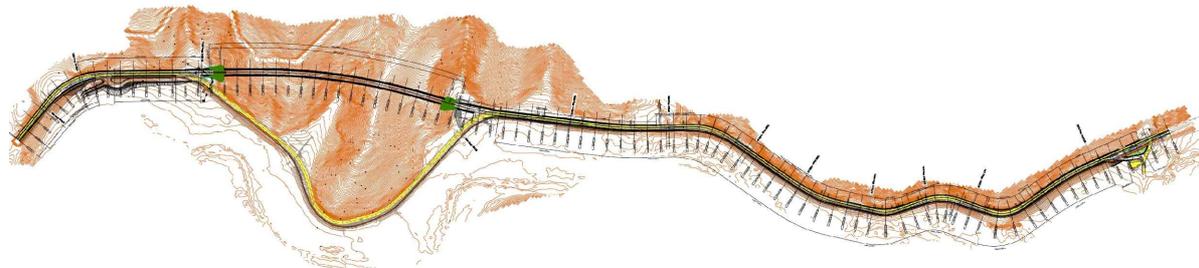


S.S. 685 "DELLE TRE VALLI UMBRE"

RETTIFICA DEL TRACCIATO E ADEGUAMENTO ALLA SEZ. TIPO C2 DAL km 41+500 al km 51+500
STRALCIO 1 - LAVORI DI ADEGUAMENTO ALLA SEZ. TIPO C2 DAL km 49+300 al km 51+500



PROGETTO ESECUTIVO

IMPRESA ESECUTRICE



RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Ing. Gianluca DE PAOLIS

PROGETTAZIONE



IL PROGETTISTA

Ing. Valerio BAJETTI
 Ordine degli Ingegneri della
 provincia di Roma n°A26211
 (Diretto tecnico Ingegneria del Territorio)



IL COORDINATORE DELLA SICUREZZA
 IN FASE DI PROGETTAZIONE

Ing. Fabrizio BAJETTI
 Ordine degli Ingegneri della
 provincia di Roma n°10112
 (Diretto tecnico Ingegneria del Territorio)



PROTOCOLLO

DATA

N. ELABORATO:

H203

CAPITOLO H - PROGETTO OPERE IN SOTTERRANEO
CAPITOLO H2 - GALLERIA NATURALE CASTEL SAN FELICE
SEZIONI TIPO - RELAZIONE DI CALCOLO

CODICE PROGETTO

PROGETTO

PG0374E2201

NOME FILE

H203-P01GN01OSTRE03_A.dwg

CODICE
 ELAB.

P01GN01OSTRE03

REVISIONE

SCALA:

A

D

C

B

A

PRIMA EMISSIONE

APRILE
 2024

ING. GIANFRANCO
 SODERO

ING. GIANCARLO
 TANZI

ING. VALERIO
 BAJETTI

REV.

DESCRIZIONE

DATA

REDATTO

VERIFICATO

APPROVATO

SOMMARIO

1	PREMESSA	4
2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	7
2.1	Normative raccomandazioni linee guida.....	7
2.2	Bibliografia.....	7
2.3	Applicazione della normativa	8
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	10
3.1	Caratteristiche del calcestruzzo al fine della durabilita'	12
3.2	Verifiche allo stato limite di apertura delle fessure	12
3.3	Copriferro	13
4	FASE CONOSCITIVA.....	14
4.1	Sintesi delle caratteristiche geologiche	14
4.1.1	Depositi Continentali Quaternari.....	16
4.1.2	Successioni Continentali Plio-Pleistoceniche	17
4.1.3	Dominio Umbro – Successione Marina Pelagica.....	18
4.2	Sintesi delle caratteristiche idrologiche.....	21
4.3	Elementi di circolazione idrica	23
4.4	Carta idrogeologica.....	24
4.4.1	Terreni dotati di Permeabilit� Primaria (per porosit�).....	24
4.4.2	Terreni dotati di Permeabilit� Secondaria (per fratturazione).....	24
4.5	Unit� litotecniche	25
5	COMPORAMENTO MECCANICO DEGLI AMMASSI ROCCIOSI.....	27
5.1	Rilievi Geostrutturali	28
5.2	Comportamento meccanico.....	29
5.3	Parametri geotecnici caratteristici dei litotipi interessati dallo scavo della galleria.....	37
6	CARATTERIZZAZIONE CON HOEK BROWN DEI LITOTIPI E PARAMETRI DI PROGETTO	39
6.1	Parametri di progetto per la Formazione della Scaglia Rossa con valori di picco	39
6.2	Parametri di progetto per la Formazione della Scaglia Rossa con valori residui.....	40
6.3	Parametri di progetto per la Formazione della Scaglia Variegata con valori di picco.....	41
6.4	Parametri di progetto per la Formazione della Scaglia Variegata con valori residui	42
6.5	Parametri di calcolo delle Formazioni interessate dallo scavo in galleria.....	43
7	ANALISI DEL COMPORAMENTO DEFORMATIVO ALLO SCAVO (FASE DI DIAGNOSI).....	44
7.1	Classi di comportamento del fronte di scavo.....	44
7.2	Metodi per la determinazione delle classi di comportamento	45
7.2.1	Analisi della stabilit� del cavo	45
7.2.2	Metodi semiempirici di stabilit� del fronte – Criterio di Tamez.....	46
7.3	Determinazione delle categorie di comportamento dello scavo.....	48

7.3.1	Analisi con il metodo delle linee caratteristiche.....	49
7.3.2	Commenti sul comportamento del cavo e del fronte di scavo.....	51
7.3.3	Dimensionamento degli interventi di stabilizzazione del fronte con il criterio di Tamez. ...	51
8	DEFINIZIONE DELLE SEZIONI DI AVANZAMENTO (FASE DI TERAPIA).....	54
8.1	Sezione di scavo tipo B1 nelle Formazioni della Scaglia Rossa e nella Scaglia Variegata	54
8.1.1	Variabilità degli interventi	54
8.2	Sezione di scavo tipo B1b nelle Formazioni della Scaglia Variegata nel tratto tra le due faglie.	56
8.2.1	Variabilità degli interventi	56
8.3	Sezione di scavo tipo B2 nelle Formazioni della Scaglia Rossa e nella Scaglia Variegata come concio d'attacco agli Imbocchi	58
8.3.1	Variabilità degli interventi	58
8.4	Sezione di scavo tipo B2b nelle Formazioni della Scaglia Rossa e nella Scaglia Variegata in corrispondenza delle faglie.....	60
8.4.1	Variabilità degli interventi	60
9	MODELLAZIONE STRUTTURALE.....	62
9.1	Modello di calcolo per le analisi al continuo equivalente	62
9.2	Valutazione del deconfinamento	65
9.3	Verifica del prerivestimento.....	66
9.4	Verifica degli infilaggi metallici nella Sezione di Scavo B2-B2b.....	68
9.5	Verifica del rivestimento definitivo.....	70
9.5.1	Verifica delle sezioni in calcestruzzo armato relativamente alla resistenza del rivestimento definitivo	71
9.6	Carichi piezometrici sul rivestimento definitivo	75
9.7	Modello di calcolo – Principali fasi di scavo	75
10	VERIFICA DELLE SEZIONI DI SCAVO TIPO B1 E B1b.....	77
10.1	Fase 3 – Verifiche tensionali sulle centine.....	78
10.2	Fase 4 – Verifiche tensionali sul prerivestimento.....	78
10.3	Fase 5 – Verifiche tensionali sul prerivestimento e arco rovescio.....	79
10.4	Fase 6 – Verifiche tensionali arco rovescio e calotta	83
10.5	S.L.E. – Fase 6 - Verifiche a fessurazione	88
10.6	Allegati di calcolo.....	91
11	VERIFICA DELLA SEZIONE DI SCAVO TIPO B2-B2b.....	97
11.1	Fase 3 – Verifiche tensionali sulle centine.....	98
11.2	Fase 4 – Verifiche tensionali sul prerivestimento.....	98
11.3	Fase 5 – Verifiche tensionali sul prerivestimento e arco rovescio.....	99
11.4	Fase 6 – Verifiche tensionali arco rovescio e calotta	103
11.5	S.L.E. – Fase 6 - Verifiche a fessurazione	108
11.6	Allegati di calcolo.....	111

- 12 SEZIONE TIPO B1-B1b – TENSIONI E DEFORMATE SUI RIVESTIMENTI PROVISORI E DEFINITIVI117
- 13 SEZIONE TIPO B2-B2b – TENSIONI E DEFORMATE SUI RIVESTIMENTI PROVISORI E DEFINITIVI132

1 PREMESSA

Nella seguente relazione sono presentate le verifiche strutturali delle Sezioni Tipo della galleria naturale "Castel San Felice" nell'ambito della Progettazione Esecutiva inerente la "Rettifica del tracciato e adeguamento alla sez. tipo C2 della S.S. 685 "delle Tre Valli Umbre" dal km 49+300 al km 51+500"; il progetto costituisce il 1° stralcio funzionale dell'adeguamento della S.S.685 nel tratto che va dal km 41+500 al km 51+500, da attuare nel medio termine.

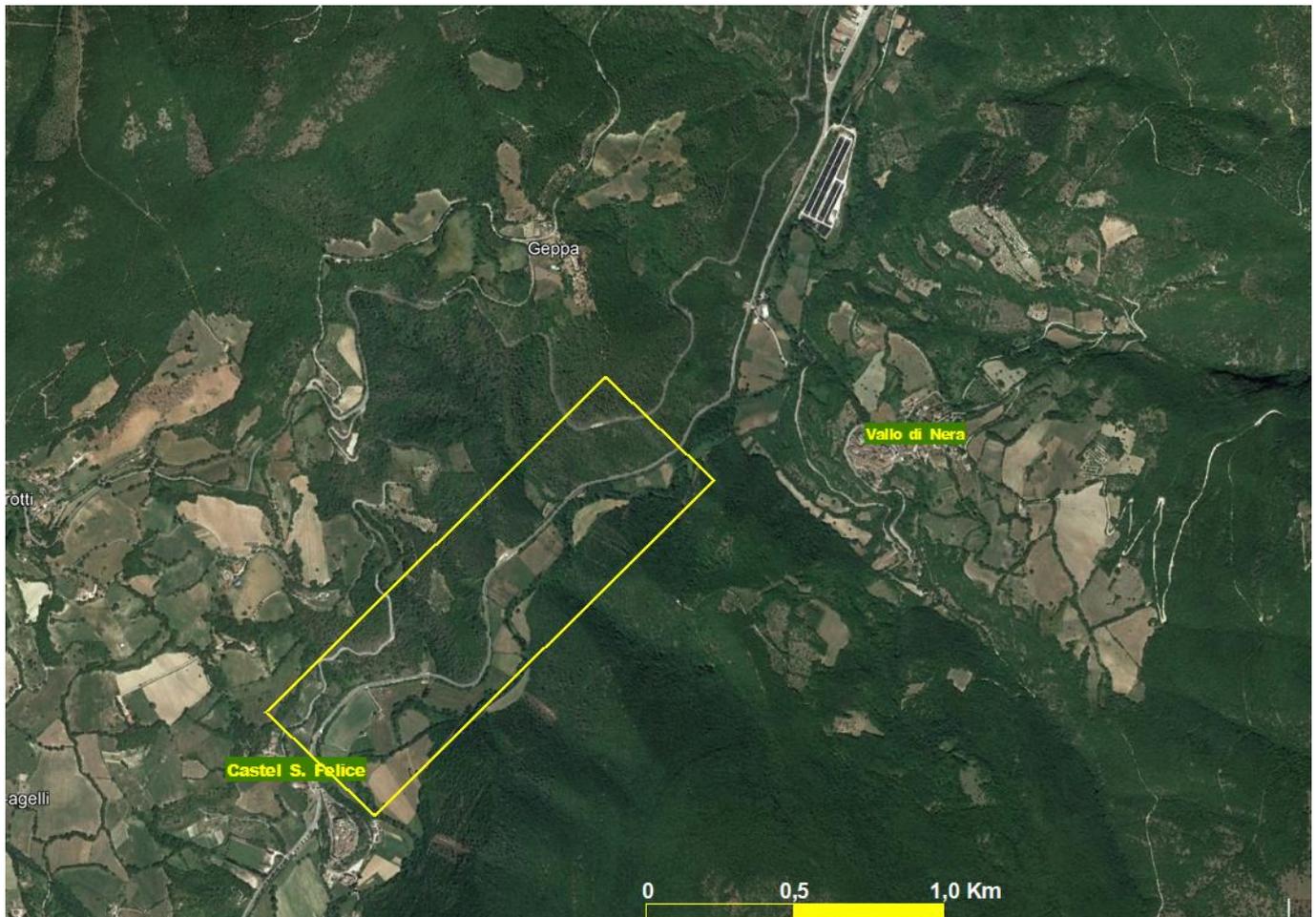


Figura 1.1 – Ubicazione dell'area in studio

La galleria naturale Castel San Felice fa parte delle opere previste nell'ambito del progetto di adeguamento della S.S.685: l'obiettivo è quello di bypassare il segmento di tracciato esistente più impervio, con curve di raggio inferiore ai 100 m e scarsa visibilità.

Il tratto in naturale della galleria inizia alla progressiva 0+439.60 e termina alla progressiva 875.60 con una lunghezza di 436 m. Le coperture massime sulla calotta risultano di poco superiori ai 50 metri, mentre in corrispondenza dell'incisione nella zona centrale raggiungono un minimo di circa 15 metri.

La sezione tipo in galleria conserva le stesse caratteristiche geometriche dei tratti a cielo aperto contigui, ovvero una piattaforma formata da corsie di larghezza 3,50 m e banchine laterali da 1,25 m, per una larghezza totale di 9,50 m (sezione tipo C2).

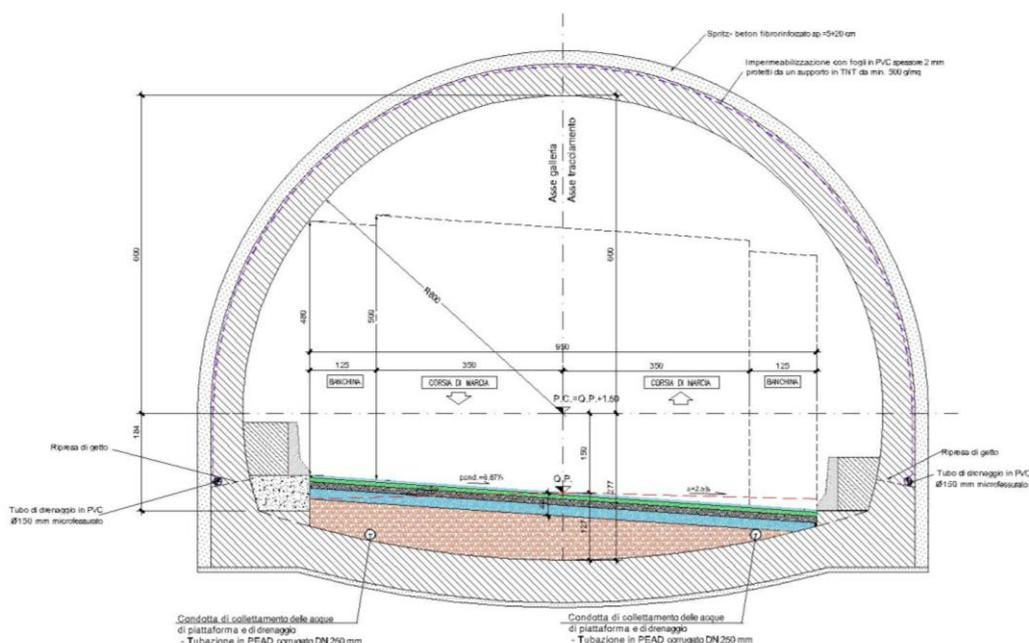


Figura 1.2 – Sezione corrente in galleria

Sui due lati della piattaforma stradale è collocato il profilo re direttivo previsto dalle norme (DM 5.11.2001, Linee Guida ANAS); il raggio interno del profilo di intradosso è pari a 6,00 m, tale da consentire un franco verticale minimo di 5,00 m sulla carreggiata e 4,80 m sulle banchine.

La galleria risulta suddivisa secondo i seguenti undici tratti:

GALLERIA NATURALE CASTEL SAN FELICE				
SEZIONI DI STUDIO	PK INIZIALE	PK FINALE	LUNGHEZZA (SEZIONE TIPO
TRATTO 1	439.60	448.60	9.00	B2
TRATTO 2	448.60	514.33	65.73	B1
TRATTO 3	514.33	532.33	18.00	B2b
TRATTO 4	532.33	555.43	23.10	B1b
TRATTO 5	555.43	573.43	18.00	B2b
TRATTO 6	573.43	693.84	120.41	B1
TRATTO 7	693.84	711.84	18.00	B2b
TRATTO 8	711.84	768.46	56.62	B1
TRATTO 9	768.46	786.46	18.00	B2b
TRATTO 10	786.46	866.60	80.14	B1
TRATTO 11	866.60	875.60	9.00	B2
LUNGHEZZA TOTALE			436.00	

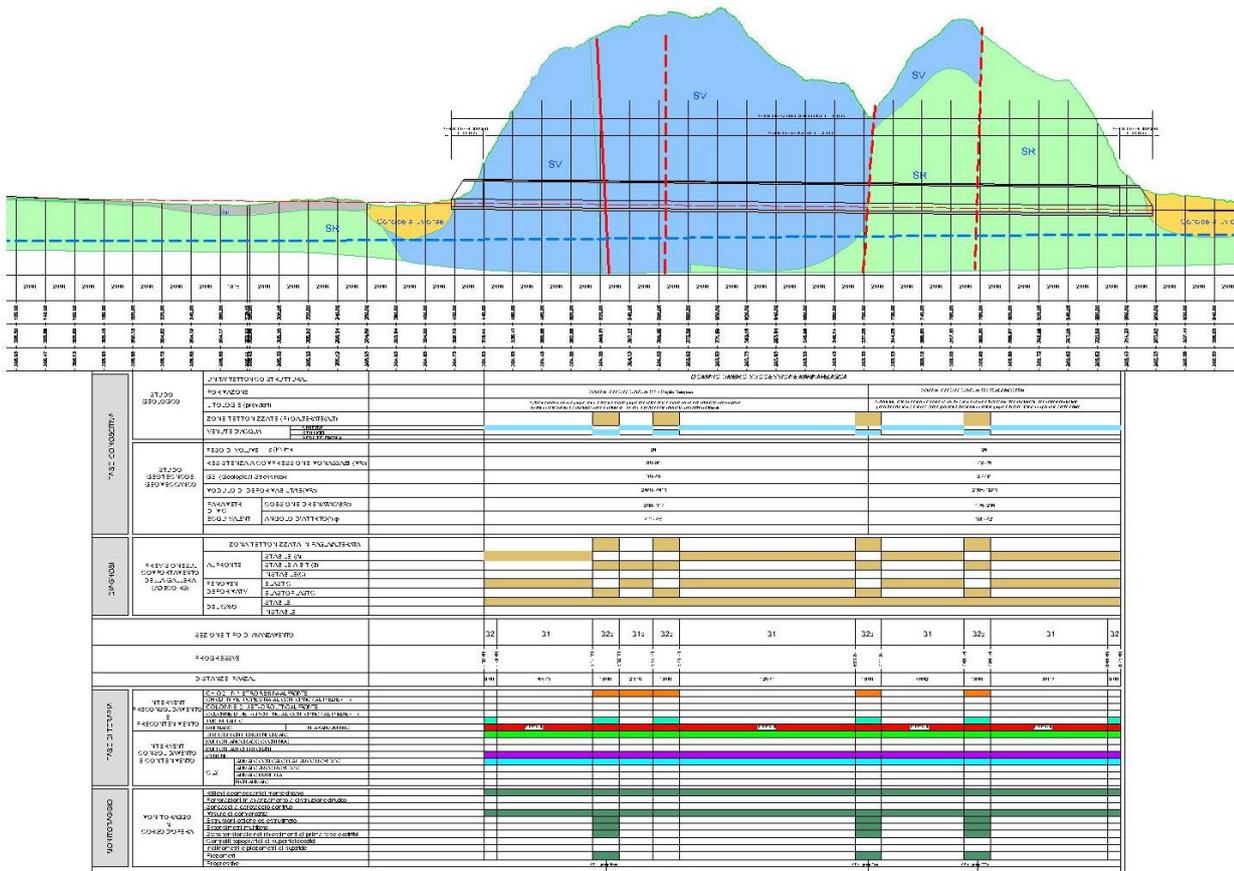


Figura 1.3 – Profilo geologico con interventi

Facendo riferimento alle problematiche evidenziate nella relazione geomeccanica la galleria presenterà quindi le seguenti due Principali Tipologie di Sezioni di scavo:

- Sezione corrente tipo B1 nelle Formazioni della Scaglia Rossa e della Scaglia Variegata e Sezione tipo B1b nel tratto tra le due faglie nella Formazione della Scaglia Variegata;
- Sezione tipo B2 utilizzata solo negli Imbocchi e Sezione tipo B2b in corrispondenza delle faglie sempre nelle Formazioni della Scaglia Rossa e della Scaglia Variegata.

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

- 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.

2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 Normative raccomandazioni linee guida

1. DM 17/01/2018. Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni
2. 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
3. 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.
4. Decreto Ministeriale LL.PP. 16/01/1996 – Criteri generali per la verifica della sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi.
5. Circolare 15/10/1996 Ministero LL.PP. – Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche di cui al decreto ministeriale 09/01/1996.
6. Circolare 04/07/1996 Ministero LL.PP. – Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche di cui al decreto ministeriale 16/01/1996.
7. 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.
8. 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.
9. 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.
10. A.F.T.E.S. Groupe de Travail n. 7 – Tunnel support and lining. – "Recommendations for use of convergence – confinement method".
11. Raccomandazioni AICAP 1993 "Ancoraggi nei terreni e nelle rocce".

2.2 Bibliografia

12. LOMBARDI G., AMBERG W.A. (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.
13. BIENIAWSKI Z.T. (1989): "Engineering rock mass classifications". J. Wiley & Sons.
14. PANET M., GUENOT A. (1982): "Analysis of convergence behind the face of a tunnel". Tunnelling '82, Brighton, 197-204.
15. PANET M. (1995): "Calcul des tunnels par la methode convergence-confinement". Presses de l'école national des Ponts et Chaussees, Paris.
16. A.F.T.E.S. (1993): Tunnel et ouvrages souterrains – Supplement n°117.
17. HOEK E., BROWN E.T. (1982): "Underground excavation in rock". Institution of Mining and Metallurgy, London.

18. HOEK E., CARRANZA-TORRES C., CORKUM B. (2002): "Hoek-Brown failure criterion" – 2002 Edition.
19. HOEK E. (2004): "Numerical Modelling for Shallow Tunnels in Weak Rock". Rocscience, April 2004.
20. 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.
21. PECK R.B. (1969): "Deep excavations and tunnelling in soft ground". Proc. 7th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Mexico City, 225-290.
22. MAIR R.J., TAYLOR R.N., BURLAND J.B. (1996): "Prediction of Ground Movements and Assessment of Risk of Building Damage due to Bored Tunnelling". Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, London.
23. CORNEJO L. (1989): "Instability at the face: its repercussion for tunnelling technology". Tunnels & Tunnelling, April.
24. ORESTE P.P. (1999) "Aspetti notevoli dell'analisi e dimensionamento dei sostegni di gallerie attraverso i metodi di calcolo numerici". Gallerie e Grandi Opere Sotterranee, Nr. 57, 1999, 39-50.
25. LANCELLOTTA R. (1991): "Geotecnica" – Edizioni Zanichelli.

2.3 Applicazione della normativa

Le Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2018) "definiscono i principi per il progetto, l'esecuzione e il collaudo delle costruzioni", nei riguardi delle prestazioni richieste in termini di resistenza, stabilità, robustezza e durabilità. Le prestazioni di un'opera sono definite con riferimento a stati limite che si possono raggiungere durante la vita dell'opera, e che corrispondono a condizioni oltre le quali l'opera non soddisfa più i requisiti di progetto.

Nelle NTC 2018 i coefficienti di sicurezza sono introdotti direttamente sulle diverse fonti di incertezza (azioni, materiali, resistenza):

- $\gamma_F = \gamma_E$ per le azioni o l'effetto delle azioni differenziati in funzione del tipo di carico (permanente o variabile) e in funzione dell'effetto (favorevole o sfavorevole);
- γ_M per i materiali (applicati ai parametri di resistenza del terreno)
- γ_R per le resistenze (definiti in funzione della tipologia di opera)

Le NTC 2018 richiedono, in linea con l'approccio progettuale tradizionale, che siano eseguite le analisi relative a:

- stabilità globale della cavità, con particolare riguardo al fronte e alla zona retrostante il fronte,
- valutazione dei risentimenti attesi in superficie in condizioni di bassa copertura,
- interazione terreno-struttura nelle fasi costruttive,
- interazione terreno-struttura in esercizio.

Per le analisi progettuali le NTC 2018 impongono di fare ricorso a metodi analitici e/o metodi numerici, questi ultimi necessari per l'analisi dell'interazione terreno-struttura. I metodi di calcolo utilizzati devono essere "di comprovata validità, adeguati alla complessità del sistema opera-terreno e al livello di progettazione".

Nel seguito si illustra l'approccio progettuale utilizzato, inteso come modalità di verifica della sicurezza e delle prestazioni dell'opera coerente con indicazioni e prescrizioni della normativa.

La verifica della sicurezza deve essere effettuata con riferimento a stati limite "ultimi" e di "esercizio". In linea del tutto generale e non esaustiva per le opere in sotterraneo possono individuarsi i seguenti stati limite:

1. stati limite ultimi per sviluppo di meccanismi di collasso determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno/ammasso roccioso interessato dallo scavo (GEO);
2. stati limite ultimi relativi al raggiungimento delle resistenze degli elementi strutturali (STR);
3. stati limite di esercizio (SLE) connessi alla realizzazione delle opere in sotterraneo relativamente al danno funzionale dei manufatti presenti in superficie (edifici) o in profondità (tubazioni, fondazioni profonde, gallerie esistenti) con cui l'opera in sotterraneo interagisce;
4. stati limite di esercizio (SLE) relativi allo stato tensionale dei rivestimenti durante le fasi di esercizio.

Per le opere geotecniche le opportune verifiche di stabilità verranno condotte in accordo con gli stati limite ultimi GEO Combinazione 2 dell'Approccio 1 (A2+M2+R2), nella quale i parametri di resistenza del terreno sono ridotti tramite i coefficienti parziali del gruppo M2, i coefficienti sulla resistenza globale (R2) sono unitari e solo le azioni variabili sono amplificate con coefficienti maggiori di 1 del gruppo A2.

La procedura di riduzione dei parametri di resistenza tramite coefficienti parziali per l'analisi di un meccanismo di rottura agisce sulla maggiore fonte di incertezza e fornisce, di fatto, una misura della distanza dalle condizioni di collasso.

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Le verifiche strutturali vengono svolte secondo il metodo degli stati limite facendo riferimento alle tensioni di progetto di seguito riportate.

Calcestruzzo rivestimento definitivo e arco rovescio:

- Calcestruzzo:	C28/35
- resistenza caratteristica cubica di calcolo:	$R_{ck} > 35 \text{ MPa}$
- resistenza caratteristica cilindrica a 28gg:	$f_{ck} = 29.04 \text{ MPa}$
- modulo di elasticità:	$E_{ck} = 32588 \text{ MPa}$
- coefficiente di Poisson:	$\nu = 0.20$
- rapporto E_s/E_c per calcolo tensioni in esercizio:	$E_a/E_c = 15$
- rapporto E_s/E_c per calcolo ampiezza fessure:	$E_a/E_c = 7$
- Resistenza di calcolo a compressione calcestruzzo	$f_{cd} = \alpha \text{ acc} \times f_{ck} / \gamma_c$
con:	$\gamma_c = 1.5 \text{ per SLU}$
	$\gamma_c = 1.0 \text{ per SLE}$
	$\alpha \text{ acc} = 0.85$

Stati limite:

- resistenza caratteristica di calcolo SLU:	$f_{cd} = \alpha \text{ acc} \times f_{ck} / \gamma_c = 16.46 \text{ MPa}$
- resistenza caratteristica di calcolo SLE:	$f_{cd} = \alpha \text{ acc} \times f_{ck} / \gamma_c = 24.69 \text{ MPa}$
con limiti di compressione nel cls pari a:	$\sigma_c \leq 0.60 \times f_{ck} = 17.42 \text{ MPa}$
	per comb. Rara
	$\sigma_c \leq 0.45 \times f_{ck} = 13.06 \text{ MPa}$
	per comb. Quasi Perm.
- resistenza a trazione di calcolo allo SLU:	$f_{ctd} = 1.98 \text{ MPa}$
- resistenza a trazione di calcolo allo SLE:	$f_{ctd} = 2.97 \text{ MPa}$

Acciaio per armature:

- Barre in acciaio tipo B450C ad aderenza migliorata, controllato in stabilimento:	
- tensione caratteristica di rottura:	$f_{tk} = 540 \text{ MPa}$
- tensione caratteristica di snervamento:	$f_{yk} = 450 \text{ MPa}$
- rapporto tensione di rottura/ tensione di snervamento:	$1.15 < f_{tk}/f_{yk} < 1.35$
- modulo di elasticità:	$E = 210000 \text{ MPa}$
- coefficiente di Poisson	$\nu = 0.30$
- Resistenza di calcolo acciaio	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$
con:	$\gamma_s = 1.15 \text{ per SLU}$
	$\gamma_s = 1.0 \text{ per SLE}$

Stati limite:

- resistenza caratteristica di calcolo SLU:	$f_{yd} = 391.30 \text{ MPa}$
- resistenza caratteristica di calcolo SLE:	$f_{yd} = 450.00 \text{ MPa}$
con limiti di compressione pari a:	$\sigma_s \leq 0.80 \times f_{yk} = 360.00 \text{ MPa}$

Spritz-beton fibrorinforzato:

- Calcestruzzo:	C28/35
-----------------	--------

- resistenza caratteristica cubica di calcolo: $R_{ck} > 35 \text{ MPa}$
- resistenza caratteristica cilindrica a 28gg: $f_{ck} = 28 \text{ MPa}$
- modulo di elasticità (a 28gg): $E_{ck} = 32588 \text{ MPa}$
- coefficiente di Poisson: $\nu = 0.20$
- quantità fibre di acciaio: 30 kg/m^3
- fibre metalliche a basso tenore di carbonio: $f_{tk} > 700 \text{ MPa}$
- Resistenza di calcolo a compressione calcestruzzo
con: $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c$
Stati limite: $\gamma_c = 1.5 \text{ per SLU}$
- resistenza caratteristica di calcolo SLU: **$f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 18.67 \text{ MPa}$**
- resistenza a trazione di calcolo allo SLU: **$f_{ctd} = 0$**

Acciaio da carpenteria per centine metalliche:

- Profilati in acciaio S 275 (Fe430):
- tensione caratteristica di rottura: $f_{tk} = 430 \text{ MPa}$
- tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} = 275 \text{ MPa}$
- modulo elastico: $E = 210000 \text{ MPa}$
- coefficiente di Poisson: $\nu = 0.30$
- Resistenza di calcolo
con: $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$
Stati limite: $\gamma_s = 1.05 \text{ per SLU}$
- resistenza caratteristica di calcolo SLU: **$f_{yd} = 261.90 \text{ MPa}$**

Acciaio da carpenteria per infilaggi metallici:

- Profilati in acciaio S 355 H (Fe510):
- tensione caratteristica di rottura: $f_{tk} = 510 \text{ MPa}$
- tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} = 355 \text{ MPa}$
- modulo elastico: $E = 210000 \text{ MPa}$
- coefficiente di Poisson: $\nu = 0.30$
- Resistenza di calcolo
con: $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$
Stati limite: $\gamma_s = 1.05 \text{ per SLU}$
- resistenza caratteristica di calcolo SLU: **$f_{yd} = 338.10 \text{ MPa}$**

Tubi in vetroresina 60/40:

- Tubi 60/40 (diametro esterno 60 mm/diametro interno 40 mm)
- Peso specifico: $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
- Modulo di elasticità: $E = 30000 \text{ MPa}$
- Resistenza a trazione: $f_{fk} = 600 \text{ MPa}$
- Resistenza al taglio: $f_{tk} = 100 \text{ MPa}$
- Resistenza di calcolo
con: $\eta_{ffd} = \eta_x f_{fk} / \gamma_m$
 $\gamma_m = 1.2 \text{ per SLU}$
 $\eta = \eta_x \eta_l$
 $\eta_x = 1.0 \text{ (opera provvisoria)}$
 $\eta_l = 1.0 \text{ per SLU}$

Stati limite:

- resistenza caratteristica a trazione di calcolo SLU: **ffd = 500.00 MPa**
- resistenza caratteristica a taglio di calcolo SLU: **ftd = 83.33 MPa**

3.1 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 alla norma EN 206-1 ed alla norma UNI 11104.

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

Calcestruzzo fondazioni e elevazioni:

Classe di esposizione:	XC2 per le parti a contatto con il terreno
Classe di resistenza caratteristica a compressione:	C28/35
Dimensione max aggregati:	32 - 25 mm
Classe minima di consistenza:	S4
Copriferro minimo:	50 mm

3.2 Verifiche allo stato limite di apertura delle fessure

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

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

Per le opere della presente relazione si adotta quanto segue:

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

Pertanto, nel caso in esame si ha:

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

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

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

I calcoli sono stati svolti secondo la Combinazione Rara con i seguenti limiti sui materiali:

Calcestruzzo: $\sigma_c \leq 0.60 \times f_{ck} = 17.42 \text{ MPa}$;

Acciaio: $\sigma_s \leq 0.80 \times f_{yk} = 360.00 \text{ MPa}$

3.3 Copriferro

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

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

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

- Classe di esposizione XC2
- Classe di resistenza caratteristica a compressione: C28/35
- Dimensione max aggregati: 32-25 mm
- Classe minima di consistenza: S4

Il valore del copriferro minimo è valutato secondo quanto riportato al punto C4.1.6.1.3 della Circolare n.7. Nel caso in esame la classe di esposizione ambientale è ordinaria e si pone, come da tabella C4.1.IV un copriferro minimo pari a 20 mm. La tolleranza di posizionamento è pari a 10 mm. Inoltre, data la vita nominale della struttura pari a 100 anni, come da normativa, deve aggiungersi un copriferro aggiuntivo pari a 10 mm. Si ottiene pertanto un copriferro nominale minimo pari a 40 mm. A favore di sicurezza si assume un copriferro pari a 50 mm.

4 FASE CONOSCITIVA

Nella fase conoscitiva si sono acquisiti gli elementi geologici e geotecnici necessari alla ricostruzione di un profilo geologico di previsione ed alla caratterizzazione dei terreni interessati dagli scavi, in termini di parametri di resistenza e di deformabilità. Tali dati appaiono indispensabili al fine di analizzare gli equilibri naturali preesistenti e la loro evoluzione a seguito dello scavo, operando correttamente nella successiva fase di diagnosi.

Per una descrizione dettagliata delle indagini geotecniche eseguite e delle interpretazioni condotte si rimanda alla Relazione geologica e idrogeologica, alla Relazione di caratterizzazione geotecnica e al Profilo geomeccanico. Nel seguito si riporta un breve inquadramento geologico e, per ciascuna litologia, una sintesi della caratterizzazione geotecnica.

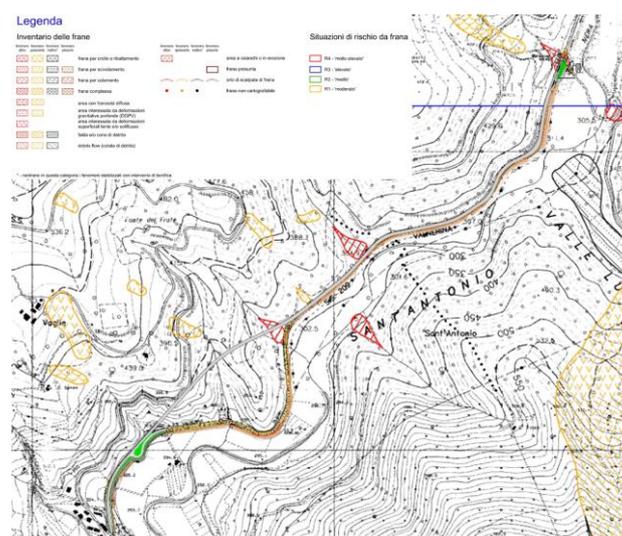
4.1 Sintesi delle caratteristiche geologiche

La strada in studio ricade nella Valle del Fiume Nera e si snoda lungo il versante in destra orografica per una lunghezza complessiva di circa 2,3 Km.

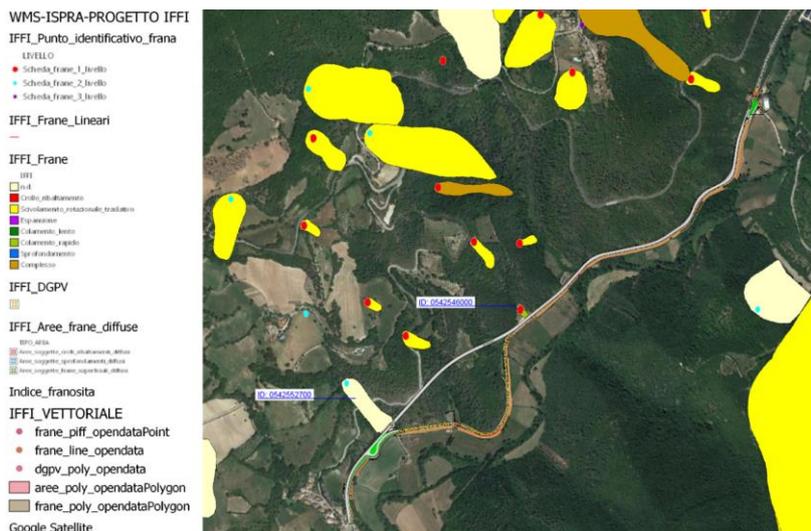
La valle del Fiume Nera presenta dei versanti interessati da numerosi dissesti che localmente occupano anche grandi aree, come quella sul versante in sinistra orografica in prossimità dell'abitato di Vallo del Nera. Il versante in destra orografica è interessato da numerosi eventi franosi.

Tali eventi sono catalogati e perimetrati sia nel Piano di assetto Idrogeologico (PAI) del Distretto dell'Appennino Centrale-Bacino del Fiume Tevere, in cui ricade l'intervento di progetto che nelle carte tematiche dell'Inventario dei Fenomeni Franosi d'Italia redatto dall'Istituto Superiore per la Protezione e la Ricerca Ambientale (ISPRA).

Dall'analisi degli elaborati PAI il tracciato non ricade in aree a Rischio frana ma interferisce in maniera diretta o marginalmente con tre coni di detrito di modeste estensioni e con un una colata di detrito quiescente di estensione pari a 0.1ha.



Dalla sovrapposizione del tracciato di progetto con la cartografia IFFI è emersa l'interferenza marginale con due corpi di frana, riportati nella figura a seguire.



La frana identificata con codice IFFI 0542546000 corrisponde arealmente alla frana indicata nell'elaborato PAI con la sigla 3360826, identificata come debris flow (colata di detrito) quiescente.

La frana identificata con codice IFFI 0542552700 non trova riscontro nella cartografia PAI.

Dalle Carte Geomorfologica e Geologica il versante alla base del quale si sviluppa il tracciato della strada in progetto risulta costituito per la maggior parte da rocce calcaree affioranti, con limitate coperture detritiche ed assenza di fenomeni di dissesto.

Nella Carta Idrogeologica sono perimetrare le aree a rischio di alluvioni secondo quanto rilevabile dal Piano Gestione Rischio Alluvioni (Distretto Idrografico dell'appennino Centrale), da cui risulta che il tracciato della strada in progetto si sviluppa ad una quota sensibilmente più alta rispetto a quelle delle aree suscettibili di alluvioni e/o esondazioni, come si evince dallo stralcio della carta geomorfologica della Figura 4.1

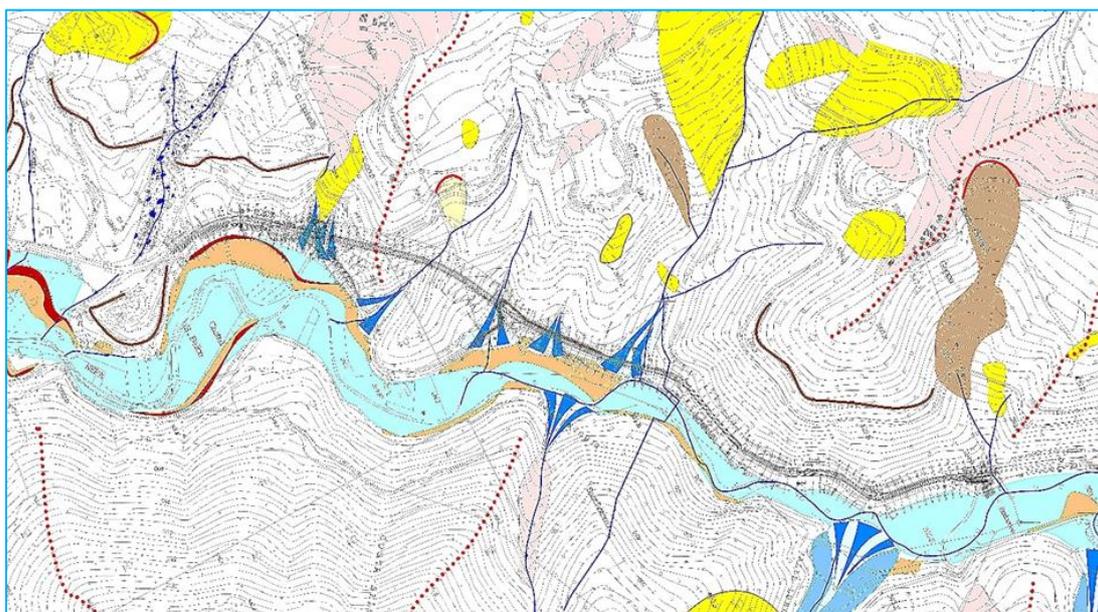


Figura 4.1 – Stralcio della Carta Geomorfologica

Dalla Relazione Geologica risulta che le formazioni nei versanti della valle sono molteplici e possono distinguersi in:

- *Depositi quaternari di copertura*, costituiti dai depositi alluvionali di fondovalle, dalle conoidi, dai corpi di frana, dalle coperture detritiche e dai depositi alluvionali terrazzati
- *Calciruditi del Sistema di Monteleone Sabino* di età plio-pleistocenica
- *Formazioni prevalentemente calcaree del Dominio Umbro*, che comprendono i Calcari marnosi grigi della *Formazione Bisciario*, la *Scaglia Cinerea*, formata da marne e marne argillose grigio-verdi, la *Scaglia Variegata*, data da calcari marnosi rossi e grigio-verdi, la *Scaglia Rossa* formata da calcilutiti e calcari marnosi rosati e rossi, la *Scaglia Bianca* costituita da calcilutiti bianche, le *Marne a Fucoidi* date da alternanza di marne calcaree ed argillose, la *Maiolica* data da calcari micritici a grana finissima ed i *Calcari Diasprigni*, formati da calcari micritici, radiolariti e diaspri.

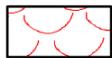
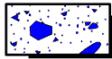
Per il tratto di territorio studiato la distribuzione areale delle formazioni geologiche affioranti è stata cartografata su base topografica in scala 1:5.000 (cfr. Carta Geologica allegata), con riferimento alla Carta Geologica d'Italia Foglio 336 "Spoleto", in scala 1:50.000. Il dettaglio è stato prodotto in un'altra carta geologica in scala 1:2.000 su apposito rilievo limitatamente alla fascia di territorio in esame.

In ambedue le carte sia la simbologia che la descrizione adottate per ciascuna delle formazioni sono dedotte dai suddetti elaborati.

Le formazioni geologiche che ricadono nell'area di stretto interesse sono, dalle più recenti alle più antiche riportate nelle legende delle carte geologiche sopra elencate e di seguito descritte.

4.1.1 DEPOSITI CONTINENTALI QUATERNARI

DEPOSITI CONTINENTALI QUATERNARI

- | | | |
|----------------------|---|--|
| a₁ |  | Depositi di frana
Deposito in assetto caotico sia attivi, con segni di evoluzione, che stabilizzati, a granulometria variabile - Pleistocene (?) - Olocene |
| a₃ |  | Detriti di falda
Depositi detritici di falda e di versante a granulometria variabile, da ben classati a fortemente eterometrici, generalmente sciolti o debolmente cementati, in accumuli massivi o grossolanamente stratificati - Pleistocene (?) - Olocene |
| b |  | Depositi alluvionali
Depositi detritici alluvionali in corrispondenza degli alvei o da "debris flow", in taluni casi maggiormente grossolani, eterometrici, in matrice sabbioso-limosa rossastra e con accenni di stratificazione, costituenti antiche conoidi, anche attivi, allo sbocco di valli secondarie Pleistocene (?) - Olocene |
| b₂ |  | Coltre detritico-colluviale
Depositi essenzialmente fini con subordinati clasti di varie dimensioni, provenienti dal disfacimento delle rocce del substrato, accumulati sul posto (eluvium) o trasportati in massa e/o per ruscellamento diffuso (colluvium) presenti sui versanti o sul fondo delle vallecole minori. Pleistocene (?) - Olocene |
| bn |  | Depositi alluvionali terrazzati
Depositi fluviali a prevalenti ghiaie da sciolte a variamente cementate con intercalazioni di lenti di sabbie bruno giallastre, di limi ed argille grigie. Rappresentano il colmamento di valli successivamente reincise. Pleistocene - Olocene |

a₁ – Si tratta di depositi di frana con struttura caotica, sia attivi, con evidenti segni di evoluzione, sia stabilizzati; hanno a granulometria variabile e sono riferibili al Pleistocene (?) – Olocene; si rinvengono sia sulle versanti sinistre che destre, a varie quote e ricoprono aree molto vaste, come nei versanti a ridosso dell'abitato di Vallo della Nera.

a₃ – Costituiscono le coperture detritiche che ricoprono parte dei versanti; si tratta di detriti di falda e di versante a granulometria variabile, da ben classati a fortemente eterometrici, generalmente sciolti o debolmente cementati, in accumuli massivi o grossolanamente stratificati, ascrivibili al Pleistocene (?) – Olocene; si rinvengono in ambedue i versanti, a varie quote, con distribuzioni areali molto estese;

b – Depositi alluvionali; costituiscono dei sedimenti alluvionali in corrispondenza degli alvei o da "debris flow", in taluni casi maggiormente grossolani, eterometrici, in matrice sabbioso-limosa rossastra e con accenni di stratificazione, costituenti antiche conoidi, anche attivi, allo sbocco di valli secondarie, anch'essi riferibili al periodo Pleistocene (?) – Olocene; occupano le pianure alluvionali del Fiume Nera e degli affluenti in destra e sinistra, alla cui confluenza si rinvengono estese formazioni di conoidi ad analoga composizione litologica e granulometrica;

b2 - Coltre detritico-colluviale, data essenzialmente da sedimenti fini con subordinati clasti di varie dimensioni, provenienti dal disfacimento delle rocce del substrato, accumulati sul posto (eluvium) o trasportati in massa e/o per ruscellamento diffuso (colluvium) presenti sui versanti o sul fondo delle vallecole minori; ascrivibili al Pleistocene (?) – Olocene, sono presenti in una vallecola nel versante in destra orografica sovrastante l'abitato di Castel S. Felice;

bn - depositi alluvionali terrazzati, a prevalenti ghiaie da sciolte a variamente cementate con intercalazioni di lenti di sabbie bruno giallastre, di limi ed argille grigie. Rappresentano il colmamento di valli successivamente reincise; ascrivibili al Pleistocene – Olocene; sono presenti in un piccolo affioramento nel versante in destra orografica a quota m 366, circa m 50 più in alto rispetto al fondovalle.

4.1.2 SUCCESSIONI CONTINENTALI PLIO-PLEISTOCENICHE

SUCCESSIONI CONTINENTALI PLIO-PLEISTOCENICHE

MNS_a



Sistema di Monteleone Sabino

Depositi ruditici ad elevato grado di cementazione, molto grossolani, in strati da spessi ad estremamente spessi, di colore grigio-biancastro, di probabile ambiente fluvio-deltizio. Talora con accenni di stratificazione incrociata.
Pleistocene Inferiore - Medio

MNSa – Sistema di Monteleone Sabino; si tratta di una formazione ruditica molto grossolana, disposta in strati molto spessi, di colore grigio-biancastro, probabilmente di ambiente originario fluvio-deltizio, come sembra testimoniare la locale stratificazione incrociata; appartengono al Pleistocene Inferiore Medio.

4.1.3 DOMINIO UMBRO – SUCCESIONE MARINA PELAGICA

DOMINIO UMBRO
SUCCESIONE MARINA PELAGICA

BIS		Bisciario Calcarei marnosi grigio scuri alternati a marne grigie. Nella parte inferiore caratteristici livelli di selce nera e sottili intercalazioni di vulcanoclastiti ocracee molto alterate. L'unità contiene denti di pesci, echidni, spicole di spongiani, etc.. Aquitaniense Inferiore - Burdigaliano
SCC		Scaglia Cinerea Marne e marne argillose grigio-verdi o grigio cenere alternate alla base con calcari marnosi grigi in strati in genere sottili (10 - 30 cm) interessati da numerosi piani di taglio. Localmente intercalazioni di calcareniti grigie in strati di 10 - 60 cm. Eocene Superiore - Aquitaniano Inferiore
VAS		Scaglia Variegata Calcarei marnosi rossi o grigio-verdi, calcari e marne grigie con selce nera e marne rosse con intercalazioni di spesso livelli di calcareniti. La stratificazione è sottile (2 - 20 cm). Localmente intercalazioni anche di calciruditi. Eocene Medio - Superiore
SAA		Scaglia Rossa Calciuttili, calcari marnosi e marne da rosati a rosso scuro o biancastri, ben stratificati, con selce in noduli o liste generalmente rossa o rosea. Sono presenti calcareniti di colore grigio o bianco, talora di spessore anche metrico. Turoniano Inferiore - Eocene Medio
SBI		Scaglia Bianca Calciuttili bianche o grigio chiaro a stratificazione medio-sottile (10 - 35 cm), con liste di selce nera o grigia nella parte alta, rosata nella parte basale. Sono presenti intercalazioni calcarenitiche, talora calcirudite. Albiano Superiore - Turoniano Inferiore
FUC		Marne a Fucoidi Ripetute alternanze di marne, da calcaree ad argillose, con livelli di elevata frazione argillosa, talora a lamine, di colore grigio scuro, verde, rosso o variegato con ripetute intercalazioni bituminose nere; nelle parti più marnose e marnoso-calcaree tracce di bioturbazione (Fucoidi) Aptiano Inferiore - Albiano Superiore
MAI		Maolica Calcarei micritici a grana finissima ed a frattura concoide, di colore bianco o avorio, talora giallastri, in strati regolari di spessore compreso tra 10 r 50 cm, sporadicamente con sottilissimi interstrati argillosi grigio-neri. Frequente la selce grigia in letti o noduli. Titonico Inferiore - Aptiano Inferiore
CDU		Calcarei Diasprigni Calcarei da micritici a granulari, quasi sempre sottilmente stratificati, (4 - 10 cm) talora con interstrati costituiti da argille marnose. La selce in noduli, liste e livelli decimetrici è spesso prevalente. Colore variabile dal rossiccio al verde-grigio. Presenti sottilissimi livelli di sabbie radiolaritiche. Bajociano Superiore - Titonico Inferiore

BIS – Formazione di Bisciario: è formata da calcari marnosi grigio scuri alternati a marne grigie. Nella parte inferiore si rinvengono caratteristici livelli di selce nera e sottili intercalazioni di vulcanoclastiti ocracee molto alterate. L'unità contiene denti di pesci, echidni, spicole di spongiani, etc., ascrivibile all'Aquitaniense Inferiore – Burdigaliano; questa formazione affiora in una vasta area in Contrada san Martino e Borgo Agelli e d in aree più ristrette nel medesimo versante a varie quote.

SCC – Scaglia Cinerea, costituita da ripetute alternanze di calcari marnosi e di marne, calcaree in basso ed argillose in alto, di colore grigio verde o cenere. La stratificazione in genere è sottile (10-30 cm), con strati spesso amalgamati o fogliettati a causa di movimenti di taglio. Calcareniti grossolane bioclastiche (a macro foraminiferi), in strati da medi a spessi di color avana, sono presenti nella sinclinale di Montefiorello, a Forchetta di Usigni [070], presso Fosso della Forca e S. Valentino; la potenza dell'unità è mal valutabile a causa sia della scarsa competenza dei materiali che la costituiscono e, di conseguenza, della sua elevata deformabilità, sia della localizzazione in essa di numerosi piani di taglio; nell'area in studio affiora nella parte mediana del versante in destra orografica,

VAS – Scaglia Variegata, Si hanno alternanze policrome, sovente a fiamme, di colore rosso, grigio e verde di marne variamente argillose e di calcari marnosi sottilmente stratificati (strati spessi 5-20 cm), a luoghi con selce nera e rossa come a Castel S. Felice. Calcareniti in strati sottili sono presenti nelle aree di ESE. Talvolta l'unità non è ben individuabile sul terreno per i suoi caratteri transizionali e talaltra si presentano tre membri, dal basso verso l'alto: a) calcareo marnoso rosso e grigio-verde; b) calcari e marne grigie con selce nera; c) marnoso rosso. Gli spessori complessivi oscillano fra i 30 ed i 60 metri, ma è segnalato un valore massimo di 70-90 m nei rilievi a W del F. Nera. Il passaggio alla soprastante Scaglia Cinerea, non sempre ben precisabile per la sua gradualità, si è fatto convenzionalmente coincidere con la fine delle

colorazioni rossastre e con il marcato aumento della frazione argillosa; questo passaggio è ben esposto lungo la strada per Mucciafora e Roccatamburo e, in giacitura rovesciata, lungo la strada per Collegiacone. Eocene medio - Superiore

SAA – Scaglia Rossa, nota anche come Scaglia Rosata, è l'unità che, assieme alla maiolica, occupa la maggior parte del tratto di territorio in studio. Nell'unità sono distinguibili tre litofacies dal basso verso l'alto: a) calcari fango-sostenuti (mudstones) e calcari marnosi rosati a luoghi con bande policrome, con selce rossa in liste e noduli; b) marne calcaree e marne di colorazione più intensa talora rosso mattone scuro; c) calcari fango-sostenuti e calcari marnosi rosati con selce in liste e noduli. I calcari, dalla tipica frattura a scaglie, non raramente appaiono di colore biancastro per decolorazione. La stratificazione è netta con strati spessi 10-40 cm. Sono presenti calcareniti e calcilutiti, in strati anche metrici, talora gradati o con laminazioni da correnti trattive, evidenziate, quando calcilutitiche, dalla disposizione degli abbondanti foraminiferi. Questi episodi, la cui colorazione biancastra li rende sovente individuabili anche a distanza, sono presenti in entrambi i Settori a varie altezze stratigrafiche, con particolare sviluppo. La Scaglia Rossa passa verso l'alto sia alla Scaglia Variegata, che alla litofacies delle Marne di Colle Castellano. Il passaggio alla scaglia variegata è graduale ed avviene con: scomparsa della selce; aumento della componente marnosa; comparsa di livelli grigio verdastri. Nell'area in studio affiora estesamente in ambedue i versanti sia in prossimità dell'alveo del Fiume Nera che alla sommità dei rilievi. È ascrivibile al Turoniano inferiore - Eocene medio.

SBI – Scaglia Bianca, affiora in continuità nelle stesse località di quelli delle marne a fucoidi e lungo la valle del F. Nera. Una esposizione quasi completa della formazione si ha a Monte San Vito, mentre esposizioni parziali si hanno lungo le strade tra Vallo di Nera e Mucciafora e fra Baiano di Spoleto e Meggiano presso il F. so S. Antonio. Si tratta di calcari fango-sostenuti variamente marnosi, da bianchi a debolmente grigiastri, in strati di 10-35 cm, eccezionalmente di 50 cm, con intercalazioni assai subordinate sia di marne che di liste e noduli di selce nera o grigiastra, talora zonata, bianco o rosata. Sul versante orientale di M. Pianciano (Fonte Canale, Fosso di Montefiorello) viene segnalato un orizzonte di calcari anche selciferi, di colore rosato e verdognolo con selce rossa e nera, facilmente confondibile sul terreno con alcuni orizzonti della soprastante scaglia rossa. Come età è ascrivibile all'Albiano Superiore - Turoniano Inferiore.

FUC – Marne a Fucoidi, in passato designata con l'appellativo di Scisti a fucoidi. Gli affioramenti dell'unità fiancheggiano le principali strutture in entrambi i versanti. L'unità è costituita da ripetute alternanze di marne calcaree, marne e marne argillose di colore da verdastro a grigio (da scuro a chiaro), a rossastro o variegato in cui la componente calcarea aumenta verso l'alto. In base alla colorazione, regionalmente vi sono stati distinti i seguenti cinque livelli, dal basso verso l'alto: a) grigio verdastro con alla base il "livello Selli", marker di importanza regionale; b) rossastro inferiore; c) nerastro-marrone in cui prevalgono argille bituminose e black shales; d) rossastro superiore; e) biancastro con altri livelli di black shales. Gli strati sono assai regolari e sottili (10-25 cm), con superfici nette e le marne, di differente cromatismo, risultano fissili in lamine millimetriche, da cui l'antica denominazione di "scisti". La selce è talora presente in liste, rossa o nera nella porzione centrale dell'unità, mentre appare diffusa in quella sommitale.

Questa unità, per l'elevata presenza della frazione argillosa, oltre che costituire uno dei principali livelli "impermeabili" dell'intera successione, rappresenta uno dei principali livelli incompetenti che nel corso delle dislocazioni, favorendo la localizzazione delle zone di taglio, ha subito notevoli fenomeni tettonici di laminazione o di ispessimento.

Le potenze risultano variabili in funzione degli apporti detritici, in genere si raggiungono gli 80-100 m. Il passaggio alla soprastante scaglia bianca è molto graduale ed avviene in un tratto di dieci metri, con una diminuzione del contenuto marnoso. Come età è collocabile all'Aptiano Inferiore - Albiano superiore.

MAI – Maiolica. L'unità è conosciuta in letteratura -specie se antica- con il nome di "Calcere rupestre" per la sua elevata resistenza all'erosione. Affiora assai estesamente nella porzione sommitale di tutte le dorsali come lungo la S. S. della Valnerina e lungo la strada montana tra Monte San Vito e Campofoglio. Nel tratto di territorio in esame affiora in sinistra orografica lungo il versante di incisione secondaria presso l'abitato di vallo del Nera; questa formazione è costituita da calcari fango-sostenuti (mudstones) bianchi o avorio, a frattura concoide, in strati spessi 10-50 cm che presentano tipiche stiloliti e selce in noduli, lenti e liste, di colore grigio o nero. A luoghi sono presenti intercalazioni centimetriche di argille marnose nerastre, in alcuni casi bituminose, che tendono ad aumentare verso l'alto. Nella roccia sono presenti impurità costituite da minute sferule nere visibili a occhio nudo (ossidi metallici) nonché grossi noduli di marcassite che raggiungono un diametro anche di 10 cm. Localmente, nella porzione inferiore dell'unità, si hanno intercalazioni di calcareniti spesse anche 70-80 cm, che presentano laminazioni da torbida e colorazione rosata e nocciola. In corrispondenza degli alti morfologico-strutturali giurassici le facies basali di questa unità sembrano leggermente differenziate: la selce sembra più scarsa e gli strati presentano facce nodulari, con tracce di dolomitizzazioni che appaiono come numerosissime e minute "sferule" di colore arancione ocraceo, talora estese a tutto lo strato. Lo spessore della formazione è variabile e raggiunge i 300 m. Il passaggio alle soprastanti marne a fucoidi si realizza gradualmente nell'ambito di una decina di metri. Come età è collocabile nel Tortonico Inferiore - Aptiano Inferiore.

CDU – Calcari Diaspri. in passato identificati con l'appellativo di Calcari a Posidonia, Calcari ad Aptici, Marne ad Aptici, Scisti ad Aptici, Calcari granulari con diaspri, Radiolariti, Diaspri. Nell'area in studio affiora sul versante in sinistra orografica tra le quote m 700 ed 800 s.l.m presso Casale Grotti. In molti affioramenti sono riconoscibili sia litofacies dei calcari a Saccocoma (attualmente riconosciuta come membro) e ad Aptici sia le caratteristiche intercalazioni calcarenitiche, che il passaggio alla soprastante maiolica. L'unità è costituita da calcari, da fango-sostenuti a grano-sostenuti, e da calcari selciferi, di colore grigio verdastro, con noduli, liste e livelli di selce (25 ÷ 40 cm), particolarmente abbondanti nella porzione centrale se non, addirittura, prevalenti, di colore rosso, vinaccia, bruno, o tipicamente verde. La stratificazione particolarmente sottile (4-10 cm) è un carattere diagnostico, anche se in alcuni casi sono presenti strati di 30-40 cm di materiale detritico. A luoghi sono state osservate intercalazioni centimetriche di marne variamente argillose o di areniti grossolane radiolaritiche ocracee, talora sciolte e talaltra cementate; a volte, nella porzione sommitale dell'unità è presente la litofacies dei calcari a Saccocoma e ad Aptici, potente da 0 a 40 m, cui sono frequentemente associati potenti livelli di calcareniti. Si tratta di calcari da biancastri ad avana a grigio verdi, nocciola, a frattura piano-concoide

molto ampia, a volte con puntini arancioni, in strati più spessi dei sottostanti (10-30 cm) talora con superfici irregolari o nodulari, con spessi livelli bioclastitici verdastri. Complessivamente i calcari diasprigni presentano potenze comprese fra i 50 e gli 80 m, localmente con aumenti anche notevoli dovuti alla presenza di intercalazioni detritiche. Questa formazione è ascrivibile come età al Bajociano Superiore - Titonico Inferiore.

4.2 Sintesi delle caratteristiche idrologiche

L'area in studio, come già accennato in precedenza, è ubicata nella valle del Fiume Nera i cui versanti sono costituiti dalle successioni delle formazioni prevalentemente calcaree e calcareo-marnose sopra descritte.

L'assetto idrogeologico delle aree delle dorsali carbonatiche appenniniche è caratterizzato da estesi acquiferi, la cui permeabilità è molto elevata per fessurazione e carsismo nell'ambito delle formazioni carbonatiche. Questi acquiferi, i più importanti dell'Appennino, sono estesi per diverse centinaia di km² e alimentano sorgenti basali ubicate nelle zone più depresse, dove l'acquifero è tamponato da sedimenti a permeabilità più bassa, costituiti dai depositi terrigeni torbiditici tardo-miocenici o dai sedimenti plio-quadernari di riempimento delle valli fluviali e delle depressioni tettoniche intermontane.

I sedimenti quadernari, costituiti da depositi di versante, depositi alluvionali e sedimenti lacustri e/o palustri, presentano una permeabilità variabile in funzione della granulometria e comunque inferiore a quella degli acquiferi carbonatici, in alcuni casi consentono travasi sotterranei dalle falde degli acquiferi regionali negli acquiferi porosi multistrato.

Per quanto attiene alla circolazione idrica nell'ambito delle varie formazioni carbonatiche si possono esprimere alcune valutazioni e considerazioni generali, di seguito formulate.

Lungo gli orizzonti e strati calcarei fratturati delle formazioni si può avere una discreta permeabilità per fessurazione, la cui entità dipende dalla dislocazione spaziale e dal tipo delle discontinuità (aperte, chiuse, combacianti, etc); essi possono costituire delle vie di deflusso preferenziale delle acque di infiltrazione. Ne consegue che nelle alternanze calcareo - marnose si può avere una permeabilità di tipo "orientato", relegata, cioè, ai soli orizzonti calcarei permeabili; in tali successioni la permeabilità è variabile in relazione alla litologia dello strato o livello al quale si riferisce.

Così nell'ambito della stessa alternanza si riscontrano situazioni estreme, date dai livelli di marne impermeabili e dai livelli calcarei fratturati, permeabili. Ne consegue che parallelamente alla stratificazione, in corrispondenza delle bancate calcaree fratturate, si possono avere valori di permeabilità sensibilmente alti, mentre in corrispondenza degli orizzonti marnosi o pelitici si hanno condizioni di quasi impermeabilità.

Ne deriva che l'alternanza, nel suo complesso, si può comportare come un terreno poco permeabile, o addirittura impermeabile, nella direzione ortogonale alla stratificazione; si può invece riscontrare una permeabilità, generalmente molto limitata o scarsa, nella direzione parallela alla stratificazione, relegata ai livelli calcarei fratturati.

Tale differenza di permeabilità tra le due direzioni (ortogonale o parallela alla stratificazione) è più o meno marcata in relazione alla prevalenza dei termini argillosi calcarei.

Per le formazioni prevalentemente costituiti da calcari la permeabilità è funzione del reticolo di fratturazione e dalla dislocazione spaziale delle fratture; in particolare la spaziatura, frequenza ed apertura delle fessurazioni ed il tipo delle stesse (beante, chiusa o riempita di materiali) costituiscono gli elementi che determinano l'entità della permeabilità e trasmissività.

Nell'ambito del territorio esaminato esistono numerose emergenze idriche, tra cui N° 9 sono segnalate nella allegata carta Idrogeologica in scala 1:5.000, alcune delle quali designate con un toponimo:

- Le sorgenti indicate con i numeri 1, 3, 4, 5, 8 senza designazione, sono ubicate su ambedue i versanti del Fiume Nera a varie quote, sempre nell'ambito delle spesse coperture quaternarie di terreni prevalentemente granulari sciolti (coperture detritiche);
- La sorgente N° 2 = Fonte del Frate è ubicata sul versante in destra orografica quasi al contatto tra un deposito detritico e la sottostante formazione della Scaglia Cinerea;
- La sorgente N° 6 = Sorgente Paletto è ubicata in sinistra orografica nell'ambito di una vasta area in frana;
- La sorgente N° 7 = Fonte Tofele è ubicata nella stessa zona della precedente, circa 300 m più a monte;
- La sorgente N° 9 = Sorgente del Saletto è ubicata nel versante in sinistra orografica nell'ambito della formazione dei calcari a Fucoidi.

Dall'ARPA Umbria si ricavano importanti elementi di idrogeologia regionale, di seguito sintetizzati.

Nella dorsale montuosa che occupa la parte orientale della regione esistono due sistemi idrogeologici separati dalla linea tettonica denominata "linea della Valnerina" dove è individuabile un limite di permeabilità che corre a quote variabili tra 350 e 700 m s.l.m.: a sud il "Sistema della Valnerina" imponente struttura idrogeologica che si estende fino alla linea tettonica Ancona-Anzio e a nord il "Sistema dell'Umbria nord-orientale", che è limitato a ovest da un motivo tettonico distensivo, nella parte meridionale, e dal passaggio stratigrafico a terreni a bassa permeabilità in quella settentrionale, mentre ad est si estende ben al di fuori dei limiti territoriali regionali dove è delimitato dal passaggio stratigrafico a terreni meno permeabili.

L'intera dorsale del Sistema della Valnerina è prevalentemente costituita da strutture carbonatiche sature fino a quote superiori a 800 metri. I livelli piezometrici decrescono da Est ad Ovest fino a raggiungere la minima quota in corrispondenza dell'alveo del Nera, che costituisce il livello di base principale del sistema.

Lungo questa linea di drenaggio dominante, diretta SO-NE, si hanno importanti sorgenti lineari responsabili di notevoli incrementi di portata del fiume Nera. Studi pregressi hanno stimato che lungo il tratto umbro del fiume Nera si hanno emergenze in alveo per una portata media complessiva superiore a 15 metri cubi al secondo.

Oltre alle emergenze in alveo si trovano numerose sorgenti localizzate che erogano una frazione molto subordinata delle risorse idriche sotterranee della struttura valutabile in qualche centinaio di litri al secondo. Il nucleo della dorsale del Sistema dell'Umbria nordorientale è saturo fino a quote superiori a

700 metri. Il sistema dà origine a importanti emergenze idriche sia lineari lungo i principali corsi d'acqua che localizzate.

L'ARPA fornisce il monitoraggio delle principali sorgenti, che si riporta in Tabella 4.1

		PORTATA SORGENTI (l/s)					
		Monti delle valli del Topino e del Menotre				Monti della Valnerina	
		Bagnara ⁽¹⁾	San Giovenale ⁽²⁾	Acquabianca ⁽³⁾	Alzabove ⁽⁴⁾	Lupa ⁽⁵⁾	Pacce ⁽⁶⁾
1998	minima	42,4	216,0	42,3	178,0	175,9	-
	media	112,6	326,7	48,0	211,2	128,0	-
	massima	300,7	499,3	84,9	247,1	88,6	-
1999	minima	49,5	199,4	25,5	185,5	89,0	265,4
	media	153,2	452,5	71,2	226,8	164,7	76,2
	massima	361,2	648,0	115,1	285,1	262,8	11,8
2000	minima	27,6	229,6	18,1	223,7	81,5	1,9
	media	137,2	397,0	57,3	233,0	142,2	86,2
	massima	282	614,7	113,4	272,5	210,6	287,6
2001	minima	18	218,2	15,0	208,1	68,6	0
	media	115,6	449,5	52,2	240	142,0	43,5
	massima	244,4	709,3	98,8	279,7	206,5	113,6
2002	minima	1,2	118,2	19,7	188,3	51,1	0
	media	34,8	153,5	26,1	206,1	66,4	0
	massima	317,1	334,6	33,8	241,4	89,6	0

⁽¹⁾ dal 10.04.98 ⁽²⁾ dal 29.06.98 ⁽³⁾ dal 28.06.98 ⁽⁴⁾ dal 27.01.98 ⁽⁵⁾ dal 01.01.98 ⁽⁶⁾ dal 29.03.99

Tabella 4.1 - Portate minime, medie e massime delle principali sorgenti monitorate in continuo

4.3 Elementi di circolazione idrica

Sulla scorta degli studi geologici, di dettaglio ed a carattere regionale disponibili, morfologici e litologici, può essere formulata una verosimile identificazione delle caratteristiche idrogeologiche del territorio in studio, con particolare riferimento alle caratteristiche di permeabilità delle varie unità idrogeologiche.

In siffatte condizioni la circolazione idrica superficiale, sub superficiale (intendendo con tale termine le acque che si rinvergono a breve profondità dal piano campagna) e profonda si esplica laddove la permeabilità delle rocce è tale da consentirne l'accumulo e/o il deflusso.

Vengono qui di seguito descritti sia il comportamento delle acque di deflusso superficiale, sia le situazioni riscontrabili nel territorio in esame in cui sussistono le condizioni per la formazione di falde acquifere.

Acque superficiali

La possibilità di infiltrazione delle acque di precipitazione meteorica nel sottosuolo dipende sia dalla permeabilità del terreno, sia dalla acclività dei versanti.

Le acque ricadenti sui terreni argillosi defluiscono quasi tutte in superficie, drenate dal reticolo idrografico ivi presente.

Sui terreni permeabili, quali i corpi detritici, parte delle acque invece si infiltra nel sottosuolo e va a formare le falde acquifere.

Nel territorio esaminato il drenaggio superficiale è quello naturale delle incisioni, che in genere è discretamente sviluppato e consente un deflusso delle acque abbastanza rapido.

Acque subsuperficiali

Sono quelle che permeano all'interno delle coperture detritiche e, raggiunto il substrato meno permeabile, defluiscono verso valle, venendo a giorno sotto forma di piccole sorgenti in concomitanza delle maggiori precipitazioni atmosferiche; la maggior parte di queste è comunque a carattere stagionale e si esaurisce non molto tempo dopo il cessare dell'evento meteorico.

Acque profonde

Formano le falde acquifere vere e proprie, la cui circolazione è essenzialmente relegata nell'ambito delle formazioni carbonatiche.

4.4 Carta idrogeologica

Nella carta idrogeologica allegata, elaborata su base cartografica in scala 1:5.000, sono state distinte le unità idrogeologiche in relazione alla formazione geologica ed alle caratteristiche di permeabilità.

4.4.1 TERRENI DOTATI DI PERMEABILITÀ PRIMARIA (PER POROSITÀ)

UNITÀ IDROGEOLOGICHE DEI TERRENI DI COPERTURA

- a) Depositi di frana (a1), detriti di falda (a3), coltri detritico-colluviali (b2) e depositi alluvionali terrazzati (bn). Sono depositi prevalentemente incoerenti, dotate di permeabilità per porosità (permeabilità primaria) più o meno accentuata in relazione al contenuto di frazione granulometrica più fina (limo-argilla). Possono essere sedi di falde perenni e/o temporanee/stagionali. Per questi terreni si può indicare il seguente coefficiente di permeabilità

$$K = 10^{-3} \div 10^{-5} \text{ cm/sec}$$

- b) Depositi alluvionali e di conoidi (b). Si tratta di formazioni prevalentemente incoerenti, dotate di permeabilità per porosità (permeabilità primaria) più o meno accentuata in relazione al contenuto di frazione granulometrica più fina (limo-argilla). Sono sedi di falde acquifere perenni (falde di subalveo del Fiume Nera), il cui livello dipende dagli apporti meteorici nel bacino idrografico di competenza. A questi terreni si può affidare un coefficiente di permeabilità

$$K = 10^{-2} \div 10^{-4} \text{ cm/sec}$$

- c) Depositi ruditici del Sistema di Monteleone Sabino (MNSa). Sono formazioni granulari più o meno cementate, dotate di permeabilità per porosità (permeabilità primaria) più o meno accentuata in relazione alla presenza del legante nella struttura granulare, con un coefficiente di permeabilità che si stima nel seguente range

$$K = 10^{-3} \div 10^{-6} \text{ cm/sec}$$

4.4.2 TERRENI DOTATI DI PERMEABILITÀ SECONDARIA (PER FRATTURAZIONE)

UNITÀ IDROGEOLOGICHE DELLE FORMAZIONI CARBONATICHE

Sono le formazioni prevalentemente lapidee, calcaree o calcareo-marnose, dotate di permeabilità per fessurazione (permeabilità secondaria). La permeabilità è legata alla distribuzione ed al tipo dei sistemi di discontinuità presenti nell'ammasso, con conseguente coefficiente di permeabilità estremamente variabile.

- a) Unità Idrogeologica di Bisciaro (BIS): calcari marnosi grigio scuri alternati a marne grigie. Permeabilità variabile in relazione alla prevalenza dei livelli marnosi meno permeabili, con un coefficiente di permeabilità valutabile in

$$K = 10^{-4} \div 10^{-6} \text{ cm/sec}$$

- b) Unità Idrogeologica della Scaglia Cinerea (SCC): Marne e marne argillose grigio-verdi o grigio cenere alternate alla base con calcari marnosi grigi in strati in genere sottili, con un coefficiente di permeabilità valutabile in

$$K = 10^{-5} \div 10^{-6} \text{ cm/sec}$$

- c) Unità Idrogeologica della Scaglia Variegata (VAS): Calcari marnosi rossi o grigio-verdi, calcari e marne grigie con selce nera e marne rosse con intercalazioni di spessi livelli di calcareniti., con un coefficiente di permeabilità stimabile in

$$K = 10^{-4} \div 10^{-6} \text{ cm/sec}$$

- d) Unità Idrogeologica della Scaglia Rossa (SAA): calcilutiti, calcari marnosi e marne da rosati a rosso scuro o biancastri, ben stratificati, con selce in noduli o liste generalmente rossa o rosea. Sono presenti calcareniti di colore grigio o bianco, talora di spessore anche metrico. Si può indicare il seguente coefficiente di permeabilità

$$K = 10^{-4} \div 10^{-6} \text{ cm/sec}$$

- e) Unità Idrogeologica della Scaglia Bianca (SBI): calcilutiti bianche o grigio chiaro a stratificazione medio-sottile, con liste di selce nera o grigia nella parte alta, rosata nella parte basale. Sono presenti intercalazioni calcarenitiche, talora calciruditiche. Coefficiente di permeabilità

$$K = 10^{-4} \div 10^{-6} \text{ cm/sec}$$

- f) Unità Idrogeologica delle Marne a Fucoidi (FUC): formazione con ripetute alternanze di marne, da calcaree ad argillose, con livelli di elevata frazione argillosa, talora a lamine, di colore grigio scuro, verde, rosso o variegato con ripetute intercalazioni bituminose nere; per questa formazione si può valutare un coefficiente di permeabilità

$$K = 10^{-5} \div 10^{-7} \text{ cm/sec}$$

- g) Unità Idrogeologica della Maiolica (MAI): calcari micritici a grana finissima ed a frattura concoide, di colore bianco o avorio, talora giallastri, in strati regolari di spessore compreso tra 10 e 50 cm, sporadicamente con sottilissimi interstrati argillosi grigio-neri. Coefficiente di permeabilità

$$K = 10^{-4} \div 10^{-6} \text{ cm/sec}$$

- h) Unità Idrogeologica dei Calcari Diasprigni (CDU): calcari da micritici a granulari, quasi sempre sottilmente stratificati, (4 - 10 cm) talora con interstrati costituiti da argille marnose. La selce in noduli, liste e livelli decimetrici è spesso prevalente. Coefficiente di permeabilità

$$K = 10^{-5} \div 10^{-6} \text{ cm/sec}$$

4.5 Unità litotecniche

Si prendono in considerazione solo le formazioni che interessano direttamente o indirettamente il tracciato della strada in progetto e le suddette formazioni vengono identificate in "unità litotecniche" poste alla base delle caratterizzazioni e verifiche geotecniche. Di seguito vengono quindi identificate le seguenti unità litotecniche:

- a) UNITÀ LITOTECNICA DT, descritta come costituita da depositi detritici di falda e di versante a granulometria variabile, da ben classati a fortemente eterometrici, generalmente sciolti o debolmente cementati, in accumuli massivi o grossolanamente stratificati; corrisponde alla formazione geologica a3;
- b) UNITÀ LITOTECNICA CO - descritta come costituita da depositi di conoidi, in taluni casi maggiormente grossolani, eterometrici, in matrice sabbioso-limosa rossastra e con accenni di stratificazione, presenti allo sbocco di valli secondarie; in geologia questi terreni vengono inclusi nei depositi alluvionali con sigla b;

- c) UNITÀ LITOTECNICA DA1 – descritta come costituita da depositi alluvionali, depositi detritici alluvionali in corrispondenza degli alvei o da "debris flow", in taluni casi maggiormente grossolani, eterometrici, costituiti da ghiaia e sabbia in matrice sabbioso-limosa rossastra e con accenni di stratificazione; corrisponde alla formazione geologica con sigla b;
- d) UNITÀ LITOTECNICA DA2 – Costituisce una facies di sedimenti fini dei depositi alluvionali riscontrata nel corso dei sondaggi geognostici e formata da limi sabbiosi argillosi, formati da limi sabbiosi marroni-rossastri
- e) UNITÀ LITOTECNICA SV – descritta come Scaglia Variegata formata da calcari marnosi rossi o grigio-verdi, calcari e marne grigie con selce nera e marne rosse con intercalazioni di spessi livelli di calcareniti, con stratificazione sottile (2 - 20 cm); in geologia corrisponde alla formazione con la sigla VAS;
- f) UNITÀ LITOTECNICA SR - descritta come Scaglia Rossa, formata da calcilutiti, calcari marnosi e marne da rosati a rosso scuro o biancastri, ben stratificati, con selce in noduli o liste generalmente rossa o rosea. Sono presenti calcareniti di colore grigio o bianco, talora di spessore anche metrico; in geologia corrisponde alla formazione con la sigla SAA.

In sintesi, quindi, si hanno N° 6 Unità litotecniche appartenenti alle seguenti classi con comportamenti meccanici del tutto differenti:

- a) Terreni *prevalentemente incoerenti*, granulari e sciolti, cui appartengono le seguenti unità litotecniche:
 - Unità DT
 - Unità CO
 - Unità DA1
- b) Terreni *prevalentemente coesivi*, dati da limi sabbiosi, cui appartiene la seguente unità:
 - Unità DA2
- c) Terreni *prevalentemente lapidei*, cui appartengono le seguenti unità:
 - Unità SV
 - Unità SR

5 COMPORTAMENTO MECCANICO DEGLI AMMASSI ROCCIOSI

A questa categoria di terreni appartengono le unità litotecniche SR e SV prevalentemente litoidi, per le quali il comportamento meccanico viene definito sulla scorta dei seguenti criteri:

- rilievi geostruturali
- prove Point Load Test

Prima di sintetizzare i risultati dei rilievi geostruturali, di fondamentale importanza per la definizione del comportamento meccanico d'insieme degli ammassi rocciosi, si ritiene utile richiamare alcuni concetti fondamentali di meccanica delle rocce, giacchè il comportamento meccanico è condizionato dalle discontinuità presenti, costituite da fessurazioni variamente orientate, che si rinvencono con interdistanza variabile.

La "massa rocciosa" va quindi intesa come un insieme di elementi "roccia" definiti, giustapposti e combacianti, di forma grossolanamente prismatica, parallelepipedica o appiattita, le cui proprietà meccaniche risultano decisamente inferiori a quelle del singolo elemento e dipendono da tanti fattori strutturali, legati alla dislocazione spaziale dei sistemi di discontinuità.

In genere le "famiglie" di discontinuità sono limitate, da 1 a 5, più frequentemente 3, e vengono indicate con:

K1, K2,Kn

Le superfici di stratificazione vengono invece indicate con altre sigle (es.: Ks).

Di ciascuna porzione di ammasso roccioso in esame vengono determinati i sottoelencati parametri:

e_2 *estensione bidimensionale*, che rappresenta la superficie (in m²) della discontinuità in oggetto; si ottiene anche moltiplicando la estensione monodimensionale (l) di un sistema di fratture in due piani all'incirca tra essi ortogonali:

$$e_2 = l_1 \times l_2 \text{ (m}^2\text{)}$$

le_2 *indice di estensione bidimensionale*, che è dato dal rapporto tra l'area (A) di tutte le discontinuità complanari e l'area totale della sezione rocciosa (As) in cui si effettua la misura:

$$le_2 = (AK_1 + AK_2 + \dots + AK_n) / A_s$$

Val la pena rammentare che:

$0,75 \leq le_2 \leq 1$ individua porzioni di roccia in cui, lungo le discontinuità analizzate, si mobilitano solo forze di attrito;

$le_2 \leq 0,75$ individua invece porzioni di roccia in cui, lungo le discontinuità analizzate, oltre alle forze di attrito si mobilitano anche forze di resistenza al taglio della roccia integra;

s *frequenza*: rappresenta il numero delle discontinuità presenti per unità di superficie analizzata; la frequenza si misura in piani ortogonali alle superfici di discontinuità;

d *spaziatura*: viene espressa in cm e rappresenta la distanza tra le discontinuità; si determinano una spaziatura massima, media e minima; il valore della spaziatura media è pari all'inverso della frequenza: $d = 1/s$;

e_3 *estensione tridimensionale*: si ottiene come prodotto dell'estensione bidimensionale per la frequenza:

$$e_3 = e_2 \times s$$

V_u *volume roccioso unitario*: rappresenta il più piccolo volume di roccia integra estraibile dalla porzione di ammasso roccioso considerata; si esprime in mc ed è anche ricavabile dalla seguente relazione:

$$V_u = (1/s_1) \times (1/s_2) \times (1/s_3)$$

Da quanto esposto deriva che si possono avere, per ciascuna formazione litoide, varie zone a diversa "omogeneità", ciascuna delle quali caratterizzata da differenti parametri.

Altri fattori molto importanti nella determinazione del comportamento meccanico di un ammasso roccioso sono la "scabrezza" dei giunti ed il materiale di "riempimento" degli stessi.

La scabrezza dei giunti viene indicata distinguendo pareti di tipo: a scalini, ondulato, planare.

Ciascun tipo viene poi diviso in levigato, liscio, scabro.

Il profilo di ciascun giunto viene annotato sulla scorta della schematizzazione proposta da BARTON (1973), evidenziata nella Figura 5.1.

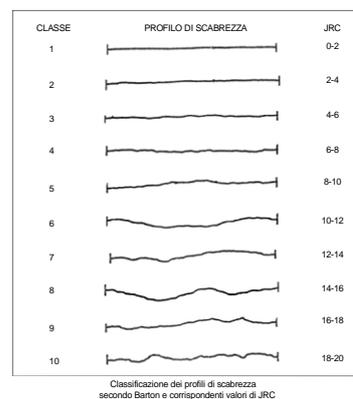


Figura 5.1 – Profili di scabrosità dei giunti

5.1 Rilievi Geostrutturali

Sono stati acquisiti i rilievi geostrutturali effettuati, nell'area in studio, con il metodo della linea di scansione (scan line), che consiste nel raccogliere, lungo essa i dati relativi allo stato di fratturazione dell'ammasso roccioso.

La linea di scansione viene definita tramite la posa di una rotella metrica lungo l'affioramento roccioso. Una volta determinata la lunghezza della linea di scansione, si definisce il verso di rilievo individuando il punto di partenza della stessa, che viene in questo modo a costituire lo zero iniziale.

Lungo la linea di scansione vengono individuate le discontinuità dell'ammasso, (piani di strato, giunti, faglie, ecc.), rilevandone l'assetto e la distanza dallo 0 iniziale. Le discontinuità vengono poi riunite in

famiglie e codificate con un codice di riconoscimento (S, K1, K2; ecc.). Viene rilevata la distanza tra le discontinuità appartenenti alla medesima famiglia definendo così la spaziatura.

Per ogni famiglia di discontinuità vengono misurati:

- direzione di immersione delle discontinuità e inclinazione delle discontinuità, con bussola da geologo analogamente alla misura dei piani di strato;
- spaziatura delle diverse discontinuità (lungo la linea di scansione);
- misura del rimbalzo del martello di Schmidt (sclerometro da roccia).

Sono state acquisite N° 23 stazioni di rilievo, designate con le sigle SS1, SS2,SS23, la cui ubicazione viene riprodotta in apposito elaborato su base cartografica in scala 1:2.000.

Nella Tabella 5.1 vengono sintetizzati i dati di localizzazione delle suddette stazioni di rilievo.

Stazione N°	Latitudine N			Longitudine E			Orientamento (°)	Immersione Fronte (°)	Lunghezza (m)
	°	'	"	°	'	"			
SS.1	42	44	52.68	12	50	40.16	75 N	165/60	10,00
SS.2	42	44	54.23	12	50	41.22	20 E	110/74	2,00
SS.3	42	44	54.52	12	50	41.47	15 E	105/60	6,00
SS.4	42	44	54.79	12	50	41.90	10 E	90/85	7,50
SS.5	42	44	54.96	12	50	42.08	8 E	90/88	8.20
SS.6	42	44	55.16	12	50	42.37	342 E	72/55	9.3
SS.7	42	44	55.31	12	50	42.55	30 E	120/40	6.00
SS.8	42	44	55.25	12	50	42.73	140 W	230/70	6.80
SS.9	42	44	54.66	12	50	43.26	140 W	230/45	12.00
SS.10	42	44	53.74	12	50	43.71	135 S	225/40	20.00
SS.11	42	44	55.27	12	50	43.86	105 S	195/85	19.00
SS.12	42	44	55.87	12	50	44.32	94 S	184/85	8.00
SS.13	42	44	53.97	12	50	38.01	108 S	198/80	15.00
SS.14	42	44	53.92	12	50	38.89	100 S	190/70	10.00
SS.15	42	44	57.39	12	50	50.90	16 E	106/70	20.00
SS.16	42	44	55.45	12	50	50.93	20 E	110/85	20.00
SS.17	42	44	52.79	12	50	31.83	110 S	200/50	14.00
SS.18	42	44	50.84	12	50	30.85	50 S	140/70	65.00
SS.19	42	45	1.86	12	50	49.88	325 E	55/60	17.00
SS.20	42	44	58.67	12	50	37.88	25 E	115/40	15.00
SS.21	42	45	0.88	12	50	39.03	30 E	120/40	35.00
SS.22	42	44	52.11	12	50	35.51	75 S	165/70	106.00
SS.23	42	44	52.55	12	50	32.78	122 S	212/40	15.00

Tabella 5.1 – Ubicazione delle stazioni di rilievo geostrutturale

5.2 Comportamento meccanico

Gli ammassi rocciosi sono stati classificati facendo riferimento al Rock Mass Rating (RMR; 1972-1989) di Z.T.Bieniawski.

I parametri geomeccanici per la determinazione del valore del RMR e della conseguente classe qualitativa dell'ammasso roccioso sono:

- R1: resistenza a compressione monoassiale della roccia intatta;
- R2: percentuale di recupero modificata (Rock Quality Designation: RQD);
- R3: spaziatura tra i piani di discontinuità principali;
- R4: condizioni delle superfici di discontinuità;
- R5: condizioni idriche in sottoterraneo;
- R6: orientazione dei piani di discontinuità principali rispetto al tracciato di scavo.

Dalla somma del valore assunto per ciascuno dei sei parametri si ottiene il valore numerico del RMR, in funzione del quale all'ammasso roccioso viene assegnata una delle cinque classi geomeccaniche di Bieniawski.

Hoek e Brown hanno introdotto il loro criterio di rottura nel tentativo di fornire dei dati per le analisi necessarie alla progettazione di scavi sotterranei in roccia dura. Il criterio è stato derivato dai risultati della ricerca, sulla rottura fragile della roccia intatta, di Hoek e, su studi del modello del comportamento dell'ammasso roccioso giuntato, di Brown.

Il criterio è partito dalle proprietà della roccia intatta e ha introdotto dei fattori per ridurre queste proprietà sulla base delle caratteristiche dei giunti in un ammasso roccioso. Gli autori hanno cercato di collegare il criterio empirico ad osservazioni geologiche per mezzo di uno degli schemi di classificazione disponibili dell'ammasso roccioso e, a tal fine, hanno scelto la classificazione proposta da Bieniawski.

A causa della mancanza di alternative adeguate, il criterio è stato presto adottato dalla comunità della meccanica delle rocce ed il suo utilizzo si diffuse rapidamente al di là dei limiti originali usati nel derivare le relazioni per la riduzione della resistenza.

Di conseguenza, si è reso necessario riesaminare queste relazioni ed introdurre di volta in volta nuovi elementi in ragione della vasta gamma di problemi pratici a cui il criterio è stato applicato. Tipiche di questi miglioramenti sono state l'introduzione del concetto di ammassi rocciosi 'indisturbati' e 'disturbati' di Hoek e Brown, e l'introduzione di un criterio modificato per imporre a zero la resistenza a trazione dell'ammasso roccioso per gli ammassi di qualità molto scarsa (Hoek, Wood and Shah).

Una delle prime difficoltà derivava dal fatto che molti problemi geotecnici, in particolare problemi di stabilità dei pendii, sono più convenientemente affrontati in termini di tensioni tangenziali e normali piuttosto che con le relazioni della tensione principale del criterio originale di Hoek-Brown, definita con l'equazione:

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci} \left(m \frac{\sigma_3'}{\sigma_{ci}} + s \right)^{0,5}$$

dove σ_1' e σ_3' sono rispettivamente la maggiore e minore tensione efficace a rottura principale, σ_{ci} è la resistenza alla compressione uniassiale del materiale roccioso intatto e m ed s sono costanti del materiale, dove s = 1 per la roccia intatta.

Una relazione esatta tra l'equazione e le tensioni a rottura normali e tangenziali è stata ottenuta da J. W. Bray e successivamente da Ucar e Londe.

Hoek ha discusso la derivazione di angoli di attrito equivalenti e forze coesive per varie situazioni pratiche. Queste derivazioni si basavano sulle tangenti all'involuppo di Mohr ottenuto da Bray. Hoek ha suggerito

che la forza coesiva determinata inserendo una tangente all'involuppo curvilineo di Mohr è un valore limite superiore e può dare risultati ottimistici nei calcoli di stabilità. Di conseguenza, un valore medio, determinato dall'inserimento di una relazione lineare di Mohr-Coulomb con il metodo dei minimi quadrati, potrebbe essere più appropriato. In questo lavoro Hoek ha introdotto anche il concetto del Criterio Generalizzato di Hoek-Brown nel quale la forma del piano della tensione principale o dell'involuppo di Mohr poteva essere modificata per mezzo di un coefficiente variabile in luogo del termine della radice quadrata nell'equazione di cui sopra.

Hoek e Brown hanno cercato di consolidare tutti i precedenti miglioramenti in una presentazione completa del criterio di rottura e hanno dato un certo numero di esempi concreti per illustrare la sua applicazione pratica.

In aggiunta ai cambiamenti nelle equazioni, è stato anche riconosciuto che la classificazione dell'ammasso roccioso di Bieniawski non era più adeguata come veicolo di relazione tra il criterio di rottura e le osservazioni geologiche nel settore, in particolare per gli ammassi rocciosi molto deboli. Ciò ha comportato l'introduzione dell'indice GSI di Hoek, Wood e Shah, Hoek e Hoek, Kaiser e Bawden. Questo indice fu successivamente esteso per gli ammassi rocciosi deboli in una serie di articoli da Hoek, Marinos e Benissi, Hoek e Marinos e Marinos e Hoek.

Il Criterio Generalizzato di Hoek-Brown è espresso come

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma_3'}{\sigma_{ci}} + s \right)^a$$

dove m_b è un valore ridotto della costante del materiale m_i e è dato da

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

s ed a sono costanti per l'ammasso roccioso date dalle seguenti relazioni:

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

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

D è un fattore che dipende dal grado di disturbo a cui la massa rocciosa è sottoposta dal danneggiamento dell'esplosione e dal rilassamento della tensione. Esso varia da 0 per masse rocciose in situ indisturbate a 1 per masse rocciose molto disturbate.

GSI (Geological Strength Index), che deriva da quello RMR (Rock Mass Rating) attraverso la relazione:

$$GSI = URMR - 5$$

Essendo URMR = RMR calcolato con $R_5 = 15$ e $R_6 = 0$

La resistenza alla compressione uniassiale è ottenuta fissando

$$\sigma_3' = 0$$

$$\sigma_c = \sigma_{ci} \cdot s^a$$

e, la resistenza a trazione è data da:

$$\sigma_t = \frac{s\sigma_{ci}}{m_b}$$

Quest'ultima equazione è stata ottenuta impostando

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 = \sigma_t$$

nell'equazione precedente del criterio generalizzato. Questa rappresenta una condizione di tensione biassiale. Hoek ha dimostrato che, per materiali fragili, la resistenza a trazione uniassiale è uguale alla resistenza a trazione biassiale.

Si noti che il 'passaggio' a GSI = 25 per i coefficienti s e a è stato eliminato nelle equazioni che danno transizioni continue uniformi per l'intera gamma dei valori di GSI. I valori numerici di a ed s, dati da queste equazioni, sono molto simili a quelli dati dalle precedenti equazioni.

Le tensioni normali e tangenziali sono correlate alle tensioni principali attraverso le equazioni pubblicate da Balmer.

$$\sigma'_n = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} - \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \cdot \frac{\frac{d\sigma'_1}{d\sigma'_3} - 1}{\frac{d\sigma'_1}{d\sigma'_3} + 1}$$

$$\tau = \sigma'_1 - \sigma'_3 \cdot \frac{\sqrt{\frac{d\sigma'_1}{d\sigma'_3}}}{\frac{d\sigma'_1}{d\sigma'_3} + 1}$$

$$\frac{d\sigma'_1}{d\sigma'_3} = 1 + am_b \left(\frac{m_b \sigma'_3}{\sigma_{ci} + s} \right)^{a-1}$$

Il modulo di deformazione dell'ammasso roccioso è dato da:

$$E_m(\text{GPa}) = \left(1 - \frac{D}{2} \right) \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} \cdot 10^{[(GSI-10)/40]}$$

L'equazione è valida per

$$\sigma_{ci} \leq 100\text{MPa}$$

Nel caso di $\sigma_{ci} > 100\text{MPa}$ si adotta la seguente equazione

$$E_m(\text{GPa}) = \left(1 - \frac{D}{2} \right) \cdot 10^{[(GSI-10)/40]}$$

Il fattore D consente di tener conto degli effetti dei danni provocati dalle esplosioni e del conseguente rilassamento della tensione.

Resistenza a compressione dell'ammasso roccioso

La resistenza d'ammasso è ottenibile dalle relazioni:

$$\sigma_c = \sigma_{ci} * s^a$$

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

ove:

σ_c = resistenza a compressione monoassiale dell'ammasso roccioso ottenuta dal criterio di rottura di Hoek-Brown (σ_1 per $\sigma_3=0$);

σ_{cm} = resistenza a compressione globale dell'ammasso roccioso.

La σ_{cm} esprime il comportamento globale di un ammasso roccioso in condizioni di scarso confinamento; le dimensioni della zona soggetta a tali condizioni risultano nella realtà pratica superiori a quelle della zona localizzata in cui si ha effettivamente $\sigma_3=0$, per cui nell'insieme la resistenza (σ_{cm}) risulta maggiore a quello limite (σ_c).

Coesione, angolo di resistenza al taglio e dilatanza dell'ammasso roccioso

I valori dell'angolo di resistenza al taglio " ϕ " e della coesione " c " che esprimono la resistenza del materiale secondo il criterio di rottura lineare di Mohr-Coulomb sono espressi attraverso le seguenti relazioni suggerite dall'Autore:

$$\phi = \text{sen}^{-1} \left[\frac{6am_b(s + m_b\sigma_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_b(s + m_b\sigma_{3n})^{a-1}} \right]$$

$$c = \frac{\sigma_{ci} [(1+2a)s + (1-a)m_b\sigma_{3n}](s + m_b\sigma_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a) \sqrt{1 + \frac{6am_b(s + m_b\sigma_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a)}}}$$

ove:

$$\sigma_{3n} = \sigma_{3max} / \sigma_{ci}$$

$$\sigma_{3max} = \sigma_{cm} \cdot 0.47 \left(\frac{\sigma_{cm}}{\gamma H} \right)^{-0.94} \quad (H = \text{profondità})$$

La dilatanza " α " è ricavabile dalla correlazione empirica suggerita dagli Autori:

$$\alpha = \phi / K$$

Per ammassi rocciosi quali quello in oggetto il coefficiente K può essere assunto pari a 8.

Modulo di Deformazione

Il valore del Modulo di deformazione dell'ammasso roccioso è ottenibile tramite la relazione:

$$E_D = \left(1 - \frac{D}{2} \right) \cdot \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} \cdot 10^{\left(\frac{GSI-10}{40} \right)} \quad [\text{GPa}]$$

Dal valore di RMRbase si derivano i parametri caratteristici dell'ammasso, che secondo Bieniawsky assumono il valore:

- coesione di picco $c_p (kPa) = 5 \cdot RMR_b$
- angolo di attrito di picco $\phi_p = 0,5 \cdot RMR_b + 5$

- modulo di deformazione $E(GPa) = 2 \cdot RMR_b - 100$

I valori della coesione residua e dell'angolo di attrito residuo si ricavano introducendo nelle formule sopra indicate un valore di RMRb modificato secondo la:

$$RMR_b = RMR_{b,orig} - [0,2 \cdot RMR_{b,orig}] \quad (\text{Priest, 1983})$$

La formula di E è però da considerare valida per valori di RMR superiori di 50, mentre per valori inferiori si utilizza la formula di SERAFIM & PEREIRA (1983):

$$E(GPa) = 10^{(RMR_b - 10 / 40)}$$

Il valore di GSI (Geological Strength Index) viene ricavato dalla:

$$GSI = RMR - 5$$

dove RMR viene calcolato tenendo conto dei punteggi assegnati ai primi quattro parametri e assumendo condizioni idrauliche asciutte ($A5 = 15$). Tale relazione è da ritenersi valida per $RMR > 23$.

Per i valori di resistenza alla compressione monoassiale si fa riferimento alle prove Point Load Test (PLT) effettuate su campioni di roccia, designate con le sigle Campioni "A", "C", "D" ed "F".

Per ciascuna famiglia di campioni sono state effettuate N° 10 determinazioni di PLT.

Per l'Unità litotecnica SR (Scaglia Rossa) si hanno i risultati esposti in Tabella 5.2.

UNITA' LITOTECNICA SR (Scaglia Rossa)								
CAMPIONI	Indice di resistenza alla punta	Resistenza a Compressione monoassiale	CAMPIONI	Indice di resistenza alla punta	Resistenza a Compressione monoassiale	CAMPIONI	Indice di resistenza alla punta	Resistenza a Compressione monoassiale
	Mpa	Mpa		Mpa	Mpa		Mpa	Mpa
	Is50			Is50			Is50	
A	2,207	53,85	C	6,152	122,31	F	3,933	79,97
	3,416	80,27		3,900	81,42		2,275	53,05
	2,563	50,49		4,488	80,71		2,012	43,08
	3,930	69,24		5,465	100,74		3,255	59,12
	3,295	60,74		3,030	79,95		3,162	59,15
	2,244	56,58		3,099	70,30		3,101	57,45
	5,794	117,29		4,361	79,61		5,933	109,90
	3,673	73,70		3,731	77,89		2,668	60,51
	4,293	83,41		4,275	86,92		4,360	102,04
	4,273	84,56		3,833	71,90		4,159	93,58
VALORE MEDIO =	73,01			85,18			71,79	

Tabella 5.2 – Prove Point Load Test per l'Unità SR

Per l'Unità litotecnica SV (Scaglia variegata) si hanno i risultati esposti in Tabella 5.3.

UNITA' LITOTECNICA SV (Scaglia Variegata)		
CAMPIONI	Indice di resistenza alla punta	Resistenza a Compressione monoassiale
	Mpa	Mpa
D	1,490	30,16
	4,484	90,35
	4,616	96,36
	6,654	130,49
	3,072	65,23
	3,929	80,24
	3,498	68,59
	3,868	80,05
	5,252	103,94
	4,936	100,37
		84,58

Tabella 5.3 – Prove Point Load Test per l'Unità SV

Per ciascuna delle 23 stazioni di rilievo geostrutturale sono stati calcolati i valori RMR di Bieniawski ed i parametri di Hoek-Brown, in cui i valori di "mi" suggeriti da Hoek sono stati desunti dalla Tabella 5.4.

ROCCE SEDIMENTARIE			
	Roccia	mi	±
1	Conglomerato	21	3
2	Arenaria	17	4
3	Siltite	7	2
4	Argillite	4	2
5	Argilloscisto	6	2
6	Chalk	7	2
7	Breccia	20	2
8	Calcere cristallino	12	3
9	Calcere spartico	10	5
10	Calcere micritico	8	3
11	Dolomia	9	3
12	Marna	7	2
13	Gesso	10	2
14	Anidride	12	2
15	Granito	32	3
16	Granodiorite	29	3
17	Diorite	25	5
18	Gabbro	27	3
19	Norite	20	5
20	Dolerite	16	5
21	Riolite	25	5
22	Dacite	25	3
23	Peridotite	25	5
24	Porfite	20	5
25	Andesite	25	5
26	Basalto	25	5
27	Diabase	15	5
28	Ossidiana	19	3
29	Marmo	9	3
30	Cornubianite	19	4
31	Metaquarzite	20	3
32	Quarzite	20	3
33	Migmatite	29	3
34	Anfibolite	26	6
35	Gneiss	28	5
36	Scisti argillosi	7	4
37	Scisti	10	3
38	Filladi	7	3

Tabella 5.4 – Valori di mi

Analogamente la valutazione del fattore "D" che descrive lo stato di "disturbo" dell'ammasso roccioso viene ricavato dai valori della Tabella 5.5, in cui sono distinti le applicazioni per gallerie e per versanti.

APPLICAZIONE	CONDIZIONI DELL'AMMASSO	D
Gallerie	Scavo con esplosivo con microritardi o scavo con TBM	0
Gallerie	Scavo meccanizzato in ammassi di scarsa qualità senza uso di esplosivo	0
Gallerie	Idem in presenza di rocce spingenti o rigonfianti	0,5
Gallerie	Utilizzo di esplosivo non controllato in rocce ompetenti	0,8
Versanti	Taglio di scarpate per opere di ingegneria civile (ad esempio strade, imposte di dighe) con uso di esplosivo con cariche controllate	0,7
Versanti	Taglio di scarpate per opere di ingegneria civile (ad esempio strade, imposte di dighe) con uso di esplosivo con cariche non controllate o con uso di scavo meccanizzato	1
Versanti	Cave o lavori minerari a cielo aperto con coltivazione con uso di esplosivo	1
Versanti	Cave o lavori minerari a cielo aperto con coltivazione a scavo meccanizzato	0,7
Versanti	Scarpate naturali non disturbate da faglie o zone di taglio	0

Tabella 5.5 – Valori di "D"

Alla fine per ogni stazione di rilievo sono state elaborate delle schede sintetiche in cui sono riportati i dati salienti secondo le classificazioni di Bieniawski ed Hoek & Brawn, di cui nelle Tabelle 5.6 e 5.7 si riporta l'esempio per la stazione SS.1.

LOCALITA'			
S.S. N° 685 "DELLE TRE VALLI UMBRE" STRALCIO 1 - DAL KM 49+300 AL KM 51+500			
STAZIONE RILIEVO		SS.1	
SCAGLIA VARIEGATA			
BIENIAWSKI			
R1 = Resistenza a compressione monoassiale			7,81
R2 = R.Q.D.			0,09
R3 = Spaziatura delle discontinuità			12,64
R4 = Condizione dei giunti			31,50
R5 = Condizioni acqua			15
R6 = Indice di correzione			25
	RMR _{base} =		67,04
	RMR _{corretto} =		42,04
GSI			39,2
Angolo di attrito interno	(°)	ϕ' =	38,52
Coesione	MPa	c' =	0,34
Modulo di elasticità	MPa	E =	34.076,55

Tabella 5.6 – SS.1 - Parametri di Bieniawski

HOEK & BROWN			
Resistenza a compressione monoassiale roccia intatta	Mpa	$\sigma_{cl} =$	80,0
Fattore disturbo		D =	0,5
Parametro roccia		$m_i =$	7,0
GEOLOGICAL STRENGTH INDEX		GSI =	39,2
Peso di volume	kN/m ³	γ	0,03
Altezza del pendio	m	H	15,00
Angolo di attrito interno	(°)	$\phi' =$	52,89
Coesione	MPa	$c' =$	0,20
Modulo di elasticità	MPa	E =	3.608,38

Tabella 5.7 – SS.1 - Parametri di Hoek & Brown

5.3 Parametri geotecnici caratteristici dei litotipi interessati dallo scavo della galleria

La definizione dei parametri geotecnici caratteristici viene effettuata per le unità interessate dallo scavo in galleria tenendo conto di tutte le indagini geotecniche effettuate in situ ed in laboratorio, esposte nel precedente capitolo. A ciascuna unità litotecnica verranno assegnati i parametri geotecnici caratteristici, da considerare giustamente cautelativi.

a) Unità Litotecnica SV (Scaglia Variiegata)

Sulla scorta delle determinazioni ed interpretazioni geomeccaniche, basate sia sui rilievi geostrutturali che sulle prove Point Load Test, alla suddetta unità litotecnica si possono affidare i seguenti parametri geotecnici caratteristici.

UNITA' LITOTECNICA SV – Scaglia variegata

Peso di volume	γ	kN/m ³	=	26,0
Resistenza alla compressione uniassiale	σ_c	MPa	=	80,0 ÷ 84,0
GSI	-		=	30 ÷ 40
Angolo di attrito interno	ϕ	(°)	=	40 ÷ 45
Coesione efficace	C'	MPa	=	0,20 ÷ 0,40
RMR	-		=	60 ÷ 85
RMR _{corretto}	-		=	45 ÷ 55
Modulo elastico	E	GPa	=	10,0 ÷ 15,0

b) Unità Litotecnica SR (Scaglia Rossa)

Anche per questa unità litotecnica i parametri geotecnici caratteristici vengono individuati dalla base dei rilievi geostrutturali e delle prove Point Load Test.

SCAGLIA ROSSA SR – Scaglia rossa					
Peso di volume	γ	kN/m ³	=	26,0	
Resistenza alla compressione uniassiale	σ_c	MPa	=	72,0	÷ 76,0
GSI	-		=	27	÷ 34
Angolo di attrito interno	ϕ	(°)	=	32	÷ 38
Coesione efficace	C'	MPa	=	0,15	÷ 0,25
RMR	-		=	57	÷ 62
RMR _{corretto}	-		=	30	÷ 35
Modulo elastico	E	GPa	=	2,0	÷ 5,0

6 CARATTERIZZAZIONE CON HOEK BROWN DEI LITOTIPI E PARAMETRI DI PROGETTO

I parametri di progetto delle Formazioni interessate dallo scavo della galleria sono stati elaborati con codice di calcolo RocLab (Rocscience Inc.), nel quale è implementato il criterio di rottura non lineare alla Hoek-Brown calcolata per una copertura massima di 50 m sopra calotta.

6.1 Parametri di progetto per la Formazione della Scaglia Rossa con valori di picco

I calcoli sono stati svolti considerando le seguenti caratteristiche dell'ammasso:

- Resistenza a compressione monoassiale $\sigma_{ci} = 76$ MPa
- GSI (Geological Strength Index) = 34
- mi costante del materiale = 7
- D fattore di disturbo = 0.5
- γ peso di volume = 26 kN/m³

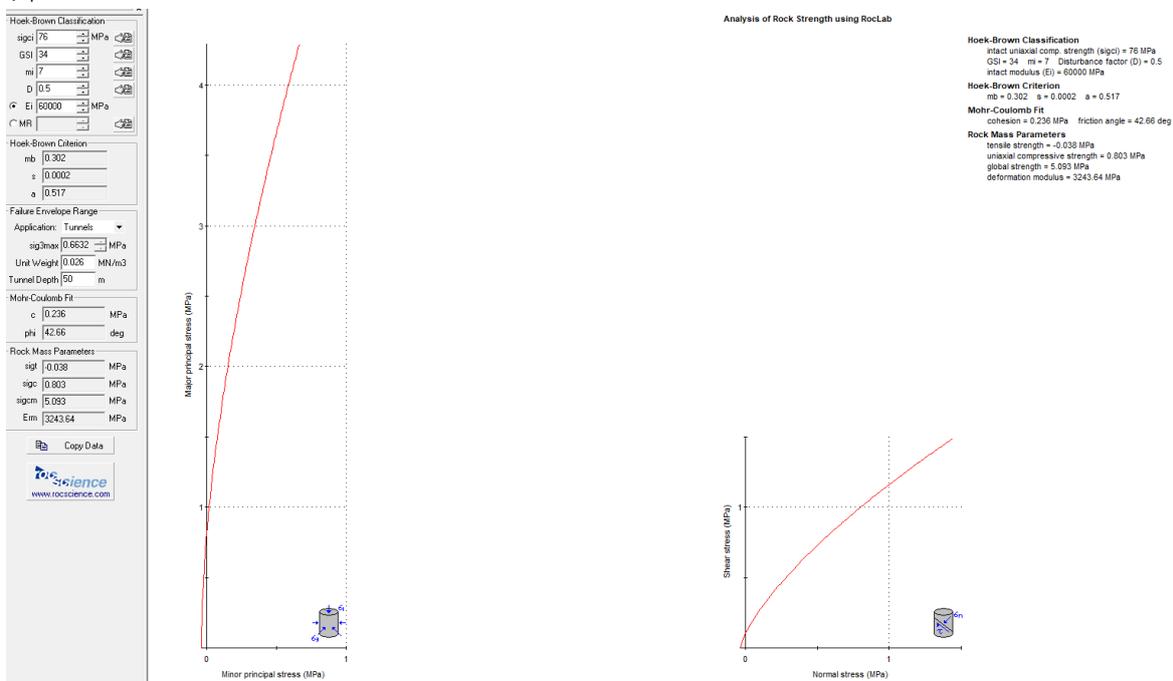


Figura 6.1 – Caratterizzazione geomeccanica ammasso roccioso della Formazione della Scaglia Rossa con criterio Hoek-Brown (RocLab, Rocscience Inc.) per valori di picco

Si riportano i principali parametri geotecnici drenati di progetto della Formazione della Scaglia Rossa calcolati con valori di picco:

- peso di volume $\gamma = 26$ kN/m³
- angolo di attrito interno $\phi' = 42.66^\circ$
- coesione efficace $c' = 236$ kPa
- modulo elastico $E = 3243.64$ MPa
- coefficiente di Poisson $\nu = 0.3$

6.2 Parametri di progetto per la Formazione della Scaglia Rossa con valori residui

I calcoli sono stati svolti considerando le seguenti caratteristiche dell'ammasso:

- Resistenza a compressione monoassiale $\sigma_{ci} = 72$ MPa
- GSI (Geological Strength Index) = 27
- mi costante del materiale = 7
- D fattore di disturbo = 0.5
- γ peso di volume = 26 kN/m³

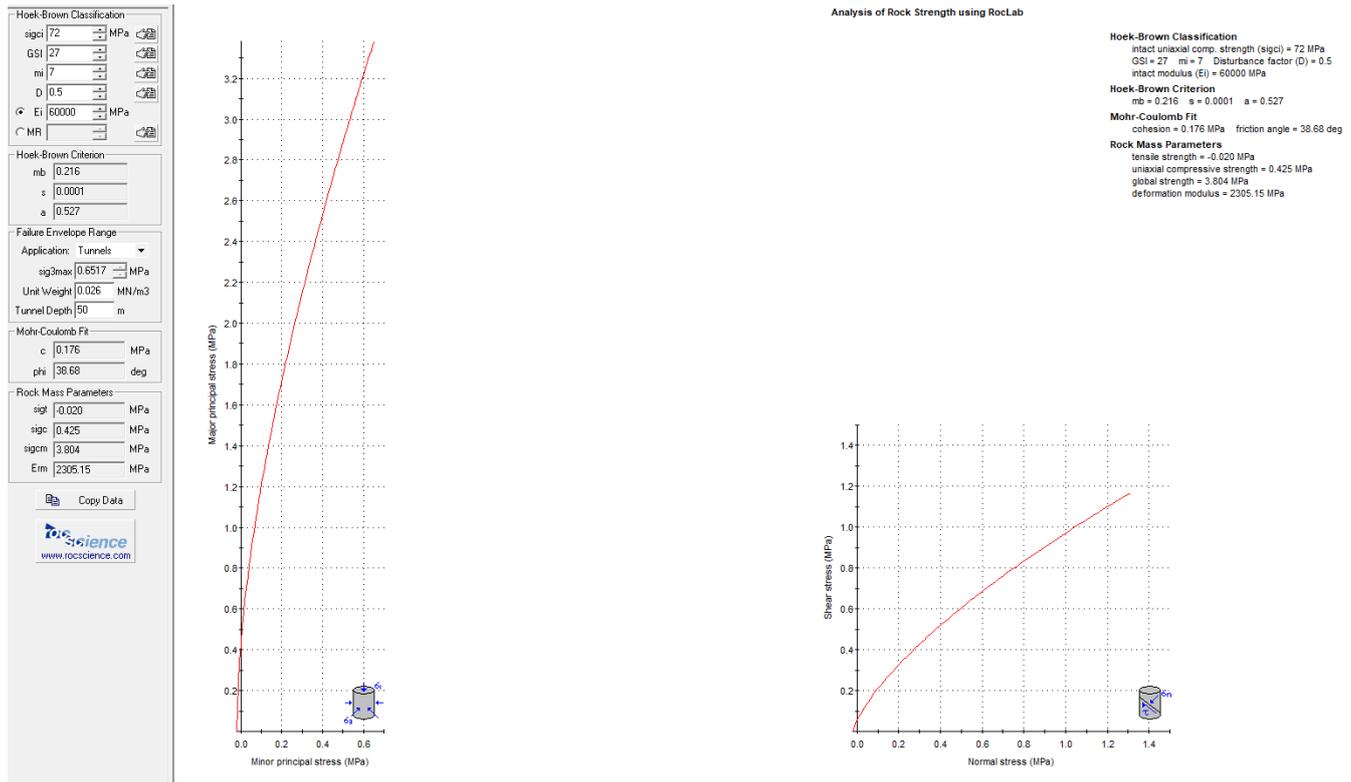


Figura 6.2 – Caratterizzazione geomeccanica ammasso roccioso della Formazione della Scaglia Rossa con criterio Hoek-Brown (RocLab, Rocscience Inc.) con valori residui

Si riportano i principali parametri geotecnici drenati di progetto della Formazione della Scaglia Rossa calcolati con valori residui:

- peso di volume $\gamma = 26$ kN/m³
- angolo di attrito interno $\varphi' = 38.68^\circ$
- coesione efficace $c' = 176$ kPa
- modulo elastico $E = 2305.15$ MPa
- coefficiente di Poisson $\nu = 0.3$

6.3 Parametri di progetto per la Formazione della Scaglia Variegata con valori di picco

I calcoli sono stati svolti considerando le seguenti caratteristiche dell'ammasso:

- Resistenza a compressione monoassiale $\sigma_{ci} = 84$ MPa
- GSI (Geological Strength Index) = 40
- mi costante del materiale = 7
- D fattore di disturbo = 0.5
- γ peso di volume = 26 kN/m³

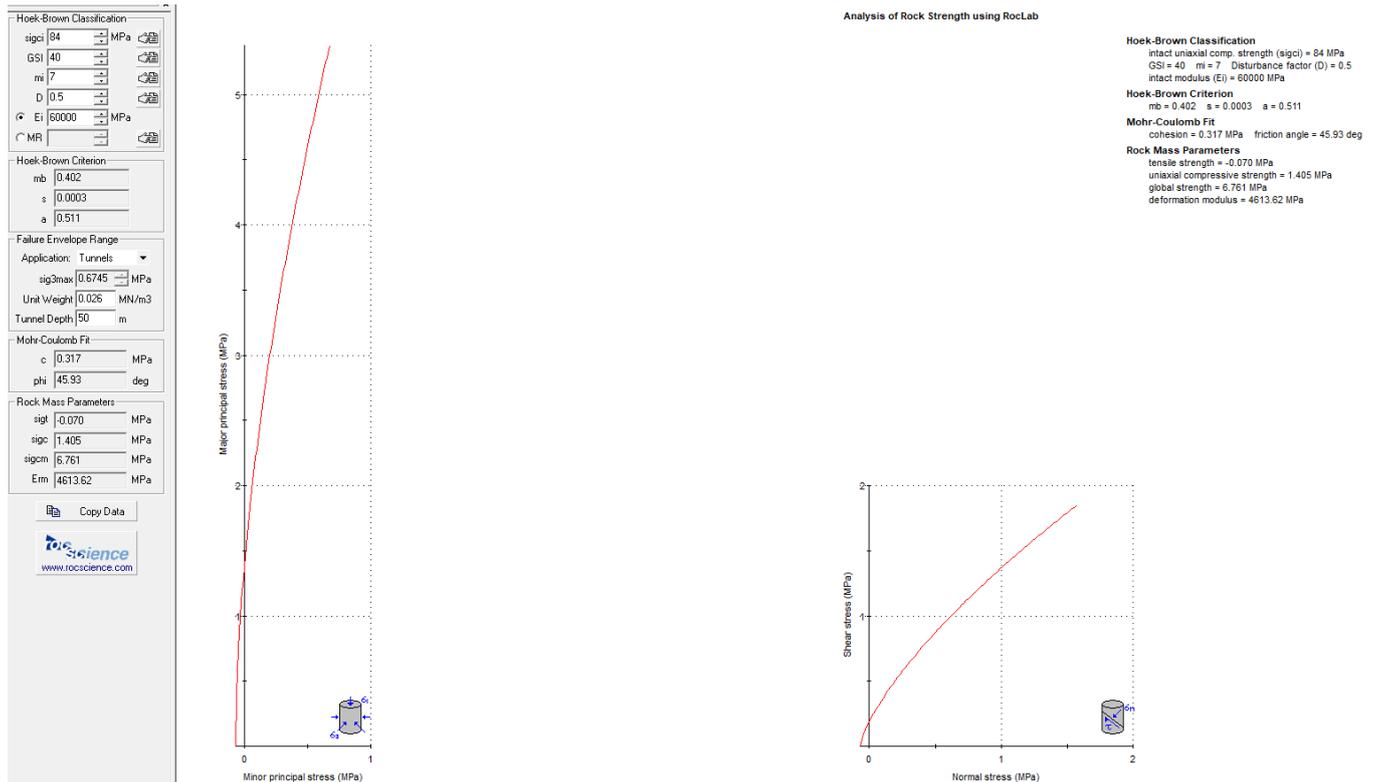


Figura 6.3 – Caratterizzazione geomeccanica ammasso roccioso della Formazione della Scaglia Variegata con criterio Hoek-Brown (RocLab, Rocscience Inc.) per valori di picco

Si riportano i principali parametri geotecnici drenati di progetto della Formazione della Scaglia Variegata calcolati con valori di picco:

- peso di volume $\gamma = 26$ kN/m³
- angolo di attrito interno $\phi' = 45.93^\circ$
- coesione efficace $c' = 317$ kPa
- modulo elastico $E = 4613.62$ MPa
- coefficiente di Poisson $\nu = 0.3$

6.4 Parametri di progetto per la Formazione della Scaglia Variegata con valori residui

I calcoli sono stati svolti considerando le seguenti caratteristiche dell'ammasso:

- Resistenza a compressione monoassiale $\sigma_{ci} = 80$ MPa
- GSI (Geological Strength Index) = 30
- mi costante del materiale = 7
- D fattore di disturbo = 0.5
- γ peso di volume = 26 kN/m³

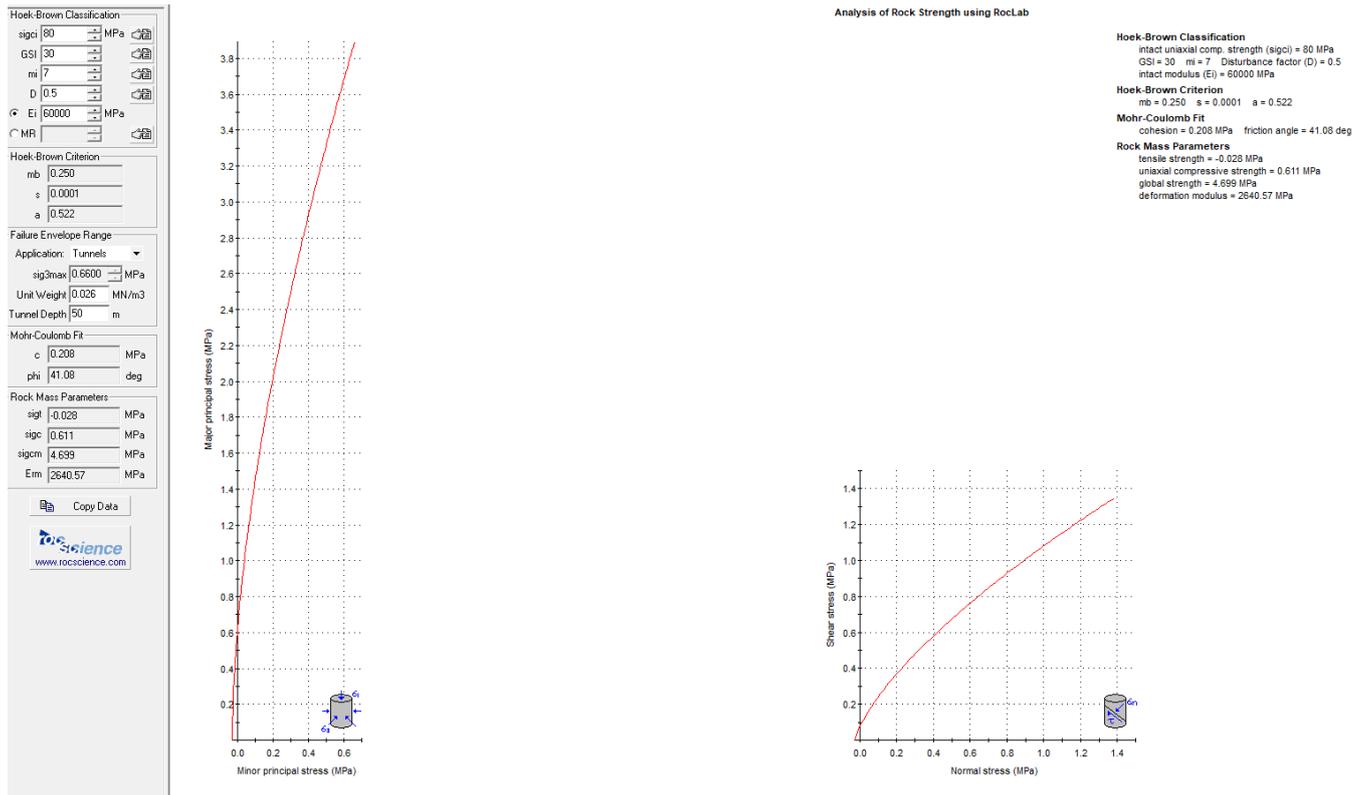


Figura 6.4 – Caratterizzazione geomeccanica ammasso roccioso della Formazione della Scaglia Variegata con criterio Hoek-Brown (RocLab, Rocscience Inc.) con valori residui

Si riportano i principali parametri geotecnici drenati di progetto della Formazione della Scaglia Variegata calcolati con valori residui:

- peso di volume $\gamma = 26$ kN/m³
- angolo di attrito interno $\phi' = 41.08^\circ$
- coesione efficace $c' = 208$ kPa
- modulo elastico $E = 2640.57$ MPa
- coefficiente di Poisson $\nu = 0.3$

6.5 Parametri di calcolo delle Formazioni interessate dallo scavo in galleria

Nella Tabella 6.1 sono inseriti i parametri di caratterizzazione geotecnica delle Formazioni interessate dagli scavi in galleria di riferimento per la progettazione della galleria naturale.

PARAMETRI DI CALCOLO PER LA GALLERIA NATURALE CASTEL SAN FELICE					
FORMAZIONE	γ kN/mc	C' kPa	ϕ	E MPa	ν
SCAGLIA VARIEGATA VALORI DI PICCO	26	317	45.93	4613.62	0.3
SCAGLIA VARIEGATA VALORI RESIDUI	26	208	41.08	2640.57	0.3
SCAGLIA ROSSA VALORI DI PICCO	26	236	42.66	3243.64	0.3
SCAGLIA ROSSA VALORI RESIDUI	26	176	38.68	2305.15	0.3

Tabella 6.1 – Caratterizzazione geotecnica in sede di Progetto Esecutivo di riferimento per la progettazione delle gallerie naturali.

7 ANALISI DEL COMPORTAMENTO DEFORMATIVO ALLO SCAVO (FASE DI DIAGNOSI)

Nella fase di diagnosi, sulla base degli elementi raccolti in fase conoscitiva, si è proceduto a suddividere il tracciato in tratte a comportamento deformativo omogeneo, nell'ambito delle tre categorie di comportamento del metodo ADECO-RS [20] descritte nel seguito.

Le previsioni di comportamento lungo il tracciato della galleria sono illustrate in forma sintetica nel Profilo geomeccanico.

7.1 Classi di comportamento del fronte di scavo

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 ed 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 tensio-deformativo, si sviluppano fenomeni deformativi e plasticizzazioni rilevanti in avanzamento sul fronte, cui conseguono il detensionamento e il decadimento delle caratteristiche meccaniche 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 alle seguenti tre categorie di comportamento [20]:

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.

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 geomeccanica del materiale al fronte, che si allontana progressivamente da un

comportamento di tipo elastico, per passare ad un comportamento di tipo elasto-plastico. I fenomeni deformativi connessi con la redistribuzione delle tensioni risultano più accentuati che nel caso precedente, e producono nell'ammasso al fronte una riduzione delle caratteristiche di resistenza con decadimento verso i parametri plastici residui. La decompressione indotta dallo scavo può essere opportunamente controllata e regimata con adeguati interventi di 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 tensio-deformativo potrà evolvere verso situazioni di instabilità del cavo in via di realizzazione. Il rivestimento definitivo costituirà il margine di sicurezza a lungo termine.

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 un incremento dell'estensione della zona dell'ammasso decompressa in corrispondenza del fronte, dove si sviluppa un progressivo e rapido decadimento delle caratteristiche geomeccaniche del materiale. L'espansione della fascia di materiale decompresso al contorno del cavo deve essere contenuta 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.

7.2 Metodi per la determinazione delle classi di comportamento

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

- - Categoria A – “Fronte stabile”
- - Categoria B – “Fronte stabile a breve termine”
- - Categoria C – “Fronte instabile”.

7.2.1 ANALISI DELLA STABILITA' DEL CAVO

Il metodo delle linee caratteristiche permette di 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, le quali, per effetto dello scavo, dal valore di tensione naturale all'interno dell'ammasso diminuiscono fino ad annullarsi oltre il raggio di azione del fronte di scavo.

È stata adottato il metodo proposto da Amberg-Lombardi [12], in base al quale si sono determinate:

1. **la linea caratteristica del fronte**, che consente di rappresentare il comportamento del cavo in corrispondenza del fronte;

2. la **linea caratteristica della cavità**, che consente di rappresentare il comportamento del cavo in lontananza 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:

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

con

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

Il terreno è considerato omogeneo ed isotropo, con comportamento elasto-plastico con criterio di resistenza alla Mohr-Coulomb e con legge di flusso non associato.

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 lo spostamento radiale del cavo nella sezione in corrispondenza del fronte di scavo (u_f).

Altre due curve ricavate dal metodo e che contribuiscono ad analizzare il comportamento dell'ammasso allo scavo sono:

4. la curva che rappresenta l'andamento del **raggio plastico al fronte** in funzione della pressione interna di contenimento;
5. la curva che esprime l'andamento del **raggio plastico della cavità** in funzione della pressione interna di contenimento.

Nel modello adottato per le linee caratteristiche, i parametri di resistenza del terreno non vengono abbattuti (ovvero si applicano i parametri caratteristici del terreno) in quanto le analisi in oggetto sono mirate alla conoscenza della risposta tensio-deformativa della cavità in assenza di strutture di confinamento.

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;
- 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.

7.2.2 METODI SEMIEMPIRICI DI STABILITÀ DEL FRONTE – CRITERIO DI TAMEZ

Nel caso delle gallerie superficiali il problema della stabilità del fronte viene affrontato ricorrendo ad un metodo all'equilibrio limite che simuli i reali meccanismi di rottura del terreno a seguito di operazioni di scavo.

Il metodo di Tamez [23] consente di valutare le condizioni di stabilità del fronte di scavo adottando un approccio all'equilibrio limite del solido prismatico gravante davanti al fronte, attraverso il calcolo di un fattore di sicurezza globale denominato FSF.

L'espressione del fattore di sicurezza si basa sulla definizione del paraboloide di Protodyakonov che delimita l'area del materiale potenzialmente instabile.

Per semplificare il calcolo, il paraboloide viene schematizzato con un solido composto da tre elementi prismatici, secondo quanto rappresentato nella Figura seguente, del quale se ne valutano le condizioni di equilibrio.

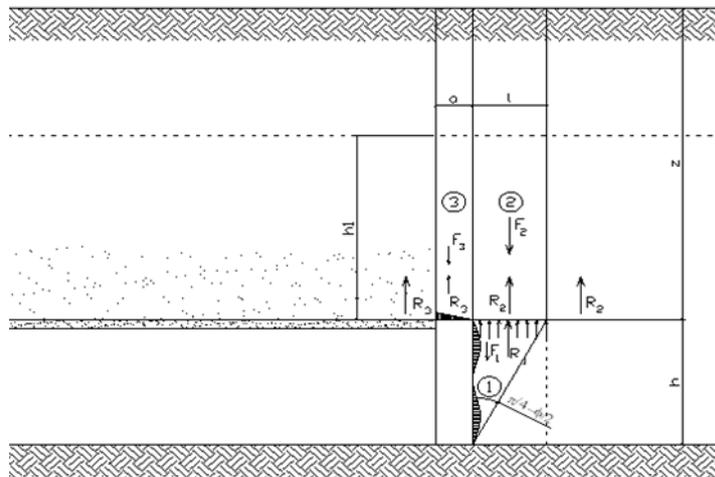


Figura 7.1 -Schema di rottura dei blocchi al fronte di scavo secondo Tamez [23].

Il metodo determina le massime tensioni tangenziali che le facce di ogni prisma possono sopportare senza scorrimenti (forze resistenti) e le forze di massa di ogni prisma (forze agenti).

Il rapporto del momento delle forze resistenti su quello delle forze agenti fornisce un coefficiente di sicurezza, denominato FSF (face security factor), secondo la relazione seguente.

$$FSF = \frac{\left[\frac{2 \cdot (\tau_{m2} - \tau_{m3})}{\left(1 + \frac{a}{l}\right)^2} + 2 \cdot \tau_{m3} \right] \cdot \frac{h_1}{b} + \frac{2 \cdot \tau_{m3}}{\left(1 + \frac{a}{l}\right) \cdot \sqrt{k_a}} \cdot \frac{h_1}{h} + \frac{3,4 \cdot c}{\left(1 + \frac{a}{l}\right)^2 \cdot \sqrt{k_a}}}{\left[1 + \frac{2h}{3z \left(1 + \frac{a}{l}\right)^2} \right] \cdot [\gamma \cdot z - P_i]}$$

Nella relazione precedente, i coefficienti τ_{m2} e τ_{m3} dipendono dalla profondità della galleria; più precisamente, se la galleria è profonda (ovvero per un rapporto tra copertura e diametro di scavo superiore a 3), valgono le seguenti uguaglianze.

$$\tau_{m2} = c + \frac{k_0}{2} \cdot \left\{ w\gamma + (z - h_1 - w) \cdot (\gamma - \gamma_w) + 3,4 \cdot \frac{c}{k_a} - \frac{(\gamma - \gamma_w) \cdot h}{2} \right\}$$

$$\tau_{m3} = c + \{0,25 \cdot [w\gamma + (z - h_1 - w) \cdot (\gamma - \gamma_w) - u]\} \cdot \tan \varphi$$

Nel caso, invece, di galleria superficiale (e quindi per $z/D \leq 3$), τ_{m2} e τ_{m3} vengono calcolati con le relazioni seguenti.

$$\tau_{m2} = c + \frac{k_0}{2} \cdot \left\{ 3,4 \cdot \frac{c}{\sqrt{k_a}} - \frac{(\gamma - \gamma_w) \cdot h}{2} \right\}$$

$$\tau_{m3} = c$$

Per valutare la stabilità è altresì necessario calcolare il fattore di sicurezza del prisma 3 (Figura 1) secondo la formula seguente.

$$FS3 = \frac{2 \cdot \tau_{m3}}{\gamma \cdot z - P_i} \left(\frac{h_1}{b} \right) \cdot \left(1 + \frac{b}{a} \right)$$

Perché sia garantita la stabilità, si deve considerare il minore tra FSF e FS3.

Il calcolo della stabilità del fronte di scavo con il criterio di Tamez è stato eseguito allo SLU secondo la **Combinazione A2+M2+R2**, in cui i parametri di resistenza dell'ammasso sono abbattuti applicando i coefficienti parziali del gruppo M2 ai parametri caratteristici.

La stabilità del fronte di scavo è garantita da un valore del coefficiente di sicurezza = $\min(FSF; FS3) > 1.1$, ovvero utilizzando $\gamma_R = 1.1$ come coefficiente R2 secondo la tabella 6.8.1 del NTC "Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere in materiali sciolti e di fronti di scavo".

7.3 Determinazione delle categorie di comportamento dello scavo

Le categorie di comportamento sono state individuate sulla base dei risultati delle analisi condotte con i metodi descritti nel paragrafo precedente.

Le analisi con il metodo delle linee caratteristiche sono state eseguite per gli otto tratti in cui è stata suddivisa la galleria, in funzione delle differenti formazioni rocciose incontrate, per le diverse classi in cui è stato classificato l'ammasso roccioso e nella sezione di copertura massima.

Le analisi di stabilità del fronte con il criterio di Tamez sono state effettuate con la galleria caratterizzata da zone a bassa copertura.

Tutte le analisi svolte si riferiscono al cavo libero, senza alcun intervento di preconsolidamento, precontenimento e contenimento.

7.3.1 ANALISI CON IL METODO DELLE LINEE CARATTERISTICHE

I risultati ottenuti sono riportati di seguito sotto forma grafica, in cui R_0 è il raggio equivalente di scavo, u_f rappresenta lo spostamento radiale del cavo in corrispondenza del fronte di scavo, $R_{pl,f}$ è il raggio plastico della fascia plasticizzata al fronte.

GALLERIA CASTEL SAN FELICE - FORMAZIONE SCAGLIA ROSSA - SEZIONE TIPO B1 E B1B

Raggio della cavità $R_0 = 6.600$ m
 Pressione isotropa originaria $p_0 = 1.300$ MPa
 Modulo elastico ammasso $E = 3243$ MPa
 Modulo di Poisson ammasso $\nu = 0.300$
 Angolo di attrito interno di picco dell'ammasso $\phi_p = 42.66^\circ$
 Coesione di picco dell'ammasso $c_p = 0.236$ MPa
 Angolo di attrito interno residuo dell'ammasso $\phi_{ir} = 42.66^\circ$
 Coesione residua dell'ammasso $c_{ir} = 0.236$ MPa
 Angolo di dilatazione $\psi_{il} = 7.000^\circ$

Pressione radiale critica $p(R_0) = 0.246$ MPa
 Spostamento per pressione radiale critica $u_p(R_0) = 2.790$ mm
 Spostamento per pressione radiale nulla $u_{int,p=0} = 4.091$ mm
 Rapporto tra R_{pl}/R per P per pressione radiale nulla $R_{pl}/R_{p=0} = 1.173$

Metodo di Panet
 Distanza avanti e dietro il fronte di scavo $x = 1.500$ m
 Coefficiente $a_{panet} = 0.735$
 Coefficiente $b_{panet} = 0.845$
 Fatt. di decifrazione $\lambda(x) = 1 - a_{panet} \cdot (b_{panet} \cdot R / (x + b_{panet} \cdot R))^2$ $\lambda = 0.544$
 Pressione fittizia zona fronte scavo $p_{fict,panet} = 0.593$ MPa
 Spostamento al fronte in corrispondenza di $p_{fict,panet}$ $u_{f,panet} = 1.016$ mm
 R_{pl}/R in corrispondenza di $p_{fict,panet}$ $R_{pl}/R = 1.000$
 Classe di comportamento $u_f/R = 0.015\%$

Metodo della resistenza di 1/2 nucleo
 Resistenza del nucleo di terreno situato davanti al fronte $R(1/2nucleo) = 0.538$ MPa
 Spostamento al fronte in corrispondenza di $R(1/2nucleo)$ $u_{f,R(1/2nucleo)} = 1.095$ mm
 R_{pl}/R in corrispondenza di $R(1/2nucleo)$ $R_{pl}/R = 1.000$
 Classe di comportamento $u_f/R = 0.017\% < 0.3$ TIPO A

p (MPa)	u _{el} (mm)	u _{pl} (mm)	R _{pl} /R	u _{el} (mm) fronte	u _{pl} (mm) fronte
0.000	3.439	4.091	1.173	1.870	2.223
0.033	3.353	3.799	1.141	1.823	2.065
0.065	3.267	3.561	1.112	1.776	1.935
0.098	3.181	3.363	1.087	1.729	1.828
0.130	3.095	3.199	1.064	1.683	1.739
0.163	3.009	3.059	1.044	1.636	1.663
0.195	2.923	2.941	1.026	1.589	1.598
0.228	2.838	2.840	1.009	1.542	1.543
0.260	2.752	2.752	1.000	1.496	1.496
0.293	2.666	2.666	1.000	1.449	1.449
0.325	2.580	2.580	1.000	1.402	1.402
0.358	2.494	2.494	1.000	1.355	1.355
0.390	2.408	2.408	1.000	1.309	1.309
0.423	2.322	2.322	1.000	1.262	1.262
0.455	2.236	2.236	1.000	1.215	1.215
0.488	2.150	2.150	1.000	1.168	1.168
0.520	2.064	2.064	1.000	1.122	1.122
0.553	1.978	1.978	1.000	1.075	1.075
0.585	1.892	1.892	1.000	1.028	1.028
0.618	1.806	1.806	1.000	0.981	0.981
0.650	1.720	1.720	1.000	0.935	0.935
0.683	1.634	1.634	1.000	0.889	0.889
0.715	1.548	1.548	1.000	0.841	0.841
0.748	1.462	1.462	1.000	0.795	0.795
0.780	1.376	1.376	1.000	0.748	0.748
0.813	1.290	1.290	1.000	0.701	0.701
0.845	1.204	1.204	1.000	0.654	0.654
0.878	1.118	1.118	1.000	0.608	0.608
0.910	1.032	1.032	1.000	0.561	0.561
0.942	0.946	0.946	1.000	0.514	0.514
0.975	0.860	0.860	1.000	0.467	0.467
1.008	0.774	0.774	1.000	0.421	0.421
1.040	0.688	0.688	1.000	0.374	0.374
1.073	0.602	0.602	1.000	0.327	0.327
1.105	0.516	0.516	1.000	0.280	0.280
1.138	0.430	0.430	1.000	0.234	0.234
1.170	0.344	0.344	1.000	0.187	0.187
1.203	0.258	0.258	1.000	0.140	0.140
1.235	0.172	0.172	1.000	0.093	0.093
1.268	0.086	0.086	1.000	0.047	0.047
1.300	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000

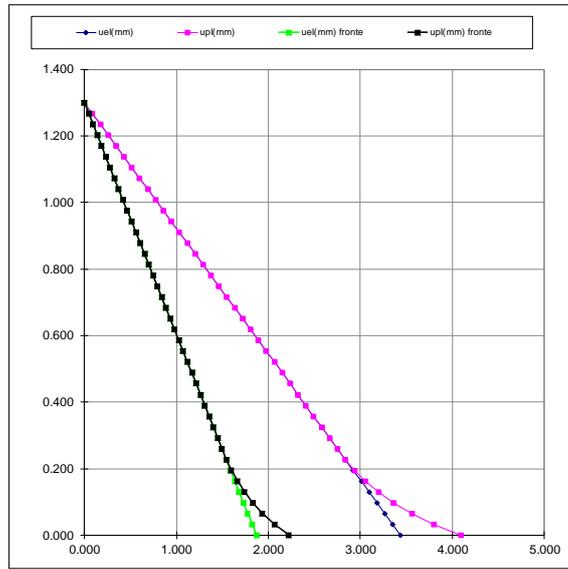


Figura 7.2 - Sezione di studio 1 – Formazione Scaglia Rossa – Valori di picco

GALLERIA CASTEL SAN FELICE - FORMAZIONE SCAGLIA ROSSA ALTERATA - SEZIONE TIPO B2 E B2B

Raggio della cavità R= 6.600 m
Pressione isotropa originaria p0= 1.300 MPa
Modulo elastico ammasso E= 2305 MPa
Modulo di Poisson ammasso nu= 0.300
Angolo di attrito interno di picco dell'ammasso ip= 38.68 °
Coesione di picco dell'ammasso cp= 0.176 MPa
Angolo di attrito interno residuo dell'ammasso fir= 38.68 °
Coesione residua dell'ammasso cr= 0.176 MPa
Angolo di dilatazione psi= 7.000 °
Pressione radiale critica p(Rpl)= 0.350 MPa
Spostamento per pressione radiale critica u_p(Rpl)= 3.536 mm
Spostamento per pressione radiale nulla uinf_p=0= 7.181 mm
Rapporto tra Rplinf/R per P per pressione radiale nulla Rplinf/R_p=0= 1.331

Metodo di Panet
Distanza avanti e dietro il fronte di scavo x= 1.000 m
Coefficiente a_panet a_panet= 0.735
Coefficiente b_panet b_panet= 0.845
Fatt. di decorfin. lambda(x)= 1-a_panet*(b_panet*R/(x+b_panet*R))^2
Pressione fittizia zona fronte scavo p_fict_panet= 0.887 MPa
Spostamento al fronte in corrispondenza di p_fict_panet uf_p_fict_panet= 1.076 mm
Rpl/R in corrispondenza di p_fict_panet Rpl/R= 1.000
Classe di comportamento uf/R= 0.016 %
Metodo della resistenza di 1/2 nucleo
Resistenza del nucleo di terreno situato davanti al fronte R (1/2nucleo)= 0.366 MPa
Spostamento al fronte in corrispondenza di R (1/2nucleo) uf_R1/2nucleo= 1.639 mm
Rpl/R in corrispondenza di R (1/2nucleo) Rpl/R= 1.000
Classe di comportamento uf/R= 0.025 % < 0.3 TIPO A

p (MPa)	uel(mm)	upl(mm)	Rpl/R	uel(mm) fronte	upl(mm) fronte
0.000	4.839	7.181	1.331	2.282	3.386
0.033	4.716	6.432	1.277	2.225	3.033
0.065	4.597	5.842	1.231	2.168	2.755
0.098	4.478	5.366	1.192	2.111	2.530
0.130	4.355	4.976	1.158	2.054	2.346
0.163	4.234	4.652	1.127	1.996	2.193
0.195	4.113	4.379	1.100	1.939	2.065
0.228	3.992	4.148	1.075	1.882	1.956
0.260	3.871	3.950	1.053	1.825	1.863
0.293	3.750	3.781	1.033	1.768	1.783
0.325	3.629	3.635	1.014	1.711	1.714
0.358	3.508	3.508	1.000	1.654	1.654
0.390	3.387	3.387	1.000	1.597	1.597
0.423	3.266	3.266	1.000	1.540	1.540
0.455	3.145	3.145	1.000	1.483	1.483
0.488	3.024	3.024	1.000	1.426	1.426
0.520	2.903	2.903	1.000	1.369	1.369
0.553	2.782	2.782	1.000	1.312	1.312
0.585	2.661	2.661	1.000	1.255	1.255
0.618	2.540	2.540	1.000	1.198	1.198
0.650	2.420	2.420	1.000	1.141	1.141
0.683	2.299	2.299	1.000	1.084	1.084
0.715	2.178	2.178	1.000	1.027	1.027
0.748	2.057	2.057	1.000	0.970	0.970
0.780	1.936	1.936	1.000	0.913	0.913
0.813	1.815	1.815	1.000	0.856	0.856
0.845	1.694	1.694	1.000	0.799	0.799
0.878	1.573	1.573	1.000	0.742	0.742
0.910	1.452	1.452	1.000	0.685	0.685
0.942	1.331	1.331	1.000	0.627	0.627
0.975	1.210	1.210	1.000	0.570	0.570
1.008	1.089	1.089	1.000	0.513	0.513
1.040	0.968	0.968	1.000	0.456	0.456
1.073	0.847	0.847	1.000	0.399	0.399
1.105	0.726	0.726	1.000	0.342	0.342
1.138	0.605	0.605	1.000	0.285	0.285
1.170	0.484	0.484	1.000	0.228	0.228
1.203	0.363	0.363	1.000	0.171	0.171
1.235	0.242	0.242	1.000	0.114	0.114
1.268	0.121	0.121	1.000	0.057	0.057
1.300	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000

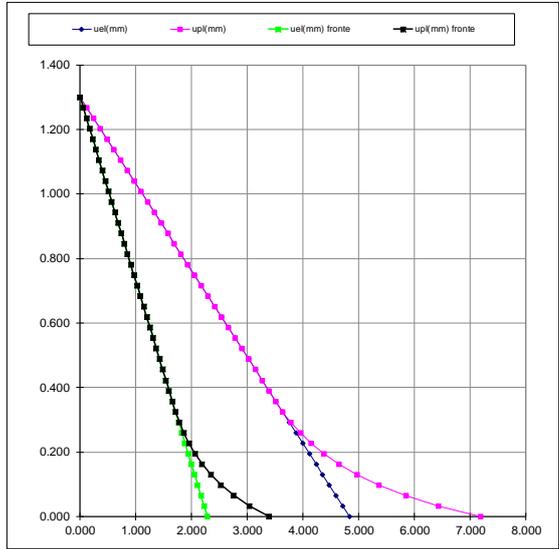


Figura 7.3 - Sezione di studio 2 – Formazione Scaglia Rossa – Valori residui

GALLERIA CASTEL SAN FELICE - FORMAZIONE SCAGLIA VARIEGATA - SEZIONE TIPO B1 E B1B

Raggio della cavità R= 6.600 m
Pressione isotropa originaria p0= 1.300 MPa
Modulo elastico ammasso E= 4613 MPa
Modulo di Poisson ammasso nu= 0.300
Angolo di attrito interno di picco dell'ammasso ip= 45.93 °
Coesione di picco dell'ammasso cp= 0.317 MPa
Angolo di attrito interno residuo dell'ammasso fir= 45.93 °
Coesione residua dell'ammasso cr= 0.317 MPa
Angolo di dilatazione psi= 7.000 °
Pressione radiale critica p(Rpl)= 0.145 MPa
Spostamento per pressione radiale critica u_p(Rpl)= 2.147 mm
Spostamento per pressione radiale nulla uinf_p=0= 2.550 mm
Rapporto tra Rplinf/R per P per pressione radiale nulla Rplinf/R_p=0= 1.079

Metodo di Panet
Distanza avanti e dietro il fronte di scavo x= 1.500 m
Coefficiente a_panet a_panet= 0.735
Coefficiente b_panet b_panet= 0.845
Fatt. di decorfin. lambda(x)= 1-a_panet*(b_panet*R/(x+b_panet*R))^2
Pressione fittizia zona fronte scavo p_fict_panet= 0.544 MPa
Spostamento al fronte in corrispondenza di p_fict_panet uf_p_fict_panet= 0.593 MPa
Rpl/R in corrispondenza di p_fict_panet Rpl/R= 1.000
Classe di comportamento uf/R= 0.011 %
Metodo della resistenza di 1/2 nucleo
Resistenza del nucleo di terreno situato davanti al fronte R (1/2nucleo)= 0.783 MPa
Spostamento al fronte in corrispondenza di R (1/2nucleo) uf_R1/2nucleo= 0.522 mm
Rpl/R in corrispondenza di R (1/2nucleo) Rpl/R= 1.000
Classe di comportamento uf/R= 0.008 % < 0.3 TIPO A

p (MPa)	uel(mm)	upl(mm)	Rpl/R	uel(mm) fronte	upl(mm) fronte
0.000	2.418	2.550	1.079	1.314	1.386
0.033	2.368	2.431	1.058	1.281	1.321
0.065	2.287	2.332	1.039	1.249	1.267
0.098	2.237	2.248	1.022	1.216	1.222
0.130	2.176	2.177	1.007	1.183	1.183
0.163	2.116	2.116	1.000	1.150	1.150
0.195	2.055	2.055	1.000	1.117	1.117
0.228	1.995	1.995	1.000	1.084	1.084
0.260	1.934	1.934	1.000	1.051	1.051
0.293	1.874	1.874	1.000	1.019	1.019
0.325	1.813	1.813	1.000	0.986	0.986
0.358	1.753	1.753	1.000	0.953	0.953
0.390	1.693	1.693	1.000	0.920	0.920
0.423	1.632	1.632	1.000	0.887	0.887
0.455	1.572	1.572	1.000	0.854	0.854
0.488	1.511	1.511	1.000	0.821	0.821
0.520	1.451	1.451	1.000	0.789	0.789
0.553	1.390	1.390	1.000	0.756	0.756
0.585	1.330	1.330	1.000	0.723	0.723
0.618	1.269	1.269	1.000	0.690	0.690
0.650	1.209	1.209	1.000	0.657	0.657
0.683	1.149	1.149	1.000	0.624	0.624
0.715	1.088	1.088	1.000	0.591	0.591
0.748	1.029	1.028	1.000	0.559	0.559
0.780	0.967	0.967	1.000	0.526	0.526
0.813	0.907	0.907	1.000	0.493	0.493
0.845	0.846	0.846	1.000	0.460	0.460
0.878	0.786	0.786	1.000	0.427	0.427
0.910	0.725	0.725	1.000	0.394	0.394
0.942	0.665	0.665	1.000	0.361	0.361
0.975	0.604	0.604	1.000	0.329	0.329
1.008	0.544	0.544	1.000	0.296	0.296
1.040	0.484	0.484	1.000	0.263	0.263
1.073	0.423	0.423	1.000	0.230	0.230
1.105	0.363	0.363	1.000	0.197	0.197
1.138	0.302	0.302	1.000	0.164	0.164
1.170	0.242	0.242	1.000	0.131	0.131
1.203	0.181	0.181	1.000	0.099	0.099
1.235	0.121	0.121	1.000	0.066	0.066
1.268	0.060	0.060	1.000	0.033	0.033
1.300	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000

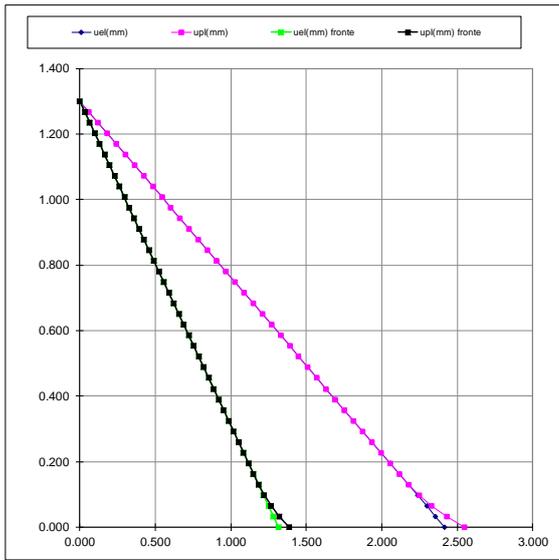


Figura 7.4 - Sezione di studio 3 – Formazione Scaglia Variegata – Valori di picco

GALLERIA CASTEL SAN FELICE - FORMAZIONE SCAGLIA VARIEGATA ALTERATA - SEZIONE TIPO B2 E B2B

Raggio della cavità R= **6.600 m**
 Pressione isotropa originaria p0= **1.300 MPa**
 Modulo elastico ammasso E= **2640 MPa**
 Modulo di Poisson ammasso nu= **0.300**
 Angolo di attrito interno di picco dell'ammasso phi_p= **41.08 °**
 Coesione di picco dell'ammasso cp= **0.208 MPa**
 Angolo di attrito interno residuo dell'ammasso phi_r= **41.08 °**
 Coesione residua dell'ammasso cr= **0.208 MPa**
 Angolo di dilatazione psi= **7.000 °**
 Pressione radiale critica p(Rp)= **0.289 MPa**
 Spostamento per pressione radiale critica u_p(Rp)= **3.286 mm**
 Spostamento per pressione radiale nulla uinf_p=0= **5.441 mm**
 Rapporto tra Rp/inf/R per P per pressione radiale nulla Rp/inf/R_p=0= **1.230**

Metodo di Panet
 Distanza avanti e dietro il fronte di scavo x= **1.000 m**
 Coefficiente a_panet a_panet= **0.735**
 Coefficiente b_panet b_panet= **0.845**
 Fatt. di deconfini lambda(x) = 1-a_panet*(b_panet*R / (x + b_panet*R))^2 lambda(x)= **0.472**
 Pressione fittizia zona fronte scavo p_fict_panet= **0.687 MPa**
 Spostamento al fronte in corrispondenza di p_fict_panet u_f_p_fict_panet= **0.939 mm**
 Rp/inf/R in corrispondenza di p_fict_panet Rp/inf/R= **1.000**
 Classe di comportamento u_f/R= **0.014 %**

Metodo della resistenza di 1/2 nucleo
 Resistenza del nucleo di terreno situato davanti al fronte R (1/2nucleo)= **0.457 MPa**
 Spostamento al fronte in corrispondenza di R (1/2nucleo) u_f,R(1/2nucleo)= **1.291 mm**
 Rp/inf/R in corrispondenza di R (1/2nucleo) Rp/inf/R= **1.000**
 Classe di comportamento u_f/R= **0.020 % < 0.3 TIPO A**

p (MPa)	uel(mm)	upl(mm)	Rp/R	uel(mm) fronte	upl(mm) fronte
0.000	4.225	5.441	1.230	1.992	2.566
0.033	4.112	4.982	1.190	1.942	2.340
0.065	4.014	4.613	1.155	1.893	2.175
0.098	3.908	4.310	1.125	1.843	2.032
0.130	3.803	4.059	1.098	1.793	1.914
0.163	3.697	3.848	1.074	1.743	1.814
0.195	3.591	3.669	1.053	1.693	1.730
0.228	3.486	3.517	1.033	1.644	1.658
0.260	3.380	3.387	1.015	1.594	1.597
0.293	3.274	3.274	1.000	1.544	1.544
0.325	3.169	3.169	1.000	1.494	1.494
0.358	3.063	3.063	1.000	1.444	1.444
0.390	2.958	2.958	1.000	1.395	1.395
0.423	2.852	2.852	1.000	1.345	1.345
0.455	2.746	2.746	1.000	1.295	1.295
0.488	2.641	2.641	1.000	1.245	1.245
0.520	2.535	2.535	1.000	1.195	1.195
0.553	2.429	2.429	1.000	1.145	1.145
0.585	2.324	2.324	1.000	1.096	1.096
0.618	2.218	2.218	1.000	1.046	1.046
0.650	2.113	2.113	1.000	0.996	0.996
0.683	2.007	2.007	1.000	0.946	0.946
0.715	1.901	1.901	1.000	0.896	0.896
0.748	1.796	1.796	1.000	0.847	0.847
0.780	1.690	1.690	1.000	0.797	0.797
0.813	1.584	1.584	1.000	0.747	0.747
0.845	1.479	1.479	1.000	0.697	0.697
0.878	1.373	1.373	1.000	0.647	0.647
0.910	1.268	1.268	1.000	0.598	0.598
0.942	1.162	1.162	1.000	0.548	0.548
1.138	0.528	0.528	1.000	0.249	0.249
1.170	0.423	0.423	1.000	0.199	0.199
1.203	0.317	0.317	1.000	0.149	0.149
1.235	0.211	0.211	1.000	0.100	0.100
1.268	0.106	0.106	1.000	0.050	0.050
1.300	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000

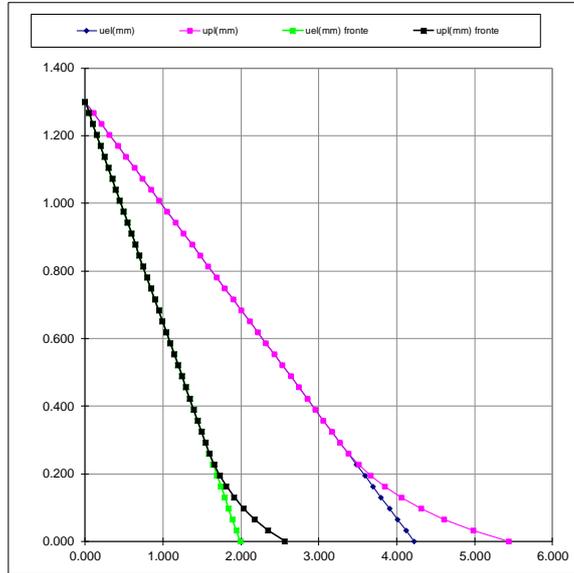


Figura 7.5 - Sezione di studio 4 – Formazione Scaglia Variegata – Valori residui

7.3.2 COMMENTI SUL COMPORTAMENTO DEL CAVO E DEL FRONTE DI SCAVO

Per le Formazioni della Scaglia Rossa e della Scaglia Variegata le analisi effettuate per le sezioni di scavo mostrano un comportamento di una Categoria A ovvero con cavo e fronte stabile.

Per entrambe le Formazioni nei tratti di galleria in corrispondenza delle faglie o nei tratti a cavallo delle faglie, anche se lo studio dell'ammasso mostra un comportamento con categoria di scavo stabile, tuttavia, dato che lo scavo intercetterà un ammasso intensamente fratturato ed alterato, al fine di evitare il detensionamento del fronte di scavo e conseguentemente eccessivi fenomeni di decompressione del cavo, si classifica tale sezione con un comportamento assimilabile alla categoria B e si prevedono quindi interventi di consolidamento sul fronte di scavo.

7.3.3 DIMENSIONAMENTO DEGLI INTERVENTI DI STABILIZZAZIONE DEL FRONTE CON IL CRITERIO DI TAMEZ.

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 forza di taglio limite dell'elemento è pari a:

- $T_N = 0,5 \times B \times L_o \times p_1$ dove:
- B = diametro di perforazione (0.11 m);

- $L_0 = (4 \times E_{vtr} \times I / E_t)^{0,25}$ lunghezza libera d'inflessione:
- p_1 = pressione limite di rottura del terreno (1500 kPa da valori sperimentali).

La resistenza alla rottura per trazione risulta:

- $T_t = A_{vtr} \times \sigma_y$ dove:
- A_{vtr} = area dell'elemento strutturale:
- σ_y = tensione di calcolo dell'elemento strutturale allo SLU pari a 500 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 sulle rocce alterate con un valore caratteristico di N_{spt} di 20 e ottenendo un cautelativo valore di aderenza pari a 0.15 MPa.
- L = lunghezza di trasferimento pari a 9.0 m.

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 fbd della miscela per $R_{ck} = 15$ MPa:
- D = diametro del tubo in vtr (0.06m):
- L = lunghezza di trasferimento pari a 9.0 m.

La pressione di contenimento equivalente esercitata dagli "N" elementi strutturali sul fronte di scavo risulta:

$$p_c = \frac{\min T_t, T_{c1,2}}{\text{Area influenza}}$$

Sono di seguito presentate le verifiche dei fronti di scavo della sezione di studio per il tratto sette in corrispondenza della faglia centrale di passaggio tra le formazioni della Scaglia Rossa e della Scaglia Variegata:

- Sezione tipo B2b nella Formazione Scaglia Rossa con ricoprimento di terreno in calotta pari a 20 m in presenza di 39 elementi strutturali in VTR di 18.0 m di lunghezza e campo utile di scavo di 9.0 m.

In condizioni drenate e nella Combinazione A2+M2+R2, gli interventi di stabilizzazione dei fronti con elementi strutturali in VTR di 18.0 m di lunghezza, con una lunghezza di trasferimento di 9.0 m e campo utile di scavo di 9.0 m presentano le seguenti pressioni di contenimento:

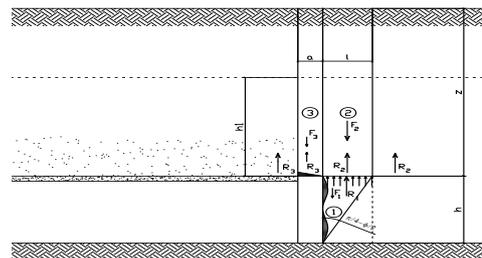
GALLERIA CASTEL SAN FELICE											
SEZIONE TIPO	FORMAZIONE	ALTEZZA (m)	LARGHEZZA (m)	COPERTURA (m)	N. VTR	RICOPRIMENTO (m)	γ kN/mc	C kPa	ϕ	PRESSIONE (kPa)	F.S.
TIPO B2B	SCAGLIA ROSSA	9.9	13.70	20.00	39	9.00	26	87.2	36.21	118.05	2.95

TITOLO: **GALLERIA CASTEL SAN FELICE**
TITOLO1: **FORMAZIONE SCAGLIA ROSSA - RICOPRIMENTO 20,0 M**
SEZIONE TIPO B2b-39 VTR DI CONSOLIDAMENTO AL FRONTE
CAMPO DI SCAVO 9 M

DATI:	NOM. VAR.	u.m.	VAL.
Diametro del tubo in vtr	D	m	0.06
Diametro della perforazione	B	m	0.11
Area del tubo in vtr	A	m ²	1.57E-03
Momento d'inerzia della sezione del tubo in vtr	J	m ⁴	5.2000E-07
Modulo di elasticità del tubo in vtr	E	kPa	30000000
Tensione di snervamento del tubo in vtr	S _y	kPa	500000
Modulo di deformabilità del terreno	E _t	kPa	1152000
Pressione limite di rottura del terreno	P _t	kPa	1.50E+03
Aderenza guaina-terreno	τ _{c1}	kPa	150
Aderenza vtr-guaina	τ _{c2}	kPa	1690
Area di scavo	A _s	m ²	137.00
Numero di vtr al fronte	N _v		39
Area d'influenza del consolidamento	A _i	m ²	3.51
Lunghezza di trasferimento	L	m	8.00
Lunghezza d'inflessione:			
$L_0=(4EJ/E_t)^{0.25}$	L ₀	m ⁴	0.09
Reazione limite di taglio:			
$T_0=0.5 \times B \times L_0 \times p_t$	T ₀	kN	7.08
Reazione limite di trazione:			
$T_t=A \times S_y$	T _t	kN	785.00
Reazione allo sfilamento guaina terreno:			
$T_{c1}=\pi \times B \times \tau_{c1} \times L$	T _{c1}	kN	414.69
Reazione allo sfilamento vtr-guaina:			
$T_{c2}=\pi \times D \times \tau_{c2} \times L$	T _{c2}	kN	2548.46
Incremento di pressione equivalente:	D _e	kPa	2.01
Pressione equivalente di contenimento:	p	kPa	118.05

GEOMETRIA:	NOM. VAR.	u.m.	VAL.
Larghezza dello scavo	b	m	13.70
Altezza dello scavo	h	m	9.90
Copertura di terreno sulla calotta	z	m	20.00
Distanza tra il fronte di scavo ed il sostegno	a	m	1.00
Profondità della falda dal piano campagna	w	m	13.00
Diametro equivalente	D	m	13.21

PARAMETRI GEOMECCANICI:			
Peso specifico del terreno	γ	kN/m ³	26.00
Peso specifico dell'acqua	γ _w	kN/m ³	10.00
Coesione drenata del terreno da scavare	c ₁	kPa	87.20
Coesione drenata del terreno da scavare con vtr	c ₁	kPa	89.21
Coesione drenata del terreno sopra la calotta	c ₂	kPa	87.20
Angolo d'attrito del terreno	φ	°	36.24
Pressione di sostegno al fronte	p	kPa	118.05
Coefficiente di spinta attiva	k _a =α _v /α _{v0}	k _a	0.256
Coefficiente di spinta a riposo	k ₀ =α _{v0} /α _v	k ₀	0.408
Pressione interstiziale	u	kPa	0.00



Altezza del prisma di carico sulla calotta della galleria:
(secondo Protodyakonov)

Tunnel profondi	per z/D >= 3				
	z/D =	1.51	=====	h1	m
Tunnel superficiali	per z/D < 3			TUNNEL SUPERFICIALE	
Profondità del cono frontale	l=h x tan(π/4-φ/2)			l	m
				5.02	

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

Tunnel profondi

$$\tau_{m2} = c_2 + \frac{k_0}{2} \left[w \cdot \gamma + (z - h_1 - w) \cdot (\gamma - \gamma_w) + \frac{3.4 \cdot c_1}{\sqrt{k_a}} \cdot \frac{(\gamma - \gamma_w) \cdot h}{2} \right]$$

$$\tau_{m3} = c_2 + \left[0.25 \cdot [w \cdot \gamma + (z - h_1 - w) \cdot (\gamma - \gamma_w)] - u \right] \cdot \tan \phi$$

Tunnel superficiali

$$\tau_{m2} = c_2 + \frac{k_0}{2} \left[\frac{3.4 \cdot c_1}{\sqrt{k_a}} \cdot \frac{(\gamma - \gamma_w) \cdot h}{2} \right]$$

$$\tau_{m3} = c_2$$

Nei caso in oggetto:			
	τ_{m2}	kPa	193.34
	τ_{m3}	kPa	87.20

Fattore di sicurezza rispetto al collasso del fronte scavo:

$$FSF = \frac{\left[\frac{2 \cdot (\tau_{m2} - \tau_{m3})}{\left(1 + \frac{a}{l}\right)} + 2 \cdot \tau_{m3} \right] \cdot \frac{h}{b} + \frac{2 \cdot \tau_{m3}}{\left(1 + \frac{a}{l}\right) \cdot \sqrt{k_a}} \cdot \frac{h}{h} + \frac{3.4 \cdot c_2}{\left(1 + \frac{a}{l}\right) \cdot \sqrt{k_a}}}{\left[1 + \frac{2 \cdot h}{3 \cdot z \cdot \left(1 + \frac{a}{l}\right)} \right] \cdot [\gamma \cdot z - p]} = \mathbf{2.95}$$

$$FS3 = \frac{2 \cdot \tau_{m3}}{\gamma \cdot z - p} \left(\frac{h_1}{b} \right) \left(1 + \frac{b}{a} \right) = \mathbf{9.31}$$

Figura 7.6 – Stabilità dei fronti per le sezioni tipo B2b in corrispondenza della falda centrale

8 DEFINIZIONE DELLE SEZIONI DI AVANZAMENTO (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). Sono descritte le sezioni tipo di avanzamento e la successione delle fasi esecutive ed i campi di applicazione.

8.1 Sezione di scavo tipo B1 nelle Formazioni della Scaglia Rossa e nella Scaglia Variegata

La sezione B1 viene applicata nella Formazioni della Scaglia Rossa e nella Scaglia Variegata.

La sezione è caratterizzata dai seguenti interventi:

- in presenza d'acqua saranno eseguiti n.4 drenaggi con tubi in PVC microfessurati rivestiti da TNT diametro 760 mm, lunghi 27.0 m e sovrapposizione 9.0 m;
- scavo per campi di lunghezza complessiva pari a 9.0 m e sfondi successivi di lunghezza variabile 1.25÷1.75 m, seguito dalla immediata posa in opera del rivestimento di prima fase costituito da spritz-beton fibrorinforzato, armato con fibre metalliche (30 Kg/mc) o plastiche (4 Kg/mc) di spessore pari a 25 cm (5 cm prespritz + 20 cm) e centine 2IPN 180 a passo variabile 1.25÷1.75 m. Sul fronte sarà eseguito uno strato di spritz-beton di spessore pari a 10 cm alla fine di ogni campo di avanzamento;
- posa dell'impermeabilizzazione costituita da tessuto non tessuto e manto in PVC in corrispondenza delle murette, getto delle stesse e dell'arco rovescio in cemento armato di spessore 80 cm ad una distanza massima dal fronte variabile da 3 a 5 diametri. In funzione della risposta deformativa del cavo evidenziata dal monitoraggio in corso d'opera potranno essere adottate misure più o meno restrittive.
- posa in opera dell'impermeabilizzazione costituita da tessuto non tessuto e manto in PVC e getto del rivestimento definitivo di spessore in calotta di 60 cm e a una distanza massima dal fronte non vincolata ma minore di 100 m. Anche tale limite potrà variare in rapporto alle risultanze del monitoraggio in corso d'opera.

8.1.1 VARIABILITÀ DEGLI INTERVENTI

In ragione della peculiarità della sezione tipo B1, si prevede la variabilità per gli interventi di sostegno previsti, in particolare si ha la variabilità del passo delle centine ed eventualmente del numero di dreni (+2).

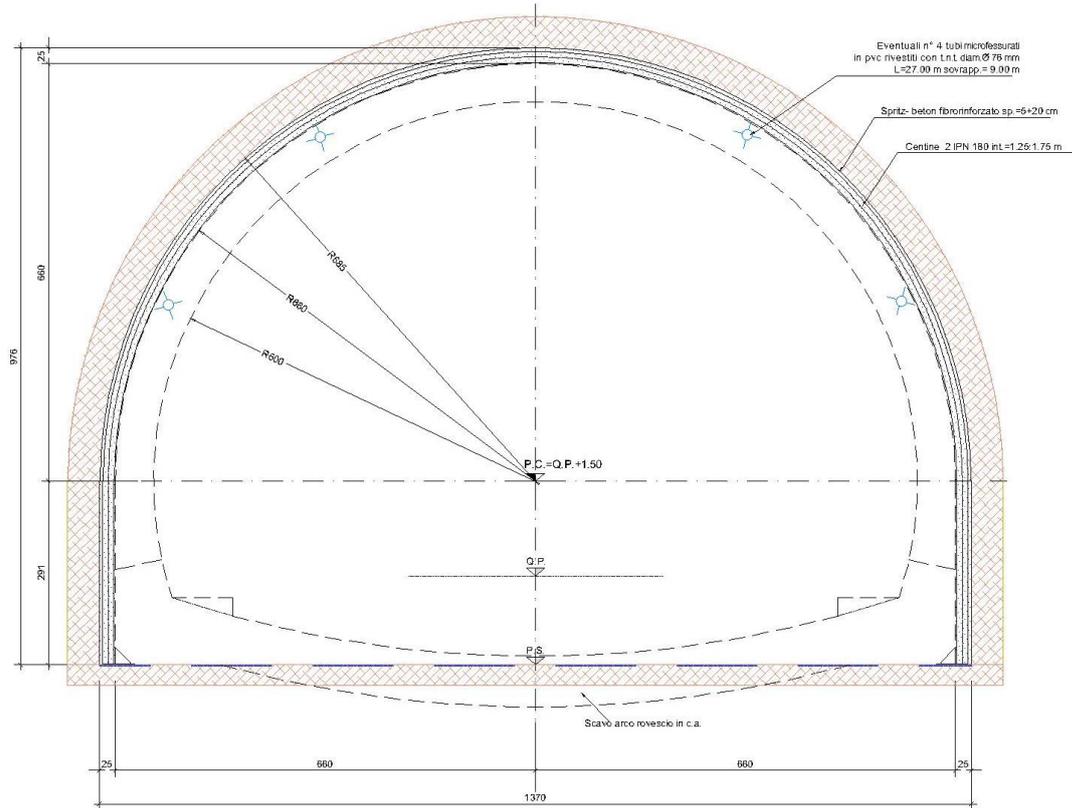


Figura 8.1 – Sezione tipo B1 – Interventi – Sezione trasversale

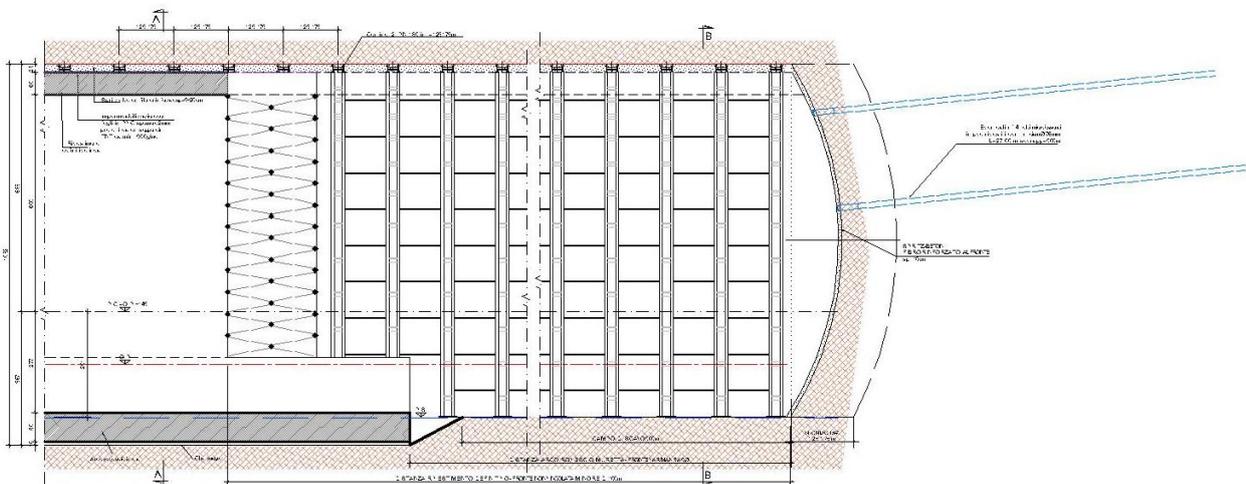


Figura 8.2 – Sezione tipo B1 – Interventi – Sezione longitudinale

8.2 Sezione di scavo tipo B1b nelle Formazioni della Scaglia Variegata nel tratto tra le due faglie

La sezione B1b viene applicata nella Formazione della Scaglia Variegata nel tratto tra le due faglie.

La sezione è caratterizzata dai seguenti interventi:

- in presenza d'acqua saranno eseguiti n.4 drenaggi con tubi in PVC microfessurati rivestiti da TNT diametro 760 mm, lunghi 27.0 m e sovrapposizione 9.0 m;
- preconsolidamento del fronte di scavo con n. 39 ± 10 tubi in VTR Φ 60/40, cementati in foro con miscele cementizie, perforazione maggiore di 100 mm, lunghezza 18.00 m, sovrapposizione 9.00 m e campo utile 9.0 m;
- scavo per campi di lunghezza complessiva pari a 9.0 m e sfondi successivi di lunghezza variabile 0.80÷1.20 m, seguito dalla immediata posa in opera del rivestimento di prima fase costituito da spritz-beton fibrorinforzato, armato con fibre metalliche (30 Kg/mc) o plastiche (4 Kg/mc) di spessore pari a 25 cm (5 cm prespritz + 20 cm) e centine 2IPN 180 a passo variabile 0.80÷1.20 m. Sul fronte sarà eseguito uno strato di spritz-beton di spessore pari a 10 cm alla fine di ogni campo di avanzamento;
- posa dell'impermeabilizzazione costituita da tessuto non tessuto e manto in PVC in corrispondenza delle murette, getto delle stesse e dell'arco rovescio in cemento armato di spessore 80 cm ad una distanza massima dal fronte variabile da 3 a 5 diametri. In funzione della risposta deformativa del cavo evidenziata dal monitoraggio in corso d'opera potranno essere adottate misure più o meno restrittive.
- posa in opera dell'impermeabilizzazione costituita da tessuto non tessuto e manto in PVC e getto del rivestimento definitivo di spessore in calotta di 60 cm e a una distanza massima dal fronte variabile da 5 a 7 diametri. Anche tale limite potrà variare in rapporto alle risultanze del monitoraggio in corso d'opera.

8.2.1 VARIABILITÀ DEGLI INTERVENTI

In ragione della peculiarità della sezione tipo B1b, si prevede la variabilità per gli interventi di preconsolidamento e sostegno previsti, in particolare si ha la variabilità del passo delle centine, del numero di barre in VTR (± 10) ed eventualmente del numero di dreni (+2).

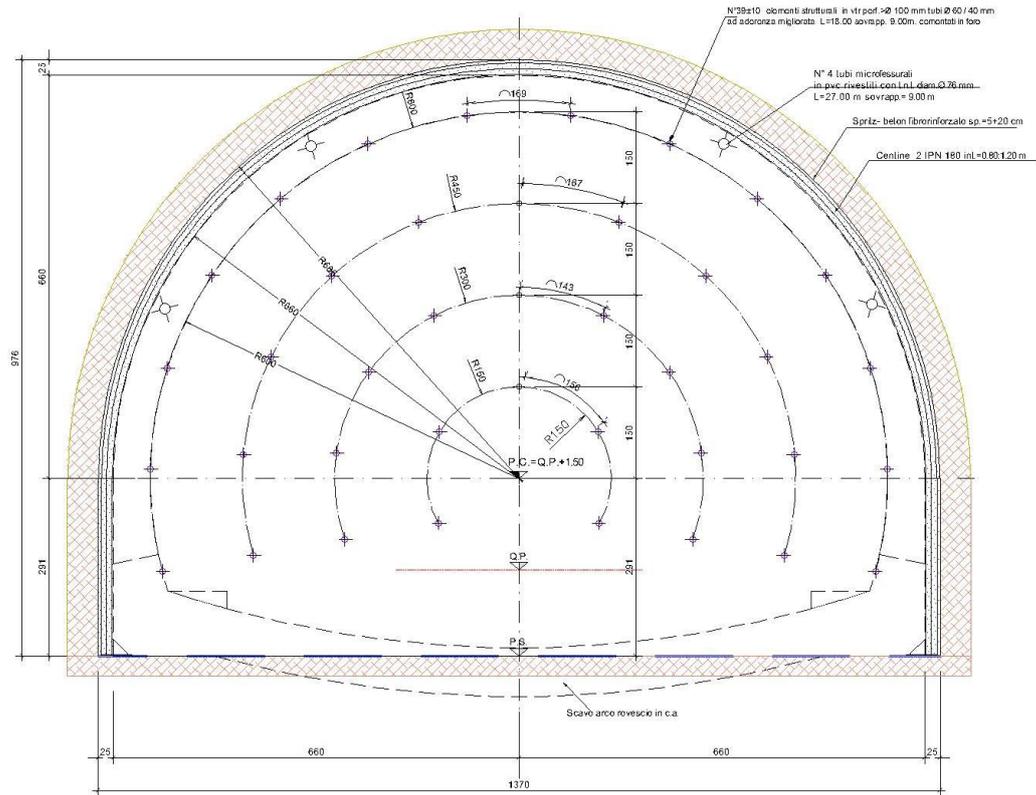


Figura 8.3 – Sezione tipo B1b – Interventi – Sezione trasversale

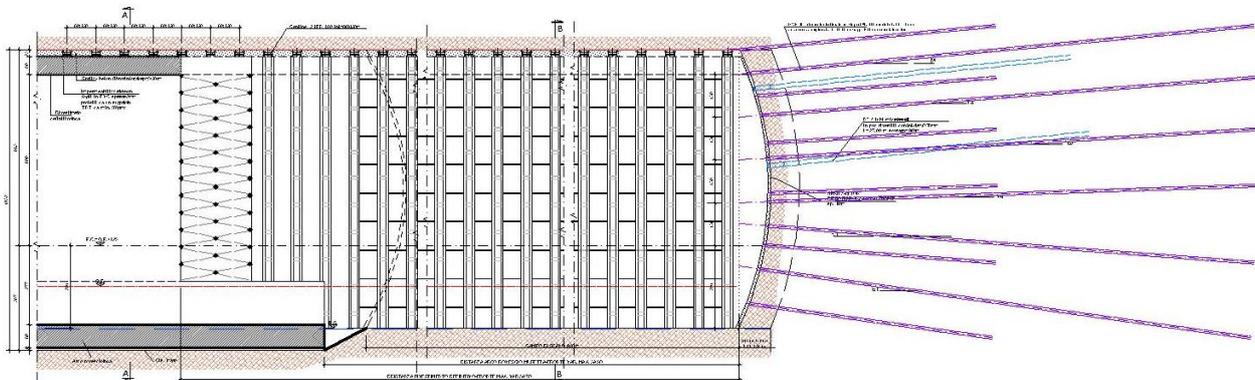


Figura 8.4 – Sezione tipo B1b – Interventi – Sezione longitudinale

8.3 Sezione di scavo tipo B2 nelle Formazioni della Scaglia Rossa e nella Scaglia Variegata come concio d'attacco agli Imbocchi

La sezione B2 viene applicata nella Formazione della Scaglia Rossa e della Scaglia Variegata in corrispondenza del concio d'attacco degli Imbocchi.

La sezione è caratterizzata dai seguenti interventi:

- in presenza d'acqua saranno eseguiti n.4 drenaggi con tubi in PVC microfessurati rivestiti da TNT diametro 760 mm, lunghi 27.0 m e sovrapposizione 9.0 m;
- preconsolidamento al contorno delle centine mediante n. 37 infilaggi con tubi metallici in Acciaio S355, del diametro di 114.3 mm e spessore 10.0 mm, iniettati con miscele cementizie, perforazione Φ 140 mm, di lunghezza 15.00 m, 6.00 m di lunghezza di sovrapposizione, campo utile 9.0 m;
- scavo per campi di lunghezza complessiva pari a 9.0 m e sfondi successivi di lunghezza variabile 0.80÷1.20 m, seguito dalla immediata posa in opera del rivestimento di prima fase costituito da spritz-beton fibrorinforzato, armato con fibre metalliche (30 Kg/mc) o plastiche (4 Kg/mc) di spessore pari a 25 cm (5 cm prespritz + 20 cm) e centine 2IPN 180 a passo variabile 0.80÷1.20 m. Sul fronte sarà eseguito uno strato di spritz-beton di spessore pari a 10 cm alla fine di ogni campo di avanzamento;
- posa dell'impermeabilizzazione costituita da tessuto non tessuto e manto in PVC in corrispondenza delle murette, getto delle stesse e dell'arco rovescio in cemento armato di spessore 90 cm ad una distanza massima dal fronte variabile da 2 a 4 diametri. In funzione della risposta deformativa del cavo evidenziata dal monitoraggio in corso d'opera potranno essere adottate misure più o meno restrittive.
- posa in opera dell'impermeabilizzazione costituita da tessuto non tessuto e manto in PVC e getto del rivestimento definitivo di spessore variabile da 50 a 110 cm in calotta e a una distanza massima dal fronte variabile da 5 a 7 diametri. Anche tale limite potrà variare in rapporto alle risultanze del monitoraggio in corso d'opera.

8.3.1 VARIABILITÀ DEGLI INTERVENTI

In ragione della peculiarità della sezione tipo B2, si prevede la variabilità per gli interventi di sostegno previsti, in particolare si ha la variabilità del passo delle centine ed eventualmente del numero di dreni (+2).

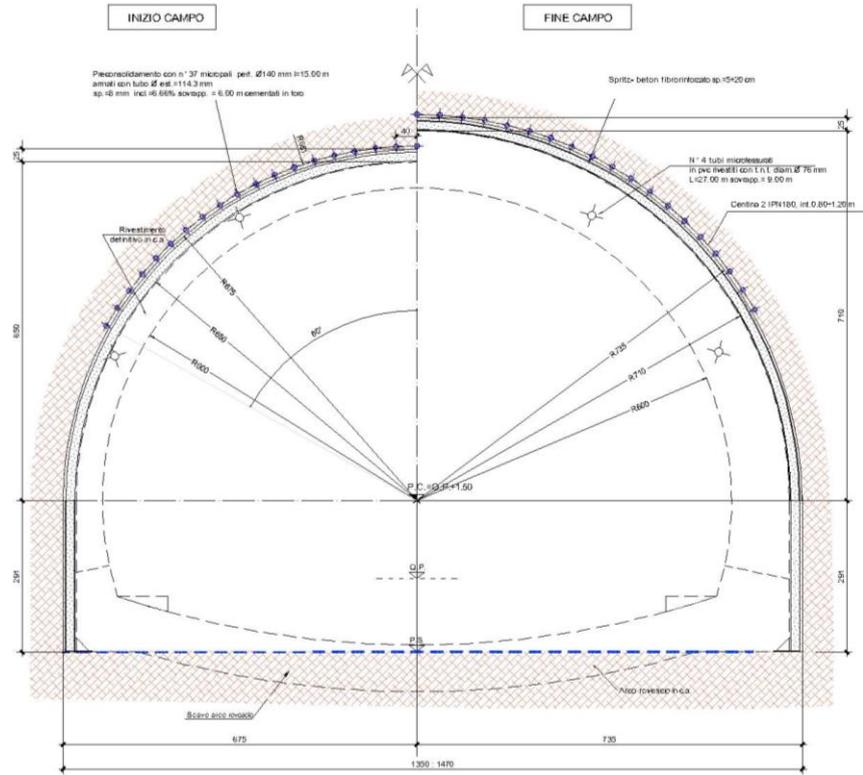


Figura 8.5 – Sezione tipo B2 – Interventi – Sezione trasversale

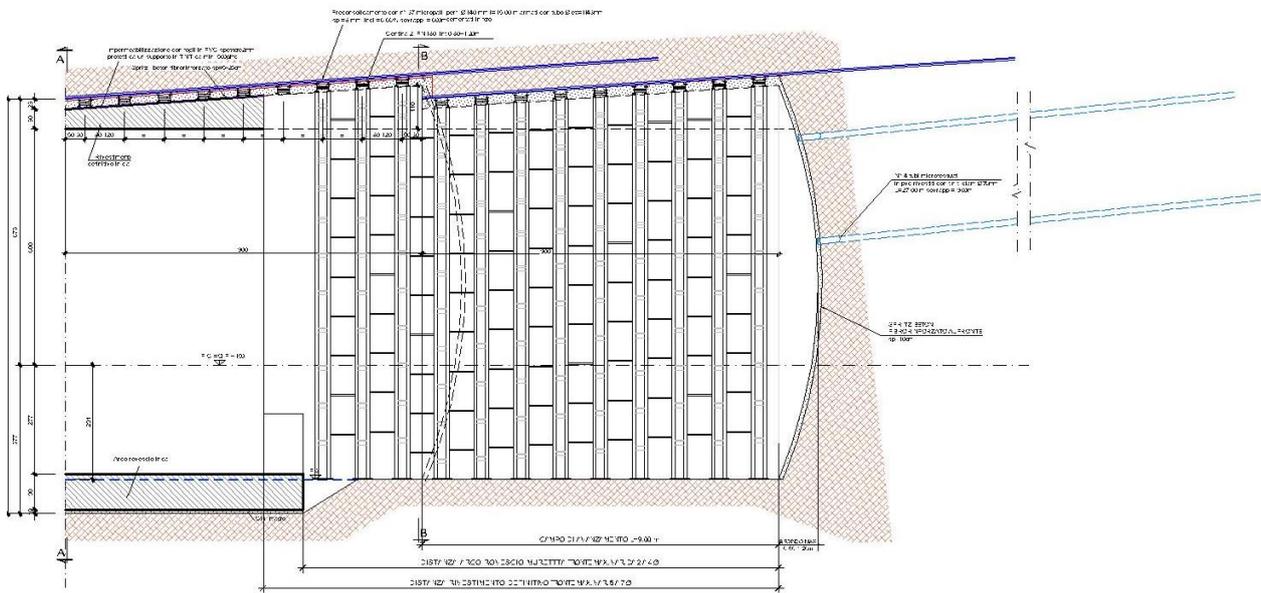


Figura 8.6 – Sezione tipo B2 – Interventi – Sezione longitudinale

8.4 Sezione di scavo tipo B2b nelle Formazioni della Scaglia Rossa e nella Scaglia Variegata in corrispondenza delle faglie

La sezione B2b viene applicata nella Formazione della Scaglia Rossa e della Scaglia Variegata in corrispondenza del concio d'attacco degli Imbocchi.

La sezione è caratterizzata dai seguenti interventi:

- in presenza d'acqua saranno eseguiti n.4 drenaggi con tubi in PVC microfessurati rivestiti da TNT diametro 760 mm, lunghi 27.0 m e sovrapposizione 9.0 m;
- preconsolidamento del fronte di scavo con n. 39 ± 10 tubi in VTR Φ 60/40, cementati in foro con miscele cementizie, perforazione maggiore di 100 mm, lunghezza 18.00 m, sovrapposizione 9.00 m e campo utile 9.0 m;
- preconsolidamento al contorno delle centine mediante n. 37 infilaggi con tubi metallici in Acciaio S355, del diametro di 114.3 mm e spessore 10.0 mm, iniettati con miscele cementizie, perforazione Φ 140 mm, di lunghezza 15.00 m, 6.00 m di lunghezza di sovrapposizione, campo utile 9.0 m;
- scavo per campi di lunghezza complessiva pari a 9.0 m e sfondi successivi di lunghezza variabile 0.80÷1.20 m, seguito dalla immediata posa in opera del rivestimento di prima fase costituito da spritz-beton fibrorinforzato, armato con fibre metalliche (30 Kg/mc) o plastiche (4 Kg/mc) di spessore pari a 25 cm (5 cm prespritz + 20 cm) e centine 2IPN 180 a passo variabile 0.80÷1.20 m. Sul fronte sarà eseguito uno strato di spritz-beton di spessore pari a 10 cm alla fine di ogni campo di avanzamento;
- posa dell'impermeabilizzazione costituita da tessuto non tessuto e manto in PVC in corrispondenza delle murette, getto delle stesse e dell'arco rovescio in cemento armato di spessore 90 cm ad una distanza massima dal fronte variabile da 2 a 4 diametri. In funzione della risposta deformativa del cavo evidenziata dal monitoraggio in corso d'opera potranno essere adottate misure più o meno restrittive.
- posa in opera dell'impermeabilizzazione costituita da tessuto non tessuto e manto in PVC e getto del rivestimento definitivo di spessore variabile da 50 a 110 cm in calotta e a una distanza massima dal fronte variabile da 5 a 7 diametri. Anche tale limite potrà variare in rapporto alle risultanze del monitoraggio in corso d'opera.

8.4.1 VARIABILITÀ DEGLI INTERVENTI

In ragione della peculiarità della sezione tipo B2b, si prevede la variabilità per gli interventi di preconsolidamento e sostegno previsti, in particolare si ha la variabilità del passo delle centine, del numero di barre in VTR (± 10) ed eventualmente del numero di dreni (+2).

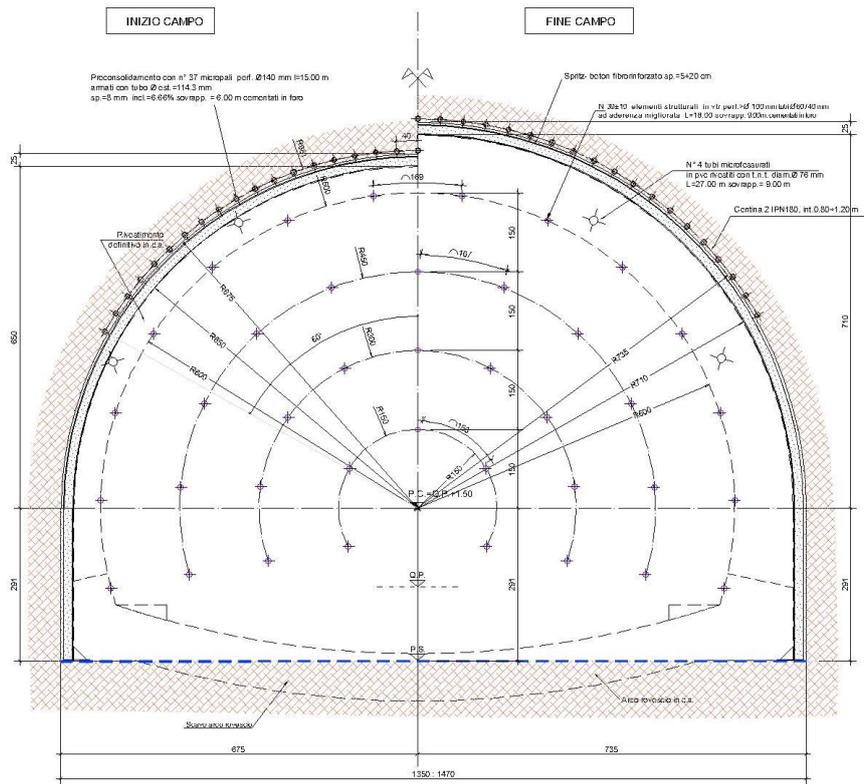


Figura 8.7 – Sezione tipo B2b – Interventi – Sezione trasversale

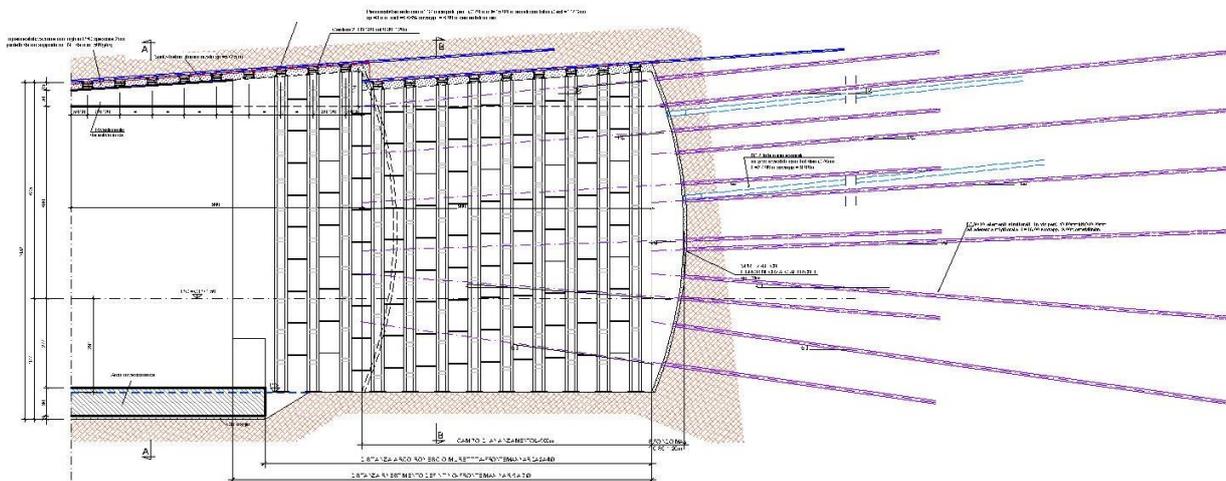


Figura 8.8 – Sezione tipo B2b – Interventi – Sezione longitudinale

9 MODELLAZIONE STRUTTURALE

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 delle differenze finite, utilizzando il codice di calcolo FLAC.

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 di-stanza dal fronte con le curve di deconfinamento.

Per il terreno è stato assunto un modello costitutivo elasto-plastico perfetto con criterio di resistenza di Mohr-Coulomb e legge di flusso non associata.

Gli elementi di sostegno possono essere introdotti nel modello di calcolo come di seguito indicato:

- Bulloni: sono stati simulati per mezzo di elementi Bolts di lunghezza e disposizione prescelta ai quali viene assegnata la tipologia di barra utilizzata, lo spessore e le caratteristiche di resistenza desiderate;
- Spritz-beton: è stato simulato per mezzo di elementi Beam (assegnati legge costitutiva e parametri caratteristici del materiale);
- Spritz-beton e centine: è stato simulato per mezzo di elementi Beam considerando uno spessore ed un modulo elastico equivalente in modo da simulare l'effetto stabilizzante di un rivestimento integrato.

Lo spritz-beton e le centine sono stati simulati come materiali a comportamento elastico-lineare, mentre per la valutazione dello spessore equivalente e del modulo elastico equivalente del sostegno integrato spritz-beton+centine si è utilizzato il metodo proposto da Oreste [24].

Le verifiche dei rivestimenti di prima fase 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.

9.1 Modello di calcolo per le analisi al continuo equivalente

Al fine di individuare il comportamento statico e deformativo sono state effettuate una serie di verifiche condotte con il codice di calcolo FLAC, messe a punto per lo studio delle fasi di scavo della galleria e per la determinazione delle sollecitazioni sui rivestimenti.

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 $1-\lambda = \sigma_r/\sigma_o$ in funzione della distanza della sezione in esame dal fronte di scavo.

Le analisi tenso-deformative presentate nel seguito, sono state condotte impiegando il codice di calcolo FLAC 8.0 (Fast Lagrangian Analysis of Continua), sviluppato da ITASCA Consulting, il quale consente di affrontare problemi di meccanica del continuo, determinando gli stati tensionali e deformativi in un dominio bidimensionale, le cui caratteristiche sono definite da leggi di comportamento, di tipo elastico o plastico, e da imposte condizioni al contorno, implementando il metodo delle differenze finite.

Tale metodo si basa sulla discretizzazione delle equazioni differenziali che governano il problema fisico in esame (equazioni derivanti dal teorema della divergenza di Gauss), attraverso la sostituzione delle derivate con quozienti di differenze finite. In questo modo, le equazioni differenziali vengono trasformate in equazioni algebriche, da risolversi in successivi passi di calcolo.

L'algoritmo di calcolo segue uno schema lagrangiano denominato "esplicito per integrazione diretta nel tempo" (explicit time marking), il quale è in grado di lavorare agevolmente e molto velocemente per sistemi con grandi deformazioni, con stati di collasso molto avanzati e in condizioni di instabilità (la possibilità di giungere al collasso non è infatti limitata da problemi di stabilità numerica, quale l'invertibilità di matrici). L'adattamento del metodo alle differenze finite a casi di griglia di forma qualunque segue l'approccio di Wilkins M.L.

La discretizzazione viene operata sovrapponendo alla porzione di continuo considerata un reticolo, in genere di maglie quadrilatera (elementi quadrilateri e/o triangolari), in corrispondenza dei cui nodi (gridpoints) sono definite le grandezze in gioco.

E' allora possibile approssimare la derivata prima di una funzione rispetto a una variabile indipendente, con il rapporto tra la variazione subita dalla funzione stessa nel passare da un nodo ad uno contiguo, e la corrispondente variazione della variabile indipendente.

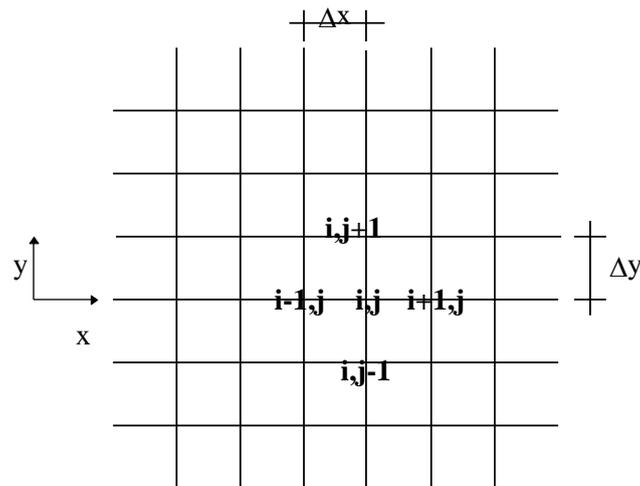
Con riferimento alla figura seguente, può assumersi ad un certo istante t una delle seguenti equivalenze:

$$\left(\frac{\partial u}{\partial x}\right)_{i,j} \approx \frac{u_{i+1,j}^t - u_{i,j}^t}{\Delta x},$$

$$\left(\frac{\partial u}{\partial x}\right)_{i,j} \approx \frac{u_{i+1,j}^t - u_{i-1,j}^t}{2\Delta x},$$

$$\left(\frac{\partial u}{\partial x}\right)_{i,j} \approx \frac{u_{i,j}^t - u_{i-1,j}^t}{\Delta x}.$$

In modo analogo si opera per le derivate rispetto ad y , e per le derivate di ordine superiore.



La legge costitutiva del materiale viene espressa nella seguente forma:

$$\sigma = E \cdot \frac{\partial u}{\partial x} \Rightarrow \sigma_{i,j}^t = E \cdot \frac{u_{i+1,j}^t - u_{i,j}^t}{\Delta x}$$

Il codice di calcolo FLAC usa uno schema di soluzione “esplicito condizionatamente stabile”, la cui sequenza di calcolo iterativo, illustrata schematicamente nella figura seguente, comprende i seguenti passi:

- per ogni nodo della griglia si valuta la massa m , la risultante delle forze esterne F_e (gravità, carichi esterni ...), la risultante delle forze interne F_i , calcolata per integrazione degli sforzi nelle zone collegate al nodo stesso, così che è possibile determinare la forza squilibrata agente sul nodo F_u (unbalanced force $F_u = F_e - F_i$); affinché il sistema sia in equilibrio, tale forza deve essere nulla;
- per ogni gridpoint si scrive l'equazione di Newton $F_u = m \cdot a$, tramite la quale è possibile determinare l'accelerazione del nodo in esame; integrando due volte l'accelerazione si ottiene la velocità e lo spostamento incrementale di ogni nodo;
- dal campo di spostamenti incrementali, è possibile risalire al campo di deformazioni incrementali e quindi, attraverso il legame costitutivo dei materiali, al campo di variazioni degli sforzi nel reticolo;
- la variazione degli sforzi comporta la modifica, per ogni nodo della griglia, della risultante delle forze interne e conseguentemente la necessità di rideterminare la F_u , dando inizio ad un nuovo passo di calcolo. Il processo iterativo ha termine qualora si ottenga una forza squilibrata che abbia un valore minore di una tolleranza prestabilita. In generale, l'analisi può essere terminata quando la “unbalanced force” è pari allo 0.1% o all'1% della forza iniziale agente sul nodo.

9.2 Valutazione del deconfinamento

Il deconfinamento è stato valutato adottando la tecnica del "softening", ovvero considerando il materiale all'interno del cavo come mezzo elastico a rigidità nulla e riducendo progressivamente lo stato di sforzo interno così da simulare lo scarico tensionale secondo la curva di deconfinamento.

La curva di deconfinamento, esprimendo l'influenza della distanza della sezione piana di analisi dal fronte mediante una pressione fittizia, permette di modellare in analisi piane il comportamento del rivestimento nelle sue varie fasi di messa in opera rispetto alla posizione del fronte di scavo.

Lo scavo della galleria viene simulato rimuovendo gli elementi della mesh all'interno della sagoma dello scavo e fissando il valore di un sistema di forze equivalenti, applicate al contorno del profilo dello scavo, in modo tale da sostituire l'effetto del terreno che era in posto e rilasciando successivamente questo sistema di forze allo scopo di simulare il detensionamento che avviene per effetto del progredire dello scavo.

Il modello di calcolo della galleria per le formazioni interessate dallo scavo è stato impostato imponendo le seguenti condizioni:

- come criterio di resistenza della meccanica dei terreni è stato utilizzato il Criterio di Rottura di Mohr Coulomb;
- per le Formazioni della Scaglia Rossa e della Scaglia Variegata le analisi effettuate per le sezioni di scavo mostrano un comportamento di una Categoria A ovvero con cavo e fronte stabile.
- Si può considerare l'involuppo di rottura secondo il criterio di Mohr Coulomb con un "Comportamento di tipo elastico" in assenza di plasticizzazioni nell'intorno del cavo.

Considerata valida a favore di sicurezza anche in presenza di basse coperture, per la modellazione di calcolo è stata applicata una legge di riduzione delle forze secondo quanto espresso dalla relazione analitica di Panet ($1-\lambda=f(x/R)$) che tiene conto della variazione del tasso di confinamento in funzione della distanza della sezione di calcolo dal fronte.

In questo modo il problema tridimensionale dello scavo viene ricondotto a un problema piano, con la possibilità di valutare le azioni sulle strutture di rivestimento al progredire dello scavo.

Le percentuali di rilascio delle forze di scavo sono state ottenute utilizzando la curva di Panet [15] con fattore di stabilità $N_s = 1.0$ e per $R=6.0$ m, ovvero applicate a un mezzo elastico-lineare, in assenza di plasticizzazioni assunzione ritenuta la più cautelativa ai fini della determinazione delle sollecitazioni agenti sul rivestimento sia di prima che di seconda fase.

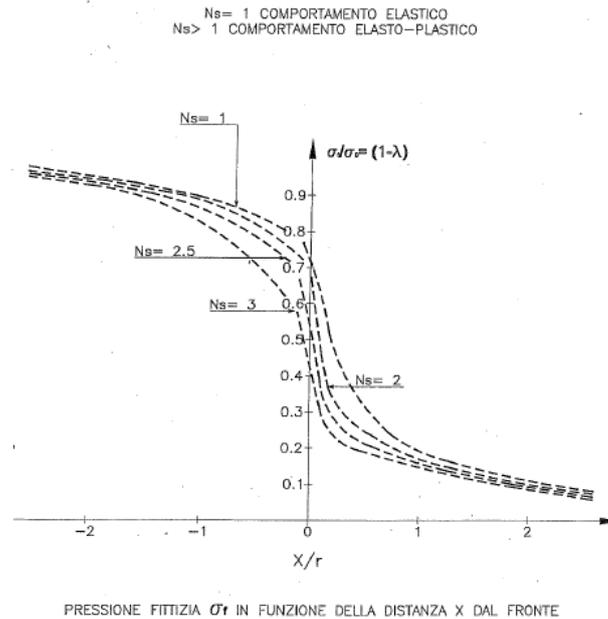


Figura 9.1 – Legge di rilassamento delle forze equivalenti secondo la teoria di Panet

Si presentano di seguito le percentuali di calcolo utilizzate.

GALLERIA CASTEL SAN FELICE					
LEGGE DI RILASSAMENTO DELLE FORZE EQUIVALENTI SECONDO LA TEORIA DI PANET					
DISTANZA DAL FRONTE	0	1.0	2.0	30.0	60.0
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
DETENSIONAMENTO	0.735	0.56	0.41	0.05	0
PERCENTUALE DI DECADIMENTO	26.7%	44%	59%	95%	100%

Tabella 9.1 – Legge di rilassamento delle forze equivalenti secondo la teoria di Panet-Percentuali di calcolo

9.3 Verifica del prinvestimento

Le caratteristiche geometriche delle sezioni resistenti sono assegnate attribuendo agli elementi trave valori di spessore e di modulo elastico ricavati uguagliando rigidezza normale e tangenziale del sistema reale, composto da centine e spritz, con rigidezza normale e tangenziale di un sostegno equivalente (Oreste, "Aspetti notevoli dell'analisi e dimensionamento dei sostegni di gallerie attraverso i metodi di calcolo numerici", 2001).

$$\bar{E} \cdot s = E_{cls} \cdot s + \left| \frac{E_{acc}}{E_{cls}} - 1 \right| \cdot E_{cls} \cdot \frac{Acen}{d}$$

$$\left| \bar{E} \cdot \frac{s^3}{12} \right| = E_{cls} \cdot \frac{s^3}{12} + \left| \frac{E_{acc}}{E_{cls}} - 1 \right| \cdot E_{cls} \cdot \frac{J_{cen}}{d}$$

dove:

- E_{cls}, E_{acc} = modulo elastico del calcestruzzo e dell'acciaio;
- s = spessore del calcestruzzo proiettato;
- \bar{s} = spessore equivalente;
- \bar{E} = modulo equivalente.

Invertendo le precedenti relazioni si ottiene:

$$\bar{s} = \frac{\sqrt{\left| E_{cls} \cdot s^3 + 12 \cdot \left| \frac{E_{acc}}{E_{cls}} - 1 \right| \cdot E_{cls} \cdot \frac{J_{cen}}{d} \right)}}{\left| E_{cls} \cdot s + \left| \frac{E_{acc}}{E_{cls}} - 1 \right| \cdot E_{cls} \cdot \frac{A_{cen}}{d} \right|}$$

$$\bar{E} = \frac{\left(\left| E_{cls} \cdot s + \left| \frac{E_{acc}}{E_{cls}} - 1 \right| \cdot E_{cls} \cdot \frac{A_{cen}}{d} \right| \right)^2}{\sqrt{\left| E_{cls} \cdot s^3 + 12 \cdot \left| \frac{E_{acc}}{E_{cls}} - 1 \right| \cdot E_{cls} \cdot \frac{J_{cen}}{d} \right|}}$$

L'area e l'inerzia equivalenti sono state ricavate con riferimento allo spessore equivalente secondo le precedenti formulazioni, ed avendo assunto per lo spritz un modulo elastico pari a 5000 MPa (Ribacchi, lembo-Fazio, "Il calcestruzzo proiettato come elemento strutturale nell'esecuzione degli scavi in sotterraneo" Milano 1994).

Ottenuto lo stato di sollecitazione nel sostegno equivalente (N_{tot} , M_{tot} , e T_{tot}), le sollecitazioni nelle centine e nel calcestruzzo proiettato sono ricavate nell'ipotesi che il momento flettente ed il taglio siano interamente assorbiti dalle centine metalliche, mentre lo sforzo normale N venga ripartito tra centine e spritz sulla base alle rigidezze normali:

$$N_{cen} = M_{tot} \cdot d \qquad T_{cen} = T_{tot} \cdot d$$

$$N_{cen} = \frac{E_{acc}}{\bar{E}} \cdot \frac{A_{cen}}{\bar{s}} \cdot N_{tot} \qquad N_{spritz} = N_{tot} - \frac{N_{cen}}{d} \qquad \text{essendo } d \text{ il passo tra le centine.}$$

Le verifiche statiche del rivestimento vengono condotte per le coppie ordinate (M_{sdu} , N_{sdu}) rappresentanti lo stato di sollecitazione.

La verifica viene eseguita allo SLU, verificando che le sollecitazioni di calcolo siano interne al dominio di resistenza di progetto delle sezioni strutturali e cioè che risulti un coefficiente di sicurezza $F_s \geq 1$.

Le sollecitazioni di calcolo si ottengono amplificando quelle in output al programma con i coefficienti amplificativi A1, ovvero per 1.3 con riferimento alle azioni permanenti.

Si sottolinea che per lo spritz-beton, pur essendo fibrorinforzato, si è trascurata cautelativamente la resistenza alla trazione.

9.4 Verifica degli infilaggi metallici nella Sezione di Scavo B2-B2b

Per la sezione di Scavo B2-B2b è eseguita la verifica degli infilaggi in corrispondenza della faglia di passaggio tra le Formazioni della Scaglia Rossa Variegata e la Formazione della Scaglia Rossa con una copertura in calotta di circa 20 m.

Gli elementi strutturali sono costituiti da tubi metallici inseriti in fori realizzati sub-orizzontalmente in volta davanti al fronte di scavo e riempiti con malta cementizia a bassa pressione. Realizzato l'infilaggio a tetto, lo scavo procede costantemente protetto e la posa delle centine metalliche avviene quando il fronte di scavo è avanzato per una distanza pari all'interasse dei sostegni.

Il dimensionamento di un singolo elemento strutturale fa riferimento a uno schema statico di trave continua su più appoggi calcolata nella fase operativa presente immediatamente prima della messa in opera dell'ultima centina in cui le sollecitazioni risultano maggiori ovvero con l'appoggio del tubo sulle centine già installate e sul terreno.

La lunghezza di calcolo tra gli appoggi L è pertanto definibile come $L = \delta + a + \lambda$ dove:

- δ è l'interasse delle centine;
- a è la distanza tra l'ultima centina ed il fronte di scavo;
- λ è una lunghezza fittizia di immersione dell'infilaggio nel fronte di scavo.

Si ipotizza quindi che la trave sia incastrata ai due estremi in corrispondenza della centina metallica e del fronte di scavo, compensando con questa schematizzazione l'effetto di appoggio cedevole al fronte.

Il carico q agente su tubo metallico può essere assunto pari a:

$$q = P \cdot i$$

$$P = 0.75 \cdot P_v$$

dove:

- P è la pressione verticale esercitata sull'infilaggio;
- P_v è la pressione verticale esercitata dal terreno sulla calotta della galleria.

Il carico P_v è valutabile in funzione della geometria e delle coperture coinvolte mediante le classiche formulazioni reperibili in letteratura, come ad esempio quella di Terzaghi (per terreni e rocce tenere):

$$P_v = \frac{(\gamma \cdot B - 2 \cdot c)}{2 \cdot k_0 \cdot \tan \phi} \cdot \left(1 - e^{-\frac{2 \cdot k_0 \cdot H \cdot \tan \phi}{B}}\right)$$

tenendo in considerazione inoltre che, per gallerie aventi coperture inferiori alla larghezza o al diametro equivalente, si utilizza l'intero carico litostatico gravante in calotta.

Sulla base di quanto esposto precedentemente e delle ipotesi assunte, il momento massimo che si sviluppa nel tubo di infilaggio è pari a:

$$M_{max} = \frac{1}{12} \cdot q \cdot L^2 = \frac{1}{12} \cdot q \cdot (\delta + a + \lambda)^2$$

e quindi, la massima sollecitazione:

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

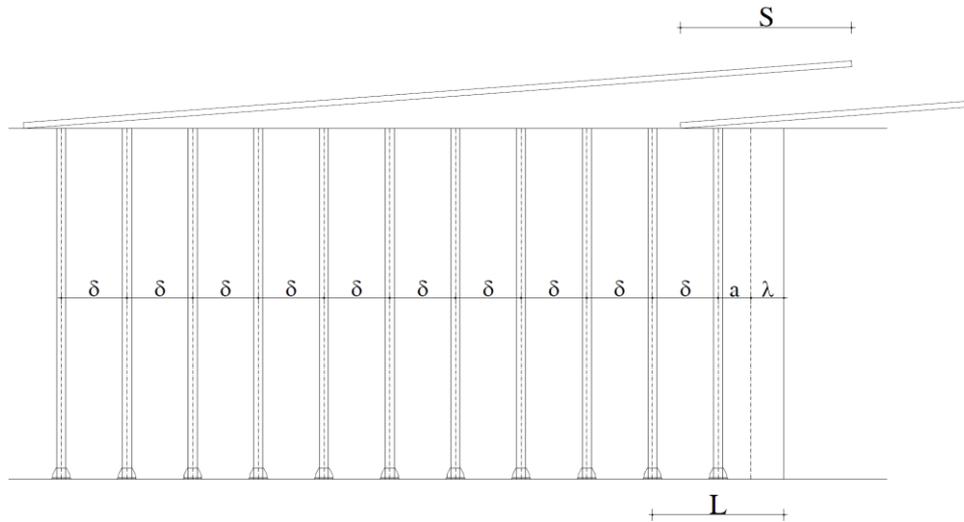


Figura 9.2: Schema di verifica degli infilaggi al contorno dello scavo

Si presenta di seguito la caratterizzazione dell'ammasso in corrispondenza della Sezione di Studio.

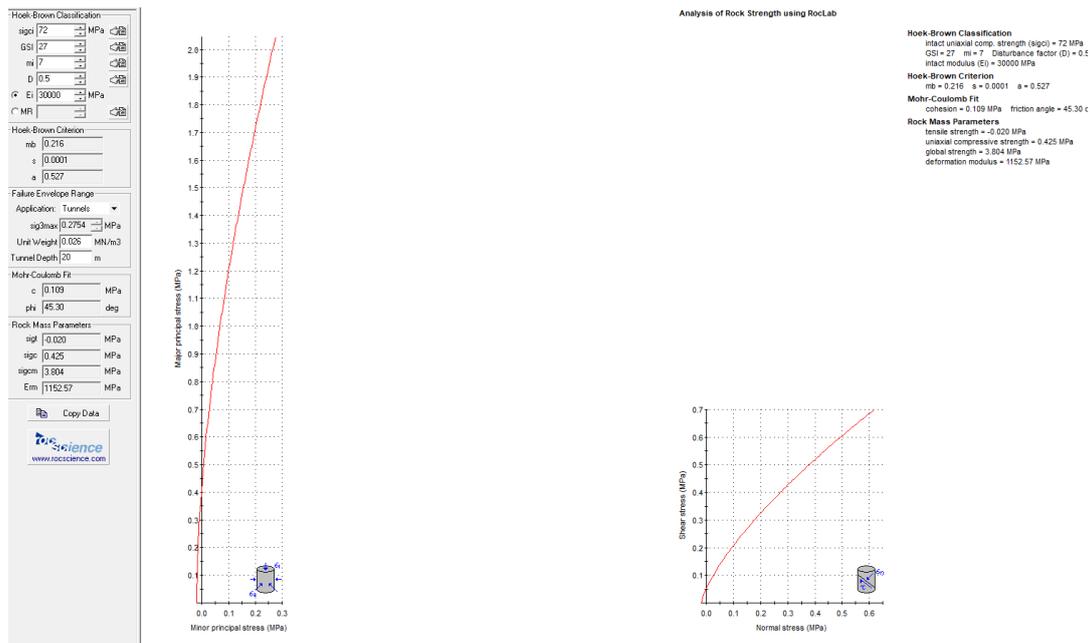


Figura 9.3: Caratterizzazione dell'ammasso in corrispondenza della faglia centrale

Si presenta di seguito la pressione verticale esercitata sull'infilaggio

**GALLERIA CASTEL SAN FELICE
SEZIONE TIPO B2-B2B - CARICHI SU INFILAGGI**

Peso di volume
Coesione
Angolo di attrito interno
Larghezza galleria
Altezza galleria
Altezza ricoprimento terreno
Larghezza caratteristica di Terzaghi $B=b+2 h \tan(45\text{-}fi/2)$
Pressione verticale $p_v= B \cdot (\gamma \cdot c/B) / (2 \tan(fi)) \cdot (1 - \exp(-2H \tan(fi)/B))$

$\gamma=$ 26.00 kN/m³
 $c=$ 109.00 kN/m²
 $fi=$ 45.30 °
 $b=$ 13.70 m
 $h=$ 9.90 m
 $H=$ 20.00 m
 $B=$ 21.84 m
 $p_v=$ 145.91 kN/m²

Le caratteristiche principali degli interventi di sostegno sono:

- interasse pari a 0.4 m;
- tubo metallico in Acciaio S355 diametro $\varphi = 114.3$ mm, spessore 10 mm.

Nella successiva tabella sono riportati i risultati delle verifiche ottenute.

Verifica infilaggi Sezione B2-B2B	
Diametro tubi φ [mm]	114.3
Spessore tubi [mm]	10.0
Interasse medio centine δ [m]	1.0
Interasse tubi i [m]	0.4
Luce non rivestita a [m]	0.5
Immorsamento λ [m]	0.7
Pressione in calotta P_v [kPa]	145.91
Tensione acciaio f_{yk} [MPa]	355
Pressione su infilaggio P [kPa]	109.43
Carico agente sul tubo [kN/m]	43.77
L di calcolo [m]	2.20
Momento massimo M_k [kNm]	17.65
Momento massimo M_{sd} [kNm]	22.95
Modulo resistente W [cm ³]	78.5
Momento resistente M_{rd} [kNm]	26.54

Tabella 9.2: Verifica infilaggi della Sezione di Scavo B2-B2v

Il momento agente di calcolo risulta inferiore al momento resistente e quindi la verifica risulta soddisfatta.

9.5 Verifica del rivestimento definitivo

Le verifiche di interazione terreno struttura della cavità e le verifiche strutturali verranno condotte in accordo con gli stati limite ultimi STR Combinazione 1 dell'Approccio 1 (A1+M1+R1), nella quale i coefficienti sui parametri di resistenza (M1) e sulla resistenza globale del sistema (R1) sono unitari, mentre le azioni permanenti e le azioni variabili sono amplificate mediante i coefficienti del gruppo A1.

E' opportuno, in questo caso, applicare i coefficienti amplificativi delle azioni direttamente alle sollecitazioni. Nelle analisi di interazione ai fini della valutazione delle sollecitazioni delle strutture, dove il fattore dominante è rappresentato dalle rigidezze e dai rapporti relativi delle rigidezze di terreno e struttura, la modellazione eseguita con i valori caratteristici delle azioni e delle resistenze fornisce una descrizione realistica dello stato tensionale nel terreno e negli elementi strutturali. La procedura di

riduzione dei parametri di resistenza del terreno è sconsigliabile perché introdurrebbe nel calcolo parametri tra loro non congruenti e quindi risultati non attendibili.

Nelle verifiche degli stati limite di esercizio i valori di progetto delle azioni, delle proprietà dei materiali e della resistenza globale sono assunti pari ai valori caratteristici. La verifica dello SLE si esegue calcolando il valore di progetto dell'effetto delle azioni (ad es. cedimenti differenziali, distorsioni) e confrontandolo con il valore limite prefissato, da specificare come requisito di progetto. In funzione della complessità del sistema e dello scopo delle analisi la previsione degli spostamenti al contorno della galleria può essere effettuata, come è prassi, con metodi semiempirici o metodi numerici. Adottando tale approccio, di fatto, si conserva la distinzione tipica dell'analisi geotecnica tradizionale, in cui si affrontano separatamente, e spesso con metodi e modelli differenti, i due aspetti del dimensionamento di un'opera geotecnica: la sicurezza rispetto ad un cinematiso di collasso e l'interazione terreno-struttura dalla quale è possibile derivare il campo degli spostamenti e le condizioni di sollecitazione negli elementi strutturali.

9.5.1 VERIFICA DELLE SEZIONI IN CALCESTRUZZO ARMATO RELATIVAMENTE ALLA RESISTENZA DEL RIVESTIMENTO DEFINITIVO

SLU - Presso-flessione

La verifica si effettua operando nel piano N-M accertando che il punto avente le coordinate M_d , N_d rappresentative degli effetti delle azioni di calcolo (cioè, delle azioni di servizio moltiplicate per i correlativi coefficienti parziali di sicurezza γ_e), appartenga al dominio resistente, delimitato dalla curva di interazione M-N. Sono state verificate le sezioni in cemento armato relative al rivestimento definitivo.

In questo caso viene adottato un procedimento rigoroso, basato sulle ipotesi seguenti (DM2018 4.1.2.1.2):

- diagramma σ - ϵ del calcestruzzo compresso a forma di parabola-rettangolo;
- diagramma σ - ϵ dell'acciaio, sia teso che compresso, elastico-perfettamente plastico;
- conservazione delle tensioni piane;
- perfetta aderenza fra acciaio e calcestruzzo;
- calcestruzzo teso non reagente.

La determinazione della capacità resistente a flessione/pressoflessione della generica sezione viene effettuata con i criteri descritti nelle specifiche sezioni delle NTC18, secondo quanto riportato schematicamente nelle figure seguito, tenendo conto dei valori delle resistenze e deformazioni di calcolo riportate al paragrafo dedicato alle caratteristiche dei materiali:

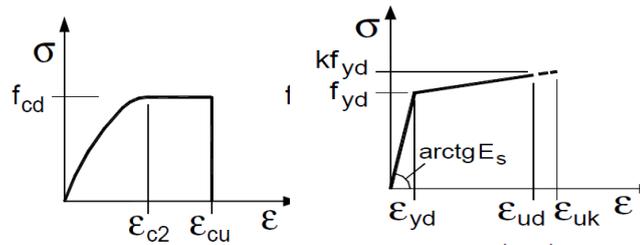


Figura 7.3 - Legami costitutivi Calcestruzzo ed Acciaio

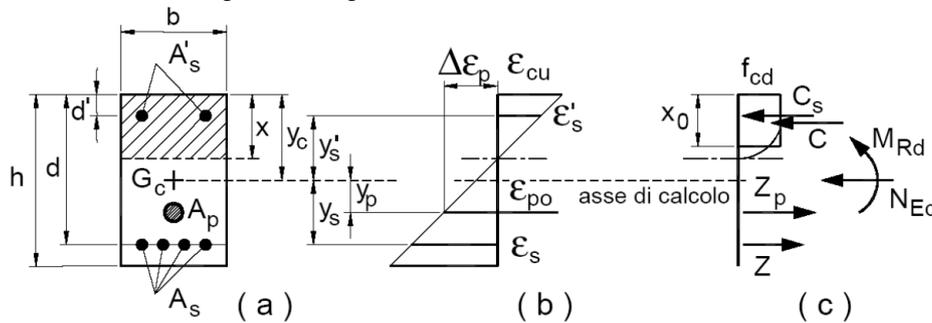


Figura 9.4 - NTC-2018, verifica a presso-flessione per le sezioni di elementi strutturali in c.a. (a) vista in sezione, (b) diagramma delle deformazioni piane, (c) diagramma delle tensioni).

Sono stati calcolati i momenti resistenti di progetto (momenti ultimi) corrispondenti al valore assegnato dell'azione assiale sollecitante di progetto N_{sd} . È stato verificato che il valore di N_{sd} non risulti maggiore del valore ultimo per compressione o trazione semplice. I momenti sono calcolati rispetto al baricentro della sezione.

Il momento resistente viene determinato dopo aver calcolato la curvatura che, in condizioni di deformazione limite del calcestruzzo o dell'acciaio, soddisfa l'equilibrio alla traslazione.

Sono stati ricavati i punti di dominio M-N della sezione, evidenziando la posizione del punto N_{sd} - M_{sd} rappresentativo dello stato di sollecitazione. Si assumono come positive le compressioni.

SLU - Taglio

È stata eseguita, inoltre, la verifica nei confronti delle sollecitazioni taglianti della sezione in calcestruzzo armato dotata di specifica armatura a taglio (DM2018 – 4.1.2.3.5.2).

La resistenza a taglio V_{Rd} della membratura priva di armatura specifica risulta pari a:

$$V_{Rd} = \left\{ 0.18 \cdot k \cdot \frac{(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \cdot b_w d$$

Dove:

$$v_{\min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2};$$

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2;$$

$$\rho_1 = A_{sw}/(b_w \cdot d)$$

d = altezza utile per piedritti soletta superiore e inferiore;

$b_w = 1000$ mm larghezza utile della sezione ai fini del taglio.

In presenza di armatura, invece, la resistenza a taglio V_{Rd} è il minimo tra la resistenza a taglio trazione V_{Rsd} e la resistenza a taglio compressione V_{Rcd}

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

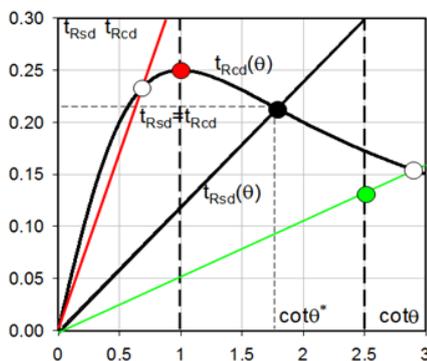
$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot \frac{(\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta)}{(1 + \operatorname{ctg}^2 \theta)}$$

Essendo:

$$1 \leq \operatorname{ctg} \theta \leq 2.5$$

Per quanto riguarda in particolare le verifiche a taglio per elementi armati a taglio, si è fatto riferimento al metodo del traliccio ad inclinazione variabile, in accordo a quanto prescritto nelle NTC18, considerando ai fini delle verifiche, un angolo θ di inclinazione delle bielle compresse del traliccio resistente tale da rispettare la condizione.

$$1 \leq \operatorname{ctg} \theta \leq 2.5 \quad 45^\circ \geq \theta \geq 21.8^\circ$$



- Se la $\operatorname{cot} \theta^*$ è compresa nell'intervallo (1,0-2,5) è possibile valutare il taglio resistente $V_{Rd}(=V_{Rcd}=V_{Rsd})$
- Se la $\operatorname{cot} \theta^*$ è maggiore di 2,5 la crisi è da attribuirsi all'armatura trasversale e il taglio resistente $V_{Rd}(=V_{Rsd})$ coincide con il massimo taglio sopportato dalle armature trasversali valutabile per una $\operatorname{cot} \theta = 2,5$.
- Se la $\operatorname{cot} \theta^*$ è minore di 1,0 la crisi è da attribuirsi alle bielle compresse e il taglio resistente $V_{Rd}(=V_{Rcd})$ coincide con il massimo taglio sopportato dalle bielle di calcestruzzo valutabile per una $\operatorname{cot} \theta = 1,0$.

L'angolo effettivo di inclinazione delle bielle (θ) assunto nelle verifiche è stato in particolare valutato, nell'ambito di un problema di verifica, tenendo conto di quanto di seguito indicato:

$$\operatorname{cot} \theta^* = \sqrt{\frac{v \cdot \alpha_c}{\omega_{sw}} - 1}$$

(θ^* angolo di inclinazione delle bielle cui corrisponde la crisi contemporanea di bielle compresse ed armature)

Dove:

$$v = f'_{cd} / f_{cd} = 0.5$$

f'_{cd} = resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima

f_{cd} = resistenza a compressione di calcolo del calcestruzzo d'anima

α_c	coefficiente maggiorativo pari a	1	per membrature non compresse
		$1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$	per $0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$
		1,25	per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$
		$2,5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$	per $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

ω_{sw} : Percentuale meccanica di armatura trasversale.

$$\omega_{sw} = \frac{A_{sw} f_{yd}}{b s f_{cd}}$$

SLE – Tensioni ammissibili

Successivamente sono state effettuate delle verifiche agli Stati Limite di Esercizio, che consistono in una limitazione delle tensioni di esercizio, e verifiche agli Stati Limite di Fessurazione (limitazione delle ampiezze massime delle aperture) DM2018 4.1.2.2.4 – 4.1.2.2.5.

In particolare:

$\sigma_{cls} < 0.45 f_{ck}$	tensione nel calcestruzzo (comb. frequente)
$\sigma_{cls} < 0.60 f_{ck}$	tensione nel calcestruzzo (comb. rara)
$\sigma_s < 0.80 f_{ck}$	tensione nell'acciaio di armatura
$w_k < 0.20-0.30 \text{ mm}$	apertura delle fessure nel cls.

SLE – Verifica apertura delle fessure

Per il calcolo dell'apertura delle fessure si procede in questo modo:

$$w_k = 1.7 s_{rm} \epsilon_{sm} \quad \text{ampiezza delle fessure} \quad \text{dove:}$$

w_k è l'ampiezza di calcolo delle fessure;

s_{rm} è la distanza media finale tra le fessure;

ϵ_{sm} è la deformazione media che tiene conto, nella combinazione di carico considerata, degli effetti di "tension stiffening", del ritiro ecc.;

Armatura minima e massima

Le armature minime e massime da disporre nelle sezioni sono definite tramite le seguenti espressioni in accordo alle NTC 17/01/2018:

Vincolo	Formulazione
A_{sl,min_1}	$0.26 \cdot (f_{ctm}/f_{yk}) \cdot b \cdot d$
A_{sl,min_2}	$0.0013 \cdot b \cdot d$
$A_{sl,max}$	$0.0400 \cdot b \cdot h$

Tabella 9.3: Limiti di armatura a flessione per la sezione in c.a

Per stabilire l'armatura minima a flessione si deve fare riferimento al seguente criterio:

$$A_{sl,min} = \min(A_{sl,min_1}, A_{sl,min_2})$$

Vincolo	Formulazione
$A_{sw,min}$ [mm ² /m]	$1.5 \cdot b_w$
s_{max} [mm]	$\max(0.80 \cdot d ; 1000/3)$

Tabella 7.4: Limiti di armatura a taglio per la sezione in c.a.

9.6 Carichi piezometrici sul rivestimento definitivo

Per la galleria Castel San Felice il livello piezometrico di previsione al di sotto della calotta è stato estrapolato dal profilo geologico allegato al progetto.

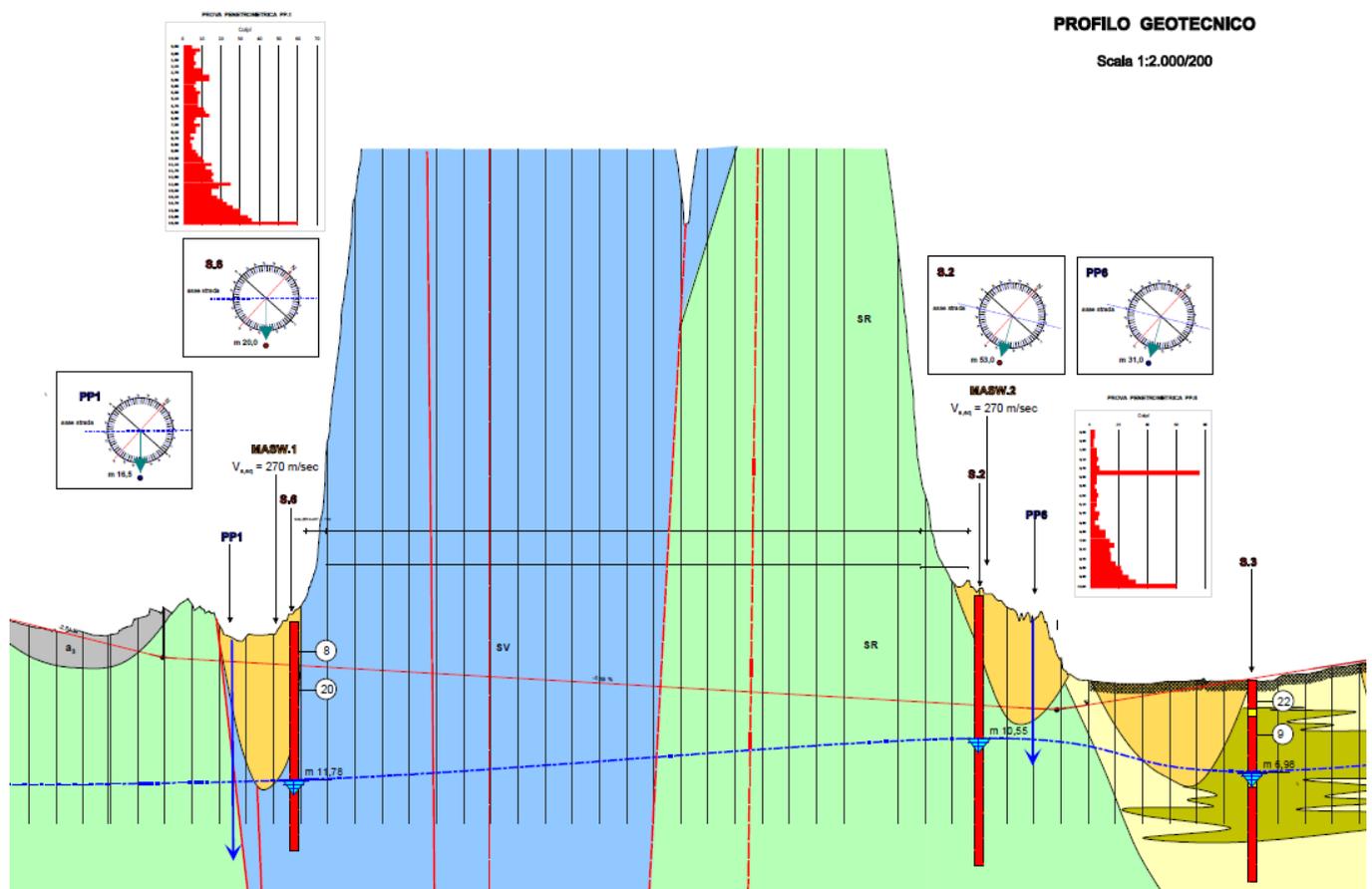


Figura 9.5 – Galleria Castel San Felice andamento di previsione del carico piezometrico al di sopra della calotta

Durante la esecuzione degli scavi della galleria non sono previste venute d'acqua provenienti dal fronte di scavo.

9.7 Modello di calcolo – Principali fasi di scavo

Nella costruzione del modello di calcolo sono state inserite sei differenti fasi di scavo che vengono di seguito descritte.

- FASE1 – Geostatico

Si applicano le caratteristiche geomeccaniche della Formazione per ricreare la situazione gravitativa iniziale, con un ricoprimento variabile tra il piano campagna e la calotta della galleria e descritti i parametri di progetto.

- **FASE 2 – Apertura fronte di scavo.**

Si effettua l'apertura del fronte a cavo non sostenuto riducendo le forze di scavo con rilassamento pari al 26.5% della pressione litostatica.

- **FASE 3 – Posa centine a 1.0 m**

Si prevede l'inserimento delle centine isolate e si considera un rilassamento pari al 44% del carico litostatico.

- **FASE 4 – Posa spritz beton a 2.0 m.**

I calcoli sono svolti considerando una fase di scavo con la posa del prerinvestimento formato da spritz-beton e centine e si considera un rilassamento pari al 59% del carico litostatico.

- **FASE 5 – Getto dell'arco rovescio**

Si considera la maturazione dello spritz beton, si prevede il getto dell'arco rovescio e si considera un rilassamento variabile in funzione della distanza del getto dell'arco rovescio dal fronte di scavo.

- **FASE 6 – Maturazione arco rovescio e getto della calotta.**

È simulato il getto della calotta e la completa maturazione dell'arco rovescio e si considera un rilassamento pari al 100% del carico litostatico.

10 VERIFICA DELLE SEZIONI DI SCAVO TIPO B1 E B1B

Nelle analisi numeriche condotte sono riferite alle Sezione tipo B1 e B1b. 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".

Le analisi sono state svolte secondo le seguenti principali fasi di costruzione:

- FASE1 – Geostatico

Si applicano le caratteristiche geomeccaniche della più cautelativa Formazione della Scaglia Rossa con valori di picco per ricreare la situazione gravitativa iniziale con un ricoprimento tra il piano campagna e la calotta della galleria di circa 50 m.

I parametri geotecnici presentano i seguenti valori:

peso di volume	$\gamma = 26 \text{ kN/m}^3$
angolo di attrito	$\varphi = 42.66^\circ$
coesione drenata	$c = 236 \text{ kPa}$
modulo di deformazione	$E = 3243.64 \text{ MPa}$
coefficiente di Poisson	$\nu = 0.30$

- FASE 2 – Apertura fronte di scavo.

Si effettua l'apertura del fronte a cavo non sostenuto riducendo le forze di scavo con rilassamento pari al 26.5% della pressione litostatica.

- FASE 3 – Posa centine a 1.0 m

Si prevede l'inserimento delle centine isolate formate da 2IPN180 ad interasse di 1.50 m con le seguenti caratteristiche:

Centine:	$A=37.2e-4 \text{ m}^2$	$J=1925e-8 \text{ m}^4$	$E=200 \text{ GPa}$
----------	-------------------------	-------------------------	---------------------

In questa fase si considera un rilassamento pari al 44% del carico litostatico.

- FASE 4 – Posa spritz beton a 2.0 m.

I calcoli sono svolti considerando una fase di scavo a piena sezione con la posa del priverivestimento formato da spritz-beton di 25 cm di spessore ($E=20 \text{ GPa}$) e centine.

Priverivestimento:	$A=0.25 \text{ m}^2$	$J=1.30e-3 \text{ m}^4$	$E=20 \text{ GPa}$
--------------------	----------------------	-------------------------	--------------------

In questa fase si considera un rilassamento pari al 59% del carico litostatico.

- FASE 5 – Getto dell'arco rovescio a 45.0 m.

Si considera la maturazione dello spritz beton ($E=32.5 \text{ GPa}$) e con lo scavo a 45 m dal fronte si prevede il getto dell'arco rovescio ($E=20 \text{ GPa}$) di 80 cm di spessore.

Priverivestimento:	$A=0.25 \text{ m}^2$	$J=1.30e-3 \text{ m}^4$	$E=32.5 \text{ GPa}$
Arco rovescio:	$A=0.80 \text{ m}^2$	$J=0.042 \text{ m}^4$	$E=20 \text{ GPa}$

In questa fase si considera un rilassamento pari al 95% del carico litostatico.

- **FASE 6 – Maturazione arco rovescio e getto della calotta a 60.0 m.**

E' simulato il getto della calotta (E=32.5 GPa) e la completa maturazione dell'arco rovescio (E=32.5 GPa).

Arco rovescio:	A=0.80 m ²	J=0.042 m ⁴	E=32.5 GPa
Calotta.	A=0.60 m ²	J=0.018 m ⁴	E=32.5 GPa

Si considera un rilassamento pari al 100% del carico litostatico.

10.1 Fase 3 – Verifiche tensionali sulle centine

In questa fase di calcolo sono presenti i seguenti elementi strutturali:

elementi beam da 1 a 60 rappresentanti le centine.

Le sollecitazioni massime sulle centine risultano:

elemento 60:	N _k = 121.8 kN	M _k = 1.88 kNm	T _k = 3.76 kN
--------------	---------------------------	---------------------------	--------------------------

La tensione massima sulle centine allo SLU risulta:

$$\sigma_{id} = 55.22 \text{ MPa} < 261.90 \text{ MPa}$$

TITOLO: GALLERIA CASTEL SAN FELICE SEZIONE TIPO B1-B1B-FASE 3
TITOLO1: VERIFICA DEL PRERIVESTIMENTO

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E MECCANICHE:

Modulo elastico del calcestruzzo proiettato	E _{cls}	5'000'000 kPa
Modulo elastico dell'acciaio	E _{acc}	210'000'000 kPa
n° profili		2
Tipo profilo		IPN180
Altezza del profilo	h _{prof}	0.180 m
Spessore anima del profilo	a _{prof}	0.0069 m
Area del profilo	A _{prof}	2.79E-03 m ²
Inerzia del profilo	J _{prof}	1.45E-05 m ⁴
Modulo resistente del profilo	W _{prof}	1.61E-04 m ³
Area a taglio del profilo	At _{prof}	1.24E-03 m ²
Spessore del calcestruzzo proiettato	s	0.00 m
Passo delle centine	d	1.50 m

SOLLECITAZIONI MODELLO DI CALCOLO:

Momento	M _{tot}	2.44 kNm/m
Sforzo normale	N _{tot}	158.34 kN/m
Taglio	T _{tot}	4.89 kN/m

RISULTATI:

Spessore equivalente della galleria	S _{eq}	0.250 m
Modulo elastico equivalente della galleria	E _{eq}	3'053'685 kPa
Area equivalente	A _{eq}	2.50E-01 m ² /m
Inerzia equivalente	J _{eq}	1.30E-03 m ⁴ /m

SOLLECITAZIONI E TENSIONI SUL PRERIVESTIMENTO:

Momento sulla centina	M _{cen}	3.67 kNm
Sforzo normale sulla centina	N _{cen}	243.30 kN
Taglio sulla centina	T _{cen}	7.33 kN
Sigma sulla centina	S _{cen}	54.99 Mpa
Tau sulla centina	T _{cen}	2.95 Mpa
Sigma ideale sulla centina	Si _{d, cen}	55.22 Mpa

10.2 Fase 4 – Verifiche tensionali sul prerivestimento

In questa fase di calcolo sono presenti i seguenti elementi strutturali:

elementi beam da 1 a 60 rappresentanti il prerivestimento

Le sollecitazioni massime sul prerivestimento risultano:

elemento 60:	N _k = 422.1 kN	M _k = 10.35 kNm	T _k = 20.70 kN
--------------	---------------------------	----------------------------	---------------------------

La tensione massima sulle centine allo SLU risulta:

$$\sigma_{id} = 123.19 \text{ MPa} < 261.90 \text{ MPa}$$

La tensione massima sullo spritz beton allo SLU risulta:

$$\sigma_{sb} = 1.34 \text{ MPa} < f_{cd}$$

TITOLO: GALLERIA CASTEL SAN FELICE SEZIONE TIPO B1-B1B-FASE 4
TITOLO1: VERIFICA DEL PRERIVESTIMENTO

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E MECCANICHE:

Modulo elastico del calcestruzzo proiettato	E_{cls}	5'000'000 kPa
Modulo elastico dell'acciaio	E_{acc}	210'000'000 kPa
n° profili		2
Tipo profilo		IPN180
Altezza del profilo	h_{profil}	0.180 m
Spessore anima del profilo	a_{profil}	0.0069 m
Area del profilo	A_{profil}	2.79E-03 m ²
Inerzia del profilo	J_{profil}	1.45E-05 m ⁴
Modulo resistente del profilo	W_{profil}	1.61E-04 m ³
Area a taglio del profilo	$A_{tprofil}$	1.24E-03 m ²
Spessore del calcestruzzo proiettato	s	0.25 m
Passo delle centine	d	1.50 m

SOLLECITAZIONI MODELLO DI CALCOLO:

Momento	M_{tot}	13.46 kNm/m
Sforzo normale	N_{tot}	548.73 kN/m
Taglio	T_{tot}	26.91 kN/m

RISULTATI:

Spessore equivalente della galleria	s_{eq}	0.250 m
Modulo elastico equivalente della galleria	E_{eq}	8'053'682 kPa
Area equivalente	A_{eq}	2.50E-01 m ² /m
Inerzia equivalente	J_{eq}	1.30E-03 m ⁴ /m

SOLLECITAZIONI E TENSIONI SUL PRERIVESTIMENTO:

Momento sulla centina	M_{cen}	20.18 kNm
Sforzo normale sulla centina	N_{cen}	319.49 kN
Taglio sulla centina	T_{cen}	40.37 kN
Sigma sulla centina	S_{cen}	119.93 MPa
Tau sulla centina	T_{cen}	16.25 MPa
Sigma ideale sulla centina	Sid_{cen}	123.19 MPa

Sforzo normale sul calcestruzzo proiettato	N_{spritz}	335.74 kN
Sigma sul calcestruzzo proiettato	S_{spritz}	1.34 MPa

10.3 Fase 5 – Verifiche tensionali sul prerivestimento e arco rovescio

In questa fase di calcolo sono presenti i seguenti elementi strutturali:

- elementi beam da 1 a 60 rappresentanti il prerivestimento
- elementi beam da 61 a 94 rappresentanti l'arco rovescio

Le sollecitazioni massime sul prerivestimento risultano:

elemento 1: $N_k = 1153 \text{ kN}$ $M_k = 6.50 \text{ kNm}$ $T_k = 18.03 \text{ kN}$

La tensione massima sulle centine allo SLU risulta:

$$\sigma_{id} = 197.29 \text{ MPa} < 261.90 \text{ MPa}$$

La tensione massima sullo spritz beton allo SLU risulta:

$$\sigma_{sb} = 3.67 \text{ MPa} < f_{cd}$$

Le sollecitazioni massime sull'arco rovescio risultano:

- mezzera elemento 66: $N_k = 625 \text{ kN}$ $M_k = 43.1 \text{ kN m}$ $T_k = 7.43 \text{ kN}$
- incastro elemento 61: $N_k = 1346 \text{ kN}$ $M_k = 268 \text{ kN m}$ $T_k = 886 \text{ kN}$

Le verifiche flessionali sull'arco rovescio risultano:

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	N _{SDU} (kN)	M _{SDU} (kN m)	M _{RD} (kNm)	FS
MAS POS	80	1Φ24/25	812	56	787	14.0
INCASTRO	80	1Φ24/25	1749	348	1082	3.10

Le verifiche a taglio sull'arco rovescio risultano:

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	V _{SDU} (kN)	V _{RD} (kN)	FS
INCASTRO	80	1Φ20/25/50	1151	1688	1.46

TITOLO: GALLERIA CASTEL SAN FELICE SEZIONE TIPO B1-B1B-FASE 5
TITOLO1: VERIFICA DEL PRERIVESTIMENTO

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E MECCANICHE:

Modulo elastico del calcestruzzo proiettato	E _{cls}	5000000 kPa
Modulo elastico dell'acciaio	E _{acc}	210000000 kPa
n° profili		2
Tipo profilo		IPN180
Altezza del profilo	P _{prof}	0.180 m
Spessore anima del profilo	a _{prof}	0.0069 m
Area del profilo	A _{prof}	2.79E-03 m ²
Inerzia del profilo	J _{prof}	1.45E-05 m ⁴
Modulo resistente del profilo	W _{prof}	1.61E-04 m ³
Area a taglio del profilo	At _{prof}	1.24E-03 m ²
Spessore del calcestruzzo proiettato	s	0.25 m
Passo delle centine	d	1.50 m

SOLLECITAZIONI MODELLO DI CALCOLO:

Momento	M _{tot}	8.45 kNm/m
Sforzo normale	N _{tot}	1498.90 kN/m
Taglio	T _{tot}	23.44 kN/m

RISULTATI:

Spessore equivalente della galleria	S _{eq}	0.250 m
Modulo elastico equivalente della galleria	E _{eq}	8053682 kPa
Area equivalente	A _{eq}	2.50E-01 m ² /m
Inerzia equivalente	J _{eq}	1.30E-03 m ⁴ /m

SOLLECITAZIONI E TENSIONI SUL PRERIVESTIMENTO:

Momento sulla centina	M _{cen}	12.68 kNm
Sforzo normale sulla centina	N _{cen}	872.71 kN
Taglio sulla centina	T _{cen}	35.16 kN
Sigma sulla centina	S _{cen}	195.76 Mpa
Tau sulla centina	T _{cen}	14.15 Mpa
Sigma ideale sulla centina	Sid _{cen}	197.29 Mpa
Sforzo normale sul calcestruzzo proiettato	N _{spritz}	917.10 kN
Sigma sul calcestruzzo proiettato	S _{spritz}	3.67 Mpa

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO SEZIONE C.A. O C.A.P.

(V.2014.11.15)

GALLERIA CASTEL SAN FELICE - SEZIONE TIPO B1-B1B - FASE 5-VERIFICA MEZZERIA ARCO ROVESCIO

Combinazioni: **Momento massimo/Tagliomassimo**

Ordinata rispetto a cui sono calcolate le sollecitazioni ys= 400.00 [mm]
 Sforzo normale agente di calcolo Nsd= -812.00 [kN]
 Momento agente di calcolo (rispetto a y=ys) Msd(y=ys)= 56.00 [kNm]
 Momento agente di calcolo (rispetto al baricentro della sezione: yg= 400.00 mm) Msd(y=yg)= 56.00 [kNm]

DATI GEOMETRICI SEZIONE

Calcestruzzo trave: modello parabola-rettangolo

Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo trave fck= 29.05 [N/mm²]
 Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata acc= 0.85
 Coefficiente parziale di sicurezza calcestruzzo trave γc= 1.50
 Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo trave fcd= 16.462 [N/mm²]
 Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo trave fctd= 1.323 [N/mm²]

Elementi	b inf [mm]	h [mm]	b sup [mm]	y inf [mm]	y sup [mm]	ε inf ‰	ε sup ‰	σ inf [N/mm ²]	σ sup [N/mm ²]	NRd(y=0) [kN]	MRd(y=0) [kNm]
1	1000.0	800.0	1000.0	0.0	800.0	10.7904	-1.8561	0.000	-16.376	-1238.86	937.17
2	0.0	0.0	0.0	800.0	800.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
3	0.0	0.0	0.0	800.0	800.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
4	0.0	0.0	0.0	800.0	800.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
5	0.0	0.0	0.0	800.0	800.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
6	0.0	0.0	0.0	800.0	800.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
7	0.0	0.0	0.0	800.0	800.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
8	0.0	0.0	0.0	800.0	800.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
9	0.0	0.0	0.0	800.0	800.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
10	0.0	0.0	0.0	800.0	800.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
totali		800.0		0.0	800.0					-1238.86	937.17

Armatura ordinaria longitudinale: modello elastico-plastico indefinito

Modulo di elasticità acciaio Es= 210000.00 [N/mm²]
 Resistenza caratteristica acciaio ordinario fyk= 450.00 [N/mm²]
 Coefficiente parziale di sicurezza acciaio ordinario γs= 1.15
 Deformazione massima di calcolo ε ud= 10.00 ‰
 Resistenza di calcolo acciaio ordinario fyd= 391.30 [N/mm²]

Armature strato	Numero ferri	Diametro [mm]	livello [mm]	area [mm ²]	ε yd ‰	ε acc ‰	σ acc [N/mm ²]	Nrd(y=0) [kN]	Mrd(y=0) [kNm]
1	4	24	50.0	1809.56	1.8634	10.0000	391.30	708.09	-35.40
2	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
3	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
4	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
5	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
6	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
7	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
8	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
9	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
10	4	20	750.0	1256.64	1.8634	-1.0657	-223.79	-281.23	210.92
totali			50.0	3066.19	1.86335	10.0000		426.86	175.52

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO: MOMENTO FLETTENTE - SFORZO NORMALE

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d) ξ= 0.0019
 Altezza totale della sezione h= 800.0 [mm]
 Copriferro armatura tesa c= 50.0 [mm]
 Altezza utile (h-c) d= 750.0 [mm]
 Profondità dell'asse neutro x= 1.4 [mm]
 Rapporto tra copriferro armatura tesa ed altezza utile (c/d) δ= 0.0667
 Braccio della coppia interna z= 706.48 [mm]
 Deformazione massima nel calcestruzzo ε cis= -1.8561 ‰ in y= 800.00 [mm]
 Deformazione massima nell'acciaio ordinario teso ε acc= 10.0000 ‰ in y= 50.00 [mm]
 Deformazione massima nell'acciaio di precompressione teso ε ap= 0.0000 ‰ in y= [mm]
 Campo di deformazione specifica 2
 Parametro di deformazione λ (ε= λ + μ y) λ= 1.079E-02
 Parametro di deformazione μ (ε= λ + μ y) μ= -1.581E-05 [mm⁻¹]
 Sforzo normale resistente (rispetto alla base - y=0) Nrd(y=0)= -812.00 [kN]
 Momento resistente (rispetto alla base - y=0) Mrd(y=0)= 1112.69 [kNm]
 Sforzo normale resistente (rispetto a y=ys) Nrd= -812.00 [kN]
 Momento resistente (rispetto a y=ys) Mrd= 787.89 [kNm]
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (Nrd=cost) Mrd/Msd= 14.069

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO: SFORZO DI TAGLIO

Sforzo normale agente di calcolo (compresa precompressione) Nsd= -812.00 [kN]
 Sforzo di taglio agente (carichi esterni) Vd= 9.00 [kN]
 Carichi appesi o indiretti Cad= 0.00 [kN/m]
 Distanza della sezione dal bordo di appoggio (verifica solo VRcd se: av <= d; EN 1992-1-1; 6.2.1(8)) av= 999999.00 [mm]
 Sezione ad altezza variabile: Inclinazione dei lembi della membratura (p>0 per h crescente con M): p= 0.0000
 Componente di taglio dovuta all'inclinazione dei lembi della membratura Vmd= 0.00 [kN]
 Componente di taglio dovuta all'inclinazione dei cavì di precompressione Vpd= 0.00 [kN]
 Sforzo di taglio agente di calcolo: (Vsd = Vd + Vmd + Vpd) Vsd= 9.00 [kN]

Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

Larghezza (minima) della membratura resistente a taglio bw= 1000.00 [mm]
 Altezza utile sezione: d = h - c d= 750.00 [mm]
 Braccio della coppia interna z= 706.48 [mm]
 Area armature longitudinali tese Asl= 1809.56 [mm²]
 Coefficiente: k=1+(200/d)^{0.5} [≤=2] k= 1.516
 Coefficiente: Vmin=0.035 * (k*M.5) * (fck^{0.5}) Vmin= 0.35226 [N/mm²]
 Rapporto geometrico armatura longitudinale: ρ= Asl / (bw * d) [≤=0.02] ρ= 0.00241
 Tensione media di compressione nella sezione: σcp=Nsd/Ac [≤=0.2 * fcd] σcp= 1.015 [N/mm²]
Sforzo di taglio resistente Vrd= 378.38 [kN]
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (ρ >= 1; solo calcestruzzo) Vrd/Vsd= 42.042

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO SEZIONE C.A. O C.A.P.

(V.2014.11.15)

GALLERIA CASTEL SAN FELICE - SEZIONE TIPO B1-B18 - FASE 5-VERIFICA INCASTRO ARCO ROVESCIO

Combinazioni:

Momento massimo/Tagliomassimo

Ordinata rispetto a cui sono calcolate le sollecitazioni y_s= 400.00 [mm]
 Storzo normale agente di calcolo N_{sd}= -1749.00 [kN]
 Momento agente di calcolo (rispetto a y-y_s) M_{sdly}= 348.00 [kNm]
 Momento agente di calcolo (rispetto al baricentro della sezione: y_g= 400.00 mm) M_{sdly}=y_gl= 348.00 [kNm]

DATI GEOMETRICI SEZIONE

Calcestruzzo trave: modello parabola-rettangolo

Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo trave f_{ck}= 29.05 [N/mm²]
 Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata α_{cc}= 0.85
 Coefficiente parziale di sicurezza calcestruzzo trave γ_c= 1.50
 Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo trave f_{cd}= 16.462 [N/mm²]
 Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo trave f_{ctd}= 1.323 [N/mm²]

Elementi	b inf [mm]	h [mm]	b sup [mm]	y inf [mm]	y sup [mm]	ε inf ‰	ε sup ‰	σ inf [N/mm ²]	σ sup [N/mm ²]	N _{Rdly} (=0) [kN]	M _{Rdly} (=0) [kNm]
1	1000.0	800.0	1000.0	0.0	800.0	10.8461	-2.6918	0.0000	-16.462	-1970.02	1451.75
2	0.0	0.0	0.0	800.0	800.0	0.0000	0.0000	0.0000	0.000	0.00	0.00
3	0.0	0.0	0.0	800.0	800.0	0.0000	0.0000	0.0000	0.000	0.00	0.00
4	0.0	0.0	0.0	800.0	800.0	0.0000	0.0000	0.0000	0.000	0.00	0.00
5	0.0	0.0	0.0	800.0	800.0	0.0000	0.0000	0.0000	0.000	0.00	0.00
6	0.0	0.0	0.0	800.0	800.0	0.0000	0.0000	0.0000	0.000	0.00	0.00
7	0.0	0.0	0.0	800.0	800.0	0.0000	0.0000	0.0000	0.000	0.00	0.00
8	0.0	0.0	0.0	800.0	800.0	0.0000	0.0000	0.0000	0.000	0.00	0.00
9	0.0	0.0	0.0	800.0	800.0	0.0000	0.0000	0.0000	0.000	0.00	0.00
10	0.0	0.0	0.0	800.0	800.0	0.0000	0.0000	0.0000	0.000	0.00	0.00
totali		800.0			800.0					-1970.02	1451.75

Armatura ordinaria longitudinale: modello elastico-plastico indefinito

Modulo di elasticità acciaio E_s= 210000.00 [N/mm²]
 Resistenza caratteristica acciaio ordinario f_{yk}= 450.00 [N/mm²]
 Coefficiente parziale di sicurezza acciaio ordinario γ_s= 1.15
 Deformazione massima di calcolo ε_{sd}= 15.00 ‰
 Resistenza di calcolo acciaio ordinario f_{yk}= 391.30 [N/mm²]

Armature	Numero	Diametro [mm]	livello [mm]	area [mm ²]	ε yd ‰	ε acc ‰	σ acc [N/mm ²]	N _{Rdly} (=0) [kN]	M _{Rdly} (=0) [kNm]
stato	ferri	24	50.0	1809.56	1.8634	10.0000	391.30	708.09	-35.40
2	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
3	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
4	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
5	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
6	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
7	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
8	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
9	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
10	4	20	750.0	1256.64	1.8634	-1.8457	-387.60	-487.07	365.30
totali			50.0	3066.19	1.86335	10.0000		221.02	329.50

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO: MOMENTO FLETTENTE - SFORZO NORMALE

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d) ξ_r= 0.0027
 Altezza totale della sezione h_w= 800.00 [mm]
 Copriferro armatura tesa c_s= 50.00 [mm]
 Altezza utile (h-c) d_w= 750.00 [mm]
 Profondità dell'asse neutro x_w= 2.00 [mm]
 Rapporto tra copriferro armatura tesa ed altezza utile (c/d) c_r= 0.0625
 Braccio della coppia interna z_w= 686.92 [mm]
 Deformazione massima nel calcestruzzo ε_{cc,sd}= -2.6918 ‰ in y= 800.00 [mm]
 Deformazione massima nell'acciaio ordinario teso ε_{acc,sd}= 10.0000 ‰ in y= 50.00 [mm]
 Deformazione massima nell'acciaio di precompressione teso ε_{sp,sd}= 0.0000 ‰ in y= (mm)
 Campo di deformazione specifica λ_s= 2
 Parametro di deformazione λ (ε_s - λ_s - y) λ_s= 1.6826-05 [mm⁻¹]
 Parametro di deformazione λ (ε_s - λ_s - y) λ_s= -1.6926-05 [mm⁻¹]
 Storzo normale resistente (rispetto alla base - y=0) N_{Rdly}(=0)= -1749.00 [kN]
 Momento resistente (rispetto alla base - y=0) M_{Rdly}(=0)= 1781.65 [kNm]
 Storzo normale resistente (rispetto a y-y_s) N_{sd}= -1749.00 [kN]
 Momento resistente (rispetto a y-y_s) M_{sd}= 1082.05 [kNm]
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (N_{rd}=cos) M_{rd}/M_{sd}= 3.109

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO: SFORZO DI TAGLIO

Storzo normale agente di calcolo (compresa precompressione) N_{sd}= -1749.00 [kN]
 Storzo di taglio agente (carichi esterni) V_{sd}= 1151.00 [kN]
 Carichi appesi o indiretti C_{sd}= 0.00 [kNm]
 Distanza della sezione dal bordo di appoggio (verifica solo VR_{cd} se: av <= d; EN 1992-1-1 6.2.1(B)) a_w= 999999.00 [mm]
 Sezione ad altezza variabile: inclinazione dei lembi della membratura (p>0 per h crescente con M): p_w= 0.0000
 Componente di taglio dovuta all'inclinazione dei lembi della membratura V_{md}= 0.00 [kN]
 Componente di taglio dovuta all'inclinazione dei carichi di precompressione V_{pd}= 0.00 [kN]
 Storzo di taglio agente di calcolo: (V_{sd} = V_d + V_{md} + V_{pd}) V_{sd}= 1151.00 [kN]

Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

Larghezza (minima) della membratura resistente a taglio b_w= 1000.00 [mm]
 Altezza utile sezione: d = h - c d_w= 750.00 [mm]
 Braccio della coppia interna z_w= 686.92 [mm]
 Area armature longitudinali teso A_{stl}= 1809.56 [mm²]
 Coefficiente: k₁=1.2000(0.5) [≤2] k₁= 1.516
 Coefficiente: γ_m=0.035 * (k₁*5) * (f_{ck}/0.5) γ_m= 0.35226 [N/mm²]
 Rapporto geometrico armatura longitudinale: ρ_l= A_{stl} / (b_w * d) [≤0.02] ρ_l= 0.00241
 Tensione media di compressione nella sezione: σ_{cp}=N_{sd}/A_c [≤0.2 * f_{cd}] σ_{cp}= 2.186 [N/mm²]
Storzo di taglio resistente V_{rd}= 519.15 [kN]
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (p>= 1; solo calcestruzzo) V_{rd}/V_{sd}= 0.443

Armatura ordinaria trasversale (per taglio)

Modulo di elasticità acciaio armatura trasversale E_{sv}= 210000.00 [N/mm²]
 Resistenza caratteristica acciaio ordinario armatura trasversale f_{yk}= 450.00 [N/mm²]
 Coefficiente parziale di sicurezza acciaio ordinario armatura trasversale γ_{sv}= 1.15
 Resistenza di calcolo acciaio ordinario armatura trasversale f_{yk}= 391.30 [N/mm²]
 Disposizione armatura trasversale (staffe): numero bracci: n_s= 2 f_{ypd}= 313.04 [N/mm²]
 diametro: φ_s= 20 [mm] n_s= 0
 interessate: s_s= 250.00 [mm] φ_s= 0 [mm]
 inclinazione rispetto all'asse della trave (45° < α <= 90°) u_s= 90.00 ° s_p= 0.00 [mm]
Controllo area minima staffe A_{sv,min}= 1500.00 [mm²/m] s_{p,max}= 333.00 [mm] s_{p,max}= N.D. [mm]

Inclinazione dei "puntori" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave (1 <= cot θ <= 2.5) cot θ= 2.500
 Controllo limite inferiore cot θ in caso di significativo storzo normale: σ_{cp}= 2.186 [N/mm²]
 Tensione media di compressione nella sezione: σ_{cp}=N_{sd}/A_c σ_{cp}= 2.158 [N/mm²]
 Tensione tangenziale baricentrica σ_{tl}= 1.326 [N/mm²]
 Tensione principale massima baricentrica cot θ_{tl}= 1.627
 Inclinazione minima dei "puntori" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave (1 <= cot θ_{tl} <= 2.5) cot θ_{tl}= 2.500
 Inclinazione assunta dei "puntori" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave (1 <= cot θ_{tl} <= 2.5) α_{tl}= 65.85 [mm]
 Prolungamento delle armature longitudinali dovuto all'inclinazione θ ΔM= 988.31 [kNm]
 Incremento momento flettente dovuto al taglio (traslazione diagramma momenti: solo se: M_{sd} + ΔM <= M_{max})

Verifica elementi con armature trasversali resistenti a taglio

Verifica del calcestruzzo compresso
 Larghezza (minima) della membratura resistente a taglio b_w= 1000.00 [mm]
 Altezza utile sezione: d = h - c d_w= 750.00 [mm]
 Braccio della coppia interna z_w= 686.92 [mm]
 Coefficiente α_c (σ_{cp}/f_{cd}) α_c= 0.133
 Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo: f_{cd} = 0.5 * f_{cd} f_{cd}= 8.231 [N/mm²]
 Storzo di taglio resistente (calcestruzzo compresso) V_{rd}= 1967.34 [kN]
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (p>=1; calcestruzzo compresso) V_{rd}/V_{sd}= 1.709

Verifica dell'armatura trasversale d'anima

Area delle armature trasversali (staffe) A_{sv}= 628.32 [mm²]
 Area staffe necessaria per carichi appesi A_{st}= 0.000 [mm²]
 Area staffe utile al netto dell'armatura necessaria per carichi appesi A_{st}= 628.32 [mm²]
 Area delle armature trasversali (ferri piegati) A_{sv}= 0.00 [mm²]
 Storzo di taglio resistente (staffe) V_{rd}= 1688.89 [kN]
 Storzo di taglio resistente (ferri piegati) V_{pd}= 0.00 [kN]
 Storzo di taglio resistente totale armature trasversali V_{rd}= 1688.89 [kN]
Storzo di taglio resistente: V_{rd}=minimo(V_{rd}, V_{pd}) V_{rd}= 1688.89 [kN]
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (p>= 1; armatura d'anima) V_{rd}/V_{sd}= 1.467

10.4 Fase 6 – Verifiche tensionali arco rovescio e calotta

In questa fase di calcolo sono presenti i seguenti elementi strutturali:

elementi beam da 1 a 60 rappresentanti la calotta
elementi beam da 61 a 94 rappresentanti l'arco rovescio

Le sollecitazioni massime sull'arco rovescio risultano:

mezzeria elemento 77: $N_k = 1354$ kN $M_k = 184$ kN m $T_k = 8.04$ kN
incastro elemento 62: $N_k = 2459$ kN $M_k = 726$ kN m $T_k = 699$ kN

Le sollecitazioni massime in calotta risultano:

incastro elemento 60: $N_k = 2229$ kN $M_k = 286$ kN m $T_k = 457$ kN
mezzeria elemento 56: $N_k = 2177$ kN $M_k = 90.1$ kN m $T_k = 90.9$ kN

Le verifiche flessionali sull'arco rovescio risultano:

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	N_{SDU} (kN)	M_{SDU} (kN m)	M_{RD} (kNm)	FS
MAS POS	80	1 Φ 24/25	1760	239	1085	4.54
INCASTRO	80	1 Φ 24/25	3196	943	1421	1.50

Le verifiche a taglio sull'arco rovescio risultano:

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	V_{SDU} (kN)	V_{RD} (kN)	FS
INCASTRO	80	1 Φ 20/25/50	909	1582	1.74

Le verifiche flessionali sulla calotta risultano:

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	N_{SDU} (kN)	M_{SDU} (kN m)	M_{RD} (kNm)	FS
INCASTRO	60	1 Φ 24/25	2897	371	931	2.51
MAS POS	60	1 Φ 20/25	2830	117	844	7.22

Le verifiche a taglio sulla calotta risultano:

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	V_{SDU} (kN)	V_{RD} (kN)	FS
INCASTRO	60		594	1158	1.95

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO SEZIONE C.A. O C.A.P.

(V.2014.11.15)

GALLERIA CASTEL SAN FELICE - SEZIONE TIPO B1-B1B - FASE 6-VERIFICA MEZZERIA ARCO ROVESCIO

Combinazioni: **Momento massimo/Tagliomassimo**

Ordinata rispetto a cui sono calcolate le sollecitazioni ys= 400.00 [mm]
 Sforzo normale agente di calcolo Nsd= -1760.00 [kN]
 Momento agente di calcolo (rispetto a y=ys) Msd(y=ys)= 239.00 [kNm]
 Momento agente di calcolo (rispetto al baricentro della sezione: yg= 400.00 mm) Msd(y=yg)= 239.00 [kNm]

DATI GEOMETRICI SEZIONE

Calcestruzzo trave: modello parabola-rettangolo

Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo trave fck= 29.04 [N/mm²]
 Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata acc= 0.85
 Coefficiente parziale di sicurezza calcestruzzo trave γc= 1.50
 Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo trave fcd= 16.456 [N/mm²]
 Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo trave fctd= 1.323 [N/mm²]

Elementi	b inf [mm]	h [mm]	b sup [mm]	y inf [mm]	y sup [mm]	ε inf ‰	ε sup ‰	σ inf [N/mm ²]	σ sup [N/mm ²]	NRd(y=0) [kN]	MRd(y=0) [kNm]
1	1000.0	800.0	1000.0	0.0	800.0	10.8469	-2.7028	0.000	-16.456	-1978.31	1457.36
2	0.0	0.0	0.0	800.0	800.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
3	0.0	0.0	0.0	800.0	800.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
4	0.0	0.0	0.0	800.0	800.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
5	0.0	0.0	0.0	800.0	800.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
6	0.0	0.0	0.0	800.0	800.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
7	0.0	0.0	0.0	800.0	800.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
8	0.0	0.0	0.0	800.0	800.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
9	0.0	0.0	0.0	800.0	800.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
10	0.0	0.0	0.0	800.0	800.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
totali		800.0		0.0	800.0					-1978.31	1457.36

Armatura ordinaria longitudinale: modello elastico-plastico indefinito

Modulo di elasticità acciaio Es= 210000.00 [N/mm²]
 Resistenza caratteristica acciaio ordinario fyk= 450.00 [N/mm²]
 Coefficiente parziale di sicurezza acciaio ordinario γs= 1.15
 Deformazione massima di calcolo ε ud= 10.00 ‰
 Resistenza di calcolo acciaio ordinario fyd= 391.30 [N/mm²]

Armature strato	Numero ferri	Diametro [mm]	livello [mm]	area [mm ²]	ε yd ‰	ε acc ‰	σ acc [N/mm ²]	Nrd(y=0) [kN]	Mrd(y=0) [kNm]
1	4	24	50.0	1809.56	1.8634	10.0000	391.30	708.09	-35.40
2	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
3	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
4	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
5	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
6	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
7	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
8	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
9	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
10	4	20	750.0	1256.64	1.8634	-1.8560	-389.75	-489.78	367.33
totali			50.0	3066.19	1.86335	10.0000		218.31	331.93

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO: MOMENTO FLETTENTE - SFORZO NORMALE

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d) ξ= 0.0027
 Altezza totale della sezione h= 800.0 [mm]
 Copriferro armatura tesa c= 50.0 [mm]
 Altezza utile (h-c) d= 750.0 [mm]
 Profondità dell'asse neutro x= 2.0 [mm]
 Rapporto tra copriferro armatura tesa ed altezza utile (c/d) δ= 0.0667
 Braccio della coppia interna z= 686.67 [mm]
 Deformazione massima nel calcestruzzo ε cis= -2.7028 ‰ in y= 800.00 [mm]
 Deformazione massima nell'acciaio ordinario teso ε acc= 10.0000 ‰ in y= 50.00 [mm]
 Deformazione massima nell'acciaio di precompressione teso ε ap= 0.0000 ‰ in y= [mm]
 Campo di deformazione specifica λ= 2
 Parametro di deformazione λ (ε= λ + μ y) λ= 1.085E-02
 Parametro di deformazione μ (ε= λ + μ y) μ= -1.694E-05 [mm⁻¹]
 Sforzo normale resistente (rispetto alla base - y=0) Nrd(y=0)= -1760.00 [kN]
 Momento resistente (rispetto alla base - y=0) Mrd(y=0)= 1789.29 [kNm]
 Sforzo normale resistente (rispetto a y=ys) Nrd= -1760.00 [kN]
 Momento resistente (rispetto a y=ys) Mrd= 1085.29 [kNm]
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (Nrd=cost) Mrd/Msd= 4.541

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO: SFORZO DI TAGLIO

Sforzo normale agente di calcolo (compresa precompressione) Nsd= -1760.00 [kN]
 Sforzo di taglio agente (carichi esterni) Vd= 10.00 [kN]
 Carichi appesi o indiretti Cad= 0.00 [kN/m]
 Distanza della sezione dal bordo di appoggio (verifica solo VRcd se: av <= d; EN 1992-1-1; 6.2.1(8)) av= 999999.00 [mm]
 Sezione ad altezza variabile: Inclinazione dei lembi della membratura (p > 0 per h crescente con M): p= 0.0000
 Componente di taglio dovuta all'inclinazione dei lembi della membratura Vmd= 0.00 [kN]
 Componente di taglio dovuta all'inclinazione dei cavì di precompressione Vpd= 0.00 [kN]
 Sforzo di taglio agente di calcolo: (Vsd = Vd + Vmd + Vpd) Vsd= 10.00 [kN]

Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

Larghezza (minima) della membratura resistente a taglio bw= 1000.00 [mm]
 Altezza utile sezione: d = h - c d= 750.00 [mm]
 Braccio della coppia interna z= 686.67 [mm]
 Area armature longitudinali tese Asl= 1809.56 [mm²]
 Coefficiente: k=1+(200/d)^{0.5} [≤=2] k= 1.516
 Coefficiente: Vmin=0.035 * (k*M.5) * (fck/0.5) Vmin= 0.35220 [N/mm²]
 Rapporto geometrico armatura longitudinale: ρ= Asl / (bw * d) [≤=0.02] ρ= 0.00241
 Tensione media di compressione nella sezione: σcp=Nsd/Ac [≤=0.2 * fcd] σcp= 2.200 [N/mm²]
Sforzo di taglio resistente Vrd= 511.65 [kN]
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (ρ >= 1; solo calcestruzzo) Vrd/Vsd= 51.165

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO SEZIONE C.A. O C.A.P.

(v. 2014.11.15)

GALLERIA CASTEL SAN FELICE - SEZIONE TIPO B1-B18 - FASE 6-VERIFICA INCASTRO ARCO ROVESCIO

Combinazioni:

Momento massimo/Tagliomassimo

Ordinata rispetto a cui sono calcolate le sollecitazioni y-s= 400.00 (mm)
 Sforzo normale agente di calcolo Nsd=-3196.00 (kN)
 Momento agente di calcolo (rispetto a y-y-s) Msdly=y-sj= 943.00 (kNm)
 Momento agente di calcolo (rispetto al baricentro della sezione: y-g= 400.00 mm) Msdly=y-gj= 943.00 (kNm)

DATI GEOMETRICI SEZIONE

Calcestruzzo trave: modello parabola-rettangolo

Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo trave fck= 29.04 (N/mm²)
 Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata αcc= 0.85
 Coefficiente parziale di sicurezza calcestruzzo trave γc= 1.50
 Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo trave fcd= 16.456 (N/mm²)
 Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo trave fctd= 1.323 (N/mm²)

Elementi	b inf [mm]	h [mm]	b sup [mm]	y inf [mm]	y sup [mm]	ε inf ‰	ε sup ‰	σ inf [N/mm²]	σ sup [N/mm²]	Nrd(y=0) [kN]	Mrd(y=0) [kNm]
1	1000.0	800.0	1000.0	0.0	800.0	7.4309	-3.5000	0.0000	-16.456	-3412.36	2366.30
2	0.0	0.0	0.0	800.0	800.0	0.0000	0.0000	0.0000	0.000	0.00	0.00
3	0.0	0.0	0.0	800.0	800.0	0.0000	0.0000	0.0000	0.000	0.00	0.00
4	0.0	0.0	0.0	800.0	800.0	0.0000	0.0000	0.0000	0.000	0.00	0.00
5	0.0	0.0	0.0	800.0	800.0	0.0000	0.0000	0.0000	0.000	0.00	0.00
6	0.0	0.0	0.0	800.0	800.0	0.0000	0.0000	0.0000	0.000	0.00	0.00
7	0.0	0.0	0.0	800.0	800.0	0.0000	0.0000	0.0000	0.000	0.00	0.00
8	0.0	0.0	0.0	800.0	800.0	0.0000	0.0000	0.0000	0.000	0.00	0.00
9	0.0	0.0	0.0	800.0	800.0	0.0000	0.0000	0.0000	0.000	0.00	0.00
10	0.0	0.0	0.0	800.0	800.0	0.0000	0.0000	0.0000	0.000	0.00	0.00
totali		800.0			800.0					-3412.36	2366.30

Armatura ordinaria longitudinale: modello elastico-plastico indefinito

Modulo di elasticità acciaio Es= 210000.00 (N/mm²)
 Resistenza caratteristica acciaio ordinario fyk= 450.00 (N/mm²)
 Coefficiente parziale di sicurezza acciaio ordinario γs= 1.15
 Deformazione massima di calcolo εsd= 18.00 ‰
 Resistenza di calcolo acciaio ordinario fykd= 391.30 (N/mm²)

Armature	Numero	Diametro [mm]	livello [mm]	area [mm²]	c yd [mm]	ε acc ‰	σ acc [N/mm²]	Nrd(y=0) [kN]	Mrd(y=0) [kNm]
stato	ferri	24	50.0	1809.56	6.7477	1.8634	391.30	708.09	-35.40
2	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
3	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
4	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
5	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
6	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
7	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
8	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
9	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
10	4	20	750.0	1256.64	1.8634	-2.8189	-391.30	-491.73	368.80
totali			50.0	3066.19	1.86335	6.7477		216.36	333.59

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO: MOMENTO FLETTENTE - SFORZO NORMALE

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d) ξ= 0.3415
 Altezza totale della sezione hw= 800.00 (mm)
 Copriferro armatura tesa ca= 50.00 (mm)
 Altezza utile (h-c) da= 750.00 (mm)
 Profondità dell'asse neutro xu= 266.2 (mm)
 Rapporto tra copriferro armatura tesa ed altezza utile (c/d) ξ= 0.0667
 Braccio della coppia interna z= 643.45 (mm)
 Deformazione massima nel calcestruzzo εcls= -3.5000 ‰ in y= 800.00 (mm)
 Deformazione massima nell'acciaio ordinario teso εacc= 6.7477 ‰ in y= 50.00 (mm)
 Deformazione massima nell'acciaio di precompressione teso εap= 0.0000 ‰ in y= (mm)
 Campo di deformazione specifica β= 3
 Parametro di deformazione λ (α=1 + β y) λ= 7.4316-03
 Parametro di deformazione μ (α=1 + β y) μ= -1.3666-05 (mm⁻¹)
 Sforzo normale resistente (rispetto alla base - y=0) Nrd(y=0)= -3196.00 (kN)
 Momento resistente (rispetto alla base - y=0) Mrd(y=0)= 2699.69 (kNm)
 Sforzo normale resistente (rispetto a y-y-s) Nsd= -3196.00 (kN)
 Momento resistente (rispetto a y-y-s) Mrd= 1421.29 (kNm)
 Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (Nrd=cos) Mrd/Msd= 1.507

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO: SFORZO DI TAGLIO

Sforzo normale agente di calcolo (compresa precompressione) Nsd= -3196.00 (kN)
 Sforzo di taglio agente (carichi esterni) Vd= 909.00 (kN)
 Carichi appesi o indiretti Csd= 0.00 (kNm)
 Distanza della sezione dal bordo di appoggio (verifica solo VRcd se: av <= d; EN 1992-1-1:6.2.1(B)) av= 999999.00 (mm)
 Sezione ad altezza variabile: Inclinazione dei lembi della membratura (p>0 per h crescente con M): p= 0.0000
 Componente di taglio dovuta all'inclinazione dei lembi della membratura Vmd= 0.00 (kN)
 Componente di taglio dovuta all'inclinazione dei carichi di precompressione Vpd= 0.00 (kN)
 Sforzo di taglio agente di calcolo: (Vsd = Vd + Vmd + Vpd) Vsd= 909.00 (kN)

Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

Larghezza (minima) della membratura resistente a taglio bw= 1000.00 (mm)
 Altezza utile sezione: d = h - c da= 750.00 (mm)
 Braccio della coppia interna za= 643.45 (mm)
 Area armature longitudinali teso Ast= 1809.56 (mm²)
 Coefficiente: kv=1+2000/(d*0.5) (α<=2) kv= 1.516
 Coefficiente: Vmin=0.035 * (kv*1.5) * (fck/0.5) Vmin= 0.35220 (N/mm²)
 Rapporto geometrico armatura longitudinale: ρl= Ast / (bw * d) (α<=0.02) ρl= 0.00241
 Tensione media di compressione nella sezione: σcp=Nsd/AC (α<=0.2 * fcd) σcp= -3.291 (N/mm²)
 Sforzo di taglio resistente Vrd= 634.41 (kN)
 Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (α=1; solo calcestruzzo) Vrd/Vsd= 0.698

Armatura ordinaria trasversale (per taglio)

Modulo di elasticità acciaio armatura trasversale Es= 210000.00 (N/mm²)
 Resistenza caratteristica acciaio ordinario armatura trasversale fyk= 450.00 (N/mm²)
 Coefficiente parziale di sicurezza acciaio ordinario armatura trasversale γs= 1.15
 Resistenza di calcolo acciaio ordinario armatura trasversale fykd= 391.30 (N/mm²)
 Disposizione armatura trasversale (staffe): numero bracci: n= 2
 diametro: φs= 20 (mm)
 interessate: ss= 250.00 (mm)
 inclinazione rispetto all'asse della trave (45°<=α<=90°) us= 90.00 °
 Controllo area minima staffe Asv,min= 1500.00 (mm²/m)
 Controllo interessi massimi ss,max= 333.00 (mm)
 Ferri piegati fypd= 313.04 (N/mm²)
 n= 0
 φp= 0 (mm)
 sp= 0.00 (mm)
 up= 45.00 °
 sp,max= N.D. (mm)
 Inclinazione dei "puntori" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave (1 <= cot θ <= 2.5) cot θ= 2.500
 Controllo limite inferiore cot θ in caso di significativo sforzo normale: σcp= 3.291 (N/mm²)
 Tensione tangenziale baricentrica σtb= 1.704 (N/mm²)
 Tensione principale massima baricentrica σt1= 0.724 (N/mm²)
 inclinazione minima dei "puntori" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave cot θ= 2.356
 inclinazione assicurata dei "puntori" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave (1 <= cot θ <= cot θ <= 2.5) cot θ= 2.500
 Prolungamento delle armature longitudinali dovuto all'inclinazione θ α= 804.31 (mm)
 Incremento momento flettente dovuto al taglio (traslazione diagramma momenti: solo se: Msd + ΔM <= Mmax) ΔM= 731.12 (kNm)

Verifica elementi con armature trasversali resistenti a taglio

Verifica del calcestruzzo compresso
 Larghezza (minima) della membratura resistente a taglio bw= 1000.00 (mm)
 Altezza utile sezione: d = h - c da= 750.00 (mm)
 Braccio della coppia interna za= 643.45 (mm)
 Coefficiente αc (αcp) αc= 0.200
 Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo: f'cd = 0.5 * fcd f'cd= 8.226 (N/mm²)
 Sforzo di taglio resistente (calcestruzzo compresso) Vrcd= 1902.59 (kN)
 Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (α=1; calcestruzzo compresso) Vrcd/Vsd= 2.093
 Verifica dell'armatura trasversale d'anima
 Area delle armature trasversali (staffe) Asv= 628.32 (mm²)
 Area staffe necessaria per carichi appesi Ast= 0.000 (mm²)
 Area staffe utile al netto dell'armatura necessaria per carichi appesi Ast= 628.32 (mm²)
 Area delle armature trasversali (ferri piegati) Asv= 0.00 (mm²)
 Sforzo di taglio resistente (staffe) Vrsd= 1582.01 (kN)
 Sforzo di taglio resistente (ferri piegati) Vrsd= 0.00 (kN)
 Sforzo di taglio resistente totale armature trasversali Vrsd= 1582.01 (kN)
 Sforzo di taglio resistente: Vrd=minimo(Vrcd, Vrsd) Vrd= 1582.01 (kN)
 Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (α=1; armatura d'anima) Vrd/Vsd= 1.740

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO SEZIONE C.A. O C.A.P.

(V.2014.11.15)

GALLERIA CASTEL SAN FELICE - SEZIONE TIPO B1-B1B - FASE 6-VERIFICA INCASTRO CALOTTA

Combinazioni:

Momento massimo/Tagliomassimo

Ordinata rispetto a cui sono calcolate le sollecitazioni y_s= 300.00 [mm]
 Storzo normale agente di calcolo N_{sd}= -2897.00 [kN]
 Momento agente di calcolo (rispetto a y=y_s) M_{sdly=y_s}= 371.00 [kNm]
 Momento agente di calcolo (rispetto al baricentro della sezione: y_g= 300.00 mm) M_{sdly=y_g}= 371.00 [kNm]

DATI GEOMETRICI SEZIONE

Calcestruzzo trave: modello parabola-rettangolo

Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo trave f_{ck}= 29.04 [N/mm²]
 Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata α_{cc}= 0.85
 Coefficiente parziale di sicurezza calcestruzzo trave γ_c= 1.50
 Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo trave f_{cd}= 16.456 [N/mm²]
 Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo trave f_{ctd}= 1.323 [N/mm²]

Elementi	b inf [mm]	h [mm]	b sup [mm]	y inf [mm]	y sup [mm]	ε inf ‰	ε sup ‰	σ inf [N/mm ²]	σ sup [N/mm ²]	N _{Rdly=0} [kN]	M _{Rdly=0} [kNm]
1	1000.0	600.0	1000.0	0.0	600.0	5.4855	-3.5000	0.0000	-16.456	-3113.36	1565.35
2	0.0	0.0	0.0	600.0	600.0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.00	0.00
3	0.0	0.0	0.0	600.0	600.0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.00	0.00
4	0.0	0.0	0.0	600.0	600.0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.00	0.00
5	0.0	0.0	0.0	600.0	600.0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.00	0.00
6	0.0	0.0	0.0	600.0	600.0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.00	0.00
7	0.0	0.0	0.0	600.0	600.0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.00	0.00
8	0.0	0.0	0.0	600.0	600.0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.00	0.00
9	0.0	0.0	0.0	600.0	600.0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.00	0.00
10	0.0	0.0	0.0	600.0	600.0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.00	0.00
totali		600.0		0.0	600.0					-3113.36	1565.35

Armatura ordinaria longitudinale: modello elastico-plastico indefinito

Modulo di elasticità acciaio E_s= 210000.00 [N/mm²]
 Resistenza caratteristica acciaio ordinario f_{yk}= 450.00 [N/mm²]
 Coefficiente parziale di sicurezza acciaio ordinario γ_s= 1.15
 Deformazione massima di calcolo ε_{sd}= 18.00 ‰
 Resistenza di calcolo acciaio ordinario f_{yk}= 391.30 [N/mm²]

Armature	Numero	Diametro [mm]	livello [mm]	area [mm ²]	c yd [mm]	ε acc ‰	σ acc [N/mm ²]	N _{Rdly=0} [kN]	M _{Rdly=0} [kNm]
sistato	ferri	24	50.0	1809.56	1.8634	4.7367	391.30	708.09	-35.40
2	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
3	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
4	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
5	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
6	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
7	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
8	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
9	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
10	4	20	50.0	1256.64	1.8634	-2.7512	-391.30	-491.73	270.45
totali			50.0	3066.19	1.86335	4.7367		216.36	235.56

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO: MOMENTO FLETTENTE - SFORZO NORMALE

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d) ξ_r= 0.4249
 Altezza totale della sezione h_w= 600.00 [mm]
 Copriferro armatura tesa c_s= 50.00 [mm]
 Altezza utile (h-c) d_w= 550.00 [mm]
 Profondità dell'asse neutro x_w= 233.7 [mm]
 Rapporto tra copriferro armatura tesa ed altezza utile (c/d) c_r= 0.0909 [mm]
 Braccio della coppia interna z_w= 452.78 [mm]
 Deformazione massima nel calcestruzzo ε_{cc,sd}= -3.5000 ‰ in y_s= 600.00 [mm]
 Deformazione massima nell'acciaio ordinario teso ε_{acc}= 4.7367 ‰ in y_s= 50.00 [mm]
 Deformazione massima nell'acciaio di precompressione teso ε_{sp}= 0.0000 ‰ in y_s= [mm]
 Campo di deformazione specifica λ_s= 5.4855-03
 Parametro di deformazione λ (ε_{c1}-λ-y_s) λ_s= -1.4987-05 [mm⁻¹]
 Parametro di deformazione λ (ε_{c1}+λ-y_s) λ_s= -1.4987-05 [mm⁻¹]
 Storzo normale resistente (rispetto alla base - y=0) N_{Rdly=0}= -2897.00 [kN]
 Momento resistente (rispetto alla base - y=0) M_{Rdly=0}= 1800.40 [kNm]
 Storzo normale resistente (rispetto a y=y_s) N_{sd}= -2897.00 [kN]
 Momento resistente (rispetto a y=y_s) M_{sd}= 931.30 [kNm]
 Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (N_{sd}=cos) M_{sd}/M_{sd}= 2.510

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO: SFORZO DI TAGLIO

Storzo normale agente di calcolo (compresa precompressione) N_{sd}= -2897.00 [kN]
 Storzo di taglio agente (carichi esterni) V_{sd}= 594.00 [kN]
 Carichi appesi o indiretti C_{sd}= 0.00 [kNm]
 Distanza della sezione dal bordo di appoggio (verifica solo VR_{cd} se: av <= d; EN 1992-1-1.6.2.1(B)) a_w= 999999.00 [mm]
 Sezione ad altezza variabile: inclinazione dei lembi della membratura (p>0 per h crescente con M): p_w= 0.0000
 Componente di taglio dovuta all'inclinazione dei lembi della membratura V_{md}= 0.00 [kN]
 Componente di taglio dovuta all'inclinazione dei cavi di precompressione V_{pd}= 0.00 [kN]
 Storzo di taglio agente di calcolo: (V_{sd}= V_d + V_{md} + V_{pd}) V_{sd}= 594.00 [kN]

Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

Larghezza (minima) della membratura resistente a taglio b_w= 1000.00 [mm]
 Altezza utile sezione: d = h - c d_w= 550.00 [mm]
 Braccio della coppia interna z_w= 452.78 [mm]
 Area armature longitudinali teso A_{sl}= 1809.56 [mm²]
 Coefficiente: k₁+1<200000.0.5 [ε<2] k₁= 1.803
 Coefficiente: V_{min}>0.035 * (k₁.5) * (f_{ck}.0.5) V_{min}= 0.38280 [N/mm²]
 Rapporto geometrico armatura longitudinale: ρ_l= A_{sl} / (b_w * d) [ε<=0.02] ρ_l= 0.00329
 Tensione media di compressione nella sezione: σ_{cp}=N_{sd}/A_c [ε<=0.2 * f_{cd}] σ_{cp}= -3.291 [N/mm²]
 Storzo di taglio resistente V_{rd}= 496.03 [kN]
 Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (ρ>= 1; solo calcestruzzo) V_{rd}/V_{sd}= 0.835

Armatura ordinaria trasversale (per taglio)

Modulo di elasticità acciaio armatura trasversale E_{sv}= 210000.00 [N/mm²]
 Resistenza caratteristica acciaio ordinario armatura trasversale f_{yk}= 450.00 [N/mm²]
 Coefficiente parziale di sicurezza acciaio ordinario armatura trasversale γ_{sv}= 1.15
 Resistenza di calcolo acciaio ordinario armatura trasversale f_{yk}= 391.30 [N/mm²]
 Disposizione armatura trasversale (staffe): numero bracci n_s= 2
 diametro: φ_s= 20 [mm] φ_s= 0 [mm]
 interessate: s_s= 250.00 [mm] s_s= 0.00 [mm]
 Inclinazione rispetto all'asse della trave (45°<=α<=90°) u_s= 90.00 ° u_s= 45.00 °
 Controllo area minima staffe A_{sv,min}= 1500.00 [mm²] m
 Controllo interessi massimi s_{s,max}= 333.00 [mm] s_{p,max}= N.D. [mm]

Inclinazione dei "puntori" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave (1 <= cot θ <= 2.5) cot θ= 2.500
 Controllo limite inferiore cot θ in caso di significativo storzo normale: σ_{cp}= 3.291 [N/mm²]
 Tensione media di compressione nella sezione: σ_{cp}=N_{sd}/A_c σ_{cp}= 3.291 [N/mm²]
 Tensione tangenziale baricentrica τ_{bc}= 1.485 [N/mm²]
 Tensione principale massima baricentrica σ₁= 0.571 [N/mm²]
 Inclinazione minima dei "puntori" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave cot θ_{min}= 2.801
 Inclinazione assunta dei "puntori" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave (1 <= cot θ <= cot θ_{min}) cot θ= 2.801
 Prolungamento delle armature longitudinali dovuto all'inclinazione θ Δ_l= 588.80 [mm]
 Incremento momento flettente dovuto al taglio (traslazione diagramma momenti: solo se: M_{sd} + ΔM <= M_{max}) ΔM= 336.19 [kNm]

Verifica elementi con armature trasversali resistenti a taglio

Verifica del calcestruzzo compresso
 Larghezza (minima) della membratura resistente a taglio b_w= 1000.00 [mm]
 Altezza utile sezione: d = h - c d_w= 550.00 [mm]
 Braccio della coppia interna z_w= 452.78 [mm]
 Coefficiente α_c (ε_{cp}≤0.2) α_c= 1.200
 Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo: f_{cd}= 0.5*f_{cd} f_{cd}= 8.228 [N/mm²]
 Storzo di taglio resistente (calcestruzzo compresso) V_{rdc}= 1338.82 [kN]
 Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (ρ>=1; calcestruzzo compresso) V_{rdc}/V_{sd}= 2.254

Verifica dell'armatura trasversale d'anima

Area delle armature trasversali (staffe) A_{sv}= 628.32 [mm²]
 Area staffe necessaria per carichi appesi A_{st}= 0.000 [mm²]
 Area staffe utile al netto dell'armatura necessaria per carichi appesi A_{st}= 628.32 [mm²]
 Area delle armature trasversali (ferri piegati) A_{sv}= 0.00 [mm²]
 Storzo di taglio resistente (staffe) V_{rd}= 1158.12 [kN]
 Storzo di taglio resistente (ferri piegati) V_{rd}= 0.00 [kN]
 Storzo di taglio resistente totale armature trasversali V_{rd}= 1158.12 [kN]
 Storzo di taglio resistente: V_{rd}=minimo(V_{rd}, V_{rd}) V_{rd}= 1158.12 [kN]
 Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (ρ>= 1; armatura d'anima) V_{rd}/V_{sd}= 1.950

(V.2014.11.15)

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO SEZIONE C.A. O C.A.P.

GALLERIA CASTEL SAN FELICE- SEZIONE TIPO B1-B1B - FASE 6-VERIFICA MEZZERIA CALOTTA

Combinazioni: **Momento massimo/Tagliomassimo**

Ordinata rispetto a cui sono calcolate le sollecitazioni ys= 300.00 [mm]
 Sforzo normale agente di calcolo Nsd= -2830.00 [kN]
 Momento agente di calcolo (rispetto a y=ys) Msd(y=ys)= 117.00 [kNm]
 Momento agente di calcolo (rispetto al baricentro della sezione: yg= 300.00 mm) Msd(y=yg)= 117.00 [kNm]

DATI GEOMETRICI SEZIONE

Calcestruzzo trave: modello parabola-rettangolo

Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo trave fck= 29.04 [N/mm²]
 Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata αcc= 0.85
 Coefficiente parziale di sicurezza calcestruzzo trave γc= 1.50
 Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo trave fcd= 16.456 [N/mm²]
 Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo trave fctd= 1.323 [N/mm²]

Elementi	b inf [mm]	h [mm]	b sup [mm]	y inf [mm]	y sup [mm]	ε inf ‰	ε sup ‰	σ inf [N/mm ²]	σ sup [N/mm ²]	NRd(y=0) [kN]	MRd(y=0) [kNm]
1	1000.0	600.0	1000.0	0.0	600.0	6.3852	-3.5000	0.0000	-16.456	-2830.00	1447.92
2	0.0	0.0	0.0	600.0	600.0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.00	0.00
3	0.0	0.0	0.0	600.0	600.0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.00	0.00
4	0.0	0.0	0.0	600.0	600.0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.00	0.00
5	0.0	0.0	0.0	600.0	600.0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.00	0.00
6	0.0	0.0	0.0	600.0	600.0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.00	0.00
7	0.0	0.0	0.0	600.0	600.0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.00	0.00
8	0.0	0.0	0.0	600.0	600.0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.00	0.00
9	0.0	0.0	0.0	600.0	600.0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.00	0.00
10	0.0	0.0	0.0	600.0	600.0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.00	0.00
totali		600.0		0.0	600.0					-2830.00	1447.92

Armatura ordinaria longitudinale: modello elastico-plastico indefinito

Modulo di elasticità acciaio Es= 210000.00 [N/mm²]
 Resistenza caratteristica acciaio ordinario fyk= 450.00 [N/mm²]
 Coefficiente parziale di sicurezza acciaio ordinario γs= 1.15
 Deformazione massima di calcolo ε ud= 10.00 ‰
 Resistenza di calcolo acciaio ordinario fyd= 391.30 [N/mm²]

Armature	Numero	Diametro [mm]	livello [mm]	area [mm ²]	ε yd ‰	ε acc ‰	σ acc [N/mm ²]	NRd(y=0) [kN]	MRd(y=0) [kNm]
strato ferri									
1	4	20	50.0	1256.64	1.8634	5.5615	391.30	491.73	-24.59
2	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
3	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
4	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
5	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
6	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
7	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
8	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
9	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
10	4	20	550.0	1256.64	1.8634	-2.6762	-391.30	-491.73	270.45
totali			50.0	2513.27	1.86335	5.5615		0.00	245.86

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO: MOMENTO FLETTENTE - SFORZO NORMALE

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d) ζ= 0.3863
 Altezza totale della sezione h= 600.0 [mm]
 Copriferro armatura tesa c= 50.0 [mm]
 Altezza utile (h-c) d= 550.0 [mm]
 Profondità dell'asse neutro x= 212.4 [mm]
 Rapporto tra copriferro armatura tesa ed altezza utile (c/d) δ= 0.0909
 Braccio della coppia interna z= 461.63 [mm]

Deformazione massima nel calcestruzzo ε cls= -3.5000 ‰ in y= 600.00 [mm]
 Deformazione massima nell'acciaio ordinario teso ε acc= 5.5615 ‰ in y= 50.00 [mm]
 Deformazione massima nell'acciaio di precompressione teso ε ap= 0.0000 ‰ in y= [mm]
 Campo di deformazione specifica 3
 Parametro di deformazione λ (ε= λ + μ y) λ= 6.385E-03
 Parametro di deformazione μ (ε= λ + μ y) μ= -1.648E-05 [mm⁻¹]
 Sforzo normale resistente (rispetto alla base - y=0) NRd(y=0)= -2830.00 [kN]
 Momento resistente (rispetto alla base - y=0) MRd(y=0)= 1693.78 [kNm]

Sforzo normale resistente (rispetto a y=ys) NRd= -2830.00 [kN]
 Momento resistente (rispetto a y=ys) MRd= 844.78 [kNm]
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (NRd=cost) Mrd/Msd= 7.220

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO: SFORZO DI TAGLIO

Sforzo normale agente di calcolo (compresa precompressione) Nsd= -2830.00 [kN]
 Sforzo di taglio agente (carichi esterni) Vd= 118.00 [kN]
 Carichi appesi o indiretti Cad= 0.00 [kN/m]

Distanza della sezione dal bordo di appoggio (verifica solo VRcd se: av <= d; EN 1992-1-1;6.2.1(8)) av= 999999.00 [mm]
 Sezione ad altezza variabile: Inclinazione dei lembi della membratura (p>0 per h crescente con M): p= 0.0000
 Componente di taglio dovuta all'inclinazione dei lembi della membratura Vmd= 0.00 [kN]
 Componente di taglio dovuta all'inclinazione dei cavi di precompressione Vpd= 0.00 [kN]
 Sforzo di taglio agente di calcolo: (Vsd = Vd + Vmd + Vpd) Vsd= 118.00 [kN]

Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

Larghezza (minima) della membratura resistente a taglio bw= 1000.00 [mm]
 Altezza utile sezione: d = h - c d= 550.00 [mm]
 Braccio della coppia interna z= 461.63 [mm]
 Area armature longitudinali tese Asl= 1256.64 [mm²]
 Coefficiente: k=1+(200/d)^0.5 [<=2] k= 1.603
 Coefficiente: Vmin=0.035 * (k^1.5) * (fck^0.5) Vmin= 0.38280 [N/mm²]
 Rapporto geometrico armatura longitudinale: ρl= Asl / (bw * d) [<=0.02] ρl= 0.00228
 Tensione media di compressione nella sezione: σcp=Nsd/Ac [<=0.2 * fcd] σcp= 3.291 [N/mm²]
 Sforzo di taglio resistente Vrd= 482.07 [kN]
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (ρ >= 1; solo calcestruzzo) Vrd/Vsd= 4.085

Armatura ordinaria trasversale (per taglio)

10.5 S.L.E. – Fase 6 - Verifiche a fessurazione

Le verifiche a fessurazione risultano:

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	N _k (kN)	M _k (kNm)	σ _c (MPa)	σ _t (MPa)	F _{cfk} (MPa)	S _{cmax} (MPa)	W _m (mm)	W _k (mm)
MAS. POS. A.R.	80	1Φ24/25	1354	184	-3.17	-44.70	2.362	-0.05	-	0.300
INC. A.R.	80	1Φ24/25	2459	726	-10.57	-141.5	2.362	3.125	0.108	0.300
INC. CAL.	60	1Φ24/25	2229	286	-7.77	-105.8	2.362	0.719		0.300
MAS POS. CAL	60	1Φ20/25	2177	90	-4.74	-67.69	2.362	-2.08	-	0.300

VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

TITOLO: GALLERIA CASTEL SAN FELICE SEZIONE TIPO B1-B1B FASE 6 VERIFICA MEZZERIA ARCO ROVESCIO

Riferimento :
Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018: "Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni».
Circolare 21 gennaio 2019, n° 7: Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018.

DATI GENERALI

Tipo impronte acciaio
Sensibilità armatura
Condizioni ambientali
Combinazione di azioni

Aderenza migliorata
Poco sensibile
Ordinarie
Quasi permanenti

VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FORMAZIONE DELLE FESSURE

Resistenza caratteristica cilindrica del conglomerato cementizio
Resistenza a trazione media del conglomerato cementizio ($f_{ctm} = 0.30 (f_{ck})^{2/3}$)
Resistenza a trazione allo stato di formazione delle fessure ($f_{ctk} = f_{ctm}/1.2$)

$f_{ck} = 29.04$ N/mm²
 $f_{ctm} = 2.834$ N/mm²
 $f_{ctk} = 2.362$ N/mm²

Per la combinazione di azioni prescelta si ha (sezione interamente reagente - sollecitazioni effettive):
Tensione di trazione massima nel calcestruzzo

$s_{cmax} = -0.051$ N/mm²

La sezione è verificata allo stato limite di formazione delle fessure

VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

TITOLO: GALLERIA CASTEL SAN FELICE SEZIONE TIPO B1-B1B FASE 6 VERIFICA INCASTRO ARCO ROVESCIO

Riferimento :
Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018: "Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni».
Circolare 21 gennaio 2019, n° 7: Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»» di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018.

DATI GENERALI

Tipo impronte acciaio	Aderenza migliorata
Sensibilità armatura	Poco sensibile
Condizioni ambientali	Ordinarie
Combinazione di azioni	Quasi permanenti

VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FORMAZIONE DELLE FESSURE

Resistenza caratteristica cilindrica del conglomerato cementizio	fck=	29.04 N/mm ²
Resistenza a trazione media del conglomerato cementizio (fctm = 0.30 (fck) ^{2/3})	fctm=	2.834 N/mm ²
Resistenza a trazione allo stato di formazione delle fessure (fck = fctm/1.2)	fck=	2.362 N/mm ²

Per la combinazione di azioni prescelta si ha (sezione interamente reagente - sollecitazioni effettive):
Tensione di trazione massima nel calcestruzzo

scmax=	3.125 N/mm ²
--------	-------------------------

La sezione NON è verificata allo stato limite di formazione delle fessure

VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE

a) Calcolo della deformazione unitaria media dell'armatura epsm

Modulo elastico del calcestruzzo	Ec=	32585 N/mm ²
Modulo elastico delle armature	Es=	206000 N/mm ²
Tensione nell'armatura tesa in sezione fessurata	sigmas=	97.282 N/mm ²
Base della zona di calcestruzzo efficace entro cui le barre influenzano l'apertura delle fessure	b,eff=	100.000 cm
Altezza della zona di calcestruzzo efficace [min(2.5(h-d);(h-x)/3;h/2)]	h,eff=	11.172 cm
Area della zona di calcestruzzo efficace entro cui le barre influenzano l'apertura delle fessure	Ac,eff = b,eff h,eff	1117.191 cm ²
Area della sezione di acciaio posta nell'area efficace Ac,eff	As=	18.096 cm ²
Rapporto tra l'area della sezione di acciaio As e l'area di calcestruzzo efficace Ac,eff	ro,eff=As/Ac,eff=	0.016197
Coefficiente per le condizioni di sollecitazione (0.6 azioni di breve durata, 0.4 azioni di lunga durata)	kt=	0.4
Deformazione unitaria media dell'armatura	epsrm=	0.000098
Deformazione unitaria media dell'armatura (limite inferiore) (epsrm_lim = 0.6 sigmas/Es)	epsrm_lim=	0.000283

b) Calcolo della distanza media tra le fessure Dsm

Distanza tra le barre (lnt - fi)	s1=	25.000 cm
Diámetro equivalente delle barre tese	fi=	24 mm
Ricoprimento netto dell'armatura (Yf-fi/2)	c=	3.800 cm
Distanza limite tra le barre da utilizzare nel calcolo (s = 5*(c+fi/2))	b=	25.000 cm
Rapporto tra l'area della sezione di acciaio As e l'area di calcestruzzo efficace Ac,eff	ro,eff=As/Ac,eff=	0.016197
Deformazione di trazione massima in sezione fessurata	eps1=	0.002339
Deformazione di trazione minima in sezione fessurata	eps2=	0.000000
Coefficiente di aderenza calcestruzzo alla barra (0.8 per barre ad aderenza migliorata, 1.6 per barre lisce)	k1=	0.800
Coefficiente di forma del diagramma delle deformazioni di trazione nella sezione fessurata	k2=	0.500
Coefficiente	k3=	3.400
Coefficiente	k4=	0.425
Distanza media tra le fessure	Dsm=	22.417 cm

c) Calcolo del valore caratteristico dell'apertura delle fessure wk

Deformazione unitaria media dell'armatura	epsrm=	0.000283
Distanza media tra le fessure	Dsm=	22.417 cm
Valore caratteristico dell'apertura delle fessure (wk = 1.7 epsrm Dsm)	wm=	0.108 mm

e) Verifica

Considerando secondo Normativa :
Condizioni ambiente: Ordinarie
Combinazioni di azioni: Quasi permanenti
Tipo di armatura: Poco sensibile

Valore nominale caratteristico dell'apertura delle fessure per la combinazione d'azioni considerata

wk=	0.300 mm
-----	----------

La sezione è verificata allo stato limite di apertura delle fessure

VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

TITOLO: GALLERIA CASTEL SAN FELICE SEZIONE TIPO B1-B1B FASE 6 VERIFICA INCASTRO CALOTTA

Riferimento :
Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018: "Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni».
Circolare 21 gennaio 2019, n° 7: Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»» di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018.

DATI GENERALI

Tipo impronte acciaio	Aderenza migliorata
Sensibilità armatura	Poco sensibile
Condizioni ambientali	Ordinarie
Combinazione di azioni	Quasi permanenti

VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FORMAZIONE DELLE FESSURE

Resistenza caratteristica cilindrica del conglomerato cementizio	fck=	29.04 N/mm ²
Resistenza a trazione media del conglomerato cementizio (fctm = 0.30 (fck) ^{2/3})	fctm=	2.834 N/mm ²
Resistenza a trazione allo stato di formazione delle fessure (fck = fctm/1.2)	fck=	2.362 N/mm ²

Per la combinazione di azioni prescelta si ha (sezione interamente reagente - sollecitazioni effettive):
Tensione di trazione massima nel calcestruzzo

scmax=	0.719 N/mm ²
--------	-------------------------

La sezione è verificata allo stato limite di formazione delle fessure

VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

TITOLO: GALLERIA CASTEL SAN FELICE SEZIONE TIPO B1-B1B FASE 6 VERIFICA MEZZERIA CALOTTA

Riferimento :

Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018: "Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni».
Circolare 21 gennaio 2019, n° 7: Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018.

DATI GENERALI

Tipo impronte acciaio
Sensibilità armatura
Condizioni ambientali
Combinazione di azioni

Aderenza migliorata
Poco sensibile
Ordinarie
Quasi permanenti

VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FORMAZIONE DELLE FESSURE

Resistenza caratteristica cilindrica del conglomerato cementizio
Resistenza a trazione media del conglomerato cementizio ($f_{ctm} = 0.30 (f_{ck})^{2/3}$)
Resistenza a trazione allo stato di formazione delle fessure ($f_{ctk} = f_{ctm}/1.2$)

$f_{ck} = 29.04 \text{ N/mm}^2$
 $f_{ctm} = 2.834 \text{ N/mm}^2$
 $f_{ctk} = 2.362 \text{ N/mm}^2$

Per la combinazione di azioni prescelta si ha (sezione interamente reagente - sollecitazioni effettive):
Tensione di trazione massima nel calcestruzzo

$s_{cmax} = -2.087 \text{ N/mm}^2$

La sezione è verificata allo stato limite di formazione delle fessure

10.6 Allegati di calcolo

* FLAC log-file opened 10-Apr-24 18:12

FASE3-GN CASTEL SAN FELICE-SEZIONE B1-B1B-Posa centine a 1.0m

From File :

Structural element data ...

Elem ID	Nod1	Nod2	Prop	F-shear	F-axial	Mom-1	Mom-2		
60	1	60	61	1 beam	-3.766E+00	1.218E+02	-1.883E+00	5.229E-05	-1
59	1	59	60	1 beam	3.886E+00	8.519E+01	5.974E-02	1.883E+00	-1
58	1	58	59	1 beam	-7.506E-01	6.863E+01	-3.169E-01	-5.840E-02	-9
57	1	57	58	1 beam	4.289E-01	6.395E+01	-1.024E-01	3.169E-01	-8
56	1	56	57	1 beam	1.708E-01	6.364E+01	-1.257E-02	1.016E-01	-8
55	1	55	56	1 beam	-2.912E-02	6.406E+01	-2.801E-02	1.301E-02	-8
54	1	54	55	1 beam	2.112E-02	6.365E+01	-1.657E-02	2.721E-02	-8
53	1	53	54	1 beam	-5.241E-02	6.287E+01	-4.148E-02	1.595E-02	-8
52	1	52	53	1 beam	2.022E-01	6.190E+01	5.240E-02	4.204E-02	-8
51	1	51	52	1 beam	-3.980E-01	6.197E+01	-8.406E-02	-5.152E-02	-8
50	1	50	51	1 beam	2.401E-01	6.182E+01	-2.961E-03	8.475E-02	-8
49	1	49	50	1 beam	9.118E-02	6.061E+01	3.804E-02	2.195E-03	-8
48	1	48	49	1 beam	-3.445E-01	6.062E+01	-8.134E-02	-3.750E-02	-8
47	1	47	48	1 beam	2.207E-01	6.046E+01	-5.121E-03	8.123E-02	-8
46	1	46	47	1 beam	2.550E-01	5.938E+01	8.717E-02	3.659E-03	-7
45	1	45	46	1 beam	-7.015E-01	5.862E+01	-1.622E-01	-8.772E-02	-7
44	1	44	45	1 beam	8.378E-01	5.827E+01	1.404E-01	1.614E-01	-7
43	1	43	44	1 beam	-8.463E-01	5.813E+01	-1.625E-01	-1.423E-01	-7
42	1	42	43	1 beam	6.929E-01	5.744E+01	8.498E-02	1.619E-01	-7
41	1	41	42	1 beam	-2.361E-01	5.795E+01	9.127E-04	-8.502E-02	-7
40	1	40	41	1 beam	-2.467E-01	5.841E+01	-8.487E-02	-2.115E-04	-7
39	1	39	40	1 beam	3.728E-01	5.788E+01	4.324E-02	8.536E-02	-7
38	1	38	39	1 beam	-9.292E-02	5.765E+01	2.687E-03	-4.369E-02	-7
37	1	37	38	1 beam	-2.694E-01	5.849E+01	-8.828E-02	-3.370E-03	-7
36	1	36	37	1 beam	5.214E-01	5.844E+01	8.791E-02	8.942E-02	-7
35	1	35	36	1 beam	-2.197E-01	5.893E+01	-1.353E-02	-8.910E-02	-7
34	1	34	35	1 beam	-2.837E-02	5.176E+01	-2.659E-02	1.276E-02	-6
33	1	33	34	1 beam	-6.000E-02	4.862E+01	-5.677E-02	2.654E-02	-6
32	1	32	33	1 beam	1.635E-01	4.820E+01	2.707E-02	5.719E-02	-6
31	1	31	32	1 beam	-1.454E-01	4.746E+01	-4.919E-02	-2.661E-02	-6
30	1	30	31	1 beam	1.451E-01	4.795E+01	2.688E-02	4.875E-02	-6
29	1	29	30	1 beam	-1.640E-01	4.762E+01	-5.850E-02	-2.600E-02	-6
28	1	28	29	1 beam	6.132E-02	4.838E+01	-2.783E-02	5.873E-02	-6
27	1	27	28	1 beam	3.498E-02	5.171E+01	-1.134E-02	2.839E-02	-6
26	1	26	27	1 beam	2.132E-01	5.892E+01	8.818E-02	1.143E-02	-7
25	1	25	26	1 beam	-5.238E-01	5.841E+01	-8.916E-02	-8.902E-02	-7
24	1	24	25	1 beam	2.698E-01	5.841E+01	2.658E-03	8.910E-02	-7
23	1	23	24	1 beam	8.740E-02	5.757E+01	4.147E-02	-2.902E-03	-7
22	1	22	23	1 beam	-3.559E-01	5.782E+01	-8.159E-02	-4.118E-02	-7
21	1	21	22	1 beam	2.475E-01	5.840E+01	6.748E-04	8.470E-02	-7
20	1	20	21	1 beam	2.332E-01	5.795E+01	8.358E-02	-5.157E-04	-7
19	1	19	20	1 beam	-6.860E-01	5.745E+01	-1.596E-01	-8.474E-02	-7
18	1	18	19	1 beam	8.369E-01	5.812E+01	1.408E-01	1.606E-01	-7
17	1	17	18	1 beam	-8.405E-01	5.826E+01	-1.622E-01	-1.405E-01	-7
16	1	16	17	1 beam	6.994E-01	5.862E+01	8.658E-02	1.626E-01	-7
15	1	15	16	1 beam	-2.523E-01	5.938E+01	-3.870E-03	-8.599E-02	-7
14	1	14	15	1 beam	-2.210E-01	6.043E+01	-8.014E-02	3.910E-03	-8
13	1	13	14	1 beam	3.490E-01	6.062E+01	3.822E-02	8.216E-02	-8
12	1	12	13	1 beam	-9.363E-02	6.060E+01	-3.266E-03	-3.805E-02	-8
11	1	11	12	1 beam	-2.346E-01	6.180E+01	-8.356E-02	3.661E-03	-8
10	1	10	11	1 beam	3.969E-01	6.198E+01	5.098E-02	8.417E-02	-8
9	1	9	10	1 beam	-1.982E-01	6.193E+01	-4.095E-02	-5.161E-02	-8
8	1	8	9	1 beam	4.899E-02	6.293E+01	-1.698E-02	4.085E-02	-8
7	1	7	8	1 beam	-1.808E-02	6.369E+01	-2.657E-02	1.746E-02	-8
6	1	6	7	1 beam	2.481E-02	6.409E+01	-1.399E-02	2.677E-02	-8
5	1	5	6	1 beam	-1.670E-01	6.368E+01	-1.004E-01	1.331E-02	-8
4	1	4	5	1 beam	-4.378E-01	6.399E+01	-3.189E-01	9.994E-02	-8
3	1	3	4	1 beam	7.615E-01	6.866E+01	6.158E-02	3.192E-01	-9
2	1	2	3	1 beam	-3.897E+00	8.521E+01	-1.887E+00	-6.160E-02	-1
1	1	1	2	1 beam	3.775E+00	1.218E+02	4.007E-04	1.887E+00	-1

* FLAC log-file closed

10-Apr-24

* FLAC log-file opened 10-Apr-24 18:13
FASE4-GN CASTEL SAN FELICE-SEZIONE TIPO B1-B1B-Posa spritz-beton a 2.0m
From File :

Structural element data ...

Elem ID	Nod1	Nod2	Prop		F-shear	F-axial	Mom-1	Mom-2		
60	1	60	61	1	beam	-2.070E+01	4.221E+02	-1.035E+01	-1.459E-03	-2
59	1	59	60	1	beam	1.587E+01	3.585E+02	-2.411E+00	1.035E+01	-1
58	1	58	59	1	beam	1.116E+00	3.281E+02	-1.852E+00	2.410E+00	-1
57	1	57	58	1	beam	2.122E+00	3.229E+02	-7.919E-01	1.853E+00	-1
56	1	56	57	1	beam	1.735E+00	3.281E+02	1.106E-01	7.936E-01	-1
55	1	55	56	1	beam	-3.404E-01	3.344E+02	-6.482E-02	-1.105E-01	-1
54	1	54	55	1	beam	-5.310E-02	3.376E+02	-9.054E-02	6.380E-02	-1
53	1	53	54	1	beam	-6.821E-02	3.387E+02	-1.222E-01	8.896E-02	-1
52	1	52	53	1	beam	5.172E-01	3.384E+02	1.187E-01	1.228E-01	-1
51	1	51	52	1	beam	-1.055E+00	3.395E+02	-2.431E-01	-1.163E-01	-1
50	1	50	51	1	beam	6.007E-01	3.401E+02	-3.965E-02	2.443E-01	-1
49	1	49	50	1	beam	2.992E-01	3.381E+02	9.723E-02	3.478E-02	-1
48	1	48	49	1	beam	-1.008E+00	3.383E+02	-2.498E-01	-9.801E-02	-1
47	1	47	48	1	beam	6.785E-01	3.381E+02	-1.309E-02	2.471E-01	-1
46	1	46	47	1	beam	6.644E-01	3.358E+02	2.274E-01	9.303E-03	-1
45	1	45	46	1	beam	-1.893E+00	3.335E+02	-4.492E-01	-2.251E-01	-1
44	1	44	45	1	beam	2.138E+00	3.327E+02	3.203E-01	4.495E-01	-1
43	1	43	44	1	beam	-2.132E+00	3.320E+02	-4.508E-01	-3.170E-01	-1
42	1	42	43	1	beam	1.896E+00	3.302E+02	2.236E-01	4.517E-01	-1
41	1	41	42	1	beam	-6.401E-01	3.312E+02	-2.383E-03	-2.256E-01	-1
40	1	40	41	1	beam	-7.731E-01	3.315E+02	-2.663E-01	-3.635E-04	-1
39	1	39	40	1	beam	1.098E+00	3.298E+02	1.122E-01	2.665E-01	-1
38	1	38	39	1	beam	-3.325E-01	3.284E+02	-3.676E-02	-1.100E-01	-1
37	1	37	38	1	beam	-6.808E-01	3.292E+02	-2.645E-01	3.288E-02	-1
36	1	36	37	1	beam	1.293E+00	3.279E+02	1.743E-01	2.654E-01	-1
35	1	35	36	1	beam	-5.643E-01	3.273E+02	-8.896E-02	-1.747E-01	-1
34	1	34	35	1	beam	2.511E-03	3.199E+02	-8.679E-02	8.801E-02	-1
33	1	33	34	1	beam	-3.495E-02	3.164E+02	-1.044E-01	8.674E-02	-1
32	1	32	33	1	beam	1.511E-01	3.156E+02	-2.640E-02	1.043E-01	-1
31	1	31	32	1	beam	-1.203E-01	3.147E+02	-9.223E-02	2.951E-02	-1
30	1	30	31	1	beam	1.376E-01	3.153E+02	-2.136E-02	9.309E-02	-1
29	1	29	30	1	beam	-1.643E-01	3.153E+02	-1.032E-01	1.851E-02	-1
28	1	28	29	1	beam	3.537E-02	3.165E+02	-8.466E-02	1.025E-01	-1
27	1	27	28	1	beam	7.090E-04	3.203E+02	-8.436E-02	8.471E-02	-1
26	1	26	27	1	beam	5.557E-01	3.277E+02	1.754E-01	8.425E-02	-1
25	1	25	26	1	beam	-1.271E+00	3.284E+02	-2.582E-01	-1.741E-01	-1
24	1	24	25	1	beam	6.669E-01	3.297E+02	-3.344E-02	2.603E-01	-1
23	1	23	24	1	beam	3.193E-01	3.288E+02	1.092E-01	3.170E-02	-1
22	1	22	23	1	beam	-1.074E+00	3.302E+02	-2.620E-01	-1.083E-01	-1
21	1	21	22	1	beam	7.470E-01	3.319E+02	-5.135E-03	2.628E-01	-1
20	1	20	21	1	beam	6.432E-01	3.316E+02	2.263E-01	2.838E-03	-1
19	1	19	20	1	beam	-1.924E+00	3.306E+02	-4.565E-01	-2.288E-01	-1
18	1	18	19	1	beam	2.169E+00	3.323E+02	3.233E-01	4.580E-01	-1
17	1	17	18	1	beam	-2.130E+00	3.330E+02	-4.457E-01	-3.215E-01	-1
16	1	16	17	1	beam	1.891E+00	3.339E+02	2.302E-01	4.434E-01	-1
15	1	15	16	1	beam	-6.674E-01	3.361E+02	-8.431E-03	-2.293E-01	-1
14	1	14	15	1	beam	-7.110E-01	3.383E+02	-2.521E-01	6.897E-03	-1
13	1	13	14	1	beam	1.012E+00	3.385E+02	9.932E-02	2.498E-01	-1
12	1	12	13	1	beam	-3.002E-01	3.382E+02	-3.508E-02	-9.737E-02	-1
11	1	11	12	1	beam	-6.165E-01	3.401E+02	-2.439E-01	3.400E-02	-1
10	1	10	11	1	beam	1.061E+00	3.395E+02	1.158E-01	2.456E-01	-1
9	1	9	10	1	beam	-5.108E-01	3.383E+02	-1.239E-01	-1.147E-01	-1
8	1	8	9	1	beam	9.706E-02	3.385E+02	-8.392E-02	1.312E-01	-1
7	1	7	8	1	beam	5.265E-02	3.373E+02	-6.433E-02	9.085E-02	-1
6	1	6	7	1	beam	3.354E-01	3.342E+02	1.085E-01	6.422E-02	-1
5	1	5	6	1	beam	-1.737E+00	3.279E+02	-7.962E-01	-1.092E-01	-1
4	1	4	5	1	beam	-2.112E+00	3.226E+02	-1.851E+00	7.951E-01	-1
3	1	3	4	1	beam	-1.115E+00	3.279E+02	-2.408E+00	1.851E+00	-1
2	1	2	3	1	beam	-1.587E+01	3.582E+02	-1.034E+01	2.408E+00	-1
1	1	1	2	1	beam	2.069E+01	4.219E+02	9.538E-04	1.034E+01	-2

* FLAC log-file closed 10-Apr-2

* FLAC log-file opened 10-Apr-24 18:14
 FASE5-GN CASTEL SAN FELICE-SEZIONE B1-B1B-Maturazione spritz getto arco rovescio
 From File :

Structural element data ...

Elem	ID	Nod1	Nod2	Prop		F-shear	F-axial	Mom-1	Mom-2	
94	2	94	1	2	beam	8.857E+02	1.345E+03	2.682E+02	-2.517E+00	-8
93	2	93	94	2	beam	-3.327E+02	1.380E+03	3.062E+01	-2.682E+02	-8
92	2	92	93	2	beam	-1.404E+02	1.001E+03	-2.010E+01	-3.062E+01	-6
91	2	91	92	2	beam	-4.047E+01	9.162E+02	-3.816E+01	2.006E+01	-5
90	2	90	91	2	beam	-5.664E+00	7.581E+02	-4.075E+01	3.813E+01	-4
89	2	89	90	2	beam	-7.336E+00	6.256E+02	-4.308E+01	4.069E+01	-3
88	2	88	89	2	beam	1.440E+01	5.618E+02	-3.835E+01	4.304E+01	-3
87	2	87	88	2	beam	1.201E+01	4.657E+02	-3.265E+01	3.834E+01	-2
86	2	86	87	2	beam	7.766E+00	3.845E+02	-3.026E+01	3.266E+01	-2
85	2	85	86	2	beam	-9.427E+00	3.290E+02	-3.314E+01	3.023E+01	-2
84	2	84	85	2	beam	7.514E+00	2.666E+02	-2.956E+01	3.315E+01	-1
83	2	83	84	2	beam	2.436E+00	1.935E+02	-2.837E+01	2.955E+01	-1
82	2	82	83	2	beam	-5.303E-01	1.339E+02	-2.864E+01	2.838E+01	-8
81	2	81	82	2	beam	-1.597E+00	8.493E+01	-2.947E+01	2.867E+01	-5
80	2	80	81	2	beam	-1.509E+00	4.764E+01	-3.023E+01	2.946E+01	-2
79	2	79	80	2	beam	-9.342E-01	2.247E+01	-3.072E+01	3.025E+01	-1
78	2	78	79	2	beam	-3.074E-01	9.768E+00	-3.088E+01	3.072E+01	-6
77	2	77	78	2	beam	3.106E-01	9.747E+00	-3.071E+01	3.087E+01	-6
76	2	76	77	2	beam	9.265E-01	2.239E+01	-3.024E+01	3.071E+01	-1
75	2	75	76	2	beam	1.508E+00	4.750E+01	-2.948E+01	3.024E+01	-2
74	2	74	75	2	beam	1.633E+00	8.470E+01	-2.866E+01	2.947E+01	-5
73	2	73	74	2	beam	5.337E-01	1.336E+02	-2.837E+01	2.863E+01	-8
72	2	72	73	2	beam	-2.487E+00	1.932E+02	-2.957E+01	2.836E+01	-1
71	2	71	72	2	beam	-7.566E+00	2.662E+02	-3.319E+01	2.957E+01	-1
70	2	70	71	2	beam	9.490E+00	3.286E+02	-3.027E+01	3.321E+01	-2
69	2	69	70	2	beam	-7.526E+00	3.840E+02	-3.267E+01	3.034E+01	-2
68	2	68	69	2	beam	-1.197E+01	4.653E+02	-3.833E+01	3.266E+01	-2
67	2	67	68	2	beam	-1.442E+01	5.614E+02	-4.309E+01	3.839E+01	-3
66	2	66	67	2	beam	7.435E+00	6.252E+02	-4.071E+01	4.313E+01	-3
65	2	65	66	2	beam	5.670E+00	7.578E+02	-3.809E+01	4.070E+01	-4
64	2	64	65	2	beam	4.055E+01	9.160E+02	-1.998E+01	3.811E+01	-5
63	2	63	64	2	beam	1.404E+02	1.001E+03	3.077E+01	2.000E+01	-6
62	2	62	63	2	beam	3.330E+02	1.380E+03	2.684E+02	-3.078E+01	-8
61	2	61	62	2	beam	-8.860E+02	1.346E+03	2.628E+00	-2.684E+02	-8
60	1	60	61	1	beam	-1.820E+01	1.153E+03	-6.489E+00	-2.612E+00	-3
59	1	59	60	1	beam	3.917E+00	1.092E+03	-4.530E+00	6.489E+00	-2
58	1	58	59	1	beam	-1.209E+00	9.964E+02	-5.129E+00	4.524E+00	-2
57	1	57	58	1	beam	7.500E+00	9.350E+02	-1.381E+00	5.131E+00	-2
56	1	56	57	1	beam	3.855E+00	9.182E+02	6.316E-01	1.377E+00	-2
55	1	55	56	1	beam	-1.257E+00	9.154E+02	-1.389E-02	-6.338E-01	-2
54	1	54	55	1	beam	-5.910E-01	9.111E+02	-3.129E-01	1.529E-02	-2
53	1	53	54	1	beam	-9.738E-02	9.081E+02	-3.607E-01	3.133E-01	-2
52	1	52	53	1	beam	8.163E-01	9.033E+02	2.097E-02	3.603E-01	-2
51	1	51	52	1	beam	-1.798E+00	9.024E+02	-5.891E-01	-2.333E-02	-2
50	1	50	51	1	beam	1.135E+00	9.005E+02	-2.005E-01	5.873E-01	-2
49	1	49	50	1	beam	6.187E-01	8.941E+02	7.403E-02	1.990E-01	-2
48	1	48	49	1	beam	-1.861E+00	8.917E+02	-5.663E-01	-7.544E-02	-2
47	1	47	48	1	beam	1.327E+00	8.888E+02	-1.091E-01	5.670E-01	-2
46	1	46	47	1	beam	1.222E+00	8.826E+02	3.262E-01	1.092E-01	-2
45	1	45	46	1	beam	-3.494E+00	8.763E+02	-9.197E-01	-3.250E-01	-2
44	1	44	45	1	beam	3.772E+00	8.724E+02	4.402E-01	9.185E-01	-1
43	1	43	44	1	beam	-3.805E+00	8.689E+02	-9.307E-01	-4.399E-01	-1
42	1	42	43	1	beam	3.533E+00	8.639E+02	3.278E-01	9.308E-01	-1
41	1	41	42	1	beam	-1.142E+00	8.638E+02	-7.811E-02	-3.289E-01	-1
40	1	40	41	1	beam	-1.500E+00	8.626E+02	-5.945E-01	7.701E-02	-1
39	1	39	40	1	beam	1.984E+00	8.577E+02	9.325E-02	5.911E-01	-1
38	1	38	39	1	beam	-5.893E-01	8.535E+02	-1.658E-01	-9.419E-02	-1
37	1	37	38	1	beam	-1.255E+00	8.528E+02	-5.931E-01	1.661E-01	-1
36	1	36	37	1	beam	2.313E+00	8.489E+02	1.957E-01	5.911E-01	-1
35	1	35	36	1	beam	-1.003E+00	8.457E+02	-2.713E-01	-1.972E-01	-1
34	1	34	35	1	beam	8.321E-03	8.369E+02	-2.650E-01	2.690E-01	-1
33	1	33	34	1	beam	5.867E-03	8.320E+02	-2.625E-01	2.654E-01	-1
32	1	32	33	1	beam	1.589E-01	8.302E+02	-1.809E-01	2.628E-01	-1
31	1	31	32	1	beam	-1.410E-01	8.287E+02	-2.555E-01	1.820E-01	-1
30	1	30	31	1	beam	1.445E-01	8.292E+02	-1.794E-01	2.547E-01	-1
29	1	29	30	1	beam	-1.627E-01	8.297E+02	-2.633E-01	1.795E-01	-1
28	1	28	29	1	beam	3.381E-04	8.319E+02	-2.632E-01	2.633E-01	-1
27	1	27	28	1	beam	-9.556E-03	8.369E+02	-2.679E-01	2.632E-01	-1
26	1	26	27	1	beam	1.002E+00	8.457E+02	1.974E-01	2.707E-01	-1
25	1	25	26	1	beam	-2.316E+00	8.489E+02	-5.902E-01	-1.974E-01	-1

24	1	24	25	1	beam	1.241E+00	8.528E+02	-1.681E-01	5.903E-01	-1
23	1	23	24	1	beam	5.910E-01	8.534E+02	9.233E-02	1.684E-01	-1
22	1	22	23	1	beam	-1.982E+00	8.577E+02	-5.932E-01	-9.036E-02	-1
21	1	21	22	1	beam	1.496E+00	8.625E+02	-7.935E-02	5.954E-01	-1
20	1	20	21	1	beam	1.145E+00	8.638E+02	3.302E-01	7.755E-02	-1
19	1	19	20	1	beam	-3.534E+00	8.638E+02	-9.333E-01	-3.254E-01	-1
18	1	18	19	1	beam	3.805E+00	8.688E+02	4.385E-01	9.318E-01	-1
17	1	17	18	1	beam	-3.764E+00	8.722E+02	-9.189E-01	-4.369E-01	-1
16	1	16	17	1	beam	3.492E+00	8.761E+02	3.236E-01	9.201E-01	-2
15	1	15	16	1	beam	-1.212E+00	8.824E+02	-1.081E-01	-3.236E-01	-2
14	1	14	15	1	beam	-1.318E+00	8.887E+02	-5.645E-01	1.100E-01	-2
13	1	13	14	1	beam	1.844E+00	8.915E+02	7.209E-02	5.641E-01	-2
12	1	12	13	1	beam	-6.137E-01	8.938E+02	-1.985E-01	-7.233E-02	-2
11	1	11	12	1	beam	-1.105E+00	9.003E+02	-5.777E-01	2.013E-01	-2
10	1	10	11	1	beam	1.952E+00	9.022E+02	8.395E-02	5.810E-01	-2
9	1	9	10	1	beam	-9.970E-01	9.032E+02	-3.819E-01	-8.375E-02	-2
8	1	8	9	1	beam	1.262E-01	9.080E+02	-3.203E-01	3.818E-01	-2
7	1	7	8	1	beam	6.195E-01	9.110E+02	-9.061E-03	3.211E-01	-2
6	1	6	7	1	beam	1.305E+00	9.150E+02	6.627E-01	9.671E-03	-2
5	1	5	6	1	beam	-3.993E+00	9.183E+02	-1.418E+00	-6.626E-01	-2
4	1	4	5	1	beam	-7.526E+00	9.354E+02	-5.180E+00	1.417E+00	-2
3	1	3	4	1	beam	9.922E-01	9.963E+02	-4.689E+00	5.185E+00	-2
2	1	2	3	1	beam	-3.624E+00	1.092E+03	-6.500E+00	4.688E+00	-2
1	1	1	2	1	beam	1.803E+01	1.153E+03	2.513E+00	6.502E+00	-3

* FLAC log-file closed

10-Apr-2

* FLAC log-file opened 10-Apr-24 18:15
FASE6-GN CASTEL SAN FELICE-SEZIONE B1-B1B-Maturazione arco rov. e getto calotta
From File :

Structural element data ...

Elem	ID	Nod1	Nod2	Prop		F-shear	F-axial	Mom-1	Mom-2
94	2	94	1	2	beam	1.466E+03	2.347E+03	7.263E+02	-2.864E+02
93	2	93	94	2	beam	-6.997E+02	2.460E+03	2.267E+02	-7.263E+02
92	2	92	93	2	beam	-3.063E+02	2.040E+03	1.161E+02	-2.267E+02
91	2	91	92	2	beam	-1.841E+02	2.004E+03	3.371E+01	-1.161E+02
90	2	90	91	2	beam	-1.029E+02	1.812E+03	-1.379E+01	-3.374E+01
89	2	89	90	2	beam	-4.263E+01	1.641E+03	-2.766E+01	1.376E+01
88	2	88	89	2	beam	-2.432E+01	1.537E+03	-3.561E+01	2.769E+01
87	2	87	88	2	beam	-2.859E+01	1.425E+03	-4.920E+01	3.565E+01
86	2	86	87	2	beam	-2.433E+01	1.357E+03	-5.678E+01	4.926E+01
85	2	85	86	2	beam	-3.472E+00	1.297E+03	-5.786E+01	5.679E+01
84	2	84	85	2	beam	-3.659E+01	1.284E+03	-7.539E+01	5.788E+01
83	2	83	84	2	beam	-5.005E+01	1.283E+03	-9.975E+01	7.540E+01
82	2	82	83	2	beam	-5.364E+01	1.295E+03	-1.262E+02	9.975E+01
81	2	81	82	2	beam	-4.820E+01	1.312E+03	-1.503E+02	1.262E+02
80	2	80	81	2	beam	-3.699E+01	1.329E+03	-1.690E+02	1.503E+02
79	2	79	80	2	beam	-2.289E+01	1.343E+03	-1.806E+02	1.690E+02
78	2	78	79	2	beam	-7.477E+00	1.354E+03	-1.844E+02	1.806E+02
77	2	77	78	2	beam	8.040E+00	1.354E+03	-1.803E+02	1.844E+02
76	2	76	77	2	beam	2.332E+01	1.342E+03	-1.685E+02	1.803E+02
75	2	75	76	2	beam	3.741E+01	1.328E+03	-1.496E+02	1.685E+02
74	2	74	75	2	beam	4.844E+01	1.311E+03	-1.254E+02	1.496E+02
73	2	73	74	2	beam	5.325E+01	1.294E+03	-9.912E+01	1.254E+02
72	2	72	73	2	beam	4.922E+01	1.281E+03	-7.516E+01	9.912E+01
71	2	71	72	2	beam	3.607E+01	1.282E+03	-5.789E+01	7.515E+01
70	2	70	71	2	beam	2.962E+00	1.295E+03	-5.698E+01	5.789E+01
69	2	69	70	2	beam	2.374E+01	1.355E+03	-4.959E+01	5.693E+01
68	2	68	69	2	beam	2.812E+01	1.423E+03	-3.622E+01	4.954E+01
67	2	67	68	2	beam	2.406E+01	1.536E+03	-2.841E+01	3.625E+01
66	2	66	67	2	beam	4.395E+01	1.642E+03	-1.419E+01	2.851E+01
65	2	65	66	2	beam	1.042E+02	1.811E+03	3.388E+01	1.423E+01
64	2	64	65	2	beam	1.847E+02	2.002E+03	1.165E+02	-3.387E+01
63	2	63	64	2	beam	3.049E+02	2.037E+03	2.267E+02	-1.165E+02
62	2	62	63	2	beam	6.997E+02	2.459E+03	7.260E+02	-2.266E+02
61	2	61	62	2	beam	-1.466E+03	2.347E+03	2.861E+02	-7.260E+02
60	1	60	61	1	beam	-4.575E+02	2.229E+03	5.737E+01	-2.861E+02
59	1	59	60	1	beam	-2.532E+02	2.296E+03	-6.923E+01	-5.736E+01
58	1	58	59	1	beam	-8.855E+01	2.260E+03	-1.135E+02	6.924E+01
57	1	57	58	1	beam	4.682E+01	2.216E+03	-9.012E+01	1.135E+02
56	1	56	57	1	beam	9.093E+01	2.177E+03	-4.274E+01	9.013E+01
55	1	55	56	1	beam	5.837E+01	2.124E+03	-1.268E+01	4.275E+01
54	1	54	55	1	beam	3.390E+01	2.040E+03	4.396E+00	1.268E+01
53	1	53	54	1	beam	1.652E+01	1.944E+03	1.242E+01	-4.377E+00
52	1	52	53	1	beam	5.048E+00	1.863E+03	1.479E+01	-1.244E+01
51	1	51	52	1	beam	-2.802E+01	1.819E+03	5.225E+00	-1.477E+01
50	1	50	51	1	beam	-4.344E+00	1.794E+03	3.713E+00	-5.192E+00
49	1	49	50	1	beam	1.823E+00	1.769E+03	4.499E+00	-3.695E+00
48	1	48	49	1	beam	-1.223E+01	1.750E+03	2.812E-01	-4.500E+00
47	1	47	48	1	beam	-2.190E-01	1.736E+03	2.042E-01	-2.798E-01
46	1	46	47	1	beam	-1.173E+00	1.724E+03	-1.510E-01	-2.667E-01
45	1	45	46	1	beam	-6.996E+00	1.713E+03	-2.637E+00	1.450E-01
44	1	44	45	1	beam	4.152E+00	1.707E+03	-1.167E+00	2.663E+00
43	1	43	44	1	beam	-5.483E+00	1.701E+03	-3.149E+00	1.175E+00
42	1	42	43	1	beam	5.203E+00	1.694E+03	-1.284E+00	3.138E+00
41	1	41	42	1	beam	-8.780E-01	1.694E+03	-1.600E+00	1.287E+00
40	1	40	41	1	beam	-1.454E+00	1.692E+03	-2.107E+00	1.605E+00
39	1	39	40	1	beam	3.470E+00	1.686E+03	-9.000E-01	2.097E+00
38	1	38	39	1	beam	-2.859E-01	1.680E+03	-1.010E+00	8.843E-01
37	1	37	38	1	beam	-1.251E+00	1.680E+03	-1.431E+00	1.006E+00
36	1	36	37	1	beam	3.585E+00	1.674E+03	-2.066E-01	1.426E+00
35	1	35	36	1	beam	-1.748E+00	1.670E+03	-1.020E+00	2.029E-01
34	1	34	35	1	beam	-1.102E+00	1.661E+03	-1.550E+00	1.013E+00
33	1	33	34	1	beam	-1.117E+00	1.656E+03	-2.112E+00	1.549E+00
32	1	32	33	1	beam	-5.688E-01	1.654E+03	-2.402E+00	2.109E+00
31	1	31	32	1	beam	-4.324E-01	1.652E+03	-2.626E+00	2.401E+00
30	1	30	31	1	beam	4.339E-01	1.653E+03	-2.399E+00	2.626E+00
29	1	29	30	1	beam	5.516E-01	1.654E+03	-2.122E+00	2.406E+00
28	1	28	29	1	beam	1.127E+00	1.656E+03	-1.564E+00	2.131E+00
27	1	27	28	1	beam	1.107E+00	1.661E+03	-1.030E+00	1.569E+00
26	1	26	27	1	beam	1.735E+00	1.670E+03	-2.151E-01	1.025E+00
25	1	25	26	1	beam	-3.534E+00	1.674E+03	-1.418E+00	2.159E-01

24	1	24	25	1	beam	1.274E+00	1.679E+03	-9.942E-01	1.428E+00	-2
23	1	23	24	1	beam	2.364E-01	1.680E+03	-8.905E-01	9.948E-01	-2
22	1	22	23	1	beam	-3.461E+00	1.685E+03	-2.089E+00	8.952E-01	-2
21	1	21	22	1	beam	1.524E+00	1.692E+03	-1.582E+00	2.108E+00	-2
20	1	20	21	1	beam	9.479E-01	1.694E+03	-1.259E+00	1.597E+00	-2
19	1	19	20	1	beam	-5.372E+00	1.694E+03	-3.159E+00	1.246E+00	-2
18	1	18	19	1	beam	5.387E+00	1.701E+03	-1.208E+00	3.148E+00	-2
17	1	17	18	1	beam	-4.111E+00	1.706E+03	-2.688E+00	1.207E+00	-2
16	1	16	17	1	beam	6.975E+00	1.713E+03	-1.956E-01	2.680E+00	-2
15	1	15	16	1	beam	1.154E+00	1.724E+03	2.134E-01	1.979E-01	-2
14	1	14	15	1	beam	3.178E-01	1.735E+03	2.653E-01	-1.556E-01	-2
13	1	13	14	1	beam	1.215E+01	1.749E+03	4.465E+00	-2.733E-01	-2
12	1	12	13	1	beam	-1.592E+00	1.769E+03	3.757E+00	-4.459E+00	-2
11	1	11	12	1	beam	4.167E+00	1.793E+03	5.171E+00	-3.751E+00	-2
10	1	10	11	1	beam	2.787E+01	1.818E+03	1.471E+01	-5.217E+00	-2
9	1	9	10	1	beam	-4.760E+00	1.863E+03	1.252E+01	-1.475E+01	-2
8	1	8	9	1	beam	-1.627E+01	1.944E+03	4.585E+00	-1.252E+01	-2
7	1	7	8	1	beam	-3.416E+01	2.039E+03	-1.261E+01	-4.593E+00	-2
6	1	6	7	1	beam	-5.871E+01	2.124E+03	-4.284E+01	1.260E+01	-2
5	1	5	6	1	beam	-9.107E+01	2.178E+03	-9.031E+01	4.285E+01	-2
4	1	4	5	1	beam	-4.685E+01	2.217E+03	-1.137E+02	9.032E+01	-2
3	1	3	4	1	beam	8.859E+01	2.260E+03	-6.947E+01	1.138E+02	-2
2	1	2	3	1	beam	2.532E+02	2.297E+03	5.715E+01	6.946E+01	-3
1	1	1	2	1	beam	4.585E+02	2.231E+03	2.864E+02	-5.715E+01	-3

* FLAC log-file closed

10-Apr-2

11 VERIFICA DELLA SEZIONE DI SCAVO TIPO B2-B2B

Nelle analisi numeriche condotte sono riferite alle sezioni tipo B2 e B2b. 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".

Le analisi sono state svolte secondo le seguenti principali fasi di costruzione:

- FASE1 – Geostatico

Si applicano le caratteristiche geomeccaniche della più cautelativa Formazione della Scaglia Rossa con valori residui per ricreare la situazione gravitativa iniziale con un ricoprimento tra il piano campagna e la calotta della galleria di circa 50 m.

I parametri geotecnici presentano i seguenti valori:

peso di volume	$\gamma = 26 \text{ kN/m}^3$
angolo di attrito	$\varphi = 38.68^\circ$
coesione drenata	$c = 176 \text{ kPa}$
modulo di deformazione	$E = 2305.15 \text{ MPa}$
coefficiente di Poisson	$\nu = 0.30$

- FASE 2 – Apertura fronte di scavo.

Si effettua l'apertura del fronte a cavo non sostenuto riducendo le forze di scavo con rilassamento pari al 26.5% della pressione litostatica.

- FASE 3 – Posa centine a 1.0 m

Si prevede l'inserimento delle centine isolate formate da 2IPN180 ad interasse di 1.0 m con le seguenti caratteristiche:

Centine:	$A=55.80e-4 \text{ m}^2$	$J=2888e-8 \text{ m}^4$	$E=200 \text{ GPa}$
----------	--------------------------	-------------------------	---------------------

In questa fase si considera un rilassamento pari al 44% del carico litostatico.

- FASE 4 – Posa spritz beton a 2.0 m.

I calcoli sono svolti considerando una fase di scavo a piena sezione con la posa del prerivestimento formato da spritz-beton di 25 cm di spessore ($E=20 \text{ GPa}$) e centine.

Prerivestimento:	$A=0.25 \text{ m}^2$	$J=1.30e-3 \text{ m}^4$	$E=20 \text{ GPa}$
------------------	----------------------	-------------------------	--------------------

In questa fase si considera un rilassamento pari al 59% del carico litostatico.

- FASE 5 – Getto dell'arco rovescio a 30.0 m.

Si considera la maturazione dello spritz beton ($E=32.5 \text{ GPa}$) e con lo scavo a 30 m dal fronte si prevede il getto dell'arco rovescio ($E=20 \text{ GPa}$) di 90 cm di spessore.

Prerivestimento:	$A=0.25 \text{ m}^2$	$J=1.30e-3 \text{ m}^4$	$E=32.5 \text{ GPa}$
Arco rovescio:	$A=0.90 \text{ m}^2$	$J=0.060 \text{ m}^4$	$E=20 \text{ GPa}$

In questa fase si considera un rilassamento pari al 95% del carico litostatico.

- **FASE 6 – Maturazione arco rovescio e getto della calotta a 60.0 m.**

E' simulato il getto della calotta (E=32.5 GPa) e la completa maturazione dell'arco rovescio (E=32.5 GPa).

Arco rovescio:	A=0.90 m ²	J=0.060 m ⁴	E=32.5 GPa
Calotta.	A=0.80 m ²	J=0.042 m ⁴	E=32.5 GPa

Si considera un rilassamento pari al 100% del carico litostatico.

11.1 Fase 3 – Verifiche tensionali sulle centine

In questa fase di calcolo sono presenti i seguenti elementi strutturali:

elementi beam da 1 a 60 rappresentanti le centine.

Le sollecitazioni massime sulle centine risultano:

elemento 60:	N _k = 196 kN	M _k = 3.77 kNm	T _k = 7.55 kN
--------------	-------------------------	---------------------------	--------------------------

La tensione massima sulle centine allo SLU risulta:

$$\sigma_{id} = 62.49 \text{ MPa} < 261.90 \text{ MPa}$$

TITOLO: GALLERIA CASTEL SAN FELICE SEZIONE TIPO B2-B2B-FASE 3
TITOLO1: VERIFICA DEL PRERIVESTIMENTO

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E MECCANICHE:

Modulo elastico del calcestruzzo proiettato	E _{cfs}	5'000'000 kPa
Modulo elastico dell'acciaio	E _{acc}	210'000'000 kPa
n° profili		2
Tipo profilo		IPN180
Altezza del profilo	h _{prof}	0.180 m
Spessore anima del profilo	a _{prof}	0.0069 m
Area del profilo	A _{prof}	2.79E-03 m ²
Inerzia del profilo	J _{prof}	1.45E-05 m ⁴
Modulo resistente del profilo	W _{prof}	1.61E-04 m ³
Area a taglio del profilo	A _{tprof}	1.24E-03 m ²
Spessore del calcestruzzo proiettato	s	0.00 m
Passo delle centine	d	1.00 m

SOLLECITAZIONI MODELLO DI CALCOLO:

Momento	M _{tot}	4.90 kNm/m
Sforzo normale	N _{tot}	255.45 kN/m
Taglio	T _{tot}	9.82 kN/m

RISULTATI:

Spessore equivalente della galleria	S _{eq}	0.250 m
Modulo elastico equivalente della galleria	E _{eq}	4580'528 kPa
Area equivalente	A _{eq}	2.50E-01 m ² /m
Inerzia equivalente	J _{eq}	1.30E-03 m ⁴ /m

SOLLECITAZIONI E TENSIONI SUL PRERIVESTIMENTO:

Momento sulla centina	M _{cen}	4.90 kNm
Sforzo normale sulla centina	N _{cen}	261.68 kN
Taglio sulla centina	T _{cen}	9.82 kN
Sigma sulla centina	S _{cen}	62.12 Mpa
Tau sulla centina	T _{cen}	3.95 Mpa
Sigma ideale sulla centina	Sid _{cen}	62.49 Mpa

11.2 Fase 4 – Verifiche tensionali sul prerivestimento

In questa fase di calcolo sono presenti i seguenti elementi strutturali:

elementi beam da 1 a 60 rappresentanti il prerivestimento

Le sollecitazioni massime sul prerivestimento risultano:

elemento 60:	N _k = 525 kN	M _k = 14.4 kNm	T _k = 28.8 kN
--------------	-------------------------	---------------------------	--------------------------

La tensione massima sulle centine allo SLU risulta:

$$\sigma_{id} = 120.91 \text{ MPa} < 261.90 \text{ MPa}$$

La tensione massima sullo spritz beton allo SLU risulta:

$$\sigma_{sb} = 1.39 \text{ MPa} < f_{cd}$$

TITOLO: GALLERIA CASTEL SAN FELICE SEZIONE TIPO B2-B2B-FASE 4
TITOLO1: VERIFICA DEL PRERIVESTIMENTO

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E MECCANICHE:

Modulo elastico del calcestruzzo proiettato	E_{cls}	5'000'000 kPa
Modulo elastico dell'acciaio	E_{acc}	210'000'000 kPa
n° profili		2
Tipo profilo		IPN180
Altezza del profilo	$h_{profilo}$	0.180 m
Spessore anima del profilo	$a_{profilo}$	0.0069 m
Area del profilo	$A_{profilo}$	2.79E-03 m ²
Inerzia del profilo	$J_{profilo}$	1.45E-05 m ⁴
Modulo resistente del profilo	$W_{profilo}$	1.61E-04 m ³
Area a taglio del profilo	$At_{profilo}$	1.24E-03 m ²
Spessore del calcestruzzo proiettato	s	0.25 m
Passo delle centine	d	1.00 m

SOLLECITAZIONI MODELLO DI CALCOLO:

Momento	M_{tot}	18.73 kNm/m
Sforzo normale	N_{tot}	682.63 kN/m
Taglio	T_{tot}	37.45 kN/m

RISULTATI:

Spessore equivalente della galleria	s_{eq}	0.250 m
Modulo elastico equivalente della galleria	E_{eq}	9580'524 kPa
Area equivalente	A_{eq}	2.50E-01 m ² /m
Inerzia equivalente	J_{eq}	1.30E-03 m ⁴ /m

SOLLECITAZIONI E TENSIONI SUL PRERIVESTIMENTO:

Momento sulla centina	M_{cen}	18.73 kNm
Sforzo normale sulla centina	N_{cen}	334.14 kN
Taglio sulla centina	T_{cen}	37.45 kN
Sigma sulla centina	S_{cen}	118.06 Mpa
Tau sulla centina	T_{cen}	15.08 Mpa
Sigma ideale sulla centina	$Si_{d,cen}$	120.91 Mpa

Sforzo normale sul calcestruzzo proiettato	N_{spritz}	348.49 kN
Sigma sul calcestruzzo proiettato	S_{spritz}	1.39 Mpa

11.3 Fase 5 – Verifiche tensionali sul prerivestimento e arco rovescio

In questa fase di calcolo sono presenti i seguenti elementi strutturali:

- elementi beam da 1 a 60 rappresentanti il prerivestimento
- elementi beam da 61 a 94 rappresentanti l'arco rovescio

Le sollecitazioni massime sul prerivestimento risultano:

elemento 60: $N_k = 1420 \text{ kN}$ $M_k = 9.81 \text{ kNm}$ $T_k = 26.8 \text{ kN}$

La tensione massima sulle centine allo SLU risulta:

$$\sigma_{id} = 202.12 \text{ MPa} < 261.90 \text{ MPa}$$

La tensione massima sullo spritz beton allo SLU risulta:

$$\sigma_{sb} = 3.77 \text{ MPa} < f_{cd}$$

Le sollecitazioni massime sull'arco rovescio risultano:

mezzera elemento 82: $N_k = 737 \text{ kN}$ $M_k = 80.7 \text{ kN m}$ $T_k = 10.7 \text{ kN}$
 incastro elemento 63: $N_k = 1522 \text{ kN}$ $M_k = 290 \text{ kN m}$ $T_k = 365 \text{ kN}$

Le verifiche flessionali sull'arco rovescio risultano:

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	N _{SDU} (kN)	M _{SDU} (kN m)	M _{RD} (kNm)	FS
MAS POS	90	1Φ24/25	958	104	951	9.51
INCASTRO	90	1Φ24/25	1978	377	1312	3.48

Le verifiche a taglio sull'arco rovescio risultano:

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	V _{SDU} (kN)	V _{RD} (kN)	FS
INCASTRO	90	1Φ20/25/50	474	570	1.20

TITOLO: GALLERIA CASTEL SAN FELICE SEZIONE TIPO B2-B2B-FASE 5
TITOLO1: VERIFICA DEL PRERIVESTIMENTO

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E MECCANICHE:

Modulo elastico del calcestruzzo proiettato	E _{cls}	5000000 kPa
Modulo elastico dell'acciaio	E _{acc}	210000000 kPa
n° profili		2
Tipo profilo		IPN180
Altezza del profilo	P _{prof}	0.180 m
Spessore anima del profilo	a _{prof}	0.0069 m
Area del profilo	A _{prof}	2.79E-03 m ²
Inerzia del profilo	J _{prof}	1.45E-05 m ⁴
Modulo resistente del profilo	W _{prof}	1.61E-04 m ³
Area a taglio del profilo	At _{prof}	1.24E-03 m ²
Spessore del calcestruzzo proiettato	s	0.25 m
Passo delle centine	d	1.00 m

SOLLECITAZIONI MODELLO DI CALCOLO:

Momento	M _{tot}	12.75 kNm/m
Sforzo normale	N _{tot}	1846.00 kN/m
Taglio	T _{tot}	21.87 kN/m

RISULTATI:

Spessore equivalente della galleria	S _{eq}	0.250 m
Modulo elastico equivalente della galleria	E _{eq}	9580524 kPa
Area equivalente	A _{eq}	2.50E-01 m ² /m
Inerzia equivalente	J _{eq}	1.30E-03 m ⁴ /m

SOLLECITAZIONI E TENSIONI SUL PRERIVESTIMENTO:

Momento sulla centina	M _{cen}	12.75 kNm
Sforzo normale sulla centina	N _{cen}	903.61 kN
Taglio sulla centina	T _{cen}	21.87 kN
Sigma sulla centina	S _{cen}	201.54 Mpa
Tau sulla centina	T _{cen}	8.80 Mpa
Sigma ideale sulla centina	Sid _{cen}	202.12 Mpa
Sforzo normale sul calcestruzzo proiettato	N _{spritz}	942.39 kN
Sigma sul calcestruzzo proiettato	S _{spritz}	3.77 Mpa

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO SEZIONE C.A. O C.A.P.

(V.2014.11.15)

GALLERIA CASTEL SAN FELICE - SEZIONE TIPO B2-B2B - FASE 5-VERIFICA MEZZERIA ARCO ROVESCIO

Combinazioni: **Momento massimo/Tagliomassimo**

Ordinata rispetto a cui sono calcolate le sollecitazioni ys= 450.00 [mm]
 Sforzo normale agente di calcolo Nsd= -958.00 [kN]
 Momento agente di calcolo (rispetto a y=ys) Msd(y=ys)= 104.00 [kNm]
 Momento agente di calcolo (rispetto al baricentro della sezione: yg= 450.00 mm) Msd(y=yg)= 104.00 [kNm]

DATI GEOMETRICI SEZIONE

Calcestruzzo trave: modello parabola-rettangolo

Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo trave fck= 29.05 [N/mm²]
 Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata acc= 0.85
 Coefficiente parziale di sicurezza calcestruzzo trave γc= 1.50
 Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo trave fcd= 16.462 [N/mm²]
 Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo trave fctd= 1.323 [N/mm²]

Elementi	b inf [mm]	h [mm]	b sup [mm]	y inf [mm]	y sup [mm]	ε inf ‰	ε sup ‰	σ inf [N/mm ²]	σ sup [N/mm ²]	NRd(y=0) [kN]	MRd(y=0) [kNm]
1	1000.0	900.0	1000.0	0.0	900.0	10.6954	-1.8226	0.000	-16.332	-1368.64	1165.47
2	0.0	0.0	0.0	900.0	900.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
3	0.0	0.0	0.0	900.0	900.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
4	0.0	0.0	0.0	900.0	900.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
5	0.0	0.0	0.0	900.0	900.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
6	0.0	0.0	0.0	900.0	900.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
7	0.0	0.0	0.0	900.0	900.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
8	0.0	0.0	0.0	900.0	900.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
9	0.0	0.0	0.0	900.0	900.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
10	0.0	0.0	0.0	900.0	900.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
totali		900.0		0.0	900.0					-1368.64	1165.47

Armatura ordinaria longitudinale: modello elastico-plastico indefinito

Modulo di elasticità acciaio Es= 210000.00 [N/mm²]
 Resistenza caratteristica acciaio ordinario fyk= 450.00 [N/mm²]
 Coefficiente parziale di sicurezza acciaio ordinario γs= 1.15
 Deformazione massima di calcolo ε ud= 10.00 ‰
 Resistenza di calcolo acciaio ordinario fyd= 391.30 [N/mm²]

Armature strato	Numero ferri	Diametro [mm]	livello [mm]	area [mm ²]	ε yd ‰	ε acc ‰	σ acc [N/mm ²]	Nrd(y=0) [kN]	Mrd(y=0) [kNm]
1	4	24	50.0	1809.56	1.8634	10.0000	391.30	708.09	-35.40
2	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
3	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
4	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
5	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
6	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
7	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
8	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
9	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
10	4	20	850.0	1256.64	1.8634	-1.1272	-236.70	-297.45	252.83
totali			50.0	3066.19	1.86335	10.0000		410.64	217.43

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO: MOMENTO FLETTENTE - SFORZO NORMALE

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d) ξ= 0.0018
 Altezza totale della sezione h= 900.0 [mm]
 Copriferro armatura tesa c= 50.0 [mm]
 Altezza utile (h-c) d= 850.0 [mm]
 Profondità dell'asse neutro x= 1.5 [mm]
 Rapporto tra copriferro armatura tesa ed altezza utile (c/d) δ= 0.0588
 Braccio della coppia interna z= 801.56 [mm]
 Deformazione massima nel calcestruzzo ε cis= -1.8226 ‰ in y= 900.00 [mm]
 Deformazione massima nell'acciaio ordinario teso ε acc= 10.0000 ‰ in y= 50.00 [mm]
 Deformazione massima nell'acciaio di precompressione teso ε ap= 0.0000 ‰ in y= [mm]
 Campo di deformazione specifica ε sp= 2
 Parametro di deformazione λ (ε= λ + μ y) λ= 1.070E-02
 Parametro di deformazione μ (ε= λ + μ y) μ= -1.391E-05 [mm⁻¹]
 Sforzo normale resistente (rispetto alla base - y=0) Nrd(y=0)= -958.00 [kN]
 Momento resistente (rispetto alla base - y=0) Mrd(y=0)= 1382.90 [kNm]
 Sforzo normale resistente (rispetto a y=ys) Nrd= -958.00 [kN]
 Momento resistente (rispetto a y=ys) Mrd= 951.80 [kNm]
 Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (Nrd=cost) Mrd/Msd= 9.152

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO: SFORZO DI TAGLIO

Sforzo normale agente di calcolo (compresa precompressione) Nsd= -958.00 [kN]
 Sforzo di taglio agente (carichi esterni) Vd= 14.00 [kN]
 Carichi appesi o indiretti Cad= 0.00 [kN/m]
 Distanza della sezione dal bordo di appoggio (verifica solo VRcd se: av <= d; EN 1992-1-1; 6.2.1(8)) av= 999999.00 [mm]
 Sezione ad altezza variabile: Inclinazione dei lembi della membratura (p > 0 per h crescente con M): p= 0.0000
 Componente di taglio dovuta all'inclinazione dei lembi della membratura Vmd= 0.00 [kN]
 Componente di taglio dovuta all'inclinazione dei cavi di precompressione Vpd= 0.00 [kN]
 Sforzo di taglio agente di calcolo: (Vsd = Vd + Vmd + Vpd) Vsd= 14.00 [kN]

Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

Larghezza (minima) della membratura resistente a taglio bw= 1000.00 [mm]
 Altezza utile sezione: d = h - c d= 850.00 [mm]
 Braccio della coppia interna z= 801.56 [mm]
 Area armature longitudinali tese Asl= 1809.56 [mm²]
 Coefficiente: k=1+(200/d)^{0.5} [≤=2] k= 1.485
 Coefficiente: Vmin=0.035 * (k*M.5) * (fck/0.5) Vmin= 0.34140 [N/mm²]
 Rapporto geometrico armatura longitudinale: ρ= Asl / (bw * d) [≤=0.02] ρ= 0.00213
 Tensione media di compressione nella sezione: σcp=Nsd/Ac [≤=0.2 * fcd] σcp= 1.064 [N/mm²]
 Sforzo di taglio resistente Vrd= 425.91 [kN]
 Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (ρ >= 1; solo calcestruzzo) Vrd/Vsd= 30.422

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO SEZIONE C.A. O C.A.P.

(V.2014.11.15)

GALLERIA CASTEL SAN FELICE - SEZIONE TIPO B2-B2B - FASE 5-VERIFICA INCASTRO ARCO ROVESCIO

Combinazioni: **Momento massimo/Tagliomassimo**

Ordinata rispetto a cui sono calcolate le sollecitazioni ys= 450.00 [mm]
Sforzo normale agente di calcolo Nsd= -1978.00 [kN]
Momento agente di calcolo (rispetto a y=ys) Msd(y=ys)= 377.00 [kNm]
Momento agente di calcolo (rispetto al baricentro della sezione: yg= 450.00 mm) Msd(y=yg)= 377.00 [kNm]

DATI GEOMETRICI SEZIONE

Calcestruzzo trave: modello parabola-rettangolo

Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo trave fck= 29.05 [N/mm²]
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata αcc= 0.85
Coefficiente parziale di sicurezza calcestruzzo trave γc= 1.50
Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo trave fcd= 16.462 [N/mm²]
Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo trave fctd= 1.323 [N/mm²]

Elementi	b inf [mm]	h [mm]	b sup [mm]	y inf [mm]	y sup [mm]	ε inf ‰	ε sup ‰	σ inf [N/mm ²]	σ sup [N/mm ²]	NRd(y=0) [kN]	MRd(y=0) [kNm]
1	1000.0	900.0	1000.0	0.0	900.0	10.7442	-2.6506	0.000	-16.462	-2194.36	1820.41
2	0.0	0.0	0.0	900.0	900.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
3	0.0	0.0	0.0	900.0	900.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
4	0.0	0.0	0.0	900.0	900.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
5	0.0	0.0	0.0	900.0	900.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
6	0.0	0.0	0.0	900.0	900.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
7	0.0	0.0	0.0	900.0	900.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
8	0.0	0.0	0.0	900.0	900.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
9	0.0	0.0	0.0	900.0	900.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
10	0.0	0.0	0.0	900.0	900.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
totali		900.0		0.0	900.0					-2194.36	1820.41

Armatura ordinaria longitudinale: modello elastico-plastico indefinito

Modulo di elasticità acciaio Es= 210000.00 [N/mm²]
Resistenza caratteristica acciaio ordinario fyk= 450.00 [N/mm²]
Coefficiente parziale di sicurezza acciaio ordinario γs= 1.15
Deformazione massima di calcolo ε ud= 10.00 ‰
Resistenza di calcolo acciaio ordinario fyd= 391.30 [N/mm²]

Armature	Numero	Diametro [mm]	livello [mm]	area [mm ²]	ε yd ‰	ε acc ‰	σ acc [N/mm ²]	Nrd(y=0) [kN]	MRd(y=0) [kNm]
strato	ferri	[mm]	[mm]	[mm ²]	‰	‰	[N/mm ²]	[kN]	[kNm]
1	4	24	50.0	1809.56	1.8634	10.0000	391.30	708.09	-35.40
2	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
3	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
4	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
5	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
6	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
7	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
8	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
9	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
10	4	20	850.0	1256.64	1.8634	-1.9064	-391.30	-491.73	417.97
totali			50.0	3066.19	1.86335	10.0000		216.36	382.56

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO: MOMENTO FLETTENTE - SFORZO NORMALE

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d) ξ= 0.0026
Altezza totale della sezione h= 900.0 [mm]
Copriferro armatura tesa c= 50.0 [mm]
Altezza utile (h-c) d= 850.0 [mm]
Profondità dell'asse neutro x= 2.2 [mm]
Rapporto tra copriferro armatura tesa ed altezza utile (c/d) δ= 0.0588
Braccio della coppia interna z= 779.59 [mm]

Deformazione massima nel calcestruzzo ε cls= -2.6506 ‰ in y= 900.00 [mm]
Deformazione massima nell'acciaio ordinario teso ε acc= 10.0000 ‰ in y= 50.00 [mm]
Deformazione massima nell'acciaio di precompressione teso ε ap= 0.0000 ‰ in y= [mm]
Campo di deformazione specifica λ= 2
Parametro di deformazione λ (ε= λ + μ y) λ= 1.074E-02
Parametro di deformazione μ (ε= λ + μ y) μ= -1.488E-05 [mm⁻¹]
Sforzo normale resistente (rispetto alla base - y=0) Nrd(y=0)= -1978.00 [kN]
Momento resistente (rispetto alla base - y=0) Mrd(y=0)= 2202.98 [kNm]

Sforzo normale resistente (rispetto a y=ys) Nrd= -1978.00 [kN]
Momento resistente (rispetto a y=ys) Mrd= 1312.88 [kNm]
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (Nrd=cost) Mrd/Msd= 3.482

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO: SFORZO DI TAGLIO

Sforzo normale agente di calcolo (compresa precompressione) Nsd= -1978.00 [kN]
Sforzo di taglio agente (carichi esterni) Vd= 474.00 [kN]
Carichi appesi o indiretti Cad= 0.00 [kN/m]

Distanza della sezione dal bordo di appoggio (verifica solo VRcd se: av <= d; EN 1992-1-1; 6.2.1(8)) av= 999999.00 [mm]
Sezione ad altezza variabile: Inclinazione dei lembi della membratura (p>0 per h crescente con M): p= 0.0000
Componente di taglio dovuta all'inclinazione dei lembi della membratura Vmd= 0.00 [kN]
Componente di taglio dovuta all'inclinazione dei cavi di precompressione Vpd= 0.00 [kN]
Sforzo di taglio agente di calcolo: (Vsd = Vd + Vmd + Vpd) Vsd= 474.00 [kN]

Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

Larghezza (minima) della membratura resistente a taglio bw= 1000.00 [mm]
Altezza utile sezione: d = h - c d= 850.00 [mm]
Braccio della coppia interna z= 779.59 [mm]
Area armature longitudinali tese Asl= 1809.56 [mm²]
Coefficiente: k=1+(200/d)^0.5 [<=2] k= 1.485
Coefficiente: Vmin=0.035 * (k^1.5) * (fck^0.5) Vmin= 0.34140 [N/mm²]
Rapporto geometrico armatura longitudinale: ρl= Asl / (bw * d) [<=0.02] ρl= 0.00213
Tensione media di compressione nella sezione: σcp=Nsd/Ac [<=0.2 * fcd] σcp= 2.198 [N/mm²]
Sforzo di taglio resistente Vrd= 570.41 [kN]
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (ρ>= 1; solo calcestruzzo) Vrd/Vsd= 1.203

Armatura ordinaria trasversale (per taglio)

11.4 Fase 6 – Verifiche tensionali arco rovescio e calotta

In questa fase di calcolo sono presenti i seguenti elementi strutturali:

elementi beam da 1 a 60 rappresentanti la calotta
elementi beam da 61 a 94 rappresentanti l'arco rovescio

Le sollecitazioni massime sull'arco rovescio risultano:

mezzeria elemento 81: $N_k = 1770$ kN $M_k = 331$ kN m $T_k = 13.3$ kN
incastro elemento 62: $N_k = 2862$ kN $M_k = 1052$ kN m $T_k = 850$ kN

Le sollecitazioni massime in calotta risultano:

incastro elemento 60: $N_k = 2745$ kN $M_k = 533$ kN m $T_k = 713$ kN
mezzeria elemento 41: $N_k = 2742$ kN $M_k = 126$ kN m $T_k = 85.5$ kN

Le verifiche flessionali sull'arco rovescio risultano:

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	N_{SDU} (kN)	M_{SDU} (kN m)	M_{RD} (kNm)	FS
MAS POS	90	1 Φ 24/25	2301	430	1442	3.28
INCASTRO	90	1 Φ 24/25	3720	1367	1767	1.29

Le verifiche a taglio sull'arco rovescio risultano:

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	V_{SDU} (kN)	V_{RD} (kN)	FS
INCASTRO	90	1 Φ 20/25/50	1106	1787	1.61

Le verifiche flessionali sulla calotta risultano:

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	N_{SDU} (kN)	M_{SDU} (kN m)	M_{RD} (kNm)	FS
INCASTRO	80	1 Φ 24/25	3568	693	1486	2.14
MAS POS	80	1 Φ 20/25	3564	164	1373	8.37

Le verifiche a taglio sulla calotta risultano:

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	V_{SDU} (kN)	V_{RD} (kN)	FS
INCASTRO	80		927	1553	1.67

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO SEZIONE C.A. O C.A.P.

(V.2014.11.15)

GALLERIA CASTEL SAN FELICE - SEZIONE TIPO B2-B2B - FASE 6-VERIFICA MEZZERIA ARCO ROVESCIO

Combinazioni: **Momento massimo/Tagliomassimo**

Ordinata rispetto a cui sono calcolate le sollecitazioni ys= 450.00 [mm]
 Sforzo normale agente di calcolo Nsd= -2301.00 [kN]
 Momento agente di calcolo (rispetto a y=ys) Msd(y=ys)= 430.30 [kNm]
 Momento agente di calcolo (rispetto al baricentro della sezione: yg= 450.00 mm) Msd(y=yg)= 430.30 [kNm]

DATI GEOMETRICI SEZIONE

Calcestruzzo trave: modello parabola-rettangolo

Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo trave fck= 29.04 [N/mm²]
 Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata acc= 0.85
 Coefficiente parziale di sicurezza calcestruzzo trave γc= 1.50
 Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo trave fcd= 16.456 [N/mm²]
 Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo trave fctd= 1.323 [N/mm²]

Elementi	b inf [mm]	h [mm]	b sup [mm]	y inf [mm]	y sup [mm]	ε inf ‰	ε sup ‰	σ inf [N/mm ²]	σ sup [N/mm ²]	NRd(y=0) [kN]	MRd(y=0) [kNm]
1	1000.0	900.0	1000.0	0.0	900.0	10.7652	-3.0077	0.000	-16.456	-2517.36	2065.27
2	0.0	0.0	0.0	900.0	900.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
3	0.0	0.0	0.0	900.0	900.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
4	0.0	0.0	0.0	900.0	900.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
5	0.0	0.0	0.0	900.0	900.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
6	0.0	0.0	0.0	900.0	900.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
7	0.0	0.0	0.0	900.0	900.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
8	0.0	0.0	0.0	900.0	900.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
9	0.0	0.0	0.0	900.0	900.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
10	0.0	0.0	0.0	900.0	900.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
totali		900.0		0.0	900.0					-2517.36	2065.27

Armatura ordinaria longitudinale: modello elastico-plastico indefinito

Modulo di elasticità acciaio Es= 210000.00 [N/mm²]
 Resistenza caratteristica acciaio ordinario fyk= 450.00 [N/mm²]
 Coefficiente parziale di sicurezza acciaio ordinario γs= 1.15
 Deformazione massima di calcolo ε ud= 10.00 ‰
 Resistenza di calcolo acciaio ordinario fyd= 391.30 [N/mm²]

Armature strato	Numero ferri	Diametro [mm]	livello [mm]	area [mm ²]	ε yd ‰	ε acc ‰	σ acc [N/mm ²]	Nrd(y=0) [kN]	Mrd(y=0) [kNm]
1	4	24	50.0	1809.56	1.8634	10.0000	391.30	708.09	-35.40
2	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
3	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
4	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
5	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
6	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
7	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
8	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
9	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
10	4	20	850.0	1256.64	1.8634	-2.2425	-391.30	-491.73	417.97
totali			50.0	3066.19	1.86335	10.0000		216.36	382.56

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO: MOMENTO FLETTENTE - SFORZO NORMALE

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d) ξ= 0.0030
 Altezza totale della sezione h= 900.0 [mm]
 Copriferro armatura tesa c= 50.0 [mm]
 Altezza utile (h-c) d= 850.0 [mm]
 Profondità dell'asse neutro x= 2.5 [mm]
 Rapporto tra copriferro armatura tesa ed altezza utile (c/d) δ= 0.0588
 Braccio della coppia interna z= 770.41 [mm]
 Deformazione massima nel calcestruzzo ε cis= -3.0077 ‰ in y= 900.00 [mm]
 Deformazione massima nell'acciaio ordinario teso ε acc= 10.0000 ‰ in y= 50.00 [mm]
 Deformazione massima nell'acciaio di precompressione teso ε ap= 0.0000 ‰ in y= [mm]
 Campo di deformazione specifica ε sp= 2
 Parametro di deformazione λ (ε= λ + μ y) λ= 1.077E-02
 Parametro di deformazione μ (ε= λ + μ y) μ= -1.530E-05 [mm⁻¹]
 Sforzo normale resistente (rispetto alla base - y=0) Nrd(y=0)= -2301.00 [kN]
 Momento resistente (rispetto alla base - y=0) Mrd(y=0)= 2447.83 [kNm]
 Sforzo normale resistente (rispetto a y=ys) Nrd= -2301.00 [kN]
 Momento resistente (rispetto a y=ys) Mrd= 1412.38 [kNm]
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (Nrd=cost) Mrd/Msd= 3.282

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO: SFORZO DI TAGLIO

Sforzo normale agente di calcolo (compresa precompressione) Nsd= -2301.00 [kN]
 Sforzo di taglio agente (carichi esterni) Vd= 17.31 [kN]
 Carichi appesi o indiretti Cad= 0.00 [kN/m]
 Distanza della sezione dal bordo di appoggio (verifica solo VRcd se: av <= d; EN 1992-1-1; 6.2.1(8)) av= 999999.00 [mm]
 Sezione ad altezza variabile: Inclinazione dei lembi della membratura (p > 0 per h crescente con M): p= 0.0000
 Componente di taglio dovuta all'inclinazione dei lembi della membratura Vmd= 0.00 [kN]
 Componente di taglio dovuta all'inclinazione dei cavi di precompressione Vpd= 0.00 [kN]
 Sforzo di taglio agente di calcolo: (Vsd = Vd + Vmd + Vpd) Vsd= 17.31 [kN]

Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

Larghezza (minima) della membratura resistente a taglio bw= 1000.00 [mm]
 Altezza utile sezione: d = h - c d= 850.00 [mm]
 Braccio della coppia interna z= 770.41 [mm]
 Area armature longitudinali tese Asl= 1809.56 [mm²]
 Coefficiente: k=1+(200/d)^{0.5} [≤=2] k= 1.485
 Coefficiente: Vmin=0.035 * (k*M.5) * (fck/0.5) Vmin= 0.34134 [N/mm²]
 Rapporto geometrico armatura longitudinale: ρ= Asl / (bw * d) [≤=0.02] ρ= 0.00213
 Tensione media di compressione nella sezione: σcp=Nsd/Ac [≤=0.2 * fcd] σcp= 2.557 [N/mm²]
 Sforzo di taglio resistente Vrd= 616.11 [kN]
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (ρ >= 1; solo calcestruzzo) Vrd/Vsd= 35.593

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO SEZIONE C.A. O C.A.P.

(V.2014.11.15)

GALLERIA CASTEL SAN FELICE - SEZIONE TIPO B2-B2B - FASE 6-VERIFICA INCASTRO ARCO ROVESCIO

Combinazioni:

Momento massimo Tagliomassimo

Ordinata rispetto a cui sono calcolate le sollecitazioni y_s= 450.00 [mm]
 Storzo normale agente di calcolo Nsd=-3720.00 [kN]
 Momento agente di calcolo (rispetto a y-y_s) Msdly=y_s= 1367.00 [kNm]
 Momento agente di calcolo (rispetto al baricentro della sezione: y_g= 450.00 [mm]) Msdly=y_g= 1367.00 [kNm]

DATI GEOMETRICI SEZIONE

Calcestruzzo trave: modello parabola-rettangolo

Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo trave f_{ck}= 29.04 [N/mm²]
 Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata α_{cc}= 0.85
 Coefficiente parziale di sicurezza calcestruzzo trave γ_c= 1.50
 Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo trave f_{cd}= 16.456 [N/mm²]
 Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo trave f_{ctd}= 1.323 [N/mm²]

Elementi	b inf [mm]	h [mm]	b sup [mm]	y inf [mm]	y sup [mm]	ε inf ‰	ε sup ‰	σ inf [N/mm ²]	σ sup [N/mm ²]	Nrdly=0 [kN]	Mrdly=0 [kNm]
1	1000.0	900.0	1000.0	0.0	900.0	7.1603	-3.5000	0.0000	-16.456	-3936.36	3058.89
2	0.0	0.0	0.0	900.0	900.0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.00	0.00
3	0.0	0.0	0.0	900.0	900.0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.00	0.00
4	0.0	0.0	0.0	900.0	900.0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.00	0.00
5	0.0	0.0	0.0	900.0	900.0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.00	0.00
6	0.0	0.0	0.0	900.0	900.0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.00	0.00
7	0.0	0.0	0.0	900.0	900.0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.00	0.00
8	0.0	0.0	0.0	900.0	900.0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.00	0.00
9	0.0	0.0	0.0	900.0	900.0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.00	0.00
10	0.0	0.0	0.0	900.0	900.0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.00	0.00
totali										-3936.36	3058.89

Armatura ordinaria longitudinale: modello elastico-plastico indefinito

Modulo di elasticità acciaio E_s= 210000.00 [N/mm²]
 Resistenza caratteristica acciaio ordinario f_{yk}= 450.00 [N/mm²]
 Coefficiente parziale di sicurezza acciaio ordinario γ_s= 1.15
 Deformazione massima di calcolo ε_{sd}= 15.00 ‰
 Resistenza di calcolo acciaio ordinario f_{yk}= 391.30 [N/mm²]

Armature	Numero	Diametro [mm]	livello [mm]	area [mm ²]	c yd [mm]	ε acc ‰	σ acc [N/mm ²]	Nrdly=0 [kN]	Mrdly=0 [kNm]
stato	4	24	50.0	1809.56	1.8634	6.5681	391.30	708.09	-35.40
2	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
3	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
4	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
5	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
6	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
7	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
8	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
9	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
10	4	20	850.0	1256.64	1.8634	-2.9078	-391.30	-491.73	417.97
totali				50.0	3086.19	1.86335	6.5681	216.36	382.56

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO: MOMENTO FLETTENTE - SFORZO NORMALE

Profondità relativa dell'asse neutro (κ/d) ξ_r= 0.3478
 Altezza totale della sezione h= 900.00 [mm]
 Copriferio armatura tesa c_s= 50.00 [mm]
 Altezza utile (h-c) d_s= 850.00 [mm]
 Profondità dell'asse neutro x_n= 295.5 [mm]
 Rapporto tra copriferio armatura tesa ed altezza utile (c/d) ξ_r= 0.6598
 Braccio della coppia interna z_n= 727.09 [mm]
 Deformazione massima nel calcestruzzo ε_{cc,sd}= -3.5000 ‰ in y= 900.00 [mm]
 Deformazione massima nell'acciaio ordinario teso ε_{acc}= 6.5681 ‰ in y= 50.00 [mm]
 Deformazione massima nell'acciaio di precompressione teso ε_{sp}= 0.0000 ‰ in y= (mm)
 Campo di deformazione specifica λ_s= 3
 Parametro di deformazione λ (ε_s-1-y)
 Parametro di deformazione λ (ε_s-1-y+y)
 Storzo normale resistente (rispetto alla base - y=0) Nrdly=0= -3720.00 [kN]
 Momento resistente (rispetto alla base - y=0) Mrdly=0= 3441.46 [kNm]
 Storzo normale resistente (rispetto a y-y_s) Nsd= -3720.00 [kN]
 Momento resistente (rispetto a y-y_s) Mrd= 1767.46 [kNm]
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (Nrd=cos) Mrd/Msd= 1.293

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO: SFORZO DI TAGLIO

Storzo normale agente di calcolo (compresa precompressione) Nsd= -3720.00 [kN]
 Storzo di taglio agente (carichi esterni) Vd= 1106.00 [kN]
 Carichi appesi o indiretti Cad= 0.00 [kNm]
 Distanza della sezione dal bordo di appoggio (verifica solo VRcd se: av <= d; EN 1992-1-1:6.2.1(B)) a_w= 999999.00 [mm]
 Sezione ad altezza variabile: Inclinazione dei lembi della membratura (p>0 per h crescente con M): p= 0.0000
 Componente di taglio dovuta all'inclinazione dei lembi della membratura V_{md}= 0.00 [kN]
 Componente di taglio dovuta all'inclinazione dei carichi di precompressione V_{pd}= 0.00 [kN]
 Storzo di taglio agente di calcolo: (V_{sd}= V_d + V_{md} + V_{pd}) V_{sd}= 1106.00 [kN]

Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

Larghezza (minima) della membratura resistente a taglio b_w= 1000.00 [mm]
 Altezza utile sezione: d = h - c d_s= 850.00 [mm]
 Braccio della coppia interna z_n= 727.09 [mm]
 Area armature longitudinali teso A_{sl}= 1809.56 [mm²]
 Coefficiente: k₁=1.2000(0.5) [≤2] k₁= 1.485
 Coefficiente: γ_{min}=0.035 * (k₁*5) * (f_{ck}/0.5) γ_{min}= 0.34134 [N/mm²]
 Rapporto geometrico armatura longitudinale: ρ_l= A_{sl} / (b_w * d) [≤0.02] ρ_l= 0.00213
 Tensione media di compressione nella sezione: σ_{cp}=Nsd/AC [≤0.2 * f_{cd}] σ_{cp}= -3.291 [N/mm²]
 Storzo di taglio resistente V_{rd}= 709.77 [kN]
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (p= 1; solo calcestruzzo) V_{rd}/V_{sd}= 0.642

Armatura ordinaria trasversale (per taglio)

Modulo di elasticità acciaio armatura trasversale E_{sv}= 210000.00 [N/mm²]
 Resistenza caratteristica acciaio ordinario armatura trasversale f_{yk}= 450.00 [N/mm²]
 Coefficiente parziale di sicurezza acciaio ordinario armatura trasversale γ_{sv}= 1.15
 Resistenza di calcolo acciaio ordinario armatura trasversale f_{yk}= 391.30 [N/mm²]
 Disposizione armatura trasversale (staffe): numero bracci: n_s= 2 f_{ypd}= 313.04 [N/mm²]
 diametro: φ_s= 20 [mm] n_s= 0
 interessate: s_s= 250.00 [mm] φ_s= 0 [mm]
 inclinazione rispetto all'asse della trave (45° <= α <= 90°) u_s= 90.00 ° s_p= 0.00 [mm]
Controllo area minima staffe A_{sv,min}= 1500.00 [mm²/m] u_p= 45.00 °
Controllo interessi massimi s_{s,max}= 333.00 [mm] s_{p,max}= N.D. [mm]

Inclinazione dei "puntori" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave (1 <= cot θ <= 2.5) cot θ= 2.500
 Controllo limite inferiore cot θ in caso di significativo storzo normale: cot θ= 2.500
 Tensione media di compressione nella sezione: σ_{cp}=Nsd/AC σ_{cp}= -3.291 [N/mm²]
 Tensione tangenziale baricentrica τ_{bc}= 1.843 [N/mm²]
 Tensione principale massima baricentrica τ₁= 0.825 [N/mm²]
 Inclinazione minima dei "puntori" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave cot θ₁= 2.233
 Inclinazione assunta dei "puntori" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave (1 <= cot θ <= cot θ <= 2.5) cot θ= 2.500
 Prolungamento delle armature longitudinali dovuto all'inclinazione θ Δl= 908.86 [mm]
 Incremento momento flettente dovuto al taglio (traslazione diagramma momenti: solo se: M_{sd} + ΔM <= M_{max}) ΔM= 1005.20 [kNm]

Verifica elementi con armature trasversali resistenti a taglio

Verifica del calcestruzzo compresso
 Larghezza (minima) della membratura resistente a taglio b_w= 1000.00 [mm]
 Altezza utile sezione: d = h - c d_s= 850.00 [mm]
 Braccio della coppia interna z_n= 727.09 [mm]
 Coefficiente α_c (ε_{cp}/f_{cd}) α_c= 0.200
 Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo: f_{cd}= 0.5*f_{cd} f_{cd}= 8.228 [N/mm²]
 Storzo di taglio resistente (calcestruzzo compresso) V_{rdc}= 2149.90 [kN]
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (p=1; calcestruzzo compresso) V_{rdc}/V_{sd}= 1.944

Verifica dell'armatura trasversale d'anima

Area delle armature trasversali (staffe) A_{sv}= 628.32 [mm²]
 Area staffe necessaria per carichi appesi A_{st}= 0.000 [mm²]
 Area staffe utile al netto dell'armatura necessaria per carichi appesi A_{st}= 628.32 [mm²]
 Area delle armature trasversali (ferri piegati) A_{sv}= 0.00 [mm²]
 Storzo di taglio resistente (staffe) V_{rd}= 1787.64 [kN]
 Storzo di taglio resistente (ferri piegati) V_{pd}= 0.00 [kN]
 Storzo di taglio resistente totale armature trasversali V_{rd}= 1787.64 [kN]
Storzo di taglio resistente: V_{rd}=minimo(V_{rd}, V_{pd}) V_{rd}= 1787.64 [kN]
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (p= 1; armatura d'anima) V_{rd}/V_{sd}= 1.616

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO SEZIONE C.A. O C.A.P.

(V. 2014.11.15)

GALLERIA CASTEL SAN FELICE - SEZIONE TIPO B2-B2B - FASE 6-VERIFICA INCASTRO CALOTTA

Combinazioni:

Momento massimo Tagliomassimo

Ordinata rispetto a cui sono calcolate le sollecitazioni ys= 400.00 [mm]
 Storzo normale agente di calcolo Nsd= -3568.00 [kN]
 Momento agente di calcolo (rispetto a y=ys) Msdly=ys|= 693.00 [kNm]
 Momento agente di calcolo (rispetto al baricentro della sezione: yg= 400.00 mm) Msdly=yg|= 693.00 [kNm]

DATI GEOMETRICI SEZIONE

Calcestruzzo trave: modello parabola-rettangolo
 Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo trave fck= 29.04 [N/mm²]
 Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata αcc= 0.85
 Coefficiente parziale di sicurezza calcestruzzo trave γc= 1.50
 Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo trave fcd= 16.456 [N/mm²]
 Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo trave fctd= 1.323 [N/mm²]

Elementi	b inf [mm]	h [mm]	b sup [mm]	y inf [mm]	y sup [mm]	ε inf ‰	ε sup ‰	σ inf [N/mm²]	σ sup [N/mm²]	Nrdly=0 [kN]	Mrdly=0 [kNm]
1	1000.0	800.0	1000.0	0.0	800.0	6.3564	-3.5000	0.0000	-16.456	-3784.36	2580.30
2	0.0	0.0	0.0	800.0	800.0	0.0000	0.0000	0.0000	0.000	0.00	0.00
3	0.0	0.0	0.0	800.0	800.0	0.0000	0.0000	0.0000	0.000	0.00	0.00
4	0.0	0.0	0.0	800.0	800.0	0.0000	0.0000	0.0000	0.000	0.00	0.00
5	0.0	0.0	0.0	800.0	800.0	0.0000	0.0000	0.0000	0.000	0.00	0.00
6	0.0	0.0	0.0	800.0	800.0	0.0000	0.0000	0.0000	0.000	0.00	0.00
7	0.0	0.0	0.0	800.0	800.0	0.0000	0.0000	0.0000	0.000	0.00	0.00
8	0.0	0.0	0.0	800.0	800.0	0.0000	0.0000	0.0000	0.000	0.00	0.00
9	0.0	0.0	0.0	800.0	800.0	0.0000	0.0000	0.0000	0.000	0.00	0.00
10	0.0	0.0	0.0	800.0	800.0	0.0000	0.0000	0.0000	0.000	0.00	0.00
totali		800.0			800.0					-3784.36	2580.30

Armatura ordinaria longitudinale: modello elastico-plastico indefinito

Modulo di elasticità acciaio Es= 210000.00 [N/mm²]
 Resistenza caratteristica acciaio ordinario fyk= 450.00 [N/mm²]
 Coefficiente parziale di sicurezza acciaio ordinario γs= 1.15
 Deformazione massima di calcolo εsd= 15.00 ‰
 Resistenza di calcolo acciaio ordinario fyd= 391.30 [N/mm²]

Armature	Numero	Diametro [mm]	livello [mm]	area [mm²]	c yd [mm]	ε acc ‰	σ acc [N/mm²]	Nrdly=0 [kN]	Mrdly=0 [kNm]
sistato	ferri	24	50.0	1809.56	1.8634	5.7404	391.30	708.09	-35.40
2	0	0	0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
3	0	0	0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
4	0	0	0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
5	0	0	0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
6	0	0	0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
7	0	0	0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
8	0	0	0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
9	0	0	0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
10	4	20	750.0	1256.64	1.8634	-2.8840	-391.30	-491.73	368.80
totali			50.0	3066.19	1.86335	5.7404		216.36	333.59

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO: MOMENTO FLETTENTE - SFORZO NORMALE

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d) ξ= 0.3788
 Altezza totale della sezione hw= 800.00 [mm]
 Copriferro armatura tesa cs= 50.00 [mm]
 Altezza utile (h-c) d= 750.00 [mm]
 Profondità dell'asse neutro xu= 284.1 [mm]
 Rapporto tra copriferro armatura tesa ed altezza utile (c/d) ξc= 0.0667
 Braccio della coppia interna z= 631.83 [mm]
 Deformazione massima nel calcestruzzo εcls= -3.5000 ‰ in y= 800.00 [mm]
 Deformazione massima nell'acciaio ordinario teso εacc= 5.7404 ‰ in y= 50.00 [mm]
 Deformazione massima nell'acciaio di precompressione teso εsp= 0.0000 ‰ in y= [mm]
 Campo di deformazione specifica β= 3
 Parametro di deformazione λ (λ=1+y) λ= 6.3564-03
 Parametro di deformazione μ (μ=1+y+y) μ= -1.232E-05 [mm⁻¹]
 Storz normale resistente (rispetto alla base - y=0) Nrdly=0|= -3568.00 [kN]
 Momento resistente (rispetto alla base - y=0) Mrdly=0|= 2913.69 [kNm]
 Storz normale resistente (rispetto a y=ys) Nsd= -3568.00 [kN]
 Momento resistente (rispetto a y=ys) Msd= 1486.49 [kNm]
 Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (Nrd=cos) Mrd/Msd= 2.145

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO: SFORZO DI TAGLIO

Storz normale agente di calcolo (compresa precompressione) Nsd= -3568.00 [kN]
 Storz di taglio agente (carichi esterni) Vsd= 927.00 [kN]
 Carichi appesi o indiretti Csd= 0.00 [kNm]
 Distanza della sezione dal bordo di appoggio (verifica solo VRcd se: av <= d; EN 1992-1-1.6.2.1(B)) av= 999999.00 [mm]
 Sezione ad altezza variabile: Inclinazione dei lembi della membratura (p>0 per h crescente con M): p= 0.0000
 Componente di taglio dovuta all'inclinazione dei lembi della membratura Vmd= 0.00 [kN]
 Componente di taglio dovuta all'inclinazione dei cavi di precompressione Vpd= 0.00 [kN]
 Storz di taglio agente di calcolo: (Vsd = Vd + Vmd + Vpd) Vsd= 927.00 [kN]

Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

Larghezza (minima) della membratura resistente a taglio bw= 1000.00 [mm]
 Altezza utile sezione: d = h - c d= 750.00 [mm]
 Braccio della coppia interna z= 631.83 [mm]
 Area armature longitudinali teso Asl= 1809.56 [mm²]
 Coefficiente: kv=1+2000/(0.5 * d) kv= 1.516
 Coefficiente: Vmin=0.035 * (k1.5) * (fck/0.5) Vmin= 0.35220 [N/mm²]
 Rapporto geometrico armatura longitudinale: ρl= Asl / (bw * d) ρl= 0.00241
 Tensione media di compressione nella sezione: σcp=Nsd/AC σcp= -3.291 [N/mm²]
 Storz di taglio resistente Vrd= 634.41 [kN]
 Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (p>= 1; solo calcestruzzo) Vrd/Vsd= 0.684

Armatura ordinaria trasversale (per taglio)

Modulo di elasticità acciaio armatura trasversale Es= 210000.00 [N/mm²]
 Resistenza caratteristica acciaio ordinario armatura trasversale fyk= 450.00 [N/mm²]
 Coefficiente parziale di sicurezza acciaio ordinario armatura trasversale γs= 1.15
 Resistenza di calcolo acciaio ordinario armatura trasversale fyd= 391.30 [N/mm²]
 Disposizione armatura trasversale (staffe): numero bracci: n= 2 fyd= 313.04 [N/mm²]
 diametro: φs= 20 [mm] ns= 0
 interessate: ss= 250.00 [mm] φs= 0 [mm]
 inclinazione rispetto all'asse della trave (45°<=α<=90°) us= 90.00 °
 Controllo area minima staffe Asv,min= 1500.00 [mm²/m]
 Controllo interessi massimi ss,max= 333.00 [mm] sp,max= N.D. [mm]

Inclinazione dei "puntori" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave (1 <= cot θ <= 2.5) cot θ= 2.500
 Controllo limite inferiore cot θ in caso di significativo storz normale:
 Tensione media di compressione nella sezione: σcp=Nsd/AC σcp= 3.291 [N/mm²]
 Tensione tangenziale baricentrica τb= 1.738 [N/mm²]
 Tensione principale massima baricentrica σ1= 0.748 [N/mm²]
 Inclinazione minima dei "puntori" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave cot θ1= 2.324
 Inclinazione assunta dei "puntori" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave (1 <= cot θ1 <= cot θ) cot θ= 2.500
 Prolungamento delle armature longitudinali dovuto all'inclinazione θ Δ1= 789.79 [mm]
 Incremento momento flettente dovuto al taglio (traslazione diagramma momenti: solo se: Msd + ΔM <= Mmax) ΔM= 732.14 [kNm]

Verifica elementi con armature trasversali resistenti a taglio

Verifica del calcestruzzo compresso
 Larghezza (minima) della membratura resistente a taglio bw= 1000.00 [mm]
 Altezza utile sezione: d = h - c d= 750.00 [mm]
 Braccio della coppia interna z= 631.83 [mm]
 Coefficiente αc (αcp/αc) αc= 0.200
 Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo: f'cd = 0.5*f'cd f'cd= 8.226 [N/mm²]
 Storz di taglio resistente (calcestruzzo compresso) Vrzd= 1862.25 [kN]
 Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (p>=1; calcestruzzo compresso) Vrzd/Vsd= 2.015

Verifica dell'armatura trasversale d'anima

Area delle armature trasversali (staffe) Asv= 628.32 [mm²]
 Area staffe necessaria per carichi appesi Asv1= 0.000 [mm²]
 Area staffe utile al netto dell'armatura necessaria per carichi appesi Asv2= 628.32 [mm²]
 Area delle armature trasversali (ferri piegati) Asw= 0.00 [mm²]
 Storz di taglio resistente (staffe) Vrzd= 1553.45 [kN]
 Storz di taglio resistente (ferri piegati) Vrzd= 0.00 [kN]
 Storz di taglio resistente totale armature trasversali Vrzd= 1553.45 [kN]
 Storz di taglio resistente: Vrzd= minimo(Vrzd, Vrzd) Vrzd= 1553.45 [kN]
 Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (p>= 1; armatura d'anima) Vrzd/Vsd= 1.676

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO SEZIONE C.A. O C.A.P.

(V.2014.11.15)

GALLERIA CASTEL SAN FELICE- SEZIONE TIPO B2-B2B - FASE 6-VERIFICA MEZZERIA CALOTTA

Combinazioni: **Momento massimo/Tagliomassimo**

Ordinata rispetto a cui sono calcolate le sollecitazioni ys= 400.00 [mm]
 Sforzo normale agente di calcolo Nsd= -3564.00 [kN]
 Momento agente di calcolo (rispetto a y=ys) Msd(y=ys)= 164.00 [kNm]
 Momento agente di calcolo (rispetto al baricentro della sezione: yg= 400.00 mm) Msd(y=yg)= 164.00 [kNm]

DATI GEOMETRICI SEZIONE

Calcestruzzo trave: modello parabola-rettangolo

Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo trave fck= 29.04 [N/mm²]
 Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata α_{cc} = 0.85
 Coefficiente parziale di sicurezza calcestruzzo trave γ_c = 1.50
 Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo trave fcd= 16.456 [N/mm²]
 Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo trave fctd= 1.323 [N/mm²]

Elementi	b inf [mm]	h [mm]	b sup [mm]	y inf [mm]	y sup [mm]	ϵ inf ‰	ϵ sup ‰	σ inf [N/mm ²]	σ sup [N/mm ²]	NRd(y=0) [kN]	MRd(y=0) [kNm]
1	1000.0	800.0	1000.0	0.0	800.0	6.9658	-3.5000	0.000	-16.456	-3564.00	2454.58
2	0.0	0.0	0.0	800.0	800.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
3	0.0	0.0	0.0	800.0	800.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
4	0.0	0.0	0.0	800.0	800.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
5	0.0	0.0	0.0	800.0	800.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
6	0.0	0.0	0.0	800.0	800.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
7	0.0	0.0	0.0	800.0	800.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
8	0.0	0.0	0.0	800.0	800.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
9	0.0	0.0	0.0	800.0	800.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
10	0.0	0.0	0.0	800.0	800.0	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.00
totali		800.0		0.0	800.0					-3564.00	2454.58

Armatura ordinaria longitudinale: modello elastico-plastico indefinito

Modulo di elasticità acciaio Es= 210000.00 [N/mm²]
 Resistenza caratteristica acciaio ordinario fyk= 450.00 [N/mm²]
 Coefficiente parziale di sicurezza acciaio ordinario γ_s = 1.15
 Deformazione massima di calcolo ϵ_{ud} = 10.00 ‰
 Resistenza di calcolo acciaio ordinario fyd= 391.30 [N/mm²]

Armature strato	Numero ferri	Diametro [mm]	livello [mm]	area [mm ²]	ϵ yd ‰	ϵ acc ‰	σ acc [N/mm ²]	Nrd(y=0) [kN]	Mrd(y=0) [kNm]
1	4	20	50.0	1256.64	1.8634	6.3117	391.30	491.73	-24.59
2	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
3	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
4	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
5	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
6	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
7	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
8	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
9	0	0	0.0	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0.00
10	4	20	750.0	1256.64	1.8634	-2.8459	-391.30	-491.73	368.80
totali			50.0	2513.27	1.86335	6.3117		0.00	344.21

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO: MOMENTO FLETTENTE - SFORZO NORMALE

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d) ξ_r = 0.3567
 Altezza totale della sezione h= 800.0 [mm]
 Copriferro armatura tesa c= 50.0 [mm]
 Altezza utile (h-c) d= 750.0 [mm]
 Profondità dell'asse neutro x= 267.5 [mm]
 Rapporto tra copriferro armatura tesa ed altezza utile (c/d) δ = 0.0667
 Braccio della coppia interna z= 638.71 [mm]
 Deformazione massima nel calcestruzzo ϵ_{cis} = -3.5000 ‰ in y= 800.00 [mm]
 Deformazione massima nell'acciaio ordinario teso ϵ_{acc} = 6.3117 ‰ in y= 50.00 [mm]
 Deformazione massima nell'acciaio di precompressione teso ϵ_{ap} = 0.0000 ‰ in y= [mm]
 Campo di deformazione specifica λ = 3
 Parametro di deformazione λ ($\epsilon = \lambda + \mu \cdot y$) λ_r = 6.966E-03
 Parametro di deformazione μ ($\epsilon = \lambda + \mu \cdot y$) μ = -1.308E-05 [mm⁻¹]
 Sforzo normale resistente (rispetto alla base - y=0) Nrd(y=0)= -3564.00 [kN]
 Momento resistente (rispetto alla base - y=0) Mrd(y=0)= 2798.78 [kNm]
 Sforzo normale resistente (rispetto a y=ys) Nrd= -3564.00 [kN]
 Momento resistente (rispetto a y=ys) Mrd= 1373.18 [kNm]
 Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (Nrd=cost) **Mrd/Msd= 8.373**

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO: SFORZO DI TAGLIO

Sforzo normale agente di calcolo (compresa precompressione) Nsd= -3564.00 [kN]
 Sforzo di taglio agente (carichi esterni) Vd= 111.00 [kN]
 Carichi appesi o indiretti Cad= 0.00 [kN/m]
 Distanza della sezione dal bordo di appoggio (verifica solo VRcd se: $av \leq d$; EN 1992-1-1; 6.2.1(8)) av = 999999.00 [mm]
 Sezione ad altezza variabile: Inclinazione dei lembi della membratura ($p > 0$ per h crescente con M): p = 0.0000
 Componente di taglio dovuta all'inclinazione dei lembi della membratura Vmd= 0.00 [kN]
 Componente di taglio dovuta all'inclinazione dei cavi di precompressione Vpd= 0.00 [kN]
 Sforzo di taglio agente di calcolo: ($Vsd = Vd + Vmd + Vpd$) Vsd= 111.00 [kN]

Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

Larghezza (minima) della membratura resistente a taglio bw= 1000.00 [mm]
 Altezza utile sezione: $d = h - c$ d= 750.00 [mm]
 Braccio della coppia interna z= 638.71 [mm]
 Area armature longitudinali tese Asl= 1256.64 [mm²]
 Coefficiente: $k = 1 + (200/d)^{0.5}$ [$k \leq 2$] k= 1.516
 Coefficiente: $V_{min} = 0.035 \cdot (k \cdot M \cdot 5) \cdot (f_{ck} \cdot 0.5)$ V_{min} = 0.35220 [N/mm²]
 Rapporto geometrico armatura longitudinale: $\rho = Asl / (bw \cdot d)$ [≤ 0.02] ρ = 0.00168
 Tensione media di compressione nella sezione: $\sigma_{cp} = Nsd / Ac$ [$\leq 0.2 \cdot f_{cd}$] σ_{cp} = 3.291 [N/mm²]
 Sforzo di taglio resistente Vrd= 634.41 [kN]
 Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (≥ 1 ; solo calcestruzzo) **Vrd/Vsd= 5.715**

11.5 S.L.E. – Fase 6 - Verifiche a fessurazione

Le verifiche a fessurazione risultano:

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	N _k (kN)	M _k (kNm)	σ _c (MPa)	σ _t (MPa)	F _{cfk} (MPa)	S _{cmax} (MPa)	W _m (mm)	W _k (mm)
MAS. POS. A.R.	90	1Φ24/25	1770	331	-4.14	-58.38	2.362	0.340	-	0.300
INC. A.R.	90	1Φ24/25	2862	1052	-12.45	-166.9	2.362	3.938	0.181	0.300
INC. CAL.	80	1Φ24/25	2745	533	-7.98	-110.6	2.362	1.210	-	0.300
MAS POS. CAL	80	1Φ20/25	2742	126	-4.33	-63.09	2.362	-2.20	-	0.300

VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

TITOLO: **GALLERIA CASTEL SAN FELICE SEZIONE TIPO B2-B2B FASE 6 VERIFICA MEZZERIA ARCO ROVESCIO**

Riferimento :
Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018: "Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni».
Circolare 21 gennaio 2019, n° 7: Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018.

DATI GENERALI

Tipo impronte acciaio
Sensibilità armatura
Condizioni ambientali
Combinazione di azioni

Aderenza migliorata
Poco sensibile
Ordinarie
Quasi permanenti

VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FORMAZIONE DELLE FESSURE

Resistenza caratteristica cilindrica del conglomerato cementizio
Resistenza a trazione media del conglomerato cementizio ($f_{ctm} = 0.30 (f_{ck})^{2/3}$)
Resistenza a trazione allo stato di formazione delle fessure ($f_{ctk} = f_{ctm}/1.2$)

f_{ck}= 29.04 N/mm²
f_{ctm}= 2.834 N/mm²
f_{ctk}= 2.362 N/mm²

Per la combinazione di azioni prescelta si ha (sezione interamente reagente - sollecitazioni effettive):
Tensione di trazione massima nel calcestruzzo

s_{cmax}= 0.340 N/mm²

La sezione è verificata allo stato limite di formazione delle fessure

VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

TITOLO: GALLERIA CASTEL SAN FELICE SEZIONE TIPO B2-B2B FASE 6 VERIFICA INCASTRO ARCO ROVESCIO

Riferimento :
 Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018: "Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni».
 Circolare 21 gennaio 2019, n° 7: Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»» di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018.

DATI GENERALI

Tipo impronte acciaio	Aderenza migliorata
Sensibilità armatura	Poco sensibile
Condizioni ambientali	Ordinarie
Combinazione di azioni	Quasi permanenti

VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FORMAZIONE DELLE FESSURE

Resistenza caratteristica cilindrica del conglomerato cementizio	fck=	29.04 N/mm ²
Resistenza a trazione media del conglomerato cementizio (fctm = 0.30 (fck) ^(2/3))	fctm=	2.834 N/mm ²
Resistenza a trazione allo stato di formazione delle fessure (fck = fctm/1.2)	fck=	2.362 N/mm ²
Per la combinazione di azioni prescelta si ha (sezione interamente reagente - sollecitazioni effettive):		
Tensione di trazione massima nel calcestruzzo	scmax=	3.938 N/mm ²

La sezione NON è verificata allo stato limite di formazione delle fessure

VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE

a) Calcolo della deformazione unitaria media dell'armatura epsm

Modulo elastico del calcestruzzo	Ec=	32585 N/mm ²
Modulo elastico delle armature	Es=	206000 N/mm ²
Tensione nell'armatura tesa in sezione fessurata	sigmas=	151.296 N/mm ²
Base della zona di calcestruzzo efficace entro cui le barre influenzano l'apertura delle fessure	b,eff=	100.000 cm
Altezza della zona di calcestruzzo efficace [min(2.5(h-d);(h-x)/3;h/2)]	h,eff=	12.500 cm
Area della zona di calcestruzzo efficace entro cui le barre influenzano l'apertura delle fessure	Ac,eff = b,eff h,eff =	1250.000 cm ²
Area della sezione di acciaio posta nell'area efficace Ac,eff	As=	18.096 cm ²
Rapporto tra l'area della sezione di acciaio As e l'area di calcestruzzo efficace Ac,eff	ro,eff=As/Ac,eff=	0.014476
Coefficiente per le condizioni di sollecitazione (0.6 azioni di breve durata, 0.4 azioni di lunga durata)	kt=	0.4
Deformazione unitaria media dell'armatura	epsrm=	0.000319
Deformazione unitaria media dell'armatura (limite inferiore) (epsrm,lim = 0.6 sigmas/Es)	epsrm,lim=	0.000441

b) Calcolo della distanza media tra le fessure Dsm

Distanza tra le barre (lnt - fi)	s1=	25.000 cm
Diámetro equivalente delle barre tese	fi=	24 mm
Ricoprimento netto dell'armatura (Yf-fi/2)	c=	3.800 cm
Distanza limite tra le barre da utilizzare nel calcolo (s = 5*(c+fi/2))	b=	25.000 cm
Rapporto tra l'area della sezione di acciaio As e l'area di calcestruzzo efficace Ac,eff	ro,eff=As/Ac,eff=	0.014476
Deformazione di trazione massima in sezione fessurata	eps1=	0.003502
Deformazione di trazione minima in sezione fessurata	eps2=	0.000000
Coefficiente di aderenza calcestruzzo alla barra (0.8 per barre ad aderenza migliorata, 1.6 per barre lisce)	k1=	0.800
Coefficiente di forma del diagramma delle deformazioni di trazione nella sezione fessurata	k2=	0.500
Coefficiente	k3=	3.400
Coefficiente	k4=	0.425
Distanza media tra le fessure	Dsm=	24.179 cm

c) Calcolo del valore caratteristico dell'apertura delle fessure wk

Deformazione unitaria media dell'armatura	epsrm=	0.000441
Distanza media tra le fessure	Dsm=	24.179 cm
Valore caratteristico dell'apertura delle fessure (wk = 1.7 epsrm Dsm)	wm=	0.181 mm

e) Verifica

Considerando secondo Normativa :	
Condizioni ambiente:	Ordinarie
Combinazioni di azioni:	Quasi permanenti
Tipo di armatura:	Poco sensibile
Valore nominale caratteristico dell'apertura delle fessure per la combinazione d'azioni considerata	wk= 0.300 mm

La sezione è verificata allo stato limite di apertura delle fessure

VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

TITOLO: GALLERIA CASTEL SAN FELICE SEZIONE TIPO B2-B2B FASE 6 VERIFICA INCASTRO CALOTTA

Riferimento :
 Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018: "Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni».
 Circolare 21 gennaio 2019, n° 7: Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»» di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018.

DATI GENERALI

Tipo impronte acciaio	Aderenza migliorata
Sensibilità armatura	Poco sensibile
Condizioni ambientali	Ordinarie
Combinazione di azioni	Quasi permanenti

VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FORMAZIONE DELLE FESSURE

Resistenza caratteristica cilindrica del conglomerato cementizio	fck=	29.04 N/mm ²
Resistenza a trazione media del conglomerato cementizio (fctm = 0.30 (fck) ^(2/3))	fctm=	2.834 N/mm ²
Resistenza a trazione allo stato di formazione delle fessure (fck = fctm/1.2)	fck=	2.362 N/mm ²
Per la combinazione di azioni prescelta si ha (sezione interamente reagente - sollecitazioni effettive):		
Tensione di trazione massima nel calcestruzzo	scmax=	1.210 N/mm ²

La sezione è verificata allo stato limite di formazione delle fessure

VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

TITOLO: GALLERIA CASTEL SAN FELICE SEZIONE TIPO B2-B2B FASE 6 VERIFICA MEZZERIA CALOTTA

Riferimento :

Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018: "Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni».
Circolare 21 gennaio 2019, n° 7: Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018.

DATI GENERALI

Tipo impronte acciaio
Sensibilità armatura
Condizioni ambientali
Combinazione di azioni

Aderenza migliorata
Poco sensibile
Ordinarie
Quasi permanenti

VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FORMAZIONE DELLE FESSURE

Resistenza caratteristica cilindrica del conglomerato cementizio
Resistenza a trazione media del conglomerato cementizio ($f_{ctm} = 0.30 (f_{ck})^{2/3}$)
Resistenza a trazione allo stato di formazione delle fessure ($f_{ctk} = f_{ctm}/1.2$)

$f_{ck} = 29.0 \text{ N/mm}^2$
 $f_{ctm} = 2.834 \text{ N/mm}^2$
 $f_{ctk} = 2.362 \text{ N/mm}^2$

Per la combinazione di azioni prescelta si ha (sezione interamente reagente - sollecitazioni effettive):
Tensione di trazione massima nel calcestruzzo

$s_{cmax} = -2.207 \text{ N/mm}^2$

La sezione è verificata allo stato limite di formazione delle fessure

11.6 Allegati di calcolo

* FLAC log-file opened 10-Apr-24 16:50

FASE3-GN CASTEL SAN FELICE-SEZIONE B2-B2B-Posa centine a 1.0m

From File :

Structural element data ...

Elem ID	Nod1	Nod2	Prop	F-shear	F-axial	Mom-1	Mom-2		
60	1	60	61	1 beam	-7.558E+00	1.965E+02	-3.777E+00	-1.746E-03	-1
59	1	59	60	1 beam	7.131E+00	1.533E+02	-2.096E-01	3.775E+00	-1
58	1	58	59	1 beam	-7.151E-01	1.318E+02	-5.673E-01	2.098E-01	-1
57	1	57	58	1 beam	6.525E-01	1.256E+02	-2.421E-01	5.684E-01	-1
56	1	56	57	1 beam	4.728E-01	1.253E+02	4.266E-03	2.421E-01	-1
55	1	55	56	1 beam	-1.050E-01	1.261E+02	-5.007E-02	-4.005E-03	-1
54	1	54	55	1 beam	2.362E-02	1.257E+02	-3.717E-02	4.906E-02	-1
53	1	53	54	1 beam	-5.857E-02	1.247E+02	-6.608E-02	3.755E-02	-1
52	1	52	53	1 beam	2.964E-01	1.233E+02	7.327E-02	6.518E-02	-1
51	1	51	52	1 beam	-5.958E-01	1.233E+02	-1.289E-01	-7.411E-02	-1
50	1	50	51	1 beam	3.342E-01	1.230E+02	-1.702E-02	1.309E-01	-1
49	1	49	50	1 beam	1.733E-01	1.213E+02	5.811E-02	1.836E-02	-1
48	1	48	49	1 beam	-5.466E-01	1.211E+02	-1.323E-01	-5.620E-02	-1
47	1	47	48	1 beam	3.574E-01	1.206E+02	-8.068E-03	1.314E-01	-1
46	1	46	47	1 beam	3.665E-01	1.191E+02	1.256E-01	4.972E-03	-1
45	1	45	46	1 beam	-1.049E+00	1.178E+02	-2.456E-01	-1.280E-01	-1
44	1	44	45	1 beam	1.236E+00	1.171E+02	1.978E-01	2.475E-01	-1
43	1	43	44	1 beam	-1.222E+00	1.167E+02	-2.454E-01	-1.949E-01	-1
42	1	42	43	1 beam	1.025E+00	1.157E+02	1.233E-01	2.417E-01	-1
41	1	41	42	1 beam	-3.691E-01	1.162E+02	-3.358E-03	-1.281E-01	-1
40	1	40	41	1 beam	-3.820E-01	1.165E+02	-1.333E-01	1.541E-03	-1
39	1	39	40	1 beam	5.688E-01	1.154E+02	6.261E-02	1.336E-01	-1
38	1	38	39	1 beam	-1.614E-01	1.147E+02	-7.834E-03	-6.340E-02	-1
37	1	37	38	1 beam	-3.404E-01	1.152E+02	-1.254E-01	9.581E-03	-1
36	1	36	37	1 beam	6.065E-01	1.143E+02	7.934E-02	1.269E-01	-1
35	1	35	36	1 beam	-3.589E-01	1.135E+02	-8.918E-02	-7.850E-02	-1
34	1	34	35	1 beam	1.255E-01	1.086E+02	-2.699E-02	8.816E-02	-9
33	1	33	34	1 beam	3.246E-02	1.062E+02	-1.093E-02	2.728E-02	-9
32	1	32	33	1 beam	2.295E-02	1.054E+02	2.478E-03	9.348E-03	-9
31	1	31	32	1 beam	-6.543E-02	1.041E+02	-3.051E-02	-3.605E-03	-9
30	1	30	31	1 beam	1.312E-01	1.038E+02	3.501E-02	3.340E-02	-9
29	1	29	30	1 beam	-1.039E-01	1.044E+02	-1.801E-02	-3.553E-02	-9
28	1	28	29	1 beam	-6.470E-02	1.065E+02	-5.323E-02	2.064E-02	-9
27	1	27	28	1 beam	-2.621E-02	1.091E+02	-6.973E-02	5.696E-02	-9
26	1	26	27	1 beam	3.116E-01	1.135E+02	7.681E-02	6.877E-02	-1
25	1	25	26	1 beam	-6.085E-01	1.142E+02	-1.280E-01	-7.895E-02	-1
24	1	24	25	1 beam	3.496E-01	1.151E+02	-7.278E-03	1.262E-01	-1
23	1	23	24	1 beam	1.667E-01	1.146E+02	6.269E-02	1.085E-02	-1
22	1	22	23	1 beam	-5.817E-01	1.153E+02	-1.374E-01	-6.325E-02	-1
21	1	21	22	1 beam	4.016E-01	1.164E+02	3.092E-03	1.354E-01	-1
20	1	20	21	1 beam	3.497E-01	1.161E+02	1.260E-01	-1.455E-03	-1
19	1	19	20	1 beam	-1.024E+00	1.156E+02	-2.423E-01	-1.226E-01	-1
18	1	18	19	1 beam	1.229E+00	1.167E+02	1.959E-01	2.468E-01	-1
17	1	17	18	1 beam	-1.213E+00	1.171E+02	-2.430E-01	-1.937E-01	-1
16	1	16	17	1 beam	1.032E+00	1.177E+02	1.240E-01	2.435E-01	-1
15	1	15	16	1 beam	-3.888E-01	1.191E+02	-9.189E-03	-1.293E-01	-1
14	1	14	15	1 beam	-3.497E-01	1.206E+02	-1.287E-01	8.053E-03	-1
13	1	13	14	1 beam	5.551E-01	1.210E+02	5.746E-02	1.340E-01	-1
12	1	12	13	1 beam	-1.621E-01	1.211E+02	-1.493E-02	-5.661E-02	-1
11	1	11	12	1 beam	-3.503E-01	1.228E+02	-1.327E-01	1.335E-02	-1
10	1	10	11	1 beam	5.985E-01	1.231E+02	7.225E-02	1.316E-01	-1
9	1	9	10	1 beam	-2.947E-01	1.232E+02	-6.507E-02	-7.257E-02	-1
8	1	8	9	1 beam	5.947E-02	1.246E+02	-3.686E-02	6.584E-02	-1
7	1	7	8	1 beam	-2.523E-02	1.256E+02	-5.005E-02	3.734E-02	-1
6	1	6	7	1 beam	1.001E-01	1.260E+02	2.579E-03	4.898E-02	-1
5	1	5	6	1 beam	-4.675E-01	1.252E+02	-2.410E-01	-2.659E-03	-1
4	1	4	5	1 beam	-6.584E-01	1.254E+02	-5.697E-01	2.405E-01	-1
3	1	3	4	1 beam	7.217E-01	1.318E+02	-2.076E-01	5.684E-01	-1
2	1	2	3	1 beam	-7.142E+00	1.533E+02	-3.778E+00	2.076E-01	-1
1	1	1	2	1 beam	7.555E+00	1.965E+02	-8.042E-04	3.779E+00	-1

* FLAC log-file closed

10-Apr-2

* FLAC log-file opened 10-Apr-24 16:51
FASE4-GN CASTEL SAN FELICE-SEZIONE TIPO B2-B2B-Posa spritz-beton a 2.0m
From File :

Structural element data ...

Elem ID	Nod1	Nod2	Prop		F-shear	F-axial	Mom-1	Mom-2		
60	1	60	61	1	beam	-2.881E+01	5.251E+02	-1.441E+01	7.041E-03	-2
59	1	59	60	1	beam	2.016E+01	4.659E+02	-4.335E+00	1.442E+01	-1
58	1	58	59	1	beam	2.840E+00	4.373E+02	-2.913E+00	4.333E+00	-1
57	1	57	58	1	beam	3.318E+00	4.357E+02	-1.253E+00	2.913E+00	-1
56	1	56	57	1	beam	2.759E+00	4.460E+02	1.877E-01	1.250E+00	-1
55	1	55	56	1	beam	-4.695E-01	4.572E+02	-5.483E-02	-1.870E-01	-1
54	1	54	55	1	beam	-1.304E-01	4.641E+02	-1.180E-01	5.235E-02	-1
53	1	53	54	1	beam	-5.439E-02	4.682E+02	-1.458E-01	1.193E-01	-1
52	1	52	53	1	beam	5.811E-01	4.702E+02	1.226E-01	1.487E-01	-1
51	1	51	52	1	beam	-1.208E+00	4.729E+02	-2.870E-01	-1.244E-01	-1
50	1	50	51	1	beam	7.332E-01	4.749E+02	-4.238E-02	2.922E-01	-1
49	1	49	50	1	beam	3.474E-01	4.738E+02	1.121E-01	4.120E-02	-1
48	1	48	49	1	beam	-1.163E+00	4.751E+02	-2.936E-01	-1.078E-01	-1
47	1	47	48	1	beam	8.327E-01	4.757E+02	-1.161E-02	2.989E-01	-1
46	1	46	47	1	beam	7.799E-01	4.739E+02	2.670E-01	1.079E-02	-1
45	1	45	46	1	beam	-2.245E+00	4.718E+02	-5.290E-01	-2.706E-01	-1
44	1	44	45	1	beam	2.465E+00	4.715E+02	3.568E-01	5.310E-01	-1
43	1	43	44	1	beam	-2.476E+00	4.710E+02	-5.353E-01	-3.566E-01	-1
42	1	42	43	1	beam	2.252E+00	4.696E+02	2.706E-01	5.317E-01	-1
41	1	41	42	1	beam	-7.856E-01	4.710E+02	-6.552E-03	-2.733E-01	-1
40	1	40	41	1	beam	-8.934E-01	4.717E+02	-3.075E-01	-6.617E-04	-1
39	1	39	40	1	beam	1.271E+00	4.700E+02	1.279E-01	3.107E-01	-1
38	1	38	39	1	beam	-4.227E-01	4.684E+02	-5.693E-02	-1.296E-01	-1
37	1	37	38	1	beam	-7.687E-01	4.692E+02	-3.076E-01	4.613E-02	-1
36	1	36	37	1	beam	1.385E+00	4.675E+02	1.737E-01	2.975E-01	-1
35	1	35	36	1	beam	-7.255E-01	4.657E+02	-1.614E-01	-1.775E-01	-1
34	1	34	35	1	beam	1.321E-01	4.608E+02	-9.481E-02	1.592E-01	-1
33	1	33	34	1	beam	6.028E-02	4.582E+02	-6.190E-02	9.226E-02	-1
32	1	32	33	1	beam	2.383E-02	4.572E+02	-4.612E-02	5.840E-02	-1
31	1	31	32	1	beam	-6.741E-02	4.558E+02	-7.915E-02	4.400E-02	-1
30	1	30	31	1	beam	1.493E-01	4.556E+02	-6.815E-03	8.466E-02	-1
29	1	29	30	1	beam	-1.458E-01	4.563E+02	-8.268E-02	7.569E-03	-1
28	1	28	29	1	beam	-6.279E-02	4.587E+02	-1.139E-01	8.230E-02	-1
27	1	27	28	1	beam	-5.631E-02	4.616E+02	-1.432E-01	1.157E-01	-1
26	1	26	27	1	beam	6.682E-01	4.661E+02	1.698E-01	1.424E-01	-1
25	1	25	26	1	beam	-1.365E+00	4.679E+02	-2.966E-01	-1.675E-01	-1
24	1	24	25	1	beam	7.501E-01	4.697E+02	-4.799E-02	3.031E-01	-1
23	1	23	24	1	beam	3.970E-01	4.690E+02	1.287E-01	4.645E-02	-1
22	1	22	23	1	beam	-1.258E+00	4.706E+02	-3.017E-01	-1.321E-01	-1
21	1	21	22	1	beam	9.016E-01	4.723E+02	-2.280E-04	3.112E-01	-1
20	1	20	21	1	beam	7.722E-01	4.717E+02	2.753E-01	-1.967E-04	-1
19	1	19	20	1	beam	-2.247E+00	4.702E+02	-5.283E-01	-2.722E-01	-1
18	1	18	19	1	beam	2.489E+00	4.715E+02	3.641E-01	5.325E-01	-1
17	1	17	18	1	beam	-2.475E+00	4.720E+02	-5.280E-01	-3.632E-01	-1
16	1	16	17	1	beam	2.256E+00	4.723E+02	2.691E-01	5.345E-01	-1
15	1	15	16	1	beam	-7.505E-01	4.745E+02	-3.827E-03	-2.635E-01	-1
14	1	14	15	1	beam	-8.411E-01	4.762E+02	-2.935E-01	3.355E-03	-1
13	1	13	14	1	beam	1.182E+00	4.755E+02	1.114E-01	2.962E-01	-1
12	1	12	13	1	beam	-3.486E-01	4.743E+02	-4.402E-02	-1.098E-01	-1
11	1	11	12	1	beam	-7.535E-01	4.752E+02	-2.960E-01	3.934E-02	-1
10	1	10	11	1	beam	1.219E+00	4.733E+02	1.195E-01	2.956E-01	-1
9	1	9	10	1	beam	-5.557E-01	4.705E+02	-1.455E-01	-1.140E-01	-1
8	1	8	9	1	beam	6.772E-02	4.687E+02	-1.187E-01	1.517E-01	-1
7	1	7	8	1	beam	1.241E-01	4.646E+02	-5.416E-02	1.166E-01	-1
6	1	6	7	1	beam	4.653E-01	4.576E+02	1.891E-01	5.056E-02	-1
5	1	5	6	1	beam	-2.744E+00	4.463E+02	-1.245E+00	-1.849E-01	-1
4	1	4	5	1	beam	-3.334E+00	4.360E+02	-2.920E+00	1.253E+00	-1
3	1	3	4	1	beam	-2.842E+00	4.375E+02	-4.338E+00	2.917E+00	-1
2	1	2	3	1	beam	-2.018E+01	4.659E+02	-1.443E+01	4.336E+00	-1
1	1	1	2	1	beam	2.887E+01	5.253E+02	1.374E-03	1.443E+01	-2

* FLAC log-file closed 10-Apr-2

* FLAC log-file opened 10-Apr-24 16:51
FASE5-GN CASTEL SAN FELICE-SEZIONE B2-B2B-Maturazione spritz getto arco rovescio
From File :

Structural element data ...

Elem	ID	Nod1	Nod2	Prop		F-shear	F-axial	Mom-1	Mom-2	
94	2	94	1	2	beam	9.549E+02	1.494E+03	2.902E+02	-3.758E+00	-8
93	2	93	94	2	beam	-3.652E+02	1.522E+03	2.947E+01	-2.902E+02	-8
92	2	92	93	2	beam	-1.797E+02	1.140E+03	-3.539E+01	-2.953E+01	-6
91	2	91	92	2	beam	-7.037E+01	1.038E+03	-6.688E+01	3.541E+01	-5
90	2	90	91	2	beam	-2.262E+01	8.737E+02	-7.722E+01	6.677E+01	-4
89	2	89	90	2	beam	-1.092E+01	7.376E+02	-8.065E+01	7.709E+01	-4
88	2	88	89	2	beam	1.407E+01	6.709E+02	-7.607E+01	8.066E+01	-3
87	2	87	88	2	beam	1.420E+01	5.681E+02	-6.933E+01	7.606E+01	-3
86	2	86	87	2	beam	1.075E+01	4.794E+02	-6.600E+01	6.933E+01	-2
85	2	85	86	2	beam	-6.082E+00	4.188E+02	-6.790E+01	6.602E+01	-2
84	2	84	85	2	beam	1.070E+01	3.494E+02	-6.279E+01	6.790E+01	-1
83	2	83	84	2	beam	4.940E+00	2.687E+02	-6.037E+01	6.278E+01	-1
82	2	82	83	2	beam	1.014E+00	2.025E+02	-5.987E+01	6.037E+01	-1
81	2	81	82	2	beam	-8.970E-01	1.483E+02	-6.031E+01	5.986E+01	-8
80	2	80	81	2	beam	-1.479E+00	1.070E+02	-6.107E+01	6.033E+01	-5
79	2	79	80	2	beam	-1.103E+00	7.908E+01	-6.164E+01	6.108E+01	-4
78	2	78	79	2	beam	-4.041E-01	6.499E+01	-6.188E+01	6.168E+01	-3
77	2	77	78	2	beam	4.130E-01	6.498E+01	-6.168E+01	6.189E+01	-3
76	2	76	77	2	beam	1.152E+00	7.903E+01	-6.108E+01	6.167E+01	-4
75	2	75	76	2	beam	1.454E+00	1.068E+02	-6.036E+01	6.109E+01	-5
74	2	74	75	2	beam	9.336E-01	1.481E+02	-5.989E+01	6.036E+01	-8
73	2	73	74	2	beam	-9.723E-01	2.023E+02	-6.038E+01	5.990E+01	-1
72	2	72	73	2	beam	-4.841E+00	2.684E+02	-6.274E+01	6.039E+01	-1
71	2	71	72	2	beam	-1.071E+01	3.491E+02	-6.787E+01	6.275E+01	-1
70	2	70	71	2	beam	6.021E+00	4.185E+02	-6.600E+01	6.786E+01	-2
69	2	69	70	2	beam	-1.083E+01	4.791E+02	-6.935E+01	6.600E+01	-2
68	2	68	69	2	beam	-1.431E+01	5.679E+02	-7.614E+01	6.937E+01	-3
67	2	67	68	2	beam	-1.390E+01	6.708E+02	-8.067E+01	7.614E+01	-3
66	2	66	67	2	beam	1.079E+01	7.375E+02	-7.720E+01	8.072E+01	-4
65	2	65	66	2	beam	2.261E+01	8.737E+02	-6.683E+01	7.727E+01	-4
64	2	64	65	2	beam	7.052E+01	1.038E+03	-3.540E+01	6.693E+01	-5
63	2	63	64	2	beam	1.798E+02	1.140E+03	2.955E+01	3.546E+01	-6
62	2	62	63	2	beam	3.651E+02	1.522E+03	2.901E+02	-2.950E+01	-8
61	2	61	62	2	beam	-9.552E+02	1.494E+03	3.595E+00	-2.901E+02	-8
60	1	60	61	1	beam	-2.682E+01	1.420E+03	-9.812E+00	-3.597E+00	-3
59	1	59	60	1	beam	2.095E+00	1.436E+03	-8.762E+00	9.810E+00	-3
58	1	58	59	1	beam	-7.673E-01	1.380E+03	-9.147E+00	8.763E+00	-2
57	1	57	58	1	beam	1.345E+01	1.316E+03	-2.422E+00	9.148E+00	-2
56	1	56	57	1	beam	9.620E+00	1.271E+03	2.590E+00	2.422E+00	-2
55	1	55	56	1	beam	-2.751E+00	1.235E+03	1.173E+00	-2.590E+00	-2
54	1	54	55	1	beam	-1.607E+00	1.205E+03	3.637E-01	-1.173E+00	-2
53	1	53	54	1	beam	-6.605E-01	1.183E+03	4.395E-02	-3.658E-01	-2
52	1	52	53	1	beam	7.118E-01	1.166E+03	3.788E-01	-4.643E-02	-2
51	1	51	52	1	beam	-4.194E+00	1.169E+03	-1.048E+00	-3.809E-01	-2
50	1	50	51	1	beam	2.531E+00	1.164E+03	-1.860E-01	1.048E+00	-2
49	1	49	50	1	beam	5.286E-01	1.158E+03	4.736E-02	1.859E-01	-2
48	1	48	49	1	beam	-1.988E+00	1.157E+03	-6.376E-01	-4.831E-02	-2
47	1	47	48	1	beam	1.419E+00	1.155E+03	-1.466E-01	6.360E-01	-2
46	1	46	47	1	beam	1.247E+00	1.150E+03	2.985E-01	1.458E-01	-2
45	1	45	46	1	beam	-3.681E+00	1.144E+03	-1.011E+00	-3.000E-01	-2
44	1	44	45	1	beam	3.921E+00	1.141E+03	4.007E-01	1.011E+00	-2
43	1	43	44	1	beam	-3.977E+00	1.138E+03	-1.031E+00	-4.012E-01	-2
42	1	42	43	1	beam	3.768E+00	1.133E+03	3.122E-01	1.030E+00	-2
41	1	41	42	1	beam	-1.208E+00	1.134E+03	-1.175E-01	-3.128E-01	-2
40	1	40	41	1	beam	-1.622E+00	1.132E+03	-6.768E-01	1.175E-01	-2
39	1	39	40	1	beam	2.117E+00	1.128E+03	5.359E-02	6.767E-01	-2
38	1	38	39	1	beam	-6.604E-01	1.123E+03	-2.381E-01	-5.335E-02	-2
37	1	37	38	1	beam	-1.302E+00	1.122E+03	-6.812E-01	2.383E-01	-2
36	1	36	37	1	beam	2.388E+00	1.118E+03	1.314E-01	6.809E-01	-2
35	1	35	36	1	beam	-1.112E+00	1.114E+03	-3.880E-01	-1.317E-01	-2
34	1	34	35	1	beam	1.324E-01	1.107E+03	-3.229E-01	3.875E-01	-2
33	1	33	34	1	beam	9.358E-02	1.103E+03	-2.764E-01	3.235E-01	-2
32	1	32	33	1	beam	4.207E-02	1.101E+03	-2.559E-01	2.776E-01	-2
31	1	31	32	1	beam	-8.079E-02	1.099E+03	-2.976E-01	2.555E-01	-2
30	1	30	31	1	beam	1.339E-01	1.099E+03	-2.269E-01	2.967E-01	-2
29	1	29	30	1	beam	-1.362E-01	1.100E+03	-2.965E-01	2.263E-01	-2
28	1	28	29	1	beam	-1.039E-01	1.104E+03	-3.488E-01	2.965E-01	-2
27	1	27	28	1	beam	-3.754E-02	1.108E+03	-3.673E-01	3.490E-01	-2
26	1	26	27	1	beam	1.072E+00	1.114E+03	1.337E-01	3.670E-01	-2
25	1	25	26	1	beam	-2.372E+00	1.118E+03	-6.735E-01	-1.333E-01	-2

24	1	24	25	1	beam	1.296E+00	1.123E+03	-2.332E-01	6.739E-01	-2
23	1	23	24	1	beam	6.614E-01	1.123E+03	5.824E-02	2.336E-01	-2
22	1	22	23	1	beam	-2.130E+00	1.128E+03	-6.776E-01	-5.692E-02	-2
21	1	21	22	1	beam	1.614E+00	1.133E+03	-1.215E-01	6.781E-01	-2
20	1	20	21	1	beam	1.215E+00	1.134E+03	3.112E-01	1.218E-01	-2
19	1	19	20	1	beam	-3.771E+00	1.134E+03	-1.032E+00	-3.117E-01	-2
18	1	18	19	1	beam	3.969E+00	1.138E+03	3.964E-01	1.033E+00	-2
17	1	17	18	1	beam	-3.916E+00	1.141E+03	-1.013E+00	-3.971E-01	-2
16	1	16	17	1	beam	3.686E+00	1.144E+03	2.996E-01	1.013E+00	-2
15	1	15	16	1	beam	-1.235E+00	1.150E+03	-1.424E-01	-2.977E-01	-2
14	1	14	15	1	beam	-1.422E+00	1.156E+03	-6.357E-01	1.452E-01	-2
13	1	13	14	1	beam	1.983E+00	1.157E+03	4.818E-02	6.357E-01	-2
12	1	12	13	1	beam	-4.925E-01	1.159E+03	-1.706E-01	-4.674E-02	-2
11	1	11	12	1	beam	-2.671E+00	1.164E+03	-1.085E+00	1.749E-01	-2
10	1	10	11	1	beam	4.391E+00	1.170E+03	4.092E-01	1.086E+00	-2
9	1	9	10	1	beam	-7.170E-01	1.167E+03	7.173E-02	-4.066E-01	-2
8	1	8	9	1	beam	5.181E-01	1.183E+03	3.232E-01	-7.072E-02	-2
7	1	7	8	1	beam	1.542E+00	1.205E+03	1.101E+00	-3.250E-01	-2
6	1	6	7	1	beam	2.981E+00	1.235E+03	2.634E+00	-1.099E+00	-2
5	1	5	6	1	beam	-9.712E+00	1.270E+03	-2.428E+00	-2.633E+00	-2
4	1	4	5	1	beam	-1.357E+01	1.316E+03	-9.210E+00	2.427E+00	-2
3	1	3	4	1	beam	4.190E-01	1.379E+03	-9.001E+00	9.211E+00	-2
2	1	2	3	1	beam	-1.627E+00	1.435E+03	-9.814E+00	9.000E+00	-3
1	1	1	2	1	beam	2.718E+01	1.420E+03	3.777E+00	9.814E+00	-3

* FLAC log-file closed

10-Apr-2

* FLAC log-file opened 10-Apr-24 16:52
FASE6-GN CASTEL SAN FELICE-SEZIONE B2-B2B-Maturazione arco rov. e getto calotta
From File :

Structural element data ...

Elem	ID	Nod1	Nod2	Prop		F-shear	F-axial	Mom-1	Mom-2
94	2	94	1	2	beam	1.726E+03	2.687E+03	1.052E+03	-5.340E+02 -1
93	2	93	94	2	beam	-8.496E+02	2.860E+03	4.453E+02	-1.052E+03 -1
92	2	92	93	2	beam	-5.057E+02	2.476E+03	2.627E+02	-4.453E+02 -1
91	2	91	92	2	beam	-3.556E+02	2.422E+03	1.037E+02	-2.627E+02 -1
90	2	90	91	2	beam	-2.323E+02	2.263E+03	-3.860E+00	-1.034E+02 -9
89	2	89	90	2	beam	-1.455E+02	2.105E+03	-5.128E+01	3.874E+00 -8
88	2	88	89	2	beam	-1.195E+02	2.056E+03	-9.044E+01	5.150E+01 -8
87	2	87	88	2	beam	-8.599E+01	1.927E+03	-1.313E+02	9.055E+01 -7
86	2	86	87	2	beam	-6.077E+01	1.826E+03	-1.500E+02	1.312E+02 -7
85	2	85	86	2	beam	-2.819E+01	1.751E+03	-1.586E+02	1.499E+02 -6
84	2	84	85	2	beam	-5.943E+01	1.713E+03	-1.869E+02	1.585E+02 -6
83	2	83	84	2	beam	-7.207E+01	1.703E+03	-2.217E+02	1.866E+02 -6
82	2	82	83	2	beam	-7.274E+01	1.715E+03	-2.575E+02	2.216E+02 -6
81	2	81	82	2	beam	-6.342E+01	1.732E+03	-2.893E+02	2.576E+02 -6
80	2	80	81	2	beam	-4.648E+01	1.747E+03	-3.128E+02	2.894E+02 -6
79	2	79	80	2	beam	-2.772E+01	1.760E+03	-3.267E+02	3.127E+02 -6
78	2	78	79	2	beam	-8.756E+00	1.770E+03	-3.311E+02	3.266E+02 -6
77	2	77	78	2	beam	1.132E+01	1.770E+03	-3.252E+02	3.310E+02 -6
76	2	76	77	2	beam	3.041E+01	1.760E+03	-3.099E+02	3.253E+02 -6
75	2	75	76	2	beam	4.862E+01	1.747E+03	-2.855E+02	3.100E+02 -6
74	2	74	75	2	beam	6.416E+01	1.731E+03	-2.536E+02	2.856E+02 -6
73	2	73	74	2	beam	7.353E+01	1.714E+03	-2.172E+02	2.535E+02 -6
72	2	72	73	2	beam	6.996E+01	1.702E+03	-1.832E+02	2.172E+02 -6
71	2	71	72	2	beam	5.614E+01	1.712E+03	-1.563E+02	1.832E+02 -6
70	2	70	71	2	beam	2.489E+01	1.751E+03	-1.488E+02	1.565E+02 -6
69	2	69	70	2	beam	5.753E+01	1.827E+03	-1.310E+02	1.488E+02 -7
68	2	68	69	2	beam	8.387E+01	1.927E+03	-9.120E+01	1.309E+02 -7
67	2	67	68	2	beam	1.183E+02	2.057E+03	-5.270E+01	9.124E+01 -8
66	2	66	67	2	beam	1.448E+02	2.104E+03	-5.431E+00	5.264E+01 -8
65	2	65	66	2	beam	2.328E+02	2.264E+03	1.021E+02	5.334E+00 -9
64	2	64	65	2	beam	3.568E+02	2.424E+03	2.615E+02	-1.020E+02 -1
63	2	63	64	2	beam	5.068E+02	2.478E+03	4.446E+02	-2.614E+02 -1
62	2	62	63	2	beam	8.508E+02	2.862E+03	1.052E+03	-4.446E+02 -1
61	2	61	62	2	beam	-1.727E+03	2.688E+03	5.338E+02	-1.052E+03 -1
60	1	60	61	1	beam	-7.132E+02	2.745E+03	1.772E+02	-5.338E+02 -4
59	1	59	60	1	beam	-4.625E+02	2.887E+03	-5.413E+01	-1.771E+02 -3
58	1	58	59	1	beam	-2.336E+02	2.855E+03	-1.710E+02	5.416E+01 -3
57	1	57	58	1	beam	-1.033E+01	2.817E+03	-1.762E+02	1.711E+02 -3
56	1	56	57	1	beam	9.592E+01	2.783E+03	-1.263E+02	1.763E+02 -3
55	1	55	56	1	beam	8.559E+01	2.742E+03	-8.227E+01	1.264E+02 -3
54	1	54	55	1	beam	6.761E+01	2.686E+03	-4.852E+01	8.257E+01 -3
53	1	53	54	1	beam	4.773E+01	2.615E+03	-2.542E+01	4.867E+01 -3
52	1	52	53	1	beam	3.427E+01	2.532E+03	-9.662E+00	2.567E+01 -3
51	1	51	52	1	beam	7.409E+00	2.470E+03	-7.100E+00	9.624E+00 -3
50	1	50	51	1	beam	1.999E+01	2.438E+03	1.611E-02	6.792E+00 -3
49	1	49	50	1	beam	2.106E+01	2.392E+03	9.547E+00	-2.542E-01 -3
48	1	48	49	1	beam	-1.682E+00	2.325E+03	9.145E+00	-9.725E+00 -3
47	1	47	48	1	beam	1.069E+01	2.294E+03	1.293E+01	-9.242E+00 -3
46	1	46	47	1	beam	2.483E+00	2.267E+03	1.377E+01	-1.289E+01 -3
45	1	45	46	1	beam	-1.500E+01	2.234E+03	8.535E+00	-1.388E+01 -3
44	1	44	45	1	beam	-3.082E+00	2.227E+03	7.332E+00	-8.442E+00 -3
43	1	43	44	1	beam	-1.348E+01	2.219E+03	2.410E+00	-7.264E+00 -2
42	1	42	43	1	beam	-1.212E+00	2.211E+03	1.957E+00	-2.389E+00 -2
41	1	41	42	1	beam	-6.474E+00	2.210E+03	-3.584E-01	-1.948E+00 -2
40	1	40	41	1	beam	-6.189E+00	2.208E+03	-2.276E+00	1.409E-01 -2
39	1	39	40	1	beam	-1.250E-02	2.201E+03	-2.302E+00	2.297E+00 -2
38	1	38	39	1	beam	-2.746E+00	2.194E+03	-3.437E+00	2.225E+00 -2
37	1	37	38	1	beam	-2.984E+00	2.191E+03	-4.418E+00	3.403E+00 -2
36	1	36	37	1	beam	2.175E+00	2.185E+03	-3.656E+00	4.396E+00 -2
35	1	35	36	1	beam	-1.854E+00	2.178E+03	-4.530E+00	3.663E+00 -2
34	1	34	35	1	beam	-3.166E-01	2.170E+03	-4.764E+00	4.609E+00 -2
33	1	33	34	1	beam	-1.221E-01	2.165E+03	-4.888E+00	4.827E+00 -2
32	1	32	33	1	beam	-1.114E-01	2.162E+03	-4.912E+00	4.854E+00 -2
31	1	31	32	1	beam	5.498E-02	2.160E+03	-5.008E+00	5.037E+00 -2
30	1	30	31	1	beam	2.534E-01	2.160E+03	-4.882E+00	5.014E+00 -2
29	1	29	30	1	beam	1.458E-01	2.161E+03	-4.828E+00	4.903E+00 -2
28	1	28	29	1	beam	3.071E-01	2.166E+03	-4.715E+00	4.870E+00 -2
27	1	27	28	1	beam	5.793E-01	2.171E+03	-4.482E+00	4.764E+00 -2
26	1	26	27	1	beam	1.836E+00	2.178E+03	-3.639E+00	4.497E+00 -2
25	1	25	26	1	beam	-2.057E+00	2.185E+03	-4.324E+00	3.624E+00 -2

24	1	24	25	1	beam	3.496E+00	2.192E+03	-3.318E+00	4.507E+00	-2
23	1	23	24	1	beam	2.844E+00	2.194E+03	-2.129E+00	3.384E+00	-2
22	1	22	23	1	beam	3.608E-01	2.201E+03	-2.230E+00	2.354E+00	-2
21	1	21	22	1	beam	6.005E+00	2.208E+03	-4.320E-01	2.503E+00	-2
20	1	20	21	1	beam	6.639E+00	2.211E+03	1.945E+00	4.202E-01	-2
19	1	19	20	1	beam	1.187E+00	2.212E+03	2.201E+00	-1.778E+00	-2
18	1	18	19	1	beam	1.394E+01	2.220E+03	7.217E+00	-2.196E+00	-2
17	1	17	18	1	beam	3.732E+00	2.227E+03	8.673E+00	-7.329E+00	-3
16	1	16	17	1	beam	1.532E+01	2.234E+03	1.402E+01	-8.558E+00	-3
15	1	15	16	1	beam	-2.325E+00	2.267E+03	1.324E+01	-1.407E+01	-3
14	1	14	15	1	beam	-1.018E+01	2.293E+03	9.724E+00	-1.324E+01	-3
13	1	13	14	1	beam	1.703E+00	2.325E+03	1.029E+01	-9.699E+00	-3
12	1	12	13	1	beam	-2.211E+01	2.392E+03	2.103E-01	-9.965E+00	-3
11	1	11	12	1	beam	-2.141E+01	2.439E+03	-7.286E+00	-5.806E-03	-3
10	1	10	11	1	beam	-7.677E+00	2.470E+03	-1.015E+01	7.531E+00	-3
9	1	9	10	1	beam	-3.403E+01	2.532E+03	-2.589E+01	9.998E+00	-3
8	1	8	9	1	beam	-4.751E+01	2.614E+03	-4.897E+01	2.582E+01	-3
7	1	7	8	1	beam	-6.674E+01	2.685E+03	-8.235E+01	4.874E+01	-3
6	1	6	7	1	beam	-8.542E+01	2.742E+03	-1.260E+02	8.200E+01	-3
5	1	5	6	1	beam	-9.576E+01	2.782E+03	-1.759E+02	1.260E+02	-3
4	1	4	5	1	beam	1.090E+01	2.815E+03	-1.705E+02	1.759E+02	-3
3	1	3	4	1	beam	2.334E+02	2.853E+03	-5.388E+01	1.706E+02	-3
2	1	2	3	1	beam	4.625E+02	2.886E+03	1.773E+02	5.394E+01	-3
1	1	1	2	1	beam	7.134E+02	2.744E+03	5.339E+02	-1.772E+02	-4

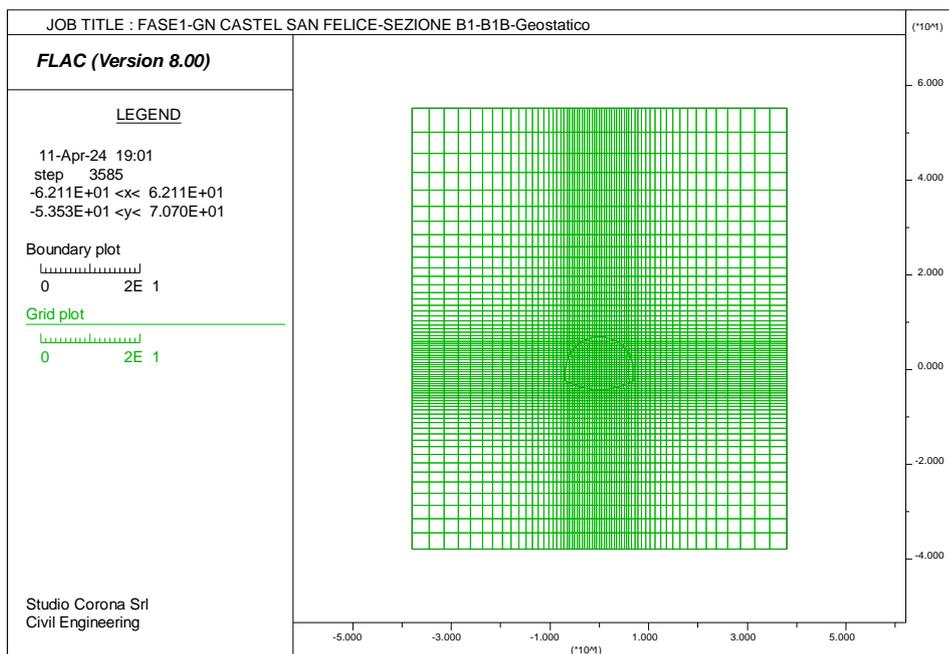
* FLAC log-file closed

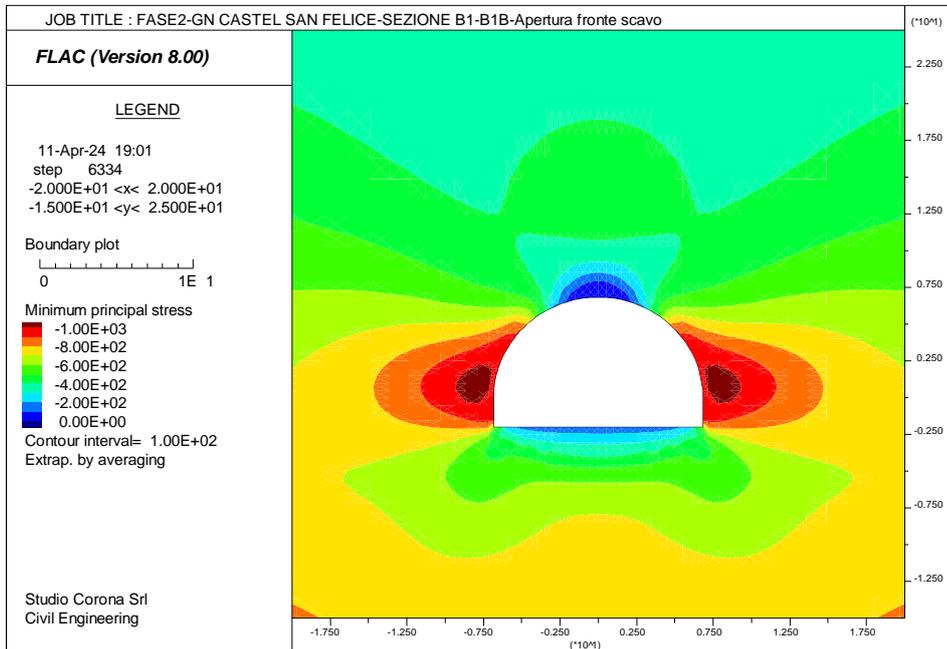
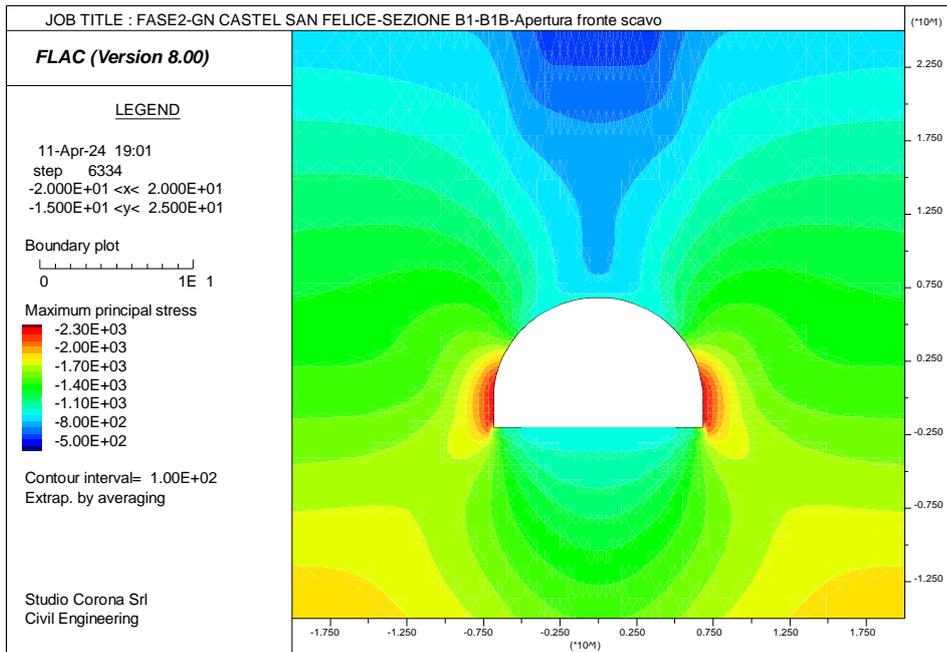
10-Apr-2

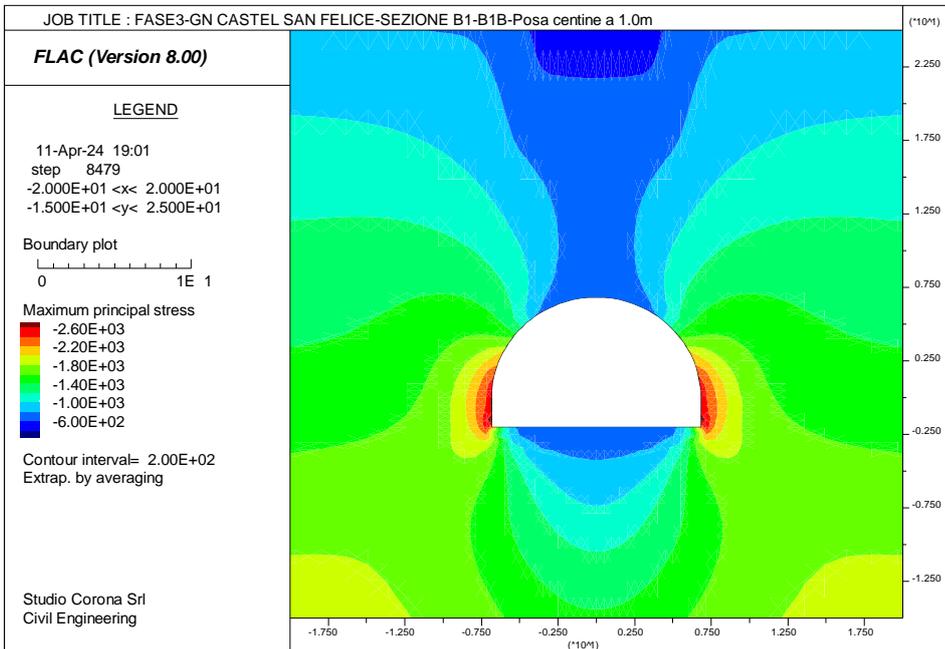
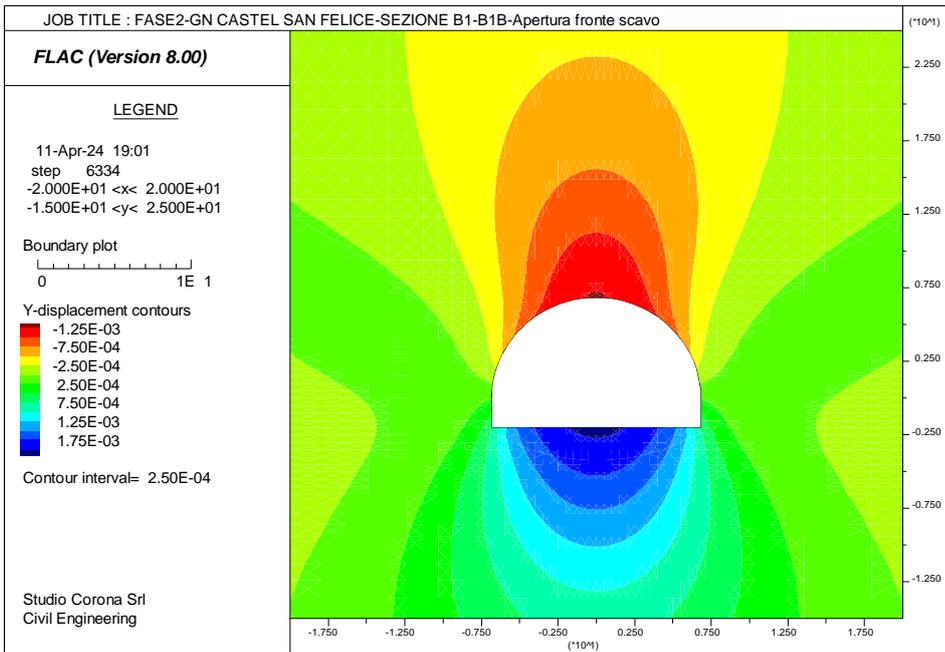
12 SEZIONE TIPO B1-B1B – TENSIONI E DEFORMATE SUI RIVESTIMENTI PROVVISORI E DEFINITIVI

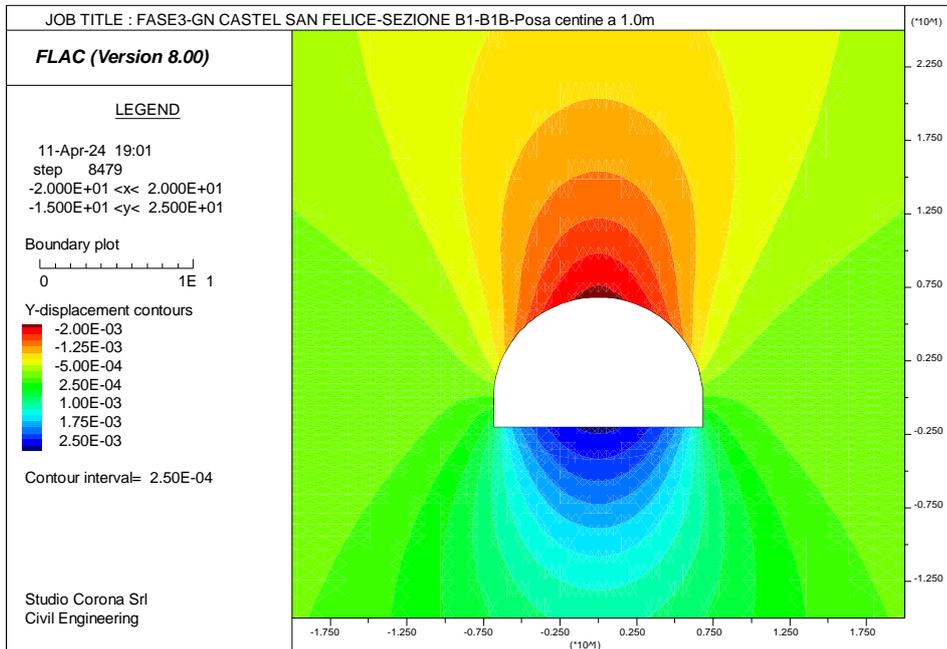
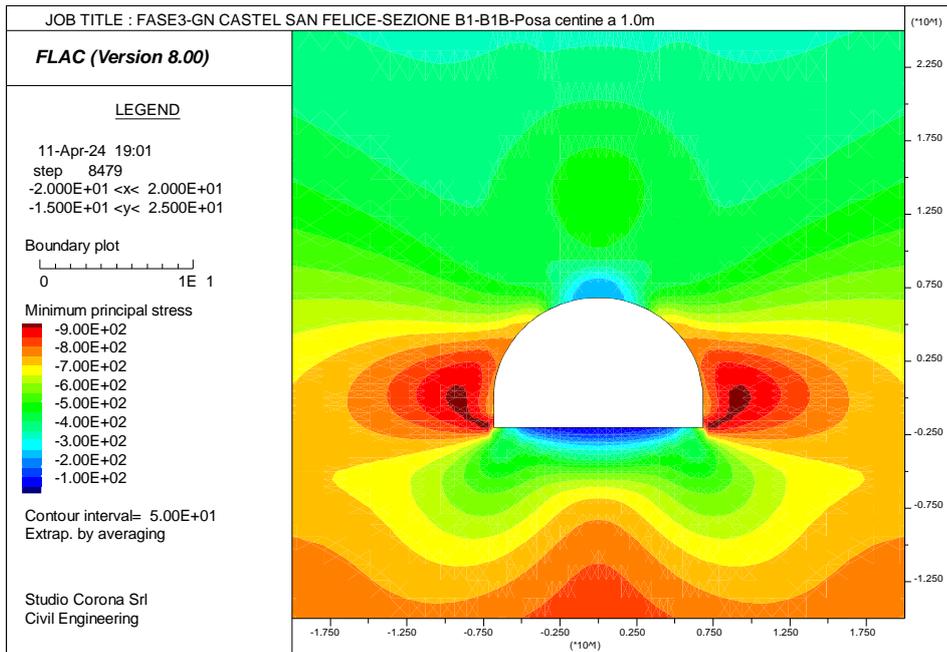
Si presentano i grafici rappresentativi per tutte le fasi di costruzione delle seguenti argomentazioni:

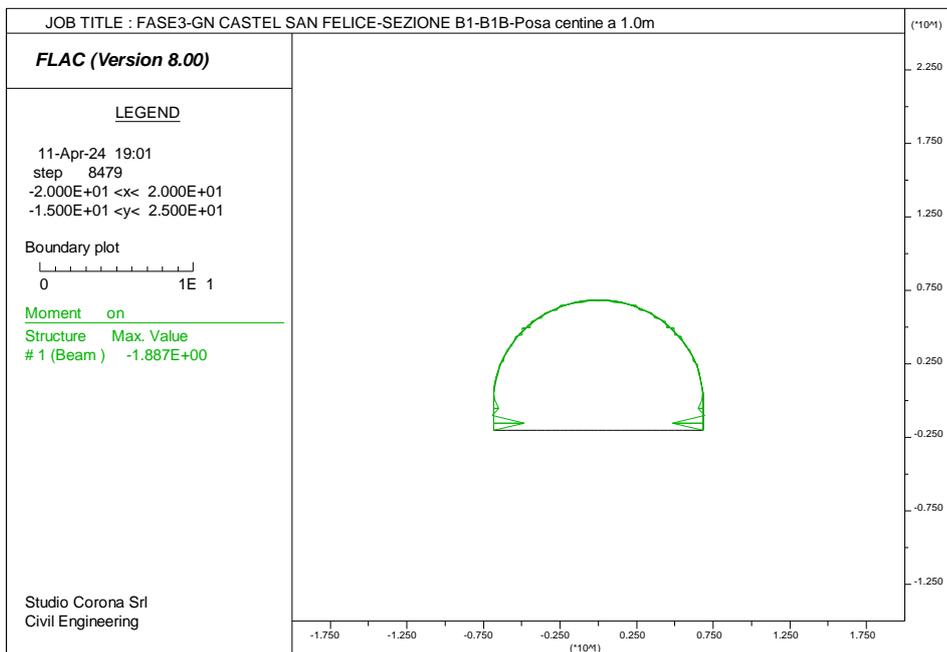
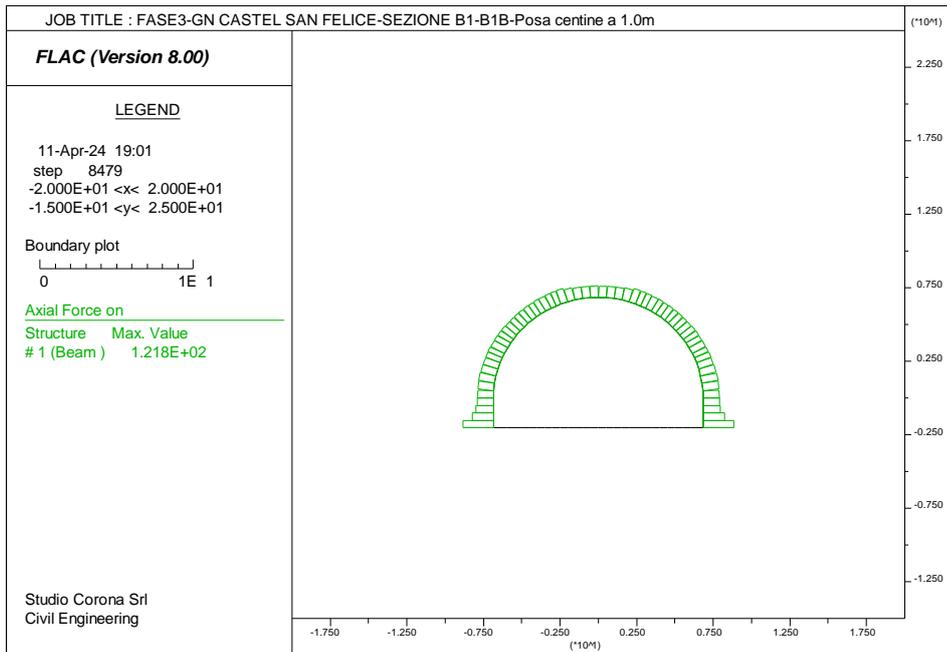
- Grigliato di calcolo;
- Tensione principale massima σ_1 nell'ammasso;
- Tensione principale minima σ_3 nell'ammasso;
- Spostamento verticale y_{dis} nell'ammasso;
- Sollecitazioni sul rivestimento provvisorio e definitivo.

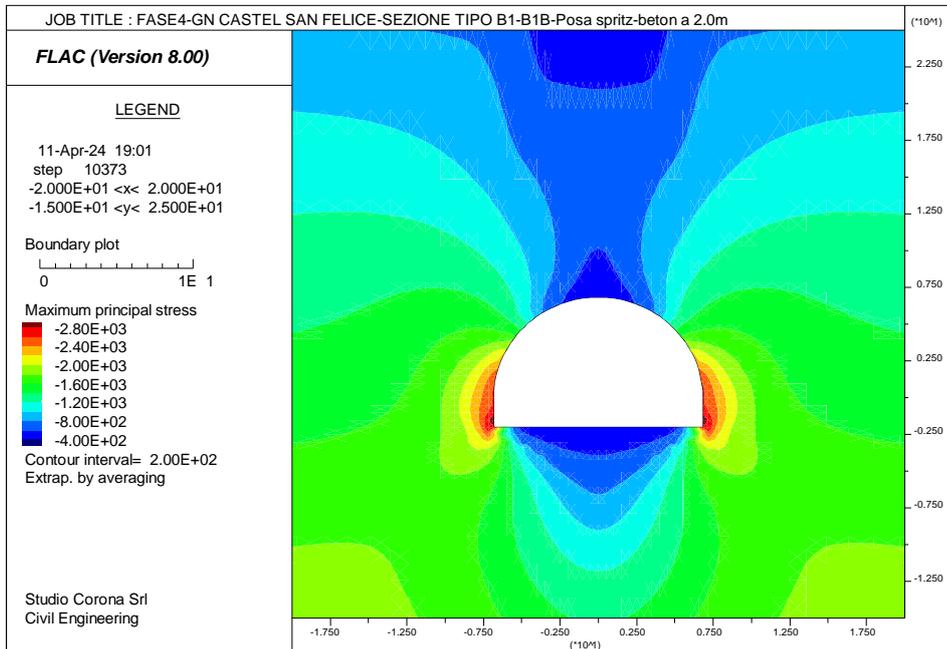
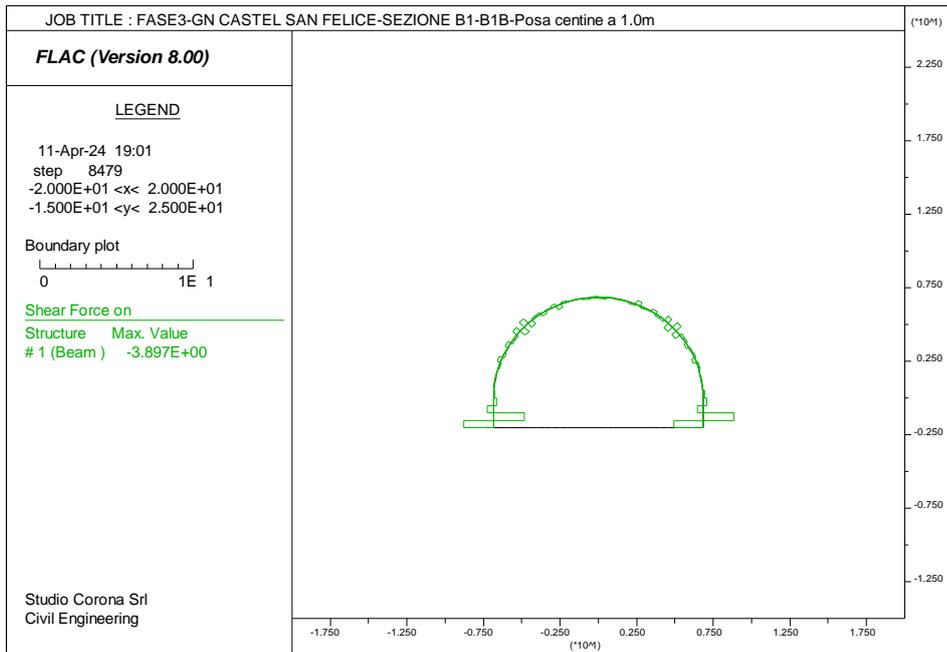


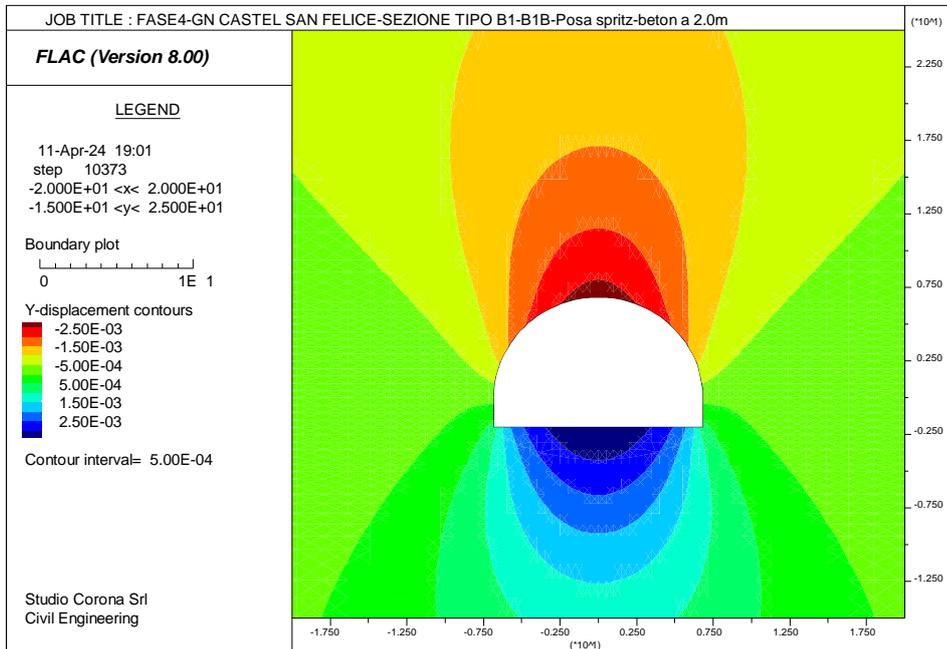
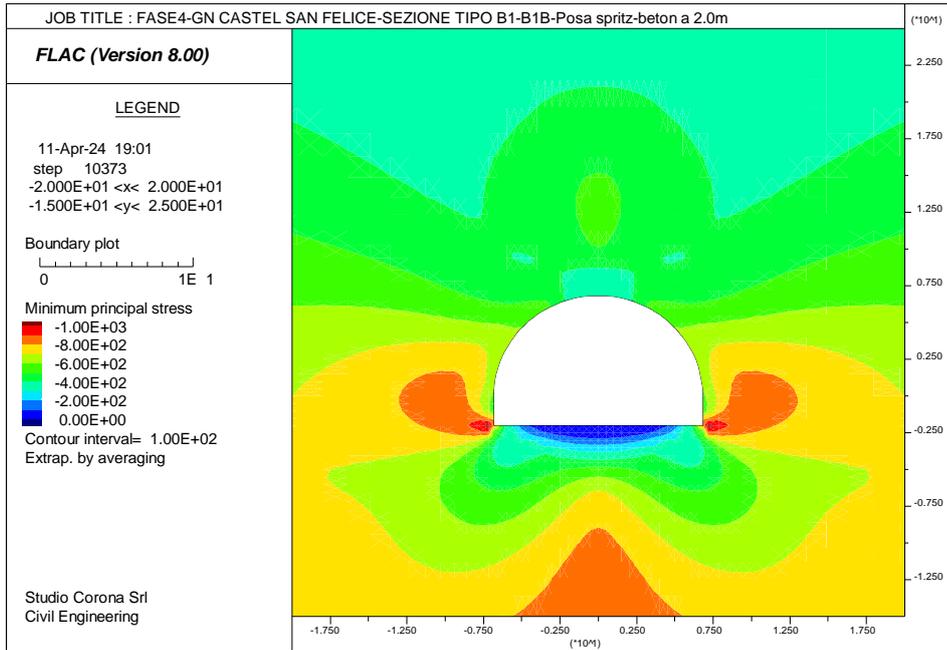


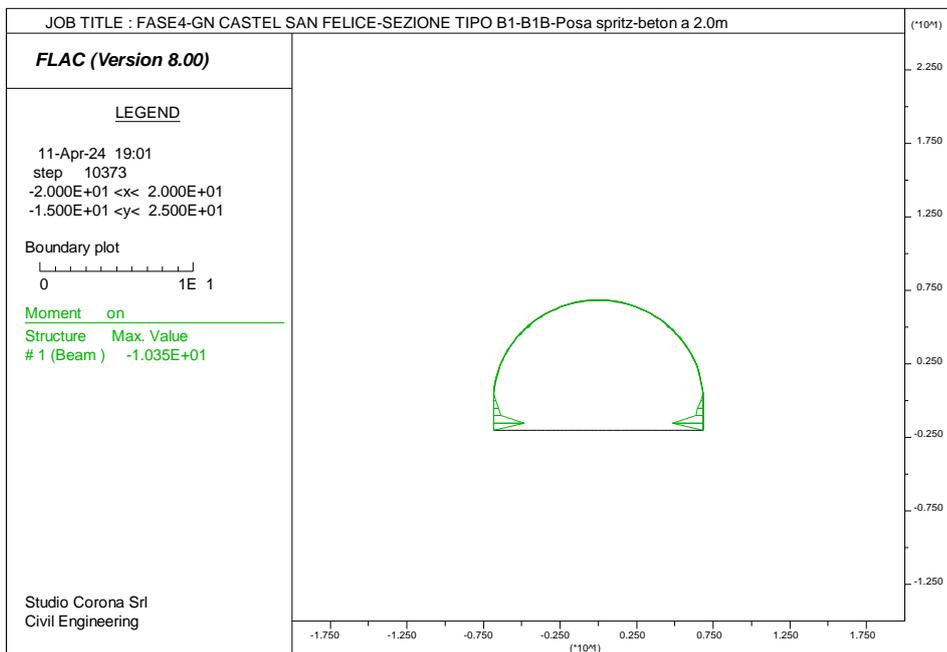
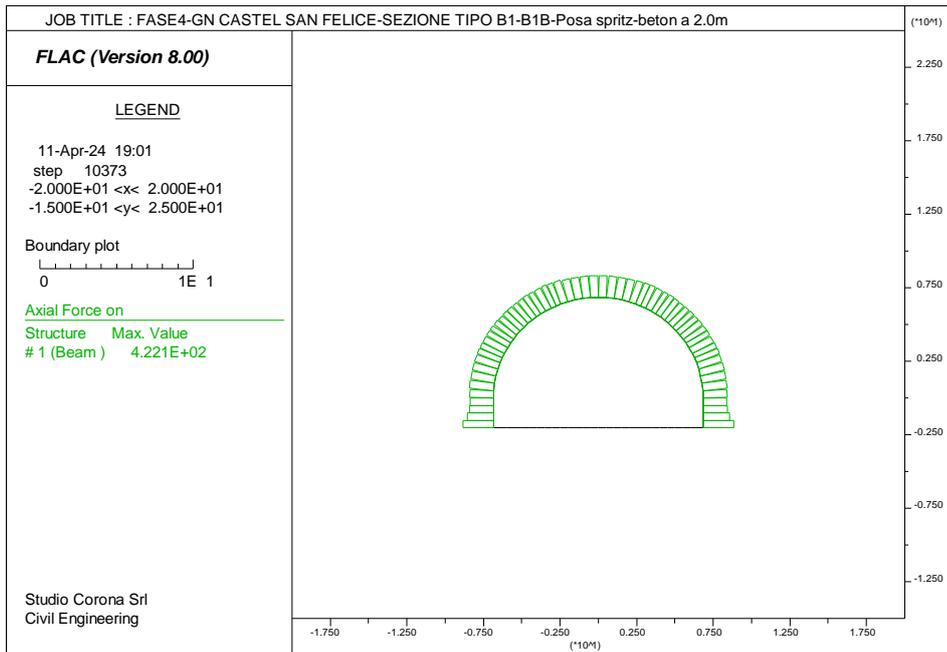


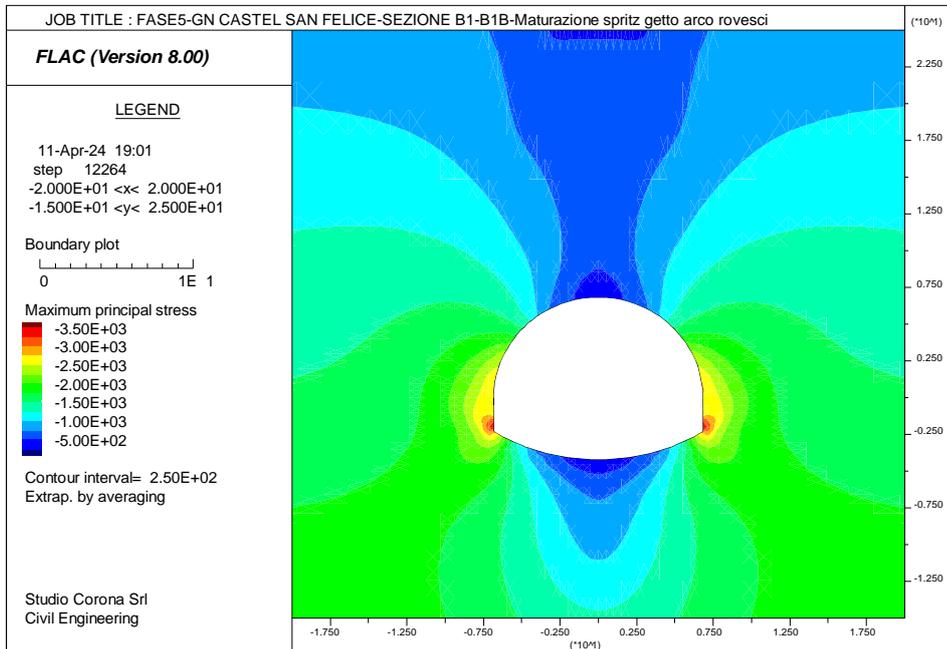
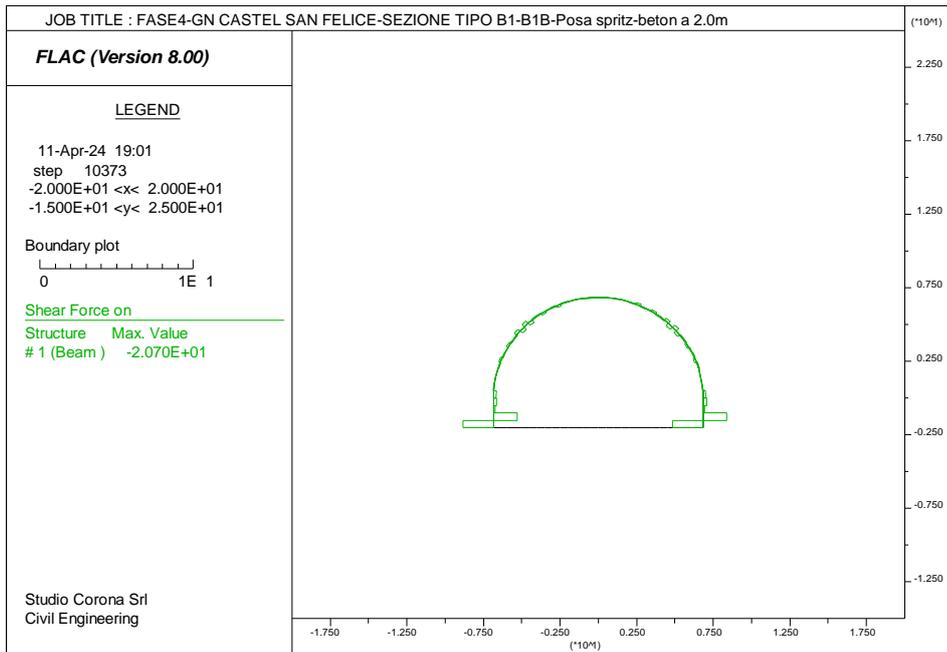


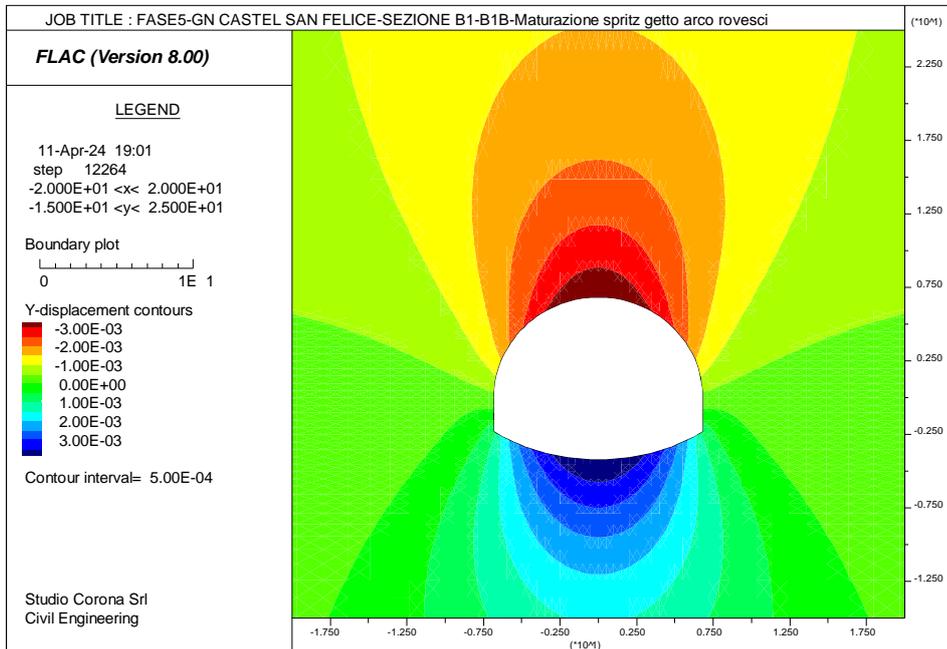
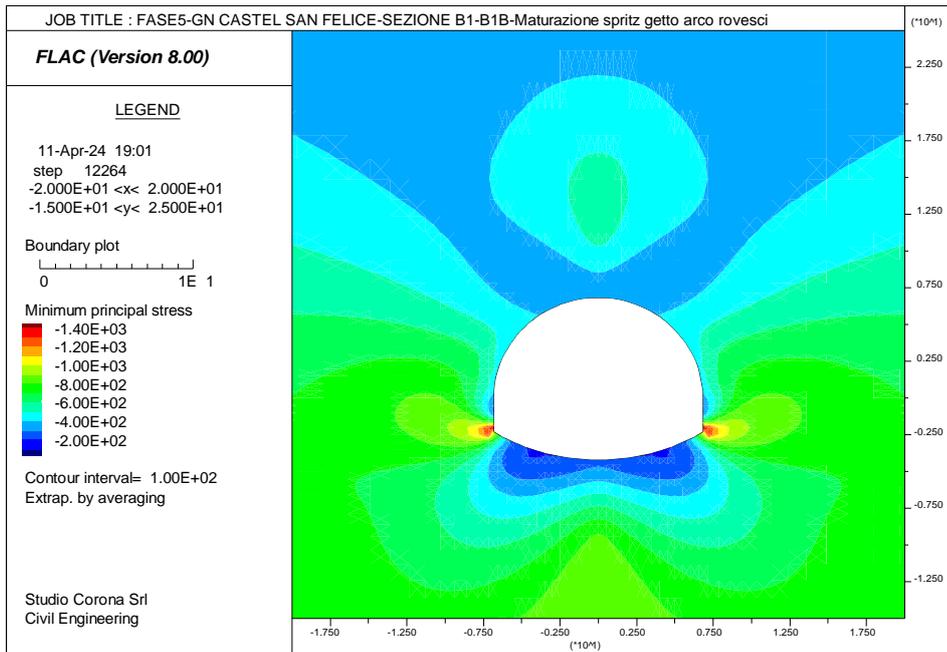


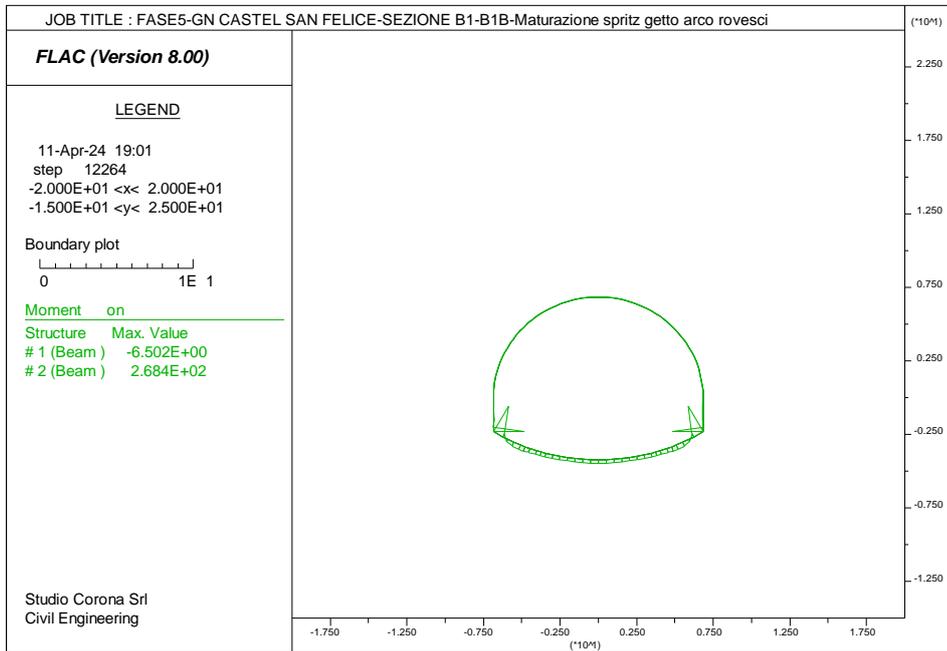
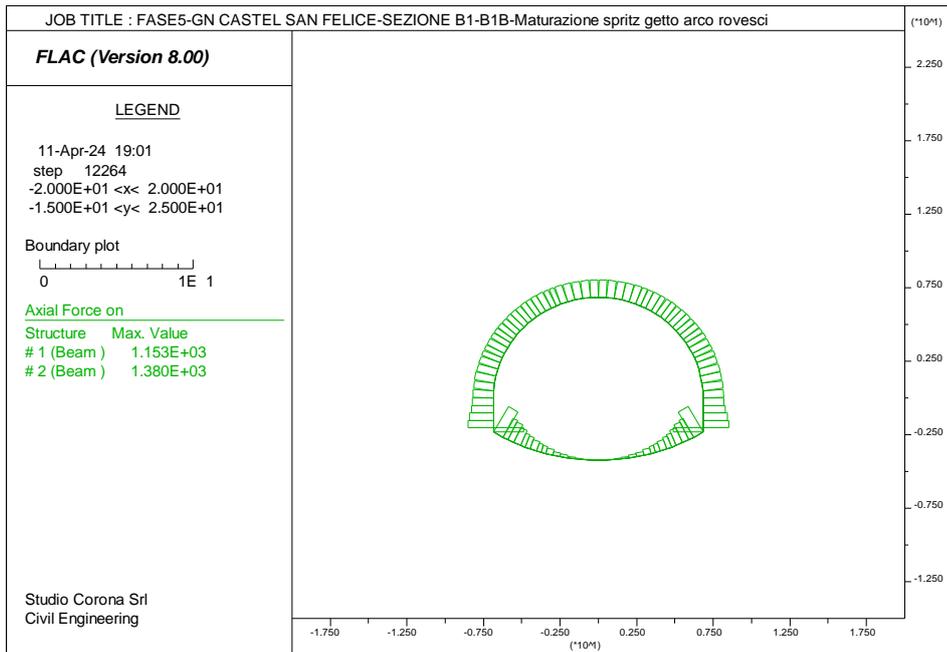


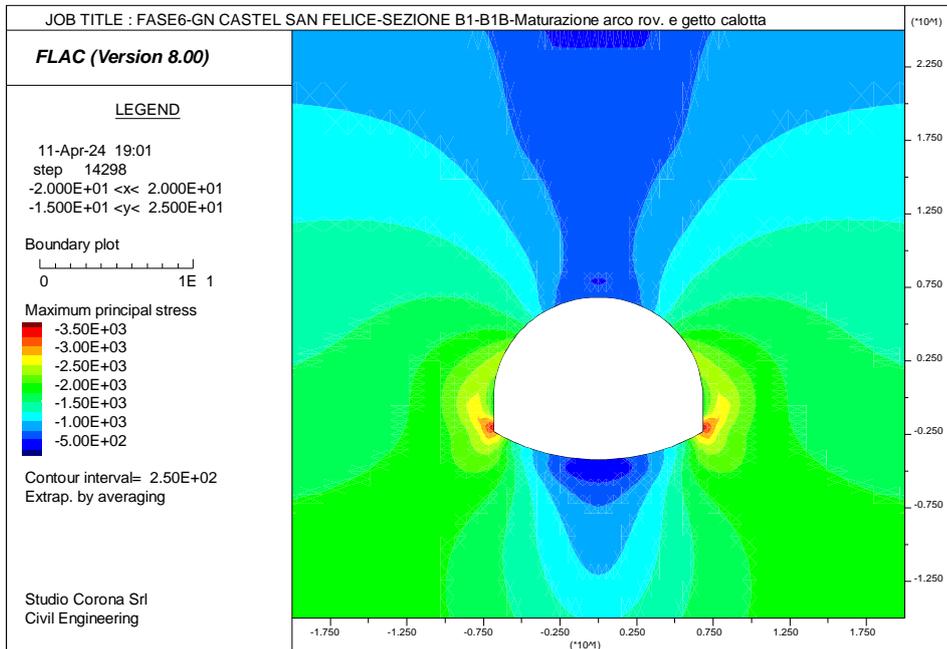
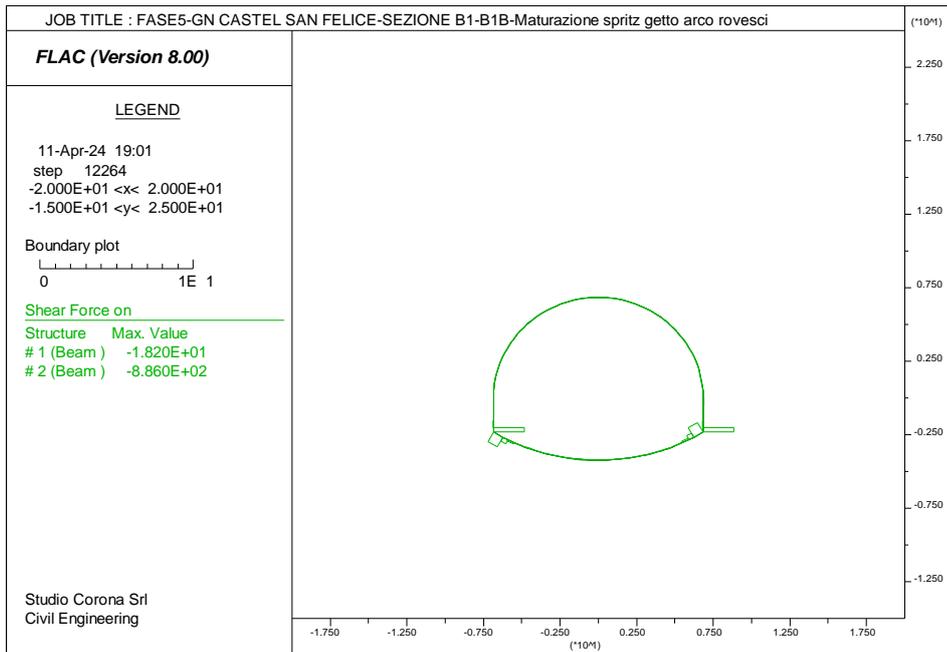


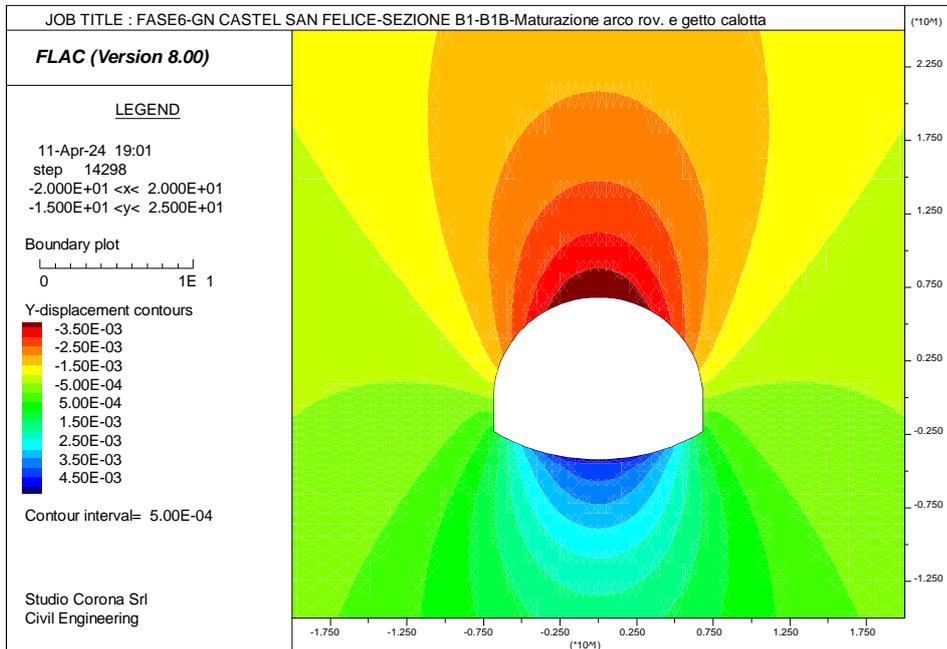
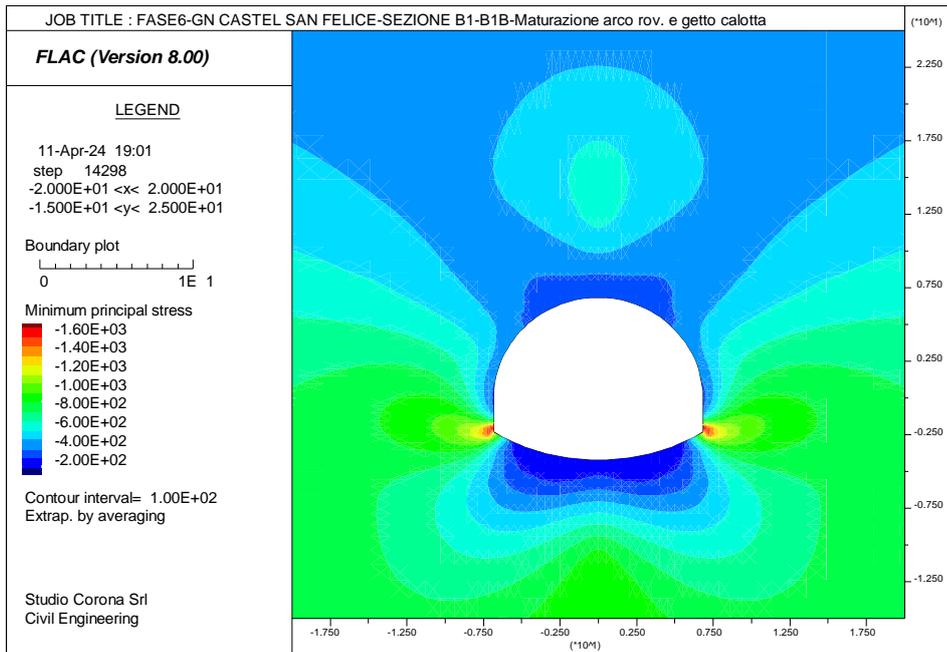


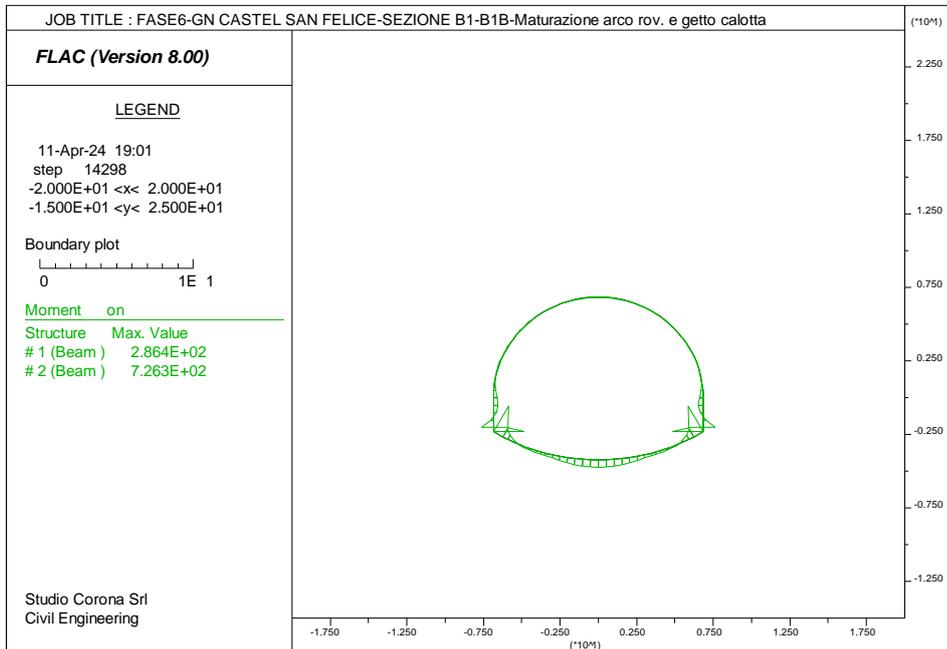
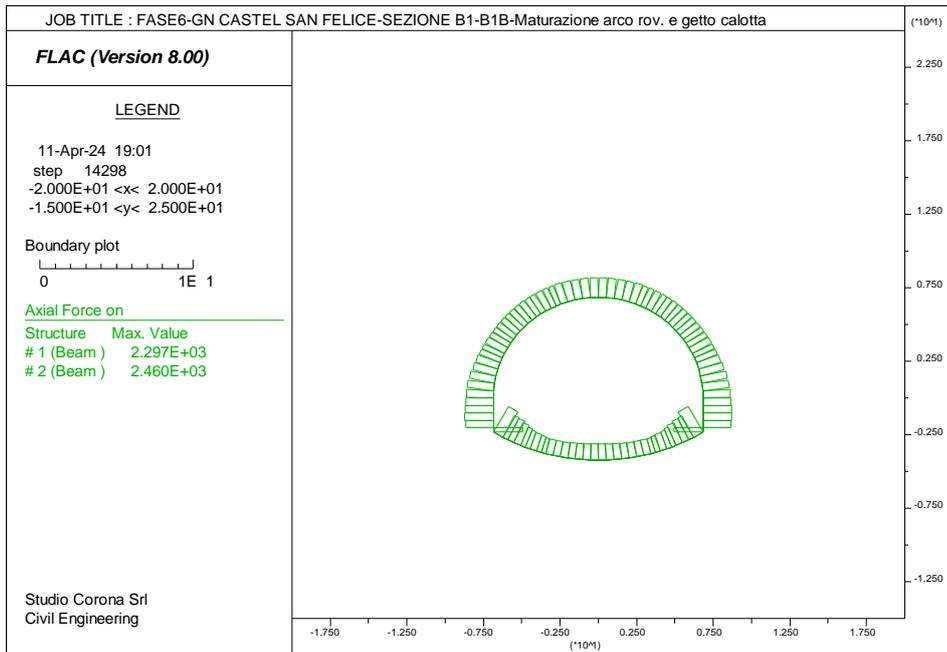


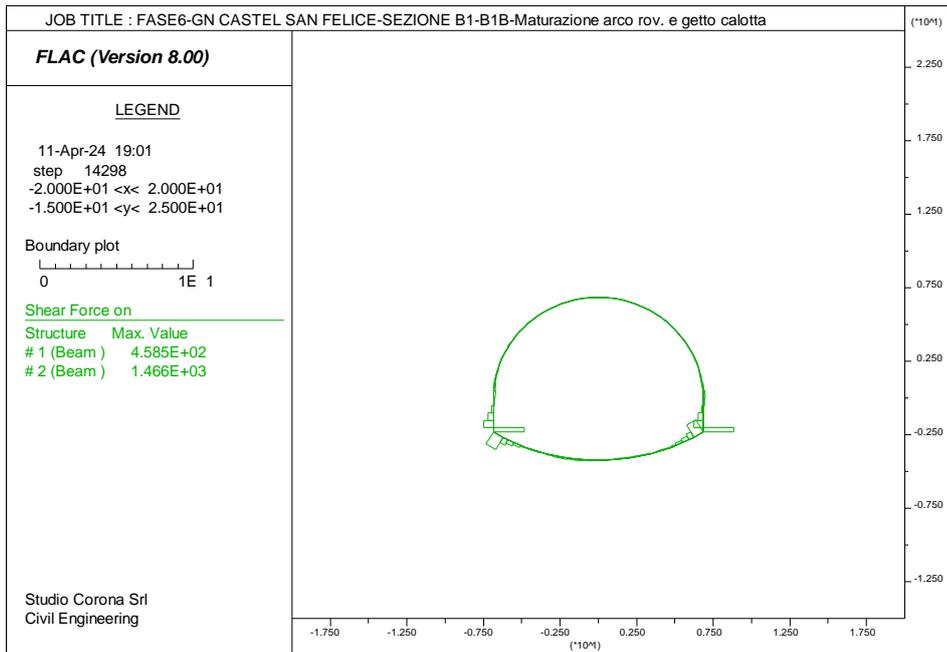












13 SEZIONE TIPO B2-B2B – TENSIONI E DEFORMATE SUI RIVESTIMENTI PROVVISORI E DEFINITIVI

Si presentano i grafici rappresentativi per tutte le fasi di costruzione delle seguenti argomentazioni:

- Grigliato di calcolo;
- Tensione principale massima σ_1 nell'ammasso;
- Tensione principale minima σ_3 nell'ammasso;
- Spostamento verticale y_{dis} nell'ammasso;
- Sollecitazioni sul rivestimento provvisorio e definitivo.

