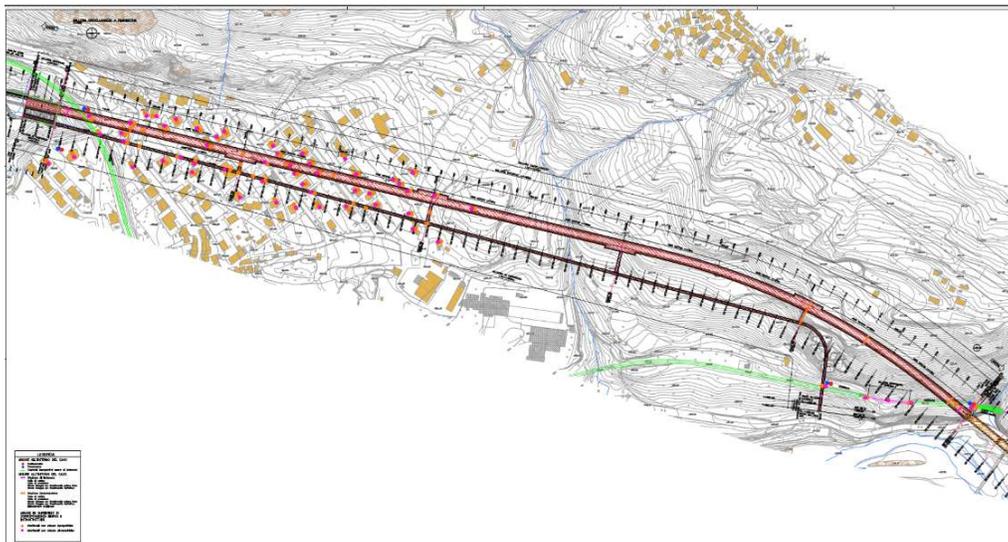


Figura: Interferenze Galleria Castellavazzo e galleria d'emergenza con edifici ed infrastrutture

Le interferenze sono molte ed è stata prevista una ampia campagna di monitoraggio topografico e vibrometrico.

Le interferenze con la linea ferroviaria Ponte nelle Alpi - Calalzo sono trattate in un capitolo a parte.

I fabbricati sono tutti caratterizzati dalle medesime caratteristiche costruttive, si tratta di edifici adibiti a civile abitazione a massimo quattro piani fuori terra, con struttura in cemento armato.

La galleria di emergenza, che presenta una area di scavo ridotta rispetto alla galleria principale (30 mq contro 160mq circa) sarà eseguita prima e sarà importante per ottimizzare la previsione della risposta deformativa della galleria principale.

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

Come descritto precedentemente, lo scavo della galleria principale dalla progressiva 9+480 si svilupperà in roccia calcarea e non darà luogo, pertanto, a fenomeni significativi di subsidenza in superficie.

Il tratto iniziale, tra la progressiva di inizio del tratto in naturale 9+365 e la progressiva 9+569 che sarà scavato in terreni sciolti o al contatto con la formazione rocciosa, rappresenta il tratto critico per i cedimenti in superficie.

Fino alle progressiva 9+521, viste le basse coperture (10 - 40 m) è stata prevista una sezione di avanzamento (C2) con consolidamento al contorno, non solo con infilaggi metallici come nel tratto successivo (C1), ma anche con colonne in jet grouting con diametri di 600mm, per limitare gli effetti dello scavo in superficie, creando un arco di scarico.



Figura: Immagine edifici interferenti.

In successione, alla progressiva 9+400 la galleria principale sotto passa la linea ferroviaria, alla progressiva 9+440 la strada statale 51 e dopo si incontrano una serie di edifici.

Vengono individuati un gruppo di edifici, considerati critici, per materiali di scavo e basse coperture, che ricadono alla progressiva 9+480, dove come indicato nei capitoli precedenti è stata sviluppata anche una analisi agli elementi finiti.

Si riportano a continuazione le foto degli edifici e ne vengono riassunte le caratteristiche geometriche.



Figura: Foto fabbricato 1 - progressiva 9+480 (vista da sud).



Figura: Foto fabbricato 2 - progressiva 9+480 (vista da nord).

Fabbricato n.	Progressiva	Copertura di terreno sul cielo della galleria (m)	Distanza dello spigolo più sfavorito dall'asse della galleria (m)
1	9+480	25	0
2	9+480	25	0

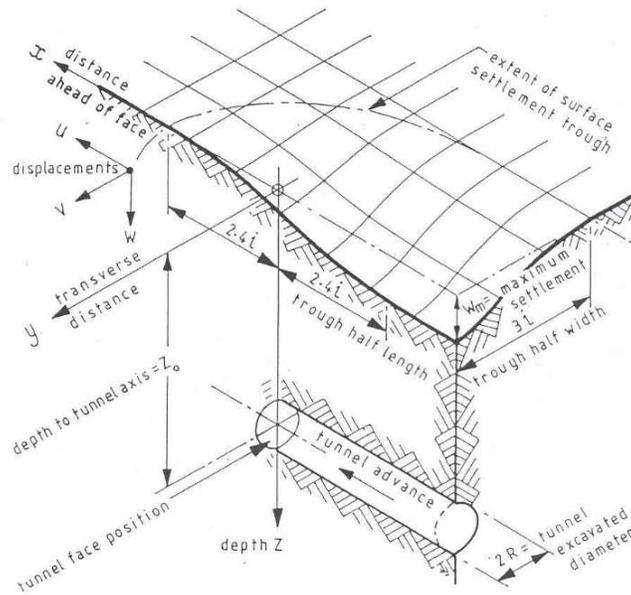
Nella pratica progettuale corrente la previsione dei cedimenti si effettua ricorrendo a correlazioni empiriche basate sulle osservazioni in sito.

Una stima ragionevolmente attendibile può essere ottenuta con riferimento alle condizioni di 'green field', cioè trascurando l'interazione con le strutture esistenti in superficie ed ipotizzando che il terreno si deformi liberamente in seguito alle operazioni di scavo.

In realtà la rigidità delle fondazioni e della sovrastruttura comporta l'attenuazione del fenomeno della subsidenza con conseguente riduzione della severità degli effetti.

11.1.2 Movimenti del terreno a breve e a lungo termine

Lo scavo di una galleria produce movimenti del terreno che si riflettono in superficie con la formazione di una conca di subsidenza all'incirca simmetrica rispetto all'asse della galleria. La conca si estende nella zona antistante il fronte di scavo e si modifica per un certo tratto dopo il passaggio del fronte.



X, Y, Z are the coordinates of a point in the ground movement field – the directions shown are positive
 $X=Y=Z=0$ at the ground surface vertically above the centre of the tunnel face
 U, V, W are displacements from original position – the directions shown are positive
 i is a parameter that defines the form and span of the settlement trough
 n is a parameter that relates horizontal to vertical movement
 V is the volume of the transverse settlement trough per unit tunnel advance attributable to ground loss (excludes any consolidation settlement)
 u_m is the maximum horizontal displacement parallel at $X=0, Y=0$
 v_m is the maximum horizontal displacement transverse at $X=-2Z_0, Y=i$
 w_m is the maximum vertical settlement at $X=-2Z_0, Y=0$

Fig.1 (Yeates, 1985)

E' possibile distinguere due fasi nel movimento del terreno.

La componente iniziale o di breve termine, generalmente predominante, è strettamente connessa alla costruzione e si esaurisce nel giro di alcune settimane dal passaggio del fronte. E' in questa fase che i

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

cedimenti differenziali e le deformazioni orizzontali in superficie raggiungono il loro valore massimo. Di conseguenza, la previsione di questa porzione iniziale dei cedimenti riveste importanza fondamentale ai fini della stima del danno alle strutture causato dallo scavo della galleria.

La componente di lungo termine si sviluppa invece nell'arco di un periodo di tempo piuttosto lungo che può durare anche alcuni anni. In terreni argillosi corrisponde al processo di consolidazione del terreno prodotto dalla equalizzazione delle pressioni interstiziali con le condizioni al contorno; in terreni granulari può derivare da fenomeni di riassetamento o di natura viscosa.

11.1.3 Profilo iniziale dei cedimenti in superficie

Nel seguito sono descritti i concetti fondamentali che costituiscono la base dell'approccio comunemente adottato per la previsione dei cedimenti indotti in superficie durante le operazioni di costruzione di una galleria, ai quali è associato il massimo danno potenziale alle strutture esistenti.

11.1.3.1 Profilo trasversale dei cedimenti

Il profilo trasversale del cedimento superficiale in condizioni di 'green field', trascurando cioè la presenza di qualsiasi edificio o struttura, è assimilato ad una curva di probabilità normale (funzione di errore o curva di Gauss).

In tal senso, diverse misure in sito, analisi stocastiche e le numerose sperimentazioni in laboratorio effettuate, hanno confermato la validità di questo approccio.

L'equazione della curva di probabilità normale è esprimibile con una relazione del tipo:

$$w(x) = w_{\max} \bullet e^{\frac{-x^2}{2i^2}} \quad (1)$$

dove:

$w(x)$ = cedimento a distanza x dal piano verticale passante per l'asse della galleria;

w_{\max} = cedimento massimo (per $x=0$);

i = deviazione standard della curva.

Il valore di i rappresenta geometricamente la distanza del punto di flesso della curva dal piano verticale passante per l'asse longitudinale della galleria. Tale valore è anche un indice dello sviluppo del profilo trasversale del cedimento: infatti l'ampiezza complessiva della conca si pone uguale a $6i$, poiché l'area sottesa dalla curva fra $-3i$ a $+3i$ corrisponde al 99.7% dell'area totale.

Il volume di cedimento V_s compreso tra la superficie orizzontale del terreno a quella di subsidenza, considerando uno sviluppo unitario del profilo in direzione y , può essere ottenuto integrando l'equazione (1):

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

$$V_s = \sqrt{2\pi} \cdot i \cdot w_{\max} \cong 2.5 \cdot i \cdot w_{\max} \quad (2)$$

La curva di Gauss può quindi essere riscritta nella forma:

$$w(x) = \frac{V_s}{\sqrt{2\pi} \cdot i} \cdot e^{\frac{-x^2}{2i^2}} \quad (3)$$

Si può osservare come, disponendo dei valori di i e V_s , il profilo trasversale di cedimento risulta completamente definito.

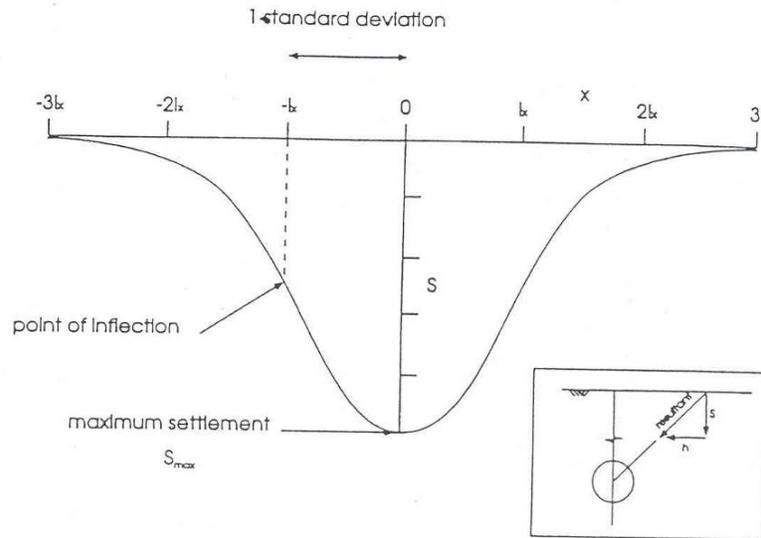


Fig.2 (Addenbrooke, 1995)

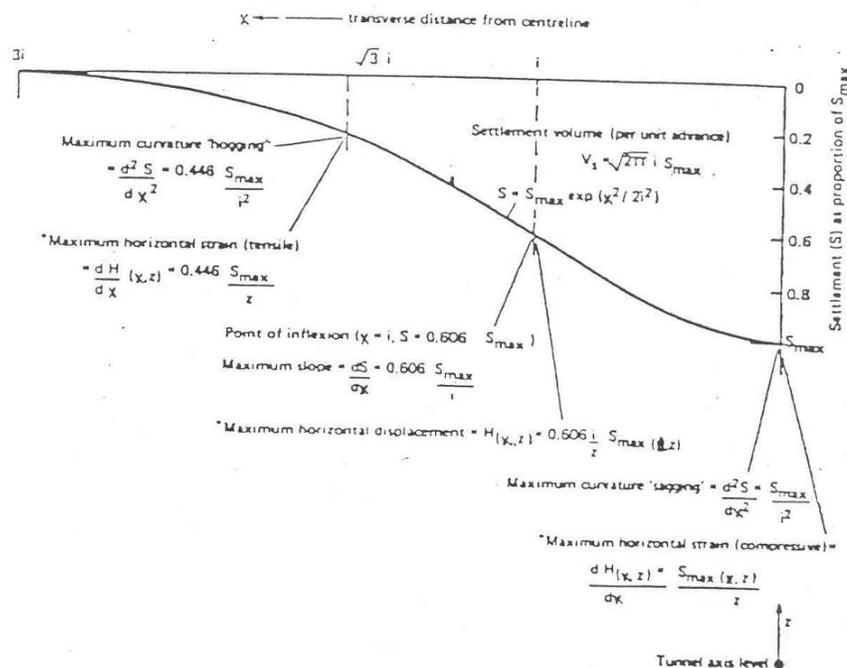


Fig.3 (O'Reilly e New, 1982)

11.1.3.2 Estensione del profilo trasversale dei cedimenti

In letteratura esistono diverse correlazioni empiriche per la stima del parametro i .

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		 anas GRUPPO FS ITALIANE
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

Una interessante correlazione empirica per la valutazione di i , molto usata in pratica, è quella proposta da O'Reilly a New (1982). Analizzando i numerosi dati disponibili presso il Transport and Road Research Laboratory, è stata confermata l'esistenza di una relazione tra il valore del parametro i e la profondità dell'asse longitudinale della galleria. In rapporto alla natura coesiva o granulare dei terreni interessati dallo scavo, sono state ricavate due distinte espressioni.

Effettuando una regressione lineare dei dati relativi ai terreni coesivi si è ottenuta una relazione del tipo:

$$i = 0.43 z + 1.1 \quad (4)$$

Effettuando la stessa operazione per i dati relativi ai terreni granulari si è ottenuto:

$$i = 0.28z - 0.1 \quad (5)$$

Entrambe le rette di regressione passano vicino all'origine degli assi.

O'Reilly a New hanno suggerito di semplificare le loro equazioni nella forma:

$$i = Kz \quad (6)$$

dove:

$K = 0.50$ per i terreni coesivi

$K = 0.25$ per i terreni granulari

Ulteriori analisi di dati rilevati in sito indicano per la costante K i seguenti campi di variazione:

$K = 0.2 \div 0.3$ in terreni incoerenti al di sopra della superficie piezometrica

$K = 0.4 \div 0.5$ in terreni incoerenti al di sotto della superficie piezometrica

$K = 0.4 \div 0.5$ in terreni coesivi consistenti

$K = 0.6 \div 0.7$ in terreni coesivi teneri

La relazione (6) consente di scrivere l'equazione del profilo trasversale di subsidenza nel modo seguente:

$$w(x) = \frac{V_s}{\sqrt{2\pi} \cdot Kz_0} \cdot e^{\frac{-x^2}{2(Kz_0)^2}} \quad (7)$$

E' interessante osservare che tutte le correlazioni proposte, pur ricavate seguendo strade diverse, conducono a relazioni formalmente analoghe. Si tratta sempre cioè di relazioni tra il parametro i e la profondità dello scavo, espressa o per mezzo della sua copertura o per mezzo della profondità del suo asse longitudinale. L'analisi dei dati disponibili non ha invece evidenziato una dipendenza significativa di tale parametro né dal diametro D della galleria, né dalla tecnica costruttiva adottata.

11.1.3.3 Profilo longitudinale dei cedimenti

Attewell a Woodman (1982) hanno proposto che, essendo stata assunta una distribuzione normale $\phi(x)$ per i cedimenti lungo la sezione trasversale all'asse della galleria, fosse logico adottare la funzione di probabilità cumulata $\Phi(y)$ per descrivere il profilo longitudinale dei cedimenti:

$$\Phi(y) = \int_{-\infty}^y \phi(y) dy = \int_{-\infty}^y \frac{1}{\sqrt{2\pi} \cdot i} \cdot e^{-\frac{y^2}{2i^2}} dy = \quad (8)$$

Quando applicata ai cedimenti del terreno, la curva di probabilità cumulata assume la forma:

$$w = w_{max} \cdot \int_y^{+\infty} e^{-\frac{y^2}{2i^2}} dy = \quad (9)$$

in quanto si assume $w=w_{max}$ in corrispondenza di $y=-\infty$ a $w=0$ per $y=+\infty$ ($y =$ direzione di avanzamento). Nella Figura seguente è rappresentato il profilo longitudinale dei cedimenti in superficie.

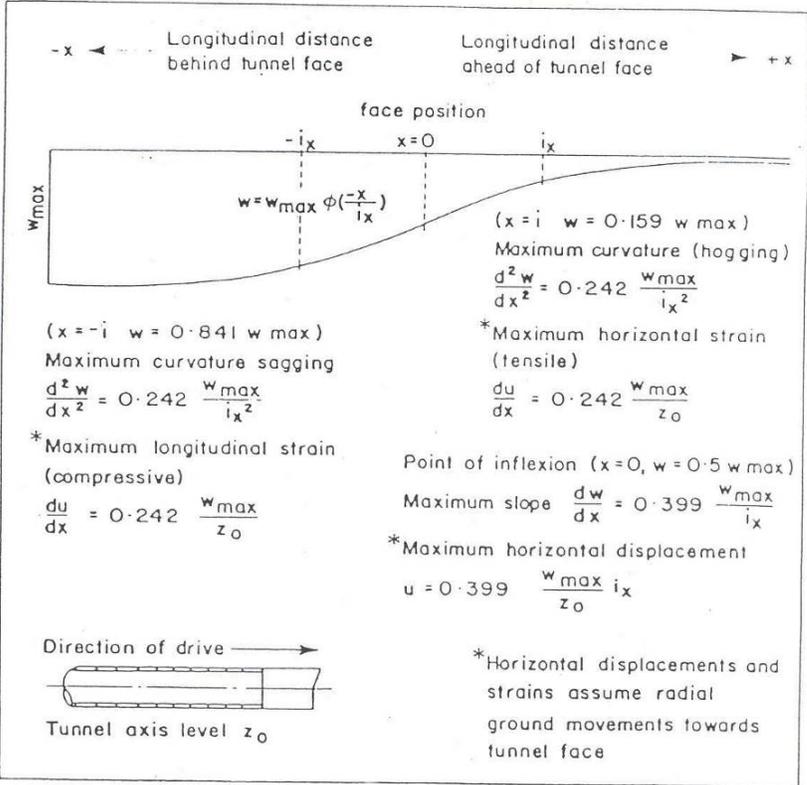


Fig. 4 (Lake et al., 1992)

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

Il terreno inizia a muoversi nella zona antistante lo scavo ad una distanza dal fronte pari a circa 1 o 2 volte la profondità dell'asse della galleria. In corrispondenza del fronte si ha un cedimento pari al 50% di w_{max} .

Generalmente si pone $i_x=i_y$: l'estensione longitudinale della conca davanti al fronte risulta allora pari a 2.5 $i_y=2.5 i$.

Ammettere la validità di tale ipotesi è in realtà un'approssimazione: Attewell a Hurrell (1985) hanno mostrato, in base alle osservazioni raccolte in alcuni casi reali, che il profilo longitudinale della conca di subsidenza è in effetti più esteso di quanto si ricava assumendo $i_x=i_y$. Inoltre, la curva reale risulta arretrata rispetto alla gaussiana, il cedimento in corrispondenza del fronte è compreso fra il 40% (per terreni argillosi consistenti) a il 25% (per terreni sabbiosi) di w_{max} .

La previsione che si ottiene ponendo $i_x=i_y$ è quindi a vantaggio di sicurezza poiché sovrastima i cedimenti, l'inclinazione e la curvatura della conca.

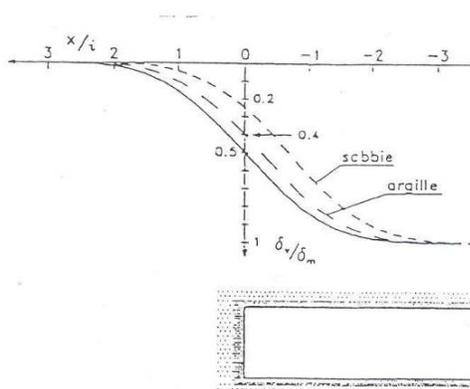


Fig.5 (Ribacchi, 1993)

11.1.4 Entità dei cedimenti iniziali: le perdite di volume

Il secondo parametro essenziale per identificare il profilo trasversale di subsidenza con una curva di probabilità normale è il valore del cedimento massimo w_{max} o, equivalentemente, quello del volume della conca V_s .

L'osservazione dei casi reali evidenzia la grande influenza che hanno sull'entità dei movimenti del terreno le diverse modalità di scavo e di rivestimento che si possono adottare nella realizzazione di una galleria. La maggior parte dei movimenti del terreno si verifica infatti durante le operazioni di costruzione, prima della posa in opera del rivestimento.

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

La "fonte" di subsidenza può essere individuata nella cosiddetta "perdita di terreno" (o "volume perduto"), definita come il volume di materiale scavato in eccesso rispetto al volume teorico (volume nominale) della galleria.

Essa risulta dai movimenti del terreno verso il fronte, e radialmente verso l'asse della galleria, associati alla riduzione dello stato tensionale provocata dallo scavo. La sua entità è fortemente influenzata dal tipo di terreno, dalle condizioni idrauliche, dal metodo costruttivo, dal tempo necessario per fornire un sostegno al terreno e, non ultima, dalla qualità della mano d'opera.

Oltre ai fattori sopra elencati, anche le dimensioni dello scavo hanno influenza sull'entità dei cedimenti: la perdita radiale è infatti proporzionale al diametro della galleria, mentre la perdita al fronte è approssimativamente proporzionale al quadrato del diametro.

Poiché il volume perduto è in genere espresso come percentuale del volume nominale della galleria, la corrispondenza tra V_L a V_s si può esprimere con la relazione:

$$V_L = \frac{4V_s}{\pi D^2} \quad (10)$$

11.1.4.1 Valori osservati delle perdite di volume

Nei terreni coesivi consistenti V_L risulta compreso nell'intervallo 0.5÷2.5% al variare della tecnologia esecutiva.

Per rocce tenere sono stati rilevati valori più bassi fino a 0.2%.

Nella tabella seguente (Main, 1996) sono riportati alcuni dati relativi allo scavo di galleria in argille consistenti per diverse tecnologie esecutive.

Tab.1 - Papers on Open Face Tunnelling (Mair, 1996)

Authors	Construction method	Ground conditions	Tunnel diameter (m)	V_L (%)
Bowers et al.	SCL (NATM)*	London Clay	8.7	1.1-1.5
Umney and Heath	Shield+Segments	London Clay	5.4	1.5-1.8
Standing et al.	Shield+Segments	London Clay	4.5	2.9-3.3
Grose and Eddie	SCL (NATM) Shield+Segments	London Clay	4.5	1.0
Kavvas et al.	SCL (NATM) TBM+Segments	Weak rocks	16.5	0.2

*SCL (NATM)=Sprayed Concrete Linings (New Austrian Tunnelling Method)

Per una vasta rassegna di *case histories* si può fare riferimento alla relazione di Lake *et al.* (1992).

11.1.5 Spostamenti a deformazioni orizzontali in superficie

I dati sperimentali riguardanti gli spostamenti e le deformazioni orizzontali sono più scarsi rispetto a quelli relativi agli spostamenti verticali, in quanto più difficili da misurare.

Le deformazioni orizzontali in superficie possono contribuire peraltro in maniera significativa al danneggiamento degli edifici preesistenti, ed è quindi necessaria la loro determinazione.

A questo scopo si adottano alcune ipotesi semplificative (New a O'Reilly, 1991): si assumono deformazioni piane a volume costante a si considera il vettore spostamento in superficie diretto verso il centro della galleria.

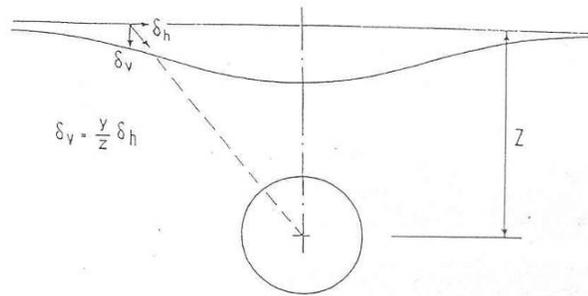


Fig. 6 (Mair, 1995)

In tali ipotesi lo spostamento e la deformazione orizzontali risultano espressi nel modo seguente:

$$v(x) = \frac{x}{z_0} w = \frac{x}{z_0} w \max \bullet e^{\frac{-x^2}{2i^2}} \quad (11)$$

$$\varepsilon_h(x) = \frac{\partial v}{\partial x} = \frac{w \max}{z_0} \bullet e^{\frac{-x^2}{2i^2}} \bullet \left[1 - \frac{x^2}{i^2} \right] \quad (12)$$

Ciò comporta che nella zona estrema della conca gli spostamenti orizzontali previsti risultano amplificati rispetto a quelli verticali, al contrario si verifica in prossimità dell'asse della galleria.

Seppure conveniente dal punto di vista matematico, l'ipotesi di spostamenti radiali rappresenta una considerevole semplificazione del comportamento reale: analisi alle differenze finite condotte assumendo una variazione non lineare della rigidità alle piccole deformazioni hanno evidenziato come questa assunzione possa condurre ad una significativa sovrastima delle deformazioni orizzontali di trazione.

La figura seguente mostra l'andamento del profilo dei cedimenti, degli spostamenti orizzontali e delle deformazioni orizzontali lungo la sezione trasversale.

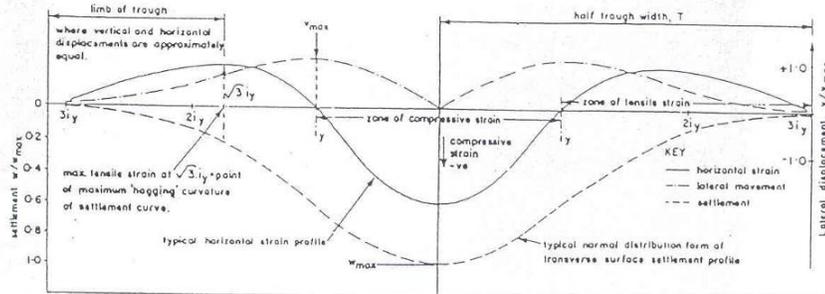


Fig. 7 (Lake et al., 1995)

Lo spostamento orizzontale massimo si verifica in corrispondenza del punto di flesso, cioè alla distanza i rispetto all'asse della galleria, ed assume un valore pari a $0.25 \div 0.40 w_{max}$.

Le deformazioni più pericolose per le strutture sono quelle di trazione che si verificano nella zona di *hogging*, dove il profilo volge la concavità verso il basso; tale zona si estende a partire dal punto di flesso sino all'estremità della conca di subsidenza. La massima deformazione di trazione si verifica nel punto di massima curvatura che è alla distanza $\sqrt{3} i$, dal centro della conca.

La massima deformazione di compressione si verifica in asse alla galleria ed ha un valore pari a 2 o 3 volte la massima deformazione di trazione.

11.1.6 Metodologia di calcolo degli spostamenti e delle deformazioni indotti dallo scavo di una galleria

Per la valutazione dei cedimenti indotti dallo scavo di una galleria si segue il metodo empirico basato sull'ipotesi che il profilo trasversale dei cedimenti sia approssimabile ad una distribuzione gaussiana di probabilità normale.

La geometria della conca di subsidenza è univocamente individuata dal cedimento massimo w_{max} , a distanza i del punto di flesso della conca dall'asse della galleria.

Avendo ipotizzato per i cedimenti in direzione trasversale una distribuzione gaussiana normale, in direzione longitudinale si assume la corrispondente distribuzione di probabilità cumulata. In tal modo è possibile estendere l'equazione di Gauss anche alla zona antistante il fronte, a prevedere lo spostamento di un punto qualunque della superficie del terreno.

Le equazioni introdotte in precedenza si riferiscono ad una galleria rettilinea di lunghezza indefinita che si sviluppa a profondità costante.

11.1.7 Analisi dei cedimenti indotti dagli scavi - Applicazione al caso in oggetto

Nel caso in oggetto, i materiali interessati dagli scavi sono costituiti da terreni granulari (ghiaie) sopra falda.

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

Per la valutazione dei cedimenti è stato assunto un valore del parametro k corrispondente terreni incoerenti sopra falda:

parametro k: $k = 0.3$

Per quanto riguarda il volume perso, si può presumere che la tecnologia costruttiva prevista in corrispondenza delle case, permetta di contenere ai valori minimi le perdite di volume.

Sulla base delle case histories disponibili e delle esperienze dirette, si può assumere un valore di V_L pari al 0.2%.

11.1.7.1 Risultati ottenuti

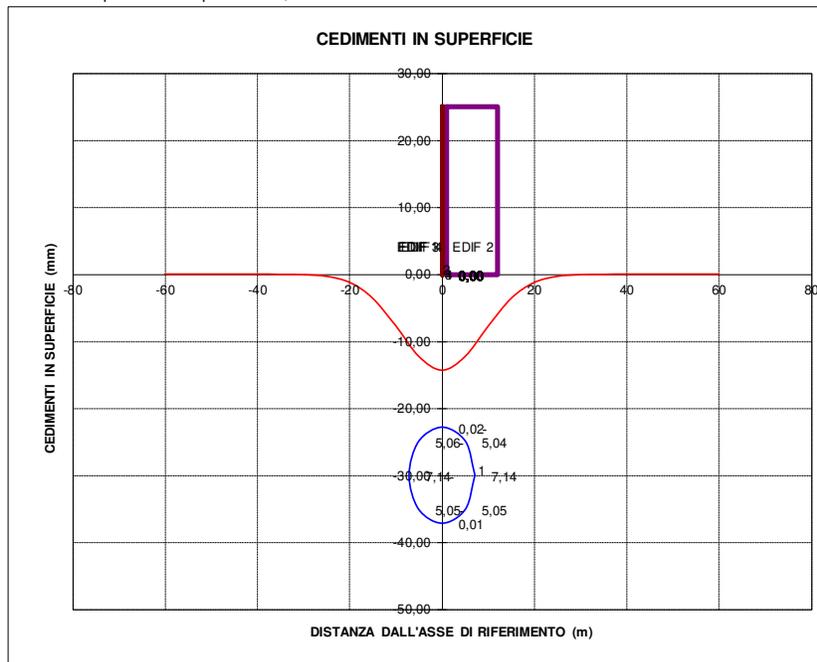
I calcoli sono stati svolti con l'ausilio di uno specifico foglio di Excel ®.

Per ciascun caso analizzato si riportano i dati di input, la curva dei cedimenti, la curva delle rotazioni e quella delle deformazioni orizzontali.

GALLERIA CASTELLAVAZZO
PR. 9+480 FABBRICATO 1

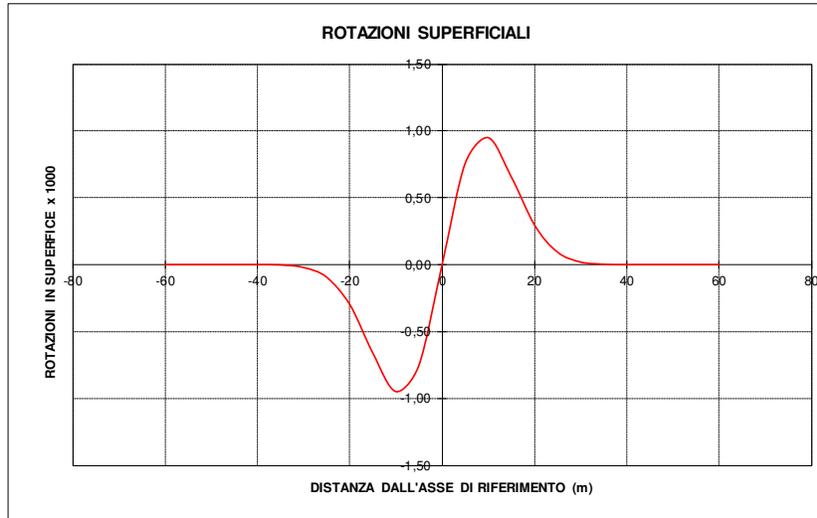
DATI DI INPUT TUNNEL		TUNNEL 1	TUNNEL 2	TUNNEL 3	TUNNEL 4
DIAMETRO DI SCAVO	m	14,29			
PROFONDITA' DELL'ASSE	m	30,00			
DISTANZA DALL'ASSE DI RIF.	m				
TERRENO PERSO	%	0,20			
PARAMETRO DI FORMA k ⁽¹⁾		0,30			
RISULTATI					
AREA DI SCAVO	m ³ /m	160,38			
VOLUME PERSO	m ³ /m	0,32			
PARAMETRO i	m	9			
CEDIMENTO MASSIMO w _{max}	mm	14,26			
CEDIMENTO A DISTANZA i	mm	8,64			
CEDIMENTO A DISTANZA 1.73 i	mm	3,18			

(1) k=0.4-0.5 per terreni coesivi consistenti; k=0.6-0.7 per terreni coesivi molli (cu<2kg/cm²);
 k=0.2-0.3 per sabbie sopra la falda;

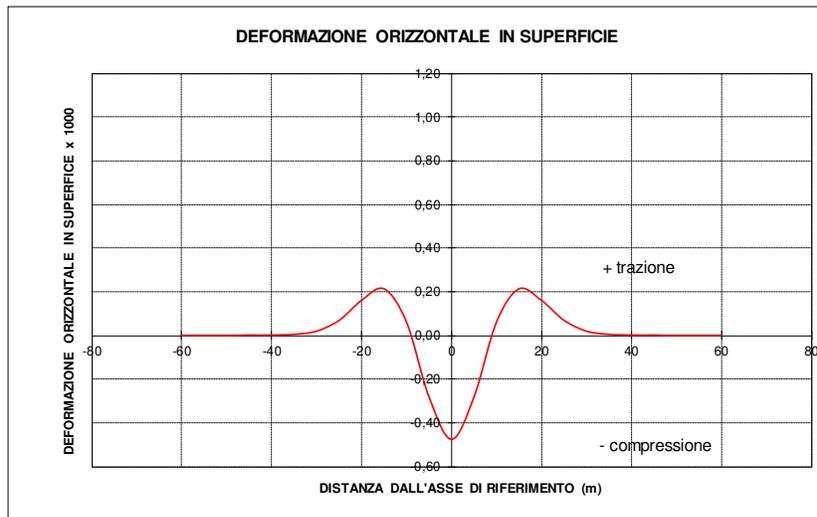


CEDIMENTO MASSIMO COMPLESSIVO (mm) 14

GALLERIA CASTELLAVAZZO
PR. 9+480 FABBRICATO 1



ROTAZIONE MASSIMA COMPLESSIVA 1/ 1053

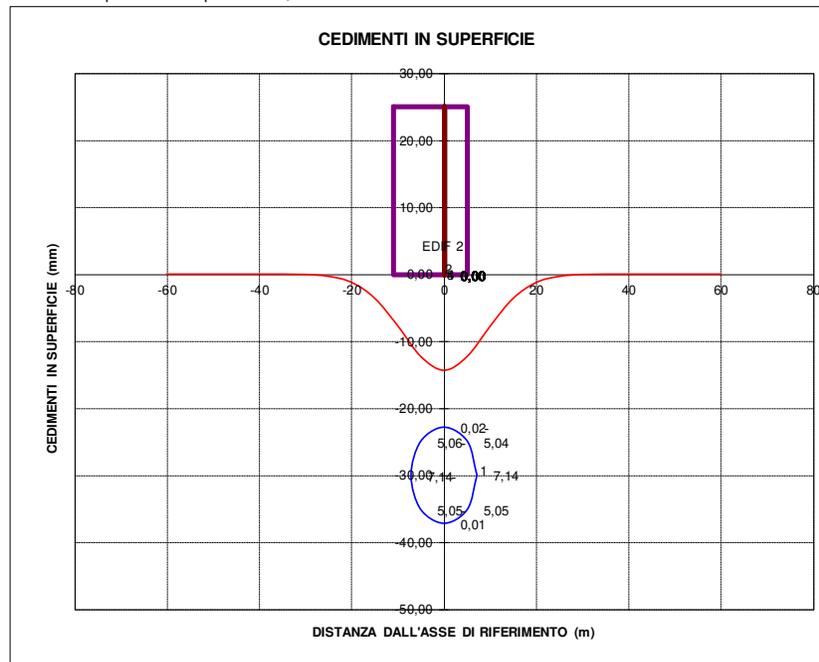


DEFORMAZIONE ORIZZONTALE MASSIMA COMPLESSIVA (x1000) -0,475

GALLERIA CASTELLAVAZZO
PR. 9+480 FABBRICATO 2

DATI DI INPUT TUNNEL		TUNNEL 1	TUNNEL 2	TUNNEL 3	TUNNEL 4
DIAMETRO DI SCAVO	m	14,29			
PROFONDITA' DELL'ASSE	m	30,00			
DISTANZA DALL'ASSE DI RIF.	m				
TERRENO PERSO	%	0,20			
PARAMETRO DI FORMA k ⁽¹⁾		0,30			
RISULTATI					
AREA DI SCAVO	m ³ /m	160,38			
VOLUME PERSO	m ³ /m	0,32			
PARAMETRO i	m	9			
CEDIMENTO MASSIMO W _{max}	mm	14,26			
CEDIMENTO A DISTANZA i	mm	8,64			
CEDIMENTO A DISTANZA 1.73 i	mm	3,18			

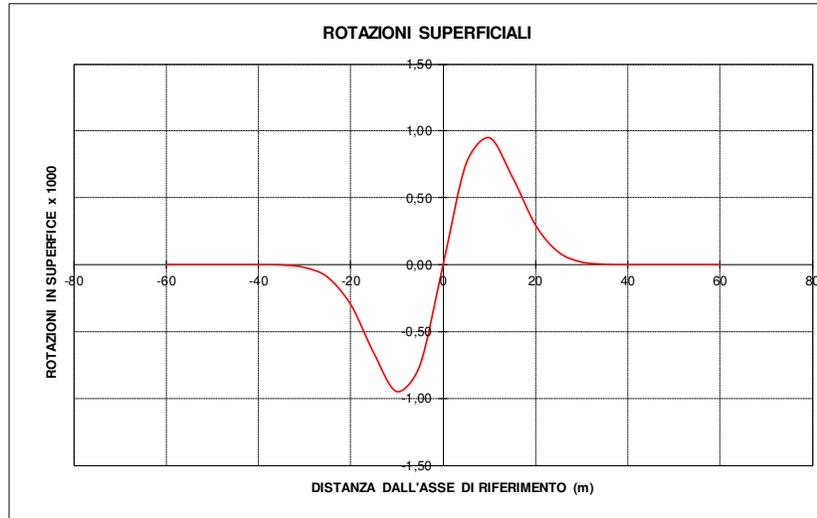
(1) k=0.4-0.5 per terreni coesivi consistenti; k=0.6-0.7 per terreni coesivi molli (cu<2kg/cm²);
k=0.2-0.3 per sabbie sopra la falda;



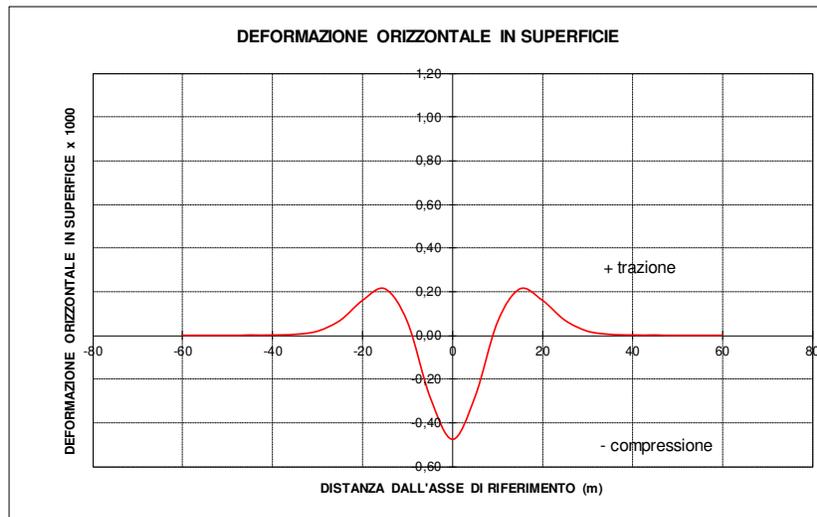
CEDIMENTO MASSIMO COMPLESSIVO (mm)	14
---	-----------

GALLERIA CASTELLAVAZZO

PR. 9+480 FABBRICATO 2



ROTAZIONE MASSIMA COMPLESSIVA	1/ 1053
-------------------------------	---------



DEFORMAZIONE ORIZZONTALE MASSIMA COMPLESSIVA (x1000)	-0,475
--	--------

La tabella seguente riassume i principali risultati ottenuti:

Sezione di calcolo	Cedimento massimo in asse (mm)	Distorsione angolare massima	Deformazione orizzontale massima (x1000)
Edificio 1	14	1/1053	0.475
Edificio 2	14	1/1053	0.475

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

11.2 Valutazione del danno causato ai fabbricati

11.2.1 Premessa

La realizzazione di opere sotterranee determina generalmente deformazioni delle strutture diverse, per modalità ed entità, da quelle provocate dal peso proprio e dai carichi di esercizio.

Peso proprio a carichi di esercizio producono prevalentemente cedimenti verticali del terreno, che si sviluppano in tempi lunghi e possono concludersi anche alcuni anni dopo che la costruzione è stata realizzata.

Invece gli spostamenti associati allo scavo di una galleria si esauriscono, per quanto riguarda la componente predominante, in un intervallo temporale molto più breve, che può raggiungere al massimo alcune settimane nei terreni argillosi; essi, inoltre, interessano una porzione di superficie molto più estesa, ed hanno componente non solo verticale ma anche orizzontale, con una direzione variabile in relazione alla posizione del punto in oggetto rispetto alla galleria.

Questi movimenti del terreno dovuti alle operazioni di scavo inducono negli edifici delle sollecitazioni che non sono considerate fra le azioni di progetto. Tali sollecitazioni si sovrappongono a quelle dovute al peso proprio e ai carichi di esercizio, e possono generare effetti di entità ben più che proporzionale nel caso in cui gli elementi della struttura siano soggetti a tensioni prossime al valore limite già prima dell'inizio delle operazioni di scavo.

La situazione precedente lo scavo non è peraltro di facile valutazione per una serie di cause: la complessità della struttura, le deformazioni o le eventuali modifiche strutturali cui l'edificio è stato soggetto nella sua storia, la differenza fra il comportamento effettivo dei materiali a quello ipotizzato in fase progettuale, le variazioni cui le proprietà dei materiali da costruzione sono soggette nel tempo: le costruzioni in muratura, ad esempio, diventano più fragili con il passare del tempo.

In generale il danno non è legato tanto al valore assoluto dei cedimenti e alle rotazioni rigide dell'edificio, quanto piuttosto all'entità delle deformazioni orizzontali del terreno, cui sono associate deformazioni di trazione (o di compressione) nella struttura, e dei cedimenti differenziali, che comportano, oltre a deformazioni normali, anche distorsioni.

Le modalità della deformazione dipendono non solo dalla geometria della conca di subsidenza, ma anche dalla posizione dell'edificio, dalle sue dimensioni e dalla sua rigidità. Se l'edificio è relativamente deformabile, largo rispetto all'estensione della conca e a una sua parte si trova al di fuori di essa, sarà soggetto prevalentemente a distorsione e determinante sarà l'inclinazione media della superficie di subsidenza; se invece l'edificio è rigido e poco esteso, sarà soggetto a ruotare rigidamente in proporzione al valore della curvatura locale della conca.

La valutazione dei cedimenti e degli spostamenti (e deformazioni) orizzontali viene effettuata utilizzando le relazioni empiriche introdotte precedentemente.

Nelle relazioni empiriche non si tiene conto della presenza di edifici o infrastrutture, e si assume quindi che il terreno si deformi liberamente in seguito alle operazioni di scavo (condizione di "green field"). Nella realtà

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

però la presenza degli edifici influenza il comportamento del terreno, e può modificare sensibilmente il profilo dei cedimenti rispetto alle condizioni di 'green field'. L'approccio normalmente adottato per la valutazione del danno risulta pertanto cautelativo.

11.2.2 Natura a conseguenze del danno

Il danno causato ad un assegnato edificio dalla realizzazione di un'opera sotterranea diventa gradualmente più severo all'aumentare dell'entità dei movimenti trasmessi dal terreno alle fondazioni.

Crescendo l'importanza degli effetti prodotti, si parla dapprima di danno "estetico", quindi di danno "funzionale", ed infine di danno "strutturale". Questa suddivisione del danno in tre grandi categorie può considerarsi il primo passo verso la definizione di un sistema di classificazione oggettivo più dettagliato, come risulta indispensabile per una previsione quantitativa del livello di rischio.

Il danno estetico o architettonico implica la formazione di fessure esclusivamente in elementi che non svolgono una funzione portante, come tamponature, tramezzi, pavimenti e finiture, ed un deterioramento generale a livello superficiale sia all'interno che all'esterno dell'edificio. Nelle situazioni in cui questo danno può essere riparato abbastanza facilmente, esso è ritenuto in genere tollerabile e quindi non si rendono necessarie misure preventive.

Le tamponature, i tramezzi e le finiture vengono generalmente realizzati nelle ultime fasi della costruzione, quando l'edificio ha già subito parte dei cedimenti indotti dal peso proprio; quindi, i criteri limite basati sull'osservazione dei danni prodotti in casi reali dai cedimenti dovuti al peso proprio possono sovrastimare le deformazioni massime tollerabili dagli elementi architettonici. Tali criteri devono in generale essere applicati con cautela a strutture soggette a deformazioni addizionali che si sviluppano rapidamente, come si verifica per effetto delle costruzioni sotterranee. In questi casi deformazioni anche piccole indotte nell'edificio possono determinare situazioni di pericolo non trascurabile, come ad esempio il distacco di elementi dalle finiture architettoniche (cornici di intonaco, etc.).

Il danno funzionale inficia il normale utilizzo o la funzionalità dell'edificio, senza comunque intaccarne l'integrità globale o la sicurezza statica. Alcuni impianti o macchinari (ad es. ascensori, macchine per la stampa o la fabbricazione di carta, etc.) possono essere sensibili a movimenti anche molto piccoli.

Poiché l'interruzione della funzionalità di una struttura può avere gravi conseguenze economiche, la previsione di questo tipo di danno implica in genere il ricorso a misure protettive.

Il danno strutturale corrisponde alla fessurazione o alla deformazione eccessiva di elementi con funzione portante, e può avere come conseguenza il crollo del singolo elemento, la perdita di continuità o l'instabilità dell'intera struttura.

L'evidenza di tale danno può essere talvolta mascherata da finiture architettoniche rimaste intatte. In genere, comunque, l'intonaco funge da indicatore della formazione di lesioni nelle strutture.

Nel caso di edifici a muratura portante la definizione di danno strutturale richiede una modifica, poiché in questo caso la fessurazione o la separazione di elementi strutturali può non necessariamente compromettere la stabilità globale. In questo caso il danno strutturale si riferisce quindi alla deformazione che può condurre al pericolo di instabilità di tutta l'opera o di una sua parte.

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

11.2.3 Definizioni per gli spostamenti e le deformazioni delle fondazioni e del terreno

In generale un edificio subisce, per effetto dei movimenti del terreno, sia spostamenti rigidi che deformazioni. Allo scopo di mettere ordine nella confusa terminologia presente nella letteratura, Burland e Wroth (1974) hanno proposto una lista di simboli e definizioni per descrivere gli spostamenti delle fondazioni e del terreno. Tali definizioni sono state introdotte assumendo di conoscere gli spostamenti (misurati o calcolati) di un numero discreto di punti delle fondazioni di un edificio:

- si indica con w il cedimento di un punto; se lo spostamento verticale del punto è diretto verso l'alto si indica con w_h ;
- si indica con δw (o δw_h) il cedimento (o sollevamento) differenziale, cioè lo spostamento verticale relativo di un punto rispetto ad un altro;
- si definisce rotazione θ (Fig.a) la variazione dell'inclinazione della retta congiungente due punti situati sul piano di fondazione;
- si definisce ω (Fig.b) la rotazione rigida della sovrastruttura o di una sua parte; quando la struttura è soggetta anche a flessione, la valutazione della rotazione rigida risulta più difficile;
- si definisce distorsione angolare o rotazione relativa β la variazione d'inclinazione della retta congiungente due punti depurata della rotazione rigida (Fig.b); nelle strutture intelaiate, β rappresenta la rotazione di un elemento relativamente all'intera struttura;
- si indica con α la deformazione angolare della struttura nel punto considerato. Si assume la deformazione angolare positiva se dà luogo a concavità verso l'alto (sagging), negativa se dà luogo a concavità verso il basso (hogging);
- si definisce inflessione Δ lo spostamento verticale massimo del punto considerato rispetto alla retta congiungente due punti di riferimento. L'inflessione si assume positiva se la concavità è rivolta verso l'alto, negativa se è rivolta verso il basso;
- si definisce inflessione relativa Δ/L (Fig.d) il rapporto tra l'inflessione Δ e la lunghezza L del segmento che unisce i due punti di riferimento.

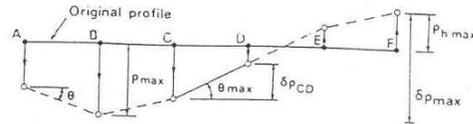


Figure 1a Definitions of settlement ρ , relative settlement $\delta\rho$ and rotation θ

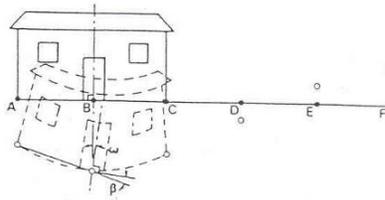


Figure 1b Definitions of tilt ω and relative rotation (angular distortion) β

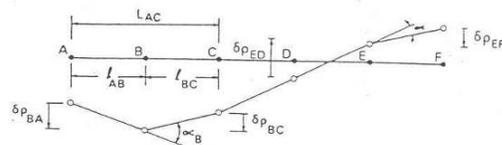


Figure 1c Definition of angular strain α

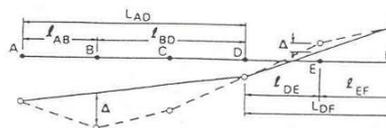


Figure 1d Definition of relative deflection (sag or hog) Δ and deflection ratio (sagging or hogging) Δ/L

Fig. 9 (Burland e Wroth, 1974)

11.2.4 Classificazione del danno

Per la valutazione del rischio di danno agli edifici causato dai movimenti del terreno è indispensabile introdurre un sistema oggettivo di classificazione del danno.

Un sistema di classificazione per le strutture in muratura è stato introdotto per la prima volta nel Regno Unito da Burland et al. (1977) e successivamente adottato dalla "Institution of Structural Engineers" (1978, 1989 a 1994) e dalla "Institution of Civil Engineers" (Freeman et al., 1994).

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

In tale classificazione (Fig.seguente) vengono considerati i danni visibili sugli elementi dell'edificio e si fa riferimento alla facilità di riparazione senza tenere conto delle possibili cause e dell'evoluzione delle lesioni nel tempo. Sono individuate sei categorie di danno numerate da 0 a 5 al crescere della severità ed è indicata l'ampiezza delle fessure per ciascuna categoria. Generalmente le categorie 0,1 e 2 corrispondono al danno estetico, le categorie 3 e 4 al danno funzionale, la categoria 5 al danno strutturale.

La classificazione è stata sviluppata esclusivamente per edifici in mattoni, muratura o pietrame e non può essere applicata al comportamento di elementi strutturali in cemento armato.

Per poter stimare il rischio di danno cui è soggetto un edificio, è necessario stabilire delle correlazioni tra le categorie di danno ora introdotte e dei parametri che descrivano il livello di deformazione nella struttura.

11.3 Deformazione critica e deformazione limite di trazione

Nella maggioranza dei casi il danno agli edifici consiste nella formazione di fessure nei rivestimenti e nelle finiture, senza che siano intaccati gli elementi strutturali. Tali fessure sono di solito una conseguenza delle deformazioni di trazione indotte dai movimenti del terreno.

Polshin a Tokar (1957) hanno introdotto il concetto di deformazione "critica" di trazione ϵ_{crit} come la deformazione media associata all'inizio della formazione di lesioni visibili in un dato materiale indipendentemente dalle modalità con cui si sviluppano le deformazioni.

Sulla base degli studi condotti su vasta scala presso la U.K. Building Research Establishment, Burland a Wroth (1974) hanno tratto le seguenti conclusioni:

- per edifici in muratura la ϵ_{crit} assume valori compresi fra 0.05% a 0.1%;
- per elementi strutturali in cemento armato la formazione di fessure visibili si verifica per valori della deformazione più bassi, tipicamente nell'intervallo 0.03%=0.05%.

Tali valori sono quelli medi misurati su una lunghezza campione di 1 m o più. La valutazione della deformazione di trazione locale è estremamente complessa in quanto le sollecitazioni non sono uniformi.

Occorre considerare il fatto che l'inizio della formazione di lesioni visibili non rappresenta necessariamente la perdita di funzionalità dell'edificio: se la fessurazione è controllata, come avviene in una trave di cemento armato, si può accettare che la struttura continui a deformarsi ben oltre il valore critico.

Successivamente Burland et al. (1977) hanno sostituito il concetto di deformazione "critica" di trazione con quello di deformazione "limite" di trazione. La ϵ_{lim} è un parametro che può essere variato per un dato materiale in modo da definirne gli stati limite di servizio.

Boscardin a Cording (1989) hanno mostrato che le categorie di danno (specificate in fig. seguente) possono essere poste in relazione a degli opportuni campi di variazione di ϵ_{lim} , come mostra la Tab. seguente:

Tab.

Category of damage	Normal degree of severity	Limiting tensile strain (ε _{lim}) (%)
0	Negligible	0 - 0.05
1	1. Very slight	0.05 - 0.075
2	Slight	0.075 - 0.15
3	Moderate	0.15 - 0.30
4 to 5	Severe to very severe	> 0.3

TABLE 1
Classification of visible damage to walls with particular reference to ease of repair of plaster and brickwork or masonry

Category of damage	Normal degree of severity	Description of typical damage (Ease of repair is underlined)
0	Negligible	Hairline cracks less than about 0.1mm
1	Very Slight	<u>Fine cracks which are easily treated during normal decoration.</u> Damage generally restricted to internal wall finishes. Close inspection may reveal some cracks in external brickwork or masonry. Typical crack widths up to 1mm.
2	Slight	<u>Cracks easily filled</u> <u>Re-decoration probably required.</u> <u>Recurrent cracks can be masked by suitable linings.</u> Cracks may be visible externally and <u>some repointing may be required to ensure weathertightness.</u> Doors and windows may stick slightly. Typical crack widths up to 5mm.
3	Moderate	<u>The cracks require some opening up and can be patched by a mason.</u> <u>Repointing of external brickwork and possibly a small amount of brickwork to be replaced.</u> Doors and windows sticking. Service pipes may fracture. Weathertightness often impaired. Typical crack widths are 5 to 15mm or several up to 3mm.
4	Severe	<u>Extensive repair work involving breaking-out and replacing sections of walls, especially over doors and windows.</u> Windows and door frames distorted, floor sloping noticeably ¹ . Walls leaning ¹ or bulging noticeably. Some loss of bearing in beams. Service pipes disrupted. Typical crack widths are 15 to 25mm but also depends on the number of cracks.
5	Very severe	<u>This requires a major repair job involving partial or complete rebuilding.</u> Beams lose bearing, walls lean badly and require shoring. Windows broken with distortion. Danger of instability. Typical crack widths are greater than 25mm but depends on the number of cracks.

¹ Note: Local deviation of slope, from the horizontal or vertical, of more than 1/100 will normally be clearly visible. Overall deviations in excess of 1/150 are undesirable.

Fig. 10 (Burland et al., 1977)

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

11.4 Deformazioni nella trave rettangolare

Per studiare il fenomeno della fessurazione, Burland a Wroth (1974) hanno usato il concetto di deformazione limite di trazione, ipotizzando che il comportamento degli edifici possa essere assimilato a quello di una trave elastica rettangolare priva di peso proprio. In questa ipotesi, se si conosce la deformata delle fibre di intradosso (cioè il profilo trasversale dei cedimenti del terreno), si possono valutare le deformazioni di trazione e si può stabilire quando ha inizio la fessurazione.

I risultati ottenuti dallo studio di tale modello estremamente semplificato si sono rivelati in buon accordo con le misure di deformazione effettuate su edifici reali.

Generalmente la trave in oggetto è soggetta contemporaneamente a flessione e taglio ma, poiché quando sono presenti entrambe le sollecitazioni è difficile stabilire quale sia l'influenza sulla deformazione dell'una o dell'altra, si studiano separatamente le due situazioni ideali in cui è presente solo il momento o solo il taglio per stabilire quale delle due è più sfavorevole per la struttura.

Quando la trave è soggetta a flessione, la fessurazione è legata alle deformazioni di trazione massime che si verificano agli estremi della sezione. Quando la trave è soggetta a taglio, le deformazioni massime di trazione sono diagonali per cui le lesioni che si formano sono inclinate a 45°.

L'edificio viene schematizzato mediante una trave rettangolare priva di peso proprio di larghezza L , altezza H , momento d'inerzia I , dotata di rigidità a flessione e a taglio (moduli E e G). In queste condizioni Timoshenko (1957) ha fornito l'espressione dell'inflessione Δ prodotta da un carico concentrato P applicato in mezzzeria:

$$\Delta = \frac{PL^3}{48EI} \cdot \left\{ 1 + \frac{18EI}{L^2HG} \right\} \quad (21)$$

Sebbene l'equazione si riferisca a una trave soggetta ad un carico concentrato applicato in mezzzeria, si può dimostrare che il comportamento della trave è sostanzialmente lo stesso nel caso in cui il carico sia uniformemente distribuito.

L'equazione (21) può essere riscritta in termini della deformazione massima della fibra estrema $\varepsilon_{b\max}$:

$$\frac{\Delta}{L} = \left\{ \frac{L}{12x} + \frac{3EI}{2xLHG} \right\} \varepsilon_{b\max} \quad (22)$$

o della massima deformazione diagonale $\varepsilon_{d\max}$:

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

$$\frac{\Delta}{L} = \left\{ 1 + \frac{HL^2G}{18EI} \right\} \varepsilon_{d \max} \quad (23)$$

dove x è la distanza della fibra estrema dall'asse neutro. Le equazioni precedenti rappresentano il comportamento di una trave soggetta rispettivamente a flessione pura o a taglio.

Ponendo $\varepsilon_{\max} = \varepsilon_{\lim}$, le equazioni (22) e (23) definiscono i valori limite di Δ/L per una trave a cui venga imposta una deformata di inflessione. Per un assegnato valore di ε_{\lim} , il valore limite di Δ/L dipende da L/H , E/G e dalla posizione dell'asse neutro.

Poiché anche gli spostamenti orizzontali del terreno contribuiscono al danneggiamento delle strutture, Boscardin e Cording (1989) hanno studiato il comportamento dell'edificio nell'ipotesi di deformazione orizzontale ε_h uniforme sulla sezione. Nell'analisi del problema hanno assunto il modello di trave rettangolare ed hanno valutato la deformazione risultante utilizzando il principio di sovrapposizione degli effetti.

Nel caso di trave soggetta a sola flessione, la deformazione massima risultante (localizzata nella fibra estrema della sezione) è data dall'espressione:

$$\varepsilon_{br} = \varepsilon_{b \max} + \varepsilon_h \quad (24)$$

Le deformazioni di taglio possono essere combinate con le deformazioni orizzontali attraverso il cerchio di Mohr:

$$\varepsilon_{dr} = \varepsilon_h \cdot \left(\frac{1-\nu}{2} \right) + \sqrt{\varepsilon_h^2 \cdot \left(\frac{1+\nu}{2} \right)^2 + \varepsilon_{d \max}^2} \quad (25)$$

La massima deformazione di trazione ε_{\max} è data dalla maggiore tra ε_{br} a ε_{dr} . Essa è di solito localizzata nella zona *hogging*, dove le deformazioni orizzontali sono di trazione.

Una volta determinata ε_{\max} il suo valore può essere utilizzato per stabilire la categoria di danno mediante la Tab.2.

Adottando i valori di ε_{\lim} associati alle varie categorie di danno (Tab.2), può essere sviluppato un diagramma di interazione che mostri la relazione tra Δ/L ed ε_h per un particolare valore di L/H . In questo modo si ottiene la classificazione del danno proposta da Burland (1995).

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

11.4.1 Modalità di deformazione per le diverse tipologie strutturali

A seconda della tipologia strutturale si distinguono comportamenti diversi degli edifici.

Strutture intelaiate flessibili e murature portanti armate sono generalmente soggette a distorsione sotto l'effetto di sforzi di taglio. La misura delle deformazioni è legata al valore della distorsione angolare β , intesa come rotazione di un elemento relativamente all'intera struttura; essa dipende dalla posizione dell'edificio rispetto al profilo di subsidenza. Se l'edificio si trova nella parte *hogging* del profilo, l'effetto complessivo è dato dalla combinazione delle distorsioni e delle deformazioni orizzontali di trazione dovute rispettivamente agli spostamenti verticali e orizzontali del terreno.

Le pareti portanti non armate hanno scarsa resistenza a trazione, e si deformano in genere seguendo il profilo della superficie del terreno, in questo caso i danni sono associati prevalentemente all'azione delle sollecitazioni flessionali. La stima delle deformazioni dell'edificio è basata sul valore del rapporto d'inflessione Δ/L . Tuttavia, all'aumentare del numero delle aperture presenti nelle pareti (porte, etc.), gli elementi strutturali diventano sempre più vulnerabili al taglio e le prime lesioni che si formano sono dovute a sollecitazioni diagonali di trazione.

Boscardin e Cording (1989), in uno studio sul comportamento delle strutture a muratura portante, hanno dedotto che in genere la deformazione dell'edificio è dovuta alla combinazione di flessione a taglio, ma con prevalenza delle deformazioni di taglio.

11.4.2 Procedimento di valutazione del danno

Come detto in precedenza, per la previsione dei movimenti del terreno indotti dallo scavo di una galleria e/o da scavi tra paratie, si adotta di solito un approccio empirico basato su misure effettuate in condizioni di "greenfield".

Gli effetti dei movimenti del terreno su un edificio preesistente vengono valutati nell'ipotesi che l'edificio sia infinitamente flessibile e si deformi seguendo il profilo della conca di subsidenza.

Per la previsione del danno si utilizzano parametri facilmente determinabili in base alla forma del profilo di subsidenza ed alla posizione occupata dall'edificio, i quali vengono confrontati con i valori limite proposti dai criteri di classificazione del danno.

Nel seguito è descritta la metodologia adottata in questa sede per la previsione del rischio di danno agli edifici.

11.4.2.1 Il rischio di danno

Il termine "il livello di rischio", o semplicemente "il rischio" di danno si riferisce al possibile grado di danno.

Per la maggior parte degli edifici si può parlare di "basso rischio" se il grado di danno previsto cade in una delle prime due categorie (0,1). In queste condizioni è preservata l'integrità strutturale e il danno può essere riparato in modo semplice ed economico.

Il passaggio dalla seconda alla terza categoria di danno (da livello 1 a livello 2) è particolarmente importante: obiettivo del progetto e della costruzione sarà quello di mantenere per tutti gli edifici il livello di rischio entro la seconda categoria, prestando maggior attenzione a quegli edifici giudicati di particolare sensibilità.

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

Una prima valutazione di tipo speditivo e cautelativo può essere svolta considerando la massima rotazione alla quale è sottoposto l'edificio. Essa deriva dal massimo cedimento differenziale che può aver luogo in qualunque parte al di sotto dell'area d'impronta della struttura, e non coincide necessariamente con la massima inclinazione del profilo di subsidenza del terreno. Sebbene tale parametro non fornisca una misura diretta della deformazione della struttura, esso consente di suddividere la superficie del terreno in zone caratterizzate da un diverso livello di rischio.

Semplici considerazioni geometriche permettono di ricavare relazioni approssimate tra la massima inclinazione θ_b dell'edificio, e la rotazione relativa β o il rapporto d'inflessione Δ/L . Tali relazioni variano a seconda della posizione dell'edificio rispetto al profilo trasversale di cedimento.

Considerando edifici situati nella zona in cui gli effetti sono potenzialmente più severi, cioè la parte *hogging* del profilo, possono ritenersi valide le relazioni riportate in Fig. seguente, dalle quali si deduce che θ_b corrisponde a 2÷4 volte la distorsione angolare β oppure a 6÷8 volte l'inflessione relativa Δ/L (Lake et al., 1992).

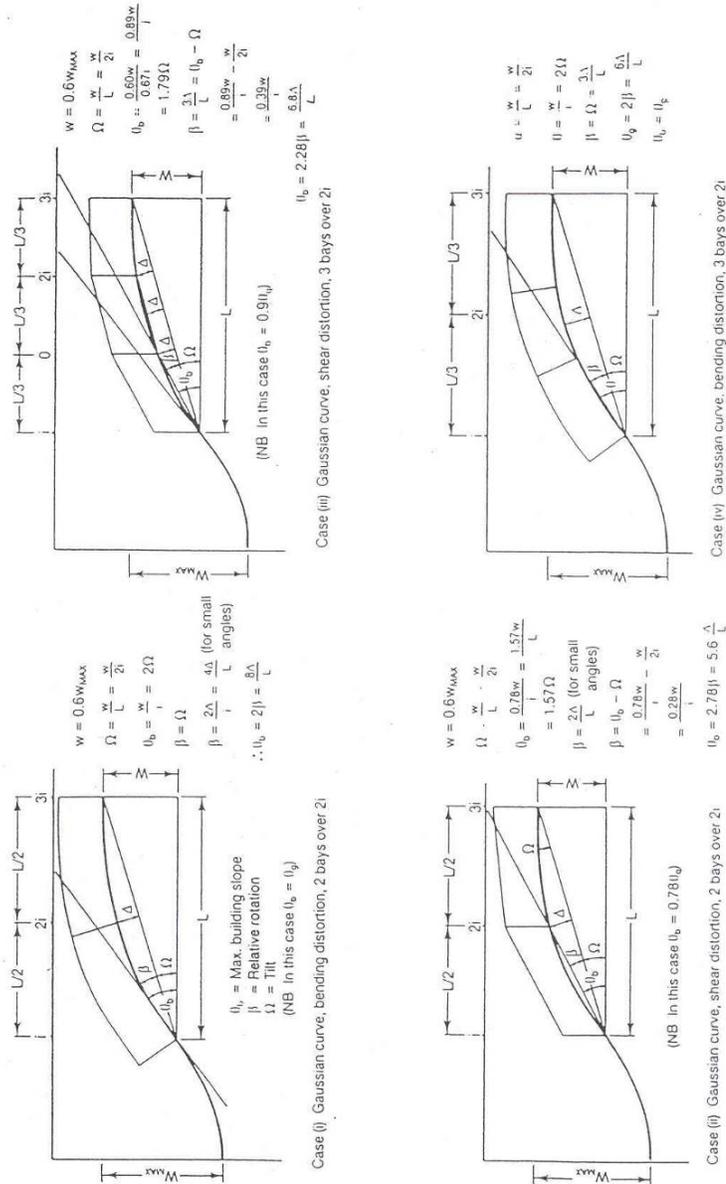


Fig.11 (Lake et al., 1992)

Questi rapporti sono utilizzati per ricavare relazioni tra il possibile danno e la massima rotazione dell'edificio, come mostrato in Tab. seguente.

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

Type of structure (depends on L/H ratio)	Range of values for maximum slope θ_b
a) Framed buildings and reinforced load-bearing walls	2.
Cracking	1/250 - 1/375
Structural damage	1/75 - 1/125
b) Unreinforced load-bearing walls	
Cracking	1/310 - 1/625

La Tab. seguente riporta valori tipici della rotazione massima che sono stati utilizzati per scopi progettuali.

Risk category	Maximum slope of building	Maximum settlement of building (mm)	Description of risk
1	<1/500	<10	<i>Negligible:</i> superficial damage unlikely.
2	1/500 – 1/200	10-50	<i>Slight:</i> possible superficial damage which is unlikely to have structural significance.
3	1/200 – 1/50	50-75	<i>Moderate:</i> expected superficial damage and possible structural damage to buildings, possible damage to relatively rigid pipelines.
4	>1/50	>75	<i>High:</i> expected structural damage to buildings and expected damage to rigid pipelines or possible damage to other pipelines.

Si può osservare che qualora il cedimento massimo al di sotto dell'edificio si mantenga inferiore a 10 mm, o la massima rotazione che subisca il profilo del terreno in corrispondenza del fabbricato si mantenga inferiore ad 1/500, il rischio di danno si può ritenere trascurabile.

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

Una valutazione più rigorosa viene svolta assumendo per l'edificio il modello di trave rettangolare elastica isotropa introdotto precedentemente; la categoria di danno cui appartiene l'edificio viene valutata in funzione dei valori dell'inflessione relativa Δ/L e della deformazione orizzontale massima ε_h , sulla base delle curve di uguale intensità di danno definite da Boscardin e Cording (1989).

Tale approccio, per quanto più dettagliato di quello usato nella valutazione preliminare, è ancora conservativo in quanto, riferendosi a condizioni di "green field", trascura l'interazione terreno-struttura. Infatti, si assume che l'edificio si adatti al profilo dei cedimenti come se fosse privo di rigidità rispetto al terreno.

In realtà la rigidità della sovrastruttura e delle fondazioni comporta l'attenuazione del fenomeno della subsidenza con conseguente diminuzione del rapporto d'inflessione e delle deformazioni orizzontali.

Se una struttura ricade nella categoria 2 o in una categoria superiore si ritiene necessario ricorrere a misure protettive.

11.4.3 Applicazione al caso in oggetto

Nei casi oggetto di studio sono stati seguiti i due approcci:

- Sono stati valutati i cedimenti e le rotazioni massime al piano di campagna in corrispondenza dei fabbricati per confrontarli con i valori limiti precedentemente riportati;
- Sono state valutate le categorie di danno in rapporto alla distorsione angolare che subisce il fabbricato ed alla deformazione orizzontale massima ε_h .

La valutazione della categoria di danno è stata effettuata implementando le formulazioni sopra specificate mediante un apposito codice di calcolo.

Sulla base dell'andamento del terreno nella conca di subsidenza e della posizione dell'edificio, sono stati calcolati per ogni edificio:

- il massimo cedimento assoluto subito dall'edificio;
- la massima inflessione (Δ) subita dall'edificio;
- la massima distorsione angolare $\beta = MAX(\varphi_{terr.} - \varphi_{rig.})$, ovvero la massima differenza tra la rotazione del terreno nell'intervallo individuato dalla posizione delle estremità dell'edificio, e la rotazione rigida dell'edificio stesso;
- la massima deformazione orizzontale che coinvolge l'edificio (in condizione di trazione);
- le deformazioni di trazione per comportamento flessionale e tagliante della trave ideale;
- le deformazioni critiche di trazione dovuta a flessione e taglio.

La classificazione del danno avviene sulla base del diagramma di Boscardin e Cording (1989), che mette in relazione la distorsione angolare (β) con la deformazione orizzontale (ε_h) dell'edificio, e del diagramma di Burland ed al. (1995) che si basa esclusivamente sul valore della deformazione limite (ε_{lim}) caratteristica dell'edificio.

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		 anas GRUPPO FS ITALIANE
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

L'obiettivo è quello di pervenire ad una stima qualitativa del danno previsto, in maniera di determinare un classe di edifici presumibilmente critici, classe superiore alla 1, per cui è necessario prevedere alcune misure di protezione preventive agli scavi della galleria.

Di seguito si riportano i risultati dei calcoli svolti:

ANALISI DEGLI EFFETTI SUGLI EDIFICI
GALLERIA CASTELLAVAZZO
PR. 9+480 FABBRICATO 1

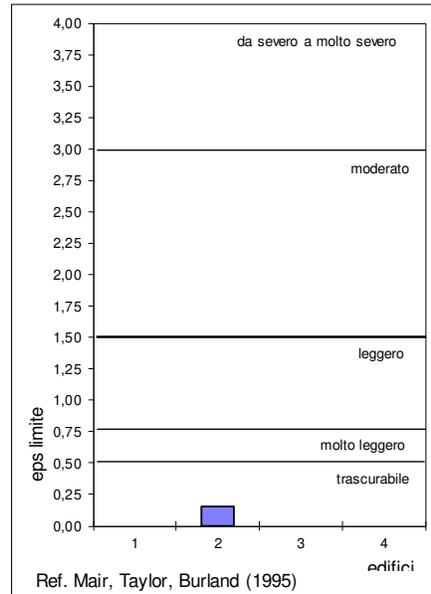
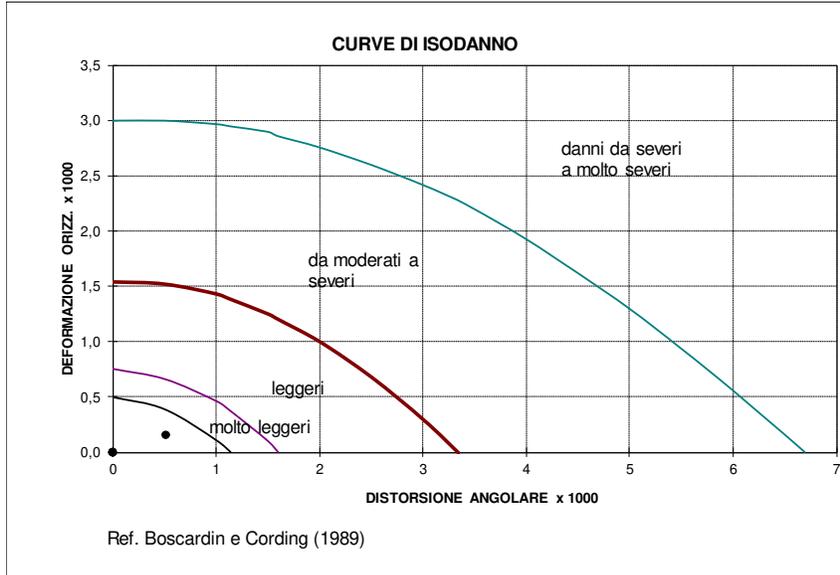
DATI DI INPUT EDIFICIO		EDIF1		
DISTANZA INIZIALE (Xi)	m	1,00		
DISTANZA FINALE (Xf)	m	12,00		
ALTEZZA (H)	m	15,00		
RAPPORTO E/G (1)		12,5		
CEDIMENTO DIFFERENZIALE AMM. w_{amm}	mm	10		
DISTORSIONE ANGOLARE AMM. F_{amm}	1/	500		
DEFORMAZIONE CRITICA AMM. e_{amm}	x 1000	0,75		
RISULTATI				
MAX CEDIMENTO ASSOLUTO	mm	14,2		
MAX CEDIMENTO DIFFERENZIALE w_0	mm	0,8		
MAX DISTORSIONE ANGOLARE F_{build} (2)	1/	1926		
MAX DEFORMAZIONE ORIZZONTALE	x 1000	0,15		
DEFORMAZIONE CRITICA DI TRAZ e_{lim}	x 1000	0,15		
VERIFICHE				
$w_0 < w_{amm}$		OK!		
$F_{build} < F_{amm}$		OK!		
$e_{lim} < e_{amm}$		OK!		

(1) 2,5 per strutture in muratura, 12,5 per strutture in c.a.

(2) $F_{build} = F_{ground} - F_{fill}$

**ANALISI DEGLI EFFETTI SUGLI EDIFICI
GALLERIA CASTELLAVAZZO**

CATEGORIE DI DANNO DEGLI EDIFICI



Categoria di danno	livello di gravità	Descrizione dei danni tipicamente osservati
0	trascurabile	fessure capillari di circa 0,1 mm
1	molto leggero	fessure molto fini di amp. fino a 1 mm trattate con riparazioni locali
2	leggero	fessure di ampiezza fino a 5 mm, stuccatura e ripar. delle impermeabilizzazioni
3	moderato	fessure di ampiezza da 5 a 15 mm o isolate di amp. fino a 30 mm. [Problemi alle tubazioni, impear., infissi
4	severo	fessure di ampiezza da 15 a 25 mm. Danni estesi agli infissi, tubazioni fuori ser. Qualche danno alle strut. portanti
5	molto severo	fessure di ampiezza oltre 25 mm. Danni estesi alle strut. portanti. Richiede parziale o totale ricostruz.

ANALISI DEGLI EFFETTI SUGLI EDIFICI
GALLERIA CASTELLAVAZZO
PR. 9+480 FABBRICATO 2

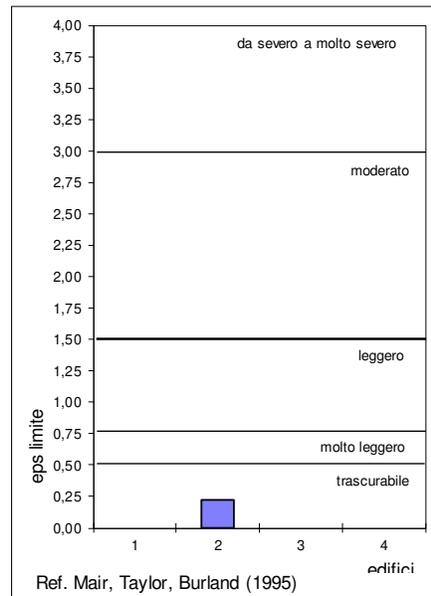
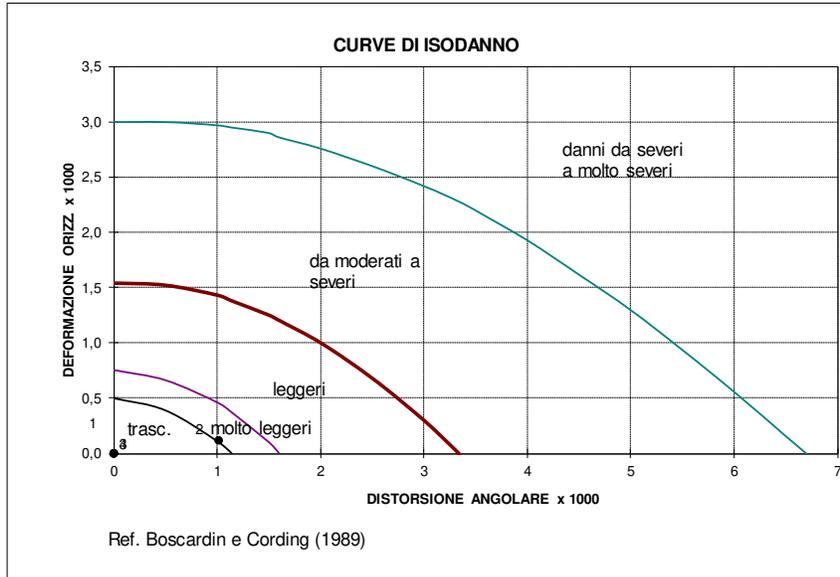
DATI DI INPUT EDIFICIO		EDIF2		
DISTANZA INIZIALE (Xi)	m	-11,00		
DISTANZA FINALE (Xf)	m	5,00		
ALTEZZA (H)	m	10,00		
RAPPORTO E/G (1)		12,5		
CEDIMENTO DIFFERENZIALE AMM. w_{amm}	mm	10		
DISTORSIONE ANGOLARE AMM. F_{amm}	1/	500		
DEFORMAZIONE CRITICA AMM. e_{amm}	x 1000	0,75		
RISULTATI				
MAX CEDIMENTO ASSOLUTO	mm	14,2		
MAX CEDIMENTO DIFFERENZIALE w_0	mm	3,5		
MAX DISTORSIONE ANGOLARE F_{build} (2)	1/	985		
MAX DEFORMAZIONE ORIZZONTALE	x 1000	0,11		
DEFORMAZIONE CRITICA DI TRAZ e_{lim}	x 1000	0,22		
VERIFICHE				
$w_0 < w_{amm}$		OK!		
$F_{build} < F_{amm}$		OK!		
$e_{lim} < e_{amm}$		OK!		

(1) 2,5 per strutture in muratura, 12,5 per strutture in c.a.

(2) $F_{build} = F_{ground} - F_{tilt}$

**ANALISI DEGLI EFFETTI SUGLI EDIFICI
GALLERIA CASTELLAVAZZO**

CATEGORIE DI DANNO DEGLI EDIFICI



Categoria di danno	livello di gravità	Descrizione dei danni tipicamente osservati
0	trascurabile	fessure capillari di circa 0,1 mm
1	molto leggero	fessure molto fini di amp. fino a 1 mm trattate con riparazioni locali
2	leggero	fessure di ampiezza fino a 5 mm, stuccatura e ripar. delle impermeabilizzazioni
3	moderato	fessure di ampiezza da 5 a 15 mm o isolate di amp. fino a 30 mm. [Problemi alle tubazioni, impear., infissi
4	severo	fessure di ampiezza da 15 a 25 mm. Danni estesi agli infissi, tubazioni fuori ser. Qualche danno alle strut. portanti
5	molto severo	fessure di ampiezza oltre 25 mm. Danni estesi alle strut. portanti. Richiede parziale o totale ricostruz.

Si è pertanto dimostrato come lo scavo della galleria non produrrà danni negli edifici prossimi al tracciato. In ogni modo è stato previsto un ampio monitoraggio sulle strutture prossime alle gallerie che viene descritto nella relazione di monitoraggio della galleria (elab. VE407_P01GN01MOGRE01_A).

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

12 VIBRAZIONI INDOTTE DALLE OPERAZIONI DI SCAVO

Il presente capitolo analizza gli effetti delle operazioni di realizzazione delle gallerie naturali, in termini di vibrazioni indotte sui manufatti disposti in prossimità dalle operazioni meccaniche di scavo.

12.1 Legislazione di riferimento

A causa della carenza legislativa italiana è usuale riferirsi alle normative dei paesi europei, in particolare alla normativa svizzera (Norma svizzera "Norm Sn 640312a, aprile 1992").

che risulta essere la più cautelativa.

Tutte le norme stabiliscono dei valori limite di velocità delle particelle in funzione di diversi parametri, al fine della salvaguardia delle strutture relativamente al primo livello di danno, il cosiddetto danno di tipo "cosmetico".

Esso consiste in una leggera fessurazione degli intonaci, che si manifesta in corrispondenza di giunzioni tra pareti, angoli delle porte o delle finestre, etc.

Il valore di soglia si riferisce al vettore velocità, che è funzione anch'esso del tipo di struttura, delle frequenze dell'onda e del numero di sismi ai quali il manufatto può essere assoggettato.

Questo, rende innovativa tale legislazione, perché è la prima ad assumere come parametro fondamentale ai fini della sicurezza il numero dei sismi, in modo da considerare, seppur sommariamente, gli effetti di fatica sulle strutture.

Lo standard svizzero prevede quattro classi di manufatti costituiti da diversi tipi e tipologie costruttive, sia in superficie sia in sotterraneo.

La classifica tecnica è riportata nelle tabelle seguenti, mentre per quanto riguarda il numero dei sismi i campi individuati sono appresso riportati:

- $1 < n < 1000$
- $1000 < n < 100000$
- $n > 100000$

i campi di frequenza sono i seguenti:

- $f \text{ (Hz)} < 30$
- $30 < f \text{ (Hz)} < 60$
- $f \text{ (Hz)} > 60$

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

NORMATIVA SVIZZERA

Tipo d'edificio	Numero sismi	Valore ammissibile della velocità (mm/s)		
		< 30 Hz	(30-60) Hz	> 60 Hz
Pochissimo sensibile (1)	Occasionali < 1000 Frequenti < 100000 Permanenti >10000	Valori fino a tre volte i corrispondenti limiti della classe (3)		
Poco sensibile (2)	Occasionali < 1000 Frequenti < 100000 Permanenti >10000	Valori fino a due volte i corrispondenti limiti della classe (3)		
Normale (3)	Occasionali < 1000 Frequenti < 100000 Permanenti >10000	15 6 3	20 8 4	30 12 6
Molto sensibile (4)	Occasionali < 1000 Frequenti < 100000 Permanenti >10000	Valori tra i corrispondenti della classe (3) e la metà		

Classe di costruzione	Costruzioni superficiali	Costruzioni profonde
(1) Pochissimo sensibile		Ponti in c.a. o in ferro fondazioni in c.a., cls, solide mura gallerie grandi vuoti, pozzi in roccia dura o roccia scedente ben consolidata fondazioni di macchine tubazioni robuste in superficie
(2) Poco sensibile	Strutture industriali in c.a., o in acciaio, senza intonaco silos, torri in muratura o in ferro	Gallerie, camere, pozzi in roccia tenera parcheggi sotterranei condutture (gas, acqua, etc.) muri a secco
(3) Normale	Abitazioni con struttura in c.a., in cls. o in pietra chiese in muratura con intonaco	Serbatoi condutture in ghisa strutture viarie in gallerie
(4) Molto sensibile	Monumenti, edifici protetti ristrutturazioni recenti negli edifici di classe 3 abitazioni con stucchi in gesso	Vecchie strutture in ghisa

Come è possibile evincere, la normativa svizzera identifica un notevole numero di strutture che ne rendono agevole l'uso e meno indeterminata la tipologia del manufatto.

12.2 Limiti ammissibili di sismicità

Sulla base di quanto sopra, è possibile proporre una tabella che fissa i valori di soglia del picco della velocità delle particelle in funzione della struttura considerata.

La frequenza delle vibrazioni dipende dalle caratteristiche dei materiali sia in corrispondenza del punto di esplosione che in corrispondenza della zona di rilevazione, e varia in funzione della distanza dal punto di scoppio.

La frequenza di dette vibrazioni risulta notevolmente elevata quando l'onda interessa formazioni di roccia compatta.

In via sperimentale è stato rilevato che la legge di variazione della frequenza principale, in funzione della distanza R, è di tipo logaritmico:

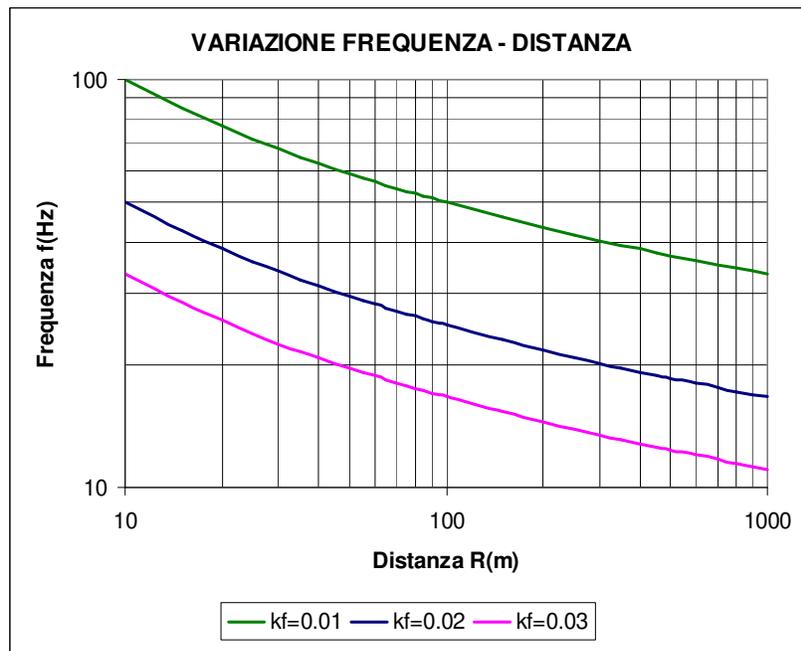
$$f(\text{Hz}) = kf (\log R)^{-1}$$

essendo kf un coefficiente dipendente dalle caratteristiche dei terreni. Nel caso di rocce dure e compatte si ha:

$$kf = 0.01 - 0.03$$

Alla formazioni calcaree di interesse, in via cautelativa, può essere attribuito un valore pari a 0.01-0.02.

Di seguito è diagrammato l'andamento della frequenza in funzione distanza R per diversi valori di kf :



Tenuto conto delle caratteristiche della roccia in posto, si può fare riferimento al seguente campo di frequenze:

- ✓ Frequenze > 60 Hz per distanze inferiori a 50 m;
- ✓ Frequenze comprese tra 30 e 60 Hz per distanze comprese tra 50 e 100 m;
- ✓ Frequenze < 30 Hz per distanze maggiori di 100 m.

Per quanto attiene le "Classi di costruzione", i fabbricati adibiti ad uso residenziale con strutture in c.a., acciaio o muratura sono classificati come strutture "Normali". Le gallerie, che risultano meno vulnerabili

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

all'effetto dei sismi, potrebbero essere classificate come "poco sensibili" ma a favore di sicurezza vengono considerate come strutture "Normali", il ponte ferroviario viene considerato come struttura "Molto sensibile".

Facendo riferimento alla normativa svizzera, considerando un numero di sismi di poco superiore a 1000 e significativamente inferiore di 100000 nel caso di abbattimento della roccia con esplosivi, e di tipo "frequente" nel caso di abbattimento della roccia con martellone, si ottengono i seguenti Limiti ammissibili di sismicità:

Interferenza	Classe di costruzione	Metodologia di scavo (m)	Distanza (m)	vamm (mm/sec)
Ponte ferroviario Imbocco Nord	4	Demolitore	23,5	5
Ponte ferroviario Galleria	4	Demolitore	23,5	5
Ferrovia Imbocco Nord	3	Demolitore	23	10
Galleria ferroviaria	3	Microcariche	33	15
Galleria ferroviaria	3	Microcariche	65	10
Edifici	3	Microcariche	40-50	15
Edifici	3	Demolitore	20-40	10

12.3 Sismicità indotta da volate o scavo con mezzi meccanici - Relazioni sperimentali

La velocità massima di vibrazione indotta dal brillamento di cariche esplosive viene determinata in funzione della distanza punto di misura-sorgente (D), e della quantità di carica cooperante, attraverso relazioni sperimentali esprimibili nella forma:

$$v = k \times (D / q^c)^{-n}$$

essendo k, c e n coefficienti adimensionali dipendenti dal tipo di volata e dal tipo di terreno.

Nel caso specifico, in via preliminare si è fatto affidamento alle seguenti relazioni riportate in letteratura:

- Volate in sotterraneo e sismi superficiali:

$$v = 28330 \times (D / q^c)^{-2.14} \quad (1) \text{ (Dantini)}$$

$$v = 969 \times (D / q^c)^{-1.52} \quad (2) \text{ (Piovano)}$$

- Volate in sotterraneo e sismi in sotterraneo:

$$v = 11750 \times (D / q^c)^{-2.30} \quad (3) \text{ (Dantini)}$$

Nelle precedenti relazioni il vettore velocità v è espresso in mm/sec, la distanza D in m e la quantità di carica cooperante in kg.

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

La velocità massima di vibrazione indotta da scavi con martello demolitore può essere determinata in funzione della distanza punto di misura – sorgente, attraverso relazioni sperimentali esprimibili nella forma:

$$v = k \times D^{-n}$$

essendo k e n coefficienti adimensionali valutati sperimentalmente, e dipendenti dall'energia del martello demolitore e dal tipo di terreno.

Nel caso specifico, in via preliminare si è fatto affidamento alle seguenti relazioni riportate in letteratura:

- Demolitori in galleria:

$$v = 150 D^{-1.58} \quad (4) \text{ (Dantini)}$$

$$v = 41.4 D^{-1.24} \quad (5) \text{ (Borla et. Al.)}$$

12.3.1 Scavo con esplosivo – Distanze minime di rispetto dai siti sensibili

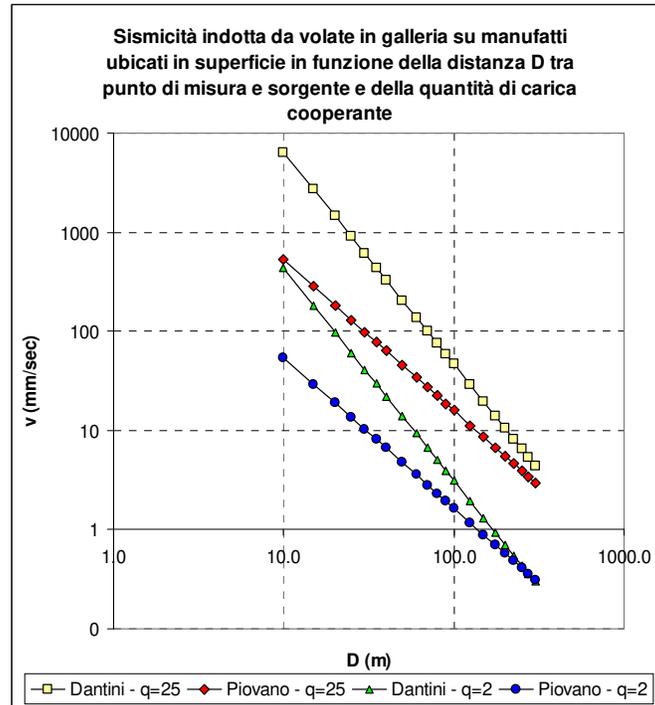
Sulla base delle precedenti relazioni si vogliono determinare:

- ✓ le distanze dai siti sensibili sopra le quali è possibile eseguire lo scavo della galleria con esplosivo senza alcuna limitazione di sorta circa la quantità massima di carica cooperante;
- ✓ le distanze dai siti sensibili sopra le quali è possibile eseguire lo scavo con esplosivo ma con microcariche ritardate limitando la quantità massima di carica cooperante;

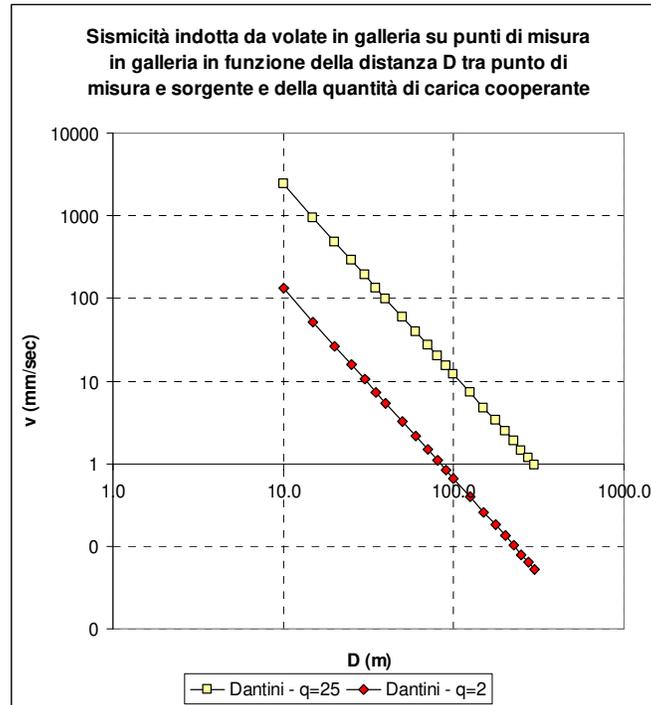
Al di sotto di queste ultime distanze sarà necessario scavare la galleria con mezzi meccanici, prevedendo, ove le condizioni dell'ammasso lo rendano necessario, un preventivo "disaccorpamento" delle masse con l'impiego di un quantità minima di esplosivo o con l'impiego di agenti espansivi, per indurre uno stato di fratturazione utile al successivo abbattimento con mezzi meccanici.

In tal senso, si è fatto riferimento a due quantità di carica cooperante, pari rispettivamente a 25 kg e 2 kg, le quali in prima approssimazione possono essere ritenute le quantità limiti corrispondenti alle possibilità di scavo con esplosivo senza limitazioni e con microcariche ritardate.

Il grafico seguente riporta la velocità indotta in funzione della distanza sorgente – punto di misura, per le quantità qc sopra riportate, ottenute utilizzando le relazioni (1) e (2):



Il grafico seguente riporta la velocità indotta in funzione della distanza sorgente – punto di misura, per le quantità q_c sopra riportate, ottenute utilizzando la relazione (3) relativa al caso di punto di misura ubicato in galleria:



E' possibile osservare quanto segue:

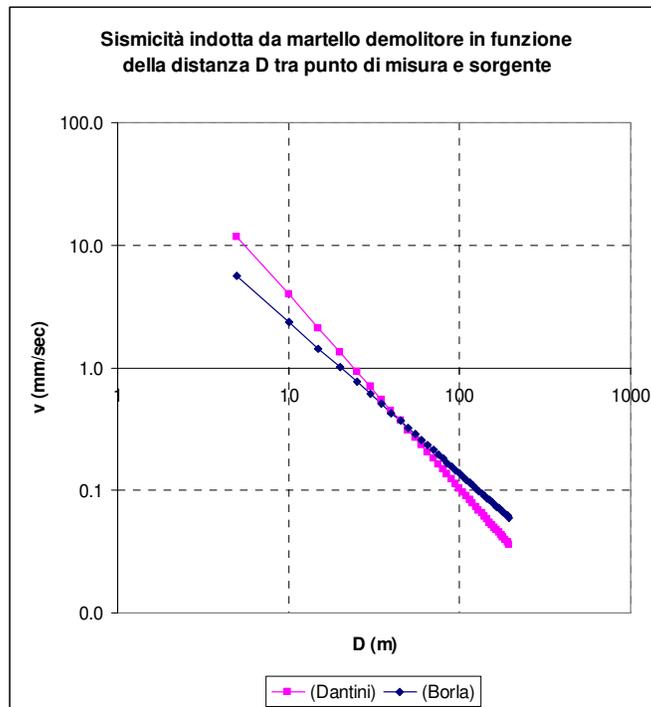
- ✓ L'espressione (1) risulta più vincolante della (2), in effetti, come riportato dall'autore, essa corrisponde ad un grado di affidabilità del 95%;
- ✓ Con riferimento ai siti sensibili ubicati in superficie (fabbricati), la distanza sopra la quale è possibile eseguire gli scavi con esplosivo senza limitazioni di sorta risulta pari a circa **200 m** utilizzando la (1) e circa 140 m utilizzando la (2) - velocità ammissibile di 10 mm/sec.;
- ✓ Sempre con riferimento agli stessi siti ubicati in superficie, la distanza sotto la quale non è sostanzialmente possibile eseguire gli scavi con esplosivo, anche con sistemi di microcariche ritardate e limitazione delle profondità di avanzamento, risulta pari a **50 m** utilizzando la (1) e circa 25 m utilizzando la (2) - velocità ammissibile di 15 mm/sec. Tutti i fabbricati disposti in prossimità della galleria sono comunque disposti a distanze maggiori.
- ✓ Con riferimento la galleria ferroviaria Gardona 1 , la distanza sopra la quale è possibile eseguire gli scavi con esplosivo senza limitazioni di sorta risulta pari a circa **100 m** - velocità ammissibile di 10 mm/sec.;
- ✓ Sempre con riferimento alla medesima galleria, la distanza sotto la quale non è sostanzialmente possibile eseguire gli scavi con esplosivo, anche con sistemi di microcariche ritardate e limitazione delle profondità di avanzamento, risulta pari a circa **25 m** - velocità ammissibile di 15 mm/sec.

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

Ovviamente, i risultati sopra illustrati forniscono una stima verosimilmente cautelativa degli effetti indotti dagli scavi con esplosivo ai siti sensibili. Il monitoraggio vibrometrico permetterà di tarare con precisione le caratteristiche delle volate da eseguire per l'abbattimento della roccia nel rispetto dei limiti di sismicità precedentemente elencati.

12.3.2 Scavo con martello demolitore - Sismicità indotta ai siti sensibili

Il grafico seguente riporta le velocità indotte in funzione della distanza sorgente – punto di misura, ottenute utilizzando le relazioni (4) e (5):



E' possibile osservare quanto segue:

- ✓ I risultati ottenuti utilizzando le due formule sono confrontabili;
- ✓ Le velocità indotte sulla ferrovia, disposto a distanza di circa 23 m nel punto più sfavorito, sono compatibili con i valori limiti assunti.

13 INTERFERENZE GALLERIE CON LA RETE FERROVIARIA PONTE NELLA ALPI - CALALZO

La galleria principale e quella d'emergenza corrono parallele alla rete ferroviaria tratta Ponte nella Alpi - Calalzo.

Sono stati individuati e studiati 4 punti di interferenza tra le due infrastrutture in prossimità degli imbocchi.

- ✓ Interferenza 1: Asse Principale nuova S.S.51 – Rete ferroviaria all'aperto – Imbocco Sud;
- ✓ Interferenza 2: Galleria d'emergenza – Rete ferroviaria all'aperto – Imbocco Sud;
- ✓ Interferenza 3: Galleria d'emergenza – Rete ferroviaria all'aperto e in galleria (Gardona 1) – Imbocco Nord;
- ✓ Interferenza 4: Asse Principale nuova S.S.51 – Rete ferroviaria all'aperto, in galleria (Gardona 1) e su ponte – Imbocco Nord.

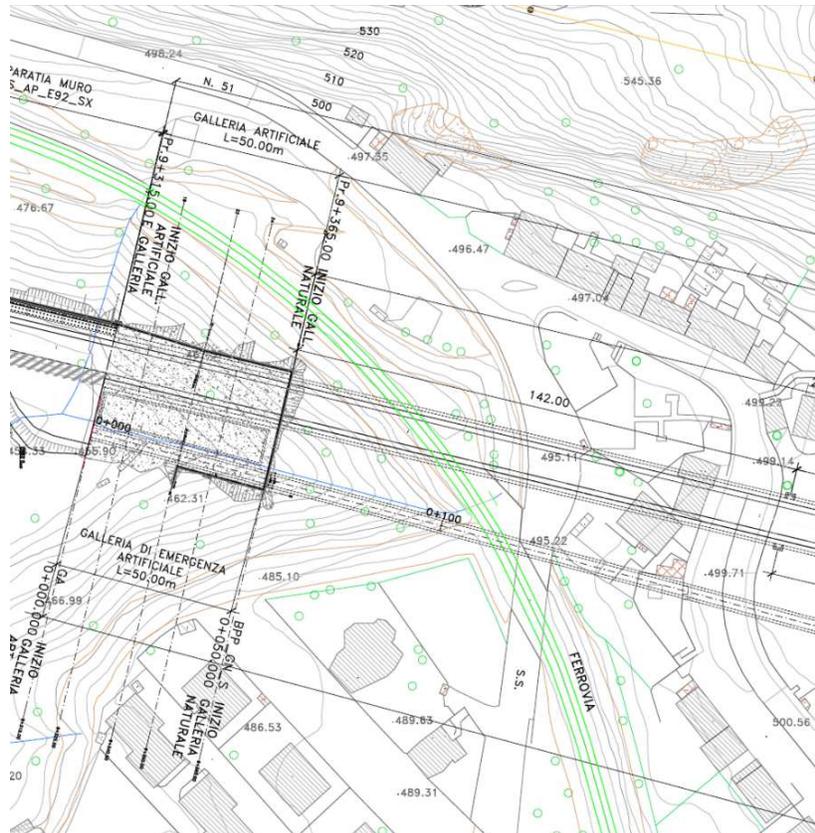


Figura: Planimetria Interferenza 1 e 2 SS51 – Tratta ferroviaria Ponte nella Alpi – Calalzo.

GALLERIA CASTELLAVAZZO
 PROFILO LONGITUDINALE IN ASSE PROGETTO

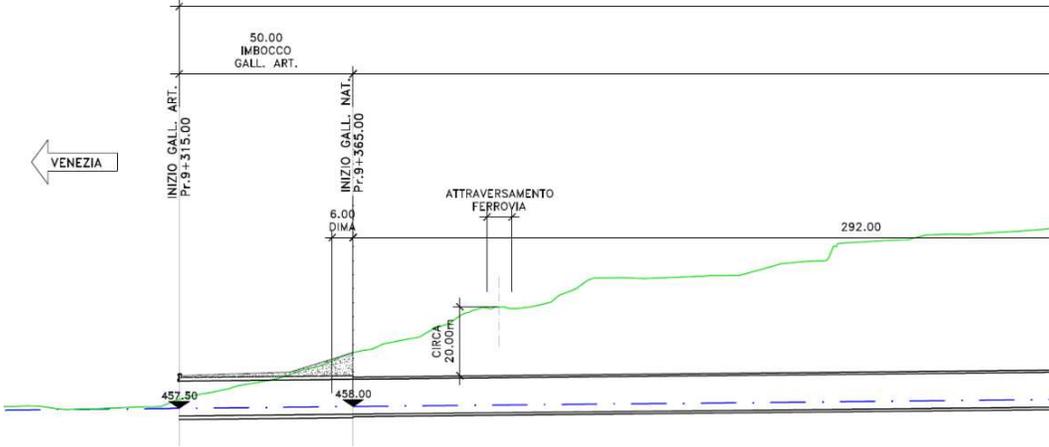


Figura: Profilo Interferenza 1 tra nuova SS51 – Tratta ferroviaria Ponte nella Alpi – Calazo.

GALLERIA CASTELLAVAZZO – GALLERIA DI EMERGENZA
 PROFILO LONGITUDINALE

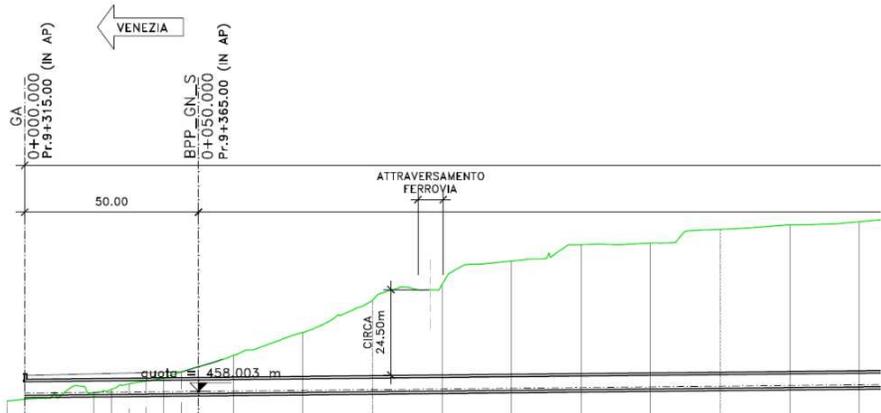


Figura: Profilo Interferenza 2 tra Galleria d'emergenza – Tratta ferroviaria Ponte nella Alpi – Calazo.

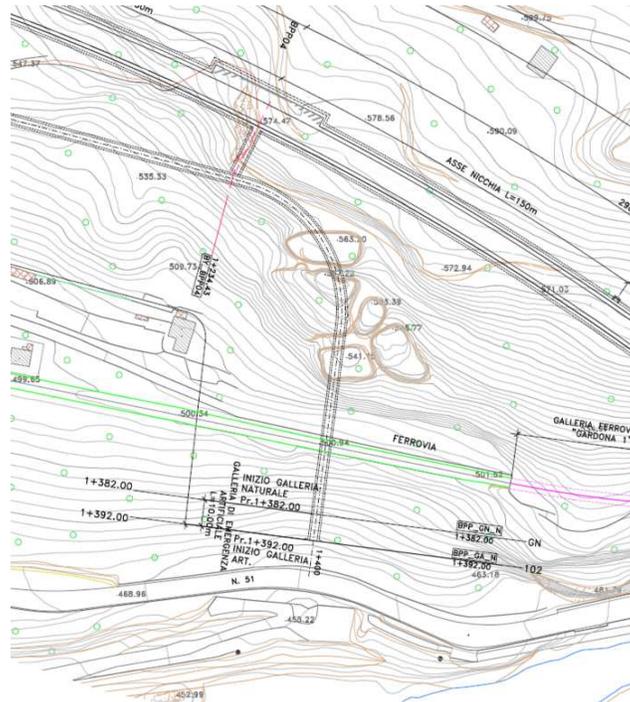


Figura: Planimetria Interferenza 3 – Galleria d'emergenza Imcco Nord – Tratta ferroviaria Ponte nella Alpi – Calazo.

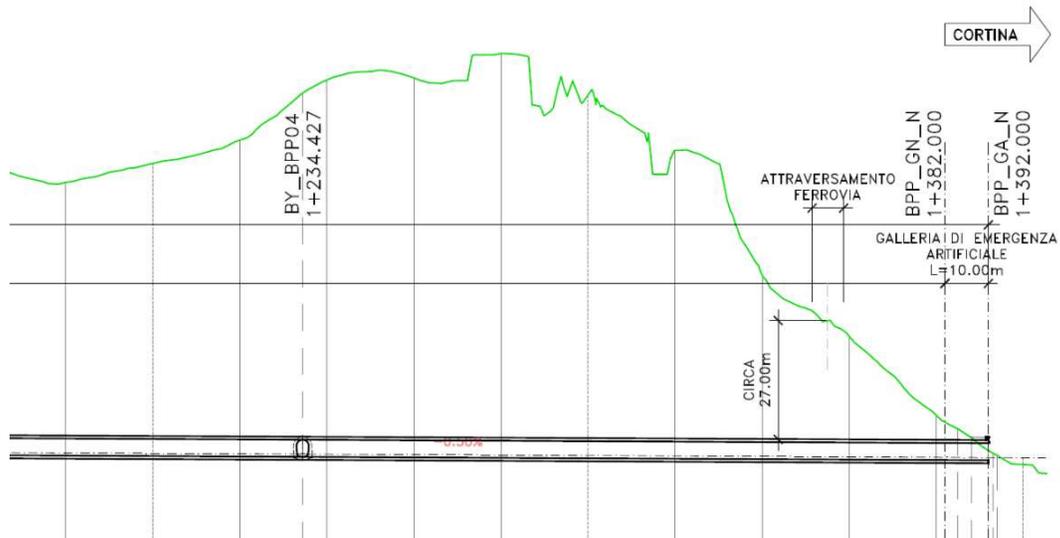


Figura: Profilo Interferenza 3 – Galleria d'emergenza Imcco Nord – Tratta ferroviaria Ponte nella Alpi – Calazo.

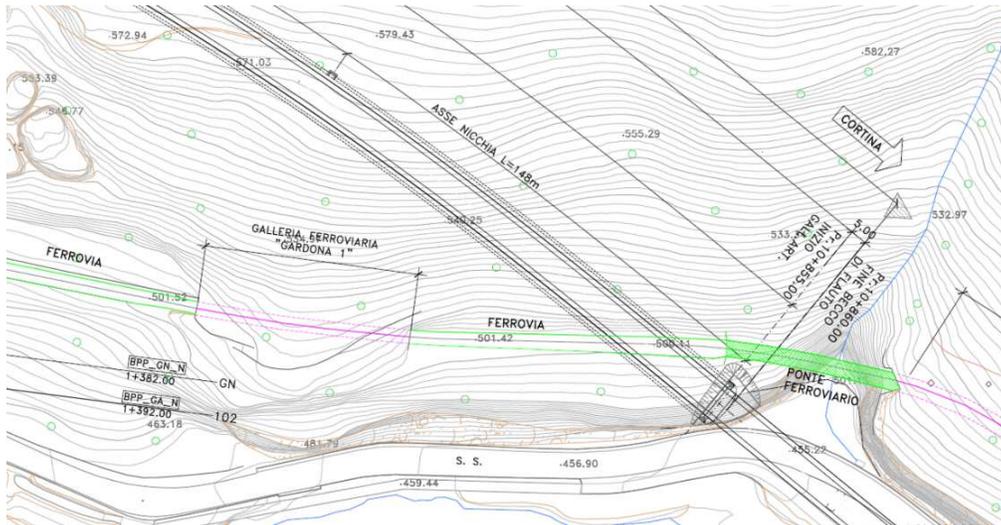


Figura: Planimetria Interferenza 4 – Galleria principale nuova S.S.51 Imbocco Nord – Tratta ferroviaria Ponte nella Alpi – Calalzo.

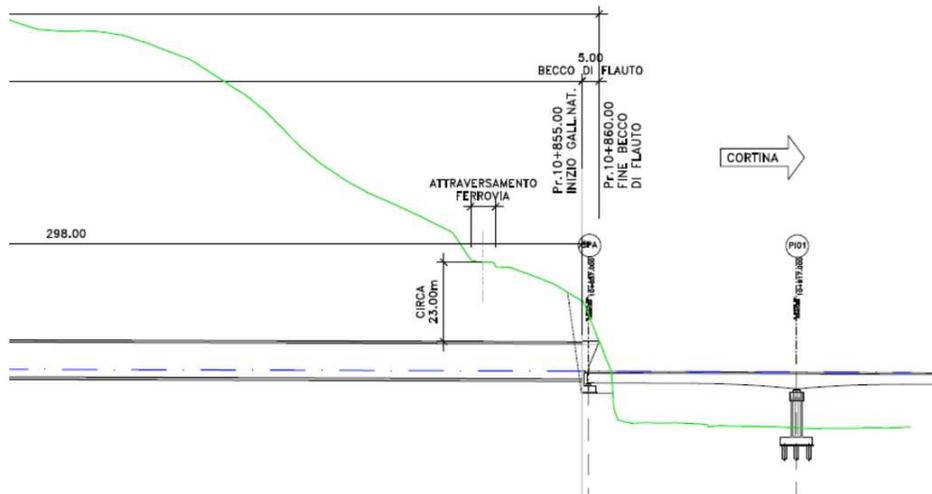


Figura: Profilo Interferenza 4 – Galleria principale nuova S.S.51 Imbocco Nord – Tratta ferroviaria Ponte nella Alpi – Calalzo.

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

13.1 Verifica Interferenze 1-2

L'interferenza 1 alla progressiva di progetto 9+400 si posiziona in un tratto caratterizzato da terreni sciolti e basse coperture (20 m circa).

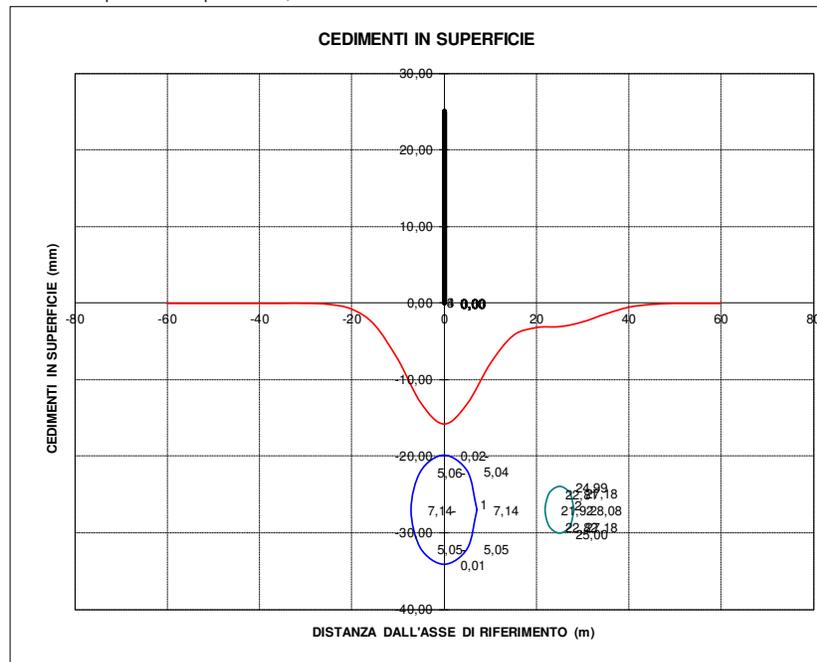
L'interferenza 2 alla progressiva di progetto della galleria d'emergenza 0+110 si posiziona in un tratto caratterizzato da terreni sciolti e basse coperture.

La modalità costruttiva delle gallerie produrrà minime vibrazioni, pertanto, la verifica da effettuare è relativa ai soli possibili cedimenti in avanzamento.

GALLERIA CASTELLAVAZZO
PR. 9+400 FERROVIA

DATI DI INPUT TUNNEL		TUNNEL 1	TUNNEL 2	TUNNEL 3	TUNNEL 4
DIAMETRO DI SCAVO	m	14,29	6,17		
PROFONDITA' DELL'ASSE	m	27,00	27,00		
DISTANZA DALL'ASSE DI RIF.	m		25,00		
TERRENO PERSO	%	0,20	0,20		
PARAMETRO DI FORMA k ⁽¹⁾		0,30	0,30		
RISULTATI					
AREA DI SCAVO	m ³ /m	160,38	29,90		
VOLUME PERSO	m ³ /m	0,32	0,06		
PARAMETRO i	m	8,1	8,1		
CEDIMENTO MASSIMO W _{max}	mm	15,84	2,95		
CEDIMENTO A DISTANZA i	mm	9,60	1,79		
CEDIMENTO A DISTANZA 1.73 i	mm	3,53	0,66		

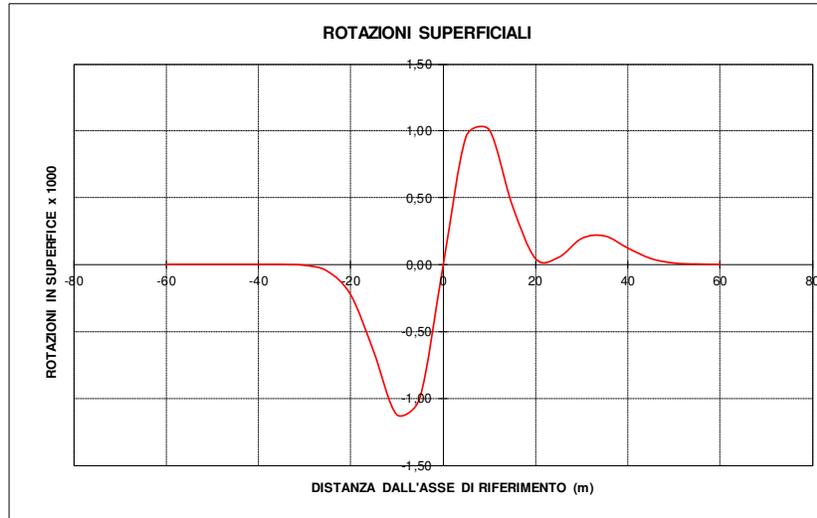
(1) k=0.4-0.5 per terreni coesivi consistenti; k=0.6-0.7 per terreni coesivi molli (cu<2kg/cm²);
k=0.2-0.3 per sabbie sopra la falda;



CEDIMENTO MASSIMO COMPLESSIVO (mm)	16
---	-----------

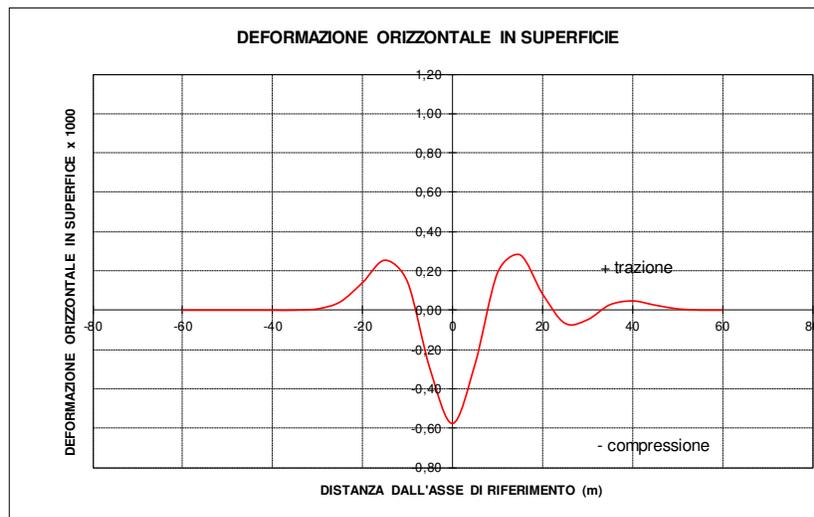
GALLERIA CASTELLAVAZZO

PR. 9+400 FERROVIA



ROTAZIONE MASSIMA COMPLESSIVA

1/ 887



DEFORMAZIONE ORIZZONTALE MASSIMA COMPLESSIVA (x1000)

-0,579

Per l'asse principale, in questo tratto, è stata prevista l'adozione di una sezione di avanzamento di tipo C2 con interventi di preconsolidamento al contorno e al fronte per limitare al massimo gli effetti dello scavo sulla ferrovia e sugli edifici presenti in superficie (vedi paragrafo 6.3). Il piano di monitoraggio prevederà mire topografiche e geofoni (controllo vibrometrico) per il monitoraggio in corso d'opera sulla ferrovia.

Lo scavo totale è di minimo 105.3 mc/ml al massimo di 157.20 mc/ml più 8.00 mc/ml di scavo dell'arco rovescio.

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

Dalla progressiva 9+521 alla progressiva 9+569 lo scavo avverrà con divieto di uso esplosivo ed uso mezzi meccanici. Le possibili vibrazioni prodotte dai demolitori meccanici a queste progressive sono da considerarsi influenti sulla ferrovia (Distanza planimetrica minima di 90 m circa).

Dalla progressiva 9+569 lo scavo avverrà con uso microcariche. Le possibili vibrazioni prodotte dalle esplosioni da considerarsi influenti sulla ferrovia (Distanza planimetrica minima di 120 m circa).

Nella galleria d'emergenza, per questo tratto, è stata prevista l'adozione di una sezione di avanzamento di tipo C1 con interventi di preconsolidamento al contorno e al fronte per limitare al massimo gli effetti dello scavo sulla ferrovia e sugli edifici presenti in superficie. Il piano di monitoraggio prevederà mire topografiche e geofoni (controllo vibrometrico) sulla ferrovia per il monitoraggio in corso d'opera.

Lo scavo totale è di minimo 20.00 mc/ml al massimo di 24.30 mc/ml più 1.35 mc/ml di scavo dell'arco rovescio.

Dalla progressiva 0+206 alla progressiva 0+252 circa lo scavo avverrà con divieto di uso esplosivo ed uso mezzi meccanici. Le possibili vibrazioni prodotte dai demolitori meccanici a queste progressive sono da considerarsi influenti sulla ferrovia (Distanza planimetrica minima di 70 m circa).

Dalla progressiva 0+252 lo scavo avverrà con uso microcariche. Le possibili vibrazioni prodotte dalle esplosioni da considerarsi influenti sulla ferrovia (Distanza planimetrica minima di 110 m circa).

13.2 Verifica Interferenza 3

L'interferenza 3 alla progressiva di progetto della galleria d'emergenza 1+350 si posiziona in un tratto caratterizzato da calcari e basse coperture.

Fino alla progressiva 1+305 la modalità costruttiva è con uso esclusivo di microcariche ritardate.

Dalla progressiva 1+305 in avanti la modalità costruttiva della galleria prevista è con divieto di esplosivi ed uso mezzi meccanici.

Si riportano a continuazione le verifiche effettuate:

Sorgente	Sito sensibile	Metodologia di scavo	Dh (m)	Dv (m)	D (m)	k	q (kg) / E (kJ)	c	n	Ds (m/(kg ^{0.5} c))	v (mm/s)	v amm (m/s)	Status
Galleria emergenza	Ferrovia - Tratto all'aperto	roccia-esplosivo	50,0	27,0	56,8	28330	2,0	0,5	2,140	40,2	10	12	OK!
Galleria emergenza	Galleria Ferroviaria	roccia-esplosivo	85,0	0,0	85,0	11750	2,0	0,5	2,300	60,1	1	12	OK!
Galleria emergenza	Ferrovia - Tratto all'aperto	roccia-demolitore	0,0	27,0	27,0	150			1,580		1	10	OK!
Galleria emergenza	Ferrovia - Galleria Gardona 1	roccia-demolitore	100,0	0,0	100,0	150			1,580		0	5	OK!

Con le metodologie di scavo previste risultano essere tutte verificate.

Per questo tratto è stata prevista l'adozione di una sezione di avanzamento di tipo B0. Il piano di monitoraggio prevederà mire topografiche (controllo topografico) e geofoni (controllo vibrometrico) sulla ferrovia per il monitoraggio in corso d'opera.

Lo scavo totale è di 24.61 mc/ml più 1.35 mc/ml di scavo dell'arco rovescio.

13.3 Verifica Interferenza 4

L'interferenza 4 alla progressiva di progetto della galleria principale 10+825 si posiziona in un tratto caratterizzato da calcari e basse coperture.

Dalla progressiva 10+505 fino alla progressiva 10+755 (250 m) la modalità costruttiva è con uso esclusivo di microcariche ritardate.

Dalla progressiva 10+755 in avanti (100 m) la modalità costruttiva della galleria prevista è con divieto di esplosivi ed uso mezzi meccanici.

Si riportano a continuazione le verifiche effettuate:

Sorgente	Sito sensibile	Metodologia di scavo	Dh (m)	Dv (m)	D (m)	k	q (kg) / E			Ds	v (mm/s)	v amm (m/s)	Status
							(kJ)	c	n	(m/(kg ^{0.5} c))			
Galleria principale	Ferrovia - Tratto all'aperto	roccia-esplosivo	100,0	0,0	100,0	28330	2,0	0,5	2,140	70,7	3	10	OK!
Galleria principale	Ferrovia - Galleria	roccia-esplosivo	65,0	0,0	65,0	11750	2,0	0,5	2,300	46,0	2	12	OK!
Galleria principale	Ferrovia - Galleria	roccia-esplosivo	33,0	0,0	33,0	11750	2,0	0,5	2,300	23,3	8	15	OK!
Galleria principale	Ferrovia - Ponte	roccia-esplosivo	90,0	23,0	92,9	28330	2,0	0,5	2,140	65,7	4	6	OK!
Galleria principale	Ferrovia - Tratto all'aperto	roccia-demolitore	0,0	23,0	23,0	150				1,580	1	10	OK!
Galleria principale	Ferrovia - Ponte	roccia-demolitore	0,0	23,0	23,0	150				1,580	1	5	OK!
Imbocco Nord	Ferrovia - Ponte	roccia-disgreganti chimici	5,0	0,0	5,0								

Con le metodologie di scavo previste risultano essere tutte verificate.

Nella sezione 10+820 è stato sviluppato un modello FEM. Si riporta la figura degli spostamenti totali previsti a lungo termine:

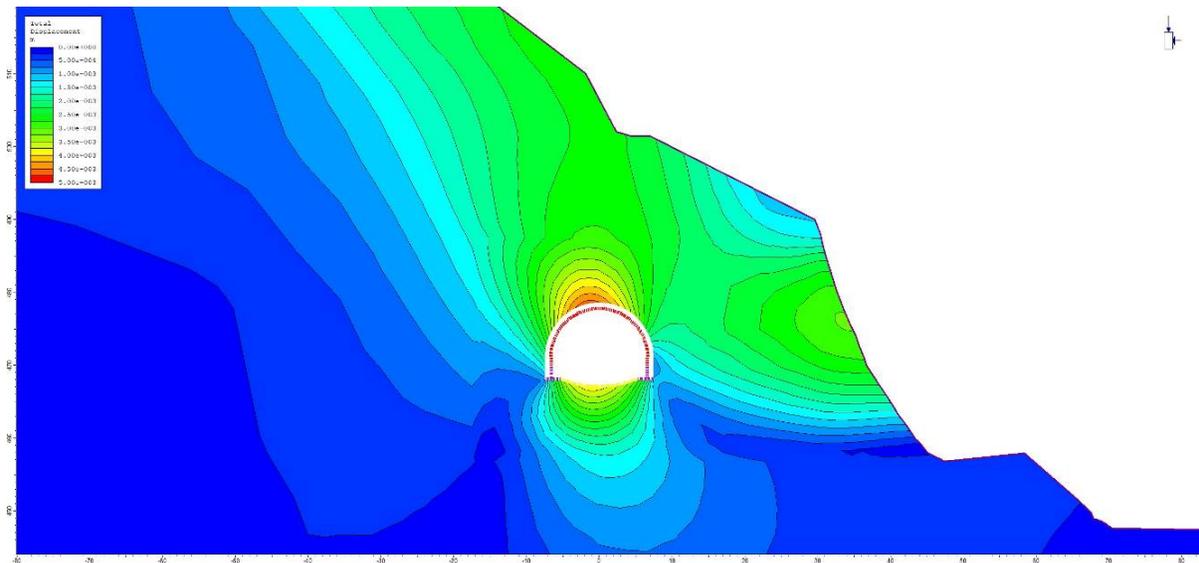


Figura. Sezione 10+820 – spostamenti totali a lungo termine.

I cedimenti sono di ordine millimetrico e non rappresentano un problema per l'infrastruttura ferroviaria esistente.

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

Per questo tratto è stata prevista l'adozione di una sezione di avanzamento di tipo B0. Il piano di monitoraggio prevederà mire topografiche (controllo topografico) e geofoni (controllo vibrometrico) sulla ferrovia per il monitoraggio in corso d'opera.

Lo scavo totale è di 135.42 mc/ml più 8.00 mc/ml di scavo dell'arco rovescio.

14 CONCLUSIONI

Nelle presente relazioni si sono verificati con successo tanto i rivestimenti provvisori che quelli definitivi delle sezioni tipo previste per la galleria Castellavazzo e per la galleria d'emergenza. Si è verificato anche con successo che gli edifici e le infrastrutture prossime alla galleria non soffrano danni, durante le attività di scavo.

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		 GRUPPO FS ITALIANE
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

15 ALLEGATI

15.1 Metodo semi-empirico di Tamèz – Galleria principale dei Castellavazzo

LAVORO: GALLERIA CASTELLAVAZZO - GSI=35**C=100****STABILITA' DEL FRONTE DI SCAVO - METODO DI TAMEZ****Terreno Marna**

GEOMETRIA	var	unità	
Larghezza dello scavo	b	m	14,59
altezza dello scavo	h	m	10,53
Copertura di terreno sulla calotta	z	m	100,00
distanza tra il fronte ed il sostegno	a	m	1,20
profondità della falda	w	m	80,00

PARAMETRI GEOMECCANICI

Peso specifico del terreno	g	kN/mc	25,0
coesione drenata del terreno da scavare	c1	kPa	279,4
coesione drenata del terreno sopra la calotta	c2	kPa	279,4
angolo d'attrito	φ	deg	28,5
pressione di sostegno al fronte	p	kPa	0,0
coefficiente $K_a = \sigma_h / \sigma_v$	K_a		1,00
coefficiente $K_0 = \sigma_{h0} / \sigma_{v0}$	K_0		1,00
pressione interstiziale	u	kPa	200,00

Altezza del prisma di carico sulla calotta della galleria:

$$h_1 = 1.7 b \quad \text{per } z / D \geq 3$$

$$h_1 = z \quad \text{per } z / D < 3 \quad h_1 = 24,803$$

Altezza del prisma di carico sulla calotta della galleria:

$$\text{profondità del cuneo frontale} \quad l \quad \text{m} \quad 6,27$$

Valori medi della resistenza a rottura nei prismi 2 e 3:

$$\tau_{m3} = c_2 + \{0.25[w\gamma + (z - h_1 - w)(\gamma - \gamma_w)] - u\} \tan \phi \quad \text{per tunnel profondi}$$

$$\tau_{m3} = c_2 \quad \text{per tunnel superficiali}$$

$$\tau_{m2} = c_2 + \frac{K_0}{2} \left[w\gamma + (z - h_1 - w)(\gamma - \gamma_w) + 3.4c_1 / \sqrt{K_a} - \frac{(\gamma - \gamma_w)h}{2} \right] \quad \text{per tunnel profondi}$$

$$\tau_{m2} = c_2 + \frac{K_0}{2} \left[3.4c_1 / \sqrt{K_a} - \frac{(\gamma - \gamma_w)h}{2} \right] \quad \text{per tunnel superficiali}$$

nel caso in oggetto si ha:

$$\tau_{m3} = 432,5$$

$$\tau_{m2} = 1678,9$$

Fattore di sicurezza rispetto al collasso del fronte di scavo:

$$FSF = \frac{\left[\frac{2(\tau_{m2} - \tau_{m3})}{(1 + a/l)^2} + 2\tau_{m3} \right] \frac{hl}{b} + \frac{2\tau_{m3}}{(1 + a/l)\sqrt{K_a}} \frac{hl}{h} + \frac{3.4c}{(1 + a/l)^2 \sqrt{K_a}}}{\left[1 + \frac{2h}{3z(1 + a/l)^2} \right] [\gamma z - p]} = 2,60$$

Fattore di sicurezza rispetto al collasso del prisma 3 in calotta:

$$FS3 = \frac{2\tau_{m3}}{\gamma z - p} \left[\frac{hl}{b} \left(1 + \frac{b}{a} \right) \right] = 7,74$$

LAVORO: GALLERIA CASTELLAVAZZO - GSI=35**C=90****STABILITA' DEL FRONTE DI SCAVO - METODO DI TAMEZ****Terreno Marna**

GEOMETRIA	var	unità	
Larghezza dello scavo	b	m	15,00
altezza dello scavo	h	m	10,64
Copertura di terreno sulla calotta	z	m	90,00
distanza tra il fronte ed il sostegno	a	m	1,20
profondità della falda	w	m	80,00

PARAMETRI GEOMECCANICI

Peso specifico del terreno	g	kN/mc	25,0
coesione drenata del terreno da scavare	c1	kPa	264,2
coesione drenata del terreno sopra la calotta	c2	kPa	264,2
angolo d'attrito	φ	deg	29,2
pressione di sostegno al fronte	p	kPa	0,0
coefficiente $K_a = \sigma_h / \sigma_v$	K_a		1,00
coefficiente $K_0 = \sigma_h / \sigma_v$	K_0		1,00
pressione interstiziale	u	kPa	100,00

Altezza del prisma di carico sulla calotta della galleria:

$$h_1 = 1.7 b \quad \text{per } z / D \geq 3$$

$$h_1 = z \quad \text{per } z / D < 3 \quad h_1 = 25,5$$

Altezza del prisma di carico sulla calotta della galleria:

$$\text{profondità del cuneo frontale} \quad l \quad \text{m} \quad 6,24$$

Valori medi della resistenza a rottura nei prismi 2 e 3:

$$\tau_{m3} = c_2 + \{0.25[w\gamma + (z - h_1 - w)(\gamma - \gamma_w)] - u\}tg\phi \quad \text{per tunnel profondi}$$

$$\tau_{m3} = c_2 \quad \text{per tunnel superficiali}$$

$$\tau_{m2} = c_2 + \frac{K_0}{2} \left[w\gamma + (z - h_1 - w)(\gamma - \gamma_w) + 3.4c_1 / \sqrt{K_a} - \frac{(\gamma - \gamma_w)h}{2} \right] \quad \text{per tunnel profondi}$$

$$\tau_{m2} = c_2 + \frac{K_0}{2} \left[3.4c_1 / \sqrt{K_a} - \frac{(\gamma - \gamma_w)h}{2} \right] \quad \text{per tunnel superficiali}$$

nel caso in oggetto si ha:

$$\tau_{m3} = 455,1$$

$$\tau_{m2} = 1557,1$$

Fattore di sicurezza rispetto al collasso del fronte di scavo:

$$FSF = \frac{\left[\frac{2(\tau_{m2} - \tau_{m3})}{(1 + a/l)^2} + 2\tau_{m3} \right] \frac{hl}{b} + \frac{2\tau_{m3}}{(1 + a/l)\sqrt{K_a}} \frac{hl}{h} + \frac{3.4c}{(1 + a/l)^2 \sqrt{K_a}}}{\left[1 + \frac{2h}{3z(1 + a/l)^2} \right] [\gamma z - p]} = 2,80$$

Fattore di sicurezza rispetto al collasso del prisma 3 in calotta:

$$FS3 = \frac{2\tau_{m3}}{\gamma z - p} \left[\frac{hl}{b} \left(1 + \frac{b}{a} \right) \right] = 9,28$$

LAVORO: GALLERIA CASTELLAVAZZO - GSI=35**C=80****STABILITA' DEL FRONTE DI SCAVO - METODO DI TAMEZ****Terreno Marna**

GEOMETRIA	var	unità	
Larghezza dello scavo	b	m	15,00
altezza dello scavo	h	m	10,64
Copertura di terreno sulla calotta	z	m	80,00
distanza tra il fronte ed il sostegno	a	m	1,20
profondità della falda	w	m	70,00

PARAMETRI GEOMECCANICI

Peso specifico del terreno	g	kN/mc	25,0
coesione drenata del terreno da scavare	c1	kPa	248,3
coesione drenata del terreno sopra la calotta	c2	kPa	248,3
angolo d'attrito	φ	deg	30,0
pressione di sostegno al fronte	p	kPa	0,0
coefficiente $K_a = \sigma_h / \sigma_v$	K_a		1,00
coefficiente $K_0 = \sigma_{h0} / \sigma_v$	K_0		1,00
pressione interstiziale	u	kPa	100,00

Altezza del prisma di carico sulla calotta della galleria:

$$h_1 = 1.7 b \quad \text{per } z / D \geq 3$$

$$h_1 = z \quad \text{per } z / D < 3 \quad h_1 = 25,5$$

Altezza del prisma di carico sulla calotta della galleria:

$$\text{profondità del cuneo frontale} \quad l \quad \text{m} \quad 6,15$$

Valori medi della resistenza a rottura nei prismi 2 e 3:

$$\tau_{m3} = c_2 + \{0.25[w\gamma + (z - h_1 - w)(\gamma - \gamma_w)] - u\}tg\phi \quad \text{per tunnel profondi}$$

$$\tau_{m3} = c_2 \quad \text{per tunnel superficiali}$$

$$\tau_{m2} = c_2 + \frac{K_0}{2} \left[w\gamma + (z - h_1 - w)(\gamma - \gamma_w) + 3.4c_1 / \sqrt{K_a} - \frac{(\gamma - \gamma_w)h}{2} \right] \quad \text{per tunnel profondi}$$

$$\tau_{m2} = c_2 + \frac{K_0}{2} \left[3.4c_1 / \sqrt{K_a} - \frac{(\gamma - \gamma_w)h}{2} \right] \quad \text{per tunnel superficiali}$$

nel caso in oggetto si ha:

$$\tau_{m3} = 409,3$$

$$\tau_{m2} = 1389,2$$

Fattore di sicurezza rispetto al collasso del fronte di scavo:

$$FSF = \frac{\left[\frac{2(\tau_{m2} - \tau_{m3})}{(1+a/l)^2} + 2\tau_{m3} \right] \frac{hl}{b} + \frac{2\tau_{m3}}{(1+a/l)\sqrt{K_a}} \frac{hl}{h} + \frac{3.4c}{(1+a/l)^2\sqrt{K_a}}}{\left[1 + \frac{2h}{3z(1+a/l)^2} \right] [\gamma z - p]} = 2,80$$

Fattore di sicurezza rispetto al collasso del prisma 3 in calotta:

$$FS3 = \frac{2\tau_{m3}}{\gamma z - p} \left[\frac{hl}{b} \left(1 + \frac{b}{a} \right) \right] = 9,39$$

LAVORO: GALLERIA CASTELLAVAZZO - GSI=35**C=70****STABILITA' DEL FRONTE DI SCAVO - METODO DI TAMEZ****Terreno Marna**

GEOMETRIA	var	unità	
Larghezza dello scavo	b	m	15,00
altezza dello scavo	h	m	10,64
Copertura di terreno sulla calotta	z	m	70,00
distanza tra il fronte ed il sostegno	a	m	1,20
profondità della falda	w	m	60,00

PARAMETRI GEOMECCANICI

Peso specifico del terreno	g	kN/mc	25,0
coesione drenata del terreno da scavare	c1	kPa	231,6
coesione drenata del terreno sopra la calotta	c2	kPa	231,6
angolo d'attrito	φ	deg	30,8
pressione di sostegno al fronte	p	kPa	0,0
coefficiente $K_a = \sigma_h / \sigma_v$	K_a		1,00
coefficiente $K_0 = \sigma_h / \sigma_v$	K_0		1,00
pressione interstiziale	u	kPa	100,00

Altezza del prisma di carico sulla calotta della galleria:

$$h_1 = 1.7 b \quad \text{per } z / D \geq 3$$

$$h_1 = z \quad \text{per } z / D < 3 \quad h_1 = 25,5$$

Altezza del prisma di carico sulla calotta della galleria:

$$\text{profondità del cuneo frontale} \quad l \quad \text{m} \quad 6,04$$

Valori medi della resistenza a rottura nei prismi 2 e 3:

$$\tau_{m3} = c_2 + \{0.25[w\gamma + (z - h_1 - w)(\gamma - \gamma_w)] - u\}tg\phi \quad \text{per tunnel profondi}$$

$$\tau_{m3} = c_2 \quad \text{per tunnel superficiali}$$

$$\tau_{m2} = c_2 + \frac{K_0}{2} \left[w\gamma + (z - h_1 - w)(\gamma - \gamma_w) + 3.4c_1 / \sqrt{K_a} - \frac{(\gamma - \gamma_w)h}{2} \right] \quad \text{per tunnel profondi}$$

$$\tau_{m2} = c_2 + \frac{K_0}{2} \left[3.4c_1 / \sqrt{K_a} - \frac{(\gamma - \gamma_w)h}{2} \right] \quad \text{per tunnel superficiali}$$

nel caso in oggetto si ha:

$$\tau_{m3} = 361,1$$

$$\tau_{m2} = 1219,3$$

Fattore di sicurezza rispetto al collasso del fronte di scavo:

$$FSF = \frac{\left[\frac{2(\tau_{m2} - \tau_{m3})}{(1+a/l)^2} + 2\tau_{m3} \right] \frac{hl}{b} + \frac{2\tau_{m3}}{(1+a/l)\sqrt{K_a}} \frac{hl}{h} + \frac{3.4c}{(1+a/l)^2\sqrt{K_a}}}{\left[1 + \frac{2h}{3z(1+a/l)^2} \right] [\gamma z - p]} = 2,80$$

Fattore di sicurezza rispetto al collasso del prisma 3 in calotta:

$$FS3 = \frac{2\tau_{m3}}{\gamma z - p} \left[\frac{hl}{b} \left(1 + \frac{b}{a} \right) \right] = 9,47$$

LAVORO: GALLERIA CASTELLAVAZZO - GSI=35**C=60****STABILITA' DEL FRONTE DI SCAVO - METODO DI TAMEZ****Terreno Marna**

GEOMETRIA	var	unità	
Larghezza dello scavo	b	m	15,00
altezza dello scavo	h	m	10,64
Copertura di terreno sulla calotta	z	m	60,00
distanza tra il fronte ed il sostegno	a	m	1,20
profondità della falda	w	m	50,00

PARAMETRI GEOMECCANICI

Peso specifico del terreno	g	kN/mc	25,0
coesione drenata del terreno da scavare	c1	kPa	214,1
coesione drenata del terreno sopra la calotta	c2	kPa	214,1
angolo d'attrito	φ	deg	31,8
pressione di sostegno al fronte	p	kPa	0,0
coefficiente $K_a = \sigma_h / \sigma_v$	K_a		1,00
coefficiente $K_0 = \sigma_{h0} / \sigma_v0$	K_0		1,00
pressione interstiziale	u	kPa	100,00

Altezza del prisma di carico sulla calotta della galleria:

$$h_1 = 1.7 b \quad \text{per } z / D \geq 3$$

$$h_1 = z \quad \text{per } z / D < 3 \quad h_1 = 25,5$$

Altezza del prisma di carico sulla calotta della galleria:

profondità del cuneo frontale l m 5,92

Valori medi della resistenza a rottura nei prismi 2 e 3:

$$\tau_{m3} = c_2 + \{0.25[w\gamma + (z - h_1 - w)(\gamma - \gamma_w)] - u\}tg\phi \quad \text{per tunnel profondi}$$

$$\tau_{m3} = c_2 \quad \text{per tunnel superficiali}$$

$$\tau_{m2} = c_2 + \frac{K_0}{2} \left[w\gamma + (z - h_1 - w)(\gamma - \gamma_w) + 3.4c_1 / \sqrt{K_a} - \frac{(\gamma - \gamma_w)h}{2} \right] \quad \text{per tunnel profondi}$$

$$\tau_{m2} = c_2 + \frac{K_0}{2} \left[3.4c_1 / \sqrt{K_a} - \frac{(\gamma - \gamma_w)h}{2} \right] \quad \text{per tunnel superficiali}$$

nel caso in oggetto si ha:

$$\tau_{m3} = 310,0$$

$$\tau_{m2} = 1047,0$$

Fattore di sicurezza rispetto al collasso del fronte di scavo:

$$FSF = \frac{\left[\frac{2(\tau_{m2} - \tau_{m3})}{(1+a/l)^2} + 2\tau_{m3} \right] \frac{hl}{b} + \frac{2\tau_{m3}}{(1+a/l)\sqrt{K_a}} \frac{hl}{h} + \frac{3.4c}{(1+a/l)^2\sqrt{K_a}}}{\left[1 + \frac{2h}{3z(1+a/l)^2} \right] [\gamma z - p]} = 2,79$$

Fattore di sicurezza rispetto al collasso del prisma 3 in calotta:

$$FS3 = \frac{2\tau_{m3}}{\gamma z - p} \left[\frac{hl}{b} \left(1 + \frac{b}{a} \right) \right] = 9,49$$

LAVORO: GALLERIA CASTELLAVAZZO - GSI=35**C=50****STABILITA' DEL FRONTE DI SCAVO - METODO DI TAMEZ****Terreno Marna**

GEOMETRIA	var	unità	
Larghezza dello scavo	b	m	15,00
altezza dello scavo	h	m	10,64
Copertura di terreno sulla calotta	z	m	50,00
distanza tra il fronte ed il sostegno	a	m	1,20
profondità della falda	w	m	40,00

PARAMETRI GEOMECCANICI

Peso specifico del terreno	g	kN/mc	25,0
coesione drenata del terreno da scavare	c1	kPa	195,6
coesione drenata del terreno sopra la calotta	c2	kPa	195,6
angolo d'attrito	φ	deg	33,0
pressione di sostegno al fronte	p	kPa	0,0
coefficiente $K_a = \sigma_h / \sigma_v$	K_a		1,00
coefficiente $K_0 = \sigma_{h0} / \sigma_v$	K_0		1,00
pressione interstiziale	u	kPa	100,00

Altezza del prisma di carico sulla calotta della galleria:

$$h_1 = 1.7 b \quad \text{per } z / D \geq 3$$

$$h_1 = z \quad \text{per } z / D < 3 \quad h_1 = 25,5$$

Altezza del prisma di carico sulla calotta della galleria:

$$\text{profondità del cuneo frontale} \quad l \quad \text{m} \quad 5,77$$

Valori medi della resistenza a rottura nei prismi 2 e 3:

$$\tau_{m3} = c_2 + \{0.25[w\gamma + (z - h_1 - w)(\gamma - \gamma_w)] - u\}tg\phi \quad \text{per tunnel profondi}$$

$$\tau_{m3} = c_2 \quad \text{per tunnel superficiali}$$

$$\tau_{m2} = c_2 + \frac{K_0}{2} \left[w\gamma + (z - h_1 - w)(\gamma - \gamma_w) + 3.4c_1 / \sqrt{K_a} - \frac{(\gamma - \gamma_w)h}{2} \right] \quad \text{per tunnel profondi}$$

$$\tau_{m2} = c_2 + \frac{K_0}{2} \left[3.4c_1 / \sqrt{K_a} - \frac{(\gamma - \gamma_w)h}{2} \right] \quad \text{per tunnel superficiali}$$

nel caso in oggetto si ha:

$$\tau_{m3} = 255,3$$

$$\tau_{m2} = 871,9$$

Fattore di sicurezza rispetto al collasso del fronte di scavo:

$$FSF = \frac{\left[\frac{2(\tau_{m2} - \tau_{m3})}{(1+a/l)^2} + 2\tau_{m3} \right] \frac{hl}{b} + \frac{2\tau_{m3}}{(1+a/l)\sqrt{K_a}} \frac{hl}{h} + \frac{3.4c}{(1+a/l)^2\sqrt{K_a}}}{\left[1 + \frac{2h}{3z(1+a/l)^2} \right] [\gamma z - p]} = 2,75$$

Fattore di sicurezza rispetto al collasso del prisma 3 in calotta:

$$FS3 = \frac{2\tau_{m3}}{\gamma z - p} \left[\frac{hl}{b} \left(1 + \frac{b}{a} \right) \right] = 9,37$$

LAVORO: GALLERIA CASTELLAVAZZO - GSI=35**C=40****STABILITA' DEL FRONTE DI SCAVO - METODO DI TAMEZ****Terreno Marna**

GEOMETRIA	var	unità	
Larghezza dello scavo	b	m	15,00
altezza dello scavo	h	m	10,64
Copertura di terreno sulla calotta	z	m	40,00
distanza tra il fronte ed il sostegno	a	m	1,20
profondità della falda	w	m	30,00

PARAMETRI GEOMECCANICI

Peso specifico del terreno	g	kN/mc	25,0
coesione drenata del terreno da scavare	c1	kPa	175,7
coesione drenata del terreno sopra la calotta	c2	kPa	175,7
angolo d'attrito	φ	deg	34,5
pressione di sostegno al fronte	p	kPa	0,0
coefficiente $K_a = \sigma_h / \sigma_v$	K_a		1,00
coefficiente $K_0 = \sigma_{h0} / \sigma_v$	K_0		1,00
pressione interstiziale	u	kPa	100,00

Altezza del prisma di carico sulla calotta della galleria:

$$h_1 = 1.7 b \quad \text{per } z / D \geq 3$$

$$h_1 = z \quad \text{per } z / D < 3 \quad h_1 = 40$$

Altezza del prisma di carico sulla calotta della galleria:

profondità del cuneo frontale l m 5,60

Valori medi della resistenza a rottura nei prismi 2 e 3:

$$\tau_{m3} = c_2 + \{0.25[w\gamma + (z - h_1 - w)(\gamma - \gamma_w)] - u\}tg\phi \quad \text{per tunnel profondi}$$

$$\tau_{m3} = c_2 \quad \text{per tunnel superficiali}$$

$$\tau_{m2} = c_2 + \frac{K_0}{2} \left[w\gamma + (z - h_1 - w)(\gamma - \gamma_w) + 3.4c_1 / \sqrt{K_a} - \frac{(\gamma - \gamma_w)h}{2} \right] \quad \text{per tunnel profondi}$$

$$\tau_{m2} = c_2 + \frac{K_0}{2} \left[3.4c_1 / \sqrt{K_a} - \frac{(\gamma - \gamma_w)h}{2} \right] \quad \text{per tunnel superficiali}$$

nel caso in oggetto si ha:

$$\tau_{m3} = 175,7$$

$$\tau_{m2} = 434,6$$

Fattore di sicurezza rispetto al collasso del fronte di scavo:

$$FSF = \frac{\left[\frac{2(\tau_{m2} - \tau_{m3})}{(1+a/l)^2} + 2\tau_{m3} \right] \frac{hl}{b} + \frac{2\tau_{m3}}{(1+a/l)\sqrt{K_a}} \frac{hl}{h} + \frac{3.4c}{(1+a/l)^2\sqrt{K_a}}}{\left[1 + \frac{2h}{3z(1+a/l)^2} \right] [\gamma z - p]} = 3,01$$

Fattore di sicurezza rispetto al collasso del prisma 3 in calotta:

$$FS3 = \frac{2\tau_{m3}}{\gamma z - p} \left[\frac{hl}{b} \left(1 + \frac{b}{a} \right) \right] = 12,65$$

LAVORO: GALLERIA CASTELLAVAZZO - GSI=35**C=30****STABILITA' DEL FRONTE DI SCAVO - METODO DI TAMEZ****Terreno Marna**

GEOMETRIA	var	unità	
Larghezza dello scavo	b	m	16,60
altezza dello scavo	h	m	11,44
Copertura di terreno sulla calotta	z	m	30,00
distanza tra il fronte ed il sostegno	a	m	1,00
profondità della falda	w	m	30,00

PARAMETRI GEOMECCANICI

Peso specifico del terreno	g	kN/mc	20,0
coesione drenata del terreno da scavare	c1	kPa	8,0
coesione drenata del terreno sopra la calotta	c2	kPa	8,0
angolo d'attrito	φ	deg	33,9
pressione di sostegno al fronte	p	kPa	0,0
coefficiente $K_a = \sigma_h / \sigma_v$	K_a		1,00
coefficiente $K_0 = \sigma_{h0} / \sigma_v0$	K_0		1,00
pressione interstiziale	u	kPa	0,00

Altezza del prisma di carico sulla calotta della galleria:

$$h_1 = 1.7 b \quad \text{per } z / D \geq 3$$

$$h_1 = z \quad \text{per } z / D < 3 \quad h_1 = 30$$

Altezza del prisma di carico sulla calotta della galleria:

profondità del cuneo frontale l m 6,10

Valori medi della resistenza a rottura nei prismi 2 e 3:

$$\tau_{m3} = c_2 + \{0.25[w\gamma + (z - h_1 - w)(\gamma - \gamma_w)] - u\}tg\phi \quad \text{per tunnel profondi}$$

$$\tau_{m3} = c_2 \quad \text{per tunnel superficiali}$$

$$\tau_{m2} = c_2 + \frac{K_0}{2} \left[w\gamma + (z - h_1 - w)(\gamma - \gamma_w) + 3.4c_1 / \sqrt{K_a} - \frac{(\gamma - \gamma_w)h}{2} \right] \quad \text{per tunnel profondi}$$

$$\tau_{m2} = c_2 + \frac{K_0}{2} \left[3.4c_1 / \sqrt{K_a} - \frac{(\gamma - \gamma_w)h}{2} \right] \quad \text{per tunnel superficiali}$$

nel caso in oggetto si ha:

$$\tau_{m3} = 8,0$$

$$\tau_{m2} = -7,0$$

Fattore di sicurezza rispetto al collasso del fronte di scavo:

$$FSF = \frac{\left[\frac{2(\tau_{m2} - \tau_{m3})}{(1+a/l)^2} + 2\tau_{m3} \right] \frac{hl}{b} + \frac{2\tau_{m3}}{(1+a/l)\sqrt{K_a}} \frac{hl}{h} + \frac{3.4c}{(1+a/l)^2\sqrt{K_a}}}{\left[1 + \frac{2h}{3z(1+a/l)^2} \right] [\gamma z - p]} = 0,06$$

Fattore di sicurezza rispetto al collasso del prisma 3 in calotta:

$$FS3 = \frac{2\tau_{m3}}{\gamma z - p} \left[\frac{hl}{b} \left(1 + \frac{b}{a} \right) \right] = 0,85$$

LAVORO: GALLERIA CASTELLAVAZZO - GSI=35**C=20****STABILITA' DEL FRONTE DI SCAVO - METODO DI TAMEZ****Terreno Marna**

GEOMETRIA	var	unità	
Larghezza dello scavo	b	m	16,60
altezza dello scavo	h	m	11,44
Copertura di terreno sulla calotta	z	m	20,00
distanza tra il fronte ed il sostegno	a	m	1,00
profondità della falda	w	m	20,00

PARAMETRI GEOMECCANICI

Peso specifico del terreno	g	kN/mc	20,0
coesione drenata del terreno da scavare	c1	kPa	8,0
coesione drenata del terreno sopra la calotta	c2	kPa	8,0
angolo d'attrito	φ	deg	33,9
pressione di sostegno al fronte	p	kPa	0,0
coefficiente $K_a = \sigma_h / \sigma_v$	K_a		0,50
coefficiente $K_0 = \sigma_{h0} / \sigma_v0$	K_0		0,50
pressione interstiziale	u	kPa	0,00

Altezza del prisma di carico sulla calotta della galleria:

$$h_1 = 1.7 b \quad \text{per } z / D \geq 3$$

$$h_1 = z \quad \text{per } z / D < 3 \quad h_1 = 20$$

Altezza del prisma di carico sulla calotta della galleria:

profondità del cuneo frontale l m 6,10

Valori medi della resistenza a rottura nei prismi 2 e 3:

$$\tau_{m3} = c_2 + \{0.25[w\gamma + (z - h_1 - w)(\gamma - \gamma_w)] - u\}tg\phi \quad \text{per tunnel profondi}$$

$$\tau_{m3} = c_2 \quad \text{per tunnel superficiali}$$

$$\tau_{m2} = c_2 + \frac{K_0}{2} \left[w\gamma + (z - h_1 - w)(\gamma - \gamma_w) + 3.4c_1 / \sqrt{K_a} - \frac{(\gamma - \gamma_w)h}{2} \right] \quad \text{per tunnel profondi}$$

$$\tau_{m2} = c_2 + \frac{K_0}{2} \left[3.4c_1 / \sqrt{K_a} - \frac{(\gamma - \gamma_w)h}{2} \right] \quad \text{per tunnel superficiali}$$

nel caso in oggetto si ha:

$$\tau_{m3} = 8,0$$

$$\tau_{m2} = 3,3$$

Fattore di sicurezza rispetto al collasso del fronte di scavo:

$$FSF = \frac{\left[\frac{2(\tau_{m2} - \tau_{m3})}{(1+a/l)^2} + 2\tau_{m3} \right] \frac{hl}{b} + \frac{2\tau_{m3}}{(1+a/l)\sqrt{K_a}} \frac{hl}{h} + \frac{3.4c}{(1+a/l)^2\sqrt{K_a}}}{\left[1 + \frac{2h}{3z(1+a/l)^2} \right] [\gamma z - p]} = 0,14$$

Fattore di sicurezza rispetto al collasso del prisma 3 in calotta:

$$FS3 = \frac{2\tau_{m3}}{\gamma z - p} \left[\frac{hl}{b} \left(1 + \frac{b}{a} \right) \right] = 0,85$$

LAVORO: GALLERIA CASTELLAVAZZO - GSI=35**C=10****STABILITA' DEL FRONTE DI SCAVO - METODO DI TAMEZ****Terreno Marna**

GEOMETRIA	var	unità	
Larghezza dello scavo	b	m	16,60
altezza dello scavo	h	m	11,44
Copertura di terreno sulla calotta	z	m	10,00
distanza tra il fronte ed il sostegno	a	m	1,00
profondità della falda	w	m	10,00

PARAMETRI GEOMECCANICI

Peso specifico del terreno	g	kN/mc	20,0
coesione drenata del terreno da scavare	c1	kPa	8,0
coesione drenata del terreno sopra la calotta	c2	kPa	8,0
angolo d'attrito	φ	deg	33,9
pressione di sostegno al fronte	p	kPa	0,0
coefficiente $K_a = \sigma_h / \sigma_v$	K_a		0,50
coefficiente $K_0 = \sigma_{h0} / \sigma_v$	K_0		0,50
pressione interstiziale	u	kPa	0,00

Altezza del prisma di carico sulla calotta della galleria:

$$h_1 = 1.7 b \quad \text{per } z / D \geq 3$$

$$h_1 = z \quad \text{per } z / D < 3 \quad h_1 = 10$$

Altezza del prisma di carico sulla calotta della galleria:

$$\text{profondità del cuneo frontale} \quad l \quad \text{m} \quad 6,10$$

Valori medi della resistenza a rottura nei prismi 2 e 3:

$$\tau_{m3} = c_2 + \{0.25[w\gamma + (z - h_1 - w)(\gamma - \gamma_w)] - u\}tg\phi \quad \text{per tunnel profondi}$$

$$\tau_{m3} = c_2 \quad \text{per tunnel superficiali}$$

$$\tau_{m2} = c_2 + \frac{K_0}{2} \left[w\gamma + (z - h_1 - w)(\gamma - \gamma_w) + 3.4c_1 / \sqrt{K_a} - \frac{(\gamma - \gamma_w)h}{2} \right] \quad \text{per tunnel profondi}$$

$$\tau_{m2} = c_2 + \frac{K_0}{2} \left[3.4c_1 / \sqrt{K_a} - \frac{(\gamma - \gamma_w)h}{2} \right] \quad \text{per tunnel superficiali}$$

nel caso in oggetto si ha:

$$\tau_{m3} = 8,0$$

$$\tau_{m2} = 3,3$$

Fattore di sicurezza rispetto al collasso del fronte di scavo:

$$FSF = \frac{\left[\frac{2(\tau_{m2} - \tau_{m3})}{(1+a/l)^2} + 2\tau_{m3} \right] \frac{hl}{b} + \frac{2\tau_{m3}}{(1+a/l)\sqrt{K_a}} \frac{hl}{h} + \frac{3.4c}{(1+a/l)^2\sqrt{K_a}}}{\left[1 + \frac{2h}{3z(1+a/l)^2} \right] [\gamma z - p]} = 0,16$$

Fattore di sicurezza rispetto al collasso del prisma 3 in calotta:

$$FS3 = \frac{2\tau_{m3}}{\gamma z - p} \left[\frac{hl}{b} \left(1 + \frac{b}{a} \right) \right] = 0,85$$

LAVORO: GALLERIA CASTELLAVAZZO - GSI=35**C=30****STABILITA' DEL FRONTE DI SCAVO - METODO DI TAMEZ****Terreno Marna**

GEOMETRIA	var	unità	
Larghezza dello scavo	b	m	16,60
altezza dello scavo	h	m	11,44
Copertura di terreno sulla calotta	z	m	30,00
distanza tra il fronte ed il sostegno	a	m	1,00
profondità della falda	w	m	z

PARAMETRI GEOMECCANICI

Peso specifico del terreno	g	kN/mc	20,0
coesione drenata del terreno da scavare	c1	kPa	206,6
coesione drenata del terreno sopra la calotta	c2	kPa	8,0
angolo d'attrito	φ	deg	33,9
pressione di sostegno al fronte	p	kPa	0,0
coefficiente $K_a = \sigma_h / \sigma_v$	K_a		0,50
coefficiente $K_0 = \sigma_{h0} / \sigma_v$	K_0		0,50

Altezza del prisma di carico sulla calotta della galleria:

$$h_1 = 1.7 b \quad \text{per } z / D \geq 3$$

$$h_1 = z \quad \text{per } z / D < 3 \quad h_1 = 30$$

Altezza del prisma di carico sulla calotta della galleria:

profondità del cuneo frontale l m 6,10

Valori medi della resistenza a rottura nei prismi 2 e 3:

$$\tau_{m3} = c_2 + \{0.25[w\gamma + (z - h_1 - w)(\gamma - \gamma_w)] - u\}tg\phi \quad \text{per tunnel profondi}$$

$$\tau_{m3} = c_2 \quad \text{per tunnel superficiali}$$

$$\tau_{m2} = c_2 + \frac{K_0}{2} \left[w\gamma + (z - h_1 - w)(\gamma - \gamma_w) + 3.4c_1 / \sqrt{K_a} - \frac{(\gamma - \gamma_w)h}{2} \right] \quad \text{per tunnel profondi}$$

$$\tau_{m2} = c_2 + \frac{K_0}{2} \left[3.4c_1 / \sqrt{K_a} - \frac{(\gamma - \gamma_w)h}{2} \right] \quad \text{per tunnel superficiali}$$

nel caso in oggetto si ha:

$$\tau_{m3} = 8,0$$

$$\tau_{m2} = 242,1$$

Fattore di sicurezza rispetto al collasso del fronte di scavo:

$$FSF = \frac{\left[\frac{2(\tau_{m2} - \tau_{m3})}{(1 + a/l)^2} + 2\tau_{m3} \right] \frac{h_1}{b} + \frac{2\tau_{m3}}{(1 + a/l)\sqrt{K_a}} \frac{h_1}{h} + \frac{3.4c}{(1 + a/l)^2 \sqrt{K_a}}}{\left[1 + \frac{2h}{3z(1 + a/l)^2} \right] [\gamma z - p]} = 2,02$$

Fattore di sicurezza rispetto al collasso del prisma 3 in calotta:

$$FS3 = \frac{2\tau_{m3}}{\gamma z - p} \left[\frac{h_1}{b} \left(1 + \frac{b}{a} \right) \right] = 0,85$$

LAVORO: GALLERIA CASTELLAVAZZO - GSI=35**C=20****STABILITA' DEL FRONTE DI SCAVO - METODO DI TAMEZ****Terreno Marna**

GEOMETRIA	var	unità	
Larghezza dello scavo	b	m	16,60
altezza dello scavo	h	m	11,44
Copertura di terreno sulla calotta	z	m	20,00
distanza tra il fronte ed il sostegno	a	m	1,00
profondità della falda	w	m	10,00

PARAMETRI GEOMECCANICI

Peso specifico del terreno	g	kN/mc	20,0
coesione drenata del terreno da scavare	c1	kPa	175,5
coesione drenata del terreno sopra la calotta	c2	kPa	8,0
angolo d'attrito	φ	deg	33,9
pressione di sostegno al fronte	p	kPa	0,0
coefficiente $K_a = \sigma_h / \sigma_v$	K_a		0,50
coefficiente $K_0 = \sigma_{h0} / \sigma_v$	K_0		0,50

Altezza del prisma di carico sulla calotta della galleria:

$$h_1 = 1.7 b \quad \text{per } z / D \geq 3$$

$$h_1 = z \quad \text{per } z / D < 3 \quad h_1 = 20$$

Altezza del prisma di carico sulla calotta della galleria:

profondità del cuneo frontale l m 6,10

Valori medi della resistenza a rottura nei prismi 2 e 3:

$$\tau_{m3} = c_2 + \{0.25[w\gamma + (z - h_1 - w)(\gamma - \gamma_w)] - u\}tg\phi \quad \text{per tunnel profondi}$$

$$\tau_{m3} = c_2 \quad \text{per tunnel superficiali}$$

$$\tau_{m2} = c_2 + \frac{K_0}{2} \left[w\gamma + (z - h_1 - w)(\gamma - \gamma_w) + 3.4c_1 / \sqrt{K_a} - \frac{(\gamma - \gamma_w)h}{2} \right] \quad \text{per tunnel profondi}$$

$$\tau_{m2} = c_2 + \frac{K_0}{2} \left[3.4c_1 / \sqrt{K_a} - \frac{(\gamma - \gamma_w)h}{2} \right] \quad \text{per tunnel superficiali}$$

nel caso in oggetto si ha:

$$\tau_{m3} = 8,0$$

$$\tau_{m2} = 204,7$$

Fattore di sicurezza rispetto al collasso del fronte di scavo:

$$FSF = \frac{\left[\frac{2(\tau_{m2} - \tau_{m3})}{(1 + a/l)^2} + 2\tau_{m3} \right] \frac{h_1}{b} + \frac{2\tau_{m3}}{(1 + a/l)\sqrt{K_a}} \frac{h_1}{h} + \frac{3.4c}{(1 + a/l)^2 \sqrt{K_a}}}{\left[1 + \frac{2h}{3z(1 + a/l)^2} \right] [\gamma z - p]} = 2,00$$

Fattore di sicurezza rispetto al collasso del prisma 3 in calotta:

$$FS3 = \frac{2\tau_{m3}}{\gamma z - p} \left[\frac{h_1}{b} \left(1 + \frac{b}{a} \right) \right] = 0,85$$

LAVORO: GALLERIA CASTELLAVAZZO - GSI=35**C=10****STABILITA' DEL FRONTE DI SCAVO - METODO DI TAMEZ****Terreno Marna**

GEOMETRIA	var	unità	
Larghezza dello scavo	b	m	16,60
altezza dello scavo	h	m	11,44
Copertura di terreno sulla calotta	z	m	10,00
distanza tra il fronte ed il sostegno	a	m	1,00
profondità della falda	w	m	5,00

PARAMETRI GEOMECCANICI

Peso specifico del terreno	g	kN/mc	20,0
coesione drenata del terreno da scavare	c1	kPa	175,5
coesione drenata del terreno sopra la calotta	c2	kPa	8,0
angolo d'attrito	φ	deg	33,9
pressione di sostegno al fronte	p	kPa	0,0
coefficiente $K_a = \sigma_h / \sigma_v$	K_a		0,50
coefficiente $K_0 = \sigma_{h0} / \sigma_v$	K_0		0,50

Altezza del prisma di carico sulla calotta della galleria:

$$h_1 = 1.7 b \quad \text{per } z / D \geq 3$$

$$h_1 = z \quad \text{per } z / D < 3 \quad h_1 = 10$$

Altezza del prisma di carico sulla calotta della galleria:

profondità del cuneo frontale l m 6,10

Valori medi della resistenza a rottura nei prismi 2 e 3:

$$\tau_{m3} = c_2 + \{0.25[w\gamma + (z - h_1 - w)(\gamma - \gamma_w)] - u\}tg\phi \quad \text{per tunnel profondi}$$

$$\tau_{m3} = c_2 \quad \text{per tunnel superficiali}$$

$$\tau_{m2} = c_2 + \frac{K_0}{2} \left[w\gamma + (z - h_1 - w)(\gamma - \gamma_w) + 3.4c_1 / \sqrt{K_a} - \frac{(\gamma - \gamma_w)h}{2} \right] \quad \text{per tunnel profondi}$$

$$\tau_{m2} = c_2 + \frac{K_0}{2} \left[3.4c_1 / \sqrt{K_a} - \frac{(\gamma - \gamma_w)h}{2} \right] \quad \text{per tunnel superficiali}$$

nel caso in oggetto si ha:

$$\tau_{m3} = 8,0$$

$$\tau_{m2} = 204,7$$

Fattore di sicurezza rispetto al collasso del fronte di scavo:

$$FSF = \frac{\left[\frac{2(\tau_{m2} - \tau_{m3})}{(1 + a/l)^2} + 2\tau_{m3} \right] \frac{h_1}{b} + \frac{2\tau_{m3}}{(1 + a/l)\sqrt{K_a}} \frac{h_1}{h} + \frac{3.4c}{(1 + a/l)^2 \sqrt{K_a}}}{\left[1 + \frac{2h}{3z(1 + a/l)^2} \right] [\gamma z - p]} = 2,64$$

Fattore di sicurezza rispetto al collasso del prisma 3 in calotta:

$$FS3 = \frac{2\tau_{m3}}{\gamma z - p} \left[\frac{h_1}{b} \left(1 + \frac{b}{a} \right) \right] = 0,85$$

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		 GRUPPO FS ITALIANE
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

15.2 Metodo semi-empirico di Tamèz – Piazzola di sosta e Galleria d'emergenza

LAVORO: GALLERIA CASTELLAVAZZO - GSI=35**C=100****STABILITA' DEL FRONTE DI SCAVO - METODO DI TAMEZ****Terreno Marna**

GEOMETRIA	var	unità	
Larghezza dello scavo	b	m	18,84
altezza dello scavo	h	m	11,59
Copertura di terreno sulla calotta	z	m	100,00
distanza tra il fronte ed il sostegno	a	m	1,20
profondità della falda	w	m	90,00

PARAMETRI GEOMECCANICI

Peso specifico del terreno	g	kN/mc	25,0
coesione drenata del terreno da scavare	c1	kPa	279,4
coesione drenata del terreno sopra la calotta	c2	kPa	279,4
angolo d'attrito	φ	deg	28,5
pressione di sostegno al fronte	p	kPa	0,0
coefficiente $K_a = \sigma_h / \sigma_v$	K_a		1,00
coefficiente $K_0 = \sigma_h / \sigma_v$	K_0		1,00
pressione interstiziale	u	kPa	100,00

Altezza del prisma di carico sulla calotta della galleria:

$$h_1 = 1.7 b \quad \text{per } z / D \geq 3$$

$$h_1 = z \quad \text{per } z / D < 3 \quad h_1 = 32,028$$

Altezza del prisma di carico sulla calotta della galleria:

profondità del cuneo frontale l m 6,90

Valori medi della resistenza a rottura nei prismi 2 e 3:

$$\tau_{m3} = c_2 + \{0.25[w\gamma + (z - h_1 - w)(\gamma - \gamma_w)] - u\}tg\phi \quad \text{per tunnel profondi}$$

$$\tau_{m3} = c_2 \quad \text{per tunnel superficiali}$$

$$\tau_{m2} = c_2 + \frac{K_0}{2} \left[w\gamma + (z - h_1 - w)(\gamma - \gamma_w) + 3.4c_1 / \sqrt{K_a} - \frac{(\gamma - \gamma_w)h}{2} \right] \quad \text{per tunnel profondi}$$

$$\tau_{m2} = c_2 + \frac{K_0}{2} \left[3.4c_1 / \sqrt{K_a} - \frac{(\gamma - \gamma_w)h}{2} \right] \quad \text{per tunnel superficiali}$$

nel caso in oggetto si ha:

$$\tau_{m3} = 485,6$$

$$\tau_{m2} = 1670,8$$

Fattore di sicurezza rispetto al collasso del fronte di scavo:

$$FSF = \frac{\left[\frac{2(\tau_{m2} - \tau_{m3})}{(1 + a/l)^2} + 2\tau_{m3} \right] \frac{hl}{b} + \frac{2\tau_{m3}}{(1 + a/l)\sqrt{K_a}} \frac{hl}{h} + \frac{3.4c}{(1 + a/l)^2 \sqrt{K_a}}}{\left[1 + \frac{2h}{3z(1 + a/l)^2} \right] [\gamma z - p]} = 2,86$$

Fattore di sicurezza rispetto al collasso del prisma 3 in calotta:

$$FS3 = \frac{2\tau_{m3}}{\gamma z - p} \left[\frac{hl}{b} \left(1 + \frac{b}{a} \right) \right] = 11,03$$

LAVORO: GALLERIA CASTELLAVAZZO - GSI=35**C=90****STABILITA' DEL FRONTE DI SCAVO - METODO DI TAMEZ****Terreno Marna**

GEOMETRIA	var	unità	
Larghezza dello scavo	b	m	4,70
altezza dello scavo	h	m	5,10
Copertura di terreno sulla calotta	z	m	90,00
distanza tra il fronte ed il sostegno	a	m	1,20
profondità della falda	w	m	80,00

PARAMETRI GEOMECCANICI

Peso specifico del terreno	g	kN/mc	25,0
coesione drenata del terreno da scavare	c1	kPa	264,2
coesione drenata del terreno sopra la calotta	c2	kPa	264,2
angolo d'attrito	φ	deg	29,2
pressione di sostegno al fronte	p	kPa	0,0
coefficiente $K_a = \sigma_h / \sigma_v$	K_a		1,00
coefficiente $K_0 = \sigma_h / \sigma_v$	K_0		1,00
pressione interstiziale	u	kPa	100,00

Altezza del prisma di carico sulla calotta della galleria:

$$h_1 = 1.7 b \quad \text{per } z / D \geq 3$$

$$h_1 = z \quad \text{per } z / D < 3 \quad h_1 = 7,99$$

Altezza del prisma di carico sulla calotta della galleria:

$$\text{profondità del cuneo frontale} \quad l \quad \text{m} \quad 2,99$$

Valori medi della resistenza a rottura nei prismi 2 e 3:

$$\tau_{m3} = c_2 + \{0.25[w\gamma + (z - h_1 - w)(\gamma - \gamma_w)] - u\}tg\phi \quad \text{per tunnel profondi}$$

$$\tau_{m3} = c_2 \quad \text{per tunnel superficiali}$$

$$\tau_{m2} = c_2 + \frac{K_0}{2} \left[w\gamma + (z - h_1 - w)(\gamma - \gamma_w) + 3.4c_1 / \sqrt{K_a} - \frac{(\gamma - \gamma_w)h}{2} \right] \quad \text{per tunnel profondi}$$

$$\tau_{m2} = c_2 + \frac{K_0}{2} \left[3.4c_1 / \sqrt{K_a} - \frac{(\gamma - \gamma_w)h}{2} \right] \quad \text{per tunnel superficiali}$$

nel caso in oggetto si ha:

$$\tau_{m3} = 491,8$$

$$\tau_{m2} = 1709,2$$

Fattore di sicurezza rispetto al collasso del fronte di scavo:

$$FSF = \frac{\left[\frac{2(\tau_{m2} - \tau_{m3})}{(1 + a/l)^2} + 2\tau_{m3} \right] \frac{hl}{b} + \frac{2\tau_{m3}}{(1 + a/l)\sqrt{K_a}} \frac{hl}{h} + \frac{3.4c}{(1 + a/l)^2 \sqrt{K_a}}}{\left[1 + \frac{2h}{3z(1 + a/l)^2} \right] [\gamma z - p]} = 2,33$$

Fattore di sicurezza rispetto al collasso del prisma 3 in calotta:

$$FS3 = \frac{2\tau_{m3}}{\gamma z - p} \left[\frac{hl}{b} \left(1 + \frac{b}{a} \right) \right] = 3,65$$

LAVORO: GALLERIA CASTELLAVAZZO - GSI=35**C=80****STABILITA' DEL FRONTE DI SCAVO - METODO DI TAMEZ****Terreno Marna**

GEOMETRIA	var	unità	
Larghezza dello scavo	b	m	4,70
altezza dello scavo	h	m	5,10
Copertura di terreno sulla calotta	z	m	80,00
distanza tra il fronte ed il sostegno	a	m	1,20
profondità della falda	w	m	70,00

PARAMETRI GEOMECCANICI

Peso specifico del terreno	g	kN/mc	25,0
coesione drenata del terreno da scavare	c1	kPa	248,3
coesione drenata del terreno sopra la calotta	c2	kPa	248,3
angolo d'attrito	φ	deg	30,0
pressione di sostegno al fronte	p	kPa	0,0
coefficiente $K_a = \sigma_h / \sigma_v$	K_a		1,00
coefficiente $K_0 = \sigma_{h0} / \sigma_v$	K_0		1,00
pressione interstiziale	u	kPa	100,00

Altezza del prisma di carico sulla calotta della galleria:

$$h_1 = 1.7 b \quad \text{per } z / D \geq 3$$

$$h_1 = z \quad \text{per } z / D < 3 \quad h_1 = 7,99$$

Altezza del prisma di carico sulla calotta della galleria:

profondità del cuneo frontale l m 2,95

Valori medi della resistenza a rottura nei prismi 2 e 3:

$$\tau_{m3} = c_2 + \{0.25[w\gamma + (z - h_1 - w)(\gamma - \gamma_w)] - u\}tg\phi \quad \text{per tunnel profondi}$$

$$\tau_{m3} = c_2 \quad \text{per tunnel superficiali}$$

$$\tau_{m2} = c_2 + \frac{K_0}{2} \left[w\gamma + (z - h_1 - w)(\gamma - \gamma_w) + 3.4c_1 / \sqrt{K_a} - \frac{(\gamma - \gamma_w)h}{2} \right] \quad \text{per tunnel profondi}$$

$$\tau_{m2} = c_2 + \frac{K_0}{2} \left[3.4c_1 / \sqrt{K_a} - \frac{(\gamma - \gamma_w)h}{2} \right] \quad \text{per tunnel superficiali}$$

nel caso in oggetto si ha:

$$\tau_{m3} = 447,2$$

$$\tau_{m2} = 1541,3$$

Fattore di sicurezza rispetto al collasso del fronte di scavo:

$$FSF = \frac{\left[\frac{2(\tau_{m2} - \tau_{m3})}{(1+a/l)^2} + 2\tau_{m3} \right] \frac{hl}{b} + \frac{2\tau_{m3}}{(1+a/l)\sqrt{K_a}} \frac{hl}{h} + \frac{3.4c}{(1+a/l)^2\sqrt{K_a}}}{\left[1 + \frac{2h}{3z(1+a/l)^2} \right] [\gamma z - p]} = 2,36$$

Fattore di sicurezza rispetto al collasso del prisma 3 in calotta:

$$FS3 = \frac{2\tau_{m3}}{\gamma z - p} \left[\frac{hl}{b} \left(1 + \frac{b}{a} \right) \right] = 3,74$$

LAVORO: GALLERIA CASTELLAVAZZO - GSI=35**C=70****STABILITA' DEL FRONTE DI SCAVO - METODO DI TAMEZ****Terreno Marna**

GEOMETRIA	var	unità	
Larghezza dello scavo	b	m	4,70
altezza dello scavo	h	m	5,10
Copertura di terreno sulla calotta	z	m	70,00
distanza tra il fronte ed il sostegno	a	m	1,20
profondità della falda	w	m	60,00

PARAMETRI GEOMECCANICI

Peso specifico del terreno	g	kN/mc	25,0
coesione drenata del terreno da scavare	c1	kPa	231,6
coesione drenata del terreno sopra la calotta	c2	kPa	231,6
angolo d'attrito	φ	deg	30,8
pressione di sostegno al fronte	p	kPa	0,0
coefficiente $K_a = \sigma_h / \sigma_v$	K_a		1,00
coefficiente $K_0 = \sigma_{h0} / \sigma_v$	K_0		1,00
pressione interstiziale	u	kPa	100,00

Altezza del prisma di carico sulla calotta della galleria:

$$h_1 = 1.7 b \quad \text{per } z / D \geq 3$$

$$h_1 = z \quad \text{per } z / D < 3 \quad h_1 = 7,99$$

Altezza del prisma di carico sulla calotta della galleria:

$$\text{profondità del cuneo frontale} \quad l \quad \text{m} \quad 2,89$$

Valori medi della resistenza a rottura nei prismi 2 e 3:

$$\tau_{m3} = c_2 + \{0.25[w\gamma + (z - h_1 - w)(\gamma - \gamma_w)] - u\}tg\phi \quad \text{per tunnel profondi}$$

$$\tau_{m3} = c_2 \quad \text{per tunnel superficiali}$$

$$\tau_{m2} = c_2 + \frac{K_0}{2} \left[w\gamma + (z - h_1 - w)(\gamma - \gamma_w) + 3.4c_1 / \sqrt{K_a} - \frac{(\gamma - \gamma_w)h}{2} \right] \quad \text{per tunnel profondi}$$

$$\tau_{m2} = c_2 + \frac{K_0}{2} \left[3.4c_1 / \sqrt{K_a} - \frac{(\gamma - \gamma_w)h}{2} \right] \quad \text{per tunnel superficiali}$$

nel caso in oggetto si ha:

$$\tau_{m3} = 400,3$$

$$\tau_{m2} = 1371,4$$

Fattore di sicurezza rispetto al collasso del fronte di scavo:

$$FSF = \frac{\left[\frac{2(\tau_{m2} - \tau_{m3})}{(1+a/l)^2} + 2\tau_{m3} \right] \frac{hl}{b} + \frac{2\tau_{m3}}{(1+a/l)\sqrt{K_a}} \frac{hl}{h} + \frac{3.4c}{(1+a/l)^2\sqrt{K_a}}}{\left[1 + \frac{2h}{3z(1+a/l)^2} \right] [\gamma z - p]} = 2,39$$

Fattore di sicurezza rispetto al collasso del prisma 3 in calotta:

$$FS3 = \frac{2\tau_{m3}}{\gamma z - p} \left[\frac{hl}{b} \left(1 + \frac{b}{a} \right) \right] = 3,82$$

LAVORO: GALLERIA CASTELLAVAZZO - GSI=35**C=60****STABILITA' DEL FRONTE DI SCAVO - METODO DI TAMEZ****Terreno Marna**

GEOMETRIA	var	unità	
Larghezza dello scavo	b	m	4,70
altezza dello scavo	h	m	5,10
Copertura di terreno sulla calotta	z	m	60,00
distanza tra il fronte ed il sostegno	a	m	1,20
profondità della falda	w	m	50,00

PARAMETRI GEOMECCANICI

Peso specifico del terreno	g	kN/mc	25,0
coesione drenata del terreno da scavare	c1	kPa	214,1
coesione drenata del terreno sopra la calotta	c2	kPa	214,1
angolo d'attrito	φ	deg	31,8
pressione di sostegno al fronte	p	kPa	0,0
coefficiente $K_a = \sigma_h / \sigma_v$	K_a		1,00
coefficiente $K_0 = \sigma_{h0} / \sigma_{v0}$	K_0		1,00
pressione interstiziale	u	kPa	100,00

Altezza del prisma di carico sulla calotta della galleria:

$$h_1 = 1.7 b \quad \text{per } z / D \geq 3$$

$$h_1 = z \quad \text{per } z / D < 3 \quad h_1 = 7,99$$

Altezza del prisma di carico sulla calotta della galleria:

$$\text{profondità del cuneo frontale} \quad l \quad \text{m} \quad 2,84$$

Valori medi della resistenza a rottura nei prismi 2 e 3:

$$\tau_{m3} = c_2 + \{0.25[w\gamma + (z - h_1 - w)(\gamma - \gamma_w)] - u\}tg\phi \quad \text{per tunnel profondi}$$

$$\tau_{m3} = c_2 \quad \text{per tunnel superficiali}$$

$$\tau_{m2} = c_2 + \frac{K_0}{2} \left[w\gamma + (z - h_1 - w)(\gamma - \gamma_w) + 3.4c_1 / \sqrt{K_a} - \frac{(\gamma - \gamma_w)h}{2} \right] \quad \text{per tunnel profondi}$$

$$\tau_{m2} = c_2 + \frac{K_0}{2} \left[3.4c_1 / \sqrt{K_a} - \frac{(\gamma - \gamma_w)h}{2} \right] \quad \text{per tunnel superficiali}$$

nel caso in oggetto si ha:

$$\tau_{m3} = 350,8$$

$$\tau_{m2} = 1199,1$$

Fattore di sicurezza rispetto al collasso del fronte di scavo:

$$FSF = \frac{\left[\frac{2(\tau_{m2} - \tau_{m3})}{(1+a/l)^2} + 2\tau_{m3} \right] \frac{hl}{b} + \frac{2\tau_{m3}}{(1+a/l)\sqrt{K_a}} \frac{hl}{h} + \frac{3.4c}{(1+a/l)^2\sqrt{K_a}}}{\left[1 + \frac{2h}{3z(1+a/l)^2} \right] [\gamma z - p]} = 2,43$$

Fattore di sicurezza rispetto al collasso del prisma 3 in calotta:

$$FS3 = \frac{2\tau_{m3}}{\gamma z - p} \left[\frac{hl}{b} \left(1 + \frac{b}{a} \right) \right] = 3,91$$

LAVORO: GALLERIA CASTELLAVAZZO - GSI=35**C=50****STABILITA' DEL FRONTE DI SCAVO - METODO DI TAMEZ****Terreno Marna**

GEOMETRIA	var	unità	
Larghezza dello scavo	b	m	4,70
altezza dello scavo	h	m	5,10
Copertura di terreno sulla calotta	z	m	50,00
distanza tra il fronte ed il sostegno	a	m	1,20
profondità della falda	w	m	40,00

PARAMETRI GEOMECCANICI

Peso specifico del terreno	g	kN/mc	25,0
coesione drenata del terreno da scavare	c1	kPa	195,6
coesione drenata del terreno sopra la calotta	c2	kPa	195,6
angolo d'attrito	φ	deg	33,0
pressione di sostegno al fronte	p	kPa	0,0
coefficiente $K_a = \sigma_h / \sigma_v$	K_a		1,00
coefficiente $K_0 = \sigma_{h0} / \sigma_v$	K_0		1,00
pressione interstiziale	u	kPa	100,00

Altezza del prisma di carico sulla calotta della galleria:

$$h_1 = 1.7 b \quad \text{per } z / D \geq 3$$

$$h_1 = z \quad \text{per } z / D < 3 \quad h_1 = 7,99$$

Altezza del prisma di carico sulla calotta della galleria:

profondità del cuneo frontale l m 2,77

Valori medi della resistenza a rottura nei prismi 2 e 3:

$$\tau_{m3} = c_2 + \{0.25[w\gamma + (z - h_1 - w)(\gamma - \gamma_w)] - u\}tg\phi \quad \text{per tunnel profondi}$$

$$\tau_{m3} = c_2 \quad \text{per tunnel superficiali}$$

$$\tau_{m2} = c_2 + \frac{K_0}{2} \left[w\gamma + (z - h_1 - w)(\gamma - \gamma_w) + 3.4c_1 / \sqrt{K_a} - \frac{(\gamma - \gamma_w)h}{2} \right] \quad \text{per tunnel profondi}$$

$$\tau_{m2} = c_2 + \frac{K_0}{2} \left[3.4c_1 / \sqrt{K_a} - \frac{(\gamma - \gamma_w)h}{2} \right] \quad \text{per tunnel superficiali}$$

nel caso in oggetto si ha:

$$\tau_{m3} = 298,0$$

$$\tau_{m2} = 1024,0$$

Fattore di sicurezza rispetto al collasso del fronte di scavo:

$$FSF = \frac{\left[\frac{2(\tau_{m2} - \tau_{m3})}{(1 + a/l)^2} + 2\tau_{m3} \right] \frac{hl}{b} + \frac{2\tau_{m3}}{(1 + a/l)\sqrt{K_a}} \frac{hl}{h} + \frac{3.4c}{(1 + a/l)^2 \sqrt{K_a}}}{\left[1 + \frac{2h}{3z(1 + a/l)^2} \right] [\gamma z - p]} = 2,47$$

Fattore di sicurezza rispetto al collasso del prisma 3 in calotta:

$$FS3 = \frac{2\tau_{m3}}{\gamma z - p} \left[\frac{hl}{b} \left(1 + \frac{b}{a} \right) \right] = 3,99$$

LAVORO: GALLERIA CASTELLAVAZZO - GSI=35**C=40****STABILITA' DEL FRONTE DI SCAVO - METODO DI TAMEZ****Terreno Marna**

GEOMETRIA	var	unità	
Larghezza dello scavo	b	m	4,70
altezza dello scavo	h	m	5,10
Copertura di terreno sulla calotta	z	m	40,00
distanza tra il fronte ed il sostegno	a	m	1,20
profondità della falda	w	m	30,00

PARAMETRI GEOMECCANICI

Peso specifico del terreno	g	kN/mc	25,0
coesione drenata del terreno da scavare	c1	kPa	175,7
coesione drenata del terreno sopra la calotta	c2	kPa	175,7
angolo d'attrito	φ	deg	34,5
pressione di sostegno al fronte	p	kPa	0,0
coefficiente $K_a = \sigma_h / \sigma_v$	K_a		1,00
coefficiente $K_0 = \sigma_{h0} / \sigma_v 0$	K_0		1,00
pressione interstiziale	u	kPa	100,00

Altezza del prisma di carico sulla calotta della galleria:

$$h_1 = 1.7 b \quad \text{per } z / D \geq 3$$

$$h_1 = z \quad \text{per } z / D < 3 \quad h_1 = 7,99$$

Altezza del prisma di carico sulla calotta della galleria:

profondità del cuneo frontale l m 2,69

Valori medi della resistenza a rottura nei prismi 2 e 3:

$$\tau_{m3} = c_2 + \{0.25[w\gamma + (z - h_1 - w)(\gamma - \gamma_w)] - u\}tg\phi \quad \text{per tunnel profondi}$$

$$\tau_{m3} = c_2 \quad \text{per tunnel superficiali}$$

$$\tau_{m2} = c_2 + \frac{K_0}{2} \left[w\gamma + (z - h_1 - w)(\gamma - \gamma_w) + 3.4c_1 / \sqrt{K_a} - \frac{(\gamma - \gamma_w)h}{2} \right] \quad \text{per tunnel profondi}$$

$$\tau_{m2} = c_2 + \frac{K_0}{2} \left[3.4c_1 / \sqrt{K_a} - \frac{(\gamma - \gamma_w)h}{2} \right] \quad \text{per tunnel superficiali}$$

nel caso in oggetto si ha:

$$\tau_{m3} = 241,0$$

$$\tau_{m2} = 845,4$$

Fattore di sicurezza rispetto al collasso del fronte di scavo:

$$FSF = \frac{\left[\frac{2(\tau_{m2} - \tau_{m3})}{(1 + a/l)^2} + 2\tau_{m3} \right] \frac{hl}{b} + \frac{2\tau_{m3}}{(1 + a/l)\sqrt{K_a}} \frac{hl}{h} + \frac{3.4c}{(1 + a/l)^2 \sqrt{K_a}}}{\left[1 + \frac{2h}{3z(1 + a/l)^2} \right] [\gamma z - p]} = 2,51$$

Fattore di sicurezza rispetto al collasso del prisma 3 in calotta:

$$FS3 = \frac{2\tau_{m3}}{\gamma z - p} \left[\frac{hl}{b} \left(1 + \frac{b}{a} \right) \right] = 4,03$$

LAVORO: GALLERIA CASTELLAVAZZO - GSI=35**C=30****STABILITA' DEL FRONTE DI SCAVO - METODO DI TAMEZ****Terreno Marna**

GEOMETRIA	var	unità	
Larghezza dello scavo	b	m	5,90
altezza dello scavo	h	m	5,70
Copertura di terreno sulla calotta	z	m	30,00
distanza tra il fronte ed il sostegno	a	m	1,00
profondità della falda	w	m	30,00

PARAMETRI GEOMECCANICI

Peso specifico del terreno	g	kN/mc	20,0
coesione drenata del terreno da scavare	c1	kPa	8,0
coesione drenata del terreno sopra la calotta	c2	kPa	8,0
angolo d'attrito	φ	deg	33,9
pressione di sostegno al fronte	p	kPa	0,0
coefficiente $K_a = \sigma_h / \sigma_v$	K_a		1,00
coefficiente $K_0 = \sigma_{h0} / \sigma_v0$	K_0		1,00
pressione interstiziale	u	kPa	0,00

Altezza del prisma di carico sulla calotta della galleria:

$$h_1 = 1.7 b \quad \text{per } z / D \geq 3$$

$$h_1 = z \quad \text{per } z / D < 3 \quad h_1 = 10,03$$

Altezza del prisma di carico sulla calotta della galleria:

profondità del cuneo frontale l m 3,04

Valori medi della resistenza a rottura nei prismi 2 e 3:

$$\tau_{m3} = c_2 + \{0.25[w\gamma + (z - h_1 - w)(\gamma - \gamma_w)] - u\}tg\phi \quad \text{per tunnel profondi}$$

$$\tau_{m3} = c_2 \quad \text{per tunnel superficiali}$$

$$\tau_{m2} = c_2 + \frac{K_0}{2} \left[w\gamma + (z - h_1 - w)(\gamma - \gamma_w) + 3.4c_1 / \sqrt{K_a} - \frac{(\gamma - \gamma_w)h}{2} \right] \quad \text{per tunnel profondi}$$

$$\tau_{m2} = c_2 + \frac{K_0}{2} \left[3.4c_1 / \sqrt{K_a} - \frac{(\gamma - \gamma_w)h}{2} \right] \quad \text{per tunnel superficiali}$$

nel caso in oggetto si ha:

$$\tau_{m3} = 91,9$$

$$\tau_{m2} = 257,2$$

Fattore di sicurezza rispetto al collasso del fronte di scavo:

$$FSF = \frac{\left[\frac{2(\tau_{m2} - \tau_{m3})}{(1 + a/l)^2} + 2\tau_{m3} \right] \frac{hl}{b} + \frac{2\tau_{m3}}{(1 + a/l)\sqrt{K_a}} \frac{hl}{h} + \frac{3.4c}{(1 + a/l)^2 \sqrt{K_a}}}{\left[1 + \frac{2h}{3z(1 + a/l)^2} \right] [\gamma z - p]} = 1,38$$

Fattore di sicurezza rispetto al collasso del prisma 3 in calotta:

$$FS3 = \frac{2\tau_{m3}}{\gamma z - p} \left[\frac{hl}{b} \left(1 + \frac{b}{a} \right) \right] = 3,60$$

LAVORO: GALLERIA CASTELLAVAZZO - GSI=35**C=20****STABILITA' DEL FRONTE DI SCAVO - METODO DI TAMEZ****Terreno Marna**

GEOMETRIA	var	unità	
Larghezza dello scavo	b	m	5,90
altezza dello scavo	h	m	5,70
Copertura di terreno sulla calotta	z	m	20,00
distanza tra il fronte ed il sostegno	a	m	1,00
profondità della falda	w	m	20,00

PARAMETRI GEOMECCANICI

Peso specifico del terreno	g	kN/mc	20,0
coesione drenata del terreno da scavare	c1	kPa	8,0
coesione drenata del terreno sopra la calotta	c2	kPa	8,0
angolo d'attrito	φ	deg	33,9
pressione di sostegno al fronte	p	kPa	0,0
coefficiente $K_a = \sigma_h / \sigma_v$	K_a		0,50
coefficiente $K_0 = \sigma_{h0} / \sigma_{v0}$	K_0		0,50
pressione interstiziale	u	kPa	0,00

Altezza del prisma di carico sulla calotta della galleria:

$$h_1 = 1.7 b \quad \text{per } z / D \geq 3$$

$$h_1 = z \quad \text{per } z / D < 3 \quad h_1 = 10,03$$

Altezza del prisma di carico sulla calotta della galleria:

$$\text{profondità del cuneo frontale} \quad l \quad \text{m} \quad 3,04$$

Valori medi della resistenza a rottura nei prismi 2 e 3:

$$\tau_{m3} = c_2 + \{0.25[w\gamma + (z - h_1 - w)(\gamma - \gamma_w)] - u\}tg\phi \quad \text{per tunnel profondi}$$

$$\tau_{m3} = c_2 \quad \text{per tunnel superficiali}$$

$$\tau_{m2} = c_2 + \frac{K_0}{2} \left[w\gamma + (z - h_1 - w)(\gamma - \gamma_w) + 3.4c_1 / \sqrt{K_a} - \frac{(\gamma - \gamma_w)h}{2} \right] \quad \text{per tunnel profondi}$$

$$\tau_{m2} = c_2 + \frac{K_0}{2} \left[3.4c_1 / \sqrt{K_a} - \frac{(\gamma - \gamma_w)h}{2} \right] \quad \text{per tunnel superficiali}$$

nel caso in oggetto si ha:

$$\tau_{m3} = 58,3$$

$$\tau_{m2} = 80,6$$

Fattore di sicurezza rispetto al collasso del fronte di scavo:

$$FSF = \frac{\left[\frac{2(\tau_{m2} - \tau_{m3})}{(1 + a/l)^2} + 2\tau_{m3} \right] \frac{hl}{b} + \frac{2\tau_{m3}}{(1 + a/l)\sqrt{K_a}} \frac{hl}{h} + \frac{3.4c}{(1 + a/l)^2 \sqrt{K_a}}}{\left[1 + \frac{2h}{3z(1 + a/l)^2} \right] [\gamma z - p]} = 1,09$$

Fattore di sicurezza rispetto al collasso del prisma 3 in calotta:

$$FS3 = \frac{2\tau_{m3}}{\gamma z - p} \left[\frac{hl}{b} \left(1 + \frac{b}{a} \right) \right] = 3,42$$

LAVORO: GALLERIA CASTELLAVAZZO - GSI=35**C=10****STABILITA' DEL FRONTE DI SCAVO - METODO DI TAMEZ****Terreno Marna**

GEOMETRIA	var	unità	
Larghezza dello scavo	b	m	5,90
altezza dello scavo	h	m	5,70
Copertura di terreno sulla calotta	z	m	10,00
distanza tra il fronte ed il sostegno	a	m	1,00
profondità della falda	w	m	10,00

PARAMETRI GEOMECCANICI

Peso specifico del terreno	g	kN/mc	20,0
coesione drenata del terreno da scavare	c1	kPa	8,0
coesione drenata del terreno sopra la calotta	c2	kPa	8,0
angolo d'attrito	φ	deg	33,9
pressione di sostegno al fronte	p	kPa	0,0
coefficiente $K_a = \sigma_h / \sigma_v$	K_a		0,50
coefficiente $K_0 = \sigma_{h0} / \sigma_v$	K_0		0,50
pressione interstiziale	u	kPa	0,00

Altezza del prisma di carico sulla calotta della galleria:

$$h_1 = 1.7 b \quad \text{per } z / D \geq 3$$

$$h_1 = z \quad \text{per } z / D < 3 \quad h_1 = 10$$

Altezza del prisma di carico sulla calotta della galleria:

$$\text{profondità del cuneo frontale} \quad l \quad \text{m} \quad 3,04$$

Valori medi della resistenza a rottura nei prismi 2 e 3:

$$\tau_{m3} = c_2 + \{0.25[w\gamma + (z - h_1 - w)(\gamma - \gamma_w)] - u\}tg\phi \quad \text{per tunnel profondi}$$

$$\tau_{m3} = c_2 \quad \text{per tunnel superficiali}$$

$$\tau_{m2} = c_2 + \frac{K_0}{2} \left[w\gamma + (z - h_1 - w)(\gamma - \gamma_w) + 3.4c_1 / \sqrt{K_a} - \frac{(\gamma - \gamma_w)h}{2} \right] \quad \text{per tunnel profondi}$$

$$\tau_{m2} = c_2 + \frac{K_0}{2} \left[3.4c_1 / \sqrt{K_a} - \frac{(\gamma - \gamma_w)h}{2} \right] \quad \text{per tunnel superficiali}$$

nel caso in oggetto si ha:

$$\tau_{m3} = 8,0$$

$$\tau_{m2} = 10,5$$

Fattore di sicurezza rispetto al collasso del fronte di scavo:

$$FSF = \frac{\left[\frac{2(\tau_{m2} - \tau_{m3})}{(1+a/l)^2} + 2\tau_{m3} \right] \frac{hl}{b} + \frac{2\tau_{m3}}{(1+a/l)\sqrt{K_a}} \frac{hl}{h} + \frac{3.4c}{(1+a/l)^2\sqrt{K_a}}}{\left[1 + \frac{2h}{3z(1+a/l)^2} \right] [\gamma z - p]} = 0,34$$

Fattore di sicurezza rispetto al collasso del prisma 3 in calotta:

$$FS3 = \frac{2\tau_{m3}}{\gamma z - p} \left[\frac{hl}{b} \left(1 + \frac{b}{a} \right) \right] = 0,94$$

LAVORO: GALLERIA CASTELLAVAZZO - GSI=35**C=30****STABILITA' DEL FRONTE DI SCAVO - METODO DI TAMEZ****Terreno Marna**

GEOMETRIA	var	unità	
Larghezza dello scavo	b	m	5,90
altezza dello scavo	h	m	5,70
Copertura di terreno sulla calotta	z	m	30,00
distanza tra il fronte ed il sostegno	a	m	1,00
profondità della falda	w	m	30,00

PARAMETRI GEOMECCANICI

Peso specifico del terreno	g	kN/mc	20,0
coesione drenata del terreno da scavare	c1	kPa	220,9
coesione drenata del terreno sopra la calotta	c2	kPa	8,0
angolo d'attrito	ϕ	deg	33,9
pressione di sostegno al fronte	p	kPa	0,0
coefficiente $K_a = \sigma_h / \sigma_v$	K_a		0,50
coefficiente $K_0 = \sigma_{h0} / \sigma_v$	K_0		0,50

Altezza del prisma di carico sulla calotta della galleria:

$$h_1 = 1.7 b \quad \text{per } z / D \geq 3$$

$$h_1 = z \quad \text{per } z / D < 3 \quad h_1 = 10,03$$

Altezza del prisma di carico sulla calotta della galleria:

profondità del cuneo frontale l m 3,04

Valori medi della resistenza a rottura nei prismi 2 e 3:

$$\tau_{m3} = c_2 + \{0.25[w\gamma + (z - h_1 - w)(\gamma - \gamma_w)] - u\}tg\phi \quad \text{per tunnel profondi}$$

$$\tau_{m3} = c_2 \quad \text{per tunnel superficiali}$$

$$\tau_{m2} = c_2 + \frac{K_0}{2} \left[w\gamma + (z - h_1 - w)(\gamma - \gamma_w) + 3.4c_1 / \sqrt{K_a} - \frac{(\gamma - \gamma_w)h}{2} \right] \quad \text{per tunnel profondi}$$

$$\tau_{m2} = c_2 + \frac{K_0}{2} \left[3.4c_1 / \sqrt{K_a} - \frac{(\gamma - \gamma_w)h}{2} \right] \quad \text{per tunnel superficiali}$$

nel caso in oggetto si ha:

$$\tau_{m3} = 91,9$$

$$\tau_{m2} = 258,6$$

Fattore di sicurezza rispetto al collasso del fronte di scavo:

$$FSF = \frac{\left[\frac{2(\tau_{m2} - \tau_{m3})}{(1 + a/l)^2} + 2\tau_{m3} \right] \frac{h_1}{b} + \frac{2\tau_{m3}}{(1 + a/l)\sqrt{K_a}} \frac{h_1}{h} + \frac{3.4c}{(1 + a/l)^2 \sqrt{K_a}}}{\left[1 + \frac{2h}{3z(1 + a/l)^2} \right] [\gamma z - p]} = 2,46$$

Fattore di sicurezza rispetto al collasso del prisma 3 in calotta:

$$FS3 = \frac{2\tau_{m3}}{\gamma z - p} \left[\frac{h_1}{b} \left(1 + \frac{b}{a} \right) \right] = 3,60$$

LAVORO: GALLERIA CASTELLAVAZZO - GSI=35**C=20****STABILITA' DEL FRONTE DI SCAVO - METODO DI TAMEZ****Terreno Marna**

GEOMETRIA	var	unità	
Larghezza dello scavo	b	m	5,90
altezza dello scavo	h	m	5,70
Copertura di terreno sulla calotta	z	m	20,00
distanza tra il fronte ed il sostegno	a	m	1,00
profondità della falda	w	m	20,00

PARAMETRI GEOMECCANICI

Peso specifico del terreno	g	kN/mc	20,0
coesione drenata del terreno da scavare	c1	kPa	220,9
coesione drenata del terreno sopra la calotta	c2	kPa	8,0
angolo d'attrito	ϕ	deg	33,9
pressione di sostegno al fronte	p	kPa	0,0
coefficiente $K_a = \sigma_h / \sigma_v$	K_a		0,50
coefficiente $K_0 = \sigma_{h0} / \sigma_v$	K_0		0,50

Altezza del prisma di carico sulla calotta della galleria:

$$h_1 = 1.7 b \quad \text{per } z / D \geq 3$$

$$h_1 = z \quad \text{per } z / D < 3 \quad h_1 = 10,03$$

Altezza del prisma di carico sulla calotta della galleria:

profondità del cuneo frontale l m 3,04

Valori medi della resistenza a rottura nei prismi 2 e 3:

$$\tau_{m3} = c_2 + \{0.25[w\gamma + (z - h_1 - w)(\gamma - \gamma_w)] - u\}tg\phi \quad \text{per tunnel profondi}$$

$$\tau_{m3} = c_2 \quad \text{per tunnel superficiali}$$

$$\tau_{m2} = c_2 + \frac{K_0}{2} \left[w\gamma + (z - h_1 - w)(\gamma - \gamma_w) + 3.4c_1 / \sqrt{K_a} - \frac{(\gamma - \gamma_w)h}{2} \right] \quad \text{per tunnel profondi}$$

$$\tau_{m2} = c_2 + \frac{K_0}{2} \left[3.4c_1 / \sqrt{K_a} - \frac{(\gamma - \gamma_w)h}{2} \right] \quad \text{per tunnel superficiali}$$

nel caso in oggetto si ha:

$$\tau_{m3} = 58,3$$

$$\tau_{m2} = 208,6$$

Fattore di sicurezza rispetto al collasso del fronte di scavo:

$$FSF = \frac{\left[\frac{2(\tau_{m2} - \tau_{m3})}{(1 + a/l)^2} + 2\tau_{m3} \right] \frac{h_1}{b} + \frac{2\tau_{m3}}{(1 + a/l)\sqrt{K_a}} \frac{h_1}{h} + \frac{3.4c}{(1 + a/l)^2 \sqrt{K_a}}}{\left[1 + \frac{2h}{3z(1 + a/l)^2} \right] [\gamma z - p]} = 2,95$$

Fattore di sicurezza rispetto al collasso del prisma 3 in calotta:

$$FS3 = \frac{2\tau_{m3}}{\gamma z - p} \left[\frac{h_1}{b} \left(1 + \frac{b}{a} \right) \right] = 3,42$$

LAVORO: GALLERIA CASTELLAVAZZO - GSI=35**C=10****STABILITA' DEL FRONTE DI SCAVO - METODO DI TAMEZ****Terreno Marna**

GEOMETRIA	var	unità	
Larghezza dello scavo	b	m	5,90
altezza dello scavo	h	m	5,70
Copertura di terreno sulla calotta	z	m	10,00
distanza tra il fronte ed il sostegno	a	m	1,00
profondità della falda	w	m	10,00

PARAMETRI GEOMECCANICI

Peso specifico del terreno	g	kN/mc	20,0
coesione drenata del terreno da scavare	c1	kPa	220,9
coesione drenata del terreno sopra la calotta	c2	kPa	8,0
angolo d'attrito	ϕ	deg	33,9
pressione di sostegno al fronte	p	kPa	0,0
coefficiente $Ka = \sigma h / \sigma v$	Ka		0,50
coefficiente $K0 = \sigma h0 / \sigma v0$	$K0$		0,50

Altezza del prisma di carico sulla calotta della galleria:

$$h1 = 1.7 b \quad \text{per } z / D \geq 3$$

$$h1 = z \quad \text{per } z / D < 3 \quad h1 = 10$$

Altezza del prisma di carico sulla calotta della galleria:

profondità del cuneo frontale l m 3,04

Valori medi della resistenza a rottura nei prismi 2 e 3:

$$\tau_{m3} = c_2 + \{0.25[w\gamma + (z - h1 - w)(\gamma - \gamma_w)] - u\}tg\phi \quad \text{per tunnel profondi}$$

$$\tau_{m3} = c_2 \quad \text{per tunnel superficiali}$$

$$\tau_{m2} = c_2 + \frac{K0}{2} \left[w\gamma + (z - h1 - w)(\gamma - \gamma_w) + 3.4c_1 / \sqrt{Ka} - \frac{(\gamma - \gamma_w)h}{2} \right] \quad \text{per tunnel profondi}$$

$$\tau_{m2} = c_2 + \frac{K0}{2} \left[3.4c_1 / \sqrt{Ka} - \frac{(\gamma - \gamma_w)h}{2} \right] \quad \text{per tunnel superficiali}$$

nel caso in oggetto si ha:

$$\tau_{m3} = 8,0$$

$$\tau_{m2} = 266,4$$

Fattore di sicurezza rispetto al collasso del fronte di scavo:

$$FSF = \frac{\left[\frac{2(\tau_{m2} - \tau_{m3})}{(1 + a/l)^2} + 2\tau_{m3} \right] \frac{h1}{b} + \frac{2\tau_{m3}}{(1 + a/l)\sqrt{Ka}} \frac{h1}{h} + \frac{3.4c}{(1 + a/l)^2 \sqrt{Ka}}}{\left[1 + \frac{2h}{3z(1 + a/l)^2} \right] [\gamma z - p]} = 4,75$$

Fattore di sicurezza rispetto al collasso del prisma 3 in calotta:

$$FS3 = \frac{2\tau_{m3}}{\gamma z - p} \left[\frac{h1}{b} \left(1 + \frac{b}{a} \right) \right] = 0,94$$

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		 GRUPPO FS ITALIANE
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

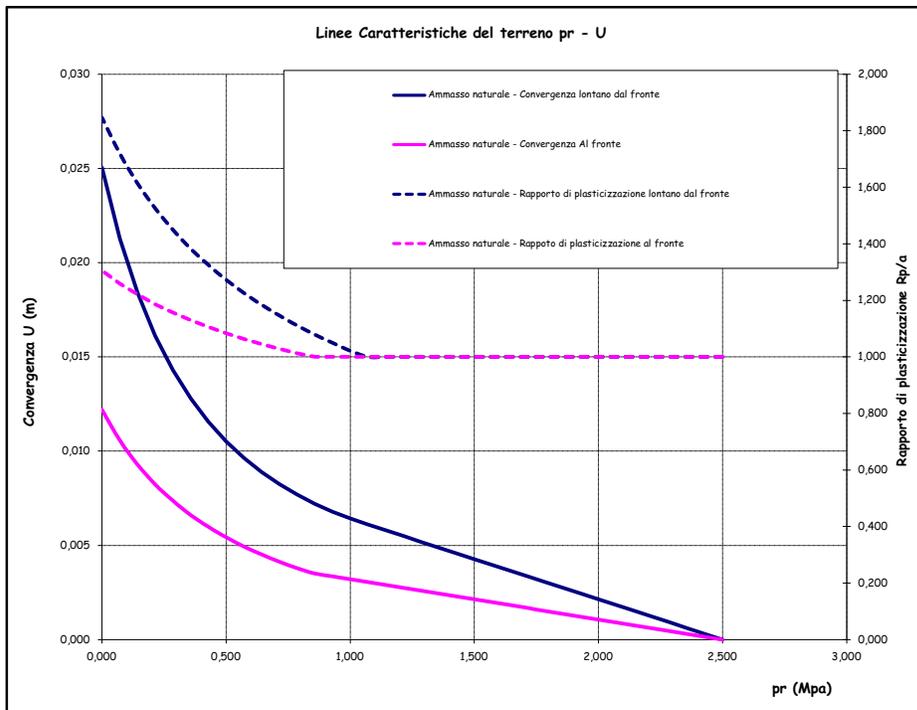
15.3 Stabilità della cavità - Metodo delle linee caratteristiche – Galleria principale di Castellavazzo

LAVORO: GALLERIA CASTELLAVAZZO - SCAVI IN CALCARI
 CURVE CARATTERISTICHE DEL TERRENO IN CONDIZIONI NATURALI

DATI			
Geometria			
Raggio di scavo equivalente	a	m	6,57
Copertura (in asse galleria)	C	m	100,0
Parametri geomeccanici			
Peso di volume del terreno	γ	MN/mc	0,0250
Angolo d'attrito interno in condizioni di picco	ϕp	deg	28,5
coesione drenata in condizioni di picco	cp	MPa	0,3
Angolo d'attrito interno in condizioni residue	ϕr	deg	28,5
coesione drenata in condizioni residue	cr	MPa	0,3
Modulo di Young	E	Mpa	2000
Coefficiente di Poisson	ν		0,3
Dilatanza	ψ	deg	0
Stato di sforzo iniziale			
coefficiente di spinta a riposo	K0		1,00
Carica litostatica	$\sigma 0$	Mpa	2,50
RISULTATI - CONDIZIONI PIANE (LONTANO DAL FRONTE)			
fattore A (calcolo spostamenti in fase plastica)	A		1,438
fattore B (calcolo spostamenti in fase plastica)	B		1,206
fattore C (calcolo spostamenti in fase plastica)	C		0,013
pressione critica di confinamento	pe	Mpa	1,06
coefficiente λ al limite elastico	λe		0,58
convergenza al limite elastico	Ue	m	0,006
convergenza del cavo in assenza di sostegno	Uinf	m	0,025
deformazione radiale	ϵinf	%	0,4
Estensione fascia plasticizzata	Rp - a	m	5,6
RISULTATI - CONDIZIONI SFERICHE (AL FRONTE DI SCAVO)			
fattore A (calcolo spostamenti in fase plastica)	A		1,075
fattore B (calcolo spostamenti in fase plastica)	B		1,206
fattore C (calcolo spostamenti in fase plastica)	C		0,400
pressione critica di confinamento	pe	Mpa	0,85
coefficiente λ al limite elastico	λe		0,66
convergenza al limite elastico	Ue	m	0,004
convergenza al fronte di scavo	Uf	m	0,012
deformazione radiale	ϵf	%	0,2
Estensione fascia plasticizzata	Rp - a	m	2,0

AMMASSO NON CONSOLIDATO										
			CONDIZIONI PIANE				CONDIZIONI SFERICHE			
λ	1- λ	pr (MPa)	status	Rp/r	Rp (m)	Ur (m)	status	Rp/r	Rp (m)	Uf (m)
0,00	1,00	2,500	E	1,000	6,57	0,000	E	1,000	6,57	0,000
0,029	0,97	2,429	E	1,000	6,57	0,000	E	1,000	6,57	0,000
0,06	0,94	2,357	E	1,000	6,57	0,001	E	1,000	6,57	0,000
0,09	0,91	2,286	E	1,000	6,57	0,001	E	1,000	6,57	0,000
0,11	0,89	2,214	E	1,000	6,57	0,001	E	1,000	6,57	0,001
0,14	0,86	2,143	E	1,000	6,57	0,002	E	1,000	6,57	0,001
0,17	0,83	2,071	E	1,000	6,57	0,002	E	1,000	6,57	0,001
0,20	0,80	2,000	E	1,000	6,57	0,002	E	1,000	6,57	0,001
0,23	0,77	1,929	E	1,000	6,57	0,002	E	1,000	6,57	0,001
0,26	0,74	1,857	E	1,000	6,57	0,003	E	1,000	6,57	0,001
0,29	0,71	1,786	E	1,000	6,57	0,003	E	1,000	6,57	0,002
0,31	0,69	1,714	E	1,000	6,57	0,003	E	1,000	6,57	0,002
0,34	0,66	1,643	E	1,000	6,57	0,004	E	1,000	6,57	0,002
0,37	0,63	1,571	E	1,000	6,57	0,004	E	1,000	6,57	0,002
0,40	0,60	1,500	E	1,000	6,57	0,004	E	1,000	6,57	0,002
0,43	0,57	1,429	E	1,000	6,57	0,005	E	1,000	6,57	0,002
0,46	0,54	1,357	E	1,000	6,57	0,005	E	1,000	6,57	0,002
0,49	0,51	1,286	E	1,000	6,57	0,005	E	1,000	6,57	0,003
0,51	0,49	1,214	E	1,000	6,57	0,005	E	1,000	6,57	0,003
0,54	0,46	1,143	E	1,000	6,57	0,006	E	1,000	6,57	0,003
0,57	0,43	1,071	E	1,000	6,57	0,006	E	1,000	6,57	0,003
0,60	0,40	1,000	P	1,022	6,72	0,006	E	1,000	6,57	0,003
0,63	0,37	0,929	P	1,050	6,90	0,007	E	1,000	6,57	0,003
0,66	0,34	0,857	P	1,079	7,09	0,007	E	1,000	6,57	0,004
0,69	0,31	0,786	P	1,111	7,30	0,008	P	1,012	6,65	0,004
0,71	0,29	0,714	P	1,146	7,53	0,008	P	1,028	6,76	0,004
0,74	0,26	0,643	P	1,184	7,78	0,009	P	1,045	6,87	0,005
0,77	0,23	0,571	P	1,227	8,06	0,010	P	1,064	6,99	0,005
0,80	0,20	0,500	P	1,273	8,36	0,011	P	1,084	7,12	0,005
0,83	0,17	0,429	P	1,325	8,71	0,012	P	1,105	7,26	0,006
0,86	0,14	0,357	P	1,384	9,09	0,013	P	1,130	7,42	0,007
0,89	0,11	0,286	P	1,450	9,53	0,014	P	1,156	7,60	0,007
0,91	0,09	0,214	P	1,526	10,03	0,016	P	1,186	7,79	0,008
0,94	0,06	0,143	P	1,615	10,61	0,018	P	1,220	8,02	0,009
0,97	0,03	0,071	P	1,720	11,30	0,021	P	1,259	8,27	0,011
1,00	0,00	0,000	P	1,847	12,13	0,025	P	1,305	8,57	0,012

LAVORO: GALLERIA CASTELLAVAZZO - SCAVI IN CALCARI
 CURVE CARATTERISTICHE DEL TERRENO IN CONDIZIONI NATURALI



DATI		
Geometria		
a	m	6,57
C	m	100,0
Parametri geotecnici		
γ	MN/m ³	0,0250
ϕp	(°)	28
cp	MPa	0,279
ϕr	(°)	28
cr	MPa	0,279
E	Mpa	2000
ν		0,3
ψ	(°)	0
Stato di sforzo iniziale		
K0		1,00
$\sigma 0$	Mpa	2,50

RISULTATI		
Lontano dal fronte		
Uinf	m	0,025
ϵinf	%	0,4
Rpinf - a	m	5,6
Al fronte		
Uf	m	0,012
ϵf	%	0,2
Rpf - a	m	2,0

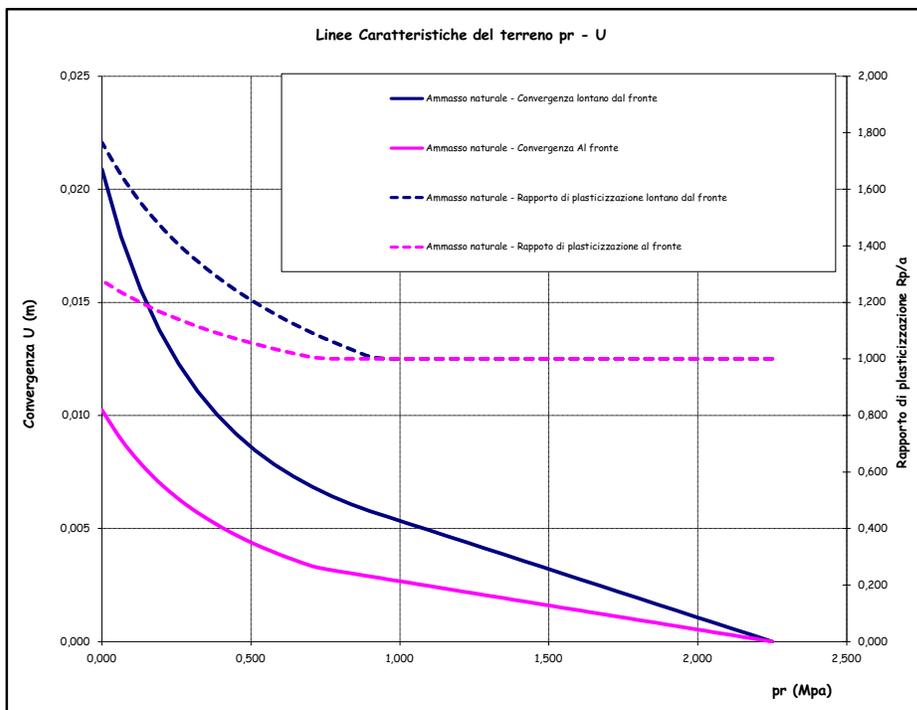
LAVORO: GALLERIA CASTELLAVAZZO - SCAVI IN CALCARI
 CURVE CARATTERISTICHE DEL TERRENO IN CONDIZIONI NATURALI

DATI			
Geometria			
Raggio di scavo equivalente	a	m	6,57
Copertura (in asse galleria)	C	m	90,0
Parametri geomeccanici			
Peso di volume del terreno	γ	MN/mc	0,0250
Angolo d'attrito interno in condizioni di picco	ϕp	deg	29,2
coesione drenata in condizioni di picco	cp	MPa	0,3
Angolo d'attrito interno in condizioni residue	ϕr	deg	29,2
coesione drenata in condizioni residue	cr	MPa	0,3
Modulo di Young	E	Mpa	2000
Coefficiente di Poisson	ν		0,3
Dilatanza	ψ	deg	0
Stato di sforzo iniziale			
coefficiente di spinta a riposo	K0		1,00
Carica litostatica	$\sigma 0$	Mpa	2,25
RISULTATI - CONDIZIONI PIANE (LONTANO DAL FRONTE)			
fattore A (calcolo spostamenti in fase plastica)	A		1,328
fattore B (calcolo spostamenti in fase plastica)	B		1,089
fattore C (calcolo spostamenti in fase plastica)	C		0,011
pressione critica di confinamento	pe	Mpa	0,92
coefficiente λ al limite elastico	λe		0,59
convergenza al limite elastico	Ue	m	0,006
convergenza del cavo in assenza di sostegno	Uinf	m	0,021
deformazione radiale	ϵinf	%	0,3
Estensione fascia plasticizzata	Rp - a	m	5,0
RISULTATI - CONDIZIONI SFERICHE (AL FRONTE DI SCAVO)			
fattore A (calcolo spostamenti in fase plastica)	A		0,990
fattore B (calcolo spostamenti in fase plastica)	B		1,089
fattore C (calcolo spostamenti in fase plastica)	C		0,400
pressione critica di confinamento	pe	Mpa	0,73
coefficiente λ al limite elastico	λe		0,68
convergenza al limite elastico	Ue	m	0,003
convergenza al fronte di scavo	Uf	m	0,010
deformazione radiale	ϵf	%	0,2
Estensione fascia plasticizzata	Rpf - a	m	1,8

AMMASSO NON CONSOLIDATO										
			CONDIZIONI PIANE				CONDIZIONI SFERICHE			
λ	1- λ	pr (MPa)	status	Rp/r	Rp (m)	Ur (m)	status	Rp/r	Rp (m)	Uf (m)
0,00	1,00	2,250	E	1,000	6,57	0,000	E	1,000	6,57	0,000
0,029	0,97	2,186	E	1,000	6,57	0,000	E	1,000	6,57	0,000
0,06	0,94	2,121	E	1,000	6,57	0,001	E	1,000	6,57	0,000
0,09	0,91	2,057	E	1,000	6,57	0,001	E	1,000	6,57	0,000
0,11	0,89	1,993	E	1,000	6,57	0,001	E	1,000	6,57	0,001
0,14	0,86	1,929	E	1,000	6,57	0,001	E	1,000	6,57	0,001
0,17	0,83	1,864	E	1,000	6,57	0,002	E	1,000	6,57	0,001
0,20	0,80	1,800	E	1,000	6,57	0,002	E	1,000	6,57	0,001
0,23	0,77	1,736	E	1,000	6,57	0,002	E	1,000	6,57	0,001
0,26	0,74	1,671	E	1,000	6,57	0,002	E	1,000	6,57	0,001
0,29	0,71	1,607	E	1,000	6,57	0,003	E	1,000	6,57	0,001
0,31	0,69	1,543	E	1,000	6,57	0,003	E	1,000	6,57	0,002
0,34	0,66	1,479	E	1,000	6,57	0,003	E	1,000	6,57	0,002
0,37	0,63	1,414	E	1,000	6,57	0,004	E	1,000	6,57	0,002
0,40	0,60	1,350	E	1,000	6,57	0,004	E	1,000	6,57	0,002
0,43	0,57	1,286	E	1,000	6,57	0,004	E	1,000	6,57	0,002
0,46	0,54	1,221	E	1,000	6,57	0,004	E	1,000	6,57	0,002
0,49	0,51	1,157	E	1,000	6,57	0,005	E	1,000	6,57	0,002
0,51	0,49	1,093	E	1,000	6,57	0,005	E	1,000	6,57	0,002
0,54	0,46	1,029	E	1,000	6,57	0,005	E	1,000	6,57	0,003
0,57	0,43	0,964	E	1,000	6,57	0,005	E	1,000	6,57	0,003
0,60	0,40	0,900	P	1,008	6,63	0,006	E	1,000	6,57	0,003
0,63	0,37	0,836	P	1,034	6,79	0,006	E	1,000	6,57	0,003
0,66	0,34	0,771	P	1,062	6,98	0,006	E	1,000	6,57	0,003
0,69	0,31	0,707	P	1,092	7,17	0,007	P	1,004	6,60	0,003
0,71	0,29	0,643	P	1,125	7,39	0,007	P	1,019	6,70	0,004
0,74	0,26	0,579	P	1,160	7,62	0,008	P	1,035	6,80	0,004
0,77	0,23	0,514	P	1,199	7,88	0,008	P	1,053	6,92	0,004
0,80	0,20	0,450	P	1,242	8,16	0,009	P	1,071	7,04	0,005
0,83	0,17	0,386	P	1,290	8,48	0,010	P	1,092	7,17	0,005
0,86	0,14	0,321	P	1,344	8,83	0,011	P	1,114	7,32	0,006
0,89	0,11	0,257	P	1,405	9,23	0,012	P	1,139	7,49	0,006
0,91	0,09	0,193	P	1,475	9,69	0,014	P	1,167	7,67	0,007
0,94	0,06	0,129	P	1,556	10,22	0,016	P	1,199	7,88	0,008
0,97	0,03	0,064	P	1,651	10,85	0,018	P	1,235	8,11	0,009
1,00	0,00	0,000	P	1,765	11,60	0,021	P	1,277	8,39	0,010

n. punti 35 step 0,0286

LAVORO: GALLERIA CASTELLAVAZZO - SCAVI IN CALCARI
 CURVE CARATTERISTICHE DEL TERRENO IN CONDIZIONI NATURALI



DATI		
Geometria		
a	m	6,57
C	m	90,0
Parametri geotecnici		
γ	MN/m ³	0,0250
ϕp	(°)	29
cp	MPa	0,264
ϕr	(°)	29
cr	MPa	0,264
E	Mpa	2000
ν		0,3
ψ	(°)	0
Stato di sforzo iniziale		
K0		1,00
$\sigma 0$	Mpa	2,25

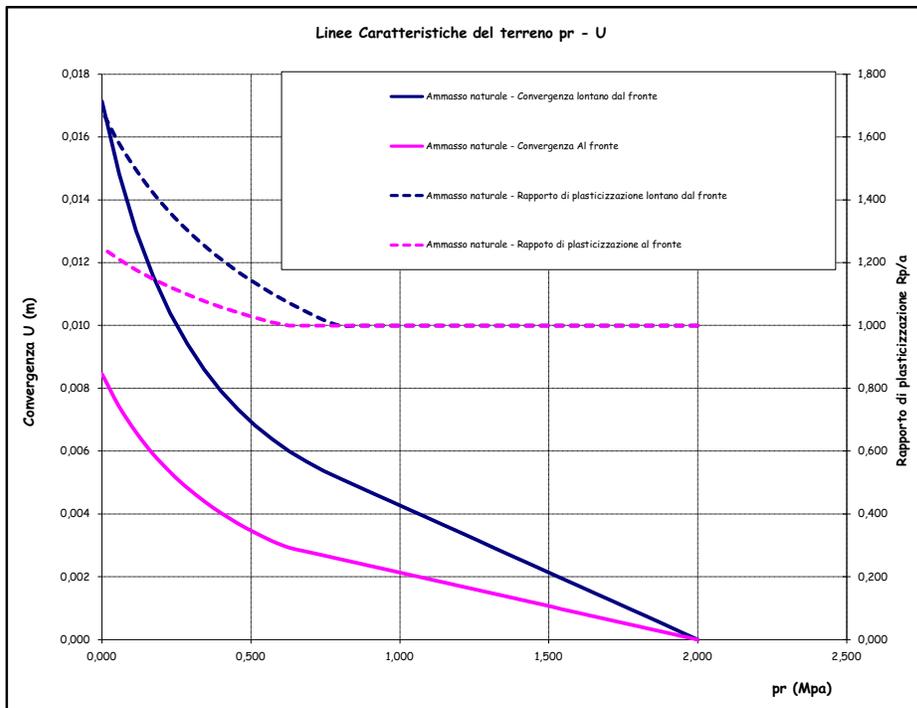
RISULTATI		
Lontano dal fronte		
Uinf	m	0,021
ϵinf	%	0,3
Rpinf - a	m	5,0
Al fronte		
Uf	m	0,010
ϵf	%	0,2
Rpf - a	m	1,8

LAVORO: GALLERIA CASTELLAVAZZO - SCAVI IN CALCARI
 CURVE CARATTERISTICHE DEL TERRENO IN CONDIZIONI NATURALI

DATI			
Geometria			
Raggio di scavo equivalente	a	m	6,57
Copertura (in asse galleria)	C	m	80,0
Parametri geomeccanici			
Peso di volume del terreno	γ	MN/mc	0,0250
Angolo d'attrito interno in condizioni di picco	ϕp	deg	30,0
coesione drenata in condizioni di picco	cp	MPa	0,2
Angolo d'attrito interno in condizioni residue	ϕr	deg	30,0
coesione drenata in condizioni residue	cr	MPa	0,2
Modulo di Young	E	Mpa	2000
Coefficiente di Poisson	ν		0,3
Dilatanza	ψ	deg	0
Stato di sforzo iniziale			
coefficiente di spinta passiva - picco	Np		2,995
Resistenza a compressione uniassiale - picco	fp	Mpa	0,859
coefficiente di spinta passiva - residue	Nr		2,995
Resistenza a compressione uniassiale - residue	fr	Mpa	0,859
fattore di dilatanza	K		1,000
RISULTATI - CONDIZIONI PIANE (LONTANO DAL FRONTE)			
fattore A (calcolo spostamenti in fase plastica)	A		1,214
fattore B (calcolo spostamenti in fase plastica)	B		0,972
fattore C (calcolo spostamenti in fase plastica)	C		0,009
pressione critica di confinamento	pe	Mpa	0,79
coefficiente λ al limite elastico	λe		0,61
convergenza al limite elastico	Ue	m	0,005
convergenza del cavo in assenza di sostegno	Uinf	m	0,017
deformazione radiale	ϵinf	%	0,3
Estensione fascia plasticizzata	Rp - a	m	4,5
RISULTATI - CONDIZIONI SFERICHE (AL FRONTE DI SCAVO)			
fattore A (calcolo spostamenti in fase plastica)	A		0,902
fattore B (calcolo spostamenti in fase plastica)	B		0,972
fattore C (calcolo spostamenti in fase plastica)	C		0,400
pressione critica di confinamento	pe	Mpa	0,61
coefficiente λ al limite elastico	λe		0,69
convergenza al limite elastico	Ue	m	0,003
convergenza al fronte di scavo	Uf	m	0,008
deformazione radiale	ϵf	%	0,1
Estensione fascia plasticizzata	Rp - a	m	1,6

AMMASSO NON CONSOLIDATO										
			CONDIZIONI PIANE			CONDIZIONI SFERICHE				
λ	1- λ	pr (MPa)	status	Rp/r	Rp (m)	Ur (m)	status	Rp/r	Rp (m)	Uf (m)
0,00	1,00	2,000	E	1,000	6,57	0,000	E	1,000	6,57	0,000
0,029	0,97	1,943	E	1,000	6,57	0,000	E	1,000	6,57	0,000
0,06	0,94	1,886	E	1,000	6,57	0,000	E	1,000	6,57	0,000
0,09	0,91	1,829	E	1,000	6,57	0,001	E	1,000	6,57	0,000
0,11	0,89	1,771	E	1,000	6,57	0,001	E	1,000	6,57	0,000
0,14	0,86	1,714	E	1,000	6,57	0,001	E	1,000	6,57	0,001
0,17	0,83	1,657	E	1,000	6,57	0,001	E	1,000	6,57	0,001
0,20	0,80	1,600	E	1,000	6,57	0,002	E	1,000	6,57	0,001
0,23	0,77	1,543	E	1,000	6,57	0,002	E	1,000	6,57	0,001
0,26	0,74	1,486	E	1,000	6,57	0,002	E	1,000	6,57	0,001
0,29	0,71	1,429	E	1,000	6,57	0,002	E	1,000	6,57	0,001
0,31	0,69	1,371	E	1,000	6,57	0,003	E	1,000	6,57	0,001
0,34	0,66	1,314	E	1,000	6,57	0,003	E	1,000	6,57	0,001
0,37	0,63	1,257	E	1,000	6,57	0,003	E	1,000	6,57	0,002
0,40	0,60	1,200	E	1,000	6,57	0,003	E	1,000	6,57	0,002
0,43	0,57	1,143	E	1,000	6,57	0,004	E	1,000	6,57	0,002
0,46	0,54	1,086	E	1,000	6,57	0,004	E	1,000	6,57	0,002
0,49	0,51	1,029	E	1,000	6,57	0,004	E	1,000	6,57	0,002
0,51	0,49	0,971	E	1,000	6,57	0,004	E	1,000	6,57	0,002
0,54	0,46	0,914	E	1,000	6,57	0,005	E	1,000	6,57	0,002
0,57	0,43	0,857	E	1,000	6,57	0,005	E	1,000	6,57	0,002
0,60	0,40	0,800	E	1,000	6,57	0,005	E	1,000	6,57	0,003
0,63	0,37	0,743	P	1,018	6,69	0,005	E	1,000	6,57	0,003
0,66	0,34	0,686	P	1,044	6,86	0,006	E	1,000	6,57	0,003
0,69	0,31	0,629	P	1,072	7,04	0,006	E	1,000	6,57	0,003
0,71	0,29	0,571	P	1,102	7,24	0,006	P	1,010	6,64	0,003
0,74	0,26	0,514	P	1,135	7,46	0,007	P	1,025	6,73	0,003
0,77	0,23	0,457	P	1,171	7,69	0,007	P	1,041	6,84	0,004
0,80	0,20	0,400	P	1,211	7,96	0,008	P	1,059	6,96	0,004
0,83	0,17	0,343	P	1,255	8,24	0,009	P	1,078	7,08	0,004
0,86	0,14	0,286	P	1,304	8,57	0,009	P	1,099	7,22	0,005
0,89	0,11	0,229	P	1,360	8,93	0,010	P	1,122	7,37	0,005
0,91	0,09	0,171	P	1,423	9,35	0,012	P	1,148	7,54	0,006
0,94	0,06	0,114	P	1,496	9,83	0,013	P	1,177	7,73	0,007
0,97	0,03	0,057	P	1,581	10,39	0,015	P	1,210	7,95	0,007
1,00	0,00	0,000	P	1,683	11,06	0,017	P	1,248	8,20	0,008

LAVORO: GALLERIA CASTELLAVAZZO - SCAVI IN CALCARI
 CURVE CARATTERISTICHE DEL TERRENO IN CONDIZIONI NATURALI



DATI		
Geometria		
a	m	6,57
C	m	80,0
Parametri geotecnici		
γ	MN/m ³	0,0250
ϕp	(°)	30
cp	MPa	0,248
ϕr	(°)	30
cr	MPa	0,248
E	Mpa	2000
ν		0,3
ψ	(°)	0
Stato di sforzo iniziale		
KO		1,00
$\sigma 0$	Mpa	2,00

RISULTATI		
Lontano dal fronte		
Uinf	m	0,017
ϵinf	%	0,3
Rpinf - a	m	4,5
Al fronte		
Uf	m	0,008
ϵf	%	0,1
Rpf - a	m	1,6

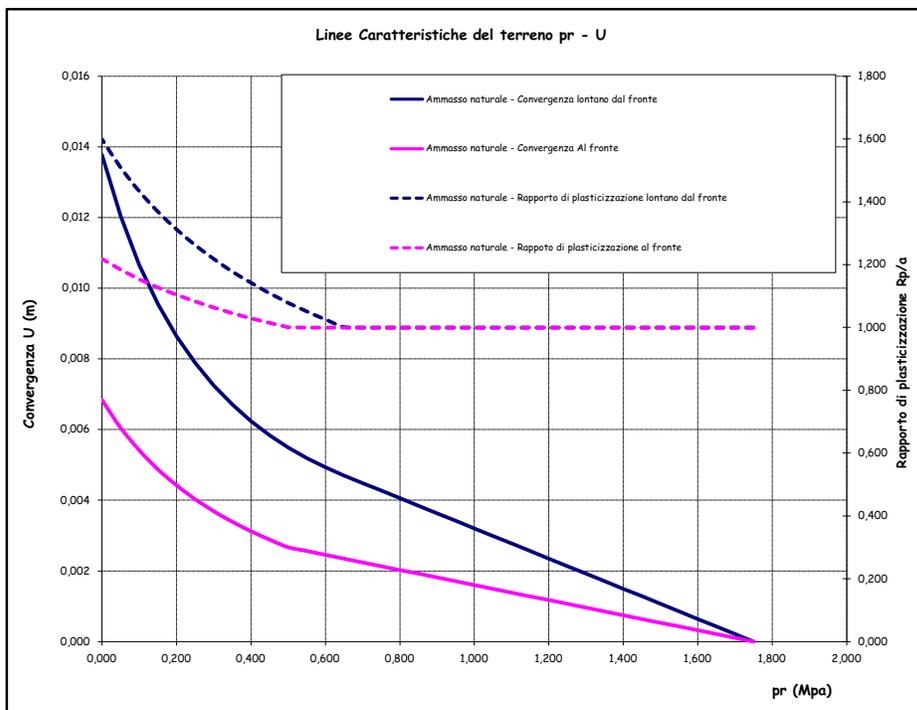
LAVORO: GALLERIA CASTELLAVAZZO - SCAVI IN CALCARI
 CURVE CARATTERISTICHE DEL TERRENO IN CONDIZIONI NATURALI

DATI			
Geometria			
Raggio di scavo equivalente	a	m	6,57
Copertura (in asse galleria)	C	m	70,0
Parametri geomeccanici			
Peso di volume del terreno	γ	MN/mc	0,0250
Angolo d'attrito interno in condizioni di picco	ϕp	deg	30,8
coesione drenata in condizioni di picco	cp	MPa	0,2
Angolo d'attrito interno in condizioni residue	ϕr	deg	30,8
coesione drenata in condizioni residue	cr	MPa	0,2
Modulo di Young	E	Mpa	2000
Coefficiente di Poisson	ν		0,3
Dilatanza	ψ	deg	0
Stato di sforzo iniziale			
coefficiente di spinta a riposo	K0		1,00
Carica litostatica	$\sigma 0$	Mpa	1,75
RISULTATI - CONDIZIONI PIANE (LONTANO DAL FRONTE)			
fattore A (calcolo spostamenti in fase plastica)	A		1,096
fattore B (calcolo spostamenti in fase plastica)	B		0,855
fattore C (calcolo spostamenti in fase plastica)	C		0,008
pressione critica di confinamento	pe	Mpa	0,65
coefficiente λ al limite elastico	λe		0,63
convergenza al limite elastico	Ue	m	0,005
convergenza del cavo in assenza di sostegno	Uinf	m	0,014
deformazione radiale	ϵinf	%	0,2
Estensione fascia plasticizzata	Rp - a	m	3,9
RISULTATI - CONDIZIONI SFERICHE (AL FRONTE DI SCAVO)			
fattore A (calcolo spostamenti in fase plastica)	A		0,811
fattore B (calcolo spostamenti in fase plastica)	B		0,855
fattore C (calcolo spostamenti in fase plastica)	C		0,400
pressione critica di confinamento	pe	Mpa	0,50
coefficiente λ al limite elastico	λe		0,71
convergenza al limite elastico	Ue	m	0,003
convergenza al fronte di scavo	Uf	m	0,007
deformazione radiale	ϵf	%	0,1
Estensione fascia plasticizzata	Rp - a	m	1,4

AMMASSO NON CONSOLIDATO										
			CONDIZIONI PIANE				CONDIZIONI SFERICHE			
λ	1- λ	pr (MPa)	status	Rp/r	Rp (m)	Ur (m)	status	Rp/r	Rp (m)	Uf (m)
0,00	1,00	1,750	E	1,000	6,57	0,000	E	1,000	6,57	0,000
0,029	0,97	1,700	E	1,000	6,57	0,000	E	1,000	6,57	0,000
0,06	0,94	1,650	E	1,000	6,57	0,000	E	1,000	6,57	0,000
0,09	0,91	1,600	E	1,000	6,57	0,001	E	1,000	6,57	0,000
0,11	0,89	1,550	E	1,000	6,57	0,001	E	1,000	6,57	0,000
0,14	0,86	1,500	E	1,000	6,57	0,001	E	1,000	6,57	0,001
0,17	0,83	1,450	E	1,000	6,57	0,001	E	1,000	6,57	0,001
0,20	0,80	1,400	E	1,000	6,57	0,001	E	1,000	6,57	0,001
0,23	0,77	1,350	E	1,000	6,57	0,002	E	1,000	6,57	0,001
0,26	0,74	1,300	E	1,000	6,57	0,002	E	1,000	6,57	0,001
0,29	0,71	1,250	E	1,000	6,57	0,002	E	1,000	6,57	0,001
0,31	0,69	1,200	E	1,000	6,57	0,002	E	1,000	6,57	0,001
0,34	0,66	1,150	E	1,000	6,57	0,003	E	1,000	6,57	0,001
0,37	0,63	1,100	E	1,000	6,57	0,003	E	1,000	6,57	0,001
0,40	0,60	1,050	E	1,000	6,57	0,003	E	1,000	6,57	0,001
0,43	0,57	1,000	E	1,000	6,57	0,003	E	1,000	6,57	0,002
0,46	0,54	0,950	E	1,000	6,57	0,003	E	1,000	6,57	0,002
0,49	0,51	0,900	E	1,000	6,57	0,004	E	1,000	6,57	0,002
0,51	0,49	0,850	E	1,000	6,57	0,004	E	1,000	6,57	0,002
0,54	0,46	0,800	E	1,000	6,57	0,004	E	1,000	6,57	0,002
0,57	0,43	0,750	E	1,000	6,57	0,004	E	1,000	6,57	0,002
0,60	0,40	0,700	E	1,000	6,57	0,004	E	1,000	6,57	0,002
0,63	0,37	0,650	P	1,002	6,58	0,005	E	1,000	6,57	0,002
0,66	0,34	0,600	P	1,026	6,74	0,005	E	1,000	6,57	0,002
0,69	0,31	0,550	P	1,051	6,91	0,005	E	1,000	6,57	0,003
0,71	0,29	0,500	P	1,079	7,09	0,005	P	1,001	6,57	0,003
0,74	0,26	0,450	P	1,109	7,29	0,006	P	1,014	6,66	0,003
0,77	0,23	0,400	P	1,142	7,50	0,006	P	1,029	6,76	0,003
0,80	0,20	0,350	P	1,178	7,74	0,007	P	1,046	6,87	0,003
0,83	0,17	0,300	P	1,218	8,00	0,007	P	1,063	6,98	0,004
0,86	0,14	0,250	P	1,263	8,30	0,008	P	1,082	7,11	0,004
0,89	0,11	0,200	P	1,313	8,62	0,009	P	1,104	7,25	0,004
0,91	0,09	0,150	P	1,369	9,00	0,010	P	1,127	7,40	0,005
0,94	0,06	0,100	P	1,434	9,42	0,011	P	1,154	7,58	0,005
0,97	0,03	0,050	P	1,510	9,92	0,012	P	1,184	7,78	0,006
1,00	0,00	0,000	P	1,599	10,51	0,014	P	1,218	8,00	0,007

n. punti 35 step 0,0286

LAVORO: GALLERIA CASTELLAVAZZO - SCAVI IN CALCARI
 CURVE CARATTERISTICHE DEL TERRENO IN CONDIZIONI NATURALI



DATI		
Geometria		
a	m	6,57
C	m	70,0
Parametri geotecnici		
γ	MN/m ³	0,0250
ϕp	(°)	31
cp	MPa	0,232
ϕr	(°)	31
cr	MPa	0,232
E	Mpa	2000
ν		0,3
ψ	(°)	0
Stato di sforzo iniziale		
K0		1,00
$\sigma 0$	Mpa	1,75

RISULTATI		
Lontano dal fronte		
Uinf	m	0,014
ϵinf	%	0,2
Rpinf - a	m	3,9
Al fronte		
Uf	m	0,007
ϵf	%	0,1
Rpf - a	m	1,4

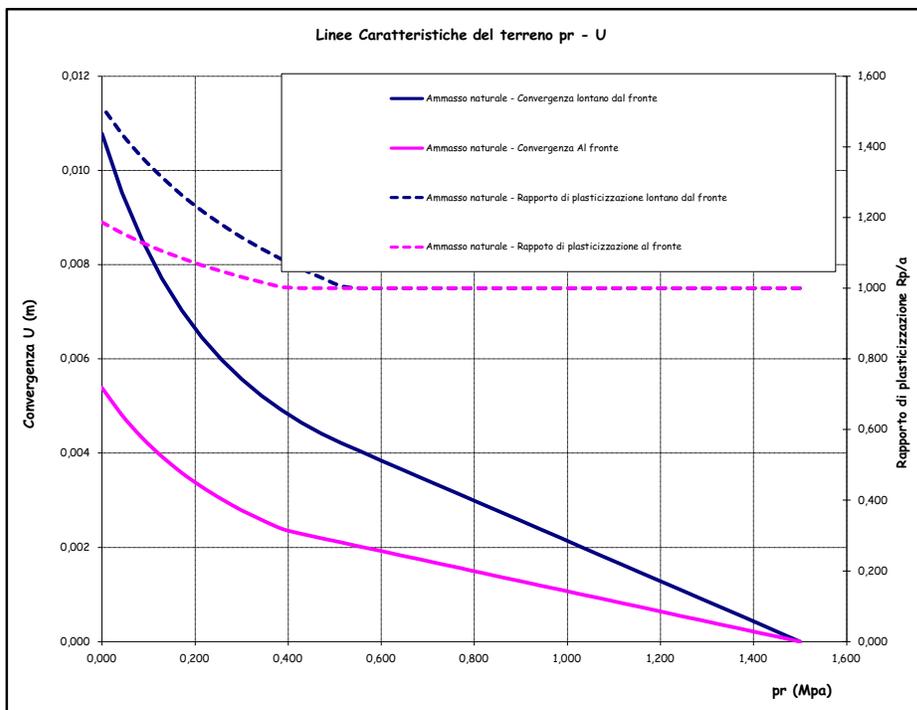
LAVORO: GALLERIA CASTELLAVAZZO - SCAVI IN CALCARI
 CURVE CARATTERISTICHE DEL TERRENO IN CONDIZIONI NATURALI

DATI			
Geometria			
Raggio di scavo equivalente	a	m	6,57
Copertura (in asse galleria)	C	m	60,0
Parametri geomeccanici			
Peso di volume del terreno	γ	MN/mc	0,0250
Angolo d'attrito interno in condizioni di picco	ϕp	deg	31,8
coesione drenata in condizioni di picco	cp	MPa	0,2
Angolo d'attrito interno in condizioni residue	ϕr	deg	31,8
coesione drenata in condizioni residue	cr	MPa	0,2
Modulo di Young	E	Mpa	2000
Coefficiente di Poisson	ν		0,3
Dilatanza	ψ	deg	0
Stato di sforzo iniziale			
coefficiente di spinta a riposo	K0		1,00
Carica litostatica	$\sigma 0$	Mpa	1,50
RISULTATI - CONDIZIONI PIANE (LONTANO DAL FRONTE)			
fattore A (calcolo spostamenti in fase plastica)	A		0,973
fattore B (calcolo spostamenti in fase plastica)	B		0,738
fattore C (calcolo spostamenti in fase plastica)	C		0,006
pressione critica di confinamento	pe	Mpa	0,53
coefficiente λ al limite elastico	λe		0,65
convergenza al limite elastico	Ue	m	0,004
convergenza del cavo in assenza di sostegno	Uinf	m	0,011
deformazione radiale	ϵinf	%	0,2
Estensione fascia plasticizzata	Rp - a	m	3,4
RISULTATI - CONDIZIONI SFERICHE (AL FRONTE DI SCAVO)			
fattore A (calcolo spostamenti in fase plastica)	A		0,717
fattore B (calcolo spostamenti in fase plastica)	B		0,738
fattore C (calcolo spostamenti in fase plastica)	C		0,400
pressione critica di confinamento	pe	Mpa	0,40
coefficiente λ al limite elastico	λe		0,74
convergenza al limite elastico	Ue	m	0,002
convergenza al fronte di scavo	Uf	m	0,005
deformazione radiale	ϵf	%	0,1
Estensione fascia plasticizzata	Rp - a	m	1,2

AMMASSO NON CONSOLIDATO										
			CONDIZIONI PIANE			CONDIZIONI SFERICHE				
λ	1- λ	pr (MPa)	status	Rp/r	Rp (m)	Ur (m)	status	Rp/r	Rp (m)	Uf (m)
0,00	1,00	1,500	E	1,000	6,57	0,000	E	1,000	6,57	0,000
0,029	0,97	1,457	E	1,000	6,57	0,000	E	1,000	6,57	0,000
0,06	0,94	1,414	E	1,000	6,57	0,000	E	1,000	6,57	0,000
0,09	0,91	1,371	E	1,000	6,57	0,001	E	1,000	6,57	0,000
0,11	0,89	1,329	E	1,000	6,57	0,001	E	1,000	6,57	0,000
0,14	0,86	1,286	E	1,000	6,57	0,001	E	1,000	6,57	0,000
0,17	0,83	1,243	E	1,000	6,57	0,001	E	1,000	6,57	0,001
0,20	0,80	1,200	E	1,000	6,57	0,001	E	1,000	6,57	0,001
0,23	0,77	1,157	E	1,000	6,57	0,001	E	1,000	6,57	0,001
0,26	0,74	1,114	E	1,000	6,57	0,002	E	1,000	6,57	0,001
0,29	0,71	1,071	E	1,000	6,57	0,002	E	1,000	6,57	0,001
0,31	0,69	1,029	E	1,000	6,57	0,002	E	1,000	6,57	0,001
0,34	0,66	0,986	E	1,000	6,57	0,002	E	1,000	6,57	0,001
0,37	0,63	0,943	E	1,000	6,57	0,002	E	1,000	6,57	0,001
0,40	0,60	0,900	E	1,000	6,57	0,003	E	1,000	6,57	0,001
0,43	0,57	0,857	E	1,000	6,57	0,003	E	1,000	6,57	0,001
0,46	0,54	0,814	E	1,000	6,57	0,003	E	1,000	6,57	0,001
0,49	0,51	0,771	E	1,000	6,57	0,003	E	1,000	6,57	0,002
0,51	0,49	0,729	E	1,000	6,57	0,003	E	1,000	6,57	0,002
0,54	0,46	0,686	E	1,000	6,57	0,003	E	1,000	6,57	0,002
0,57	0,43	0,643	E	1,000	6,57	0,004	E	1,000	6,57	0,002
0,60	0,40	0,600	E	1,000	6,57	0,004	E	1,000	6,57	0,002
0,63	0,37	0,557	E	1,000	6,57	0,004	E	1,000	6,57	0,002
0,66	0,34	0,514	P	1,006	6,61	0,004	E	1,000	6,57	0,002
0,69	0,31	0,471	P	1,030	6,77	0,004	E	1,000	6,57	0,002
0,71	0,29	0,429	P	1,055	6,93	0,005	E	1,000	6,57	0,002
0,74	0,26	0,386	P	1,082	7,11	0,005	P	1,003	6,59	0,002
0,77	0,23	0,343	P	1,112	7,30	0,005	P	1,017	6,68	0,003
0,80	0,20	0,300	P	1,144	7,52	0,006	P	1,032	6,78	0,003
0,83	0,17	0,257	P	1,180	7,75	0,006	P	1,048	6,88	0,003
0,86	0,14	0,214	P	1,220	8,01	0,006	P	1,065	7,00	0,003
0,89	0,11	0,171	P	1,264	8,31	0,007	P	1,084	7,12	0,004
0,91	0,09	0,129	P	1,314	8,63	0,008	P	1,106	7,26	0,004
0,94	0,06	0,086	P	1,371	9,01	0,009	P	1,129	7,42	0,004
0,97	0,03	0,043	P	1,437	9,44	0,010	P	1,156	7,60	0,005
1,00	0,00	0,000	P	1,514	9,95	0,011	P	1,187	7,80	0,005

n. punti 35 step 0,0286

LAVORO: GALLERIA CASTELLAVAZZO - SCAVI IN CALCARI
 CURVE CARATTERISTICHE DEL TERRENO IN CONDIZIONI NATURALI



DATI		
Geometria		
a	m	6,57
C	m	60,0
Parametri geotecnici		
γ	MN/m ³	0,0250
ϕp	(°)	32
cp	MPa	0,214
ϕr	(°)	32
cr	MPa	0,214
E	Mpa	2000
ν		0,3
ψ	(°)	0
Stato di sforzo iniziale		
K0		1,00
$\sigma 0$	Mpa	1,50

RISULTATI		
Lontano dal fronte		
Uinf	m	0,011
ϵinf	%	0,2
Rpinf - a	m	3,4
Al fronte		
Uf	m	0,005
ϵf	%	0,1
Rpf - a	m	1,2

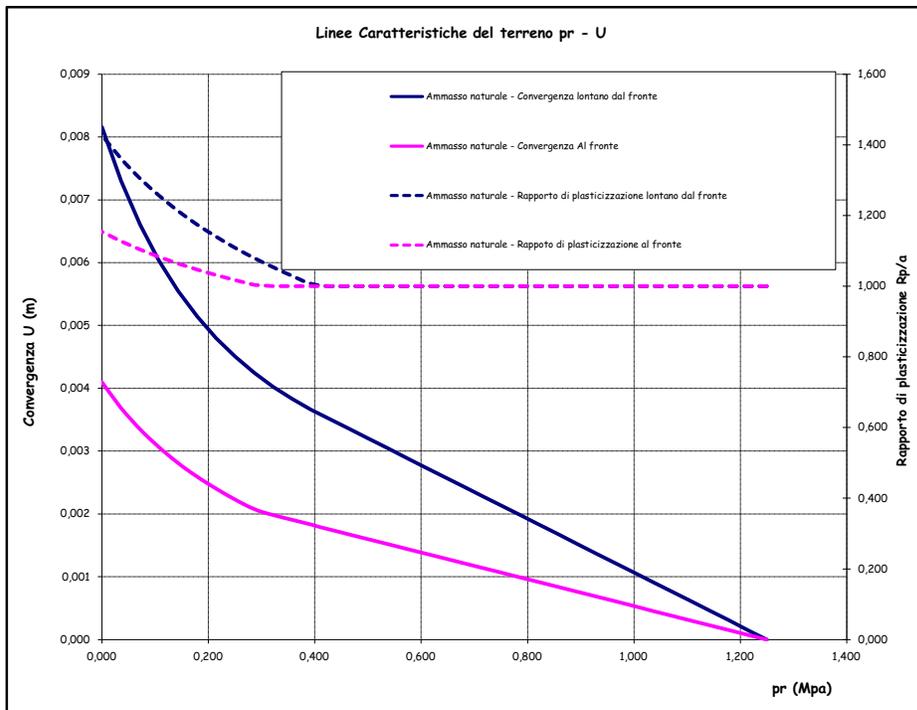
LAVORO: GALLERIA CASTELLAVAZZO - SCAVI IN CALCARI
 CURVE CARATTERISTICHE DEL TERRENO IN CONDIZIONI NATURALI

DATI			
Geometria			
Raggio di scavo equivalente	a	m	6,57
Copertura (in asse galleria)	C	m	50,0
Parametri geomeccanici			
Peso di volume del terreno	γ	MN/mc	0,0250
Angolo d'attrito interno in condizioni di picco	ϕp	deg	33,0
coesione drenata in condizioni di picco	cp	MPa	0,2
Angolo d'attrito interno in condizioni residue	ϕr	deg	33,0
coesione drenata in condizioni residue	cr	MPa	0,2
Modulo di Young	E	Mpa	2000
Coefficiente di Poisson	ν		0,3
Dilatanza	ψ	deg	0
Stato di sforzo iniziale			
coefficiente di spinta a riposo	K0		1,00
Carico litostatico	$\sigma 0$	Mpa	1,25
RISULTATI - CONDIZIONI PIANE (LONTANO DAL FRONTE)			
fattore A (calcolo spostamenti in fase plastica)	A		0,845
fattore B (calcolo spostamenti in fase plastica)	B		0,620
fattore C (calcolo spostamenti in fase plastica)	C		0,004
pressione critica di confinamento	pe	Mpa	0,40
coefficiente λ al limite elastico	λe		0,68
convergenza al limite elastico	Ue	m	0,004
convergenza del cavo in assenza di sostegno	Uinf	m	0,008
deformazione radiale	ϵinf	%	0,1
Estensione fascia plasticizzata	Rp - a	m	2,8
RISULTATI - CONDIZIONI SFERICHE (AL FRONTE DI SCAVO)			
fattore A (calcolo spostamenti in fase plastica)	A		0,620
fattore B (calcolo spostamenti in fase plastica)	B		0,620
fattore C (calcolo spostamenti in fase plastica)	C		0,400
pressione critica di confinamento	pe	Mpa	0,30
coefficiente λ al limite elastico	λe		0,76
convergenza al limite elastico	Ue	m	0,002
convergenza al fronte di scavo	Uf	m	0,004
deformazione radiale	ϵf	%	0,1
Estensione fascia plasticizzata	Rp - a	m	1,0

AMMASSO NON CONSOLIDATO										
			CONDIZIONI PIANE			CONDIZIONI SFERICHE				
λ	1- λ	pr (MPa)	status	Rp/r	Rp (m)	Ur (m)	status	Rp/r	Rp (m)	Uf (m)
0,00	1,00	1,250	E	1,000	6,57	0,000	E	1,000	6,57	0,000
0,029	0,97	1,214	E	1,000	6,57	0,000	E	1,000	6,57	0,000
0,06	0,94	1,179	E	1,000	6,57	0,000	E	1,000	6,57	0,000
0,09	0,91	1,143	E	1,000	6,57	0,000	E	1,000	6,57	0,000
0,11	0,89	1,107	E	1,000	6,57	0,001	E	1,000	6,57	0,000
0,14	0,86	1,071	E	1,000	6,57	0,001	E	1,000	6,57	0,000
0,17	0,83	1,036	E	1,000	6,57	0,001	E	1,000	6,57	0,000
0,20	0,80	1,000	E	1,000	6,57	0,001	E	1,000	6,57	0,001
0,23	0,77	0,964	E	1,000	6,57	0,001	E	1,000	6,57	0,001
0,26	0,74	0,929	E	1,000	6,57	0,001	E	1,000	6,57	0,001
0,29	0,71	0,893	E	1,000	6,57	0,002	E	1,000	6,57	0,001
0,31	0,69	0,857	E	1,000	6,57	0,002	E	1,000	6,57	0,001
0,34	0,66	0,821	E	1,000	6,57	0,002	E	1,000	6,57	0,001
0,37	0,63	0,786	E	1,000	6,57	0,002	E	1,000	6,57	0,001
0,40	0,60	0,750	E	1,000	6,57	0,002	E	1,000	6,57	0,001
0,43	0,57	0,714	E	1,000	6,57	0,002	E	1,000	6,57	0,001
0,46	0,54	0,679	E	1,000	6,57	0,002	E	1,000	6,57	0,001
0,49	0,51	0,643	E	1,000	6,57	0,003	E	1,000	6,57	0,001
0,51	0,49	0,607	E	1,000	6,57	0,003	E	1,000	6,57	0,001
0,54	0,46	0,571	E	1,000	6,57	0,003	E	1,000	6,57	0,001
0,57	0,43	0,536	E	1,000	6,57	0,003	E	1,000	6,57	0,002
0,60	0,40	0,500	E	1,000	6,57	0,003	E	1,000	6,57	0,002
0,63	0,37	0,464	E	1,000	6,57	0,003	E	1,000	6,57	0,002
0,66	0,34	0,429	E	1,000	6,57	0,004	E	1,000	6,57	0,002
0,69	0,31	0,393	P	1,007	6,62	0,004	E	1,000	6,57	0,002
0,71	0,29	0,357	P	1,030	6,76	0,004	E	1,000	6,57	0,002
0,74	0,26	0,321	P	1,054	6,92	0,004	E	1,000	6,57	0,002
0,77	0,23	0,286	P	1,080	7,10	0,004	P	1,004	6,59	0,002
0,80	0,20	0,250	P	1,109	7,28	0,005	P	1,017	6,68	0,002
0,83	0,17	0,214	P	1,140	7,49	0,005	P	1,031	6,78	0,002
0,86	0,14	0,179	P	1,175	7,72	0,005	P	1,047	6,88	0,003
0,89	0,11	0,143	P	1,214	7,97	0,006	P	1,064	6,99	0,003
0,91	0,09	0,107	P	1,257	8,26	0,006	P	1,083	7,11	0,003
0,94	0,06	0,071	P	1,306	8,58	0,007	P	1,104	7,25	0,003
0,97	0,03	0,036	P	1,362	8,95	0,007	P	1,127	7,40	0,004
1,00	0,00	0,000	P	1,427	9,38	0,008	P	1,154	7,58	0,004

n. punti 35 step 0,0286

LAVORO: GALLERIA CASTELLAVAZZO - SCAVI IN CALCARI
 CURVE CARATTERISTICHE DEL TERRENO IN CONDIZIONI NATURALI



DATI		
Geometria		
a	m	6,57
C	m	50,0
Parametri geotecnici		
γ	MN/m ³	0,0250
ϕp	(°)	33
cp	MPa	0,196
ϕr	(°)	33
cr	MPa	0,196
E	Mpa	2000
ν		0,3
ψ	(°)	0
Stato di sforzo iniziale		
K0		1,00
$\sigma 0$	Mpa	1,25

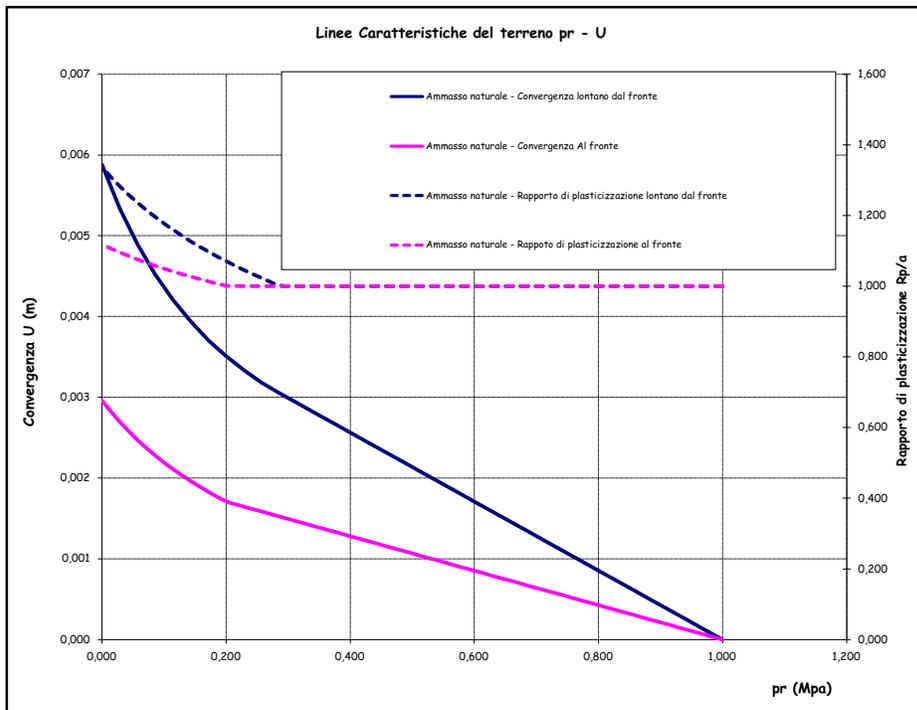
RISULTATI		
Lontano dal fronte		
Uinf	m	0,008
ϵinf	%	0,1
Rp inf - a	m	2,8
Al fronte		
Uf	m	0,004
ϵf	%	0,1
Rp f - a	m	1,0

LAVORO: GALLERIA CASTELLAVAZZO - SCAVI IN CALCARI
 CURVE CARATTERISTICHE DEL TERRENO IN CONDIZIONI NATURALI

DATI			
Geometria			
Raggio di scavo equivalente	a	m	6,57
Copertura (in asse galleria)	C	m	40,0
Parametri geomeccanici			
Peso di volume del terreno	γ	MN/mc	0,0250
Angolo d'attrito interno in condizioni di picco	ϕp	deg	34,5
coesione drenata in condizioni di picco	cp	MPa	0,2
Angolo d'attrito interno in condizioni residue	ϕr	deg	34,5
coesione drenata in condizioni residue	cr	MPa	0,2
Modulo di Young	E	Mpa	2000
Coefficiente di Poisson	ν		0,3
Dilatanza	ψ	deg	0
Stato di sforzo iniziale			
coefficiente di spinta a riposo	K0		1,00
Carica litostatica	$\sigma 0$	Mpa	1,00
RISULTATI - CONDIZIONI PIANE (LONTANO DAL FRONTE)			
fattore A (calcolo spostamenti in fase plastica)	A		0,711
fattore B (calcolo spostamenti in fase plastica)	B		0,502
fattore C (calcolo spostamenti in fase plastica)	C		0,003
pressione critica di confinamento	pe	Mpa	0,29
coefficiente λ al limite elastico	λe		0,71
convergenza al limite elastico	Ue	m	0,003
convergenza del cavo in assenza di sostegno	Uinf	m	0,006
deformazione radiale	ϵinf	%	0,1
Estensione fascia plasticizzata	Rp - a	m	2,2
RISULTATI - CONDIZIONI SFERICHE (AL FRONTE DI SCAVO)			
fattore A (calcolo spostamenti in fase plastica)	A		0,518
fattore B (calcolo spostamenti in fase plastica)	B		0,502
fattore C (calcolo spostamenti in fase plastica)	C		0,400
pressione critica di confinamento	pe	Mpa	0,20
coefficiente λ al limite elastico	λe		0,80
convergenza al limite elastico	Ue	m	0,002
convergenza al fronte di scavo	Uf	m	0,003
deformazione radiale	ϵf	%	0,0
Estensione fascia plasticizzata	Rp - a	m	0,8

AMMASSO NON CONSOLIDATO										
			CONDIZIONI PIANE			CONDIZIONI SFERICHE				
λ	1- λ	pr (MPa)	status	Rp/r	Rp (m)	Ur (m)	status	Rp/r	Rp (m)	Uf (m)
0,00	1,00	1,000	E	1,000	6,57	0,000	E	1,000	6,57	0,000
0,029	0,97	0,971	E	1,000	6,57	0,000	E	1,000	6,57	0,000
0,06	0,94	0,943	E	1,000	6,57	0,000	E	1,000	6,57	0,000
0,09	0,91	0,914	E	1,000	6,57	0,000	E	1,000	6,57	0,000
0,11	0,89	0,886	E	1,000	6,57	0,000	E	1,000	6,57	0,000
0,14	0,86	0,857	E	1,000	6,57	0,001	E	1,000	6,57	0,000
0,17	0,83	0,829	E	1,000	6,57	0,001	E	1,000	6,57	0,000
0,20	0,80	0,800	E	1,000	6,57	0,001	E	1,000	6,57	0,000
0,23	0,77	0,771	E	1,000	6,57	0,001	E	1,000	6,57	0,000
0,26	0,74	0,743	E	1,000	6,57	0,001	E	1,000	6,57	0,001
0,29	0,71	0,714	E	1,000	6,57	0,001	E	1,000	6,57	0,001
0,31	0,69	0,686	E	1,000	6,57	0,001	E	1,000	6,57	0,001
0,34	0,66	0,657	E	1,000	6,57	0,001	E	1,000	6,57	0,001
0,37	0,63	0,629	E	1,000	6,57	0,002	E	1,000	6,57	0,001
0,40	0,60	0,600	E	1,000	6,57	0,002	E	1,000	6,57	0,001
0,43	0,57	0,571	E	1,000	6,57	0,002	E	1,000	6,57	0,001
0,46	0,54	0,543	E	1,000	6,57	0,002	E	1,000	6,57	0,001
0,49	0,51	0,514	E	1,000	6,57	0,002	E	1,000	6,57	0,001
0,51	0,49	0,486	E	1,000	6,57	0,002	E	1,000	6,57	0,001
0,54	0,46	0,457	E	1,000	6,57	0,002	E	1,000	6,57	0,001
0,57	0,43	0,429	E	1,000	6,57	0,002	E	1,000	6,57	0,001
0,60	0,40	0,400	E	1,000	6,57	0,003	E	1,000	6,57	0,001
0,63	0,37	0,371	E	1,000	6,57	0,003	E	1,000	6,57	0,001
0,66	0,34	0,343	E	1,000	6,57	0,003	E	1,000	6,57	0,001
0,69	0,31	0,314	E	1,000	6,57	0,003	E	1,000	6,57	0,001
0,71	0,29	0,286	P	1,003	6,59	0,003	E	1,000	6,57	0,002
0,74	0,26	0,257	P	1,024	6,72	0,003	E	1,000	6,57	0,002
0,77	0,23	0,229	P	1,046	6,87	0,003	E	1,000	6,57	0,002
0,80	0,20	0,200	P	1,071	7,04	0,004	P	1,001	6,58	0,002
0,83	0,17	0,171	P	1,098	7,21	0,004	P	1,014	6,66	0,002
0,86	0,14	0,143	P	1,127	7,41	0,004	P	1,027	6,75	0,002
0,89	0,11	0,114	P	1,160	7,62	0,004	P	1,042	6,85	0,002
0,91	0,09	0,086	P	1,196	7,86	0,005	P	1,058	6,95	0,002
0,94	0,06	0,057	P	1,237	8,13	0,005	P	1,076	7,07	0,002
0,97	0,03	0,029	P	1,283	8,43	0,005	P	1,096	7,20	0,003
1,00	0,00	0,000	P	1,336	8,78	0,006	P	1,118	7,35	0,003

LAVORO: GALLERIA CASTELLAVAZZO - SCAVI IN CALCARI
 CURVE CARATTERISTICHE DEL TERRENO IN CONDIZIONI NATURALI



DATI		
Geometria		
a	m	6,57
C	m	40,0
Parametri geotecnici		
γ	MN/m ³	0,0250
ϕp	(°)	34
cp	MPa	0,176
ϕr	(°)	34
cr	MPa	0,176
E	Mpa	2000
ν		0,3
ψ	(°)	0
Stato di sforzo iniziale		
K0		1,00
$\sigma 0$	Mpa	1,00

RISULTATI		
Lontano dal fronte		
Uinf	m	0,006
ϵinf	%	0,1
Rpinf - a	m	2,2
Al fronte		
Uf	m	0,003
ϵf	%	0,0
Rpf - a	m	0,8

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		
VE407	<i>Relazione di calcolo</i>	

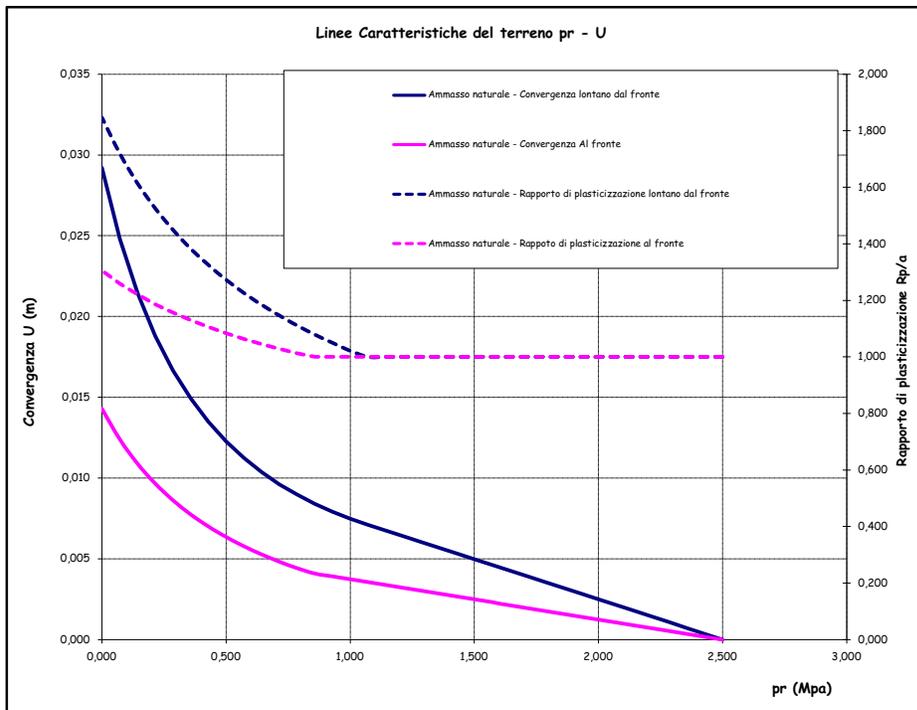
15.4 Stabilità della cavità - Metodo delle linee caratteristiche – Piazzola di sosta e Galleria d'emergenza

LAVORO: GALLERIA CASTELLAVAZZO - SCAVI IN CALCARI
 CURVE CARATTERISTICHE DEL TERRENO IN CONDIZIONI NATURALI

DATI			
Geometria	Var	unità	
Raggio di scavo equivalente	a	m	7,66
Copertura (in asse galleria)	C	m	100,0
Parametri geomeccanici			
	Var	unità	
Peso di volume del terreno	γ	MN/mc	0,0250
Angolo d'attrito interno in condizioni di picco	ϕp	deg	28,5
coesione drenata in condizioni di picco	cp	MPa	0,3
Angolo d'attrito interno in condizioni residue	ϕr	deg	28,5
coesione drenata in condizioni residue	cr	MPa	0,3
Modulo di Young	E	Mpa	2000
Coefficiente di Poisson	ν		0,3
Dilatanza	ψ	deg	0
coefficiente di spinta passiva - picco	Np		2,825
Resistenza a compressione uniassiale - picco	fp	Mpa	0,939
coefficiente di spinta passiva - residue	Nr		2,825
Resistenza a compressione uniassiale - residue	fr	Mpa	0,939
fattore di dilatanza	K		1,000
Stato di sforzo iniziale			
	Var	unità	
coefficiente di spinta a riposo	K0		1,00
Carico litostatico	$\sigma 0$	Mpa	2,50
RISULTATI - CONDIZIONI PIANE (LONTANO DAL FRONTE)			
fattore A (calcolo spostamenti in fase plastica)	A		1,438
fattore B (calcolo spostamenti in fase plastica)	B		1,206
fattore C (calcolo spostamenti in fase plastica)	C		0,010
pressione critica di confinamento	pe	Mpa	1,06
coefficiente λ al limite elastico	λe		0,58
convergenza al limite elastico	Ue	m	0,007
convergenza del cavo in assenza di sostegno	Uinf	m	0,029
deformazione radiale	ϵinf	%	0,4
Estensione fascia plasticizzata	Rp - a	m	6,5
RISULTATI - CONDIZIONI SFERICHE (AL FRONTE DI SCAVO)			
fattore A (calcolo spostamenti in fase plastica)	A		1,075
fattore B (calcolo spostamenti in fase plastica)	B		1,206
fattore C (calcolo spostamenti in fase plastica)	C		0,400
pressione critica di confinamento	pe	Mpa	0,85
coefficiente λ al limite elastico	λe		0,66
convergenza al limite elastico	Ue	m	0,004
convergenza al fronte di scavo	Uf	m	0,014
deformazione radiale	ϵf	%	0,2
Estensione fascia plasticizzata	Rp - a	m	2,3

AMMASSO NON CONSOLIDATO										
			CONDIZIONI PIANE			CONDIZIONI SFERICHE				
λ	1- λ	pr (MPa)	status	Rp/r	Rp (m)	Ur (m)	status	Rp/r	Rp (m)	Uf (m)
0,00	1,00	2,500	E	1,000	7,66	0,000	E	1,000	7,66	0,000
0,029	0,97	2,429	E	1,000	7,66	0,000	E	1,000	7,66	0,000
0,06	0,94	2,357	E	1,000	7,66	0,001	E	1,000	7,66	0,000
0,09	0,91	2,286	E	1,000	7,66	0,001	E	1,000	7,66	0,001
0,11	0,89	2,214	E	1,000	7,66	0,001	E	1,000	7,66	0,001
0,14	0,86	2,143	E	1,000	7,66	0,002	E	1,000	7,66	0,001
0,17	0,83	2,071	E	1,000	7,66	0,002	E	1,000	7,66	0,001
0,20	0,80	2,000	E	1,000	7,66	0,002	E	1,000	7,66	0,001
0,23	0,77	1,929	E	1,000	7,66	0,003	E	1,000	7,66	0,001
0,26	0,74	1,857	E	1,000	7,66	0,003	E	1,000	7,66	0,002
0,29	0,71	1,786	E	1,000	7,66	0,004	E	1,000	7,66	0,002
0,31	0,69	1,714	E	1,000	7,66	0,004	E	1,000	7,66	0,002
0,34	0,66	1,643	E	1,000	7,66	0,004	E	1,000	7,66	0,002
0,37	0,63	1,571	E	1,000	7,66	0,005	E	1,000	7,66	0,002
0,40	0,60	1,500	E	1,000	7,66	0,005	E	1,000	7,66	0,002
0,43	0,57	1,429	E	1,000	7,66	0,005	E	1,000	7,66	0,003
0,46	0,54	1,357	E	1,000	7,66	0,006	E	1,000	7,66	0,003
0,49	0,51	1,286	E	1,000	7,66	0,006	E	1,000	7,66	0,003
0,51	0,49	1,214	E	1,000	7,66	0,006	E	1,000	7,66	0,003
0,54	0,46	1,143	E	1,000	7,66	0,007	E	1,000	7,66	0,003
0,57	0,43	1,071	E	1,000	7,66	0,007	E	1,000	7,66	0,004
0,60	0,40	1,000	P	1,022	7,83	0,007	E	1,000	7,66	0,004
0,63	0,37	0,929	P	1,050	8,04	0,008	E	1,000	7,66	0,004
0,66	0,34	0,857	P	1,079	8,27	0,008	E	1,000	7,66	0,004
0,69	0,31	0,786	P	1,111	8,51	0,009	P	1,012	7,75	0,004
0,71	0,29	0,714	P	1,146	8,78	0,010	P	1,028	7,88	0,005
0,74	0,26	0,643	P	1,184	9,07	0,010	P	1,045	8,01	0,005
0,77	0,23	0,571	P	1,227	9,40	0,011	P	1,064	8,15	0,006
0,80	0,20	0,500	P	1,273	9,75	0,012	P	1,084	8,30	0,006
0,83	0,17	0,429	P	1,325	10,15	0,013	P	1,105	8,47	0,007
0,86	0,14	0,357	P	1,384	10,60	0,015	P	1,130	8,65	0,008
0,89	0,11	0,286	P	1,450	11,11	0,017	P	1,156	8,86	0,009
0,91	0,09	0,214	P	1,526	11,69	0,019	P	1,186	9,09	0,010
0,94	0,06	0,143	P	1,615	12,37	0,021	P	1,220	9,35	0,011
0,97	0,03	0,071	P	1,720	13,17	0,025	P	1,259	9,65	0,012
1,00	0,00	0,000	P	1,847	14,15	0,029	P	1,305	10,00	0,014

LAVORO: GALLERIA CASTELLAVAZZO - SCAVI IN CALCARI
 CURVE CARATTERISTICHE DEL TERRENO IN CONDIZIONI NATURALI



DATI		
Geometria		
a	m	7,66
C	m	100,0
Parametri geotecnici		
γ	MN/m ³	0,0250
ϕp	(°)	28
cp	MPa	0,279
ϕr	(°)	28
cr	MPa	0,279
E	Mpa	2000
ν		0,3
ψ	(°)	0
Stato di sforzo iniziale		
K0		1,00
$\sigma 0$	Mpa	2,50

RISULTATI		
Lontano dal fronte		
Uinf	m	0,029
ϵinf	%	0,4
Rp inf - a	m	6,5
Al fronte		
Uf	m	0,014
ϵf	%	0,2
Rp f - a	m	2,3

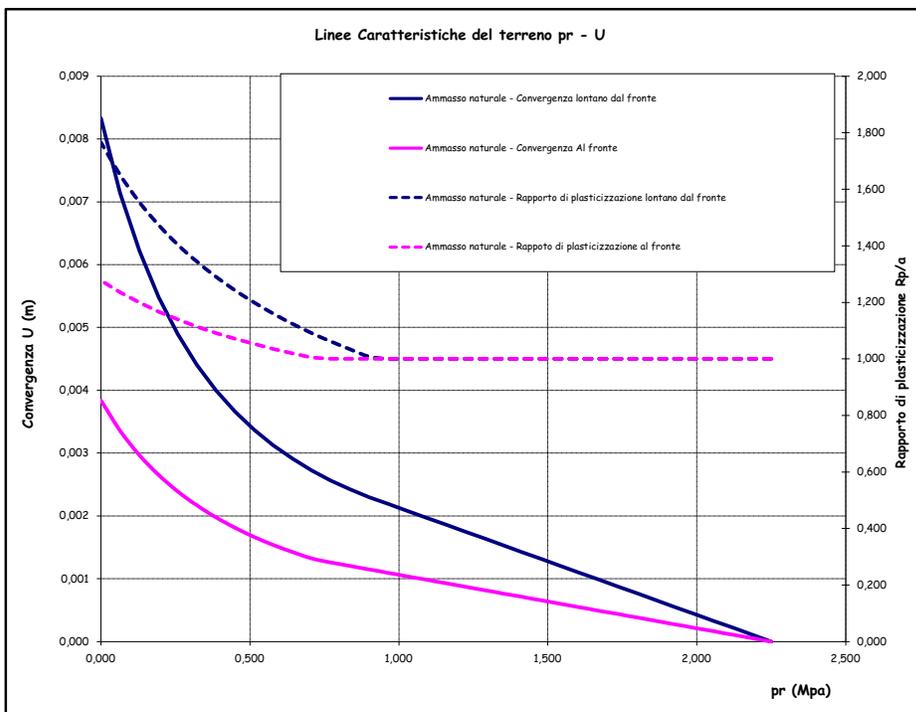
LAVORO: GALLERIA CASTELLAVAZZO - SCAVI IN CALCARI
 CURVE CARATTERISTICHE DEL TERRENO IN CONDIZIONI NATURALI

DATI			
Geometria			
Raggio di scavo equivalente	a	m	2,62
Copertura (in asse galleria)	C	m	90,0
Parametri geomeccanici			
Peso di volume del terreno	γ	MN/mc	0,0250
Angolo d'attrito interno in condizioni di picco	ϕp	deg	29,2
coesione drenata in condizioni di picco	cp	MPa	0,3
Angolo d'attrito interno in condizioni residue	ϕr	deg	29,2
coesione drenata in condizioni residue	cr	MPa	0,3
Modulo di Young	E	Mpa	2000
Coefficiente di Poisson	ν		0,3
Dilatanza	ψ	deg	0
Stato di sforzo iniziale			
coefficiente di spinta a riposo	K0		1,00
Carica litostatica	$\sigma 0$	Mpa	2,25
RISULTATI - CONDIZIONI PIANE (LONTANO DAL FRONTE)			
fattore A (calcolo spostamenti in fase plastica)	A		1,328
fattore B (calcolo spostamenti in fase plastica)	B		1,089
fattore C (calcolo spostamenti in fase plastica)	C		0,064
pressione critica di confinamento	pe	Mpa	0,92
coefficiente λ al limite elastico	λe		0,59
convergenza al limite elastico	Ue	m	0,002
convergenza del cavo in assenza di sostegno	Uinf	m	0,008
deformazione radiale	ϵinf	%	0,3
Estensione fascia plasticizzata	Rp - a	m	2,0
RISULTATI - CONDIZIONI SFERICHE (AL FRONTE DI SCAVO)			
fattore A (calcolo spostamenti in fase plastica)	A		0,990
fattore B (calcolo spostamenti in fase plastica)	B		1,089
fattore C (calcolo spostamenti in fase plastica)	C		0,400
pressione critica di confinamento	pe	Mpa	0,73
coefficiente λ al limite elastico	λe		0,68
convergenza al limite elastico	Ue	m	0,001
convergenza al fronte di scavo	Uf	m	0,004
deformazione radiale	ϵf	%	0,1
Estensione fascia plasticizzata	Rp - a	m	0,7

AMMASSO NON CONSOLIDATO										
			CONDIZIONI PIANE				CONDIZIONI SFERICHE			
λ	1- λ	pr (MPa)	status	Rp/r	Rp (m)	Ur (m)	status	Rp/r	Rp (m)	Uf (m)
0,00	1,00	2,250	E	1,000	2,62	0,000	E	1,000	2,62	0,000
0,029	0,97	2,186	E	1,000	2,62	0,000	E	1,000	2,62	0,000
0,06	0,94	2,121	E	1,000	2,62	0,000	E	1,000	2,62	0,000
0,09	0,91	2,057	E	1,000	2,62	0,000	E	1,000	2,62	0,000
0,11	0,89	1,993	E	1,000	2,62	0,000	E	1,000	2,62	0,000
0,14	0,86	1,929	E	1,000	2,62	0,001	E	1,000	2,62	0,000
0,17	0,83	1,864	E	1,000	2,62	0,001	E	1,000	2,62	0,000
0,20	0,80	1,800	E	1,000	2,62	0,001	E	1,000	2,62	0,000
0,23	0,77	1,736	E	1,000	2,62	0,001	E	1,000	2,62	0,000
0,26	0,74	1,671	E	1,000	2,62	0,001	E	1,000	2,62	0,000
0,29	0,71	1,607	E	1,000	2,62	0,001	E	1,000	2,62	0,001
0,31	0,69	1,543	E	1,000	2,62	0,001	E	1,000	2,62	0,001
0,34	0,66	1,479	E	1,000	2,62	0,001	E	1,000	2,62	0,001
0,37	0,63	1,414	E	1,000	2,62	0,001	E	1,000	2,62	0,001
0,40	0,60	1,350	E	1,000	2,62	0,002	E	1,000	2,62	0,001
0,43	0,57	1,286	E	1,000	2,62	0,002	E	1,000	2,62	0,001
0,46	0,54	1,221	E	1,000	2,62	0,002	E	1,000	2,62	0,001
0,49	0,51	1,157	E	1,000	2,62	0,002	E	1,000	2,62	0,001
0,51	0,49	1,093	E	1,000	2,62	0,002	E	1,000	2,62	0,001
0,54	0,46	1,029	E	1,000	2,62	0,002	E	1,000	2,62	0,001
0,57	0,43	0,964	E	1,000	2,62	0,002	E	1,000	2,62	0,001
0,60	0,40	0,900	P	1,008	2,64	0,002	E	1,000	2,62	0,001
0,63	0,37	0,836	P	1,034	2,71	0,002	E	1,000	2,62	0,001
0,66	0,34	0,771	P	1,062	2,78	0,003	E	1,000	2,62	0,001
0,69	0,31	0,707	P	1,092	2,86	0,003	P	1,004	2,63	0,001
0,71	0,29	0,643	P	1,125	2,95	0,003	P	1,019	2,67	0,001
0,74	0,26	0,579	P	1,160	3,04	0,003	P	1,035	2,71	0,002
0,77	0,23	0,514	P	1,199	3,14	0,003	P	1,053	2,76	0,002
0,80	0,20	0,450	P	1,242	3,26	0,004	P	1,071	2,81	0,002
0,83	0,17	0,386	P	1,290	3,38	0,004	P	1,092	2,86	0,002
0,86	0,14	0,321	P	1,344	3,52	0,004	P	1,114	2,92	0,002
0,89	0,11	0,257	P	1,405	3,68	0,005	P	1,139	2,99	0,002
0,91	0,09	0,193	P	1,475	3,86	0,005	P	1,167	3,06	0,003
0,94	0,06	0,129	P	1,556	4,08	0,006	P	1,199	3,14	0,003
0,97	0,03	0,064	P	1,651	4,33	0,007	P	1,235	3,24	0,003
1,00	0,00	0,000	P	1,765	4,62	0,008	P	1,277	3,35	0,004

n. punti 35 step 0,0286

LAVORO: GALLERIA CASTELLAVAZZO - SCAVI IN CALCARI
 CURVE CARATTERISTICHE DEL TERRENO IN CONDIZIONI NATURALI



DATI		
Geometria		
a	m	2,62
C	m	90,0
Parametri geotecnici		
γ	MN/m ³	0,0250
ϕp	(°)	29
cp	MPa	0,264
ϕr	(°)	29
cr	MPa	0,264
E	Mpa	2000
ν		0,3
ψ	(°)	0
Stato di sforzo iniziale		
K0		1,00
$\sigma 0$	Mpa	2,25

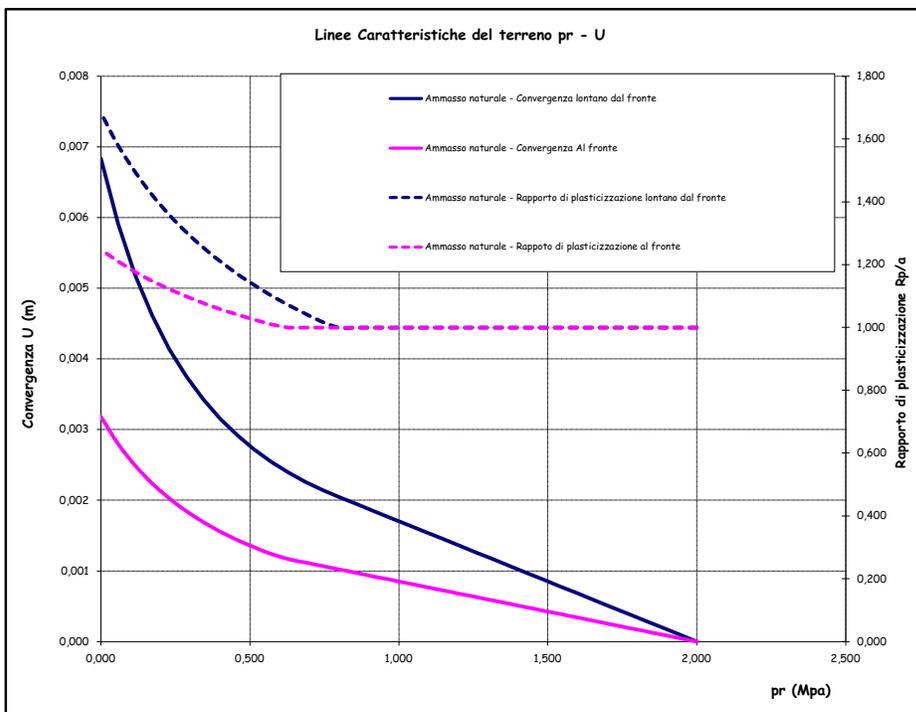
RISULTATI		
Lontano dal fronte		
Uinf	m	0,008
ϵinf	%	0,3
Rp inf - a	m	2,0
Al fronte		
Uf	m	0,004
ϵf	%	0,1
Rp f - a	m	0,7

LAVORO: GALLERIA CASTELLAVAZZO - SCAVI IN CALCARI
 CURVE CARATTERISTICHE DEL TERRENO IN CONDIZIONI NATURALI

DATI			
Geometria			
Raggio di scavo equivalente	a	m	2,62
Copertura (in asse galleria)	C	m	80,0
Parametri geomeccanici			
Peso di volume del terreno	γ	MN/mc	0,0250
Angolo d'attrito interno in condizioni di picco	ϕp	deg	30,0
coesione drenata in condizioni di picco	cp	MPa	0,2
Angolo d'attrito interno in condizioni residue	ϕr	deg	30,0
coesione drenata in condizioni residue	cr	MPa	0,2
Modulo di Young	E	Mpa	2000
Coefficiente di Poisson	ν		0,3
Dilatanza	ψ	deg	0
Stato di sforzo iniziale			
coefficiente di spinta a riposo	K0		1,00
Carico litostatico	$\sigma 0$	Mpa	2,00
RISULTATI - CONDIZIONI PIANE (LONTANO DAL FRONTE)			
fattore A (calcolo spostamenti in fase plastica)	A		1,214
fattore B (calcolo spostamenti in fase plastica)	B		0,972
fattore C (calcolo spostamenti in fase plastica)	C		0,059
pressione critica di confinamento	pe	Mpa	0,79
coefficiente λ al limite elastico	λe		0,61
convergenza al limite elastico	Ue	m	0,002
convergenza del cavo in assenza di sostegno	Uinf	m	0,007
deformazione radiale	ϵinf	%	0,3
Estensione fascia plasticizzata	Rp - a	m	1,8
RISULTATI - CONDIZIONI SFERICHE (AL FRONTE DI SCAVO)			
fattore A (calcolo spostamenti in fase plastica)	A		0,902
fattore B (calcolo spostamenti in fase plastica)	B		0,972
fattore C (calcolo spostamenti in fase plastica)	C		0,400
pressione critica di confinamento	pe	Mpa	0,61
coefficiente λ al limite elastico	λe		0,69
convergenza al limite elastico	Ue	m	0,001
convergenza al fronte di scavo	Uf	m	0,003
deformazione radiale	ϵf	%	0,1
Estensione fascia plasticizzata	Rp - a	m	0,7

AMMASSO NON CONSOLIDATO										
			CONDIZIONI PIANE				CONDIZIONI SFERICHE			
λ	1- λ	pr (MPa)	status	Rp/r	Rp (m)	Ur (m)	status	Rp/r	Rp (m)	Uf (m)
0,00	1,00	2,000	E	1,000	2,62	0,000	E	1,000	2,62	0,000
0,029	0,97	1,943	E	1,000	2,62	0,000	E	1,000	2,62	0,000
0,06	0,94	1,886	E	1,000	2,62	0,000	E	1,000	2,62	0,000
0,09	0,91	1,829	E	1,000	2,62	0,000	E	1,000	2,62	0,000
0,11	0,89	1,771	E	1,000	2,62	0,000	E	1,000	2,62	0,000
0,14	0,86	1,714	E	1,000	2,62	0,000	E	1,000	2,62	0,000
0,17	0,83	1,657	E	1,000	2,62	0,001	E	1,000	2,62	0,000
0,20	0,80	1,600	E	1,000	2,62	0,001	E	1,000	2,62	0,000
0,23	0,77	1,543	E	1,000	2,62	0,001	E	1,000	2,62	0,000
0,26	0,74	1,486	E	1,000	2,62	0,001	E	1,000	2,62	0,000
0,29	0,71	1,429	E	1,000	2,62	0,001	E	1,000	2,62	0,000
0,31	0,69	1,371	E	1,000	2,62	0,001	E	1,000	2,62	0,001
0,34	0,66	1,314	E	1,000	2,62	0,001	E	1,000	2,62	0,001
0,37	0,63	1,257	E	1,000	2,62	0,001	E	1,000	2,62	0,001
0,40	0,60	1,200	E	1,000	2,62	0,001	E	1,000	2,62	0,001
0,43	0,57	1,143	E	1,000	2,62	0,001	E	1,000	2,62	0,001
0,46	0,54	1,086	E	1,000	2,62	0,002	E	1,000	2,62	0,001
0,49	0,51	1,029	E	1,000	2,62	0,002	E	1,000	2,62	0,001
0,51	0,49	0,971	E	1,000	2,62	0,002	E	1,000	2,62	0,001
0,54	0,46	0,914	E	1,000	2,62	0,002	E	1,000	2,62	0,001
0,57	0,43	0,857	E	1,000	2,62	0,002	E	1,000	2,62	0,001
0,60	0,40	0,800	E	1,000	2,62	0,002	E	1,000	2,62	0,001
0,63	0,37	0,743	P	1,018	2,67	0,002	E	1,000	2,62	0,001
0,66	0,34	0,686	P	1,044	2,74	0,002	E	1,000	2,62	0,001
0,69	0,31	0,629	P	1,072	2,81	0,002	E	1,000	2,62	0,001
0,71	0,29	0,571	P	1,102	2,89	0,003	P	1,010	2,65	0,001
0,74	0,26	0,514	P	1,135	2,97	0,003	P	1,025	2,69	0,001
0,77	0,23	0,457	P	1,171	3,07	0,003	P	1,041	2,73	0,001
0,80	0,20	0,400	P	1,211	3,17	0,003	P	1,059	2,77	0,002
0,83	0,17	0,343	P	1,255	3,29	0,003	P	1,078	2,82	0,002
0,86	0,14	0,286	P	1,304	3,42	0,004	P	1,099	2,88	0,002
0,89	0,11	0,229	P	1,360	3,56	0,004	P	1,122	2,94	0,002
0,91	0,09	0,171	P	1,423	3,73	0,005	P	1,148	3,01	0,002
0,94	0,06	0,114	P	1,496	3,92	0,005	P	1,177	3,08	0,002
0,97	0,03	0,057	P	1,581	4,14	0,006	P	1,210	3,17	0,003
1,00	0,00	0,000	P	1,683	4,41	0,007	P	1,248	3,27	0,003

LAVORO: GALLERIA CASTELLAVAZZO - SCAVI IN CALCARI
 CURVE CARATTERISTICHE DEL TERRENO IN CONDIZIONI NATURALI



DATI		
Geometria		
a	m	2,62
C	m	80,0
Parametri geotecnici		
γ	MN/m ³	0,0250
ϕp	(°)	30
cp	MPa	0,248
ϕr	(°)	30
cr	MPa	0,248
E	Mpa	2000
ν		0,3
ψ	(°)	0
Stato di sforzo iniziale		
K0		1,00
$\sigma 0$	Mpa	2,00

RISULTATI		
Lontano dal fronte		
Uinf	m	0,007
ϵinf	%	0,3
Rpinf - a	m	1,8
Al fronte		
Uf	m	0,003
ϵf	%	0,1
Rpf - a	m	0,7

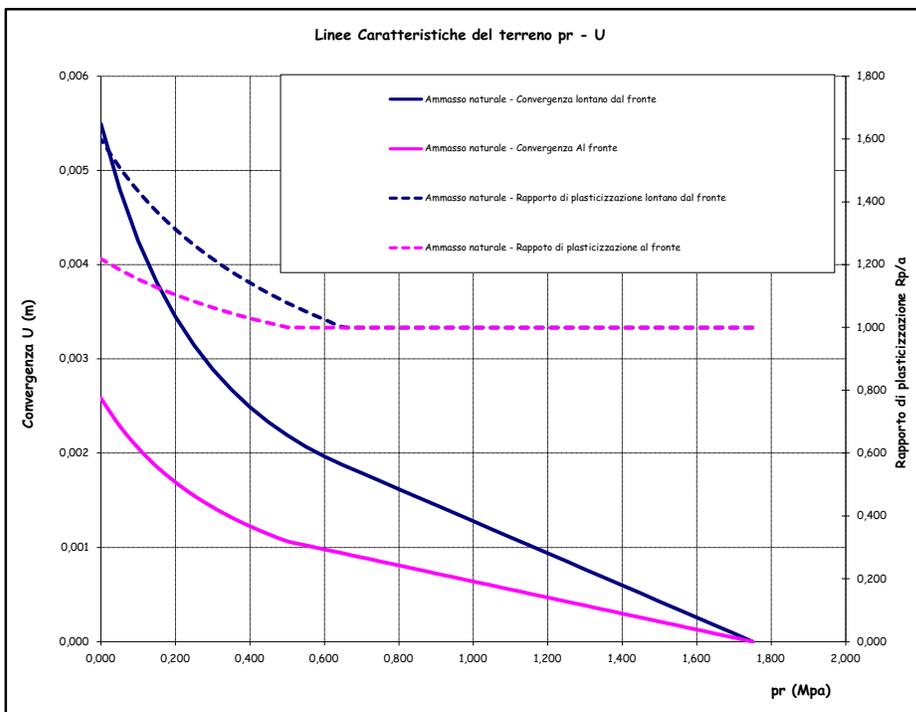
LAVORO: GALLERIA CASTELLAVAZZO - SCAVI IN CALCARI
 CURVE CARATTERISTICHE DEL TERRENO IN CONDIZIONI NATURALI

DATI			
Geometria			
Raggio di scavo equivalente	a	m	2,62
Copertura (in asse galleria)	C	m	70,0
Parametri geomeccanici			
Peso di volume del terreno	γ	MN/mc	0,0250
Angolo d'attrito interno in condizioni di picco	ϕp	deg	30,8
coesione drenata in condizioni di picco	cp	MPa	0,2
Angolo d'attrito interno in condizioni residue	ϕr	deg	30,8
coesione drenata in condizioni residue	cr	MPa	0,2
Modulo di Young	E	Mpa	2000
Coefficiente di Poisson	ν		0,3
Dilatanza	ψ	deg	0
Stato di sforzo iniziale			
coefficiente di spinta a riposo	K0		1,00
Carica litostatica	$\sigma 0$	Mpa	1,75
RISULTATI - CONDIZIONI PIANE (LONTANO DAL FRONTE)			
fattore A (calcolo spostamenti in fase plastica)	A		1,096
fattore B (calcolo spostamenti in fase plastica)	B		0,855
fattore C (calcolo spostamenti in fase plastica)	C		0,053
pressione critica di confinamento	pe	Mpa	0,65
coefficiente λ al limite elastico	λe		0,63
convergenza al limite elastico	Ue	m	0,002
convergenza del cavo in assenza di sostegno	Uinf	m	0,005
deformazione radiale	ϵinf	%	0,2
Estensione fascia plasticizzata	Rp - a	m	1,6
RISULTATI - CONDIZIONI SFERICHE (AL FRONTE DI SCAVO)			
fattore A (calcolo spostamenti in fase plastica)	A		0,811
fattore B (calcolo spostamenti in fase plastica)	B		0,855
fattore C (calcolo spostamenti in fase plastica)	C		0,400
pressione critica di confinamento	pe	Mpa	0,50
coefficiente λ al limite elastico	λe		0,71
convergenza al limite elastico	Ue	m	0,001
convergenza al fronte di scavo	Uf	m	0,003
deformazione radiale	ϵf	%	0,1
Estensione fascia plasticizzata	Rp - a	m	0,6

AMMASSO NON CONSOLIDATO										
			CONDIZIONI PIANE				CONDIZIONI SFERICHE			
λ	1- λ	pr (MPa)	status	Rp/r	Rp (m)	Ur (m)	status	Rp/r	Rp (m)	Uf (m)
0,00	1,00	1,750	E	1,000	2,62	0,000	E	1,000	2,62	0,000
0,029	0,97	1,700	E	1,000	2,62	0,000	E	1,000	2,62	0,000
0,06	0,94	1,650	E	1,000	2,62	0,000	E	1,000	2,62	0,000
0,09	0,91	1,600	E	1,000	2,62	0,000	E	1,000	2,62	0,000
0,11	0,89	1,550	E	1,000	2,62	0,000	E	1,000	2,62	0,000
0,14	0,86	1,500	E	1,000	2,62	0,000	E	1,000	2,62	0,000
0,17	0,83	1,450	E	1,000	2,62	0,001	E	1,000	2,62	0,000
0,20	0,80	1,400	E	1,000	2,62	0,001	E	1,000	2,62	0,000
0,23	0,77	1,350	E	1,000	2,62	0,001	E	1,000	2,62	0,000
0,26	0,74	1,300	E	1,000	2,62	0,001	E	1,000	2,62	0,000
0,29	0,71	1,250	E	1,000	2,62	0,001	E	1,000	2,62	0,000
0,31	0,69	1,200	E	1,000	2,62	0,001	E	1,000	2,62	0,000
0,34	0,66	1,150	E	1,000	2,62	0,001	E	1,000	2,62	0,001
0,37	0,63	1,100	E	1,000	2,62	0,001	E	1,000	2,62	0,001
0,40	0,60	1,050	E	1,000	2,62	0,001	E	1,000	2,62	0,001
0,43	0,57	1,000	E	1,000	2,62	0,001	E	1,000	2,62	0,001
0,46	0,54	0,950	E	1,000	2,62	0,001	E	1,000	2,62	0,001
0,49	0,51	0,900	E	1,000	2,62	0,001	E	1,000	2,62	0,001
0,51	0,49	0,850	E	1,000	2,62	0,002	E	1,000	2,62	0,001
0,54	0,46	0,800	E	1,000	2,62	0,002	E	1,000	2,62	0,001
0,57	0,43	0,750	E	1,000	2,62	0,002	E	1,000	2,62	0,001
0,60	0,40	0,700	E	1,000	2,62	0,002	E	1,000	2,62	0,001
0,63	0,37	0,650	P	1,002	2,62	0,002	E	1,000	2,62	0,001
0,66	0,34	0,600	P	1,026	2,69	0,002	E	1,000	2,62	0,001
0,69	0,31	0,550	P	1,051	2,75	0,002	E	1,000	2,62	0,001
0,71	0,29	0,500	P	1,079	2,83	0,002	P	1,001	2,62	0,001
0,74	0,26	0,450	P	1,109	2,91	0,002	P	1,014	2,66	0,001
0,77	0,23	0,400	P	1,142	2,99	0,002	P	1,029	2,70	0,001
0,80	0,20	0,350	P	1,178	3,09	0,003	P	1,046	2,74	0,001
0,83	0,17	0,300	P	1,218	3,19	0,003	P	1,063	2,79	0,001
0,86	0,14	0,250	P	1,263	3,31	0,003	P	1,082	2,84	0,002
0,89	0,11	0,200	P	1,313	3,44	0,003	P	1,104	2,89	0,002
0,91	0,09	0,150	P	1,369	3,59	0,004	P	1,127	2,95	0,002
0,94	0,06	0,100	P	1,434	3,76	0,004	P	1,154	3,02	0,002
0,97	0,03	0,050	P	1,510	3,96	0,005	P	1,184	3,10	0,002
1,00	0,00	0,000	P	1,599	4,19	0,005	P	1,218	3,19	0,003

n. punti 35 step 0,0286

LAVORO: GALLERIA CASTELLAVAZZO - SCAVI IN CALCARI
 CURVE CARATTERISTICHE DEL TERRENO IN CONDIZIONI NATURALI



DATI		
Geometria		
a	m	2,62
C	m	70,0
Parametri geotecnici		
γ	MN/m ³	0,0250
ϕp	(°)	31
cp	MPa	0,232
ϕr	(°)	31
cr	MPa	0,232
E	Mpa	2000
ν		0,3
ψ	(°)	0
Stato di sforzo iniziale		
K0		1,00
$\sigma 0$	Mpa	1,75

RISULTATI		
Lontano dal fronte		
Uinf	m	0,005
ϵinf	%	0,2
Rpinf - a	m	1,6
Al fronte		
Uf	m	0,003
ϵf	%	0,1
Rpf - a	m	0,6

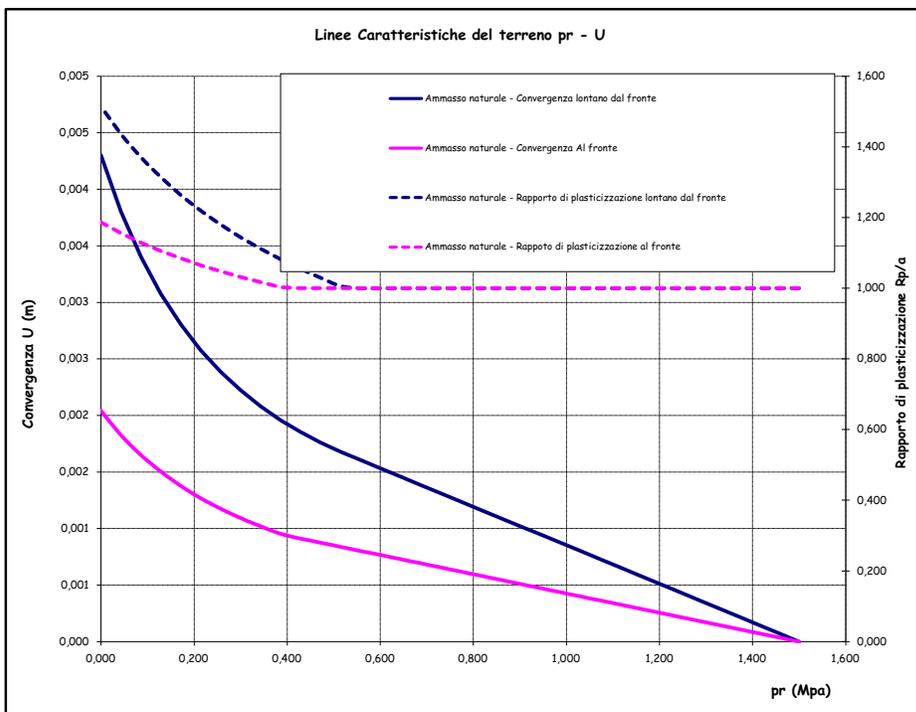
LAVORO: GALLERIA CASTELLAVAZZO - SCAVI IN CALCARI
 CURVE CARATTERISTICHE DEL TERRENO IN CONDIZIONI NATURALI

DATI			
Geometria			
Raggio di scavo equivalente	a	m	2,62
Copertura (in asse galleria)	C	m	60,0
Parametri geomeccanici			
Peso di volume del terreno	γ	MN/mc	0,0250
Angolo d'attrito interno in condizioni di picco	ϕp	deg	31,8
coesione drenata in condizioni di picco	cp	MPa	0,2
Angolo d'attrito interno in condizioni residue	ϕr	deg	31,8
coesione drenata in condizioni residue	cr	MPa	0,2
Modulo di Young	E	Mpa	2000
Coefficiente di Poisson	ν		0,3
Dilatanza	ψ	deg	0
Stato di sforzo iniziale			
coefficiente di spinta a riposo	K0		1,00
Carica litostatica	$\sigma 0$	Mpa	1,50
RISULTATI - CONDIZIONI PIANE (LONTANO DAL FRONTE)			
fattore A (calcolo spostamenti in fase plastica)	A		0,973
fattore B (calcolo spostamenti in fase plastica)	B		0,738
fattore C (calcolo spostamenti in fase plastica)	C		0,046
pressione critica di confinamento	pe	Mpa	0,53
coefficiente λ al limite elastico	λe		0,65
convergenza al limite elastico	Ue	m	0,002
convergenza del cavo in assenza di sostegno	Uinf	m	0,004
deformazione radiale	ϵinf	%	0,2
Estensione fascia plasticizzata	Rp - a	m	1,3
RISULTATI - CONDIZIONI SFERICHE (AL FRONTE DI SCAVO)			
fattore A (calcolo spostamenti in fase plastica)	A		0,717
fattore B (calcolo spostamenti in fase plastica)	B		0,738
fattore C (calcolo spostamenti in fase plastica)	C		0,400
pressione critica di confinamento	pe	Mpa	0,40
coefficiente λ al limite elastico	λe		0,74
convergenza al limite elastico	Ue	m	0,001
convergenza al fronte di scavo	Uf	m	0,002
deformazione radiale	ϵf	%	0,1
Estensione fascia plasticizzata	Rp - a	m	0,5

AMMASSO NON CONSOLIDATO										
			CONDIZIONI PIANE			CONDIZIONI SFERICHE				
λ	1- λ	pr (MPa)	status	Rp/r	Rp (m)	Ur (m)	status	Rp/r	Rp (m)	Uf (m)
0,00	1,00	1,500	E	1,000	2,62	0,000	E	1,000	2,62	0,000
0,029	0,97	1,457	E	1,000	2,62	0,000	E	1,000	2,62	0,000
0,06	0,94	1,414	E	1,000	2,62	0,000	E	1,000	2,62	0,000
0,09	0,91	1,371	E	1,000	2,62	0,000	E	1,000	2,62	0,000
0,11	0,89	1,329	E	1,000	2,62	0,000	E	1,000	2,62	0,000
0,14	0,86	1,286	E	1,000	2,62	0,000	E	1,000	2,62	0,000
0,17	0,83	1,243	E	1,000	2,62	0,000	E	1,000	2,62	0,000
0,20	0,80	1,200	E	1,000	2,62	0,001	E	1,000	2,62	0,000
0,23	0,77	1,157	E	1,000	2,62	0,001	E	1,000	2,62	0,000
0,26	0,74	1,114	E	1,000	2,62	0,001	E	1,000	2,62	0,000
0,29	0,71	1,071	E	1,000	2,62	0,001	E	1,000	2,62	0,000
0,31	0,69	1,029	E	1,000	2,62	0,001	E	1,000	2,62	0,000
0,34	0,66	0,986	E	1,000	2,62	0,001	E	1,000	2,62	0,000
0,37	0,63	0,943	E	1,000	2,62	0,001	E	1,000	2,62	0,000
0,40	0,60	0,900	E	1,000	2,62	0,001	E	1,000	2,62	0,001
0,43	0,57	0,857	E	1,000	2,62	0,001	E	1,000	2,62	0,001
0,46	0,54	0,814	E	1,000	2,62	0,001	E	1,000	2,62	0,001
0,49	0,51	0,771	E	1,000	2,62	0,001	E	1,000	2,62	0,001
0,51	0,49	0,729	E	1,000	2,62	0,001	E	1,000	2,62	0,001
0,54	0,46	0,686	E	1,000	2,62	0,001	E	1,000	2,62	0,001
0,57	0,43	0,643	E	1,000	2,62	0,001	E	1,000	2,62	0,001
0,60	0,40	0,600	E	1,000	2,62	0,002	E	1,000	2,62	0,001
0,63	0,37	0,557	E	1,000	2,62	0,002	E	1,000	2,62	0,001
0,66	0,34	0,514	P	1,006	2,64	0,002	E	1,000	2,62	0,001
0,69	0,31	0,471	P	1,030	2,70	0,002	E	1,000	2,62	0,001
0,71	0,29	0,429	P	1,055	2,76	0,002	E	1,000	2,62	0,001
0,74	0,26	0,386	P	1,082	2,84	0,002	P	1,003	2,63	0,001
0,77	0,23	0,343	P	1,112	2,91	0,002	P	1,017	2,66	0,001
0,80	0,20	0,300	P	1,144	3,00	0,002	P	1,032	2,70	0,001
0,83	0,17	0,257	P	1,180	3,09	0,002	P	1,048	2,74	0,001
0,86	0,14	0,214	P	1,220	3,20	0,003	P	1,065	2,79	0,001
0,89	0,11	0,171	P	1,264	3,31	0,003	P	1,084	2,84	0,001
0,91	0,09	0,129	P	1,314	3,44	0,003	P	1,106	2,90	0,002
0,94	0,06	0,086	P	1,371	3,59	0,003	P	1,129	2,96	0,002
0,97	0,03	0,043	P	1,437	3,77	0,004	P	1,156	3,03	0,002
1,00	0,00	0,000	P	1,514	3,97	0,004	P	1,187	3,11	0,002

n. punti 35 step 0,0286

LAVORO: GALLERIA CASTELLAVAZZO - SCAVI IN CALCARI
 CURVE CARATTERISTICHE DEL TERRENO IN CONDIZIONI NATURALI



DATI		
Geometria		
a	m	2,62
C	m	60,0
Parametri geotecnici		
γ	MN/m ³	0,0250
ϕp	(°)	32
cp	MPa	0,214
ϕr	(°)	32
cr	MPa	0,214
E	Mpa	2000
ν		0,3
ψ	(°)	0
Stato di sforzo iniziale		
K0		1,00
$\sigma 0$	Mpa	1,50

RISULTATI		
Lontano dal fronte		
Uinf	m	0,004
ϵinf	%	0,2
Rpinf - a	m	1,3
Al fronte		
Uf	m	0,002
ϵf	%	0,1
Rpf - a	m	0,5

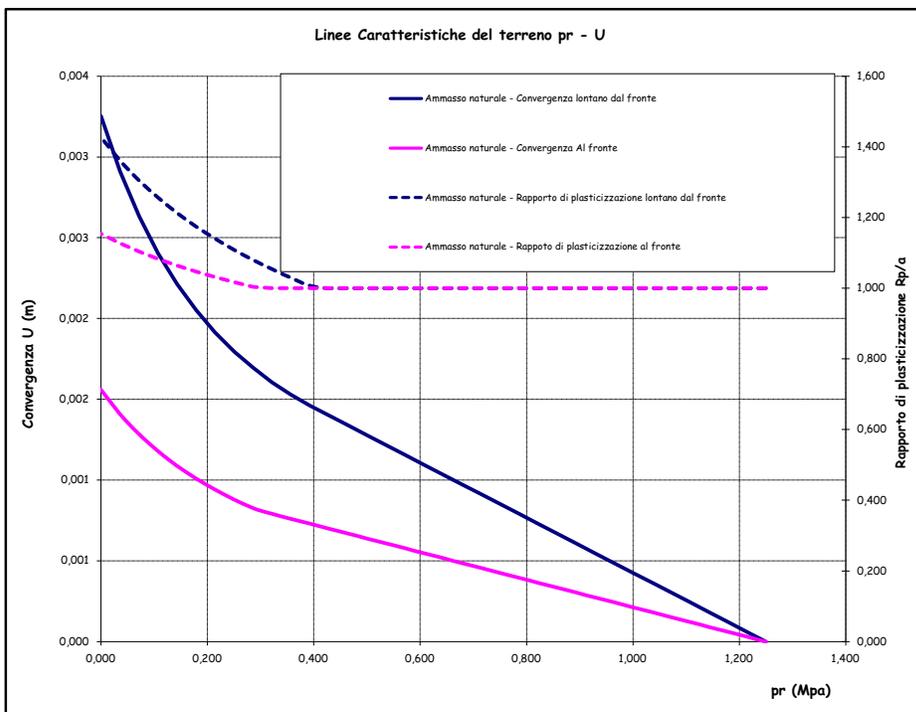
LAVORO: GALLERIA CASTELLAVAZZO - SCAVI IN CALCARI
 CURVE CARATTERISTICHE DEL TERRENO IN CONDIZIONI NATURALI

DATI			
Geometria			
Raggio di scavo equivalente	a	m	2,62
Copertura (in asse galleria)	C	m	50,0
Parametri geomeccanici			
Peso di volume del terreno	γ	MN/mc	0,0250
Angolo d'attrito interno in condizioni di picco	ϕp	deg	33,0
coesione drenata in condizioni di picco	cp	MPa	0,2
Angolo d'attrito interno in condizioni residue	ϕr	deg	33,0
coesione drenata in condizioni residue	cr	MPa	0,2
Modulo di Young	E	Mpa	2000
Coefficiente di Poisson	ν		0,3
Dilatanza	ψ	deg	0
Stato di sforzo iniziale			
coefficiente di spinta a riposo	K0		1,00
Carica litostatica	$\sigma 0$	Mpa	1,25
RISULTATI - CONDIZIONI PIANE (LONTANO DAL FRONTE)			
fattore A (calcolo spostamenti in fase plastica)	A		0,845
fattore B (calcolo spostamenti in fase plastica)	B		0,620
fattore C (calcolo spostamenti in fase plastica)	C		0,040
pressione critica di confinamento	pe	Mpa	0,40
coefficiente λ al limite elastico	λe		0,68
convergenza al limite elastico	Ue	m	0,001
convergenza del cavo in assenza di sostegno	Uinf	m	0,003
deformazione radiale	ϵinf	%	0,1
Estensione fascia plasticizzata	Rp - a	m	1,1
RISULTATI - CONDIZIONI SFERICHE (AL FRONTE DI SCAVO)			
fattore A (calcolo spostamenti in fase plastica)	A		0,620
fattore B (calcolo spostamenti in fase plastica)	B		0,620
fattore C (calcolo spostamenti in fase plastica)	C		0,400
pressione critica di confinamento	pe	Mpa	0,30
coefficiente λ al limite elastico	λe		0,76
convergenza al limite elastico	Ue	m	0,001
convergenza al fronte di scavo	Uf	m	0,002
deformazione radiale	ϵf	%	0,1
Estensione fascia plasticizzata	Rp - a	m	0,4

AMMASSO NON CONSOLIDATO										
			CONDIZIONI PIANE				CONDIZIONI SFERICHE			
λ	1- λ	pr (MPa)	status	Rp/r	Rp (m)	Ur (m)	status	Rp/r	Rp (m)	Uf (m)
0,00	1,00	1,250	E	1,000	2,62	0,000	E	1,000	2,62	0,000
0,029	0,97	1,214	E	1,000	2,62	0,000	E	1,000	2,62	0,000
0,06	0,94	1,179	E	1,000	2,62	0,000	E	1,000	2,62	0,000
0,09	0,91	1,143	E	1,000	2,62	0,000	E	1,000	2,62	0,000
0,11	0,89	1,107	E	1,000	2,62	0,000	E	1,000	2,62	0,000
0,14	0,86	1,071	E	1,000	2,62	0,000	E	1,000	2,62	0,000
0,17	0,83	1,036	E	1,000	2,62	0,000	E	1,000	2,62	0,000
0,20	0,80	1,000	E	1,000	2,62	0,000	E	1,000	2,62	0,000
0,23	0,77	0,964	E	1,000	2,62	0,000	E	1,000	2,62	0,000
0,26	0,74	0,929	E	1,000	2,62	0,001	E	1,000	2,62	0,000
0,29	0,71	0,893	E	1,000	2,62	0,001	E	1,000	2,62	0,000
0,31	0,69	0,857	E	1,000	2,62	0,001	E	1,000	2,62	0,000
0,34	0,66	0,821	E	1,000	2,62	0,001	E	1,000	2,62	0,000
0,37	0,63	0,786	E	1,000	2,62	0,001	E	1,000	2,62	0,000
0,40	0,60	0,750	E	1,000	2,62	0,001	E	1,000	2,62	0,000
0,43	0,57	0,714	E	1,000	2,62	0,001	E	1,000	2,62	0,000
0,46	0,54	0,679	E	1,000	2,62	0,001	E	1,000	2,62	0,000
0,49	0,51	0,643	E	1,000	2,62	0,001	E	1,000	2,62	0,001
0,51	0,49	0,607	E	1,000	2,62	0,001	E	1,000	2,62	0,001
0,54	0,46	0,571	E	1,000	2,62	0,001	E	1,000	2,62	0,001
0,57	0,43	0,536	E	1,000	2,62	0,001	E	1,000	2,62	0,001
0,60	0,40	0,500	E	1,000	2,62	0,001	E	1,000	2,62	0,001
0,63	0,37	0,464	E	1,000	2,62	0,001	E	1,000	2,62	0,001
0,66	0,34	0,429	E	1,000	2,62	0,001	E	1,000	2,62	0,001
0,69	0,31	0,393	P	1,007	2,64	0,001	E	1,000	2,62	0,001
0,71	0,29	0,357	P	1,030	2,70	0,002	E	1,000	2,62	0,001
0,74	0,26	0,321	P	1,054	2,76	0,002	E	1,000	2,62	0,001
0,77	0,23	0,286	P	1,080	2,83	0,002	P	1,004	2,63	0,001
0,80	0,20	0,250	P	1,109	2,90	0,002	P	1,017	2,66	0,001
0,83	0,17	0,214	P	1,140	2,99	0,002	P	1,031	2,70	0,001
0,86	0,14	0,179	P	1,175	3,08	0,002	P	1,047	2,74	0,001
0,89	0,11	0,143	P	1,214	3,18	0,002	P	1,064	2,79	0,001
0,91	0,09	0,107	P	1,257	3,29	0,002	P	1,083	2,84	0,001
0,94	0,06	0,071	P	1,306	3,42	0,003	P	1,104	2,89	0,001
0,97	0,03	0,036	P	1,362	3,57	0,003	P	1,127	2,95	0,001
1,00	0,00	0,000	P	1,427	3,74	0,003	P	1,154	3,02	0,002

n. punti 35 step 0,0286

LAVORO: GALLERIA CASTELLAVAZZO - SCAVI IN CALCARI
 CURVE CARATTERISTICHE DEL TERRENO IN CONDIZIONI NATURALI



DATI		
Geometria		
a	m	2,62
C	m	50,0
Parametri geotecnici		
γ	MN/m ³	0,0250
ϕp	(°)	33
cp	MPa	0,196
ϕr	(°)	33
cr	MPa	0,196
E	Mpa	2000
ν		0,3
ψ	(°)	0
Stato di sforzo iniziale		
K0		1,00
$\sigma 0$	Mpa	1,25

RISULTATI		
Lontano dal fronte		
Uinf	m	0,003
ϵinf	%	0,1
Rp inf - a	m	1,1
Al fronte		
Uf	m	0,002
ϵf	%	0,1
Rpf - a	m	0,4

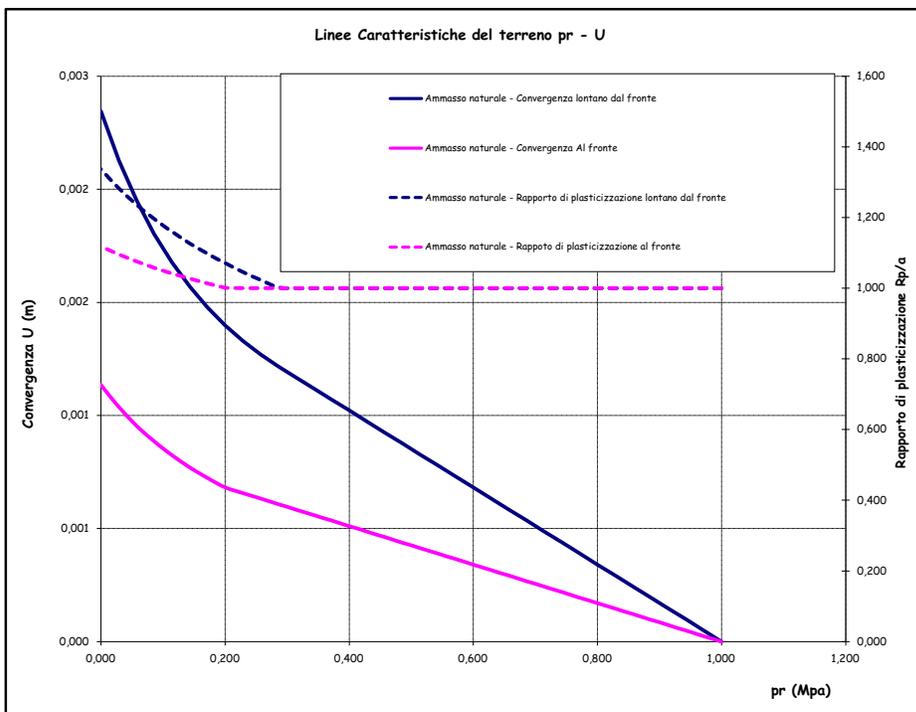
LAVORO: GALLERIA CASTELLAVAZZO - SCAVI IN CALCARI
 CURVE CARATTERISTICHE DEL TERRENO IN CONDIZIONI NATURALI

DATI			
Geometria	Var	unità	
Raggio di scavo equivalente	a	m	2,62
Copertura (in asse galleria)	C	m	40,0
Parametri geomeccanici			
Peso di volume del terreno	γ	MN/mc	0,0250
Angolo d'attrito interno in condizioni di picco	ϕp	deg	34,5
coesione drenata in condizioni di picco	cp	MPa	0,2
Angolo d'attrito interno in condizioni residue	ϕr	deg	34,5
coesione drenata in condizioni residue	cr	MPa	0,2
Modulo di Young	E	Mpa	2000
Coefficiente di Poisson	ν		0,3
Dilatanza	ψ	deg	0
coefficiente di spinta passiva - picco	Np		3,607
Resistenza a compressione uniassiale - picco	fp	Mpa	0,667
coefficiente di spinta passiva - residue	Nr		3,607
Resistenza a compressione uniassiale - residue	fr	Mpa	0,667
fattore di dilatanza	K		1,000
Stato di sforzo iniziale			
coefficiente di spinta a riposo	K0		1,00
Carica litostatica	$\sigma 0$	Mpa	1,00
RISULTATI - CONDIZIONI PIANE (LONTANO DAL FRONTE)			
fattore A (calcolo spostamenti in fase plastica)	A		0,711
fattore B (calcolo spostamenti in fase plastica)	B		0,502
fattore C (calcolo spostamenti in fase plastica)	C		0,032
pressione critica di confinamento	pe	Mpa	0,29
coefficiente λ al limite elastico	λe		0,71
convergenza al limite elastico	Ue	m	0,001
convergenza del cavo in assenza di sostegno	Uinf	m	0,002
deformazione radiale	ϵinf	%	0,1
Estensione fascia plasticizzata	Rp - a	m	0,9
RISULTATI - CONDIZIONI SFERICHE (AL FRONTE DI SCAVO)			
fattore A (calcolo spostamenti in fase plastica)	A		0,518
fattore B (calcolo spostamenti in fase plastica)	B		0,502
fattore C (calcolo spostamenti in fase plastica)	C		0,400
pressione critica di confinamento	pe	Mpa	0,20
coefficiente λ al limite elastico	λe		0,80
convergenza al limite elastico	Ue	m	0,001
convergenza al fronte di scavo	Uf	m	0,001
deformazione radiale	ϵf	%	0,0
Estensione fascia plasticizzata	Rp - a	m	0,3

AMMASSO NON CONSOLIDATO										
			CONDIZIONI PIANE			CONDIZIONI SFERICHE				
λ	1- λ	pr (MPa)	status	Rp/r	Rp (m)	Ur (m)	status	Rp/r	Rp (m)	Uf (m)
0,00	1,00	1,000	E	1,000	2,62	0,000	E	1,000	2,62	0,000
0,029	0,97	0,971	E	1,000	2,62	0,000	E	1,000	2,62	0,000
0,06	0,94	0,943	E	1,000	2,62	0,000	E	1,000	2,62	0,000
0,09	0,91	0,914	E	1,000	2,62	0,000	E	1,000	2,62	0,000
0,11	0,89	0,886	E	1,000	2,62	0,000	E	1,000	2,62	0,000
0,14	0,86	0,857	E	1,000	2,62	0,000	E	1,000	2,62	0,000
0,17	0,83	0,829	E	1,000	2,62	0,000	E	1,000	2,62	0,000
0,20	0,80	0,800	E	1,000	2,62	0,000	E	1,000	2,62	0,000
0,23	0,77	0,771	E	1,000	2,62	0,000	E	1,000	2,62	0,000
0,26	0,74	0,743	E	1,000	2,62	0,000	E	1,000	2,62	0,000
0,29	0,71	0,714	E	1,000	2,62	0,000	E	1,000	2,62	0,000
0,31	0,69	0,686	E	1,000	2,62	0,001	E	1,000	2,62	0,000
0,34	0,66	0,657	E	1,000	2,62	0,001	E	1,000	2,62	0,000
0,37	0,63	0,629	E	1,000	2,62	0,001	E	1,000	2,62	0,000
0,40	0,60	0,600	E	1,000	2,62	0,001	E	1,000	2,62	0,000
0,43	0,57	0,571	E	1,000	2,62	0,001	E	1,000	2,62	0,000
0,46	0,54	0,543	E	1,000	2,62	0,001	E	1,000	2,62	0,000
0,49	0,51	0,514	E	1,000	2,62	0,001	E	1,000	2,62	0,000
0,51	0,49	0,486	E	1,000	2,62	0,001	E	1,000	2,62	0,000
0,54	0,46	0,457	E	1,000	2,62	0,001	E	1,000	2,62	0,000
0,57	0,43	0,429	E	1,000	2,62	0,001	E	1,000	2,62	0,000
0,60	0,40	0,400	E	1,000	2,62	0,001	E	1,000	2,62	0,001
0,63	0,37	0,371	E	1,000	2,62	0,001	E	1,000	2,62	0,001
0,66	0,34	0,343	E	1,000	2,62	0,001	E	1,000	2,62	0,001
0,69	0,31	0,314	E	1,000	2,62	0,001	E	1,000	2,62	0,001
0,71	0,29	0,286	P	1,003	2,63	0,001	E	1,000	2,62	0,001
0,74	0,26	0,257	P	1,024	2,68	0,001	E	1,000	2,62	0,001
0,77	0,23	0,229	P	1,046	2,74	0,001	E	1,000	2,62	0,001
0,80	0,20	0,200	P	1,071	2,81	0,001	P	1,001	2,62	0,001
0,83	0,17	0,171	P	1,098	2,88	0,001	P	1,014	2,66	0,001
0,86	0,14	0,143	P	1,127	2,95	0,002	P	1,027	2,69	0,001
0,89	0,11	0,114	P	1,160	3,04	0,002	P	1,042	2,73	0,001
0,91	0,09	0,086	P	1,196	3,13	0,002	P	1,058	2,77	0,001
0,94	0,06	0,057	P	1,237	3,24	0,002	P	1,076	2,82	0,001
0,97	0,03	0,029	P	1,283	3,36	0,002	P	1,096	2,87	0,001
1,00	0,00	0,000	P	1,336	3,50	0,002	P	1,118	2,93	0,001

n. punti 35 step 0,0286

LAVORO: GALLERIA CASTELLAVAZZO - SCAVI IN CALCARI
 CURVE CARATTERISTICHE DEL TERRENO IN CONDIZIONI NATURALI



DATI		
Geometria		
a	m	2,62
C	m	40,0
Parametri geotecnici		
γ	MN/m ³	0,0250
ϕp	(°)	34
cp	MPa	0,176
ϕr	(°)	34
cr	MPa	0,176
E	Mpa	2000
ν		0,3
ψ	(°)	0
Stato di sforzo iniziale		
K0		1,00
$\sigma 0$	Mpa	1,00

RISULTATI		
Lontano dal fronte		
Uinf	m	0,002
ϵinf	%	0,1
Rpinf - a	m	0,9
Al fronte		
Uf	m	0,001
ϵf	%	0,0
Rpf - a	m	0,3

15.5 Output software sezione di calcolo 10+660_sezione avanzamento B0

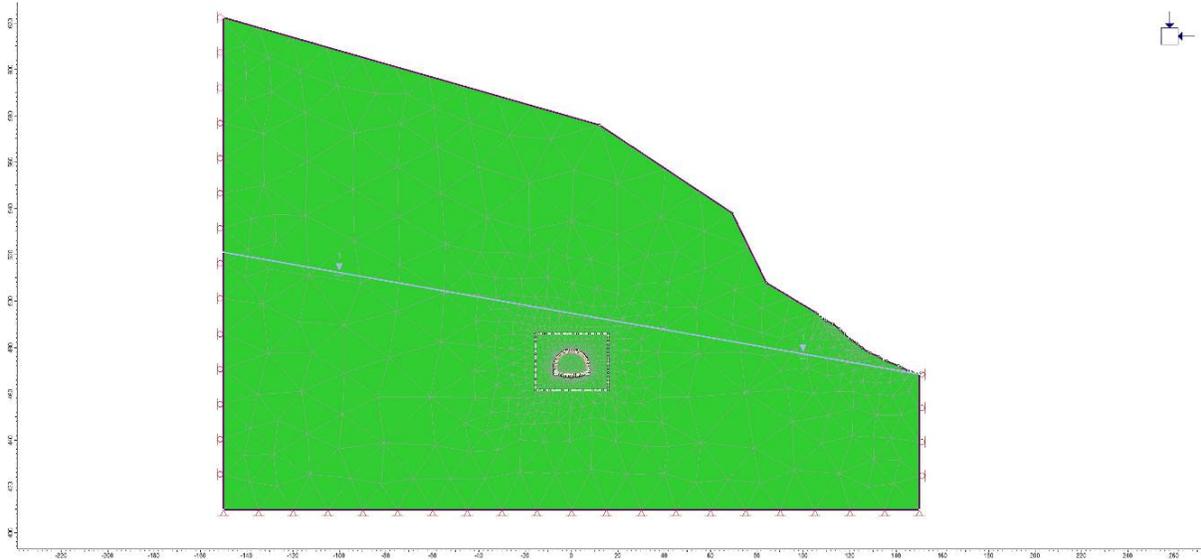


Figura. Modello – Fase 1.

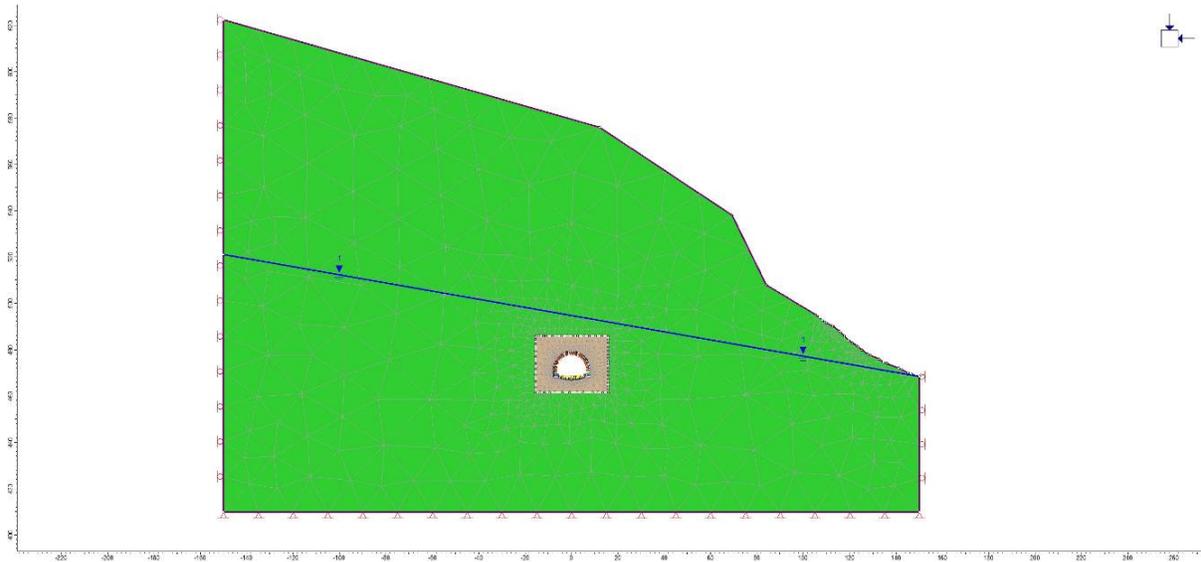


Figura. Modello – Fase 8.

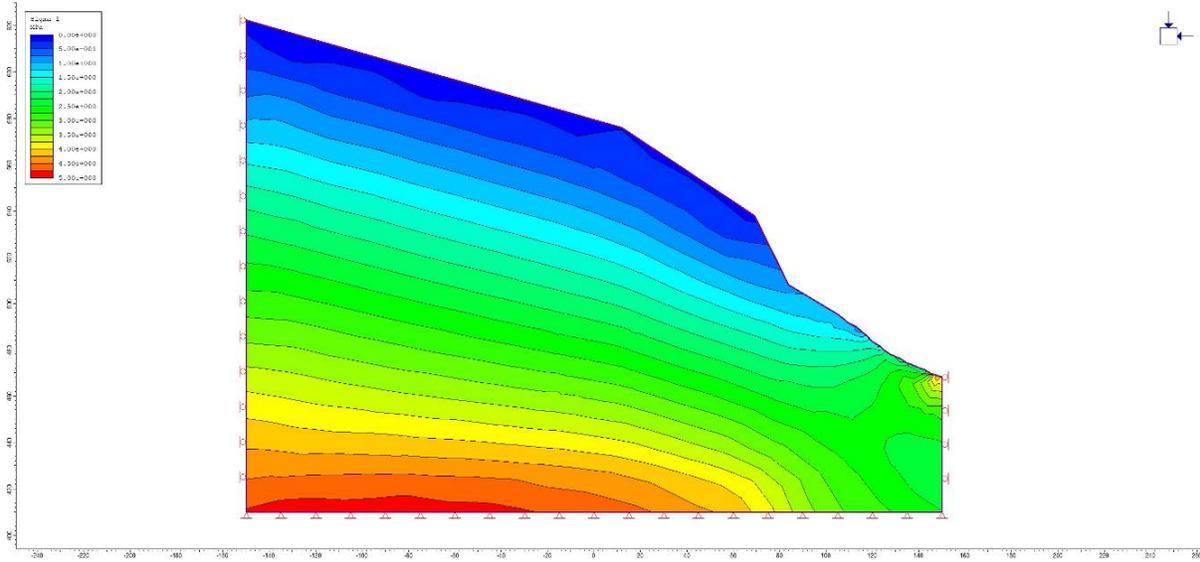


Figura. Tensioni principali – Fase 1.

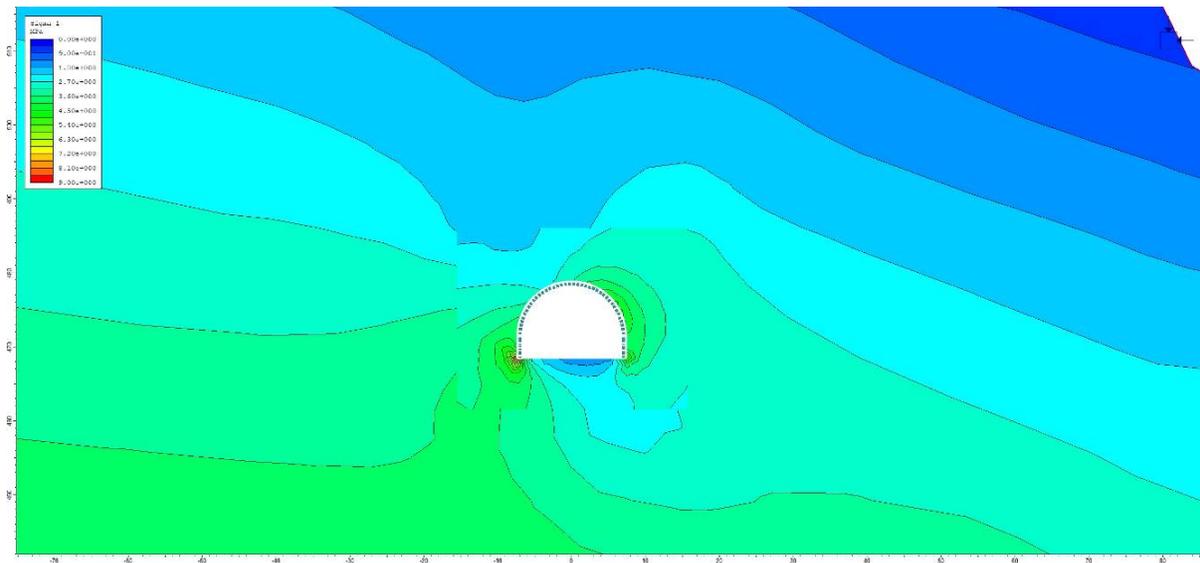


Figura. Tensioni principali – Fase 3.

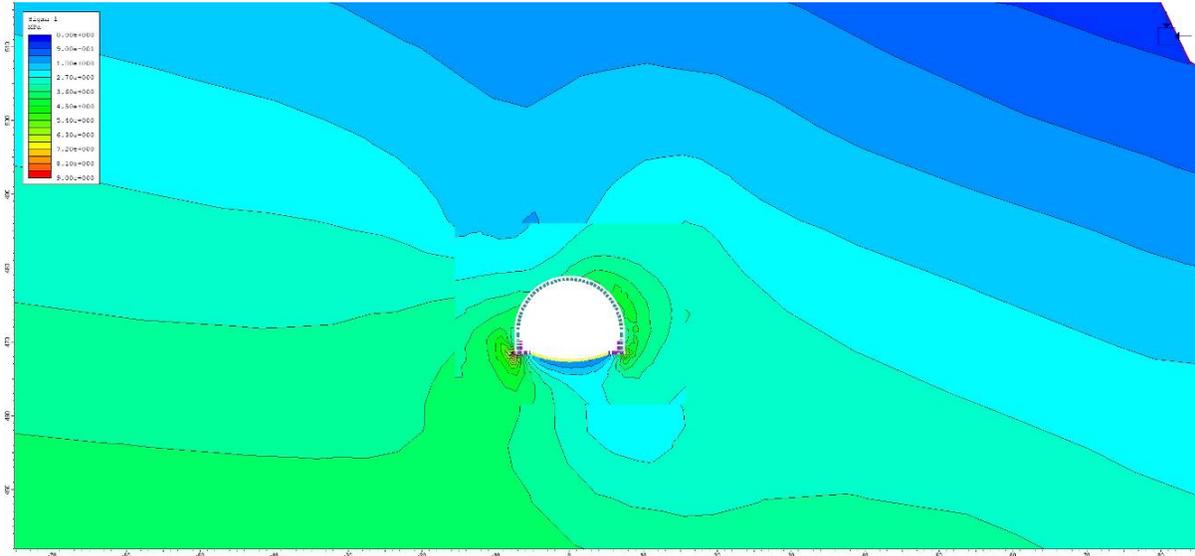


Figura. Tensioni principali – Fase 5.

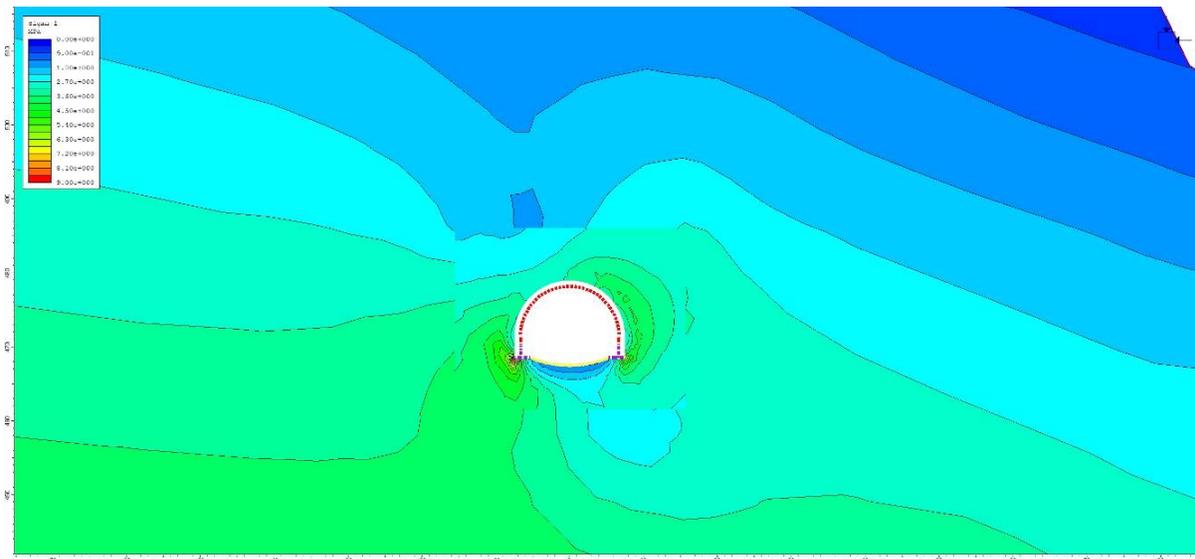


Figura. Tensioni principali – Fase 8.

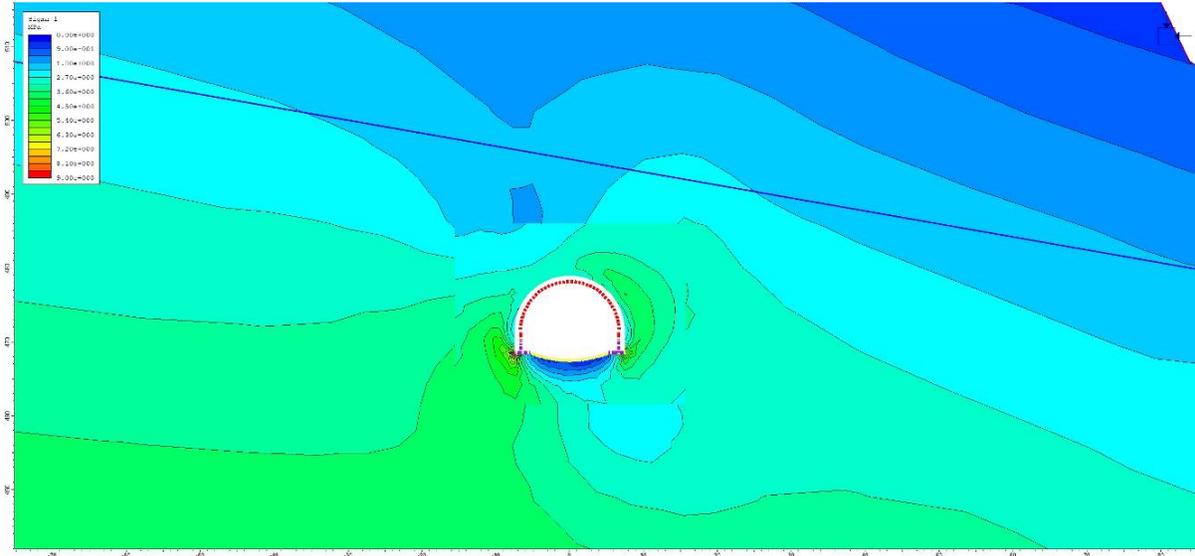


Figura. Tensioni principali – Fase 9.

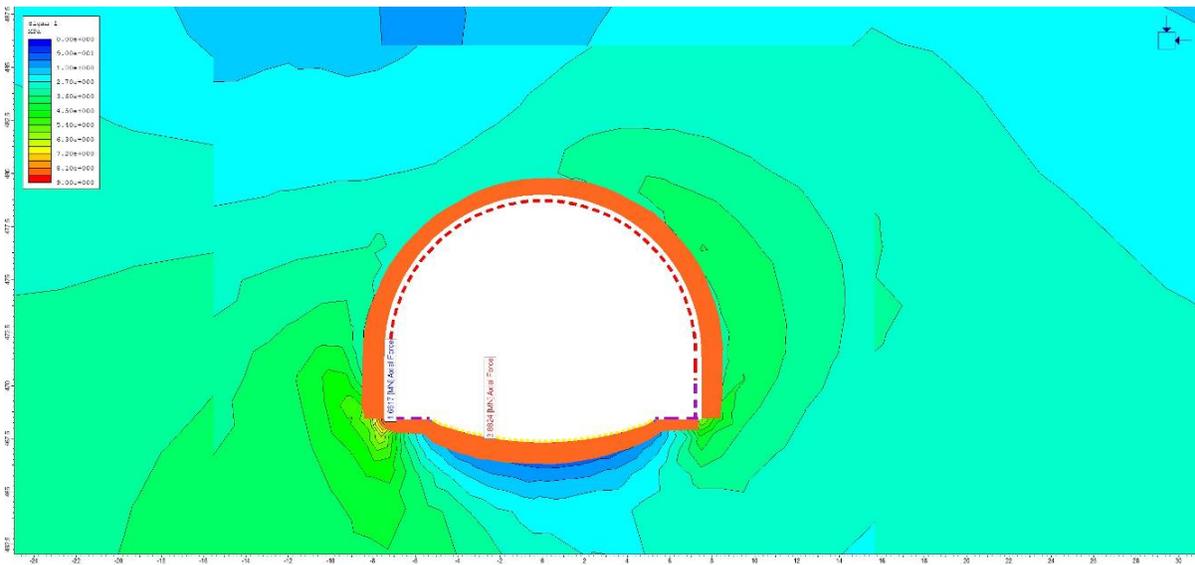


Figura. Sforzi normali su rivestimento definitivo – Fase 9

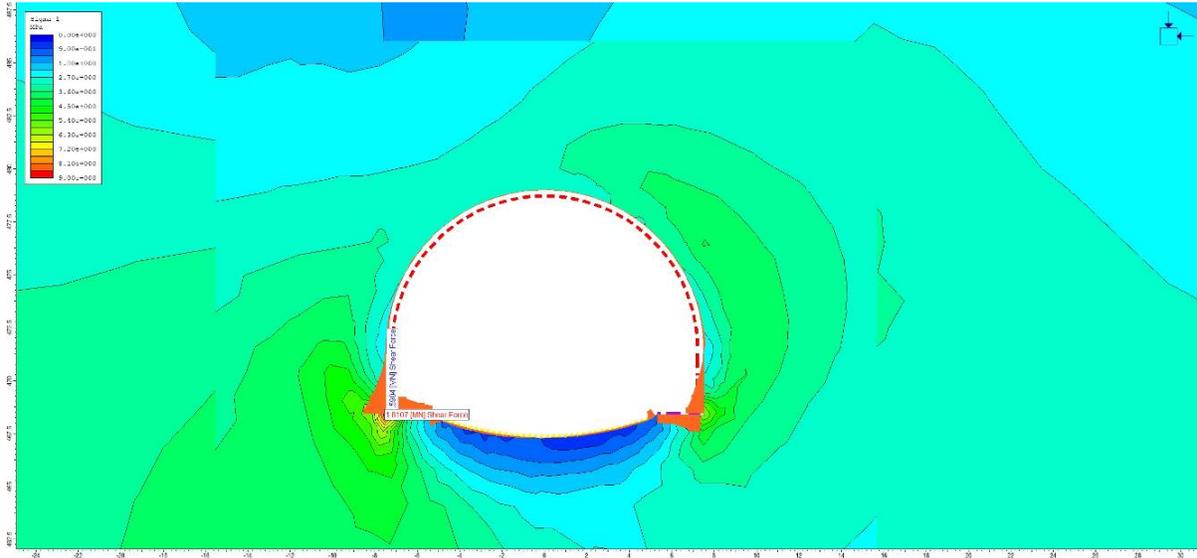


Figura. Momenti su rivestimento definitivo – Fase 9

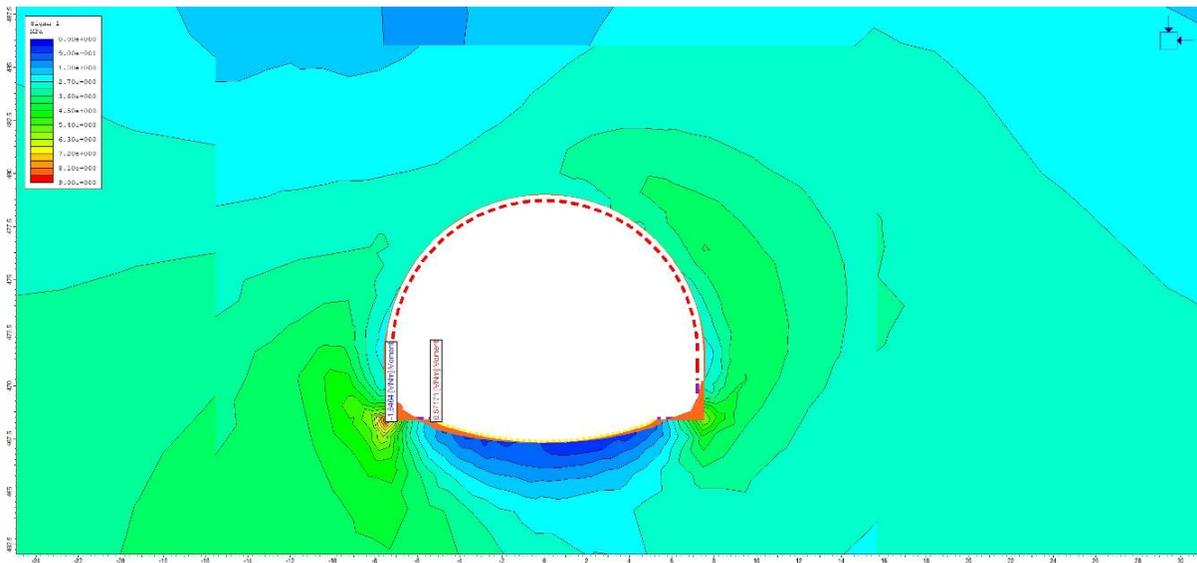


Figura. Taglio su rivestimento definitivo – Fase 9

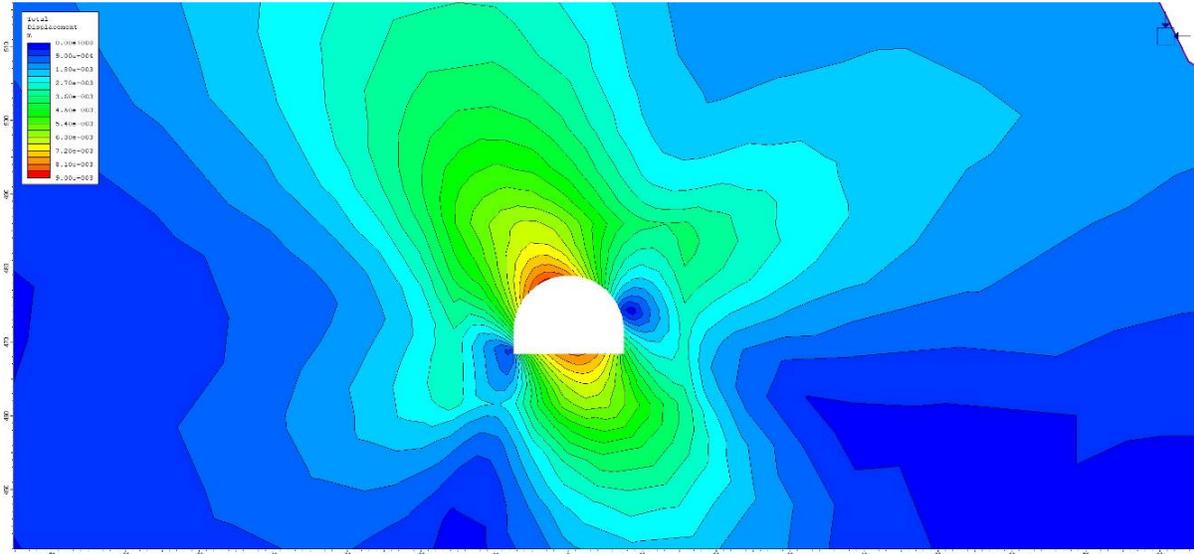


Figura. Spostamenti totali – Fase 2.

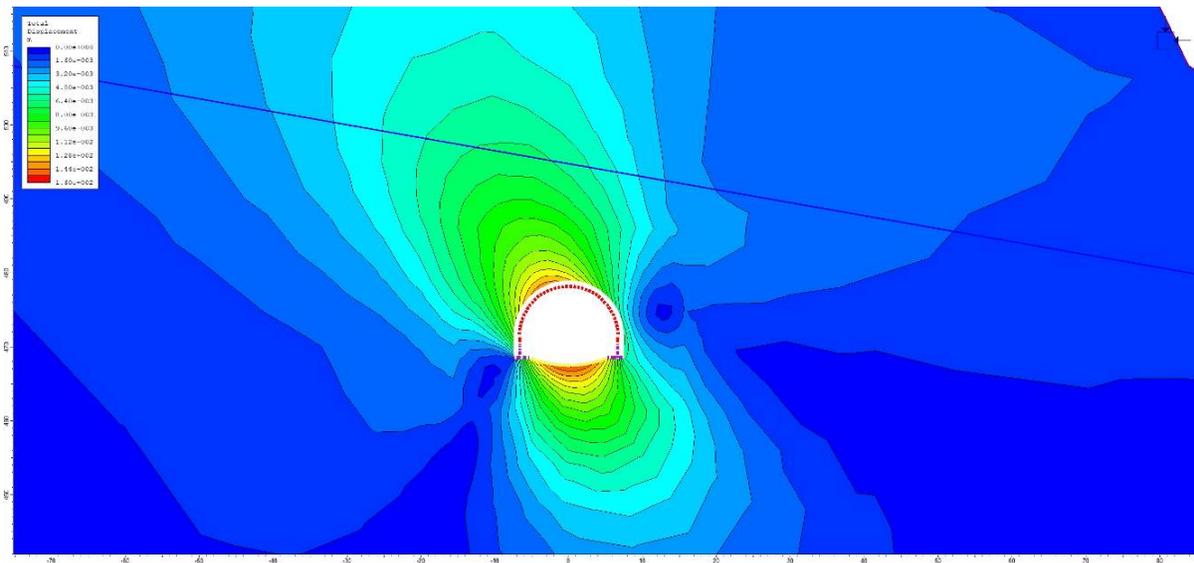


Figura. Spostamenti totali – Fase 9.

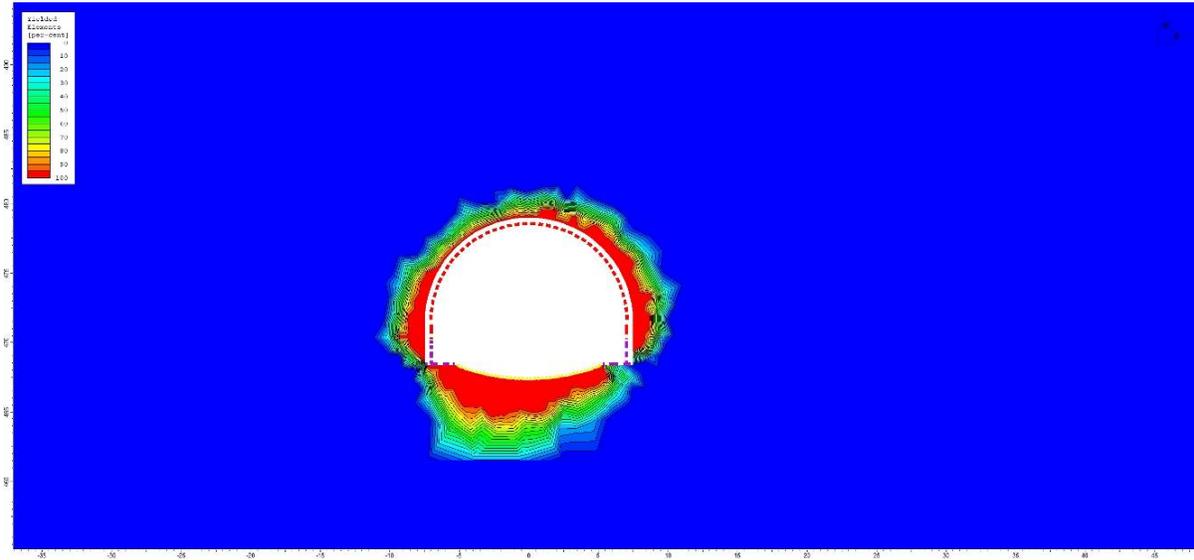


Figura. Elementi plasticizzati – Fase 9.

15.6 Output software sezione di calcolo 9+480_sezione avanzamento C1 e C2 e C1_BP

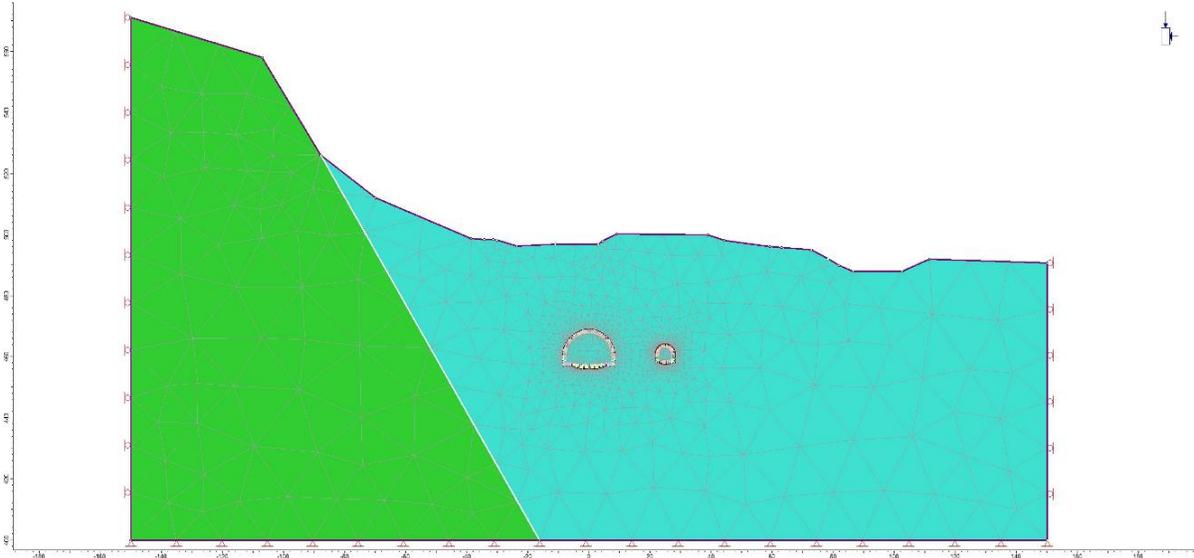


Figura. Modello – Fase 1.

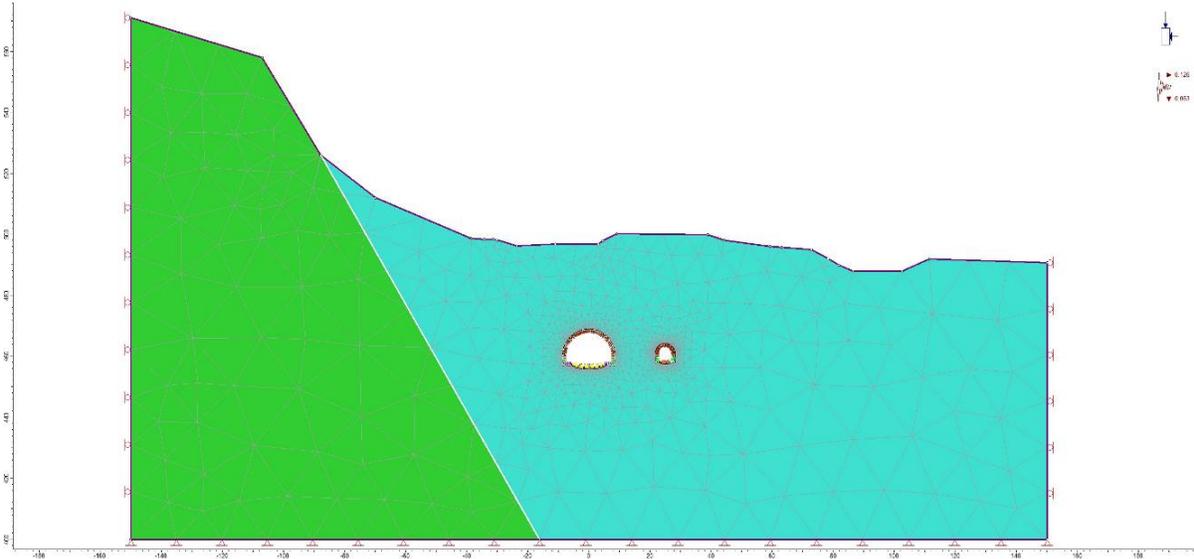


Figura. Modello – Fase 15

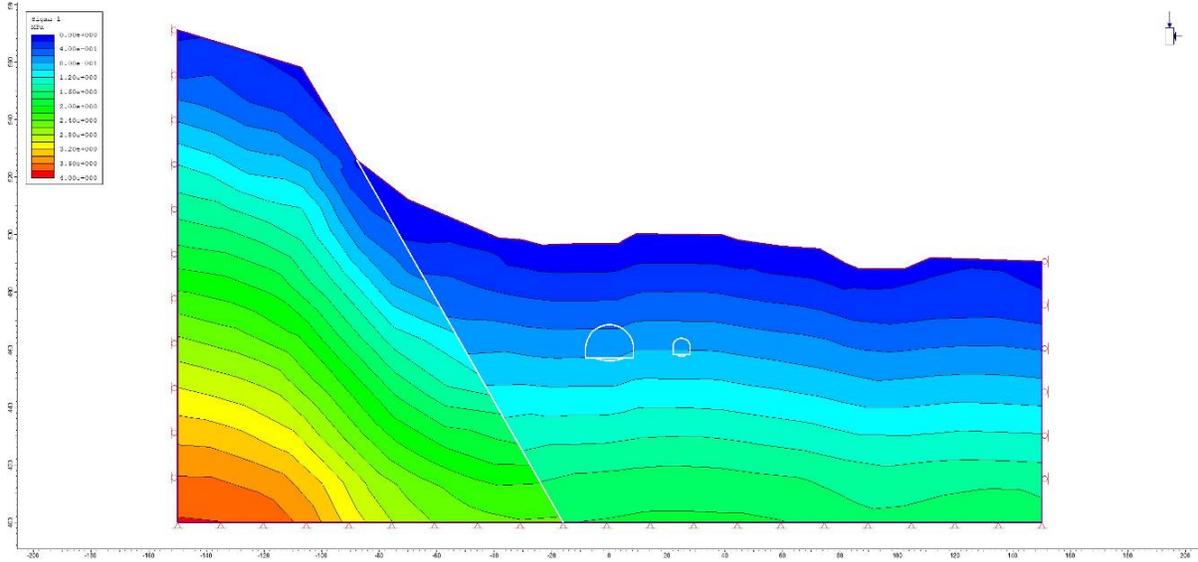


Figura. Tensioni principali – Fase 1.

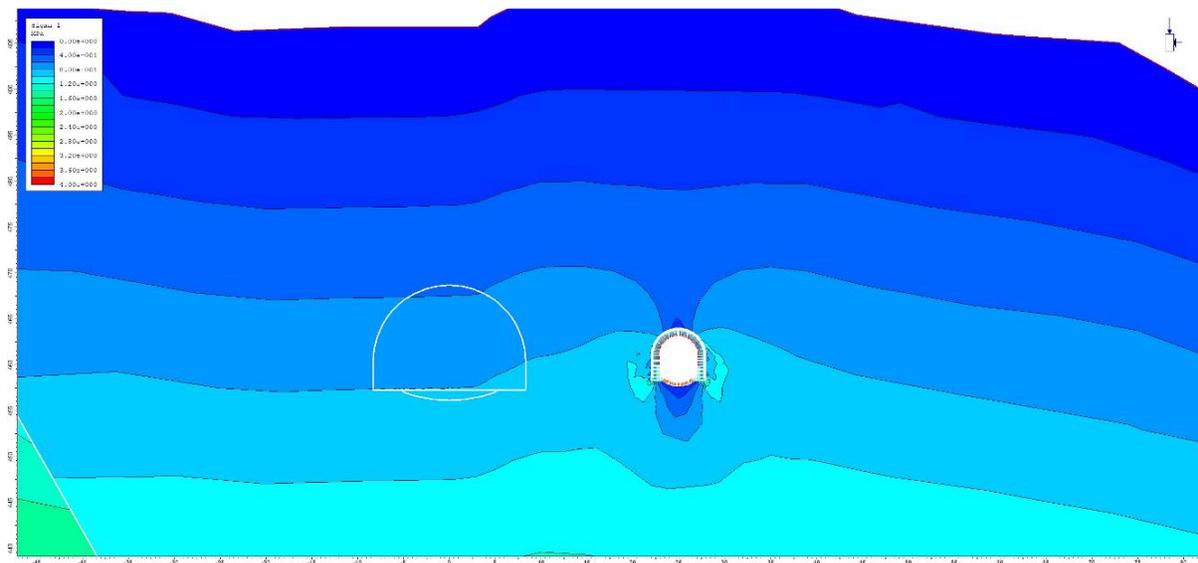


Figura. Tensioni principali – Fase 7.

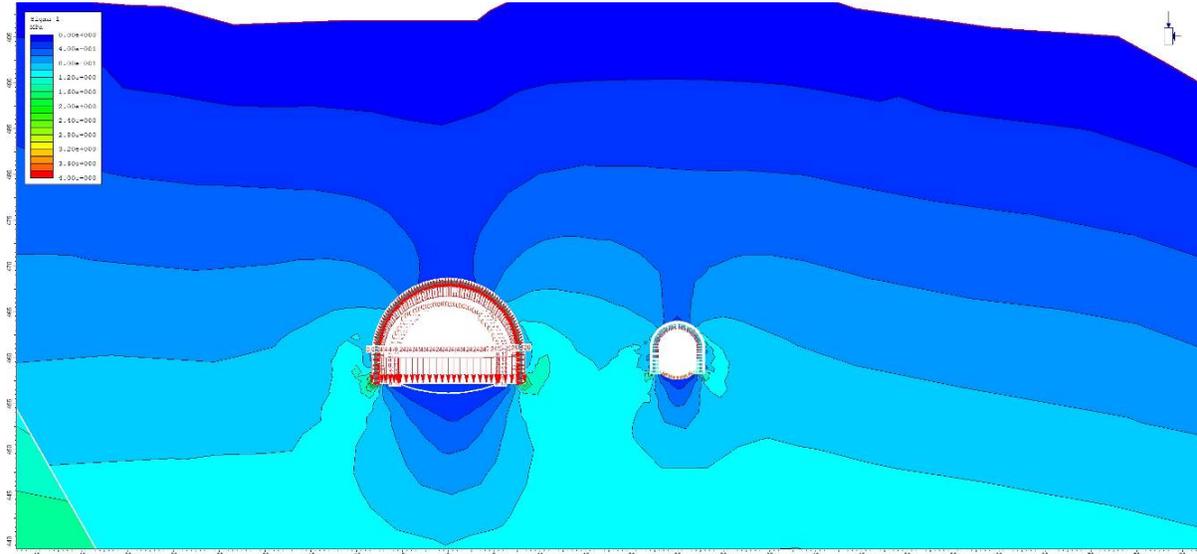


Figura. Tensioni principali – Fase 9

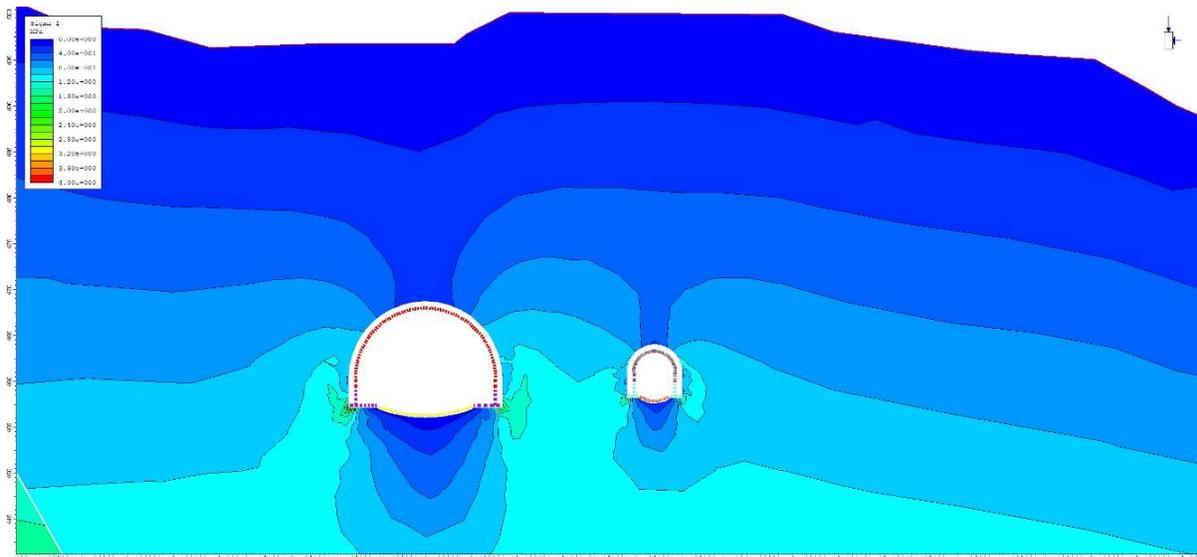


Figura. Tensioni principali – Fase 14.

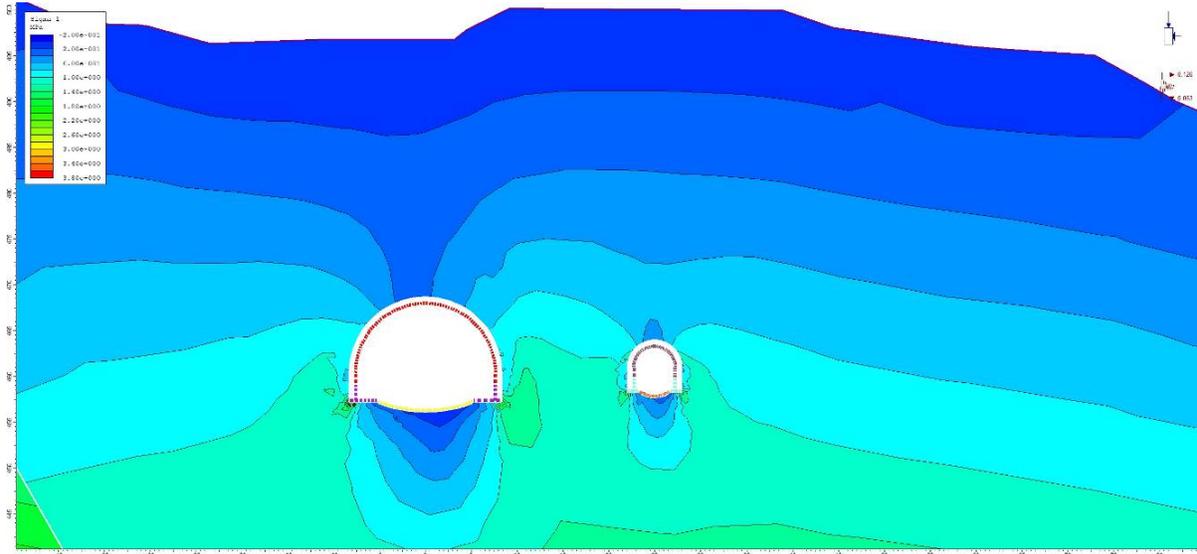


Figura. Tensioni principali – Fase 15.

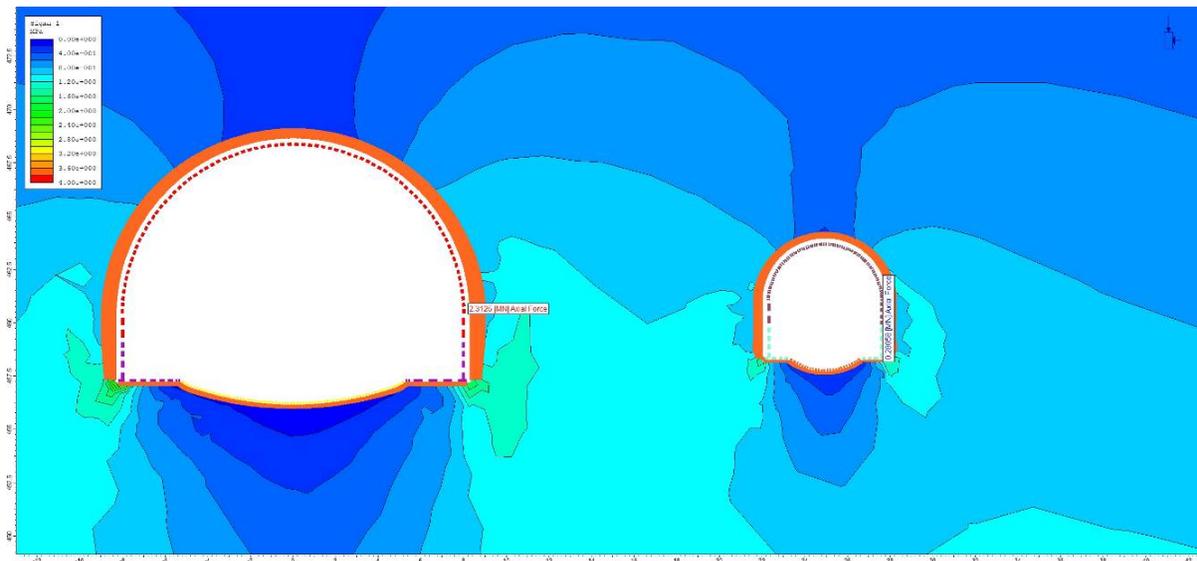


Figura. Sforzi normali su rivestimento definitivo – Fase 14

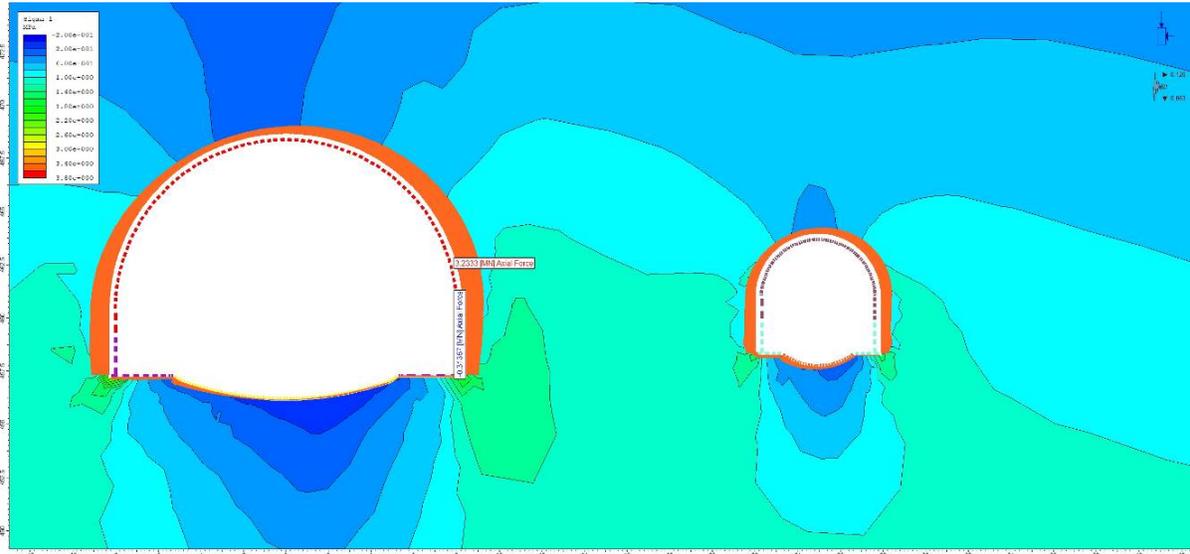


Figura. Sforzi normali su rivestimento definitivo – Fase 15

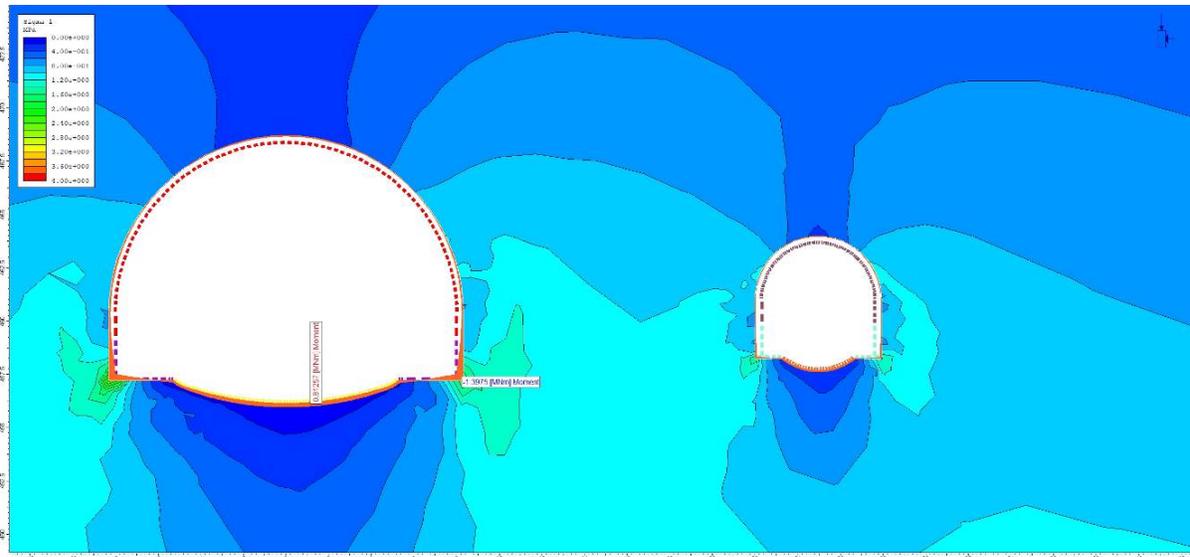


Figura. Momenti su rivestimento definitivo – Fase 14

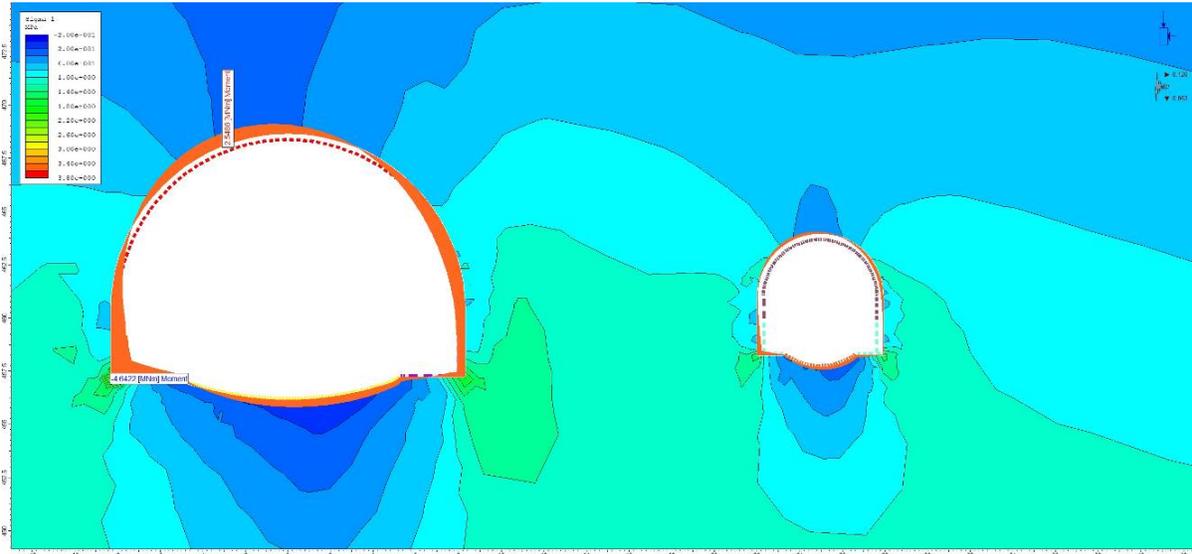


Figura. Momenti su rivestimento definitivo – Fase 15

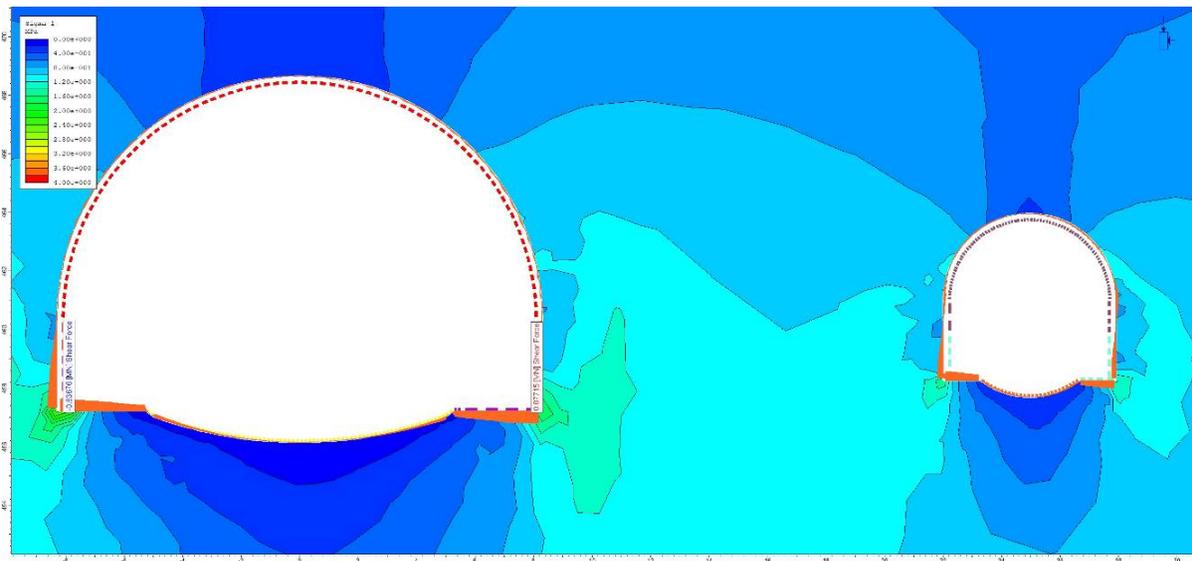


Figura. Taglio su rivestimento definitivo – Fase 14

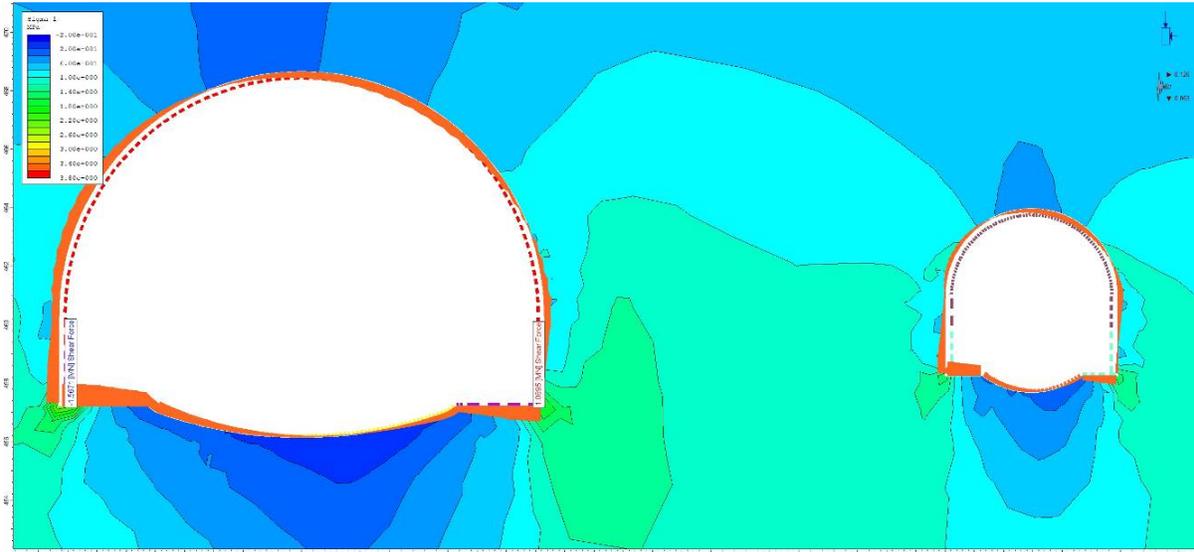


Figura. Taglio su rivestimento definitivo – Fase 15

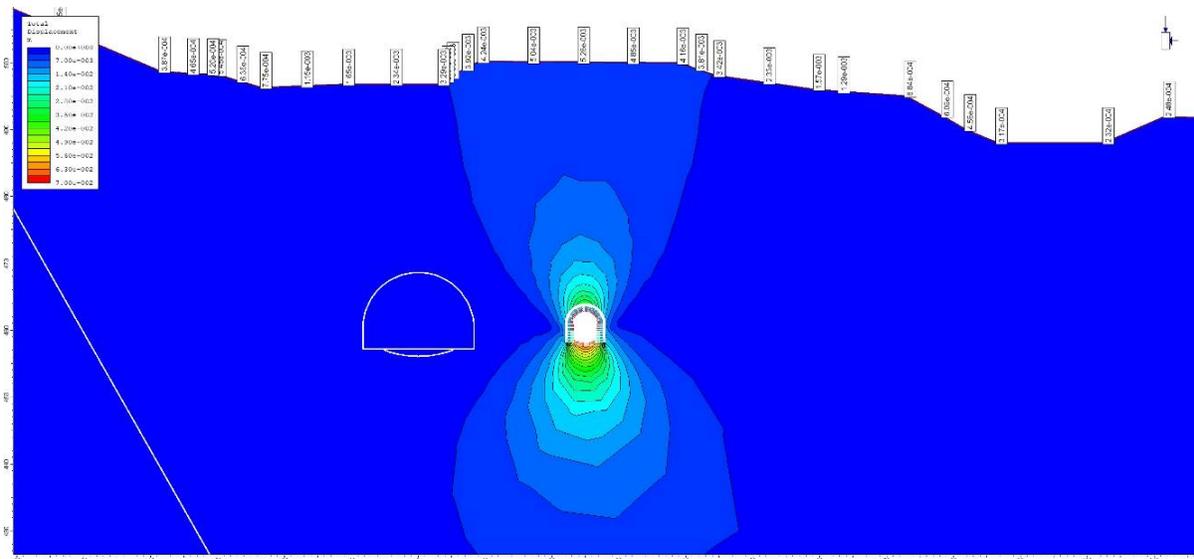


Figura. Spostamenti totali – Fase 7.

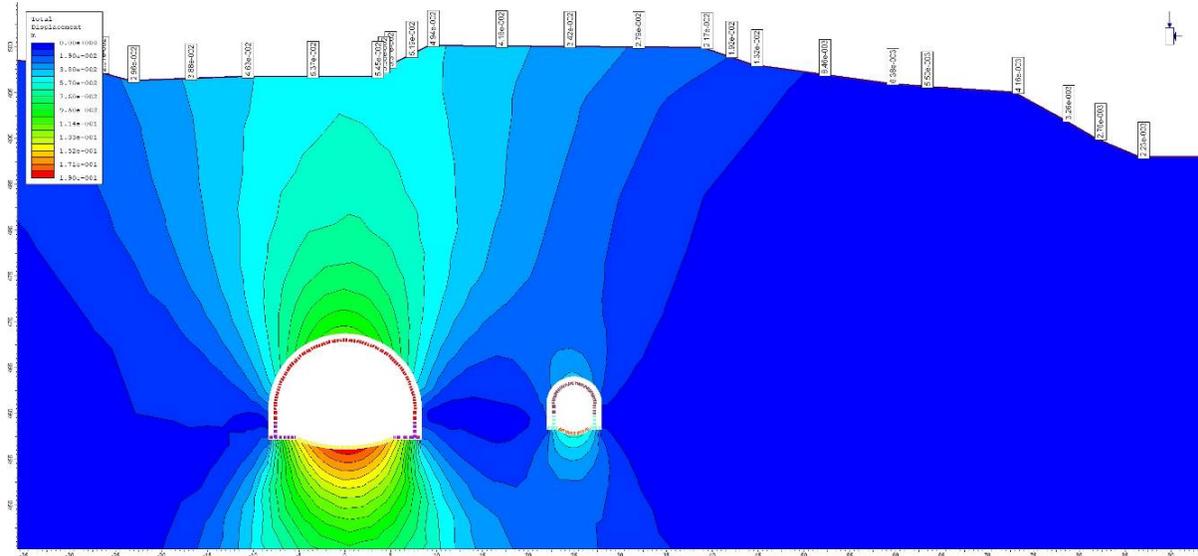


Figura. Spostamenti totali – Fase 14.

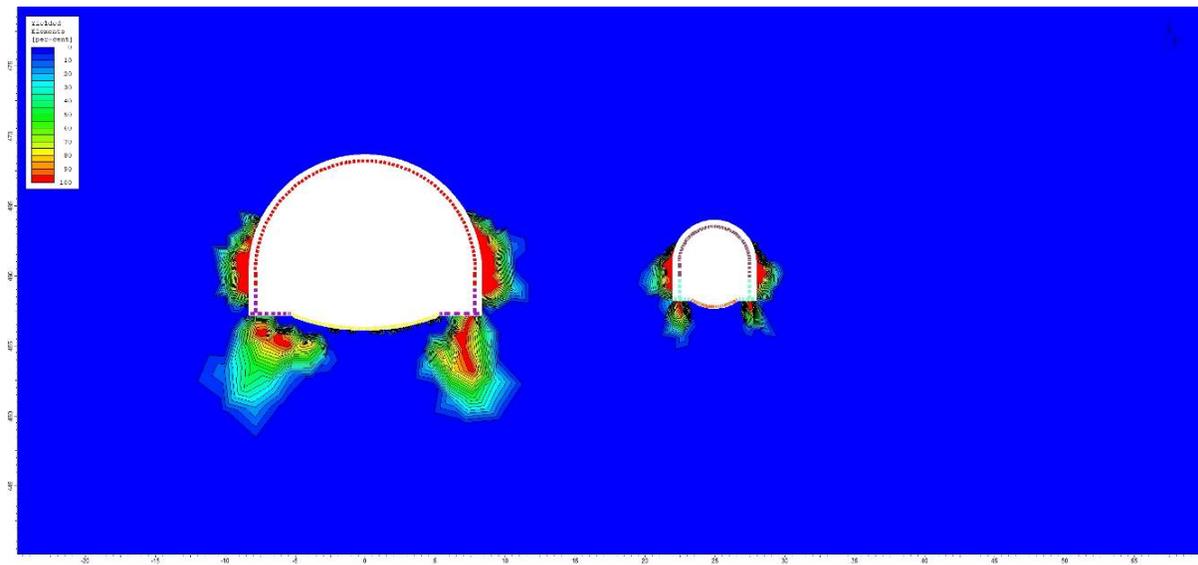


Figura. Elementi plasticizzati – Fase 14.

15.7 Output software sezione di calcolo 10+560_sezione avanzamento B0_PS e B0_BP

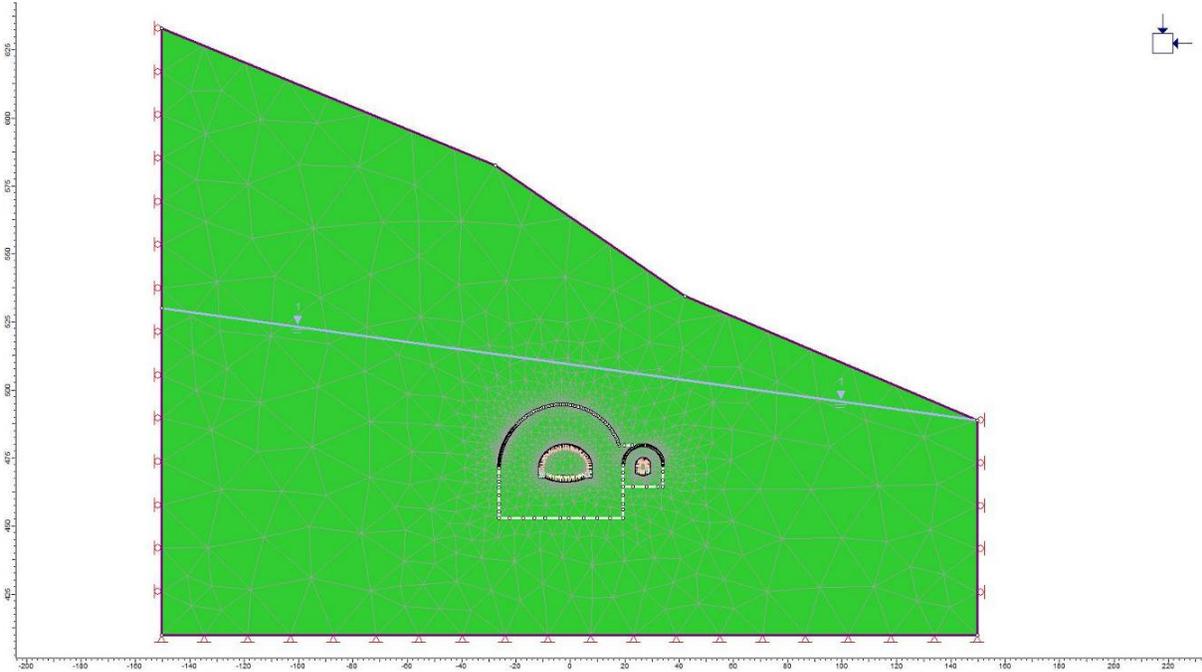


Figura. Modello – Fase 1.

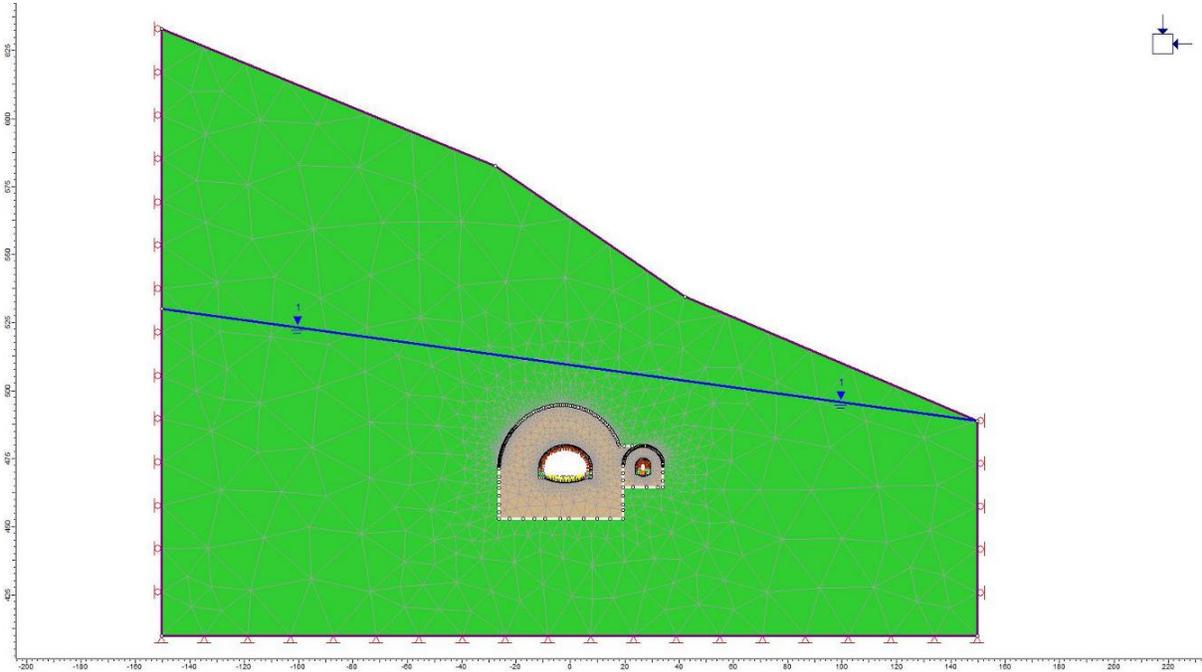


Figura. Modello – Fase 15

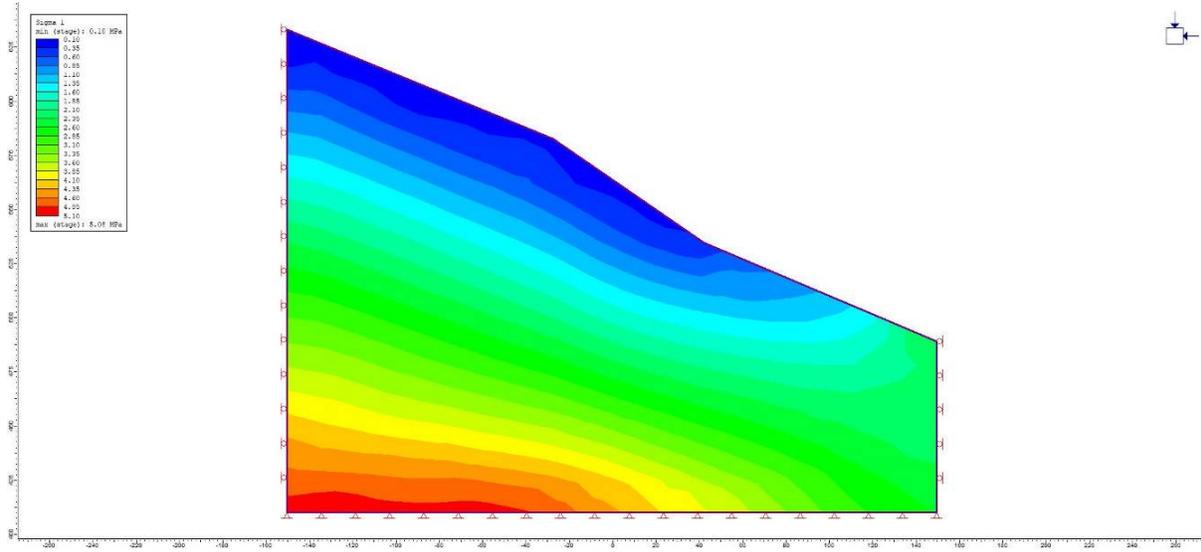


Figura. Tensioni principali – Fase 1.

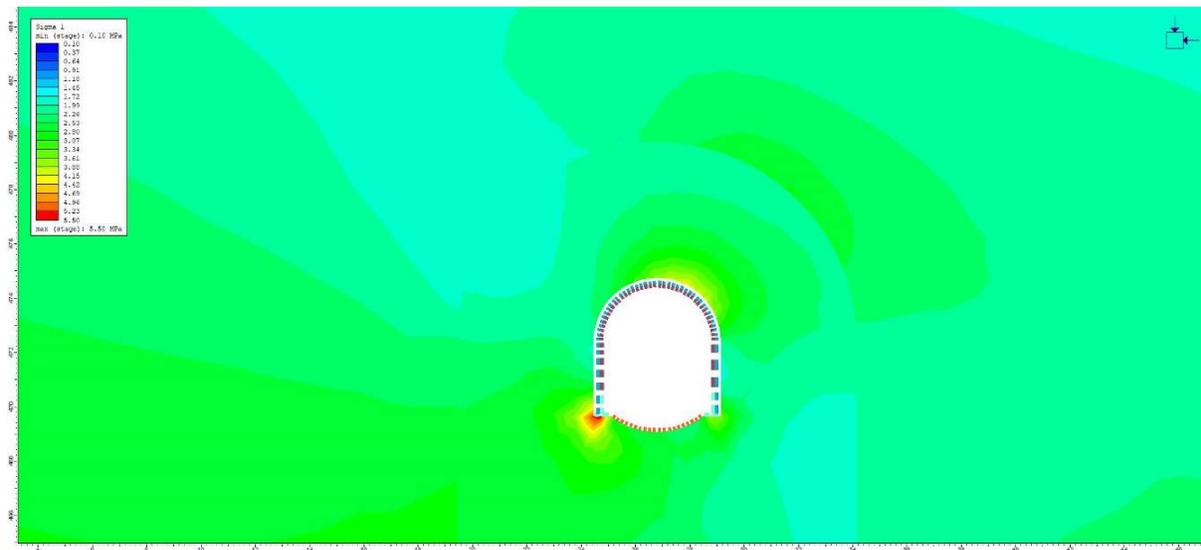


Figura. Tensioni principali – Fase 7.

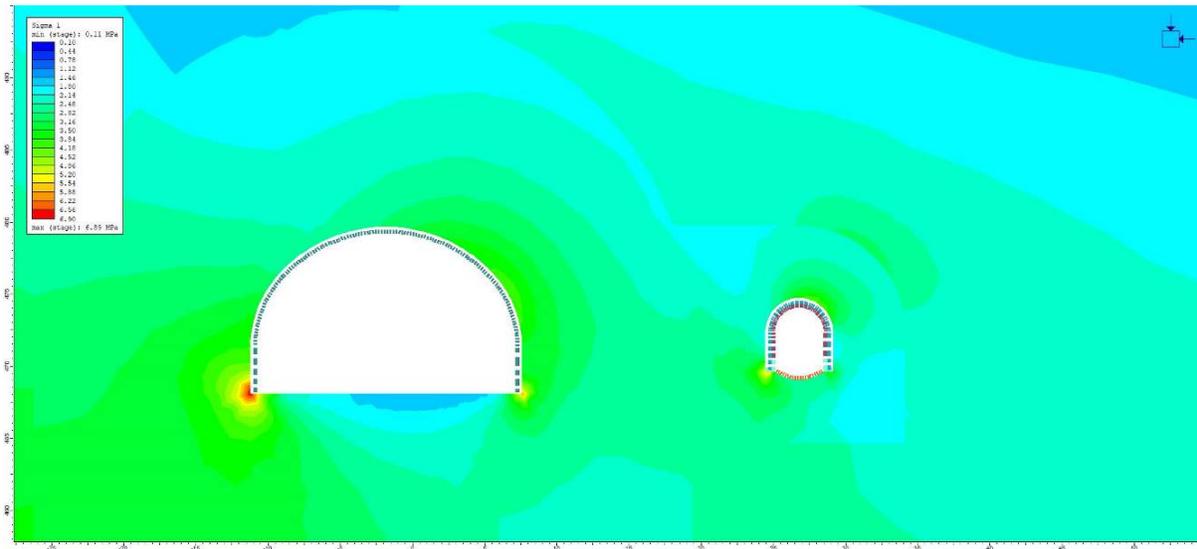


Figura. Tensioni principali – Fase 9.

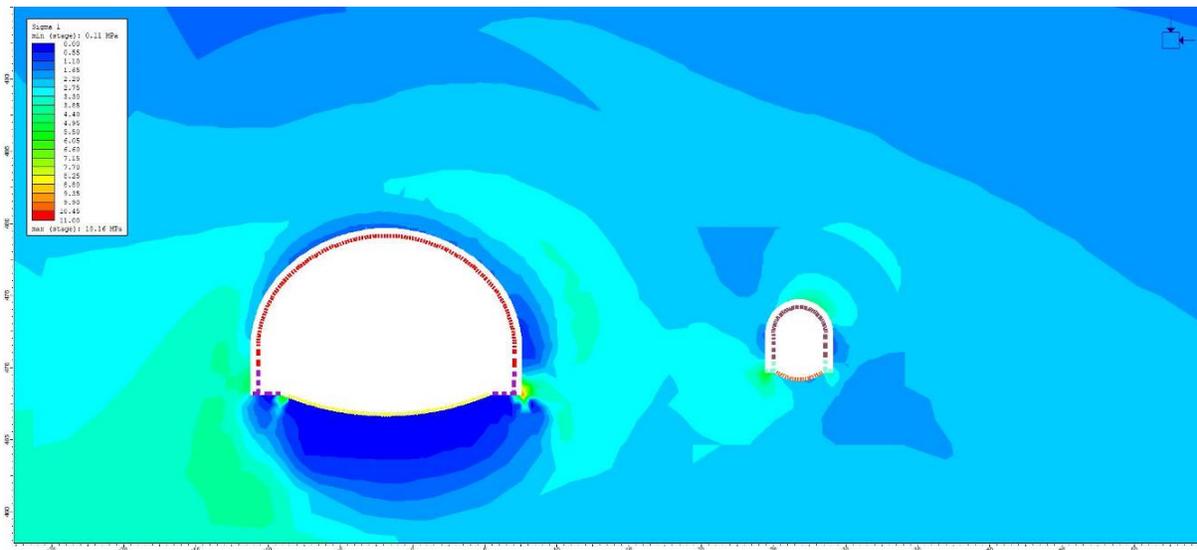


Figura. Tensioni principali – Fase 15.

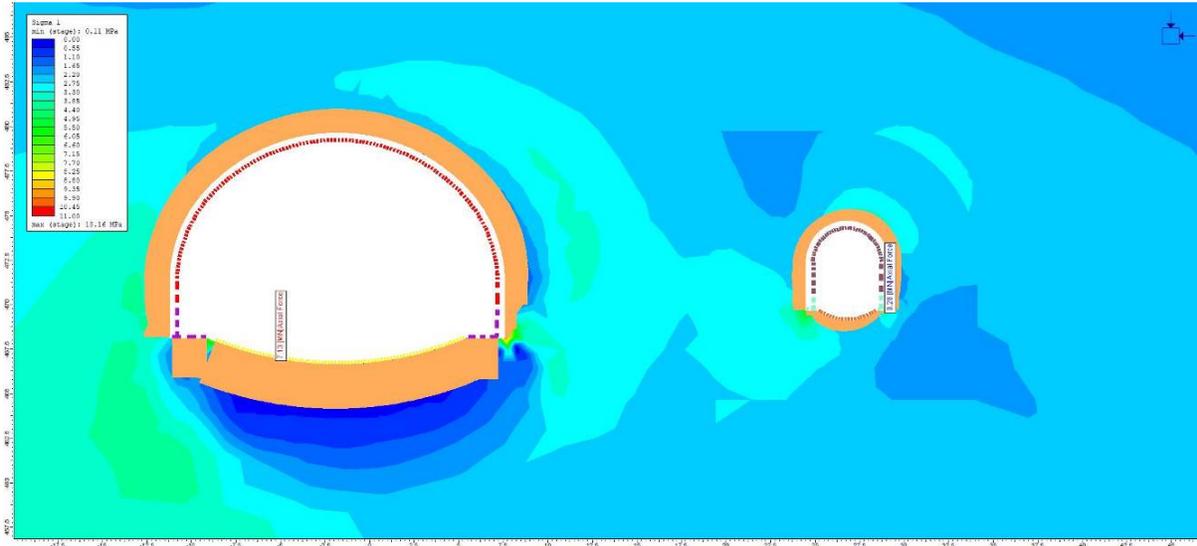


Figura. Sforzi normali su rivestimento definitivo – Fase 15

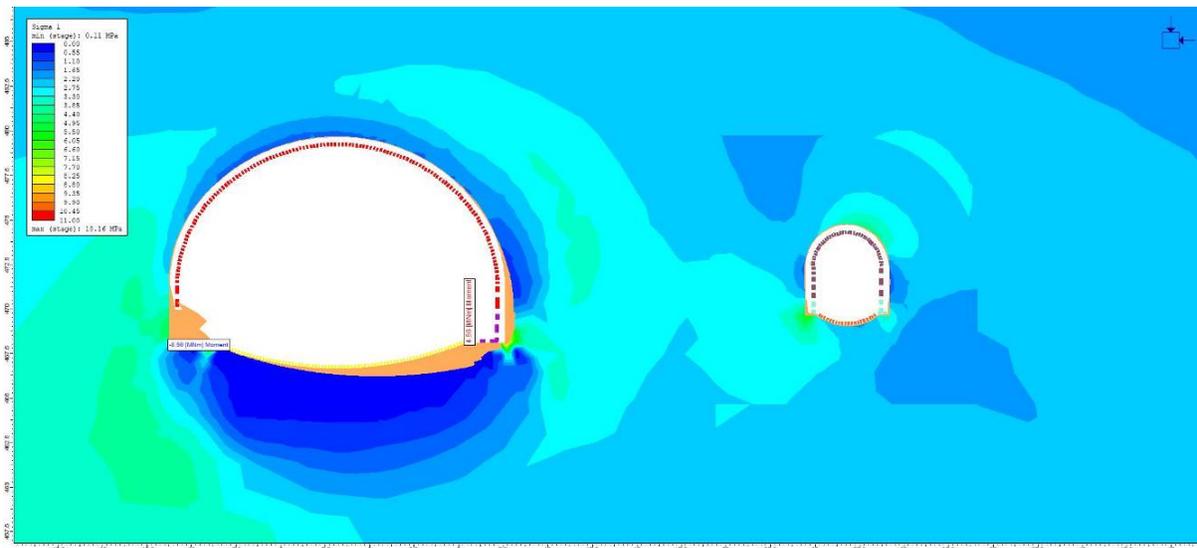


Figura. Momenti su rivestimento definitivo – Fase 15

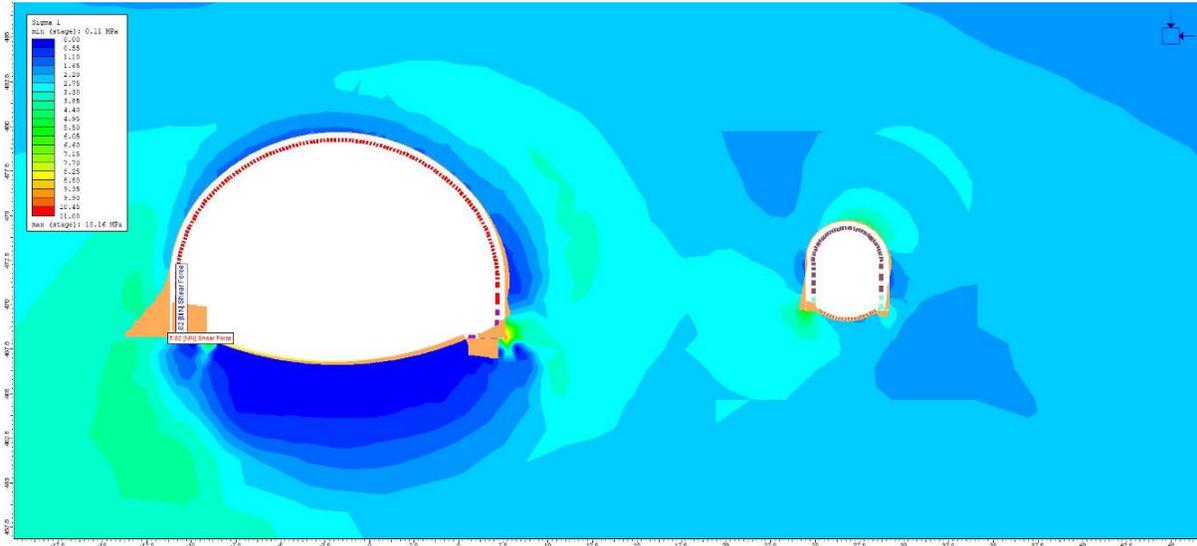


Figura. Taglio su rivestimento definitivo – Fase 15

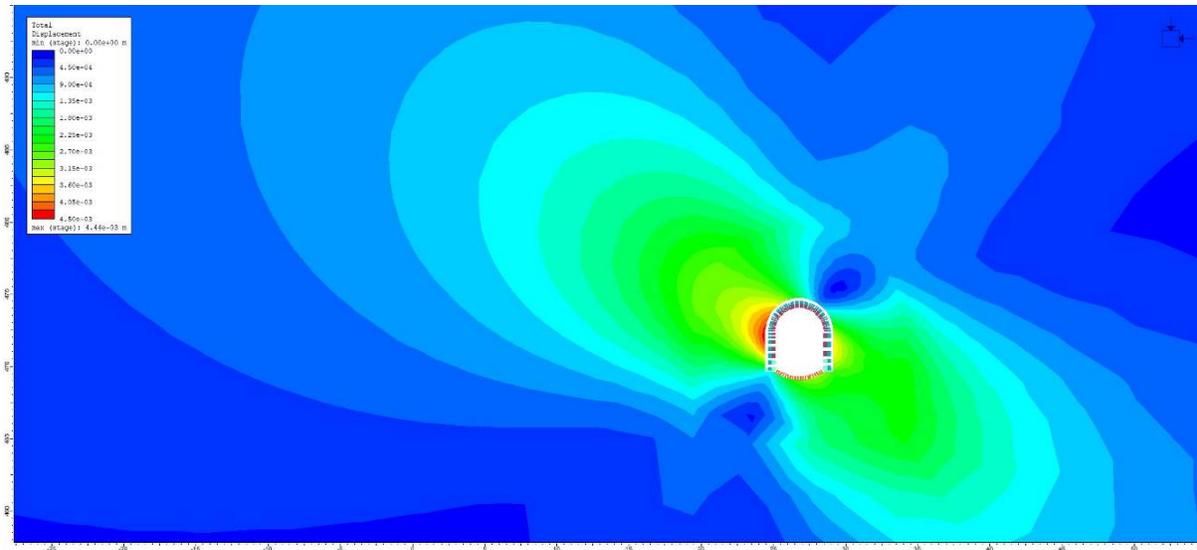


Figura. Spostamenti totali – Fase 7.

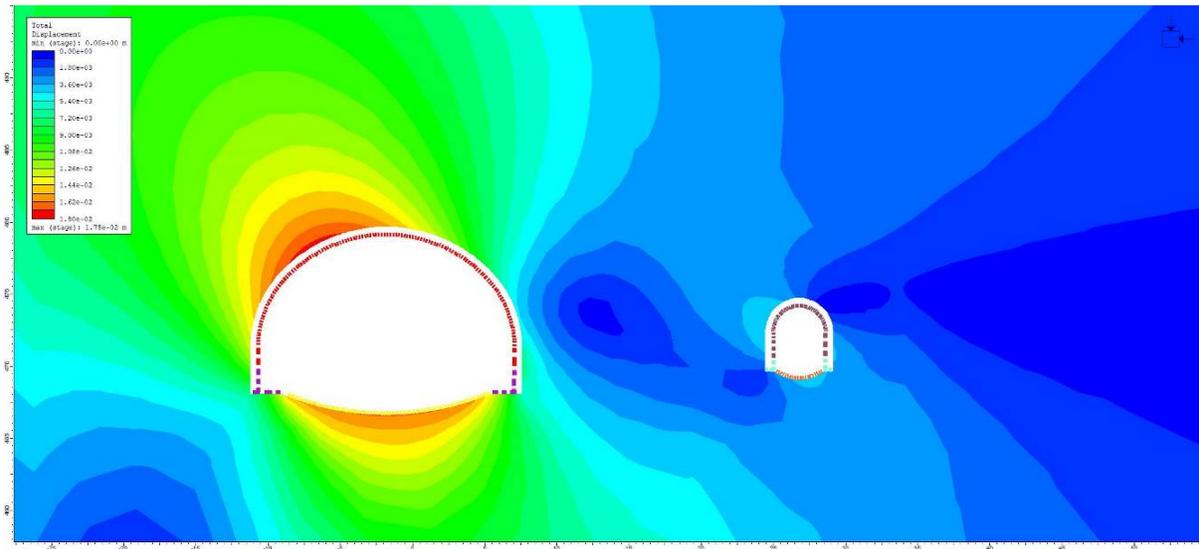


Figura. Spostamenti totali – Fase 15.

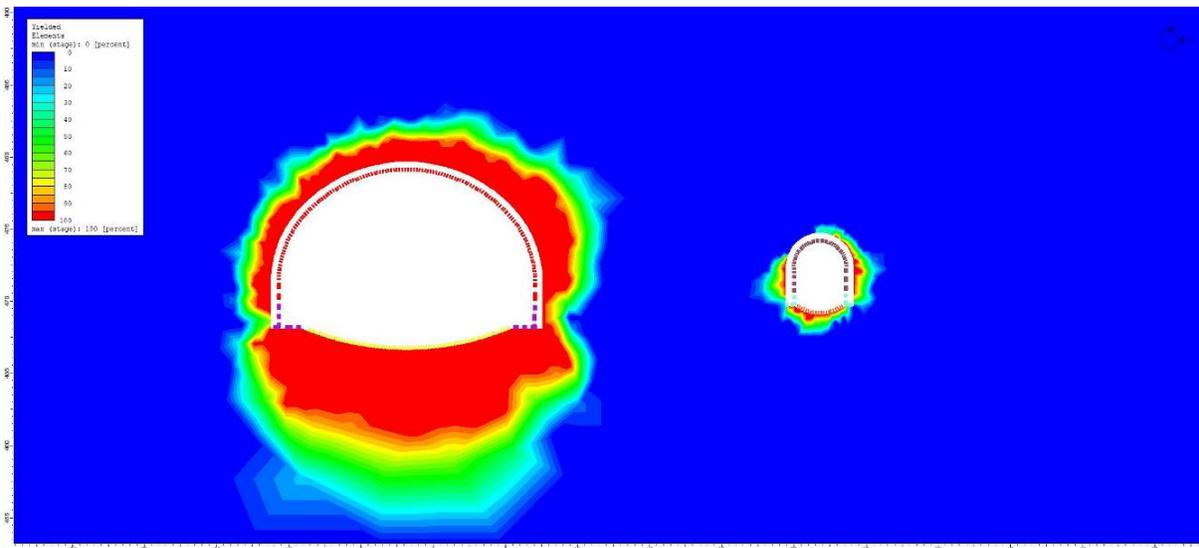


Figura. Elementi plasticizzati – Fase 15.

15.8 Output software sezione di calcolo 10+820_sezione avanzamento B0

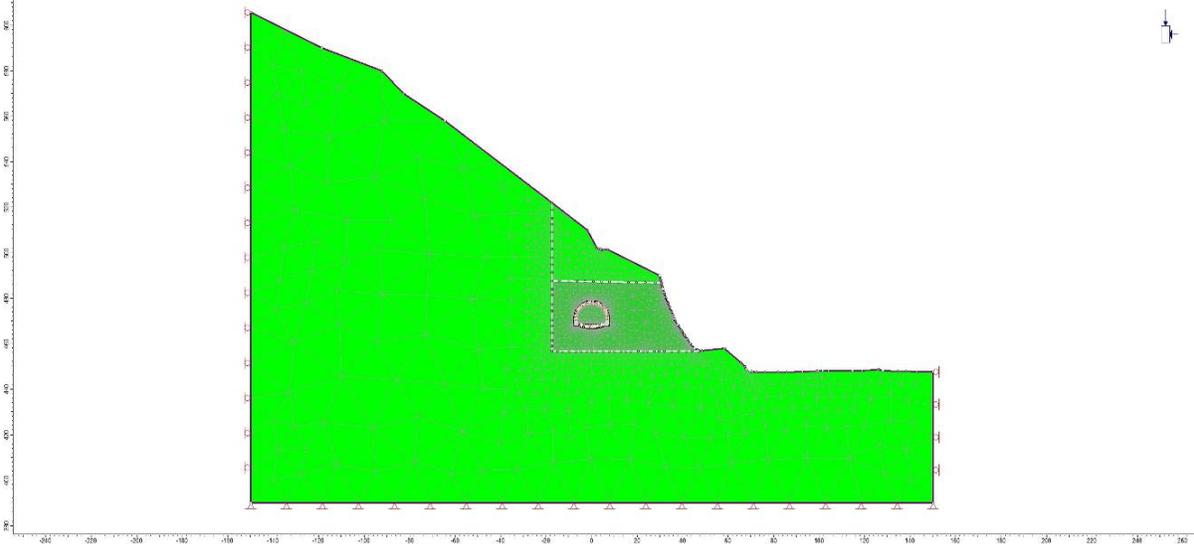


Figura. Modello – Fase 1.

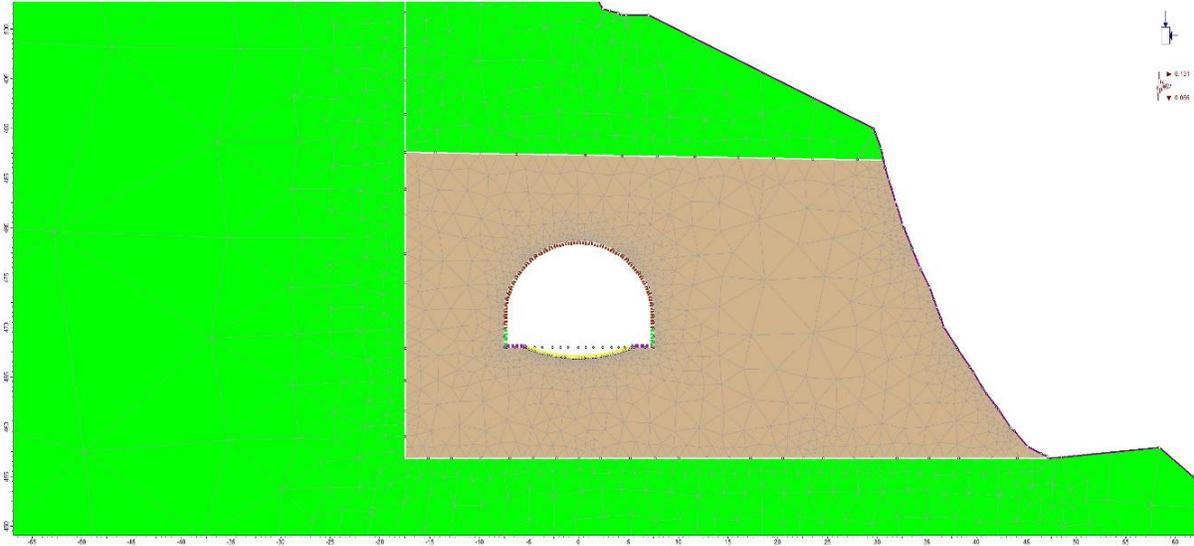


Figura. Modello – Fase 8.

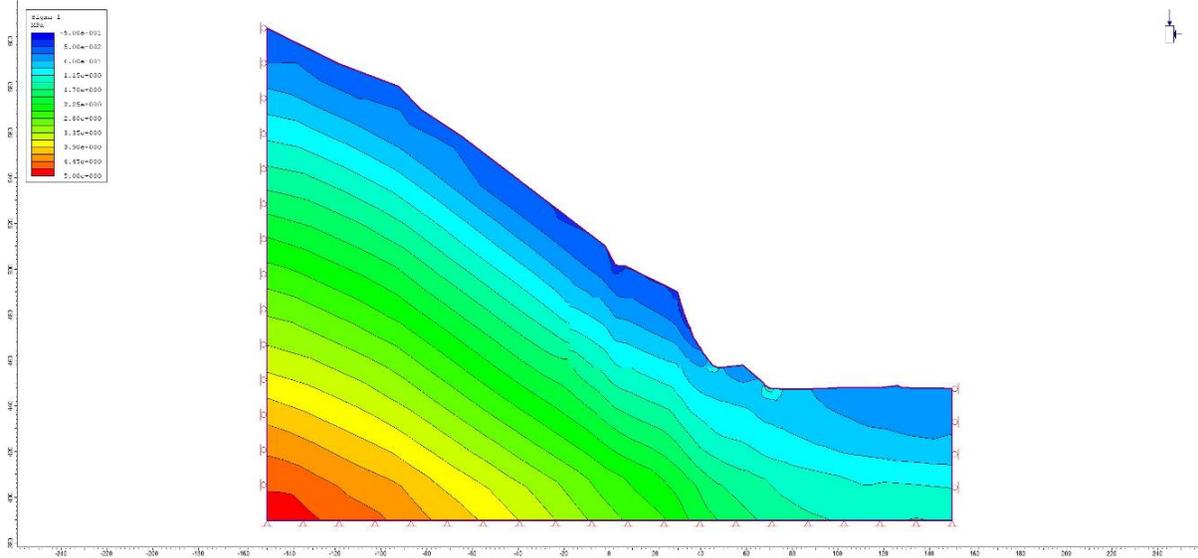


Figura. Tensioni principali – Fase 1.

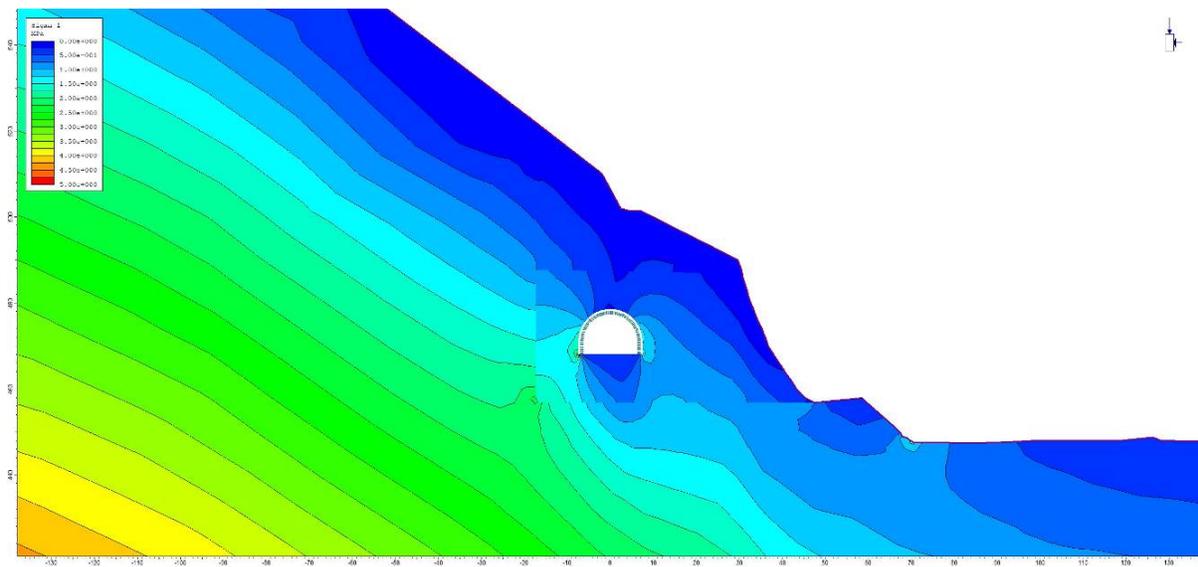


Figura. Tensioni principali – Fase 3.

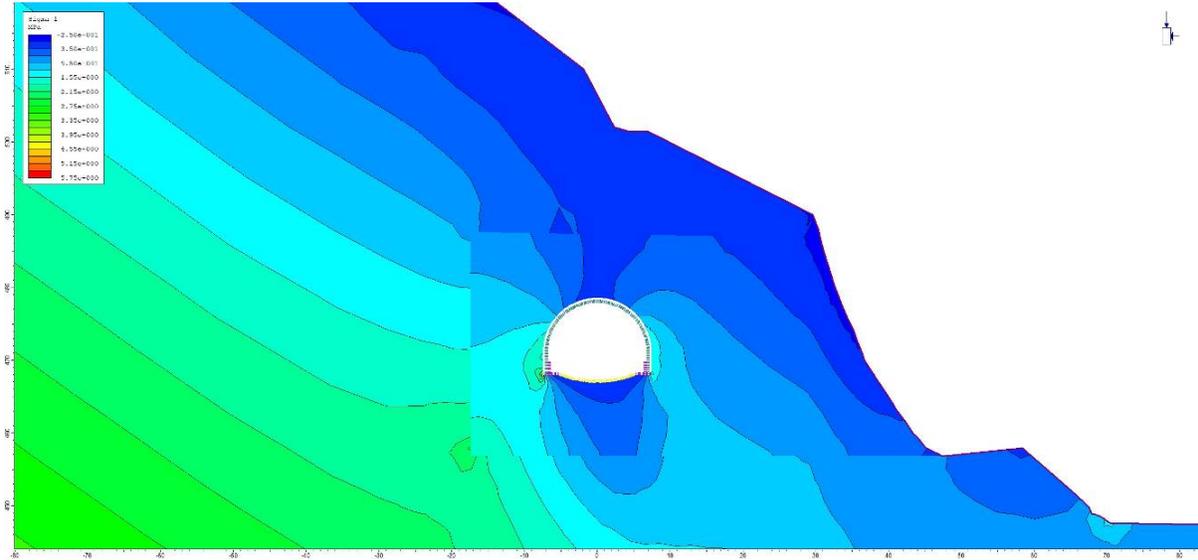


Figura. Tensioni principali – Fase 5.

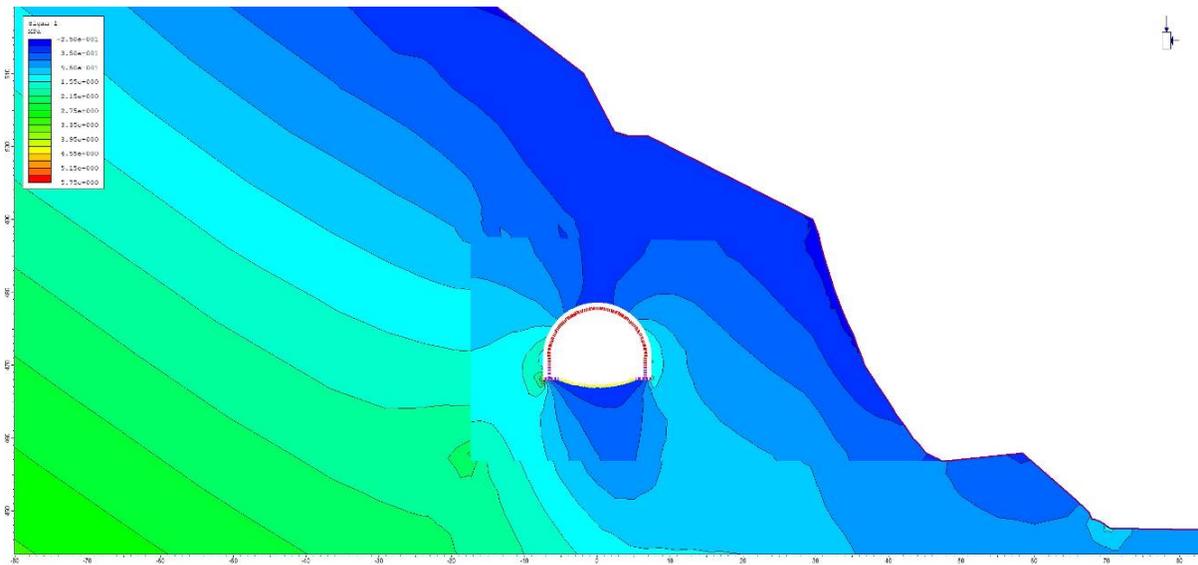


Figura. Tensioni principali – Fase 8.

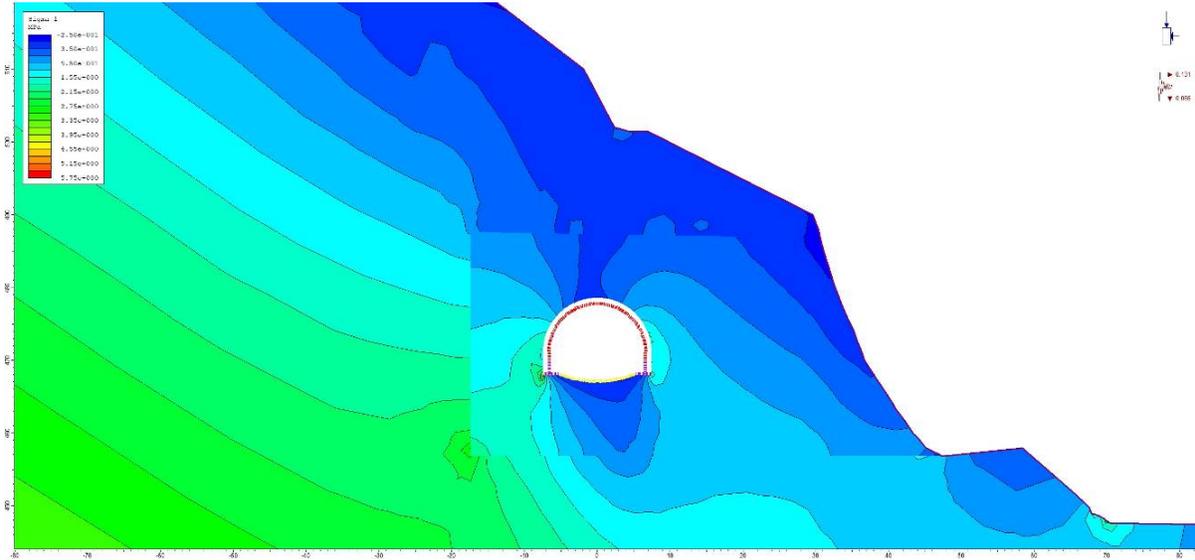


Figura. Tensioni principali – Fase 9.

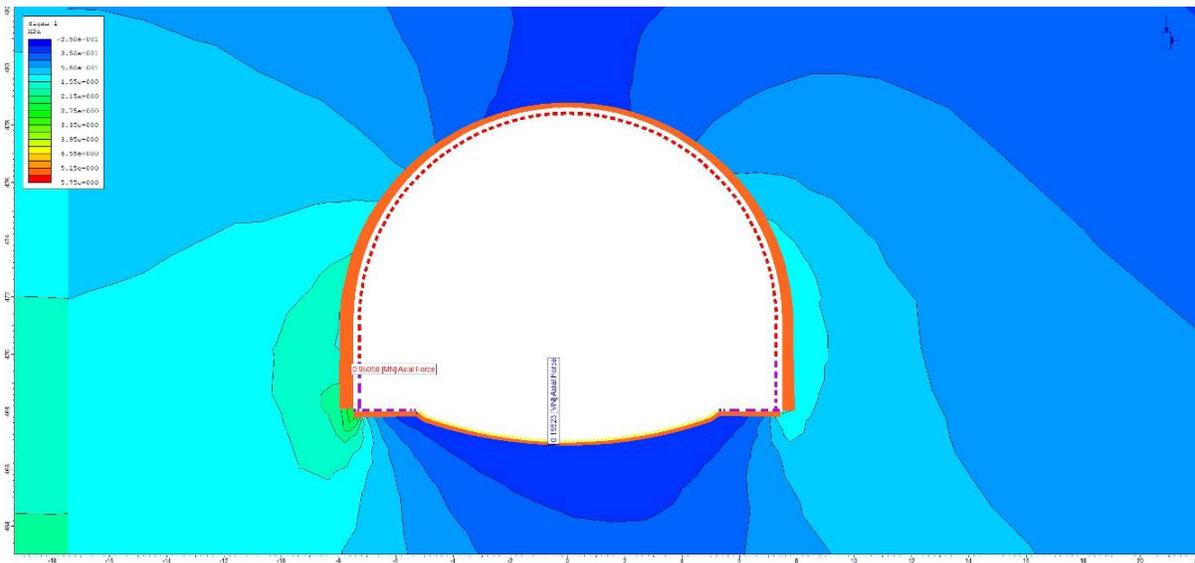


Figura. Sforzi normali su rivestimento definitivo – Fase 8

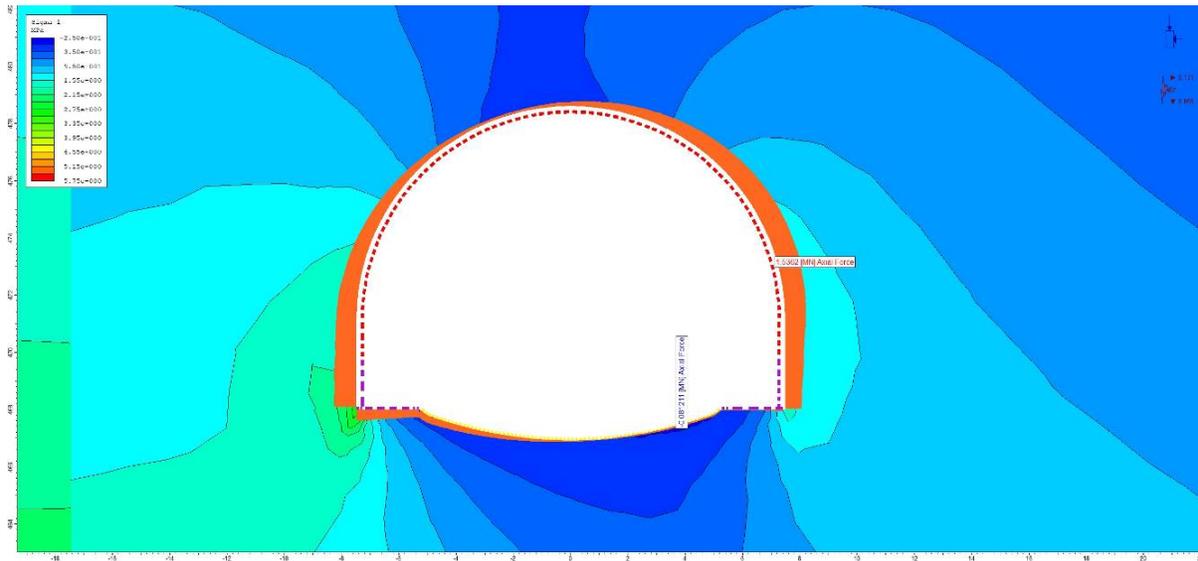


Figura. Sforzi normali su rivestimento definitivo – Fase 9

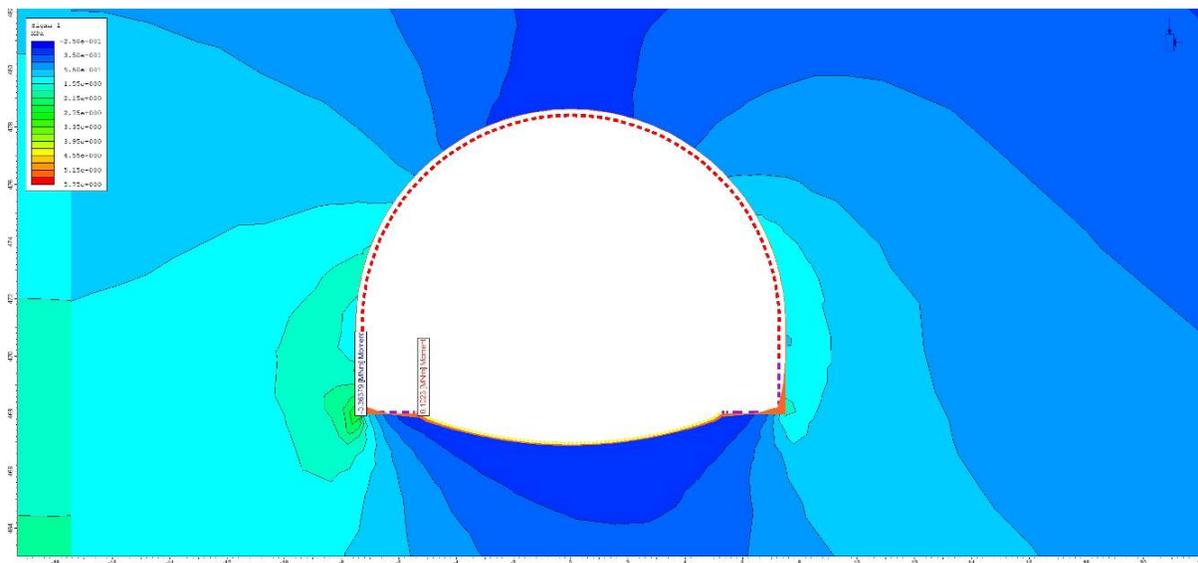


Figura. Momenti su rivestimento definitivo – Fase 8

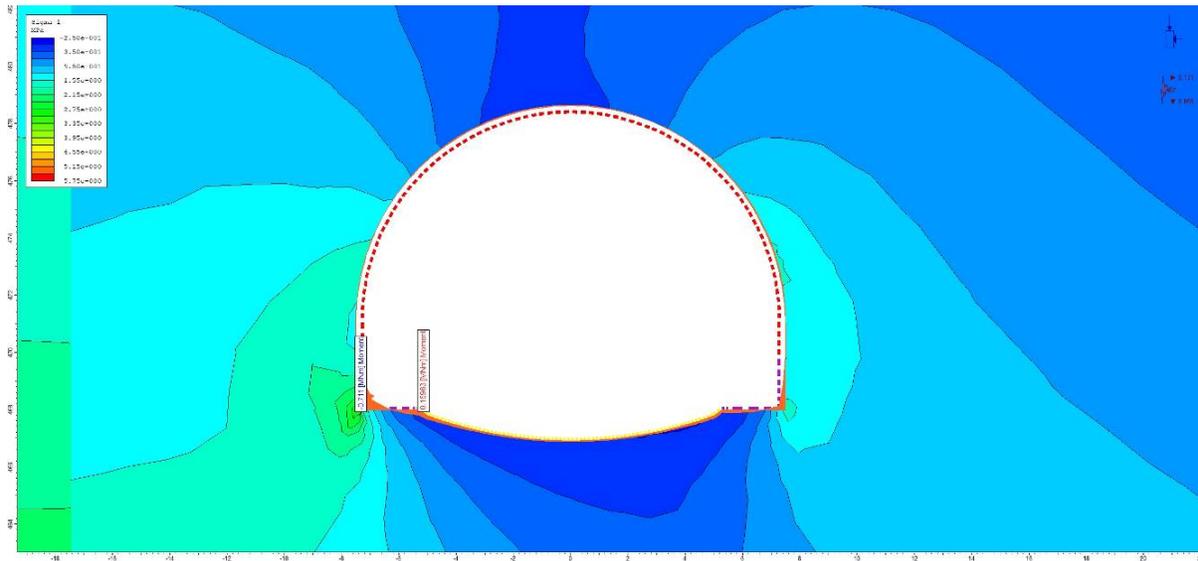


Figura. Momenti su rivestimento definitivo – Fase 9

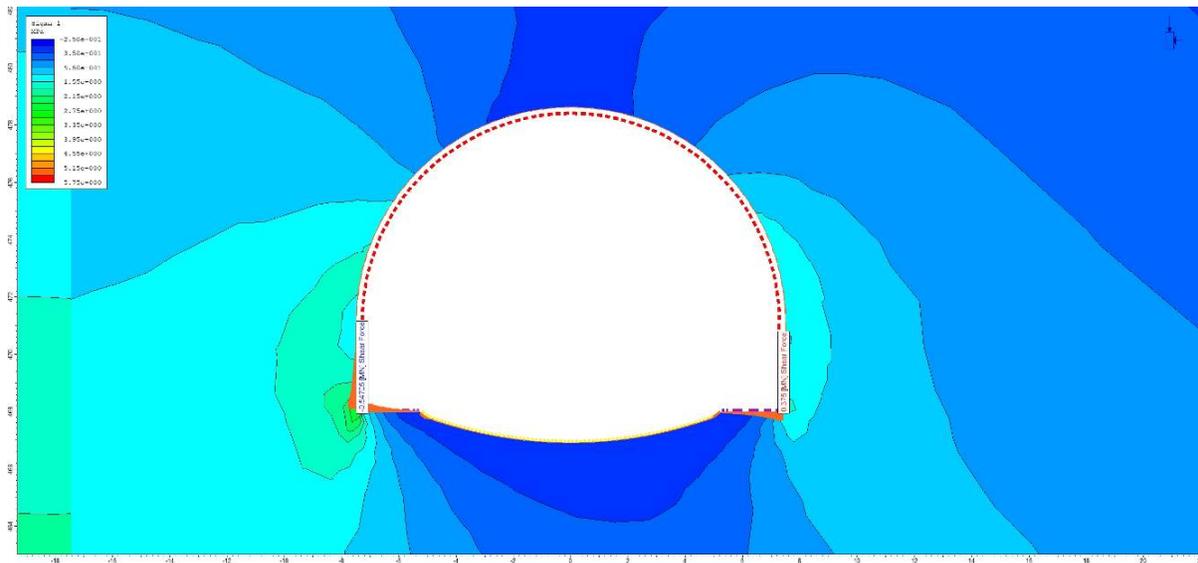


Figura. Taglio su rivestimento definitivo – Fase 8

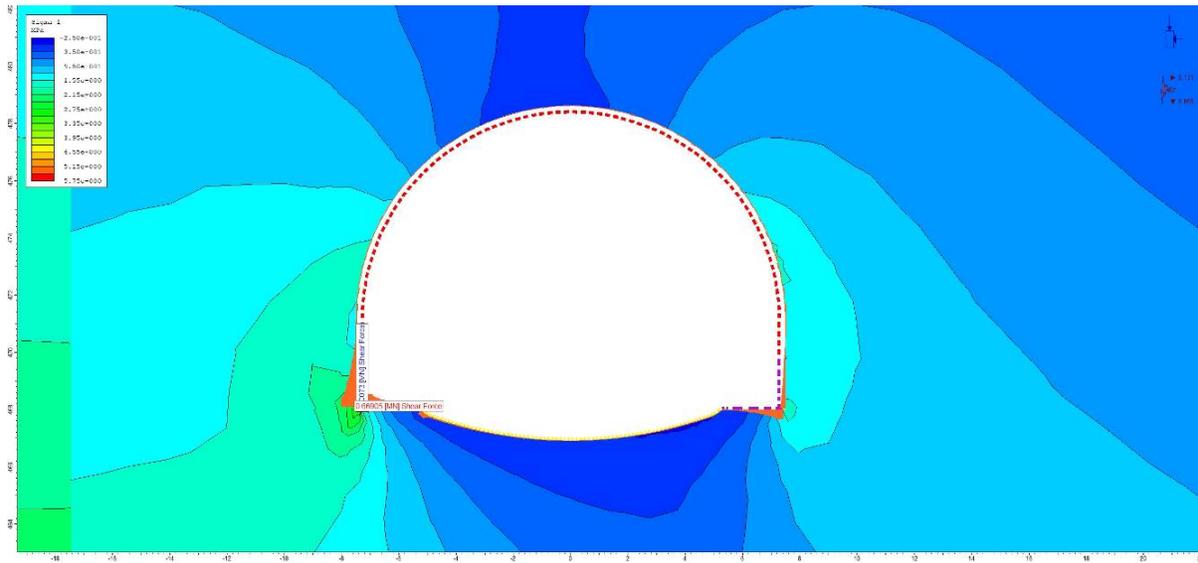


Figura. Taglio su rivestimento definitivo – Fase 9

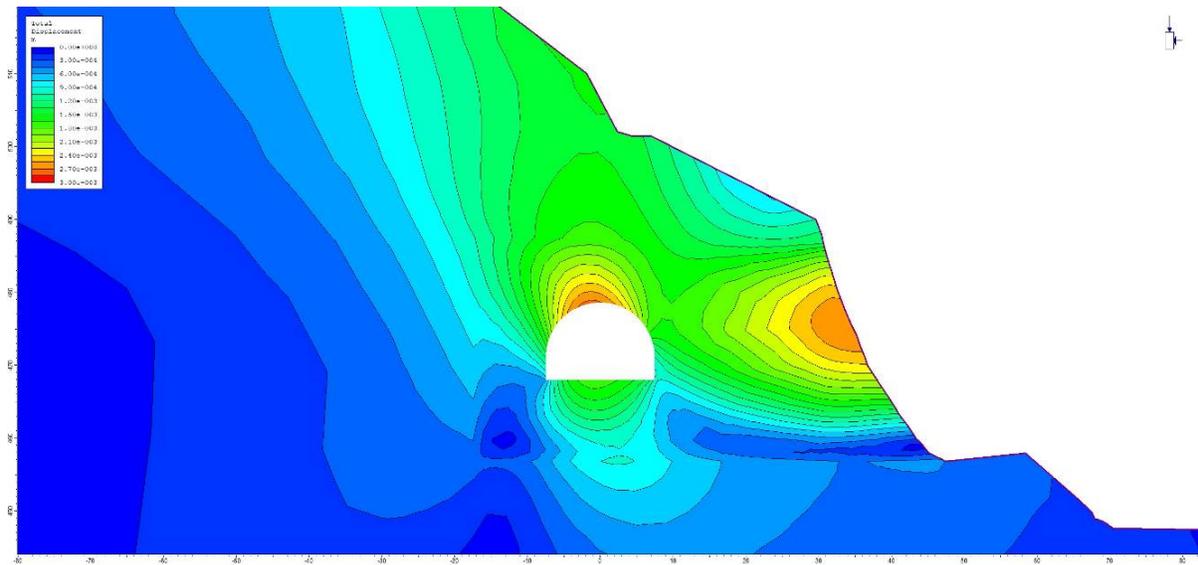


Figura. Spostamenti totali – Fase 2.

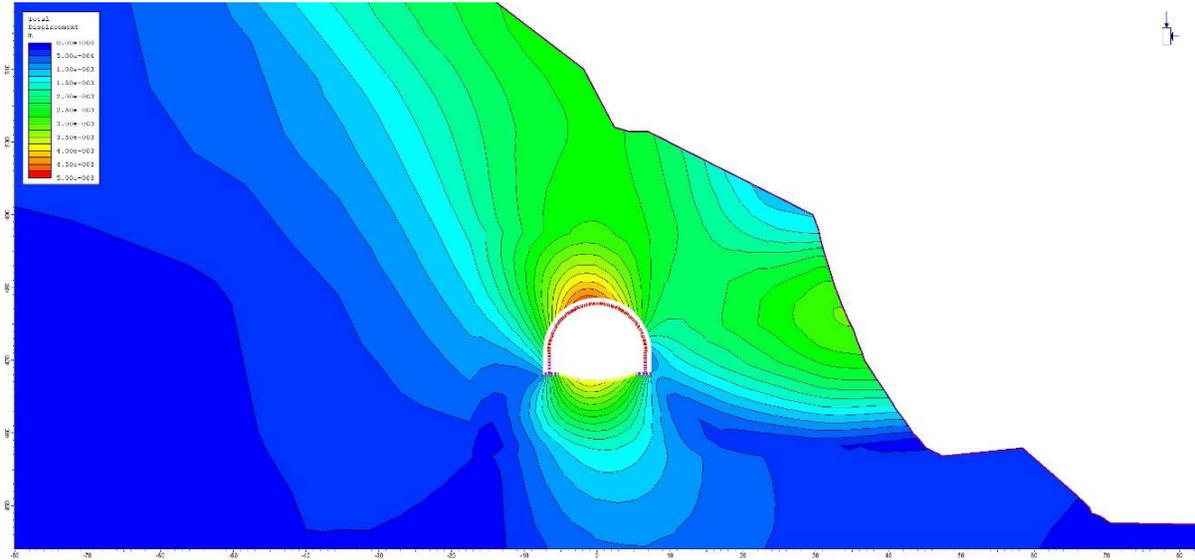


Figura. Spostamenti totali – Fase 8

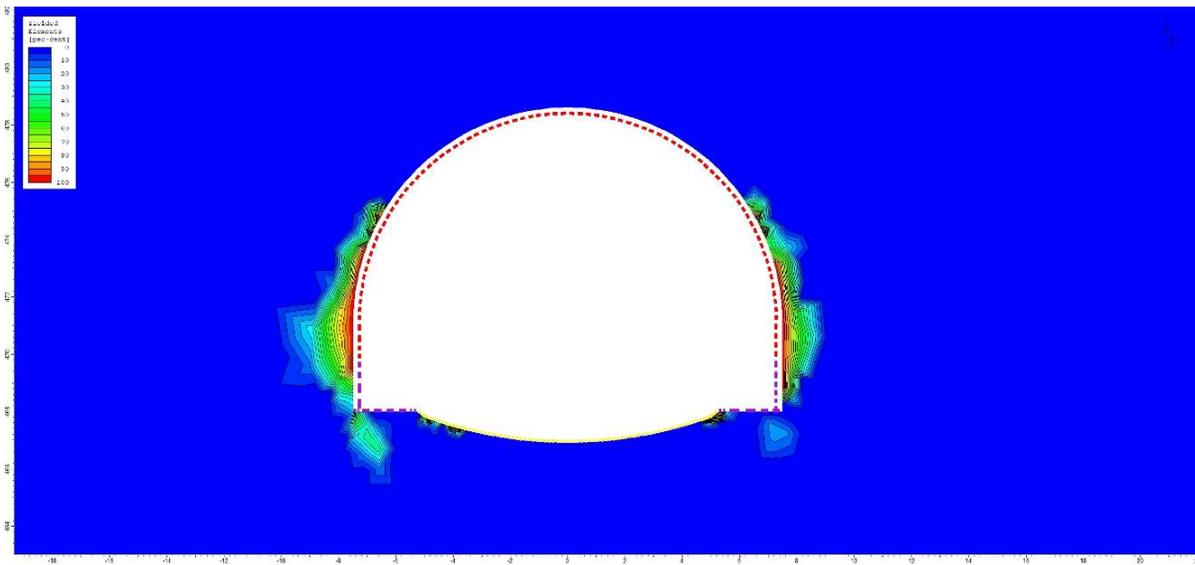


Figura. Elementi plasticizzati – Fase 8

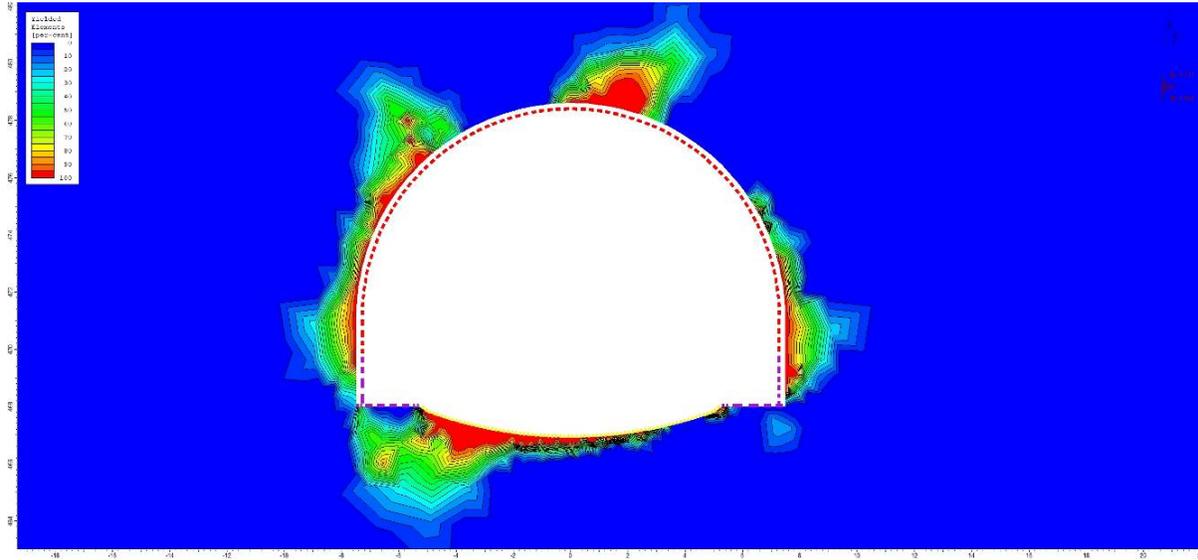


Figura. Elementi plasticizzati – Fase 9.