

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

**S.S. 38 - LOTTO 4: NODO DI TIRANO -  
TRATTA "A" (SVINCOLO DI BIANZONE - SVINCOLO LA GANDA)  
E TRATTA "B" (SVINCOLO LA GANDA - CAMPONE IN TIRANO),  
AI SENSI DEL PROTOCOLLO D'INTESA DEL 05/11/2007**

**PROGETTO ESECUTIVO**

 <p><b>STUDIO CORONA</b></p>	 <p><b>ING. RENATO DEL PRETE</b></p>	<p><b>ING. RENATO DEL PRETE</b></p>	 <p><b>Arch. Nicoletta Frattini</b></p>	 <p><b>Ing. Gabriele Incecchi</b></p>
	<p><b>Ing. Renato Vaira</b> (Ordine degli Ingg. di Torino e Provincia n° 4663 W)</p>	 <p><b>Prof. Ing. Matteo Ranieri</b></p>	<p><b>SETAC Srl</b> Servizi &amp; Engineering Trasporti Ambiente Costruzioni</p> <p><b>Prof. Ing. Luigi Monterisi</b></p>	<p><b>ARKE' INGENGERIA s.r.l.</b></p> <p><b>Ing. Gioacchino Angarano</b></p>

VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO	RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE	GEOLOGO	IL COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE
Dott. Ing. Giancarlo LUONGO	 <p>Ing. Valerio BAJETTI</p>	 <p>Dott. Geol. Francesco AMANTIA SCUDERI</p>	 <p>Ing. Gaetano RANIERI</p>

<b>HC03</b>	<b>OPERE D'ARTE MAGGIORI - GALLERIE NATURALI</b>		
	GN01 - GALLERIA NATURALE IL DOSSO		
	Sezioni tipo GD-A1 - GD-A2 - GD-B - Relazione di calcolo		

CODICE PROGETTO	NOME FILE	REVISIONE	SCALA:																																											
PROGETTO      LIV. PROG.      N. PROG.	HC03_P01GN01OSTRE03_A.dwg																																													
<table border="1"> <tr> <td>M</td><td>I</td><td>3</td><td>2</td><td>4</td> </tr> <tr> <td>E</td> <td></td><td></td><td></td><td></td> </tr> <tr> <td>1</td><td>8</td><td>0</td><td>1</td> <td></td> </tr> </table>	M	I	3	2	4	E					1	8	0	1		<table border="1"> <tr> <td>P</td><td>0</td><td>1</td><td>G</td><td>N</td><td>0</td><td>1</td><td>O</td><td>S</td><td>T</td><td>R</td><td>E</td><td>0</td><td>3</td> </tr> <tr> <td>CODICE ELAB.</td> <td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td> </tr> </table>	P	0	1	G	N	0	1	O	S	T	R	E	0	3	CODICE ELAB.														A	
M	I	3	2	4																																										
E																																														
1	8	0	1																																											
P	0	1	G	N	0	1	O	S	T	R	E	0	3																																	
CODICE ELAB.																																														

C					
B					
A	EMISSIONE	FEBBRAIO 2019	ING. G. SODERO	PROF. ING. VITTORIO RANIERI	ING. VALERIO BAJETTI
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

## SOMMARIO

1	PREMESSA .....	3
2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO .....	5
2.1	Normative raccomandazioni linee guida .....	5
2.2	Bibliografia .....	5
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	7
3.1	Caratteristiche del calcestruzzo al fine della durabilita' .....	9
3.2	Verifiche allo stato limite di apertura delle fessure.....	10
3.3	Copriferro.....	10
4	FASE CONOSCITIVA.....	11
4.1	Inquadramento geologico e idrologico .....	11
4.2	Parametri geotecnici di progetto .....	11
4.2.1	Caratterizzazione dell'ammasso roccioso .....	11
5	ANALISI DEL COMPORTAMENTO DEFORMATIVO ALLO SCAVO (FASE DI DIAGNOSI). 13	
5.1	Classi di comportamento del fronte di scavo .....	13
5.2	Metodi per la determinazione delle classi di comportamento .....	14
5.2.1	Metodo delle linee caratteristiche.....	14
5.2.2	Metodi semi-empirici-Criterio di Panet .....	15
5.2.3	Metodi semiempirici-Criterio di Tamez .....	17
5.3	Determinazione delle categorie di comportamento dello scavo.....	18
5.3.1	Analisi con il metodo delle linee caratteristiche.....	19
5.3.2	Analisi della stabilita' del cavo con il Criterio di Panet .....	23
5.3.3	Analisi della stabilita' del fronte con il Criterio di Tamez senza interventi di stabilizzazione del fronte.....	24
5.3.4	Commento alle analisi.....	26
5.3.5	Dimensionamento degli interventi di stabilizzazione del fronte - Classe V in faglia. ...	26
6	DEFINIZIONE DELLE SEZIONI DI AVANZAMENTO (FASE DI TERAPIA).....	29
6.1	Sezione tipo GD-A1 .....	29
6.2	Sezione tipo GD-A2 .....	30
6.3	Sezione tipo GD-B1 IN FAGLIA.....	31
6.4	Sezione tipo GD-B2 .....	33
7	MODELLAZIONE STRUTTURALE .....	35
7.1	Modello di calcolo per le analisi al continuo equivalente .....	35
7.2	Valutazione del deconfinamento.....	38
7.3	Valutazione degli interventi di consolidamento al contorno .....	38
7.4	Verifica del priverstimento.....	38
7.5	Verifica dei rivestimenti definitivi.....	40
8	VERIFICA DELLA SEZIONE DI SCAVO GD-A1 .....	42
8.1	Fase 3 – Verifiche tensionali sullo spritz beton.....	43
8.2	Fase 4 – Verifiche tensionali sullo spritz beton e sui bulloni.....	44
8.3	Fase 5 – Verifiche tensionali sullo spritz beton, sui bulloni e sull'arco rovescio .....	47
8.4	Fase 6 – Verifiche tensionali arco rovescio e calotta.....	53
8.5	Fase 7 – Verifiche tensionali arco rovescio e calotta.....	59

8.6	Fase 8 a lungo termine - Metodo delle reazioni iperstatiche - Verifiche tensionali arco rovescio e calotta .....	66
9	VERIFICA DELLA SEZIONE DI SCAVO GD-A2 .....	83
9.1	Fase 3 - Verifiche tensionali sulle centine.....	84
9.2	Fase 4 – Verifiche tensionali sul pririvestimento.....	87
9.3	Fase 5 – Verifiche tensionali sul pririvestimento e sui bulloni.....	89
9.4	Fase 6 – Verifiche tensionali sul pririvestimento, sui bulloni e arco rovescio .....	92
9.5	Fase 7 – Verifiche strutturali arco rovescio e calotta .....	98
9.6	Fase 8 – Verifiche tensionali arco rovescio e calotta.....	105
9.7	Fase 9 a lungo termine - Metodo delle reazioni iperstatiche - Verifiche tensionali arco rovescio e calotta .....	111
10	VERIFICA DELLA SEZIONE DI SCAVO GD-B1 IN FAGLIA.....	128
10.1	Fase 3 - Verifiche tensionali sulle centine .....	129
10.2	Fase 4 – Verifiche tensionali sul pririvestimento .....	131
10.3	Fase 5 – Verifiche sul pririvestimento e arco rovescio .....	133
10.4	Fase 6 – Verifiche tensionali arco rovescio e calotta.....	138
10.5	Fase 7 – Verifiche tensionali arco rovescio e calotta.....	146
10.6	Fase 8 a lungo termine – Metodo delle reazioni iperstatiche – Verifiche tensionali arco rovescio e calotta .....	154
11	VERIFICA DELLA SEZIONE DI SCAVO GD-B2 .....	173
11.1	Fase 3 – Verifiche tensionali sulle centine .....	174
11.2	Fase 4 – Verifiche tensionali sul pririvestimento .....	176
11.3	Fase 5 – Verifiche tensionali sul pririvestimento e arco rovescio .....	177
11.4	Fase 6 – Verifiche tensionali arco rovescio e calotta.....	182
11.5	Fase 7 – Verifiche tensionali arco rovescio e calotta.....	187
11.6	Fase 8 a lungo termine – Metodo delle reazioni iperstatiche – Verifiche tensionali arco rovescio e calotta .....	193
12	SEZIONE TIPO GD-A1 – TENSIONI E DEFORMATE SUI RIVESTIMENTI PROVVISORI E DEFINITIVI.....	210
13	SEZIONE TIPO GD-A2 – TENSIONI E DEFORMATE SUI RIVESTIMENTI PROVVISORI E DEFINITIVI.....	222
14	SEZIONE TIPO GD-B1 IN FAGLIA – TENSIONI E DEFORMATE SUI RIVESTIMENTI PROVVISORI E DEFINITIVI.....	235
15	SEZIONE TIPO GD-B2 – TENSIONI E DEFORMATE SUI RIVESTIMENTI PROVVISORI E DEFINITIVI.....	247

## 1 PREMESSA

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

La Galleria stradale Il Dosso è ubicata a SE del Comune di Tirano al piede del versante orografico sinistro del Fiume Adda ed è compresa fra le progressive km 5+055.00 (inizio portale lato Sondrio) e km 6+170.26 (inizio portale lato Bormio).

Lo sviluppo longitudinale dell'opera (SW-NE), parallelo alla direzione della valle, è complessivamente di circa 1115.26 m (comprensivo delle tratte in artificiale).

Il tracciato in galleria presenta coperture massime, riferite in chiave di calotta, pari a circa 91.50 m. La sezione stradale prevista è ad un'unica carreggiata (due corsie di marcia) e corrisponde ad una sezione tipo C1 secondo il D.M. del 05/11/2001.

La larghezza della piattaforma pavimentata è pari a 10.50 m complessivi ed è costituita da due corsie da 3.75 m, da due banchine di 1.50 m, per entrambi i lati è presente un ridirettivo distanziato dalla struttura con funzione di passacavi.

Come richiesto dalla normativa vigente, in presenza della massima pendenza trasversale sono confermati i franchi minimi pari a 4.80 m a margine banchina e 5.00 m a margine carreggiata.

La carpenteria della sagoma interna della galleria presenta un raggio interno in calotta pari a 6.45 m, mentre è stato introdotto un raggio interno dell'arco rovescio pari a 9.46 m molto ridotto tale da portare inserire al di sopra dell'arco rovescio un cunicolo pedonale di emergenza.

La galleria risulta composta da un tratto in naturale, da due tratti in artificiale e da portali di imbocco a becco di flauto.

La galleria naturale viene realizzata fra le progressive km 5+140.00 e km 6+118.26 per una lunghezza complessiva di scavo pari a 978.26 m.

La galleria Il Dosso, tenuto conto delle tratte in artificiale e naturale, consta pertanto di uno sviluppo complessivo di 1115.26 m.

Il suo tracciato si trova, prevalentemente, all'interno di formazioni metamorfiche costituite da gneiss e micascisti, a tetto delle quali si trova un esteso terrazzo morfologico ricoperto da depositi morenici. In corrispondenza dei due tratti iniziali dopo entrambi gli imbocchi è previsto lo scavo all'interno dei depositi morenici, prima di raggiungere il substrato roccioso metamorfico.

La galleria presenta al di sotto del piano stradale un cunicolo pedonale di fuga finalizzato alla sicurezza in casi di emergenza.

Sono previste tre piazzole di emergenza alle seguenti progressive:

- Piazzola di emergenza 1 in sinistra tra Pk 5286.17 e Pk 5338.54;
- Piazzola di emergenza 2 in destra tra Pk 5586.60 e Pk 5638.33;
- Piazzola di emergenza 3 in sinistra tra Pk 5891.20 e Pk 5943.58.

All'interno della piazzola di emergenza sono inserite le scale che permettono di raggiungere il cunicolo pedonale posizionato al di sopra dell'arco rovescio.

Facendo riferimento alle problematiche evidenziate nella relazione geomeccanica e nella relazione di predimensionamento e applicazione delle linee guida delle sezioni tipo, vengono di seguito presentate le verifiche strutturali delle seguenti singole tipologie di classi di scavo:

- Sezione di scavo tipo GD-A1;
- Sezione di scavo tipo GD-A2;

- Sezione di scavo tipo GD-B1 in faglia;
- Sezione di scavo tipo GD-B2.

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”. Tunnel-ing '82, Brighton, 197-204.
15. PANET M. (1995): “Calcul des tunnels par la methode convergence-confinement”. Presses de l'ecole 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 at-traverso i metodi di calcolo numerici". Gallerie e Grandi Opere Sotterranee, Nr. 57, 1999, 39-50.
25. LANCELLOTTA R. (1991): "Geotecnica" – Edizioni Zanichelli.

### 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:	C25/30
- resistenza caratteristica cubica di calcolo:	$R_{ck} > 30 \text{ MPa}$
- resistenza caratteristica cilindrica a 28gg:	$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$
- modulo di elasticità:	$E_{ck} = 31475.8 \text{ MPa}$
- 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	$f_{cd} = \alpha_{acc} \times f_{ck}/\gamma_c$
con:	$\gamma_c = 1.5 \text{ per SLU}$
	$\gamma_c = 1.0 \text{ per SLE}$
	$\alpha_{acc} = 0.85$

#### Stati limite:

- resistenza caratteristica di calcolo SLU:	$f_{cd} = \alpha_{acc} \times f_{ck}/\gamma_c = 14.17 \text{ MPa}$
- resistenza caratteristica di calcolo SLE:	$f_{cd} = \alpha_{acc} \times f_{ck}/\gamma_c = 21.25 \text{ MPa}$
con limiti di compressione nel cls pari a:	$\sigma_c \leq 0.60 \times f_{ck} = 15.00 \text{ MPa}$
	per comb. Rara
	$\sigma_c \leq 0.45 \times f_{ck} = 11.25 \text{ MPa}$
	per comb. Quasi Perm.
- resistenza a trazione di calcolo allo SLU:	$f_{ctd} = 1.20 \text{ MPa}$
- resistenza a trazione di calcolo allo SLE:	$f_{ctd} = 1.79 \text{ MPa}$
- resistenza a trazione per flessione di calcolo allo SLU:	$f_{ctfd} = 1.44 \text{ MPa}$
- resistenza a trazione per flessione di calcolo allo SLE:	$f_{ctfd} = 2.15 \text{ MPa}$

#### 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:	<b><math>f_{yd} = 391.30 \text{ MPa}</math></b>
- resistenza caratteristica di calcolo SLE:	<b><math>f_{yd} = 450.00 \text{ MPa}</math></b>
con limiti di compressione pari a:	<b><math>\sigma_s \leq 0.80 \times f_{yk} = 360.00 \text{ MPa}</math></b>

#### Spritz-beton fibrinforzato:



- 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):	$E_{ck} = 32308.3 \text{ MPa}$
- coefficiente di Poisson:	$\nu = 0.20$
- quantità fibre di acciaio:	$30 \text{ kg/m}^3$
- fibre metalliche a basso tenore di carbonio:	$f_{tk} > 700 \text{ MPa}$
- Resistenza di calcolo a compressione calcestruzzo	$f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c$
con:	$\gamma_c = 1.5 \text{ per SLU}$
Stati limite:	
- resistenza caratteristica di calcolo SLU:	<b><math>f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 18.67 \text{ MPa}</math></b>
- resistenza a trazione di calcolo allo SLU:	<b><math>f_{ctd} = 0</math></b>

#### 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	$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$
con:	$\gamma_s = 1.05 \text{ per SLU}$
Stati limite:	
- resistenza caratteristica di calcolo SLU:	<b><math>f_{yd} = 261.90 \text{ MPa}</math></b>

#### 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	$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$
con:	$\gamma_s = 1.05 \text{ per SLU}$
Stati limite:	
- resistenza caratteristica di calcolo SLU:	<b><math>f_{yd} = 338.10 \text{ MPa}</math></b>

#### Bulloni ad aderenza continua per espansione meccanica del profilato tipo Swellex Mn24:

- Tipo di acciaio:	EN10 025-S355JR
- Modulo di elasticità:	$E = 210000 \text{ MPa}$
- Diametro profilo:	$D_p = 36 \text{ mm}$
- Diametro profilo espanso:	$D_e = 54 \text{ mm}$
- Diametro perforazione raccomandato:	$D_{pr} = 43-52 \text{ mm}$
- Diametro perforazione ottimale:	$D_{po} = 45-51 \text{ mm}$
- Sezione resistente:	$A_s = 480.66 \text{ mm}^2$
- Pressione di iniezione:	$p = 30 \text{ MPa}$
- Carico di rottura tipico (profilo espanso):	$F_t = 240 \text{ kN}$
- Carico di rottura minimo (profilo espanso):	$F_t = 200 \text{ kN}$

- Carico di snervamento minimo (profilo espanso):  $F_y = 190 \text{ kN}$
- Allungamento minimo (profilo espanso):  $A_l = 20\%$
- Resistenza di calcolo  $F_{yd} = F_y/\gamma_s$
- con:  $\gamma_s = 1.05 \text{ per SLU}$
- Stati limite:
- resistenza caratteristica di calcolo SLU:  **$F_{yd} = 180.95 \text{ kN}$**

#### 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:  $f_{fk} = 750 \text{ MPa}$
- Resistenza al taglio:  $f_{tk} = 150 \text{ MPa}$
- Resistenza di calcolo  $\eta_{ffd} = \eta_x f_{fk} / \gamma_m$
- con:  $\gamma_m = 1.5 \text{ per SLU}$
- $\eta = \eta_x \eta_l$
- $\eta_x = 1.0 \text{ (opera provvisoria)}$
- $\eta_l = 1.0 \text{ per SLU}$

Stati limite:

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

#### Tiranti-ancoraggi autoperforanti tipo R38N:

- Tiranti-ancoraggi autoperforanti in acciaio tipo R38N:
- Diametro esterno:  $D_e = 38 \text{ mm}$
- Diametro interno:  $D_i = 19 \text{ mm}$
- Sezione resistente:  $A_s = 800 \text{ mm}^2$
- Carico di rottura:  $F_t = 500 \text{ kN}$
- Carico di snervamento:  $F_y = 400 \text{ kN}$
- Resistenza di calcolo  $F_{yd} = F_y/\gamma_s$
- con:  $\gamma_s = 1.05 \text{ per SLU}$

Stati limite:

- resistenza caratteristica di calcolo SLU:  **$F_{yd} = 380.95 \text{ kN}$**

### 3.1 CARATTERISTICHE DEL CALCESTRUZZO AL FINE DELLA DURABILITA'

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

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

#### Calcestruzzo fondazioni e elevazioni:

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

Classe di resistenza caratteristica a compressione: C25/30

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

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

Pertanto, nel caso in esame si ha:

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

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

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

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

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

- Classe di esposizione XC2-XC3
- Classe di resistenza caratteristica a compressione: C25/30
- Dimensione max aggregati: 25 mm
- Classe minima di consistenza: S4

Il valore del copriferro minimo è valutato secondo quanto riportato al punto C4.1.6.1.3 della Circolare n.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 INQUADRAMENTO GEOLOGICO E IDROLOGICO

Il tracciato della galleria naturale interesserà, prevalentemente, le litologie gneissiche appartenenti alla formazione degli Gneiss del Monte Tonale. A partire dall'imbocco naturale lato Sondrio per un tratto di circa 130 m ed a partire dall'imbocco naturale lato Bormio per un tratto di circa 70 m, il tracciato si svilupperà all'interno della formazione delle Morene.

Per quanto riguarda la situazione idrogeologica la copertura della galleria è interessata da due sistemi di circolazione delle acque, il primo acquifero, più superficiale, interessa solo i depositi morenici di copertura, mentre il secondo, più profondo e presente all'interno dell'ammasso roccioso, si manifesta in prossimità di zone altamente fratturate o in presenza di piani di faglia. All'interno della galleria regnerà pertanto una situazione limitata localmente di stillicidi.

Per una ricostruzione dettagliata della litologia lungo il tracciato della galleria si rimanda al Profilo geomeccanico.

### 4.2 PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO

I dati delle prove in situ e di laboratorio, congiuntamente ai rilievi effettuati nel corso delle perforazioni, permettono di distinguere, dal punto di vista applicativo, le seguenti unità geotecniche:

- **Gneiss del Monte Tonale:** formazione costituita da gneiss a grana media a biotite e sillimanite e localmente granatiferi; presentano una scistosità mediamente pervasiva e, al di fuori dalla zone di faglia, sono generalmente compatti con sistemi di giunti prevalentemente chiusi e con superfici poco alterate.
- **Morene:** depositi caotici misti a detrito di versante costituiti da un accumulo caotico di diverse facies granulometriche rappresentate da sabbie, ghiaie e trovanti di dimensioni variabili in matrice limo-sabbiosa.

Si rimanda alla Relazione di caratterizzazione geotecnica per l'esame dettagliato delle proprietà indice e delle caratteristiche meccaniche dei terreni interessati.

#### 4.2.1 Caratterizzazione dell'ammasso roccioso

Da un punto di vista geomeccanico, la qualità degli ammassi rocciosi presenti nell'area interessata dallo scavo in sotterraneo è variabile da una classe III ad una classe V; in particolare la classe V si riferisce ad ammassi intensamente fratturati presenti verosimilmente in corrispondenza dell'attraversamento della faglia.

L'ammasso roccioso gneissico è stato modellato con un modello di "continuo equivalente" descritto da un comportamento elastico-lineare perfettamente plastico con criterio di rottura alla Mohr-Coulomb e legge di flusso non associata.

I parametri dell'involuppo di rottura equivalente di Mohr-Coulomb sono stati determinati da quelli dell'involuppo di rottura curvilineo di Hoek-Brown.

I parametri geotecnici ricavati per l'ammasso roccioso sono relativi alle tre classi geomeccaniche (classi III, IV e V) secondo cui è stato classificato l'ammasso stesso.

I depositi morenici sono stati modellati come un materiale a comportamento elastico-lineare perfettamente plastico con criterio di rottura alla Mohr-Coulomb.

Nel seguito si riportano i parametri geotecnici utilizzati nelle successive analisi di calcolo.

PK	Classe	H (m)	GSI	C (MPa)	$\Phi$ (°)	$\sigma_c$ (MPa)	$\sigma_{cm}$ (MPa)	Ed (MPa)
5270 - 5420	IV	37.50	58	0.453	61	3.045	13.283	6491
5420 - 5480	III	41.50	70	1.129	65	11.182	29.685	19077
5480-5490	IV	42.50	58	0.571	62	4.179	18.232	8909
5490 - 5510	V	42.50	40	0.191	45	0.287	3.371	803
5510 - 5520	IV	42.50	58	0.571	62	4.179	18.232	8909
5520 - 6010	III	91.50	70	1.700	63	14.806	39.308	22176
6010 – 6048.26	IV	30.50	58	0.371	61	2.508	10.939	5343

Tabella 4.1 – Parametri di progetto dell'ammasso ricavati da involuppi di rottura di HOEK-BROWN.

Per le differenti classi di scavo si considera:

PK	Classe	GSI	C (MPa)	$\Phi$ (°)	Ed (MPa)	$\nu$	$\alpha$ (°)
5270 - 5420	IV	58	0.453	61	6491	0.25	7
5420 - 5480	III	70	1.129	65	19077	0.25	8
5480-5490	IV	58	0.571	62	8909	0.25	7
5490 - 5510	V	40	0.191	45	803	0.25	6
5510 - 5520	IV	58	0.571	62	8909	0.25	7
5520 - 6010	III	70	1.700	63	22176	0.25	8
6010 – 6048.26	IV	58	0.371	61	5343	0.25	7

Tabella 4.2 – Parametri di progetto - Coefficiente di Poisson e Dilatanza.

Per i depositi morenici si assumono i seguenti parametri geotecnici:

Peso di volume:	21 kN/mc
Angolo di attrito caratteristico:	34°
Coesione efficace:	10 kPa
Modulo Elastico (Young):	30.0 MPa
Modulo Edometrico:	12.5 MPa
Coefficiente di Poisson:	0.3.

## 5 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.

### 5.1 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.

## **5.2 METODI PER LA DETERMINAZIONE DELLE CLASSI DI COMPORTAMENTO**

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

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

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

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

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

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

### **5.2.1 Metodo delle linee caratteristiche**

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  $\varphi$  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 leggi 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 (cioè 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.

## 5.2.2 Metodi semi-empirici-Criterio di Panet

### Criterio di Panet in relazione al tasso di deconfinamento critico $\lambda_e$

Questo criterio [15] consente di verificare le condizioni di stabilità del cavo in funzione del valore critico del tasso di deconfinamento ( $\lambda_e$ ) del materiale interessato dalla cavità (valore cui si hanno le prime plasticizzazioni).

Tale parametro, in relazione al criterio di rottura adottato (Mohr-Coulomb) è funzione dei parametri di resistenza dell'ammasso  $c$  e  $\varphi$  e del fattore di stabilità  $N_s$  secondo la seguente relazione:



$$\lambda_e = \frac{1}{K_p + 1} \cdot \left[ K_p - 1 + \frac{2}{N_s} \right]$$

$$N_s = \frac{2\sigma_z}{\sigma_{cm}}$$

dove  $\sigma_z$  rappresenta la tensione litostatica agente in calotta,  $\sigma_{cm}$  la resistenza a compressione dell'ammasso e  $K_p$  il coefficiente di spinta passiva.

Per l'interpretazione dei risultati, l'Autore suggerisce i seguenti valori limite del tasso di deconfinamento, ai quali corrispondono determinate condizioni di stabilità del fronte di scavo:

- **$\lambda_e > 0.6$**  **fronte di scavo stabile**, le pressioni raggiungono il valore massimo di resistenza dell'ammasso a tergo del fronte;
- **$0.3 < \lambda_e < 0.6$**  **fronte di scavo stabile a breve termine**, al fronte di scavo le pressioni raggiungono il valore di resistenza massima prima in vicinanza del bordo poi verso il nucleo;
- **$\lambda_e < 0.3$**  **fronte di scavo instabile**, il fronte di scavo è in condizioni di instabilità per cui necessita di interventi preventivi di consolidamento.

Questo criterio è stato ricavato in contesti di galleria profonda.

Il calcolo della stabilità del cavo con il criterio di Panet 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 utilizzando le seguenti tabelle del NTC.

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

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale $\gamma$ (o $\gamma_F$ )	EQU	(A1) STR	(A2) CEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{c1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{c2}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{o1}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

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

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

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_c$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

### 5.2.3 Metodi semiempirici-Criterio di Tamez

#### Criterio di Tamez in relazione al fattore di sicurezza FSF

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.

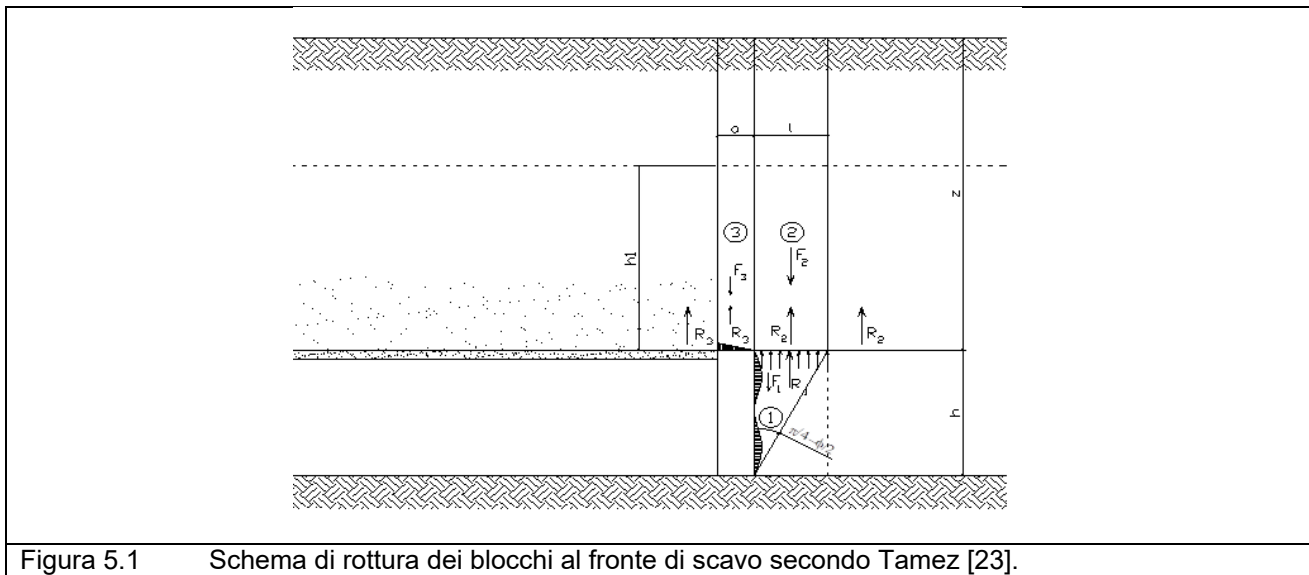


Figura 5.1 Schema di rottura dei blocchi al fronte di scavo secondo Tamez [23].

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  $\tau_{m2}$  e  $\tau_{m3}$  dipendono dalla profondità della galleria; più precisamente, se la galleria è profonda (cioè per un rapporto tra copertura e diametro di scavo superiore a 3), valgono le seguenti uguaglianze.

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

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

Nel caso, invece, di galleria superficiale (e quindi per  $z/D \leq 3$ ),  $\tau_{m2}$  e  $\tau_{m3}$  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.

Dato che i meccanismi di rottura considerati nel metodo si riferiscono a situazioni potenzialmente valide per terreni o rocce tenere, l'analisi di stabilità del fronte di scavo con il metodo di Tamez è stata applicata negli attraversamenti nella zona in faglia, in cui il materiale di scavo risulta intensamente fratturato e detensionato, oltre che alle situazioni di galleria nelle Morene.

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".

### 5.3 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 nelle sezioni di copertura massima per le diverse classi in cui è stato classificato l'ammasso roccioso e nella sezione di copertura massima in corrispondenza della piazzola di sosta.

A scopo prudenziale l'analisi con le curve caratteristiche è stata eseguita anche per la sezione nelle Morene, pur trattandosi di un contesto di galleria superficiale.

La seguente Tabella riepiloga le sezioni di studio analizzate con le linee caratteristiche.

Sezione di studio	PK	H (m)	Formazione	Classe di scavo
<b>1-SEZIONE B1</b>	<b>5270 - 5420</b>	<b>37.50</b>	<b>Gneiss</b>	<b>IV</b>
2-SEZIONE PS-B2	PIAZZOLA 1	30.00	Gneiss	IV
<b>3-SEZIONE TIPO A1</b>	<b>5420 - 5480</b>	<b>41.50</b>	<b>Gneiss</b>	<b>III</b>
<b>4-SEZIONE TIPO A2</b>	<b>5480-5490</b>	<b>42.50</b>	<b>Gneiss</b>	<b>IV</b>
<b>5-SEZIONE TIPO B1</b>	<b>5490 - 5510</b>	<b>42.50</b>	<b>Gneiss Faglia</b>	<b>V</b>
<b>6-SEZIONE TIPO A2</b>	<b>5520 - 6010</b>	<b>91.50</b>	<b>Gneiss</b>	<b>III</b>
7-SEZIONE TIPO PS-A1	PIAZZOLA 2-3	77.00	Gneiss	III
<b>8-SEZIONE TIPO B1</b>	<b>6010 – 6048.26</b>	<b>30.50</b>	<b>Gneiss</b>	<b>IV</b>
9-SEZIONE TIPO C1-C2-C3-C4	6048.26 – 6118.26	25.00	Morena	V

Tabella 5.1 – Sezioni analizzate con le linee caratteristiche

Le analisi di stabilità del fronte con il criterio di Panet sono state effettuate per le sezioni ad alta copertura.

Le analisi di stabilità del fronte con il criterio di Tamez sono state effettuate nella zona in faglia (classe V) e nella sezione nelle Morene.

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

### 5.3.1 Analisi con il metodo delle linee caratteristiche

I risultati ottenuti sono riportati nella seguente Tabella, in cui  $R_o$  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,  $u_{inf}$  lo spostamento radiale del cavo a grande distanza dal fronte e  $R_{pl,inf}$  il raggio plastico della fascia plasticizzata lontano dal fronte:

Sezione di studio	Formazione	H (m)	$R_o$ (m)	$u_f$ (cm)	$R_{pl,f} / R_o$	$u_{inf}$ (cm)	$R_{pl,inf} / R_o$	Categoria
<b>1</b>	<b>Gneiss IV</b>	<b>37.50</b>	<b>6.85</b>	<b>0.029</b>	<b>1</b>	<b>0.133</b>	<b>1</b>	<b>A</b>
<b>3</b>	<b>Gneiss III</b>	<b>41.50</b>	<b>6.85</b>	<b>0.029</b>	<b>1</b>	<b>0.050</b>	<b>1</b>	<b>A</b>
<b>4</b>	<b>Gneiss IV</b>	<b>42.50</b>	<b>6.85</b>	<b>0.023</b>	<b>1</b>	<b>0.110</b>	<b>1</b>	<b>A</b>
<b>5</b>	<b>Gneiss Faglia V</b>	<b>42.50</b>	<b>6.85</b>	<b>0.340</b>	<b>1</b>	<b>1.454</b>	<b>1.16</b>	<b>A/B</b>
<b>6</b>	<b>Gneiss III</b>	<b>91.50</b>	<b>6.85</b>	<b>0.056</b>	<b>1</b>	<b>0.095</b>	<b>1</b>	<b>A</b>
<b>8</b>	<b>Gneiss IV</b>	<b>30.50</b>	<b>6.85</b>	<b>0.028</b>	<b>1</b>	<b>0.013</b>	<b>1</b>	<b>A</b>

Tabella 5.2 – Risultati delle analisi con le linee caratteristiche

**LINEE CARATTERISTICHE SEZIONE DI STUDIO 1 IN CLASSE IV LATO SONDRIO TRA PK 5270 E 5420**

Raggio della cavità R= 6,850 m  
 Pressione isotropa originaria p0= 1,013 MPa  
 Modulo elastico ammasso E= 6401,000 MPa  
 Modulo di Poisson ammasso nu= 0,250  
 Angolo di attrito interno di picco dell'ammasso phi= 61,000 °  
 Coesione di picco dell'ammasso cp= 0,453 MPa  
 Angolo di attrito interno residuo dell'ammasso phi\_r= 61,000 °  
 Coesione residua dell'ammasso cr= 0,453 MPa  
 Angolo di dilatazione psi= 7,000 °  
 Pressione radiale critica p(R)c= -0,093 MPa  
 Spostamento per pressione radiale critica u\_p(R)c= 1,458 mm  
 Spostamento per pressione radiale nulla uinf\_p=0= 1,336 mm  
 Rapporto tra Rp/R per P per pressione radiale nulla RpinfR\_p=0= 1,000

**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 deconfin. lambda(x) = 1-a\_panet\*(b\_panet/R)/(x+b\_panet/R)^2 lambda(x)= 0,466  
 Pressione fittizia zona fronte scavo p\_fict\_panet= 0,541 MPa  
 Spostamento al fronte in corrispondenza di p\_fict\_panet uf\_p\_fict\_panet= 0,290 mm  
 Rp/R in corrispondenza di p\_fict\_panet Rp/R= 1,000  
**Metodo della resistenza di 1/2 nucleo**  
 Resistenza del nucleo di terreno situato davanti al fronte R (1/2nucleo)= 1,752 MPa  
 Spostamento al fronte in corrispondenza di R (1/2nucleo) uf\_R(1/2nucleo)= mm  
 Rp/R in corrispondenza di R (1/2nucleo) Rp/R=

p (MPa)	ue/(mm)	up/(mm)	Rp/R	ue/(mm) fronte	up/(mm) fronte
0,000	1,336	1,336	1,000	0,622	0,622
0,025	1,302	1,302	1,000	0,606	0,606
0,051	1,269	1,269	1,000	0,591	0,591
0,076	1,235	1,235	1,000	0,575	0,575
0,101	1,202	1,202	1,000	0,560	0,560
0,127	1,169	1,169	1,000	0,544	0,544
0,152	1,135	1,135	1,000	0,529	0,529
0,177	1,102	1,102	1,000	0,513	0,513
0,203	1,068	1,068	1,000	0,497	0,497
0,228	1,035	1,035	1,000	0,482	0,482
0,253	1,002	1,002	1,000	0,466	0,466
0,278	0,968	0,968	1,000	0,451	0,451
0,304	0,935	0,935	1,000	0,435	0,435
0,329	0,902	0,902	1,000	0,420	0,420
0,354	0,868	0,868	1,000	0,404	0,404
0,380	0,835	0,835	1,000	0,389	0,389
0,405	0,801	0,801	1,000	0,373	0,373
0,430	0,768	0,768	1,000	0,358	0,358
0,456	0,735	0,735	1,000	0,342	0,342
0,481	0,701	0,701	1,000	0,326	0,326
0,506	0,668	0,668	1,000	0,311	0,311
0,532	0,634	0,634	1,000	0,295	0,295
0,557	0,601	0,601	1,000	0,280	0,280
0,582	0,568	0,568	1,000	0,264	0,264
0,608	0,534	0,534	1,000	0,249	0,249
0,633	0,501	0,501	1,000	0,233	0,233
0,658	0,467	0,467	1,000	0,218	0,218
0,683	0,434	0,434	1,000	0,202	0,202
0,709	0,401	0,401	1,000	0,187	0,187
0,734	0,367	0,367	1,000	0,171	0,171
0,759	0,334	0,334	1,000	0,155	0,155
0,785	0,301	0,301	1,000	0,140	0,140
0,810	0,267	0,267	1,000	0,124	0,124
0,835	0,234	0,234	1,000	0,109	0,109
0,861	0,200	0,200	1,000	0,093	0,093
0,886	0,167	0,167	1,000	0,078	0,078
0,911	0,134	0,134	1,000	0,062	0,062
0,937	0,100	0,100	1,000	0,047	0,047
0,962	0,067	0,067	1,000	0,031	0,031
0,987	0,033	0,033	1,000	0,016	0,016
1,013	0,000	0,000	1,000	0,000	0,000

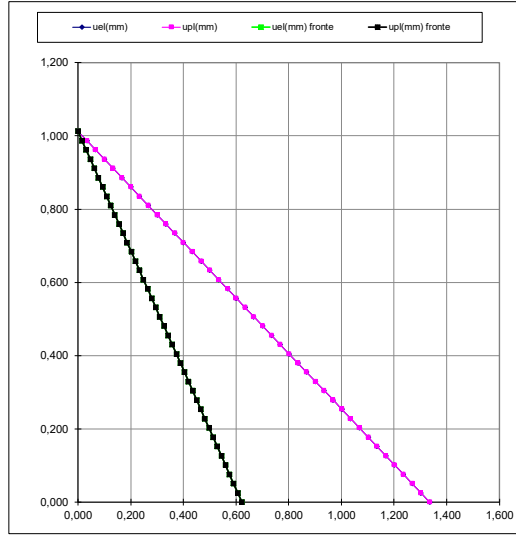


Figura 5.2 – Sezione di studio 1 in Classe IV lato Sondrio- Sezione tipo GD-B2

**LINEE CARATTERISTICHE SEZIONE DI STUDIO 3 IN CLASSE III LATO SONDRIO TRA PK 6420 E 6480**

Raggio della cavità R= 6,850 m  
 Pressione isotropa originaria p0= 1,121 MPa  
 Modulo elastico ammasso E= 19077,000 MPa  
 Modulo di Poisson ammasso nu= 0,250  
 Angolo di attrito interno di picco dell'ammasso phi= 65,000 °  
 Coesione di picco dell'ammasso cp= 1129,000 MPa  
 Angolo di attrito interno residuo dell'ammasso phi\_r= 65,000 °  
 Coesione residua dell'ammasso cr= 1129,000 MPa  
 Angolo di dilatazione psi= 8,000 °  
 Pressione radiale critica p(R)c= -477,031 MPa  
 Spostamento per pressione radiale critica u\_p(R)c= 214,613 mm  
 Spostamento per pressione radiale nulla uinf\_p=0= 600 mm  
 Rapporto tra Rp/R per P per pressione radiale nulla RpinfR\_p=0= 1,000

**Metodo di Panet**  
 Distanza avanti e dietro il fronte di scavo x= 4,500 m  
 Coefficiente a\_panet a\_panet= 0,735  
 Coefficiente b\_panet b\_panet= 0,845  
 Fatt. di deconfin. lambda(x) = 1-a\_panet\*(b\_panet/R)/(x+b\_panet/R)^2 lambda(x)= 0,707  
 Pressione fittizia zona fronte scavo p\_fict\_panet= 0,290 MPa  
 Spostamento al fronte in corrispondenza di p\_fict\_panet uf\_p\_fict\_panet= 0,290 mm  
 Rp/R in corrispondenza di p\_fict\_panet Rp/R= 1,000  
**Metodo della resistenza di 1/2 nucleo**  
 Resistenza del nucleo di terreno situato davanti al fronte R (1/2nucleo)= 5052,500 MPa  
 Spostamento al fronte in corrispondenza di R (1/2nucleo) uf\_R(1/2nucleo)= mm  
 Rp/R in corrispondenza di R (1/2nucleo) Rp/R=

p (MPa)	ue/(mm)	up/(mm)	Rp/R	ue/(mm) fronte	up/(mm) fronte
0,000	0,600	0,603	1,000	0,368	0,368
0,025	0,426	0,426	1,000	0,375	0,375
0,051	0,478	0,478	1,000	0,367	0,367
0,076	0,465	0,465	1,000	0,367	0,367
0,102	0,450	0,453	1,000	0,367	0,367
0,128	0,445	0,445	1,000	0,368	0,368
0,154	0,427	0,427	1,000	0,368	0,368
0,180	0,415	0,415	1,000	0,368	0,368
0,206	0,402	0,402	1,000	0,369	0,369
0,232	0,390	0,390	1,000	0,369	0,369
0,258	0,377	0,377	1,000	0,369	0,369
0,284	0,365	0,365	1,000	0,369	0,369
0,310	0,352	0,352	1,000	0,370	0,370
0,336	0,339	0,339	1,000	0,369	0,369
0,362	0,327	0,327	1,000	0,369	0,369
0,388	0,314	0,314	1,000	0,369	0,369
0,414	0,302	0,302	1,000	0,369	0,369
0,440	0,289	0,289	1,000	0,369	0,369
0,466	0,277	0,277	1,000	0,369	0,369
0,492	0,264	0,264	1,000	0,369	0,369
0,518	0,251	0,251	1,000	0,369	0,369
0,544	0,238	0,238	1,000	0,369	0,369
0,570	0,225	0,225	1,000	0,369	0,369
0,596	0,212	0,212	1,000	0,369	0,369
0,622	0,200	0,200	1,000	0,369	0,369
0,648	0,187	0,187	1,000	0,369	0,369
0,674	0,174	0,174	1,000	0,369	0,369
0,700	0,161	0,161	1,000	0,369	0,369
0,726	0,148	0,148	1,000	0,369	0,369
0,752	0,135	0,135	1,000	0,369	0,369
0,778	0,122	0,122	1,000	0,369	0,369
0,804	0,109	0,109	1,000	0,369	0,369
0,830	0,096	0,096	1,000	0,369	0,369
0,856	0,083	0,083	1,000	0,369	0,369
0,882	0,070	0,070	1,000	0,369	0,369
0,908	0,057	0,057	1,000	0,369	0,369
0,934	0,044	0,044	1,000	0,369	0,369
0,960	0,031	0,031	1,000	0,369	0,369
0,986	0,018	0,018	1,000	0,369	0,369
1,012	0,005	0,005	1,000	0,369	0,369
1,038	0,000	0,000	1,000	0,369	0,369

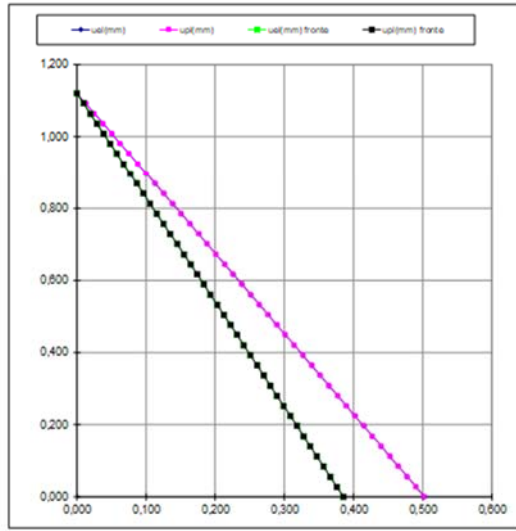


Figura 5.3 – Sezione di studio 3 in Classe III- Sezione tipo GD-A1

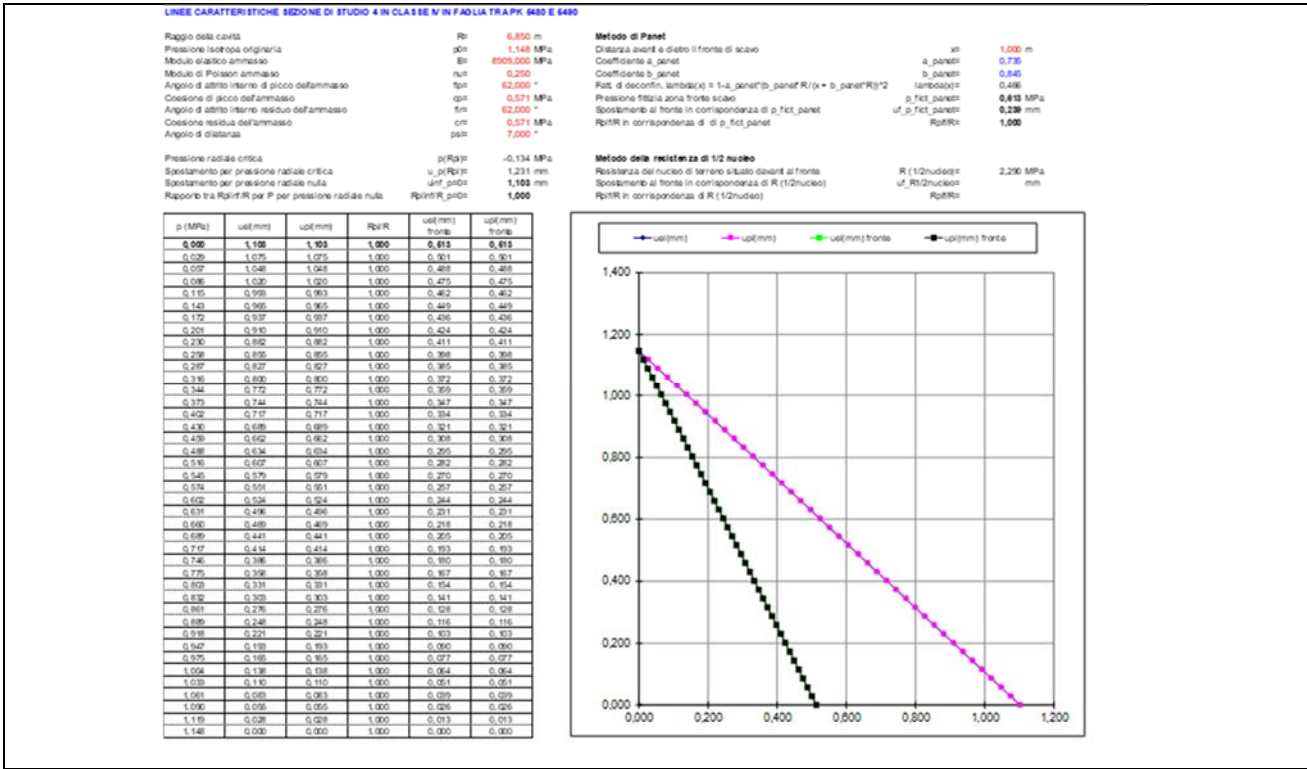


Figura 5.4 – Sezione di studio 4 in Classe IV-Sezione tipo GD-A2

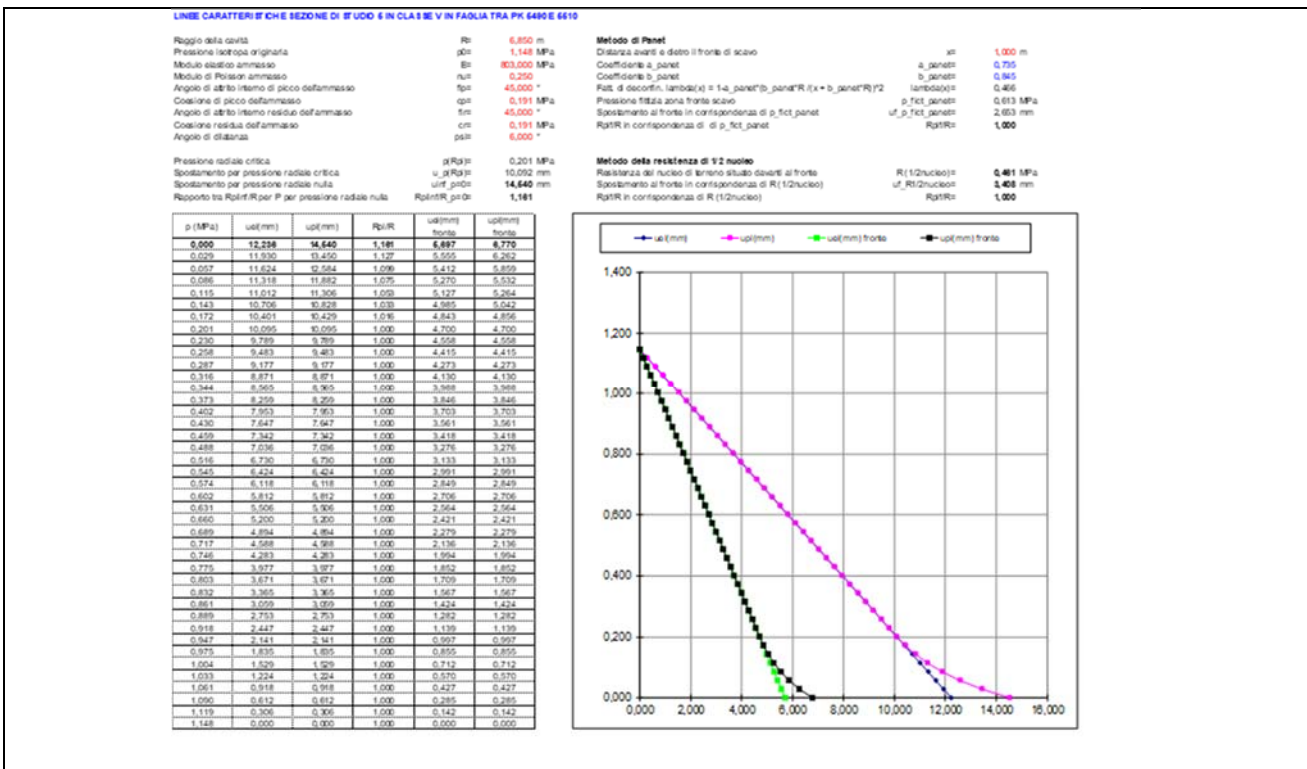


Figura 5.5 – Sezione di studio 5 in Classe V in faglia-Sezione tipo GD-B1

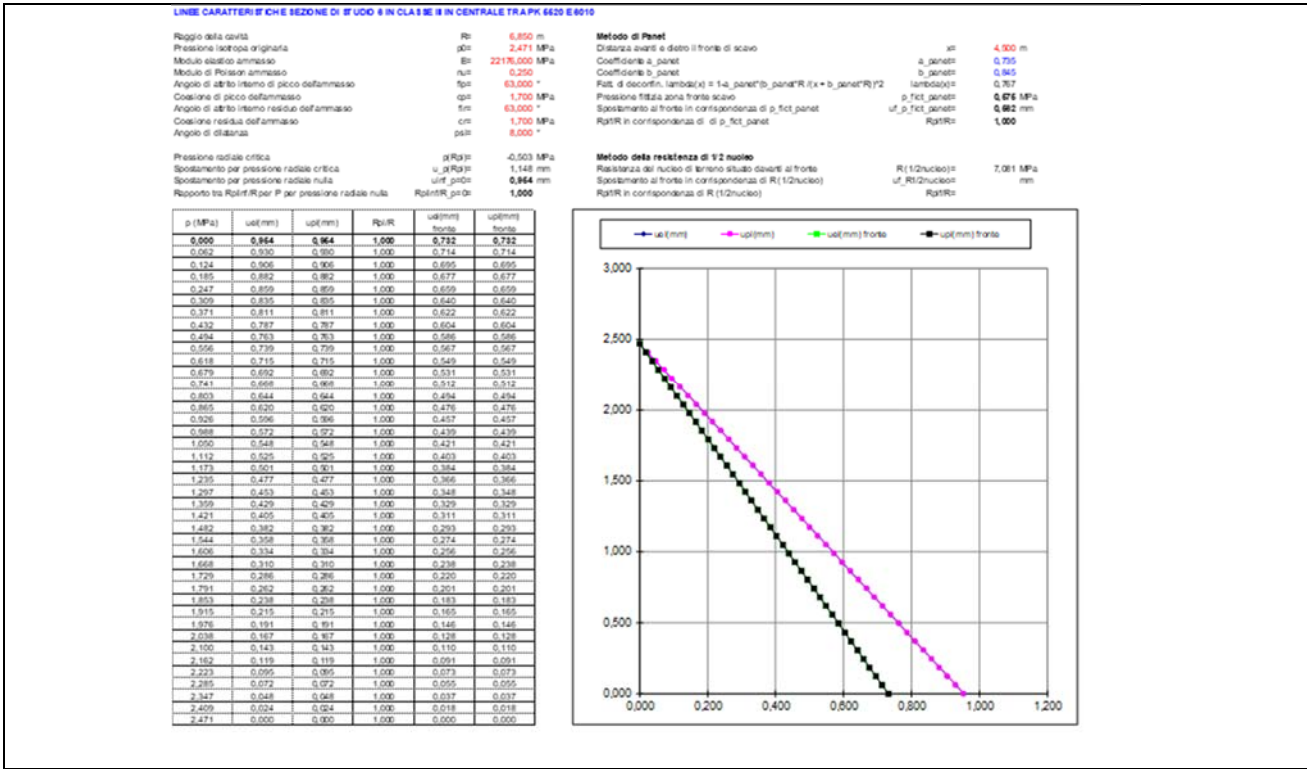


Figura 5.6 – Sezione di studio 6 in Classe III-Sezione tipo GD-A1

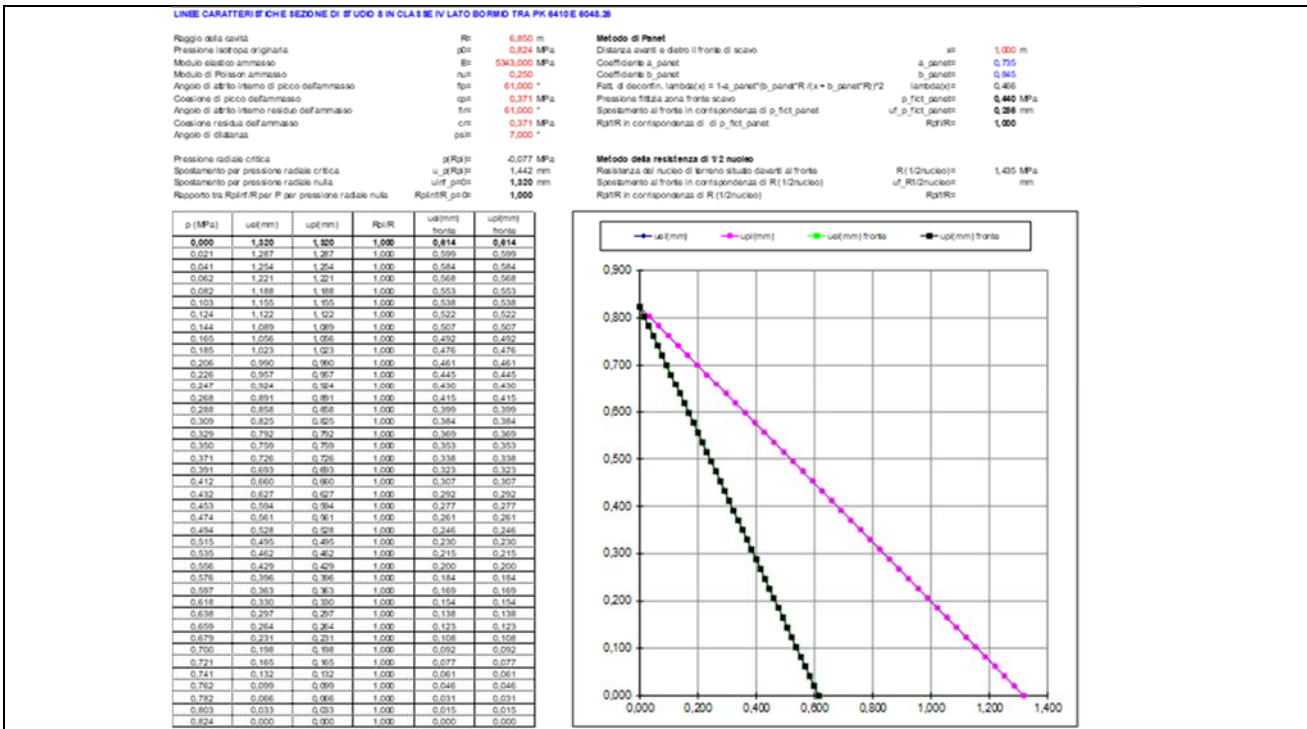


Figura 5.7 – Sezione di studio 8 Classe IV lato Bormio-Sezione tipo GD-B2

### 5.3.2 Analisi della stabilità del cavo con il Criterio di Panet

Questo criterio consente di verificare le condizioni di stabilità del cavo in funzione del valore critico del tasso di deconfinamento ( $\lambda_e$ ) del materiale interessato dalla cavità. Tale parametro, in relazione al criterio di rottura adottato (Mohr-Coulomb), è funzione dei parametri di resistenza dell'ammasso  $c$  e  $\phi$  e del fattore di stabilità  $N_s$  secondo la seguente relazione:

$$\lambda_e = \frac{1}{K_p + 1} \cdot \left[ K_p - 1 + \frac{2}{N_s} \right]$$

$$N_s = \frac{2\sigma_z}{\sigma_{cm}}$$

dove  $\sigma_z$  rappresenta la tensione litostatica agente in calotta,  $\sigma_{cm}$  la resistenza a compressione dell'ammasso e  $K_p$  il coefficiente di spinta passiva.

Il calcolo della stabilità del cavo con il criterio di Panet 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 utilizzando le seguenti tabelle del NTC.

Nella Tabella seguente viene riportato il calcolo del tasso di deconfinamento critico  $\lambda_e$  calcolato con il criterio di Panet con riferimento alle sezioni di studio ad alta copertura.

Sezione di studio	Formazione	H (m)	$\sigma_z$ (MPa)	$\sigma_{cm}$ (MPa)	$N_s$	$\phi_k$ (°)	$\phi_d$ (°)	$\lambda_e$
1	Gneiss IV	37.50	1.025	13.283	0.154	61	55	1.993
3	Gneiss III	41.50	1.1205	29.685	0.075	65	60	2.653
4	Gneiss IV	42.50	1.1475	18.232	0.125	62	56	2.197
5	Gneiss Faglia V	42.50	1.1475	3.371	0.680	45	39	0.713
6	Gneiss III	91.50	2.4705	39.308	0.125	63	57	2.129
8	Gneiss IV	30.50	0.8235	10.939	0.150	61	55	2.024

Tabella 5.3 – Risultati delle analisi della stabilità del cavo con Criterio di Panet.

Per l'interpretazione dei risultati, l'Autore suggerisce i seguenti valori limite del tasso di deconfinamento, ai quali corrispondono determinate condizioni di stabilità del fronte di scavo:

- $\lambda_e > 0.6$  **fronte di scavo stabile**, le pressioni raggiungono il valore massimo di resistenza dell'ammasso a tergo del fronte;
- $0.3 < \lambda_e < 0.6$  **fronte di scavo stabile a breve termine**, al fronte di scavo le pressioni raggiungono il valore di resistenza massima prima in vicinanza del bordo poi verso il nucleo;
- $\lambda_e < 0.3$  **fronte di scavo instabile**, il fronte di scavo è in condizioni di instabilità per cui necessita di interventi preventivi di consolidamento.

Per la sezione di studio 5 per Gneiss in Classe V in corrispondenza della faglia si ottengono dei valori molto prossimi al valore di soglia tra fronte di scavo stabile e fronte di scavo stabile a breve termine, mentre per le altre sezioni di studio i valori risultano ampiamente inseriti in comportamento di fronte di scavo stabile.



### 5.3.3 Analisi della stabilità del fronte con il Criterio di Tamez senza interventi di stabilizzazione del fronte.

L'analisi di stabilità del fronte di scavo con il metodo di Tamez è stata applicata negli attraversamenti nella zona in faglia, in cui il materiale di scavo risulta intensamente fratturato e detensionato, oltre che alle situazioni di galleria nelle Morene.

I valori geometrici per le verifiche eseguite risultano:

Tipologia	Larghezza scavo (m)	Altezza scavo (m)	Copertura (m)	Lunghezza di scavo (m)
<b>Sezione tipo GD B1</b>	<b>15.20</b>	<b>10.95</b>	<b>42.50</b>	<b>1.0</b>

Tabella 5.4 – Caratteristiche geometriche per verifiche con criterio di Tamez

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.

I parametri geotecnici utilizzati risultano:

Tipologia	Peso specifico (kN/mc)	Coesione (kPa)	Angolo di attrito (°)	K0 (-)
<b>Sezione tipo GD-B1</b>	<b>27</b>	<b>152.80</b>	<b>39.65</b>	<b>0.333</b>

Tabella 5.5 – Caratteristiche geotecniche per verifiche con criterio di Tamez

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".

Nella Tabella seguente viene riportato il calcolo del coefficiente di sicurezza FSF determinato con il metodo di Tamez (in assenza di interventi di stabilizzazione del fronte) per la zona in faglia e per il tratto a bassa copertura in morena. Il fattore minimo di sicurezza per la stabilità del fronte è pari a 1.1.

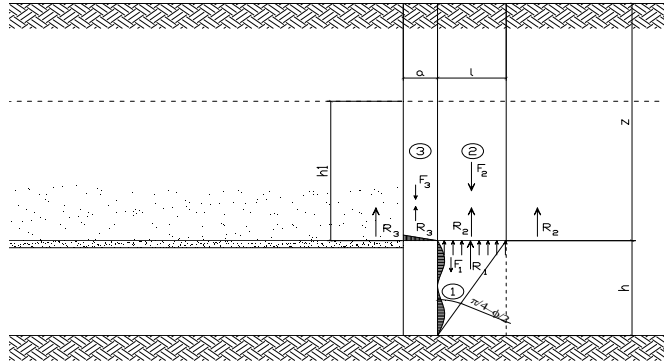
Sezione di studio	PK	H (m)	Formazione	Classe di scavo	FSF
<b>Sezione tipo GD-B1</b>	<b>5490 - 5510</b>	<b>42.50</b>	<b>Gneiss Faglia</b>	<b>V</b>	<b>4.53</b>

Tabella 5.6 – Sezioni analizzate della stabilità del fronte con Tamez in assenza di interventi

**TITOLO:** S.S. 38 LOTTO 4 NODO DI TIRANO  
**TITOLO1:** GALLERIA NATURALE IL DOSSO SEZIONE V IN FAGLIA  
 NESSUN CONSOLIDAMENTO AL FRONTE

GEOMETRIA:	NOM. VAR.	u.m.	VAL.
Larghezza dello scavo	b	m	15,20
Altezza dello scavo	h	m	10,95
Copertura di terreno sulla calotta	z	m	42,50
Distanza tra il fronte di scavo ed il sostegno	a	m	1,00
Profondità della falda dal piano campagna	w	m	100,00
Diametro equivalente	D	m	13,59

PARAMETRI GEOMECCANICI:			
Peso specifico del terreno	$\gamma$	kN/m <sup>3</sup>	27,00
Peso specifico dell'acqua	$\gamma_w$	kN/m <sup>3</sup>	10,00
Coesione drenata del terreno da scavare	$c'_1$	kPa	152,80
Coesione drenata del terreno da scavare con vtr	$c_1$	kPa	152,80
Coesione drenata del terreno sopra la calotta	$c_2$	kPa	152,80
Angolo d'attrito del terreno	$\phi$	°	38,65
Pressione di sostegno al fronte	p	kPa	0,00
Coefficiente di spinta attiva	$k_a = \sigma_h / \sigma_v$	$k_a$	0,231
Coefficiente di spinta a riposo	$k_0 = \sigma_{h0} / \sigma_{v0}$	$k_0$	0,333
Pressione interstiziale	u	kPa	0,00



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

Tunnel profondi	per $z/D \geq 3$	$z/D = 3,13$	$h_1$	m	25,84
Tunnel superficiali	per $z/D < 3$		<b>TUNNEL PROFONDO</b>		
Profondità del cuneo frontale			l	m	5,26
$l = h \cdot \tan(\pi/4 - \phi/2)$					

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

$$\tau_{m2} = c_2 + \frac{k_0}{2} \cdot \left[ w \cdot \gamma + (z - h_1 - w) \cdot (\gamma - \gamma_w) + \frac{34 \cdot c_1}{\sqrt{k_0}} - \frac{(\gamma - \gamma_w) \cdot h}{2} \right]$$

$$\tau_{m3} = c_2 + 0,25 \cdot [w \cdot \gamma + (z - h_1 - w) \cdot (\gamma - \gamma_w)] - u \cdot \tan \phi$$

$$\tau_{m2} = c_2 + \frac{k_0}{2} \cdot \left[ \frac{34 \cdot c_1}{\sqrt{k_0}} - \frac{(\gamma - \gamma_w) \cdot h}{2} \right]$$

$$\tau_{m3} = c_2$$

**Nel caso in oggetto:**

$\tau_{m2}$	kPa	530,93
$\tau_{m3}$	kPa	409,35

**Fattore di sicurezza rispetto al collasso del fronte scavo:**

$$FSF = \frac{\left[ \frac{2 \cdot (\tau_{m2} - \tau_{m3})}{\left(1 + \frac{a}{l}\right)^2} + 2 \cdot \tau_{m3} \right] \cdot \frac{h_1}{b} + \frac{2 \cdot \tau_{m3}}{\left(1 + \frac{a}{l}\right) \cdot \sqrt{k_0}} \cdot \frac{h_1}{h} + \frac{34 \cdot c_2}{\left(1 + \frac{a}{l}\right)^2 \cdot \sqrt{k_0}}}{\left[ 1 + \frac{2 \cdot h}{3 \cdot z \cdot \left(1 + \frac{a}{l}\right)^2} \right] \cdot [\gamma \cdot z - p]} = 4,53$$

$$FS3 = \frac{2 \cdot \tau_{m3}}{\gamma \cdot z - P_1} \cdot \left( \frac{h_1}{b} \right) \cdot \left( 1 + \frac{b}{a} \right) = 19,65$$

### 5.3.4 Commento alle analisi

Le analisi effettuate in **Classe III e in Classe IV**, sia per sezione corrente e sia per sezione in piazzola di sosta, mostrano chiaramente un comportamento assimilabile alla **categoria A**.

L'analisi in **zona di faglia** (Classe V) mostra una situazione di sostanziale stabilità sia con riferimento al fronte che al cavo. 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 del fronte di scavo. Inoltre, dato che l'intensa fratturazione dell'ammasso comporta un grado di permeabilità elevato, il rischio di infiltrazioni in galleria sarà limitato attraverso l'effetto impermeabilizzante esercitato dalla messa in opera di un consolidamento al contorno del cavo.

Sezione di studio	PK	H (m)	Formazione	Classe di scavo	Categoria
1	5270 - 5420	37.50	Gneiss	IV	A
3	5420 - 5480	41.50	Gneiss	III	A
4	5480-5490	42.50	Gneiss	IV	A
5	5490 - 5510	42.50	Gneiss Faglia	V	B
6	5520 - 6010	91.50	Gneiss	III	A
8	6010 – 6048.26	30.50	Gneiss	IV	A

Tabella 5.7 – Categoria di comportamento per le sezioni di studio

Si ritiene pertanto necessario adottare nelle zone in cui il comportamento allo scavo è di tipo B o C interventi di consolidamento del fronte allo scopo di controllare la risposta deformativa del fronte e il detensionamento dell'ammasso.

Per la sezione di scavo in classe V in faglia l'intervento di precontenimento del fronte viene realizzato con elementi strutturali in vetroresina (VTR) che, realizzando un irrigidimento del nucleo d'avanzamento, prevengono i fenomeni di estrusione e mantengono i conseguenti fenomeni deformativi entro valori tali da mantenere l'ammasso il più possibile in campo elastico.

Per la Sezione in Classe V in morena si prevede invece un intervento di preconsolidamento del fronte di scavo mediante colonne in jet-grouting armate con tubi in VTR.

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

### 5.3.5 Dimensionamento degli interventi di stabilizzazione del fronte - Classe V in faglia.

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:

$$T_N = 0,5 \times B \times L_o \times p_1 \quad \text{dove:}$$

B = diametro di perforazione (0.13m);

$L_0 = (4 \times E_{vtr} \times I / Et)^{0,25}$  lunghezza libera d'inflessione:

$p_1$  = pressione limite di rottura del terreno (1500 kPa da valori sperimentali).

La resistenza alla rottura per trazione risulta:

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

$A_{vtr}$  = area dell'elemento strutturale:

$\sigma_y$  = tensione di calcolo dell'elemento strutturale allo SLU pari a 500 MPa.

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

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

$\tau_{c1}$  = aderenza tra malta e terreno ricavato in base agli studi di Bustamente per rocce alterate e frammentate considerando  $\sigma_c = 30$  MPa dello Gneiss e ottenendo un valore di aderenza pari a 0.35 MPa.

$L$  = lunghezza di trasferimento pari a 8.0 m.

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

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

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

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

$L$  = lunghezza di trasferimento pari a 8.0 m.

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

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

Utilizzando 48 elementi strutturali in un fronte di scavo pari a 145 mq, si ottiene una area di influenza del consolidamento pari a 3.02.

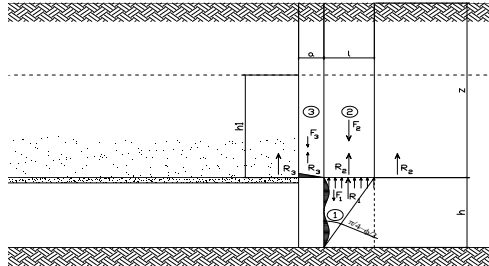
La pressione di contenimento ottenuta risulta quindi pari a 259.86 kPa, ottenendo un coefficiente di sicurezza pari a  $FSF = 5.86$ .

TITOLO: S.S. 38 LOTTO 4 NODO DI TIRANO  
 TITOLO1: GALLERIA NATURALE IL DOSSO SEZIONE V IN FAGLIA  
 48 VTR DI CONSOLIDAMENTO AL FRONTE

DATA:	NOM. VAR.	u.m.	VAL.
Diametro del tubo in vtr	D	m	0,06
Diametro della perforazione	B	m	0,13
Area del tubo in vtr	A	m <sup>2</sup>	1,57E-03
Momento d'inerzia della sezione del tubo in vtr	J	m <sup>4</sup>	5,2000E-07
Modulo di elasticità del tubo in vtr	E	kPa	30000000
Tensione di snervamento del tubo in vtr	s <sub>y</sub>	kPa	500000
Modulo di deformabilità del terreno	E <sub>t</sub>	kPa	803000
Pressione limite di rottura del terreno	p <sub>t</sub>	kPa	1,50E+03
Aderenza guaina-terreno	τ <sub>c1</sub>	kPa	350
Aderenza vtr-guaina	τ <sub>c2</sub>	kPa	1690
Area di scavo	A <sub>s</sub>	m <sup>2</sup>	145,00
Numero di vtr al fronte	N <sub>v</sub>		48
Area d'influenza del consolidamento	A <sub>i</sub>	m <sup>2</sup>	3,02
Lunghezza di trasferimento	L	m	8,00
Lunghezza d'inflessione: L <sub>0</sub> =(4E <sub>t</sub> J/E <sub>t</sub> ) <sup>1/2</sup>	L <sub>0</sub>	m <sup>4</sup>	0,09
Reazione limite di taglio: T <sub>n</sub> = 0,5 x B x L <sub>0</sub> x p <sub>t</sub> =	T <sub>n</sub>	kN	9,15
Reazione limite di trazione: T <sub>t</sub> = A x s <sub>y</sub> =	T <sub>t</sub>	kN	785,00
Reazione allo sfilamento guaina terreno: T <sub>c1</sub> = π x B x τ <sub>c1</sub> x L =	T <sub>c1</sub>	kN	1143,54
Reazione allo sfilamento vtr-guaina: T <sub>c2</sub> = π x D x τ <sub>c2</sub> x L =	T <sub>c2</sub>	kN	2548,46
Incremento di pressione equivalente: D <sub>e</sub>	D <sub>e</sub>	kPa	3,03
Pressione equivalente di contenimento: p	p	kPa	259,86

GEOMETRIA:	NOM. VAR.	u.m.	VAL.
Larghezza dello scavo	b	m	15,20
Altezza dello scavo	h	m	10,95
Copertura di terreno sulla calotta	z	m	42,50
Distanza tra il fronte di scavo ed il sostegno	a	m	1,00
Profondità della falda dal piano campagna	w	m	100,00
Diametro equivalente	D	m	13,59

PARAMETRI GEOMECCANICI:			
Peso specifico del terreno	γ	kN/m <sup>3</sup>	27,00
Peso specifico dell'acqua	γ <sub>w</sub>	kN/m <sup>3</sup>	10,00
Coesione drenata del terreno da scavare	c' <sub>1</sub>	kPa	152,80
Coesione drenata del terreno da scavare con vtr	c <sub>1</sub>	kPa	155,83
Coesione drenata del terreno sopra la calotta	c <sub>2</sub>	kPa	152,80
Angolo d'attrito del terreno	φ	°	38,65
Pressione di sostegno al fronte	p	kPa	259,86
Coefficiente di spinta attiva	k <sub>a</sub> =σ <sub>v</sub> /σ <sub>v</sub>	k <sub>a</sub>	0,231
Coefficiente di spinta a riposo	k <sub>0</sub> =σ <sub>h</sub> /σ <sub>v0</sub>	k <sub>0</sub>	0,333
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 =	3,13	=====	h <sub>t</sub>	m
					25,84
Tunnel superficiali	per z/D < 3				TUNNEL PROFONDO
Profondità del cuneo frontale	l	m			5,26
l = h x tan(π/4 - φ/2)					

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

$$\tau_{m2} = c_2 + \frac{k_0}{2} \left[ w \cdot \gamma + (z - h - w) \cdot (\gamma - \gamma_w) + \frac{3,4 \cdot c_2}{\sqrt{k_0}} \cdot \frac{(\gamma - \gamma_w) \cdot h}{2} \right]$$

$$\tau_{m3} = c_2 + 0,25 \cdot [w \cdot \gamma + (z - h - w) \cdot (\gamma - \gamma_w) - u] \cdot \tan \phi$$

$$\tau_{m2} = c_2 + \frac{k_0}{2} \left[ \frac{3,4 \cdot c_2}{\sqrt{k_0}} \cdot \frac{(\gamma - \gamma_w) \cdot h}{2} \right]$$

$$\tau_{m3} = c_2$$

Nel caso in oggetto:

τ <sub>m2</sub>	kPa	534,50
τ <sub>m3</sub>	kPa	409,35

Fattore di sicurezza rispetto al collasso del fronte scavo:

$$FSF = \frac{2 \cdot (\tau_{m3} - \tau_{m2}) + 2 \cdot \tau_{m3} \cdot \frac{h}{b} + \frac{2 \cdot \tau_{m3}}{(1 + \frac{a}{l}) \cdot \sqrt{k_0}} \cdot \frac{h}{b} + \frac{3,4 \cdot c_2}{(1 + \frac{a}{l}) \cdot \sqrt{k_0}}}{1 + \frac{2 \cdot h}{3 \cdot z \cdot (1 + \frac{a}{l})}} \cdot [\gamma \cdot z - p] = 5,86$$

$$FS3 = \frac{2 \cdot \tau_{m3}}{\gamma \cdot z - p} \cdot \left( \frac{h}{b} \right) \cdot \left( 1 + \frac{b}{a} \right) = 25,40$$

**6 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.

**6.1 SEZIONE TIPO GD-A1**

La sequente sezione tipo presenta un campo di applicazione: in presenza di un ammasso roccioso al contorno della cavità con comportamento sostanzialmente elastico o pseudo-elastico (Ammasso in Gneiss in Classe III).

Sono previsti i seguenti principali interventi:

- (eventuali) 2+2 drenaggi in avanzamento  $L=30.00$  m con sovrapposizione  $10.00$  m;
- scavo a piena sezione con esplosivo con sfondi di profondità massima di  $4.50$  m;
- spritz-beton fibrorinforzato  $sp=5+10$  cm da eseguirsi a ridosso del fronte di scavo;
- bullonatura radiale con  $14+15$  bulloni tipo Swellex Mn24 di  $L=6.0$  m di lunghezza eseguiti con passo trasversale di  $1.50$  m e longitudinale di  $1.00$  m e disposti in raggiera alternate messe in opera a una distanza massima dal fronte di scavo di  $9.0$  m;
- getto dell'arco rovescio di  $60$  cm di spessore da eseguirsi entro la distanza massima dal fronte di  $45.0$  m;
- impermeabilizzazione costituita da tessuto non tessuto e manto in PVC;
- rivestimento interno costituito da un getto in calcestruzzo, di spessore variabile trasversalmente a partire da un valore minimo in chiave di calotta di  $0.50$  m da eseguirsi a una distanza non vincolata rispetto al fronte di scavo.

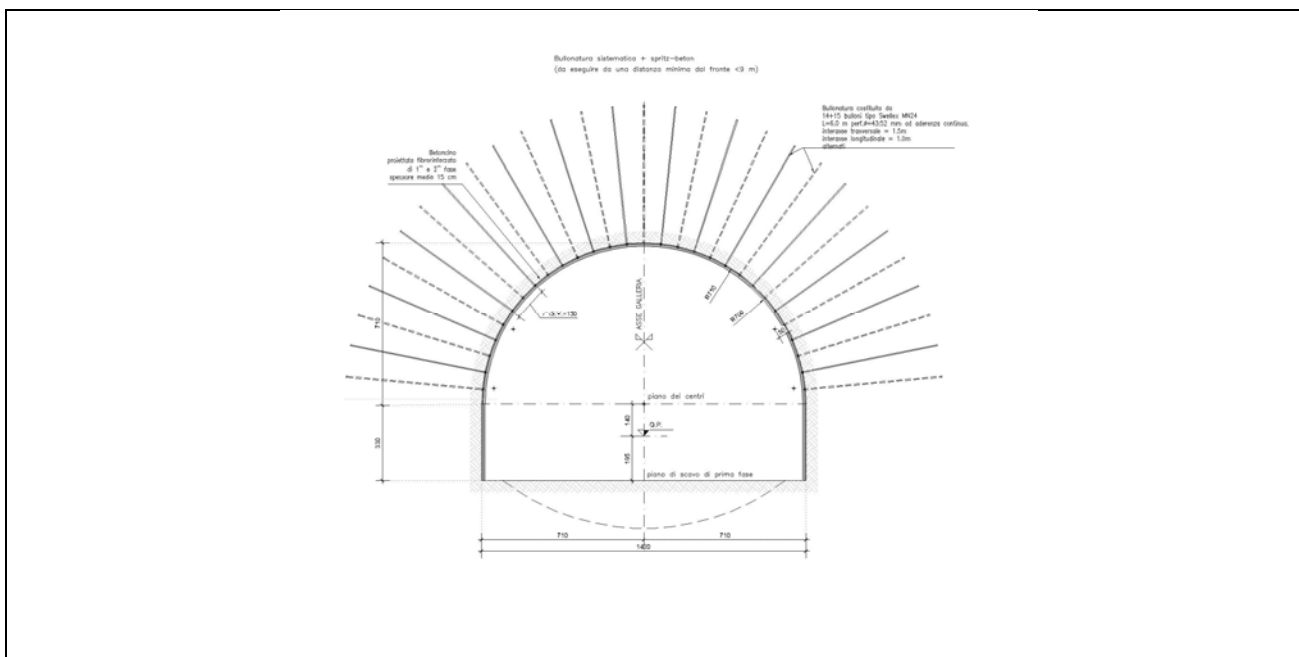


Figura 6.1 – Sezione di scavo tipo GD -A1- Sezione trasversale

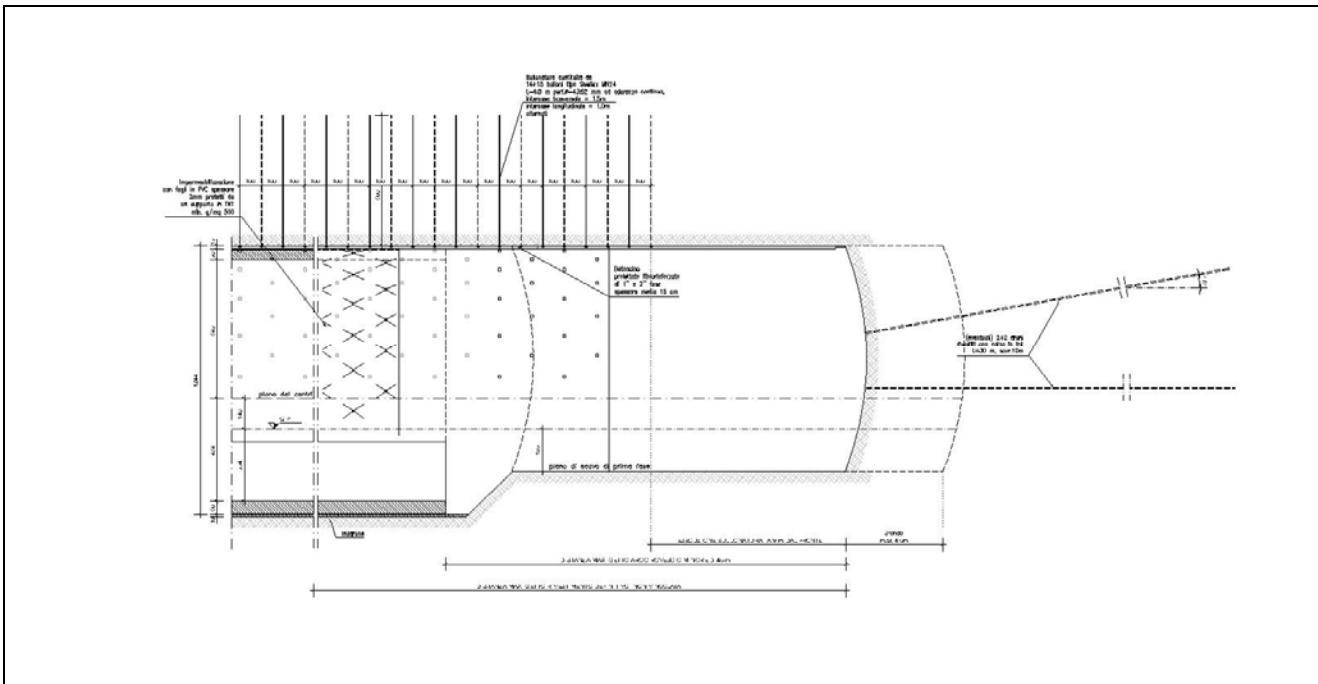


Figura 6.2 – Sezione di scavo tipo GD-A1 - Sezione longitudinale

## 6.2 SEZIONE TIPO GD-A2

La seguente sezione tipo presenta un campo di applicazione: in presenza di ammasso roccioso al contorno della cavità con comportamento elasto-plastico, con fronte stabile e stato di incipiente tendenza all'instabilità della cavità non rivestita (Ammasso in Gneiss in Classe IV).

Sono previsti i seguenti principali interventi:

- (eventuali) 2+2 drenaggi in avanzamento  $L=30.00$  m, sovrapposizione  $10.00$  m;
- scavo a piena sezione con martellone e/o esplosivo con sfondi di profondità massima di  $1.00$  m;
- rivestimento di prima fase costituito da spritz-beton fibrorinforzato  $sp=5+25$  cm e da centine metalliche 2IPE180 con passo  $1.00$  m;
- bullonatura radiale con  $17+18$  bulloni tipo Swellex Mn24 di  $L=6.0$  m di lunghezza eseguiti con passo trasversale di  $1.50$  m e longitudinale di  $1.00$  m e disposti in raggiera alternate in mezzo alle centine e messe in opera a una distanza massima dal fronte di scavo di  $10.0$  m;
- getto dell'arco rovescio di  $70$  cm di spessore da eseguirsi entro la distanza massima dal fronte di  $45.0$  m;
- impermeabilizzazione costituita da tessuto non tessuto e manto in PVC;
- rivestimento interno costituito da un getto in calcestruzzo, di spessore variabile trasversalmente a partire da un valore minimo in chiave di calotta di  $0.60$  m da eseguirsi a una distanza non vincolata rispetto al fronte di scavo.

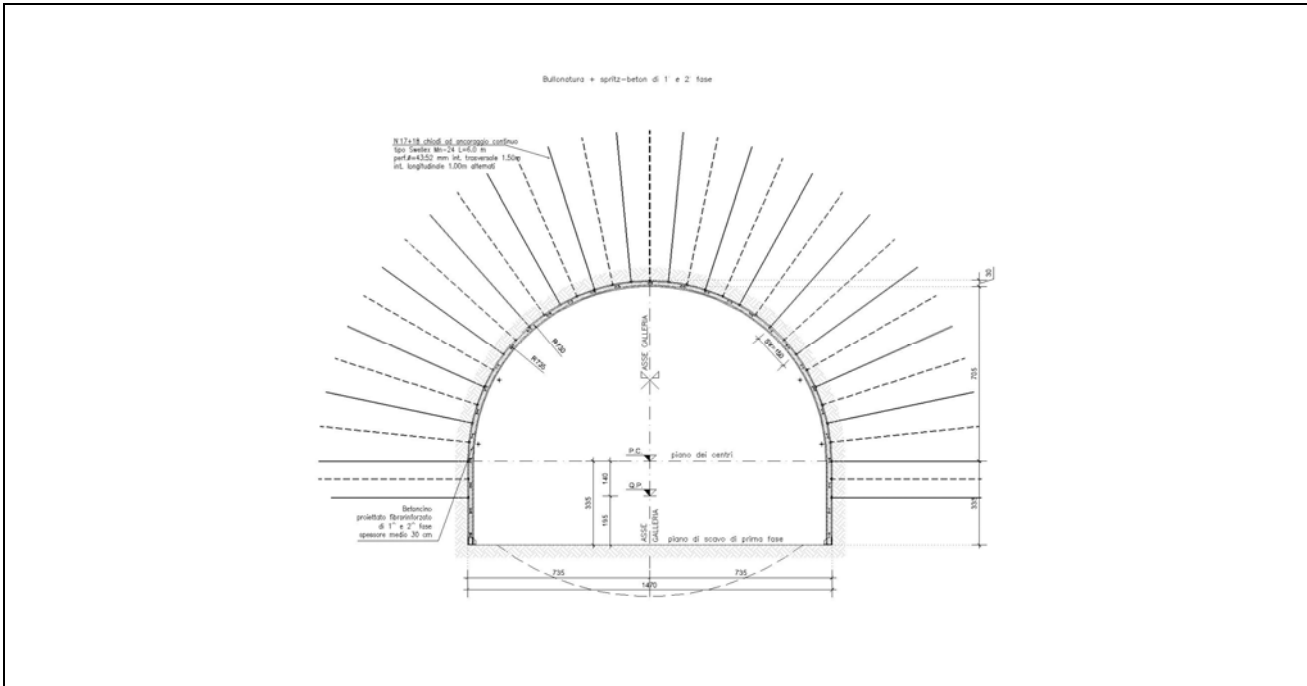


Figura 6.3 – Sezione di scavo tipo GD-A2 - Sezione trasversale

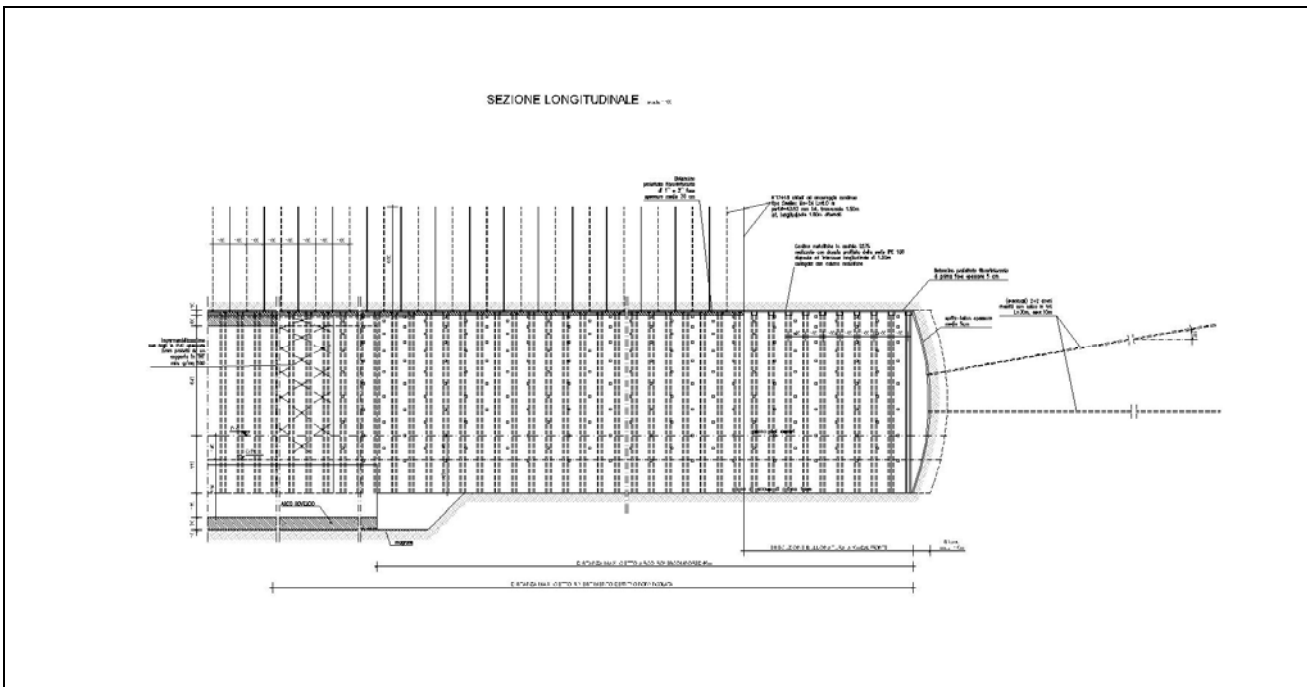


Figura 6.4 – Sezione di scavo tipo GD-A2 - Sezione longitudinale

### 6.3 SEZIONE TIPO GD-B1 IN FAGLIA

La seguente sezione tipo presenta un campo di applicazione: in presenza di ammasso roccioso al contorno della cavità con comportamento elasto-plastico, con stato di incipiente tendenza all'instabilità del fronte e della cavità non rivestita (Ammasso in Gneiss in Classe V in faglia).

Sono previsti i seguenti principali interventi:

- 2+2 drenaggi in avanzamento L=30.00 m, sovrapposizione 10.00 m;



- preconsolidamento dell'ammasso al contorno mediante n. 28+29 tubi in VTR  $\Phi$  60/40, valvolati (1valv\m) e cementati in foro con miscele cementizie perforazione 130 mm, lunghezza L=18.00 m, campo utile 10.0 m e sovrapposizione 8.00 m;
- preconsolidamento del fronte di scavo con n. 48 tubi in VTR  $\Phi$  60/40, valvolati (1valv\m) e cementati in foro con miscele cementizie perforazione 130 mm, lunghezza L=18.00 m, campo utile 10 m e sovrapposizione 8.00 m;
- preconsolidamento al piede centina con 6+6 tubi in VTR  $\Phi$  60/40, valvolati (1valv\m) e cementati in foro con miscele cementizie perforazione 130 mm, lunghezza L=18.00 m, campo utile 10 m e sovrapposizione 8.00 m;
- scavo a piena sezione con mezzi meccanici con sfondi di profondità massima di 1.00 m;
- rivestimento di prima fase costituito da spritz-beton fibrorinforzato sp=25 cm e da centine metalliche 2IPE180 con passo 1.00 m;
- bullonatura in avanzamento di L=9.00 m di lunghezza, eseguita con passo trasversale di 1.20 m e passo longitudinale di 1.00 m, con 12+13 bulloni autoperforanti tipo R38N aventi resistenza allo snervamento > 400 kN eseguiti con inclinazione longitudinale di 45° a una distanza massima di 1.0 m dal fronte di scavo;
- getto dell'arco rovescio di 100 cm di spessore da eseguirsi entro la distanza massima dal fronte di 10.0 m;
- impermeabilizzazione costituita da tessuto non tessuto e manto in PVC;
- rivestimento interno costituito da un getto in calcestruzzo, di spessore variabile trasversalmente a partire da un valore minimo in chiave di calotta di 0.90 m da eseguirsi a una distanza di 30.0 m rispetto al fronte di scavo.

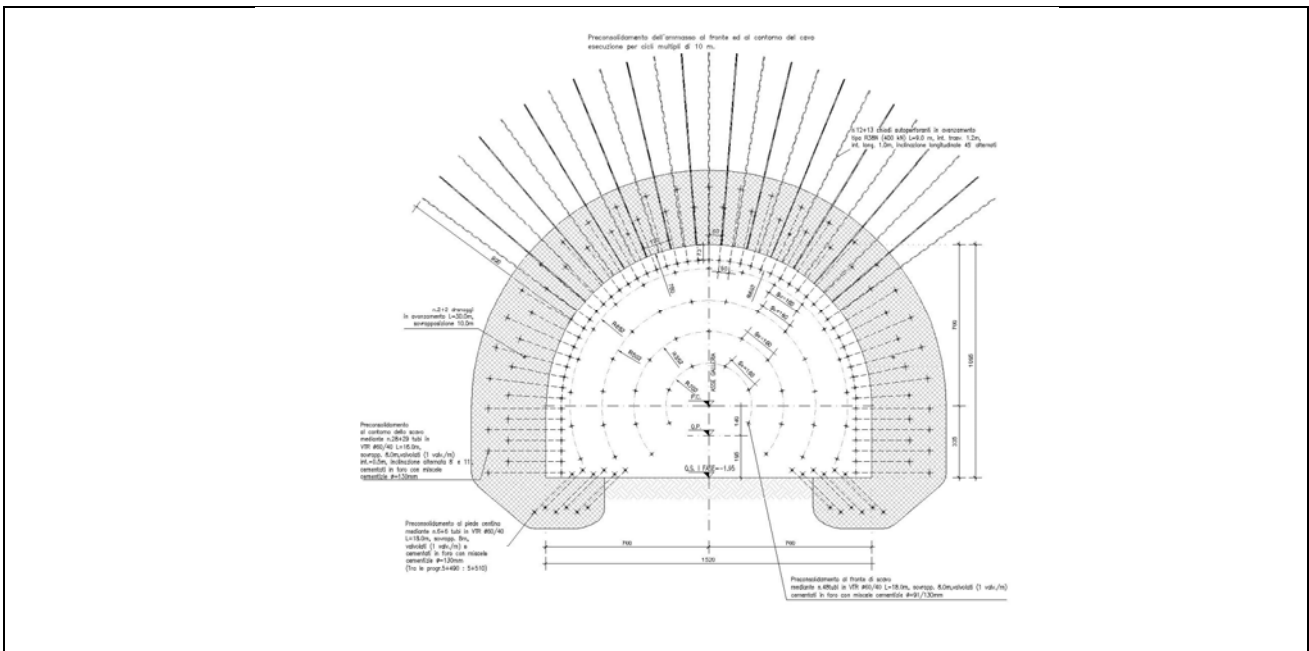


Figura 6.5 – Sezione di scavo tipo GD-B1 IN FAGLIA - Sezione trasversale

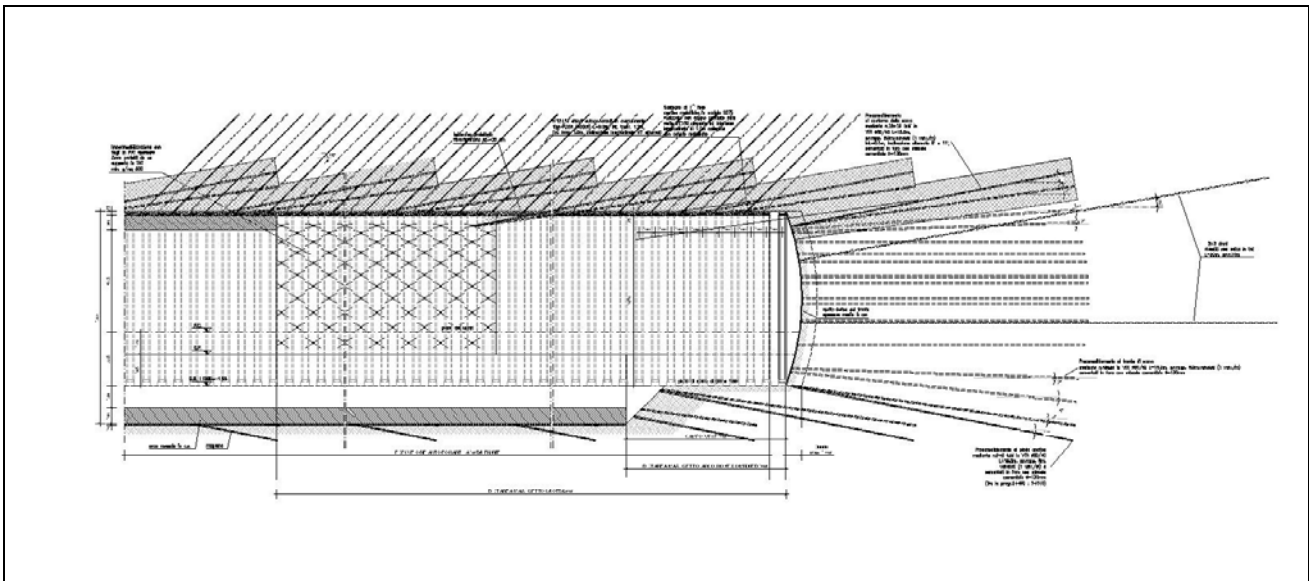


Figura 6.6 – Sezione di scavo tipo GD-B1 IN FAGLIA - Sezione longitudinale

#### 6.4 SEZIONE TIPO GD-B2

La sequente sezione tipo presenta un campo di applicazione: in presenza di ammasso roccioso al contorno della cavità con comportamento elasto-plastico, con fronte stabile e stato di incipiente tendenza all'instabilità della cavità non rivestita (Ammasso in Fascia di alterazione dello Gneiss sul fronte in Classe IV e Formazione morenica sopra calotta).

Sono previsti i seguenti principali interventi:

- (eventuali) 2+2 drenaggi in avanzamento L=30.00 m, sovrapposizione 10.00 m;
- preconsolidamento dell'ammasso al contorno mediante n. 21+22 tubi in VTR  $\Phi$  60/40, valvolati (1valv/m) e cementati in foro con miscele cementizie perforazione 130 mm, lunghezza L=18.00 m, campo utile 10.0 m e sovrapposizione 8.00 m;
- preconsolidamento del fronte di scavo con n. 34 tubi in VTR  $\Phi$  60/40, valvolati (1valv/m) e cementati in foro con miscele cementizie perforazione 130 mm, lunghezza L=18.00 m, campo utile 10 m e sovrapposizione 8.00 m;
- scavo a piena sezione con mezzi meccanici con sfondi di profondità massima di 1.00 m;
- rivestimento di prima fase costituito da spritz-beton fibrorinforzato sp=25 cm e da centine metalliche 2IPE180 con passo 1.00 m;
- bullonatura in avanzamento di L=9.00 m di lunghezza, eseguita con passo trasversale di 1.20 m e passo longitudinale di 1.00 m, con 12+13 bulloni autoperforanti tipo R38N aventi resistenza allo snervamento > 400 kN eseguiti con inclinazione longitudinale di 45° a una distanza massima di 1.0 m dal fronte di scavo;
- getto dell'arco rovescio di 100 cm di spessore da eseguirsi entro la distanza massima dal fronte di 45.0 m;
- impermeabilizzazione costituita da tessuto non tessuto e manto in PVC;
- rivestimento interno costituito da un getto in calcestruzzo, di spessore variabile trasversalmente a partire da un valore minimo in chiave di calotta di 0.90 m da eseguirsi a una distanza non vincolata rispetto al fronte di scavo.

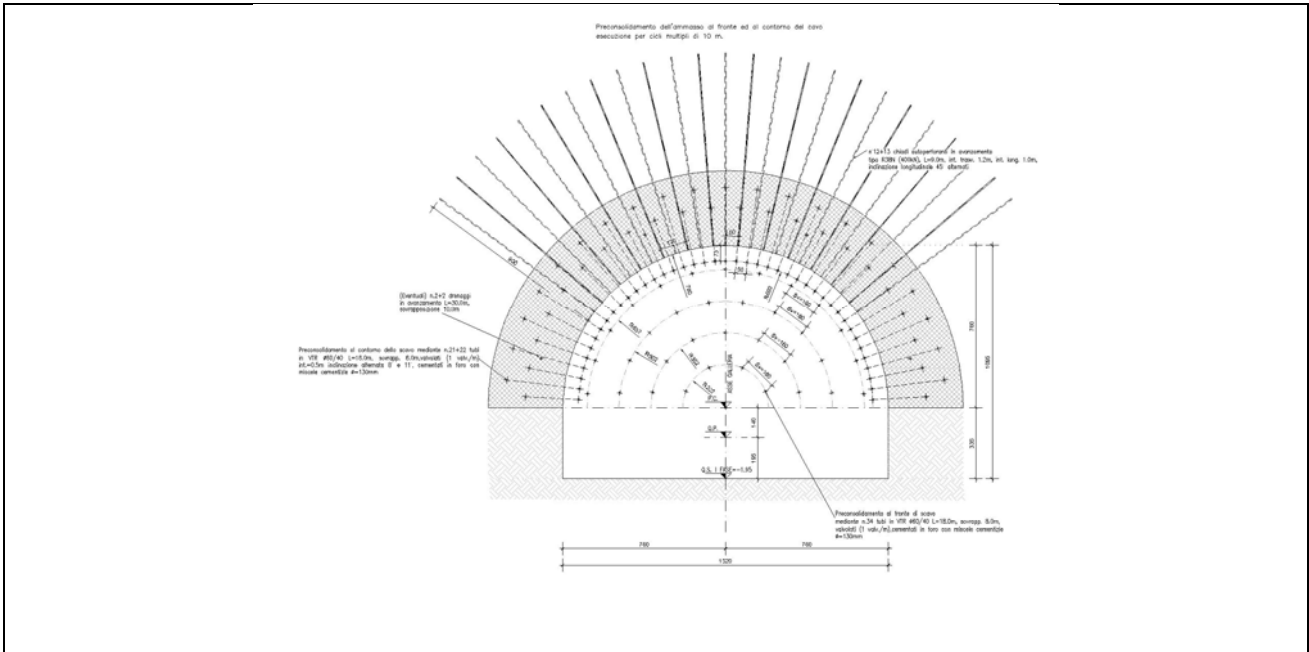


Figura 6.7 – Sezione di scavo tipo GD-B2 - Sezione trasversale

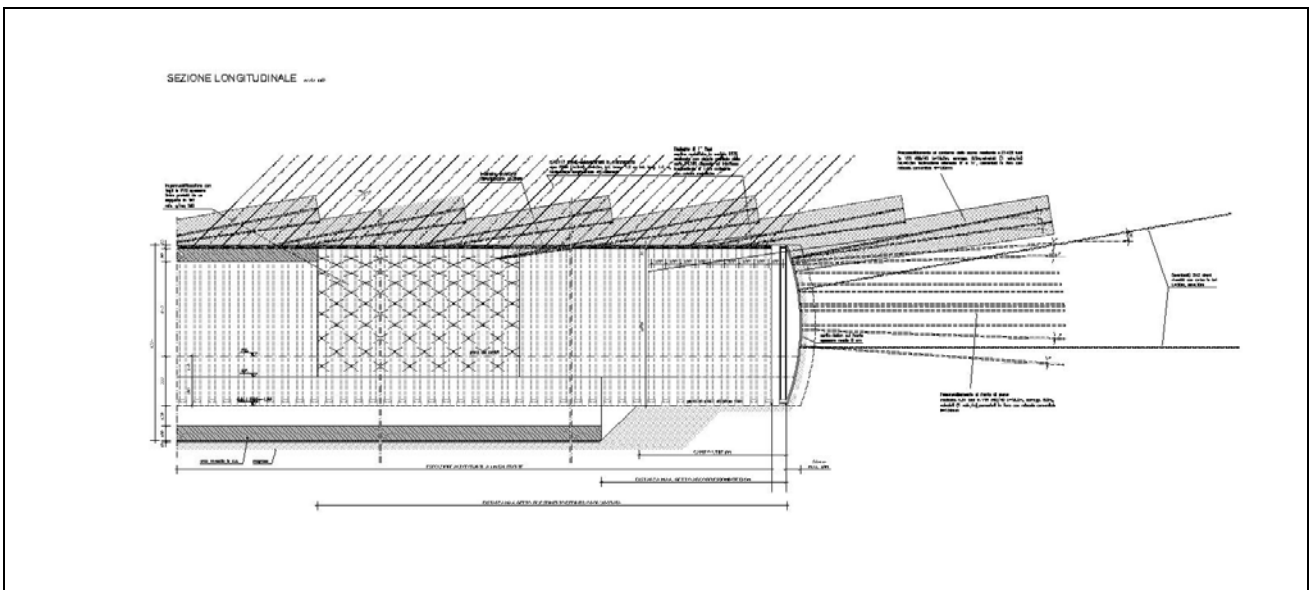


Figura 6.8 – Sezione di scavo tipo GD-B2 - Sezione longitudinale

## 7 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 distanza 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.

Dato che la galleria verrà realizzata al disotto di un pendio, si è cercato di ricostruire lo stato di sforzo preesistente allo scavo che è condizionato dalla presenza del pendio stesso, utilizzando la metodologia di analisi proposta da Hoek [19].

Nei modelli di calcolo più superficiali si è generato in una prima fase lo stato di sforzo con il piano di campagna orizzontale e quindi si è scavato il pendio per ottenere la distribuzione delle tensioni preesistenti alla realizzazione della galleria. Gli spostamenti vengono contestualmente azzerati da questa fase di calcolo in poi.

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.

La verifica strutturale del rivestimento definitivo è stata anche condotta utilizzando "il metodo delle reazioni iperstatiche", perché maggiormente cautelativo in termini di sollecitazioni.

### 7.1 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 quadrilatere (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.

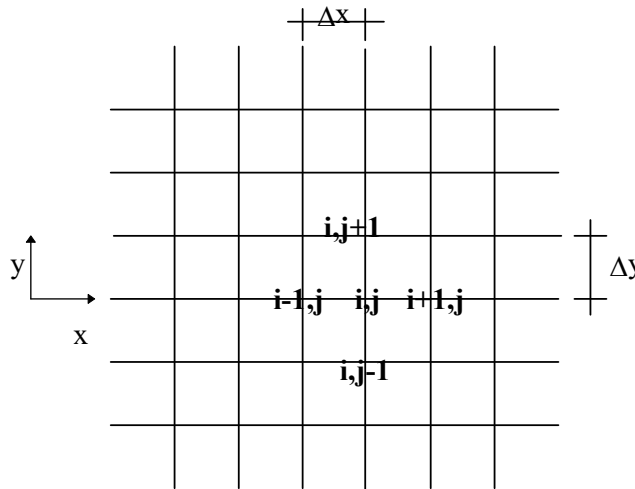
Con riferimento alla figura seguente, può assumersi ad un certo istante  $t$  una delle seguenti equivalenze:

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

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

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

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.

## 7.2 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.

Nelle analisi delle sezioni ad alta copertura è stata considerata la curva di deconfinamento di Panet [15] per mezzo elastico-lineare, in quanto la risposta del mezzo allo scavo in queste condizioni di copertura e di ammasso è di tipo elastico.

Anche nelle analisi delle sezioni a bassa copertura è stata assunta la curva di deconfinamento di Panet [15] per mezzo elastico-lineare, poiché ritenuta cautelativa ai fini della determinazione delle sollecitazioni agenti sul rivestimento.

## 7.3 VALUTAZIONE DEGLI INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO AL CONTORNO

Nelle sezioni tipo GD-B1 e GD-B2 vengono impiegati interventi di preconsolidamento al contorno di scavo, mediante elementi in VTR.

Il materiale consolidato è caratterizzato dallo stesso modello costitutivo assunto per l’ammasso originario. L’effetto dell’intervento di consolidamento del cavo viene considerato attraverso l’incremento della resistenza al taglio del materiale interessato dal trattamento mentre a favore di sicurezza si trascura l’incremento della rigidità.

L’incremento della resistenza al taglio viene valutato come incremento di coesione, in analogia a quanto proposto da Hoek [19].

Per il calcolo della coesione equivalente si considera una porzione di zona consolidata, avente dimensione longitudinale di 1.0 m e si imposta un processo di medie pesate con riferimento all’area ed alla resistenza di ogni singolo componente in questione (ammasso, VTR), ottenendo:

$$- C_{\text{equivalente}} = (C_{\text{terreno}} A_{\text{terreno}} + T_{\text{VTR}} A_{\text{VTR}}) / A_{\text{terreno}} \quad \text{dove:}$$

- $C_{\text{terreno}}$  = coesione dell’ammasso roccioso;
- $A_{\text{terreno}}$  = porzione di terreno trattato;
- $T_{\text{VTR}}$  = resistenza a taglio del VTR;
- $A_{\text{VTR}}$  = sezione resistente del VTR all’interno del terreno trattato.
- $C_{\text{equivalente}}$  = incremento di coesione nell’ammasso trattato.

## 7.4 VERIFICA DEL PRERIVESTIMENTO

Le caratteristiche geometriche delle sezioni resistenti sono assegnate attribuendo agli elementi trave valori di spessore e di modulo elastico ricavati uguagliando rigidità normale e tangenziale del sistema reale, composto da centine e spritz, con rigidità 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).

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

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

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:

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

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

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 sottterraneo" 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.

## 7.5 VERIFICA DEI RIVESTIMENTI DEFINITIVI

Per il calcolo a lungo termine del sistema di carichi verticali ed orizzontali gravanti sui rivestimenti definitivi, si impiega il metodo delle reazioni iperstatiche perché maggiormente cautelativo, in termini di sollecitazioni massime sul rivestimento definitivo, rispetto alle analisi FEM.

### Carichi verticali

I criteri impiegati per la determinazione dei carichi verticali agenti sul rivestimento della galleria sono i seguenti:

- **formazioni rocciose:** correlazione di Bieniawski, in funzione dell'indice RMR;
- **rocce tenere e terreni:** correlazione di Terzaghi, in funzione di c e  $\Phi$ .

#### **Correlazione di Bieniawski per formazioni rocciose**

- Per  $H \leq D$  (H = copertura e D = diametro equivalente della galleria)  
 $P_v = \gamma H$
- Per  $H > D$  (H = copertura e D = diametro equivalente della galleria)  
 $P_v = \gamma b (100 - RMR)/100$

Con:

$\gamma$  = peso di volume dell'ammasso;

b = larghezza della galleria;

RMR = Rock Mass Rating di Bieniawski.

#### **Correlazione di Terzaghi per rocce tenere e terreni**

- Per  $H \leq B$  (H = copertura e B = dimensione caratteristica della galleria)  
 $P_v = \gamma H$
- Per  $B < H \leq 2.5 B$  (H = copertura e B = dimensione caratteristica della galleria)

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

assumendo come valore minimo  $P_v = \gamma B$ .

- Per  $H > 2.5 B$  (H = copertura e B = dimensione caratteristica della galleria)

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

Con:

$$B = b + 2 \cdot h \cdot tg \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right)$$

$\gamma$  = peso di volume del terreno;

h = altezza della galleria;

b = larghezza della galleria;

c = coesione;

$\Phi$  = angolo di attrito del terreno.

### Carichi orizzontali

Le spinte orizzontali  $P_h$ , presenti a lungo termine e variabili con la profondità, sono state calcolate secondo la formula:

$$P_h = K_o \cdot P_v + K_o \cdot \gamma \cdot z$$

Con:

$\gamma$  = peso di volume del terreno;

$K_o$  = coefficiente di spinta a riposo;

$z$  = altezza di terreno dalla corona della calotta al punto più basso dell'arco rovescio.

### **Modello di calcolo**

Per il calcolo delle azioni interne è stato utilizzato il metodo delle reazioni iperstatiche, attraverso una modellazione numerica ad elementi finiti monodimensionali.

Il modello è stato impostato su una sezione di galleria di profondità unitaria (1m) e sulla schematizzazione in conci monodimensionali (elementi beam) dell'intero rivestimento.

Gli spessori delle varie aste, costituenti la struttura resistente, sono variabili in dipendenza dell'elemento strutturale (calotta, piedritto, arco rovescio) considerato.

Il peso proprio della struttura è calcolato assegnando al calcestruzzo non armato un peso di volume di 24 kN/m<sup>3</sup> ed a quello armato di 25 kN/m<sup>3</sup>.

Allo scopo di simulare l'interazione terreno-struttura vengono posti, in corrispondenza dei nodi del modello, delle aste radiali (bielle) la cui rigidità è determinata tenendo conto del modulo di reazione del terreno  $K$ .

Quest'ultimo è stato ottenuto, per le superfici curvilinee, tramite la formula di Galerkin:

$$K = E / [Req \cdot (1+\nu)] \quad [F/L^3]$$

essendo:

$E$  = modulo di deformabilità dell'ammasso;

$\nu$  = coefficiente di Poisson dell'ammasso;

$Req$  = raggio di curvatura equivalente della galleria.

Nella sezione tipo GD-B1, ai fini della determinazione del modulo di reazione  $K$  ai piedritti ed al di sotto delle murette, si è tenuto conto della presenza dell'intervento di consolidamento al contorno del cavo.

Le analisi sono state svolte ipotizzando che su ciascuna asta del modello agiscano i carichi distribuiti indicati nel capitolo relativo alle ipotesi di carico. Per mezzo delle analisi così impostate sono state calcolate le caratteristiche di sollecitazione agenti su ciascun elemento monodimensionale che schematizza la struttura di rivestimento.

## 8 VERIFICA DELLA SEZIONE DI SCAVO GD-A1

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 sono state svolte secondo le seguenti principali fasi di costruzione:

### - FASE1 – Geostatico

Si applicano le caratteristiche geomeccaniche dell'ammasso roccioso riferite a una Classe III di scavo per ricreare la situazione gravitativa iniziale con un ricoprimento tra il piano campagna e il piano dei centri della galleria di circa 97.0 m.

I parametri geotecnici presentano i seguenti valori:

angolo di attrito	$\phi = 63^\circ$
coesione drenata	$c = 1700 \text{ kPa}$
modulo di deformazione	$E = 22176 \text{ MPa}$
coefficiente di Poisson	$\nu = 0.25$

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

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

### - FASE 3 – Posa spritz beton a 4.50 m.

I calcoli sono svolti considerando una fase di scavo a piena sezione con sfondo massimo di 4.50 m e la posa del prerinvestimento formato da spritz-beton di 15 cm di spessore ( $E=20 \text{ GPa}$ ).

Spritz beton:	$A=0.15 \text{ m}^2$	$J=2.81e-4 \text{ m}^4$	$E=20 \text{ GPa}$
---------------	----------------------	-------------------------	--------------------

In questa fase si considera un rilassamento pari al 75.5% del carico litostatico.

### - FASE 4 – Maturazione spritz beton e chiodatura a 9.0 m.

Si considera la maturazione dello spritz beton ( $E=31 \text{ GPa}$ ) e la messa in opera della bullonatura radiale di 6.0 m di lunghezza formata da 14+15 bulloni ad aderenza continua tipo Swellex ad interasse di 1.0 m con carico di snervamento pari a 190 kN.

Spritz beton:	$A=0.15 \text{ m}^2$	$J=2.81e-4 \text{ m}^4$	$E=31 \text{ GPa}$
Bulloni.	$F_y = 190 \text{ kN}$	$s_{ad} = 149 \text{ kPa}$	$E=200 \text{ GPa}$

In questa fase si considera un rilassamento pari al 84.5% del carico litostatico.

### - FASE 5 – Getto dell'arco rovescio a 45 m.

Si procede con lo scavo e a 45 m dal fronte si prevede il getto dell'arco rovescio ( $E=20 \text{ GPa}$ ) di 60 cm di spessore.

Arco rovescio:	$A=0.60 \text{ m}^2$	$J=0.018 \text{ m}^4$	$E=20 \text{ GPa}$
----------------	----------------------	-----------------------	--------------------

In questa fase si considera un rilassamento pari al 98% del carico litostatico.

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

E' simulato il getto della calotta (E=15 GPa) e la completa maturazione dell'arco rovescio (E=31 GPa).

Arco rovescio:	A=0.60 m <sup>2</sup>	J=0.018 m <sup>4</sup>	E=31 GPa
Calotta.	A=0.50 m <sup>2</sup>	J=0.010 m <sup>4</sup>	E=15 GPa

Si considera un rilassamento pari al 99% del carico litostatico.

**- FASE 7 – Maturazione della calotta.**

Si considera la completa maturazione della calotta (E=31 GPa).

Calotta.	A=0.50 m <sup>2</sup>	J=0.010 m <sup>4</sup>	E=31 GPa
----------	-----------------------	------------------------	----------

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

**8.1 FASE 3 – VERIFICHE TENSIONALI SULLO SPRITZ BETON**

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

elementi beam da 1 a 64                      rappresentanti lo spritz beton.

Le sollecitazioni massime sullo spritz beton risultano:

elemento 64:                      N<sub>k</sub> = 52.42 kN                      M<sub>k</sub> = 0.09 kN m

La tensione massima sullo spritz beton allo SLU risulta:

$$\sigma_{SB} = \frac{52.42 \times 1.3}{0.15} = 453 \text{ kPa} < f_{cd}$$

\* FLAC log-file opened 28-Mar-19 16:21

FASE 3-GALLERIA DOSSO-SEZIONE GD-A1-Posa spritz-beton a 4.5m

From File :dos13.sav

Structural element data ...

Elem	ID	Nod1	Nod2	Prop		F-shear	F-axial	Mom-1	Mom-2
64	1	64	65	1	beam	-2.079E-01	5.242E+01	-9.779E-02	-6.418E-06
63	1	63	64	1	beam	2.125E-01	3.636E+01	7.285E-03	9.780E-02
62	1	62	63	1	beam	-8.810E-02	2.495E+01	-1.933E-02	-7.254E-03
61	1	61	62	1	beam	5.679E-02	2.867E+01	-2.174E-03	1.931E-02
60	1	60	61	1	beam	-1.361E-02	2.541E+01	-8.753E-03	2.161E-03
59	1	59	60	1	beam	9.704E-03	2.348E+01	-4.011E-03	8.766E-03
58	1	58	59	1	beam	-1.623E-03	2.218E+01	-4.816E-03	4.021E-03
57	1	57	58	1	beam	4.714E-03	2.123E+01	-2.540E-03	4.823E-03
56	1	56	57	1	beam	9.886E-03	2.118E+01	4.689E-04	2.514E-03
55	1	55	56	1	beam	-5.008E-03	2.003E+01	-1.040E-03	-4.713E-04
54	1	54	55	1	beam	-7.253E-03	2.034E+01	-4.628E-03	1.041E-03
53	1	53	54	1	beam	1.087E-03	1.976E+01	-4.130E-03	4.642E-03
52	1	52	53	1	beam	4.586E-02	1.956E+01	1.132E-02	4.126E-03
51	1	51	52	1	beam	-8.416E-02	1.895E+01	-1.699E-02	-1.136E-02
50	1	50	51	1	beam	7.048E-02	1.909E+01	1.361E-02	1.698E-02
49	1	49	50	1	beam	-8.118E-02	1.914E+01	-1.464E-02	-1.360E-02
48	1	48	49	1	beam	4.654E-02	1.912E+01	1.553E-03	1.464E-02
47	1	47	48	1	beam	2.914E-02	1.849E+01	1.192E-02	-1.533E-03
46	1	46	47	1	beam	-9.691E-02	1.824E+01	-2.260E-02	-1.193E-02
45	1	45	46	1	beam	9.719E-02	1.808E+01	1.205E-02	2.259E-02
44	1	44	45	1	beam	-2.687E-02	1.837E+01	2.484E-03	-1.206E-02
43	1	43	44	1	beam	-4.921E-02	1.891E+01	-1.462E-02	-2.494E-03
42	1	42	43	1	beam	8.347E-02	1.877E+01	1.441E-02	1.463E-02
41	1	41	42	1	beam	-6.913E-02	1.849E+01	-1.559E-02	-1.441E-02
40	1	40	41	1	beam	8.755E-02	1.793E+01	1.389E-02	1.560E-02
39	1	39	40	1	beam	-2.142E-02	1.900E+01	6.647E-03	-1.386E-02
38	1	38	39	1	beam	-6.557E-02	1.375E+01	-2.421E-02	-6.637E-03
37	1	37	38	1	beam	6.928E-02	1.534E+01	1.006E-02	2.420E-02

36	1	36	37	1	beam	-2.511E-02	1.578E+01	2.485E-03	-1.005E-02	-5
35	1	35	36	1	beam	1.658E-02	1.555E+01	7.471E-03	-2.476E-03	-5
34	1	34	35	1	beam	-4.149E-02	1.398E+01	-1.264E-02	-7.480E-03	-4
33	1	33	34	1	beam	3.557E-02	1.427E+01	4.809E-03	1.264E-02	-4
32	1	32	33	1	beam	-3.747E-02	1.360E+01	-1.357E-02	-4.807E-03	-4
31	1	31	32	1	beam	4.751E-02	1.467E+01	9.455E-03	1.358E-02	-4
30	1	30	31	1	beam	-2.932E-02	1.566E+01	6.328E-04	-9.467E-03	-5
29	1	29	30	1	beam	3.393E-02	1.568E+01	1.086E-02	-6.399E-04	-5
28	1	28	29	1	beam	-7.173E-02	1.530E+01	-2.462E-02	-1.085E-02	-5
27	1	27	28	1	beam	6.692E-02	1.377E+01	6.855E-03	2.463E-02	-4
26	1	26	27	1	beam	2.035E-02	1.898E+01	1.370E-02	-6.851E-03	-6
25	1	25	26	1	beam	-8.678E-02	1.791E+01	-1.555E-02	-1.367E-02	-5
24	1	24	25	1	beam	6.922E-02	1.849E+01	1.448E-02	1.556E-02	-6
23	1	23	24	1	beam	-8.385E-02	1.876E+01	-1.469E-02	-1.448E-02	-6
22	1	22	23	1	beam	4.963E-02	1.891E+01	2.536E-03	1.473E-02	-6
21	1	21	22	1	beam	2.660E-02	1.837E+01	1.201E-02	-2.534E-03	-6
20	1	20	21	1	beam	-9.706E-02	1.808E+01	-2.257E-02	-1.202E-02	-6
19	1	19	20	1	beam	9.677E-02	1.824E+01	1.191E-02	2.258E-02	-6
18	1	18	19	1	beam	-2.901E-02	1.848E+01	1.565E-03	-1.191E-02	-6
17	1	17	18	1	beam	-4.640E-02	1.912E+01	-1.458E-02	-1.566E-03	-6
16	1	16	17	1	beam	8.086E-02	1.914E+01	1.357E-02	1.456E-02	-6
15	1	15	16	1	beam	-7.039E-02	1.908E+01	-1.699E-02	-1.356E-02	-6
14	1	14	15	1	beam	8.416E-02	1.894E+01	1.137E-02	1.698E-02	-6
13	1	13	14	1	beam	-4.615E-02	1.955E+01	-4.154E-03	-1.139E-02	-6
12	1	12	13	1	beam	-1.142E-03	1.974E+01	-4.668E-03	4.131E-03	-6
11	1	11	12	1	beam	7.566E-03	2.034E+01	-9.267E-04	4.668E-03	-6
10	1	10	11	1	beam	3.982E-03	2.002E+01	2.390E-04	9.622E-04	-6
9	1	9	10	1	beam	-8.873E-03	2.117E+01	-2.420E-03	-2.566E-04	-7
8	1	8	9	1	beam	-4.918E-03	2.121E+01	-4.786E-03	2.404E-03	-7
7	1	7	8	1	beam	1.732E-03	2.216E+01	-3.948E-03	4.797E-03	-7
6	1	6	7	1	beam	-9.890E-03	2.344E+01	-8.790E-03	3.942E-03	-7
5	1	5	6	1	beam	1.406E-02	2.535E+01	-1.974E-03	8.787E-03	-8
4	1	4	5	1	beam	-5.838E-02	2.856E+01	-1.958E-02	1.969E-03	-9
3	1	3	4	1	beam	8.795E-02	2.492E+01	6.923E-03	1.961E-02	-8
2	1	2	3	1	beam	-2.055E-01	3.603E+01	-9.472E-02	-6.915E-03	-1
1	1	1	2	1	beam	2.013E-01	5.162E+01	-1.610E-06	9.471E-02	-1

\* FLAC log-file closed 28-Mar-1

## 8.2 FASE 4 – VERIFICHE TENSIONALI SULLO SPRITZ BETON E SUI BULLONI

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

elementi beam da 1 a 64                      rappresentanti lo spritz beton.  
 elementi cable da 65 a 154                rappresentanti la bullonatura

Le sollecitazioni massime sullo spritz beton risultano:

elemento 64:                       $N_k = 64.67 \text{ kN}$                        $M_k = 0.11 \text{ kNm}$

La tensione massima sullo spritz beton allo SLU risulta:

$$\sigma_{SB} = \frac{64.67 \times 1.3}{0.15} = 560 \text{ kPa} < f_{cd}$$

Le sollecitazioni massime sui bulloni risultano:

elemento 125:                       $N_k = 0.779 \text{ kN}$

Il tiro massimo sui bulloni allo SLU risulta:

$$N_{sdu} = 1.01 \text{ kN} < F_{yd} = 180.95 \text{ kN}$$

\* FLAC log-file opened 28-Mar-19 16:24

FASE 4-GALLERIA DOSSO-SEZIONE GD-A1-Maturazione s.b. e chiodatura a 9.0m  
 From File :

Structural element data ...

Elem ID	Nod1	Nod2	Prop	F-shear	F-axial	Mom-1	Mom-2
---------	------	------	------	---------	---------	-------	-------

64	1	64	65	1	beam	-2.546E-01	6.467E+01	-1.198E-01	2.310E-07	-2
63	1	63	64	1	beam	2.598E-01	4.499E+01	8.671E-03	1.198E-01	-1
62	1	62	63	1	beam	-1.059E-01	3.099E+01	-2.329E-02	-8.672E-03	-9
61	1	61	62	1	beam	6.832E-02	3.553E+01	-2.677E-03	2.329E-02	-1
60	1	60	61	1	beam	-1.669E-02	3.152E+01	-1.076E-02	2.680E-03	-9
59	1	59	60	1	beam	1.198E-02	2.914E+01	-4.894E-03	1.076E-02	-9
58	1	58	59	1	beam	-2.104E-03	2.753E+01	-5.925E-03	4.895E-03	-8
57	1	57	58	1	beam	5.775E-03	2.635E+01	-3.128E-03	5.925E-03	-8
56	1	56	57	1	beam	1.295E-02	2.628E+01	7.819E-04	3.125E-03	-8
55	1	55	56	1	beam	-8.231E-03	2.486E+01	-1.702E-03	-7.817E-04	-7
54	1	54	55	1	beam	-6.946E-03	2.525E+01	-5.138E-03	1.703E-03	-7
53	1	53	54	1	beam	-6.707E-04	2.450E+01	-5.451E-03	5.136E-03	-7
52	1	52	53	1	beam	5.758E-02	2.424E+01	1.394E-02	5.453E-03	-7
51	1	51	52	1	beam	-1.022E-01	2.350E+01	-2.047E-02	-1.393E-02	-7
50	1	50	51	1	beam	8.520E-02	2.362E+01	1.651E-02	2.047E-02	-7
49	1	49	50	1	beam	-1.003E-01	2.369E+01	-1.838E-02	-1.651E-02	-7
48	1	48	49	1	beam	6.037E-02	2.365E+01	2.616E-03	1.839E-02	-7
47	1	47	48	1	beam	3.280E-02	2.283E+01	1.431E-02	-2.617E-03	-7
46	1	46	47	1	beam	-1.188E-01	2.253E+01	-2.803E-02	-1.431E-02	-7
45	1	45	46	1	beam	1.215E-01	2.228E+01	1.528E-02	2.803E-02	-6
44	1	44	45	1	beam	-3.523E-02	2.261E+01	2.720E-03	-1.528E-02	-7
43	1	43	44	1	beam	-6.051E-02	2.324E+01	-1.833E-02	-2.721E-03	-7
42	1	42	43	1	beam	1.044E-01	2.296E+01	1.800E-02	1.833E-02	-7
41	1	41	42	1	beam	-8.653E-02	2.266E+01	-1.956E-02	-1.800E-02	-7
40	1	40	41	1	beam	1.051E-01	2.190E+01	1.584E-02	1.956E-02	-6
39	1	39	40	1	beam	-2.770E-02	2.312E+01	6.512E-03	-1.584E-02	-7
38	1	38	39	1	beam	-6.799E-02	1.781E+01	-2.547E-02	-6.512E-03	-5
37	1	37	38	1	beam	7.163E-02	1.939E+01	9.945E-03	2.547E-02	-5
36	1	36	37	1	beam	-2.309E-02	1.963E+01	2.988E-03	-9.945E-03	-6
35	1	35	36	1	beam	1.383E-02	1.963E+01	7.156E-03	-2.988E-03	-6
34	1	34	35	1	beam	-4.254E-02	1.795E+01	-1.347E-02	-7.156E-03	-5
33	1	33	34	1	beam	3.752E-02	1.824E+01	4.931E-03	1.347E-02	-5
32	1	32	33	1	beam	-3.942E-02	1.756E+01	-1.440E-02	-4.931E-03	-5
31	1	31	32	1	beam	4.851E-02	1.864E+01	9.122E-03	1.440E-02	-5
30	1	30	31	1	beam	-2.634E-02	1.974E+01	1.185E-03	-9.121E-03	-6
29	1	29	30	1	beam	3.171E-02	1.953E+01	1.074E-02	-1.183E-03	-6
28	1	28	29	1	beam	-7.409E-02	1.936E+01	-2.590E-02	-1.074E-02	-5
27	1	27	28	1	beam	6.936E-02	1.783E+01	6.729E-03	2.590E-02	-5
26	1	26	27	1	beam	2.658E-02	2.310E+01	1.568E-02	-6.729E-03	-7
25	1	25	26	1	beam	-1.046E-01	2.189E+01	-1.954E-02	-1.568E-02	-6
24	1	24	25	1	beam	8.671E-02	2.266E+01	1.809E-02	1.955E-02	-7
23	1	23	24	1	beam	-1.048E-01	2.296E+01	-1.838E-02	-1.809E-02	-7
22	1	22	23	1	beam	6.073E-02	2.323E+01	2.743E-03	1.838E-02	-7
21	1	21	22	1	beam	3.503E-02	2.261E+01	1.523E-02	-2.743E-03	-7
20	1	20	21	1	beam	-1.214E-01	2.228E+01	-2.802E-02	-1.523E-02	-6
19	1	19	20	1	beam	1.189E-01	2.253E+01	1.434E-02	2.802E-02	-7
18	1	18	19	1	beam	-3.300E-02	2.282E+01	2.580E-03	-1.434E-02	-7
17	1	17	18	1	beam	-6.005E-02	2.365E+01	-1.831E-02	-2.579E-03	-7
16	1	16	17	1	beam	1.001E-01	2.369E+01	1.652E-02	1.831E-02	-7
15	1	15	16	1	beam	-8.536E-02	2.362E+01	-2.053E-02	-1.652E-02	-7
14	1	14	15	1	beam	1.026E-01	2.349E+01	1.401E-02	2.053E-02	-7
13	1	13	14	1	beam	-5.788E-02	2.423E+01	-5.482E-03	-1.401E-02	-7
12	1	12	13	1	beam	6.957E-04	2.448E+01	-5.155E-03	5.482E-03	-7
11	1	11	12	1	beam	7.195E-03	2.524E+01	-1.598E-03	5.156E-03	-7
10	1	10	11	1	beam	7.074E-03	2.484E+01	5.349E-04	1.599E-03	-7
9	1	9	10	1	beam	-1.165E-02	2.627E+01	-2.974E-03	-5.393E-04	-8
8	1	8	9	1	beam	-6.058E-03	2.633E+01	-5.907E-03	2.972E-03	-8
7	1	7	8	1	beam	2.209E-03	2.750E+01	-4.826E-03	5.908E-03	-8
6	1	6	7	1	beam	-1.215E-02	2.909E+01	-1.078E-02	4.826E-03	-9
5	1	5	6	1	beam	1.715E-02	3.144E+01	-2.472E-03	1.078E-02	-9
4	1	4	5	1	beam	-7.036E-02	3.540E+01	-2.370E-02	2.472E-03	-1
3	1	3	4	1	beam	1.060E-01	3.094E+01	8.283E-03	2.370E-02	-9
2	1	2	3	1	beam	-2.518E-01	4.456E+01	-1.162E-01	-8.284E-03	-1
1	1	1	2	1	beam	2.470E-01	6.365E+01	1.398E-07	1.162E-01	-1

Structural element data ...

Elem	ID	Nod1	Nod2	Prop	F-shear	F-axial	Mom-1	Mom-2	
154	16	154	155	2 cable	0.000E+00	-2.792E-01	0.000E+00	0.000E+00	3
153	16	153	154	2 cable	0.000E+00	-3.368E-01	0.000E+00	0.000E+00	3
152	16	152	153	2 cable	0.000E+00	-4.112E-01	0.000E+00	0.000E+00	4
151	16	151	152	2 cable	0.000E+00	-5.036E-01	0.000E+00	0.000E+00	5
150	16	150	151	2 cable	0.000E+00	-6.274E-01	0.000E+00	0.000E+00	6
149	16	54	150	2 cable	0.000E+00	-7.617E-01	0.000E+00	0.000E+00	8
148	15	148	149	2 cable	0.000E+00	-3.175E-01	0.000E+00	0.000E+00	3
147	15	147	148	2 cable	0.000E+00	-3.779E-01	0.000E+00	0.000E+00	4
146	15	146	147	2 cable	0.000E+00	-4.406E-01	0.000E+00	0.000E+00	4
145	15	145	146	2 cable	0.000E+00	-5.321E-01	0.000E+00	0.000E+00	5
144	15	144	145	2 cable	0.000E+00	-6.402E-01	0.000E+00	0.000E+00	7
143	15	51	144	2 cable	0.000E+00	-7.732E-01	0.000E+00	0.000E+00	8
142	14	142	143	2 cable	0.000E+00	-3.170E-01	0.000E+00	0.000E+00	3
141	14	141	142	2 cable	0.000E+00	-3.712E-01	0.000E+00	0.000E+00	4
140	14	140	141	2 cable	0.000E+00	-4.396E-01	0.000E+00	0.000E+00	4
139	14	139	140	2 cable	0.000E+00	-5.297E-01	0.000E+00	0.000E+00	5
138	14	138	139	2 cable	0.000E+00	-6.376E-01	0.000E+00	0.000E+00	7
137	14	48	138	2 cable	0.000E+00	-7.772E-01	0.000E+00	0.000E+00	8
136	13	136	137	2 cable	0.000E+00	-2.890E-01	0.000E+00	0.000E+00	3
135	13	135	136	2 cable	0.000E+00	-3.418E-01	0.000E+00	0.000E+00	3
134	13	134	135	2 cable	0.000E+00	-4.084E-01	0.000E+00	0.000E+00	4
133	13	133	134	2 cable	0.000E+00	-5.006E-01	0.000E+00	0.000E+00	5
132	13	132	133	2 cable	0.000E+00	-6.162E-01	0.000E+00	0.000E+00	6
131	13	45	132	2 cable	0.000E+00	-7.710E-01	0.000E+00	0.000E+00	8
130	12	130	131	2 cable	0.000E+00	-2.891E-01	0.000E+00	0.000E+00	3
129	12	129	130	2 cable	0.000E+00	-3.406E-01	0.000E+00	0.000E+00	3
128	12	128	129	2 cable	0.000E+00	-4.077E-01	0.000E+00	0.000E+00	4
127	12	127	128	2 cable	0.000E+00	-4.981E-01	0.000E+00	0.000E+00	5
126	12	126	127	2 cable	0.000E+00	-6.171E-01	0.000E+00	0.000E+00	6
125	12	42	126	2 cable	0.000E+00	-7.791E-01	0.000E+00	0.000E+00	8
124	11	124	125	2 cable	0.000E+00	-2.925E-01	0.000E+00	0.000E+00	3
123	11	123	124	2 cable	0.000E+00	-3.432E-01	0.000E+00	0.000E+00	3
122	11	122	123	2 cable	0.000E+00	-4.116E-01	0.000E+00	0.000E+00	4
121	11	121	122	2 cable	0.000E+00	-4.968E-01	0.000E+00	0.000E+00	5
120	11	120	121	2 cable	0.000E+00	-6.180E-01	0.000E+00	0.000E+00	6
119	11	39	120	2 cable	0.000E+00	-7.778E-01	0.000E+00	0.000E+00	8
118	10	118	119	2 cable	0.000E+00	-2.763E-01	0.000E+00	0.000E+00	3
117	10	117	118	2 cable	0.000E+00	-3.260E-01	0.000E+00	0.000E+00	3
116	10	116	117	2 cable	0.000E+00	-3.928E-01	0.000E+00	0.000E+00	4
115	10	115	116	2 cable	0.000E+00	-4.866E-01	0.000E+00	0.000E+00	5
114	10	114	115	2 cable	0.000E+00	-5.927E-01	0.000E+00	0.000E+00	6
113	10	36	114	2 cable	0.000E+00	-7.593E-01	0.000E+00	0.000E+00	8
112	9	112	113	2 cable	0.000E+00	-2.874E-01	0.000E+00	0.000E+00	3
111	9	111	112	2 cable	0.000E+00	-3.370E-01	0.000E+00	0.000E+00	3
110	9	110	111	2 cable	0.000E+00	-4.005E-01	0.000E+00	0.000E+00	4
109	9	109	110	2 cable	0.000E+00	-4.962E-01	0.000E+00	0.000E+00	5
108	9	108	109	2 cable	0.000E+00	-6.116E-01	0.000E+00	0.000E+00	6
107	9	33	108	2 cable	0.000E+00	-7.645E-01	0.000E+00	0.000E+00	8
106	8	106	107	2 cable	0.000E+00	-2.740E-01	0.000E+00	0.000E+00	3
105	8	105	106	2 cable	0.000E+00	-3.260E-01	0.000E+00	0.000E+00	3
104	8	104	105	2 cable	0.000E+00	-3.913E-01	0.000E+00	0.000E+00	4
103	8	103	104	2 cable	0.000E+00	-4.815E-01	0.000E+00	0.000E+00	5
102	8	102	103	2 cable	0.000E+00	-6.029E-01	0.000E+00	0.000E+00	6
101	8	30	102	2 cable	0.000E+00	-7.627E-01	0.000E+00	0.000E+00	8
100	7	100	101	2 cable	0.000E+00	-2.862E-01	0.000E+00	0.000E+00	3
99	7	99	100	2 cable	0.000E+00	-3.363E-01	0.000E+00	0.000E+00	3
98	7	98	99	2 cable	0.000E+00	-4.015E-01	0.000E+00	0.000E+00	4
97	7	97	98	2 cable	0.000E+00	-4.938E-01	0.000E+00	0.000E+00	5
96	7	96	97	2 cable	0.000E+00	-6.121E-01	0.000E+00	0.000E+00	6
95	7	27	96	2 cable	0.000E+00	-7.727E-01	0.000E+00	0.000E+00	8

94	6	94	95	2 cable	0.000E+00	-2.747E-01	0.000E+00	0.000E+00	3
93	6	93	94	2 cable	0.000E+00	-3.256E-01	0.000E+00	0.000E+00	3
92	6	92	93	2 cable	0.000E+00	-3.938E-01	0.000E+00	0.000E+00	4
91	6	91	92	2 cable	0.000E+00	-4.824E-01	0.000E+00	0.000E+00	5
90	6	90	91	2 cable	0.000E+00	-6.055E-01	0.000E+00	0.000E+00	6
89	6	24	90	2 cable	0.000E+00	-7.658E-01	0.000E+00	0.000E+00	8
88	5	88	89	2 cable	0.000E+00	-2.616E-01	0.000E+00	0.000E+00	2
87	5	87	88	2 cable	0.000E+00	-3.130E-01	0.000E+00	0.000E+00	3
86	5	86	87	2 cable	0.000E+00	-3.823E-01	0.000E+00	0.000E+00	4
85	5	85	86	2 cable	0.000E+00	-4.668E-01	0.000E+00	0.000E+00	5
84	5	84	85	2 cable	0.000E+00	-5.778E-01	0.000E+00	0.000E+00	6
83	5	21	84	2 cable	0.000E+00	-7.325E-01	0.000E+00	0.000E+00	8
82	4	82	83	2 cable	0.000E+00	-2.766E-01	0.000E+00	0.000E+00	3
81	4	81	82	2 cable	0.000E+00	-3.306E-01	0.000E+00	0.000E+00	3
80	4	80	81	2 cable	0.000E+00	-4.000E-01	0.000E+00	0.000E+00	4
79	4	79	80	2 cable	0.000E+00	-4.825E-01	0.000E+00	0.000E+00	5
78	4	78	79	2 cable	0.000E+00	-5.968E-01	0.000E+00	0.000E+00	6
77	4	18	78	2 cable	0.000E+00	-7.281E-01	0.000E+00	0.000E+00	8
76	3	76	77	2 cable	0.000E+00	-2.660E-01	0.000E+00	0.000E+00	2
75	3	75	76	2 cable	0.000E+00	-3.229E-01	0.000E+00	0.000E+00	3
74	3	74	75	2 cable	0.000E+00	-3.933E-01	0.000E+00	0.000E+00	4
73	3	73	74	2 cable	0.000E+00	-4.836E-01	0.000E+00	0.000E+00	5
72	3	72	73	2 cable	0.000E+00	-5.857E-01	0.000E+00	0.000E+00	6
71	3	15	72	2 cable	0.000E+00	-7.362E-01	0.000E+00	0.000E+00	8
70	2	70	71	2 cable	0.000E+00	-2.238E-01	0.000E+00	0.000E+00	2
69	2	69	70	2 cable	0.000E+00	-2.785E-01	0.000E+00	0.000E+00	3
68	2	68	69	2 cable	0.000E+00	-3.590E-01	0.000E+00	0.000E+00	3
67	2	67	68	2 cable	0.000E+00	-4.573E-01	0.000E+00	0.000E+00	5
66	2	66	67	2 cable	0.000E+00	-5.742E-01	0.000E+00	0.000E+00	6
65	2	12	66	2 cable	0.000E+00	-7.407E-01	0.000E+00	0.000E+00	8

\* FLAC log-file closed 28-Mar-1

### 8.3 FASE 5 – VERIFICHE TENSIONALI SULLO SPRITZ BETON, SUI BULLONI E SULL'ARCO ROVESCIO

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

elementi beam da 1 a 64	rappresentanti lo spritz beton
elementi cable da 65 a 154	rappresentanti la bullonatura
elementi beam da 155 a 186	rappresentanti l'arco rovescio

Le sollecitazioni massime sullo spritz beton risultano:

elemento 64:  $N_k = 76.06 \text{ kN}$   $M_k = 0.04 \text{ kN m}$

La tensione massima sullo spritz beton allo SLU risulta:

$$\sigma_{SB} = \frac{76.06 \times 1.3}{0.15} = 659 \text{ kPa} < f_{cd}$$

Le sollecitazioni massime sui bulloni risultano:

elemento 107:  $N_k = 2.40 \text{ kN}$

Il tiro massimo sui bulloni allo SLU risulta:

$N_{sdu} = 3.12 \text{ kN} < F_{yd} = 180.95 \text{ kN}$

Le sollecitazioni massime sull'arco rovescio risultano:

incastro elemento 156:	$N_k = 719 \text{ kN}$	$M_k = 60.46 \text{ kN m}$	$T_k = 87.04 \text{ kN}$
mezzeria elemento 165:	$N_k = 75 \text{ kN}$	$M_k = 5.56 \text{ kN m}$	$T_k = 2.01 \text{ kN}$



Tipo	Spessore (cm)	Armatura	N <sub>SDU</sub> (kN)	M <sub>SDU</sub> (kN m)	N <sub>RD</sub> (kN)	M <sub>RD</sub> (kNm)	FS
INCASTRO	60	1 Φ 20/20	934	78.59	934	530	6.75
MEZZERIA	60	-	97	7.22	636	-	6.55

Tabella 8.1 – Fase 5 - Verifica a flessione dell'arco rovescio

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	V <sub>SDU</sub> (kN)	V <sub>RD</sub> (kN)	FS
INCASTRO	60	1 Φ 24/20/40	113.15	665	5.87
MEZZERIA	60	-	2.61	166	83

Tabella 8.2 – Fase 5 - Verifica a taglio dell'arco rovescio

\* FLAC log-file opened 28-Mar-19 16:26  
 FASE 5-GALLERIA DOSSO-SEZIONE GD-A1-Scavo-getto dell'arco rovescio a 45m  
 From File :dos15.sav

Structural element data ...

Elem ID	Nod1	Nod2	Prop		F-shear	F-axial	Mom-1	Mom-2	
186	17	186	1	3 beam	2.030E+02	6.019E+02	5.324E+01	4.841E-01	-5
185	17	185	186	3 beam	-4.303E+01	7.704E+02	3.429E+01	-5.324E+01	-6
184	17	184	185	3 beam	-8.931E+01	6.989E+02	7.273E+00	-3.429E+01	-5
183	17	183	184	3 beam	-2.282E+01	5.227E+02	-1.504E+00	-7.273E+00	-4
182	17	182	183	3 beam	1.021E+01	4.931E+02	2.897E+00	1.504E+00	-4
181	17	181	182	3 beam	-1.851E-02	4.003E+02	2.891E+00	-2.897E+00	-3
180	17	180	181	3 beam	-1.281E+01	2.950E+02	-1.398E+00	-2.891E+00	-2
179	17	179	180	3 beam	5.605E+00	2.451E+02	1.167E+00	1.398E+00	-2
178	17	178	179	3 beam	-5.798E+00	1.802E+02	-6.737E-01	-1.167E+00	-1
177	17	177	178	3 beam	-1.491E+01	1.094E+02	-5.408E+00	6.737E-01	-9
176	17	176	177	3 beam	6.974E+00	7.355E+01	-2.123E+00	5.408E+00	-6
175	17	175	176	3 beam	-4.904E-01	1.773E+01	-2.361E+00	2.123E+00	-1
174	17	174	175	3 beam	-2.191E+00	-2.778E+01	-3.445E+00	2.361E+00	2
173	17	173	174	3 beam	-5.970E-01	-6.357E+01	-3.746E+00	3.445E+00	5
172	17	172	173	3 beam	7.650E-01	-8.578E+01	-3.356E+00	3.746E+00	7
171	17	171	172	3 beam	-9.271E-01	-9.717E+01	-3.832E+00	3.356E+00	8
170	17	170	171	3 beam	5.401E-01	-9.734E+01	-3.555E+00	3.832E+00	8
169	17	169	170	3 beam	-6.543E-01	-8.549E+01	-3.888E+00	3.555E+00	7
168	17	168	169	3 beam	1.185E+00	-6.266E+01	-3.291E+00	3.888E+00	5
167	17	167	168	3 beam	2.237E+00	-2.675E+01	-2.184E+00	3.291E+00	2
166	17	166	167	3 beam	3.421E-01	1.929E+01	-2.018E+00	2.184E+00	-1
165	17	165	166	3 beam	-7.523E+00	7.503E+01	-5.561E+00	2.018E+00	-6
164	17	164	165	3 beam	1.523E+01	1.111E+02	-7.260E-01	5.561E+00	-9
163	17	163	164	3 beam	4.826E+00	1.823E+02	8.061E-01	7.261E-01	-1
162	17	162	163	3 beam	-5.647E+00	2.477E+02	-1.778E+00	-8.062E-01	-2
161	17	161	162	3 beam	1.330E+01	2.985E+02	2.676E+00	1.778E+00	-2
160	17	160	161	3 beam	1.490E+00	4.058E+02	3.175E+00	-2.676E+00	-3
159	17	159	160	3 beam	-6.745E+00	5.012E+02	2.660E-01	-3.174E+00	-4
158	17	158	159	3 beam	3.482E+01	5.305E+02	1.221E+01	-2.660E-01	-4
157	17	157	158	3 beam	2.912E+01	6.893E+02	2.220E+01	-1.221E+01	-5
156	17	156	157	3 beam	8.704E+01	7.193E+02	6.046E+01	-2.220E+01	-5
155	17	65	156	3 beam	-2.303E+02	6.627E+02	-5.007E-01	-6.046E+01	-5

64	1	64	65	1	beam	1.152E+00	7.606E+01	4.134E-02	5.007E-01	-2
63	1	63	64	1	beam	-1.658E-01	5.722E+01	-4.064E-02	-4.134E-02	-1
62	1	62	63	1	beam	1.106E-01	4.218E+01	-7.278E-03	4.064E-02	-1
61	1	61	62	1	beam	6.476E-03	4.722E+01	-5.323E-03	7.277E-03	-1
60	1	60	61	1	beam	-1.176E-02	4.254E+01	-1.102E-02	5.323E-03	-1
59	1	59	60	1	beam	1.112E-02	3.981E+01	-5.569E-03	1.102E-02	-1
58	1	58	59	1	beam	-2.537E-03	3.789E+01	-6.812E-03	5.569E-03	-1
57	1	57	58	1	beam	6.382E-03	3.641E+01	-3.720E-03	6.812E-03	-1
56	1	56	57	1	beam	2.374E-02	3.640E+01	3.441E-03	3.720E-03	-1
55	1	55	56	1	beam	-1.628E-02	3.457E+01	-1.471E-03	-3.441E-03	-9
54	1	54	55	1	beam	-1.511E-02	3.490E+01	-8.940E-03	1.471E-03	-9
53	1	53	54	1	beam	4.354E-03	3.406E+01	-6.891E-03	8.939E-03	-9
52	1	52	53	1	beam	1.049E-01	3.364E+01	2.845E-02	6.891E-03	-9
51	1	51	52	1	beam	-2.138E-01	3.300E+01	-4.356E-02	-2.845E-02	-9
50	1	50	51	1	beam	2.186E-01	3.236E+01	5.133E-02	4.356E-02	-9
49	1	49	50	1	beam	-3.347E-01	3.417E+01	-6.512E-02	-5.133E-02	-9
48	1	48	49	1	beam	2.589E-01	3.146E+01	2.496E-02	6.512E-02	-9
47	1	47	48	1	beam	-2.410E-02	3.187E+01	1.637E-02	-2.496E-02	-9
46	1	46	47	1	beam	-1.502E-01	3.123E+01	-3.717E-02	-1.637E-02	-8
45	1	45	46	1	beam	1.625E-01	3.075E+01	2.075E-02	3.717E-02	-8
44	1	44	45	1	beam	-2.322E-02	3.122E+01	1.247E-02	-2.075E-02	-8
43	1	43	44	1	beam	-1.586E-01	3.273E+01	-4.270E-02	-1.247E-02	-9
42	1	42	43	1	beam	2.173E-01	3.074E+01	3.291E-02	4.270E-02	-8
41	1	41	42	1	beam	-1.410E-01	3.113E+01	-2.828E-02	-3.291E-02	-8
40	1	40	41	1	beam	1.465E-01	3.002E+01	2.104E-02	2.828E-02	-8
39	1	39	40	1	beam	-4.306E-02	3.150E+01	6.546E-03	-2.105E-02	-9
38	1	38	39	1	beam	-6.589E-02	2.613E+01	-2.445E-02	-6.547E-03	-7
37	1	37	38	1	beam	4.910E-02	2.759E+01	-1.747E-04	2.445E-02	-7
36	1	36	37	1	beam	4.440E-02	2.731E+01	1.320E-02	1.755E-04	-7
35	1	35	36	1	beam	-2.841E-02	2.807E+01	4.644E-03	-1.320E-02	-7
34	1	34	35	1	beam	-3.432E-02	2.598E+01	-1.200E-02	-4.644E-03	-7
33	1	33	34	1	beam	2.397E-02	2.635E+01	-2.384E-04	1.200E-02	-7
32	1	32	33	1	beam	-2.645E-02	2.569E+01	-1.321E-02	2.382E-04	-7
31	1	31	32	1	beam	4.189E-02	2.666E+01	7.099E-03	1.321E-02	-7
30	1	30	31	1	beam	2.227E-02	2.815E+01	1.381E-02	-7.099E-03	-7
29	1	29	30	1	beam	-5.408E-02	2.713E+01	-2.485E-03	-1.381E-02	-7
28	1	28	29	1	beam	-4.399E-02	2.760E+01	-2.424E-02	2.486E-03	-7
27	1	27	28	1	beam	6.686E-02	2.618E+01	7.217E-03	2.424E-02	-7
26	1	26	27	1	beam	4.000E-02	3.148E+01	2.069E-02	-7.217E-03	-9
25	1	25	26	1	beam	-1.450E-01	3.001E+01	-2.814E-02	-2.069E-02	-8
24	1	24	25	1	beam	1.407E-01	3.112E+01	3.291E-02	2.814E-02	-8
23	1	23	24	1	beam	-2.188E-01	3.072E+01	-4.320E-02	-3.291E-02	-8
22	1	22	23	1	beam	1.609E-01	3.275E+01	1.279E-02	4.320E-02	-9
21	1	21	22	1	beam	2.456E-02	3.122E+01	2.154E-02	-1.279E-02	-8
20	1	20	21	1	beam	-1.664E-01	3.076E+01	-3.775E-02	-2.155E-02	-8
19	1	19	20	1	beam	1.518E-01	3.121E+01	1.636E-02	3.775E-02	-8
18	1	18	19	1	beam	2.203E-02	3.184E+01	2.421E-02	-1.636E-02	-9
17	1	17	18	1	beam	-2.521E-01	3.152E+01	-6.349E-02	-2.421E-02	-9
16	1	16	17	1	beam	3.261E-01	3.411E+01	4.995E-02	6.349E-02	-9
15	1	15	16	1	beam	-2.128E-01	3.239E+01	-4.240E-02	-4.995E-02	-9
14	1	14	15	1	beam	2.082E-01	3.295E+01	2.771E-02	4.240E-02	-9
13	1	13	14	1	beam	-1.029E-01	3.364E+01	-6.954E-03	-2.771E-02	-9
12	1	12	13	1	beam	-2.284E-03	3.405E+01	-8.028E-03	6.954E-03	-9
11	1	11	12	1	beam	9.097E-03	3.482E+01	-3.530E-03	8.028E-03	-9
10	1	10	11	1	beam	2.880E-02	3.462E+01	5.157E-03	3.531E-03	-9
9	1	9	10	1	beam	-3.027E-02	3.638E+01	-3.975E-03	-5.156E-03	-1
8	1	8	9	1	beam	-5.612E-03	3.637E+01	-6.694E-03	3.974E-03	-1
7	1	7	8	1	beam	2.324E-03	3.783E+01	-5.554E-03	6.693E-03	-1
6	1	6	7	1	beam	-1.127E-02	3.973E+01	-1.108E-02	5.554E-03	-1
5	1	5	6	1	beam	1.260E-02	4.244E+01	-4.972E-03	1.108E-02	-1
4	1	4	5	1	beam	-1.241E-02	4.705E+01	-8.716E-03	4.973E-03	-1
3	1	3	4	1	beam	-9.752E-02	4.212E+01	-3.814E-02	8.717E-03	-1
2	1	2	3	1	beam	1.543E-01	5.676E+01	3.818E-02	3.814E-02	-1
1	1	1	2	1	beam	-1.110E+00	7.512E+01	-4.842E-01	-3.818E-02	-2

Structural element data ...

Elem	ID	Nod1	Nod2	Prop	F-shear	F-axial	Mom-1	Mom-2	
154	16	154	155	2 cable	0.000E+00	-8.590E-01	0.000E+00	0.000E+00	9
153	16	153	154	2 cable	0.000E+00	-1.024E+00	0.000E+00	0.000E+00	1
152	16	152	153	2 cable	0.000E+00	-1.234E+00	0.000E+00	0.000E+00	1
151	16	151	152	2 cable	0.000E+00	-1.495E+00	0.000E+00	0.000E+00	1
150	16	150	151	2 cable	0.000E+00	-1.820E+00	0.000E+00	0.000E+00	2
149	16	54	150	2 cable	0.000E+00	-2.321E+00	0.000E+00	0.000E+00	2
148	15	148	149	2 cable	0.000E+00	-9.504E-01	0.000E+00	0.000E+00	1
147	15	147	148	2 cable	0.000E+00	-1.124E+00	0.000E+00	0.000E+00	1
146	15	146	147	2 cable	0.000E+00	-1.306E+00	0.000E+00	0.000E+00	1
145	15	145	146	2 cable	0.000E+00	-1.572E+00	0.000E+00	0.000E+00	1
144	15	144	145	2 cable	0.000E+00	-1.869E+00	0.000E+00	0.000E+00	2
143	15	51	144	2 cable	0.000E+00	-2.361E+00	0.000E+00	0.000E+00	2
142	14	142	143	2 cable	0.000E+00	-9.393E-01	0.000E+00	0.000E+00	1
141	14	141	142	2 cable	0.000E+00	-1.098E+00	0.000E+00	0.000E+00	1
140	14	140	141	2 cable	0.000E+00	-1.299E+00	0.000E+00	0.000E+00	1
139	14	139	140	2 cable	0.000E+00	-1.566E+00	0.000E+00	0.000E+00	1
138	14	138	139	2 cable	0.000E+00	-1.868E+00	0.000E+00	0.000E+00	2
137	14	48	138	2 cable	0.000E+00	-2.373E+00	0.000E+00	0.000E+00	2
136	13	136	137	2 cable	0.000E+00	-8.513E-01	0.000E+00	0.000E+00	9
135	13	135	136	2 cable	0.000E+00	-1.007E+00	0.000E+00	0.000E+00	1
134	13	134	135	2 cable	0.000E+00	-1.204E+00	0.000E+00	0.000E+00	1
133	13	133	134	2 cable	0.000E+00	-1.478E+00	0.000E+00	0.000E+00	1
132	13	132	133	2 cable	0.000E+00	-1.822E+00	0.000E+00	0.000E+00	2
131	13	45	132	2 cable	0.000E+00	-2.305E+00	0.000E+00	0.000E+00	2
130	12	130	131	2 cable	0.000E+00	-8.477E-01	0.000E+00	0.000E+00	9
129	12	129	130	2 cable	0.000E+00	-1.001E+00	0.000E+00	0.000E+00	1
128	12	128	129	2 cable	0.000E+00	-1.201E+00	0.000E+00	0.000E+00	1
127	12	127	128	2 cable	0.000E+00	-1.471E+00	0.000E+00	0.000E+00	1
126	12	126	127	2 cable	0.000E+00	-1.825E+00	0.000E+00	0.000E+00	2
125	12	42	126	2 cable	0.000E+00	-2.351E+00	0.000E+00	0.000E+00	2
124	11	124	125	2 cable	0.000E+00	-8.562E-01	0.000E+00	0.000E+00	9
123	11	123	124	2 cable	0.000E+00	-1.008E+00	0.000E+00	0.000E+00	1
122	11	122	123	2 cable	0.000E+00	-1.212E+00	0.000E+00	0.000E+00	1
121	11	121	122	2 cable	0.000E+00	-1.468E+00	0.000E+00	0.000E+00	1
120	11	120	121	2 cable	0.000E+00	-1.791E+00	0.000E+00	0.000E+00	1
119	11	39	120	2 cable	0.000E+00	-2.357E+00	0.000E+00	0.000E+00	2
118	10	118	119	2 cable	0.000E+00	-8.070E-01	0.000E+00	0.000E+00	8
117	10	117	118	2 cable	0.000E+00	-9.556E-01	0.000E+00	0.000E+00	1
116	10	116	117	2 cable	0.000E+00	-1.155E+00	0.000E+00	0.000E+00	1
115	10	115	116	2 cable	0.000E+00	-1.436E+00	0.000E+00	0.000E+00	1
114	10	114	115	2 cable	0.000E+00	-1.738E+00	0.000E+00	0.000E+00	1
113	10	36	114	2 cable	0.000E+00	-2.308E+00	0.000E+00	0.000E+00	2
112	9	112	113	2 cable	0.000E+00	-8.395E-01	0.000E+00	0.000E+00	9
111	9	111	112	2 cable	0.000E+00	-9.876E-01	0.000E+00	0.000E+00	1
110	9	110	111	2 cable	0.000E+00	-1.177E+00	0.000E+00	0.000E+00	1
109	9	109	110	2 cable	0.000E+00	-1.463E+00	0.000E+00	0.000E+00	1
108	9	108	109	2 cable	0.000E+00	-1.772E+00	0.000E+00	0.000E+00	1
107	9	33	108	2 cable	0.000E+00	-2.402E+00	0.000E+00	0.000E+00	2
106	8	106	107	2 cable	0.000E+00	-8.002E-01	0.000E+00	0.000E+00	8
105	8	105	106	2 cable	0.000E+00	-9.553E-01	0.000E+00	0.000E+00	1
104	8	104	105	2 cable	0.000E+00	-1.151E+00	0.000E+00	0.000E+00	1
103	8	103	104	2 cable	0.000E+00	-1.421E+00	0.000E+00	0.000E+00	1
102	8	102	103	2 cable	0.000E+00	-1.783E+00	0.000E+00	0.000E+00	1
101	8	30	102	2 cable	0.000E+00	-2.304E+00	0.000E+00	0.000E+00	2
100	7	100	101	2 cable	0.000E+00	-8.380E-01	0.000E+00	0.000E+00	9
99	7	99	100	2 cable	0.000E+00	-9.875E-01	0.000E+00	0.000E+00	1
98	7	98	99	2 cable	0.000E+00	-1.182E+00	0.000E+00	0.000E+00	1
97	7	97	98	2 cable	0.000E+00	-1.459E+00	0.000E+00	0.000E+00	1
96	7	96	97	2 cable	0.000E+00	-1.796E+00	0.000E+00	0.000E+00	1
95	7	27	96	2 cable	0.000E+00	-2.319E+00	0.000E+00	0.000E+00	2

94	6	94	95	2 cable	0.000E+00	-8.063E-01	0.000E+00	0.000E+00	8
93	6	93	94	2 cable	0.000E+00	-9.570E-01	0.000E+00	0.000E+00	1
92	6	92	93	2 cable	0.000E+00	-1.160E+00	0.000E+00	0.000E+00	1
91	6	91	92	2 cable	0.000E+00	-1.424E+00	0.000E+00	0.000E+00	1
90	6	90	91	2 cable	0.000E+00	-1.777E+00	0.000E+00	0.000E+00	1
89	6	24	90	2 cable	0.000E+00	-2.323E+00	0.000E+00	0.000E+00	2
88	5	88	89	2 cable	0.000E+00	-7.723E-01	0.000E+00	0.000E+00	8
87	5	87	88	2 cable	0.000E+00	-9.228E-01	0.000E+00	0.000E+00	1
86	5	86	87	2 cable	0.000E+00	-1.127E+00	0.000E+00	0.000E+00	1
85	5	85	86	2 cable	0.000E+00	-1.377E+00	0.000E+00	0.000E+00	1
84	5	84	85	2 cable	0.000E+00	-1.709E+00	0.000E+00	0.000E+00	1
83	5	21	84	2 cable	0.000E+00	-2.179E+00	0.000E+00	0.000E+00	2
82	4	82	83	2 cable	0.000E+00	-8.225E-01	0.000E+00	0.000E+00	9
81	4	81	82	2 cable	0.000E+00	-9.795E-01	0.000E+00	0.000E+00	1
80	4	80	81	2 cable	0.000E+00	-1.182E+00	0.000E+00	0.000E+00	1
79	4	79	80	2 cable	0.000E+00	-1.425E+00	0.000E+00	0.000E+00	1
78	4	78	79	2 cable	0.000E+00	-1.765E+00	0.000E+00	0.000E+00	1
77	4	18	78	2 cable	0.000E+00	-2.200E+00	0.000E+00	0.000E+00	2
76	3	76	77	2 cable	0.000E+00	-8.030E-01	0.000E+00	0.000E+00	8
75	3	75	76	2 cable	0.000E+00	-9.667E-01	0.000E+00	0.000E+00	1
74	3	74	75	2 cable	0.000E+00	-1.169E+00	0.000E+00	0.000E+00	1
73	3	73	74	2 cable	0.000E+00	-1.430E+00	0.000E+00	0.000E+00	1
72	3	72	73	2 cable	0.000E+00	-1.704E+00	0.000E+00	0.000E+00	1
71	3	15	72	2 cable	0.000E+00	-2.240E+00	0.000E+00	0.000E+00	2
70	2	70	71	2 cable	0.000E+00	-7.002E-01	0.000E+00	0.000E+00	7
69	2	69	70	2 cable	0.000E+00	-8.586E-01	0.000E+00	0.000E+00	9
68	2	68	69	2 cable	0.000E+00	-1.087E+00	0.000E+00	0.000E+00	1
67	2	67	68	2 cable	0.000E+00	-1.364E+00	0.000E+00	0.000E+00	1
66	2	66	67	2 cable	0.000E+00	-1.697E+00	0.000E+00	0.000E+00	1
65	2	12	66	2 cable	0.000E+00	-2.221E+00	0.000E+00	0.000E+00	2

\* FLAC log-file closed 28-Mar-1

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE A1-FASE 5 VERIFICA MOMENTO POSITIVO ARCO ROVESCIO**

fcd	14,11 daN/cm2
b	100,00 cm
a	60,00 cm
Ned	97,00 kN
Med	7,22 kNm
e=	7,44 cm
x=	45,11 cm
Nrd	636,55 kN
ver	Ok
fctd	11,97 daN/cm2
fct1d	10,17 daN/cm2
sigmac	2,15 daN/cm2
sigmaclim	-17,33 daN/cm2
delta	19,48 daN/cm2
fcvd_1	11,20 daN/cm2
fcvd_2	5,53 daN/cm2
fcvd	5,53 daN/cm2
Ved	2,61 kN
Vrd	166,23 kN
ver	Ok

**4.1.11. CALCESTRUZZO A BASSA PERCENTUALE DI ARMATURA O NON ARMATO**

Il calcestruzzo a bassa percentuale di armatura è quello per il quale la percentuale di armatura messa in opera è minore di quella minima necessaria per il calcestruzzo armato o la quantità media in peso di acciaio per metro cubo di calcestruzzo è inferiore a 0,3 kN.

Sia il calcestruzzo a bassa percentuale di armatura, sia quello non armato possono essere impiegati solo per elementi secondari o per strutture massicce o estese.

**4.1.11.1 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA – NORME DI CALCOLO**

Per le verifiche di resistenza delle sezioni sotto sforzi normali si adottano le competenti ipotesi tratte dal § 4.1.2.3.4.1. Per una sezione rettangolare di lati a e b soggetta ad una forza normale  $N_{Ed}$  con una eccentricità e nella direzione del lato a la verifica di resistenza allo SLU, con il modello (c) di § 4.1.2.1.2.1, si pone con

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} = f_{cd} b x \quad [4.1.50]$$

con  $x = a - 2e$ .

La verifica di resistenza della stessa sezione rettangolare di lati a e b soggetta anche ad un sforzo di taglio  $V_{Ed}$  nella direzione del lato a si pone con

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} = f_{cvd} b x / 1,5$$

con

$$f_{cvd} = \sqrt{(f_{ct1d} + \sigma_c f_{ct1d})} \quad \text{per } \sigma_c \leq \sigma_{dim}$$

$$f_{cvd} = \sqrt{(f_{ct1d} + \sigma_c f_{ct1d} - \delta^2 / 4)} \quad \text{per } \sigma_c > \sigma_{dim}$$

dove

$$\sigma_c = N_{Ed} / (b x)$$

$$\delta = \sigma_c - \sigma_{dim}$$

$$\sigma_{dim} = f_{cd} - 2 \sqrt{(f_{ct1d} + f_{cd} f_{ct1d})}$$

dove

$$f_{ct1d} = 0,85 f_{ctd}$$

è la resistenza a trazione di progetto per calcestruzzo non armato o debolmente armato.

**VERIFICA A STATO LIMITE ULTIMO PER TENSIONI NORMALI**

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE A1-FASE 5 VERIFICA LIMITE INCASTRO ARCO ROVESCIO**

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d)	$\xi =$	0,250	
Altezza totale della sezione	$h =$	60,00 [cm]	<b>RISOLVI</b>
Copriferro armatura tesa	$c =$	5,00 [cm]	
Altezza utile (h-c)	$d =$	55,00 [cm]	
Profondità dell'asse neutro	$x =$	13,73 [cm]	
Rapporto tra copriferro armatura tesa ed altezza utile (c/d)	$\delta =$	0,091	
Deformazione massima nel calcestruzzo	$\epsilon_{cis} =$	-0,00333	in y = 60,00 [cm]
Deformazione massima nell'acciaio teso	$\epsilon_{acc} =$	0,01000	in y = 5,00 [cm]
Parametro di deformazione $\lambda$ ( $\epsilon = \lambda + \mu y$ )	$\lambda =$	0,01121	
Parametro di deformazione $\mu$ ( $\epsilon = \lambda + \mu y$ )	$\mu =$	-0,00024 [1/cm]	
Sforzo normale interno (rispetto alla base - y=0)	Nrd(y=0)=	-934,00 [kN]	
Momento interno (rispetto alla base - y=0)	Mrd(y=0)=	810,66 [kNm]	
Ordinata rispetto a cui vengono calcolate le sollecitazioni	ysoll=	30,00 [cm]	
Sforzo normale interno (rispetto a y=ysoll)	Nrd(y=ysoll)=	-934,00 [kN]	
Momento interno (rispetto a y=ysoll)	Mrd(y=ysoll)=	530,46 [kNm]	
Sforzo normale agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)=	-934,00 [kN]	
Momento agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Msd(y=ysoll)=	78,59 [kNm]	
Differenza tra sforzo normale agente ed interno (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)-Nrd(y=ysoll)=	0,00 [kN]	
<b>Coefficiente di sicurezza di stato limite ultimo</b>	<b>Mrd(y=ysoll)/Msd(y=ysoll)=</b>	<b>6,75</b>	

CALCESTRUZZO		Trave											
Elementi	Rck	fcd	b inf	h	b sup	y inf	y sup	$\epsilon$ inf	$\epsilon$ sup	$\sigma$ inf	$\sigma$ sup	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]			[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]
1	30,00	16,60	100,00	60,00	100,00	0,00	60,00	0,01121	-0,00333	0,00	-14,11	-1548,34	841,38
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	60,00	60,00	-0,00333	-0,00333	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	60,00	60,00	-0,00333	-0,00333	0,00	0,00	0,00	0,00
totali				60,00		0,00	60,00					-1548,34	841,38

ACCIAIO		Armatura lenta										
Armature	Es	fyd	area	livello	$\epsilon$ acc	$\sigma$ acc	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)				
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm]		[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]				
1	210000	391,30	15,70	5,00	0,01000	391,30	614,34	-30,72				
2	0	0,00	0,00	0,00	0,01121	0,00	0,00	0,00				
3	0	0,00	0,00	0,00	0,01121	0,00	0,00	0,00				
totali				5,00			614,34	-30,72				

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE A1-FASE5 VERIFICA LIMITE INCASTRO ARCO ROVESCIO**

**VERIFICA A TAGLIO A SLU PER SEZIONE RETTANGOLARE**

Caratteristiche dei materiali		Verifica	
Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	Rck=	30	MPa
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	gammac=	1,500	
Coefficiente di trasformazione resistenza cubica -> cilindrica	alfa1=	0,833	
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	fck=	25	MPa
Coefficiente carichi lunga durata	alfacc=	0,850	
Resistenza di calcolo cilindrica calcestruzzo	fcd=	14,167	MPa
Tensione caratteristica di snervamento acciaio	fyk=	450	MPa
Coefficiente di sicurezza acciaio	gammass=	1,150	
Tensione di calcolo di snervamento acciaio	fyd=	391,3	MPa
<b>Caratteristiche della sezione</b>			
Larghezza della membratura resistente a taglio	bw=	1000	mm
Altezza della sezione	h=	600	mm
Altezza utile sezione: d = h - c	d=	550	mm
Area armature longitudinali tese	Asl=	1005,31	mm <sup>2</sup>
Numero bracci	n=	2,5	
Diametro dell'armatura trasversale posta all'interasse s	fi=	24	mm
Interasse armatura trasversale	s=	200	mm
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	alfa=	90,000	°
Area di armatura trasversale posta all'interasse s	Asw=	1131	mm <sup>2</sup>
Area di armatura trasversale a metro lineare	asw=	5,655	mm <sup>2</sup> /mm
<b>Sollecitazioni</b>			
Sforzo normale di compressione di calcolo (compressione = positivo)	Ned=	934,00	kN
Taglio di calcolo agente sulla sezione allo s.l.u.	Vsdu=	113,15	kN
Tensione media di compressione nella sezione: scp= min(Nsd/(bwxh)) ; 0.2 * fcd	scp=	1,557	N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale baricentrica	tau_b=	0,283	N/mm <sup>2</sup>
Tensione principale massima baricentrica	sigma1=	0,050	N/mm <sup>2</sup>
Inclinazione minima dei "puntoni" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave	cot(teta1)=	5,679	
Coefficiente alfac	alfac=	1,110	
Cotangente alfa	cot(alfa)=	0,00	
Limite inferiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta1) = max(1,00; cot(teta1))	cot(teta1)=	5,68	
Limite superiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta2), normalmente 2,50)	cot(teta2)=	2,50	
Resistenza di calcolo a taglio-compressione massima possibile (cot(teta)=cot(teta1))	Vrzd,max=	665	kN
Resistenza di calcolo a taglio-compressione minima (cot(teta)=cot(teta2))	Vrzd,min=	1342	kN
<b>Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio</b>			
Rapporto geometrico armatura longitudinale: ro(l)= min( Asl / (bw * d) ; 0.02 )	ro(l)=	0,00183	
Coefficiente k=min( 1+(200/d)^0.5 ; 2 )	k=	1,603	
Coefficiente vmin=0.035 * (k^1.5) * (fck^0.5)	vmin=	0,355	N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente di calcolo (0,18 * k * (100 * ro(l) * fck) / gammac + 0,15 * scp)	tau_1,calc=	0,553	N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente minima (vmin + 0,15 * scp)	tau_2,min=	0,589	N/mm <sup>2</sup>
<b>Sforzo di taglio resistente</b>	<b>Vrd=</b>	<b>323,77</b>	<b>kN</b>
<b>Tensione tangenziale corrispondente allo Sforzo di taglio resistente</b>	<b>tau(Vrd)=</b>	<b>0,65</b>	<b>N/mm<sup>2</sup></b>
<b>Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (&gt;= 1; solo calcestruzzo)</b>	<b>Vrd/Vsd=</b>	<b>2,861</b>	
<b>Verifica elementi con armature trasversali resistenti a taglio</b>			
Cotangente teta ottimale (cot(teta1)<cot(teta)<cot(teta2))	cot(teta)=	5,68	
Inclinazione puntoni calcestruzzo ottimale (cot(teta1)<cot(teta)<cot(teta2))	teta=	9,987	°
Resistenza di calcolo a taglio-compressione ( Vrzd = 0.90 * d * bw * alfac * Fcd * (cot(alfa)+cot(teta)) / (1+cot(teta)^2) )	Vrzd=	665	kN
Resistenza di calcolo a taglio-trazione ( Vrzd = 0.9 d Asw / s * fyd * (cot(alfa) + cot(teta)) * sen(alfa) )	Vrzd=	6220	kN
<b>Resistenza di calcolo Vrd = min ( Vrzd ; Vrtd )</b>	<b>Vrd =</b>	<b>665</b>	<b>kN</b>
<b>Tensione tangenziale corrispondente alla Resistenza di calcolo Vrd</b>	<b>tau(Vrd)=</b>	<b>1,34</b>	<b>N/mm<sup>2</sup></b>
<b>Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (&gt;= 1; solo calcestruzzo)</b>	<b>Vrd/Vsd=</b>	<b>5,874</b>	

### 8.4 FASE 6 – VERIFICHE TENSIONALI ARCO ROVESCIO E CALOTTA

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

elementi beam da 1 a 64                      rappresentanti la calotta  
 elementi beam da 155 a 186              rappresentanti l'arco rovescio

Le sollecitazioni massime sull'arco rovescio risultano:

incastro elemento 156:       $N_k = 744 \text{ kN}$                $M_k = 62.72 \text{ kN m}$                $T_k = 91.91 \text{ kN}$   
 mezzeria elemento 165:       $N_k = 90 \text{ kN}$                        $M_k = 5.54 \text{ kN m}$                $T_k = 7.37 \text{ kN}$

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	$N_{SDU}$ (kN)	$M_{SDU}$ (kN m)	$N_{RD}$ (kN)	$M_{RD}$ (kNm)	FS
INCASTRO	60	1 $\Phi$ 20/20	967	81.51	967	536	6.58
MEZZERIA	60	-	117	7.20	674	-	5.76

Tabella 8.3 – Fase 6 - Verifica a flessione dell'arco rovescio

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	$V_{SDU}$ (kN)	$V_{RD}$ (kN)	FS
INCASTRO	60	1 $\Phi$ 24/20/40	119.48	679	5.68
MEZZERIA	60	-	9.58	176	18.38

Tabella 8.4 – Fase 6 - Verifica a taglio dell'arco rovescio

Le sollecitazioni massime in calotta risultano:

incastro elemento 63:       $N_k = 71 \text{ kN}$                        $M_k = 0.13 \text{ kN m}$                $T_k = 0.05 \text{ kN}$   
 max neg. elemento 51:       $N_k = 42 \text{ kN}$                        $M_k = 0.19 \text{ kN m}$                $T_k = 0.87 \text{ kN}$   
 max pos. elemento 30:       $N_k = 36 \text{ kN}$                        $M_k = 0.12 \text{ kN m}$                $T_k = 0.52 \text{ kN}$

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	$N_{SDU}$ (kN)	$M_{SDU}$ (kN m)	$N_{RD}$ (kN)	$M_{RD}$ (kNm)	FS
INCASTRO	110	1 $\Phi$ 20/20	92	0.16	92	668	4175
MAX NEG	50	-	54	0.24	6929	-	128.31
MAX POS	50		46	0.15	6962	-	151.34

Tabella 8.5 – Fase 6 - Verifica a flessione della calotta

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	V <sub>SDU</sub> (kN)	V <sub>RD</sub> (kN)	FS
INCASTRO	110	1 $\Phi$ 20/20/20	0.06	7	116.66
CALOTTA	50	-	1.13	350	309.73

Tabella 8.6 – Fase 6 - Verifica a taglio della calotta

\* FLAC log-file opened 29-Mar-19 10:14  
 FASE 6-GALLERIA DOSSO-SEZIONE GD-A1-Getto calotta e maturazione a.r.  
 From File :dos16.sav

Structural element data ...

Elem	ID	Nod1	Nod2	Prop		F-shear	F-axial	Mom-1	Mom-2	
186	17	186	1	3	beam	2.090E+02	6.267E+02	5.541E+01	-9.287E-02	-5
185	17	185	186	3	beam	-4.637E+01	7.963E+02	3.498E+01	-5.540E+01	-6
184	17	184	185	3	beam	-9.264E+01	7.225E+02	6.956E+00	-3.498E+01	-5
183	17	183	184	3	beam	-2.341E+01	5.433E+02	-2.050E+00	-6.956E+00	-4
182	17	182	183	3	beam	1.108E+01	5.130E+02	2.729E+00	2.050E+00	-4
181	17	181	182	3	beam	-1.682E-01	4.185E+02	2.672E+00	-2.729E+00	-3
180	17	180	181	3	beam	-1.411E+01	3.121E+02	-2.051E+00	-2.673E+00	-2
179	17	179	180	3	beam	6.741E+00	2.620E+02	1.034E+00	2.051E+00	-2
178	17	178	179	3	beam	-5.121E+00	1.969E+02	-5.923E-01	-1.034E+00	-1
177	17	177	178	3	beam	-1.492E+01	1.258E+02	-5.328E+00	5.922E-01	-9
176	17	176	177	3	beam	6.758E+00	8.941E+01	-2.146E+00	5.328E+00	-6
175	17	175	176	3	beam	-7.872E-01	3.261E+01	-2.527E+00	2.146E+00	-2
174	17	174	175	3	beam	-2.109E+00	-1.318E+01	-3.570E+00	2.527E+00	1
173	17	173	174	3	beam	-4.636E-01	-4.878E+01	-3.804E+00	3.570E+00	4
172	17	172	173	3	beam	6.956E-01	-7.144E+01	-3.449E+00	3.804E+00	6
171	17	171	172	3	beam	-7.827E-01	-8.259E+01	-3.850E+00	3.449E+00	7
170	17	170	171	3	beam	4.226E-01	-8.273E+01	-3.634E+00	3.850E+00	7
169	17	169	170	3	beam	-6.028E-01	-7.113E+01	-3.941E+00	3.634E+00	6
168	17	168	169	3	beam	9.882E-01	-4.794E+01	-3.443E+00	3.941E+00	4
167	17	167	168	3	beam	2.132E+00	-1.237E+01	-2.388E+00	3.443E+00	1
166	17	166	167	3	beam	6.595E-01	3.387E+01	-2.069E+00	2.388E+00	-2
165	17	165	166	3	beam	-7.379E+00	9.072E+01	-5.544E+00	2.069E+00	-7
164	17	164	165	3	beam	1.514E+01	1.271E+02	-7.385E-01	5.544E+00	-1
163	17	163	164	3	beam	4.644E+00	1.988E+02	7.359E-01	7.384E-01	-1
162	17	162	163	3	beam	-6.408E+00	2.647E+02	-2.196E+00	-7.358E-01	-2
161	17	161	162	3	beam	1.393E+01	3.160E+02	2.468E+00	2.196E+00	-2
160	17	160	161	3	beam	1.512E+00	4.245E+02	2.974E+00	-2.468E+00	-3
159	17	159	160	3	beam	-6.833E+00	5.212E+02	2.771E-02	-2.974E+00	-4
158	17	158	159	3	beam	3.459E+01	5.514E+02	1.190E+01	-2.770E-02	-4
157	17	157	158	3	beam	3.039E+01	7.128E+02	2.232E+01	-1.190E+01	-5
156	17	156	157	3	beam	9.191E+01	7.447E+02	6.272E+01	-2.232E+01	-6
155	17	65	156	3	beam	-2.365E+02	6.877E+02	1.109E-01	-6.272E+01	-5
64	1	64	65	1	beam	-4.597E-01	9.255E+01	-1.054E-01	-1.109E-01	-2
63	1	63	64	1	beam	-5.345E-02	7.145E+01	-1.318E-01	1.054E-01	-1
62	1	62	63	1	beam	4.517E-01	5.431E+01	4.503E-03	1.318E-01	-1
61	1	61	62	1	beam	-5.809E-02	5.970E+01	-1.301E-02	-4.519E-03	-1
60	1	60	61	1	beam	-3.648E-02	5.422E+01	-3.065E-02	1.298E-02	-1
59	1	59	60	1	beam	2.540E-02	5.092E+01	-1.822E-02	3.067E-02	-1
58	1	58	59	1	beam	-8.630E-04	4.857E+01	-1.865E-02	1.822E-02	-1
57	1	57	58	1	beam	3.289E-02	4.675E+01	-2.715E-03	1.865E-02	-1
56	1	56	57	1	beam	6.963E-02	4.665E+01	1.830E-02	2.710E-03	-1
55	1	55	56	1	beam	1.591E-01	4.461E+01	6.628E-02	-1.829E-02	-9
54	1	54	55	1	beam	-4.231E-01	4.471E+01	-1.429E-01	-6.630E-02	-1
53	1	53	54	1	beam	4.269E-01	4.391E+01	5.787E-02	1.430E-01	-9

52	1	52	53	1	beam	1.341E-01	4.329E+01	1.030E-01	-5.787E-02	-9
51	1	51	52	1	beam	-8.721E-01	4.236E+01	-1.906E-01	-1.031E-01	-9
50	1	50	51	1	beam	7.487E-01	4.192E+01	1.343E-01	1.906E-01	-9
49	1	49	50	1	beam	-4.840E-01	4.361E+01	-3.406E-02	-1.343E-01	-9
48	1	48	49	1	beam	-1.735E-01	4.069E+01	-9.441E-02	3.403E-02	-9
47	1	47	48	1	beam	5.391E-01	4.116E+01	9.777E-02	9.436E-02	-9
46	1	46	47	1	beam	-3.478E-01	4.028E+01	-2.614E-02	-9.781E-02	-8
45	1	45	46	1	beam	-1.420E-01	3.956E+01	-7.669E-02	2.608E-02	-8
44	1	44	45	1	beam	4.178E-01	4.020E+01	7.229E-02	7.660E-02	-9
43	1	43	44	1	beam	-2.287E-01	4.181E+01	-7.283E-03	-7.226E-02	-9
42	1	42	43	1	beam	-1.951E-01	3.959E+01	-7.514E-02	7.266E-03	-8
41	1	41	42	1	beam	1.991E-01	3.984E+01	1.132E-02	7.512E-02	-8
40	1	40	41	1	beam	2.478E-01	3.861E+01	9.477E-02	-1.133E-02	-8
39	1	39	40	1	beam	-6.243E-01	4.022E+01	-1.154E-01	-9.478E-02	-9
38	1	38	39	1	beam	3.110E-01	3.470E+01	3.087E-02	1.154E-01	-7
37	1	37	38	1	beam	-3.277E-02	3.615E+01	1.468E-02	-3.088E-02	-7
36	1	36	37	1	beam	-3.961E-01	3.556E+01	-1.047E-01	-1.468E-02	-7
35	1	35	36	1	beam	4.632E-01	3.661E+01	3.490E-02	1.047E-01	-7
34	1	34	35	1	beam	1.938E-02	3.435E+01	4.427E-02	-3.487E-02	-7
33	1	33	34	1	beam	-3.145E-01	3.477E+01	-1.100E-01	-4.425E-02	-7
32	1	32	33	1	beam	3.196E-01	3.411E+01	4.676E-02	1.100E-01	-7
31	1	31	32	1	beam	-2.161E-02	3.504E+01	3.632E-02	-4.680E-02	-7
30	1	30	31	1	beam	-5.277E-01	3.687E+01	-1.227E-01	-3.635E-02	-8
29	1	29	30	1	beam	4.536E-01	3.534E+01	1.398E-02	1.227E-01	-7
28	1	28	29	1	beam	4.085E-02	3.617E+01	3.418E-02	-1.398E-02	-7
27	1	27	28	1	beam	-3.117E-01	3.479E+01	-1.125E-01	-3.417E-02	-7
26	1	26	27	1	beam	6.223E-01	4.019E+01	9.708E-02	1.125E-01	-9
25	1	25	26	1	beam	-2.608E-01	3.861E+01	9.248E-03	-9.708E-02	-8
24	1	24	25	1	beam	-1.923E-01	3.988E+01	-7.421E-02	-9.252E-03	-8
23	1	23	24	1	beam	1.874E-01	3.954E+01	-9.047E-03	7.424E-02	-8
22	1	22	23	1	beam	2.303E-01	4.184E+01	7.103E-02	9.077E-03	-9
21	1	21	22	1	beam	-3.893E-01	4.024E+01	-6.771E-02	-7.102E-02	-9
20	1	20	21	1	beam	1.034E-01	3.953E+01	-3.086E-02	6.773E-02	-8
19	1	19	20	1	beam	3.450E-01	4.025E+01	9.210E-02	3.087E-02	-8
18	1	18	19	1	beam	-4.893E-01	4.113E+01	-8.229E-02	-9.208E-02	-9
17	1	17	18	1	beam	1.039E-01	4.067E+01	-4.617E-02	8.231E-02	-9
16	1	16	17	1	beam	5.253E-01	4.359E+01	1.366E-01	4.617E-02	-9
15	1	15	16	1	beam	-7.346E-01	4.196E+01	-1.823E-01	-1.366E-01	-9
14	1	14	15	1	beam	8.197E-01	4.228E+01	9.377E-02	1.823E-01	-9
13	1	13	14	1	beam	-1.060E-01	4.328E+01	5.805E-02	-9.376E-02	-9
12	1	12	13	1	beam	-4.214E-01	4.388E+01	-1.402E-01	-5.805E-02	-9
11	1	11	12	1	beam	4.018E-01	4.461E+01	5.845E-02	1.402E-01	-1
10	1	10	11	1	beam	-1.106E-01	4.465E+01	2.509E-02	-5.845E-02	-9
9	1	9	10	1	beam	-8.804E-02	4.662E+01	-1.433E-03	-2.513E-02	-1
8	1	8	9	1	beam	-3.495E-02	4.670E+01	-1.834E-02	1.410E-03	-1
7	1	7	8	1	beam	2.743E-04	4.851E+01	-1.821E-02	1.834E-02	-1
6	1	6	7	1	beam	-2.537E-02	5.083E+01	-3.065E-02	1.822E-02	-1
5	1	5	6	1	beam	3.723E-02	5.409E+01	-1.261E-02	3.065E-02	-1
4	1	4	5	1	beam	4.997E-02	5.950E+01	2.469E-03	1.260E-02	-1
3	1	3	4	1	beam	-4.285E-01	5.422E+01	-1.268E-01	-2.468E-03	-1
2	1	2	3	1	beam	3.996E-02	7.093E+01	-1.070E-01	1.268E-01	-1
1	1	1	2	1	beam	4.250E-01	9.154E+01	9.289E-02	1.070E-01	-2

\* FLAC log-file closed

29-Mar-1



**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE A1-FASE 6 VERIFICA MOMENTO POSITIVO ARCO ROVESCIO**

fcd **14,11** daN/cm<sup>2</sup>  
 b **100,00** cm  
 a **60,00** cm  
 Ned **117,93** kN  
 Med **7,20** kNm  
 e= **6,11** cm

x= **47,79** cm  
 Nrd **674,31** kN  
 ver **Ok**

fctd **11,97** daN/cm<sup>2</sup>  
 fct1d **10,17** daN/cm<sup>2</sup>

sigmac **2,47** daN/cm<sup>2</sup>  
 sigmaclim **-17,33** daN/cm<sup>2</sup>  
 delta **19,80** daN/cm<sup>2</sup>

fcvd\_1 **11,34** daN/cm<sup>2</sup>  
 fcvd\_2 **5,54** daN/cm<sup>2</sup>  
 fcvd **5,54** daN/cm<sup>2</sup>

Ved **9,58** kN  
 Vrd **176,42** kN  
 ver **Ok**

**4.1.11. CALCESTRUZZO A BASSA PERCENTUALE DI ARMATURA O NON ARMATO**

Il calcestruzzo a bassa percentuale di armatura è quello per il quale la percentuale di armatura messa in opera è minore di quella minima necessaria per il calcestruzzo armato o la quantità media in peso di acciaio per metro cubo di calcestruzzo è inferiore a 0,3 kN.

Sia il calcestruzzo a bassa percentuale di armatura, sia quello non armato possono essere impiegati solo per elementi secondari o per strutture massicce o estese.

**4.1.11.1 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA – NORME DI CALCOLO**

Per le verifiche di resistenza delle sezioni sotto sforzi normali si adottano le competenti ipotesi tratte dal § 4.1.2.3.4.1. Per una sezione rettangolare di lati a e b soggetta ad una forza normale N<sub>Ed</sub> con una eccentricità e nella direzione del lato a la verifica di resistenza allo SLU, con il modello (c) di § 4.1.2.1.2.1, si pone con

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} = f_{ctd} b x \quad [4.1.50]$$

con  $x = a - 2e$ .

La verifica di resistenza della stessa sezione rettangolare di lati a e b soggetta anche ad un sforzo di taglio V<sub>Ed</sub> nella direzione del lato a si pone con

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} = f_{ctd} b x / 1,5$$

con  
 $f_{cvd} = \sqrt{(f_{ct1d} + \sigma_c f_{ct1d})}$  per  $\sigma_c \leq \sigma_{diam}$   
 $f_{cvd} = \sqrt{(f_{ct1d} + \sigma_c f_{ct1d} - \delta^2/4)}$  per  $\sigma_c > \sigma_{diam}$   
 dove  
 $\sigma_c = N_{Ed} / (b x)$   
 $\delta = \sigma_c - \sigma_{diam}$   
 $\sigma_{diam} = f_{ctd} - 2 \sqrt{(f_{ct1d} + f_{ctd} f_{ct1d})}$   
 dove

$$f_{ct1d} = 0,85 f_{ctd}$$

è la resistenza a trazione di progetto per calcestruzzo non armato o debolmente armato.

**VERIFICA A STATO LIMITE ULTIMO PER TENSIONI NORMALI  
 GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE A1-FASE 6 VERIFICA LIMITE INCASTRO ARCO ROVESCIO**

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d)	ξ=	0,254	
Altezza totale della sezione	h=	60,00 [cm]	
Copriferro armatura tesa	c=	5,00 [cm]	
Altezza utile (h-c)	d=	55,00 [cm]	
Profondità dell'asse neutro	x=	13,94 [cm]	
Rapporto tra copriferro armatura tesa ed altezza utile (c/d)	δ=	0,091	
Deformazione massima nel calcestruzzo	ε <sub>cls</sub> =	-0,00340	in y= 60,00 [cm]
Deformazione massima nell'acciaio teso	ε <sub>acc</sub> =	0,01000	in y= 5,00 [cm]
Parametro di deformazione λ (ε= λ + μ y)	λ=	0,01122	
Parametro di deformazione μ (ε= λ + μ y)	μ=	-0,00024 [1/cm]	
Sforzo normale interno (rispetto alla base - y=0)	Nrd(y=0)=	-967,00 [kN]	
Momento interno (rispetto alla base - y=0)	Mrd(y=0)=	826,83 [kNm]	
Ordinata rispetto a cui vengono calcolate le sollecitazioni	ysoll=	30,00 [cm]	
Sforzo normale interno (rispetto a y=ysoll)	Nrd(y=ysoll)=	-967,00 [kN]	
Momento interno (rispetto a y=ysoll)	Mrd(y=ysoll)=	536,73 [kNm]	
Sforzo normale agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)=	-967,00 [kN]	
Momento agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Msd(y=ysoll)=	81,51 [kNm]	
Differenza tra sforzo normale agente ed interno (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)-Nrd(y=ysoll)=	0,00 [kN]	
Coefficiente di sicurezza di stato limite ultimo	Mrd(y=ysoll)/Msd(y=ysoll)=	6,58	

**RISOLVI**

CALCESTRUZZO		Trave											
Elementi	Rck	fcd	b inf	h	b sup	y inf	y sup	ε inf	ε sup	σ inf	σ sup	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]			[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]
1	30,00	16,60	100,00	60,00	100,00	0,00	60,00	0,01122	-0,00340	0,00	-14,11	-1581,34	857,55
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	60,00	60,00	-0,00340	-0,00340	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	60,00	60,00	-0,00340	-0,00340	0,00	0,00	0,00	0,00
totali				60,00		0,00	60,00					-1581,34	857,55

ACCIAIO		Armatura lenta									
Armature	Es	f <sub>yd</sub>	area	livello	ε <sub>acc</sub>	σ <sub>acc</sub>	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)			
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm]		[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]			
1	210000	391,30	15,70	5,00		391,30	614,34	-30,72			
2	0	0,00	0,00	0,00	0,01122	0,00	0,00	0,00			
3	0	0,00	0,00	0,00	0,01122	0,00	0,00	0,00			
totali				5,00			614,34	-30,72			

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE A1-FASE6 VERIFICA LIMITE INCASTRO ARCO ROVESCIO**

**VERIFICA A TAGLIO A SLU PER SEZIONE RETTANGOLARE**

**Verifica**

**Caratteristiche dei materiali**

Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	Rck=	30 MPa
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	gammac=	1,500
Coefficiente di trasformazione resistenza cubica -> cilindrica	alfa1=	0,833
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	fck=	25 MPa
Coefficiente carichi lunga durata	alfacc=	0,850
Resistenza di calcolo cilindrica calcestruzzo	fcdd=	14,167 MPa
Tensione caratteristica di snervamento acciaio	fyk=	450 MPa
Coefficiente di sicurezza acciaio	gammass=	1,150
Tensione di calcolo di snervamento acciaio	fyd=	391,3 MPa

**Caratteristiche della sezione**

Larghezza della membratura resistente a taglio	bw=	1000 mm
Altezza della sezione	h=	600 mm
Altezza utile sezione: d = h - c	d=	550 mm
Area armature longitudinali tese	Asl=	1005,31 mm <sup>2</sup>
Numero bracci	n=	2,5
Diametro dell'armatura trasversale posta all'interasse s	fi=	24 mm
Interasse armatura trasversale	s=	200 mm
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	alfa=	90,000 °
Area di armatura trasversale posta all'interasse s	Asw=	1131 mm <sup>2</sup>
Area di armatura trasversale a metro lineare	asw=	5,655 mm <sup>2</sup> /mm

**Sollecitazioni**

Sforzo normale di compressione di calcolo (compressione = positivo)	Ned=	967,00 kN
Taglio di calcolo agente sulla sezione allo s.l.u.	Vsdu=	119,48 kN
Tensione media di compressione nella sezione: scp= min(Nsd/(bwxh) ; 0.2 * fcd)	scp=	1,612 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale baricentrica	tau_b=	0,299 N/mm <sup>2</sup>
Tensione principale massima baricentrica	sigma1=	0,054 N/mm <sup>2</sup>
Inclinazione minima dei "puntoni" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave	cot(teta1)=	5,575
Coefficiente alfac	alfac=	1,114
Cotangente alfa	cot(alfa)=	0,00
Limite inferiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta1) = max(1,00; cot(teta1)))	cot(teta1)=	5,57
Limite superiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta2), normalmente 2,50)	cot(teta2)=	2,50
Resistenza di calcolo a taglio-compressione massima possibile (cot(teta)=cot(teta1))	Vrdd,max=	679 kN
Resistenza di calcolo a taglio-compressione minima (cot(teta)=cot(teta2))	Vrdd,min=	1347 kN

**Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio**

Rapporto geometrico armatura longitudinale: ro(l) = min( Asl / (bw * d) ; 0.02 )	ro(l)=	0,00183
Coefficiente k = min( 1 + (200/d)^0.5 ; 2 )	k=	1,603
Coefficiente v_min = 0.035 * (k^1.5) * (fck^0.5)	v_min=	0,355 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente di calcolo (0,18 * k * (100 * ro(l) * fck) / gammac + 0,15 * scp)	tau_1,calc=	0,561 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente minima (v_min + 0,15 * scp)	tau_2,min=	0,597 N/mm <sup>2</sup>
<b>Sforzo di taglio resistente</b>	<b>Vrd=</b>	<b>328,31 kN</b>
<b>Tensione tangenziale corrispondente allo Sforzo di taglio resistente</b>	<b>tau(Vrd)=</b>	<b>0,66 N/mm<sup>2</sup></b>
<b>Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (&gt;= 1; solo calcestruzzo)</b>	<b>Vrd/Vsd=</b>	<b>2,748</b>

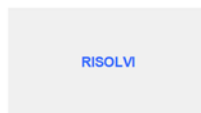
**Verifica elementi con armature trasversali resistenti a taglio**

Cotangente teta ottimale (cot(teta1) < cot(teta) < cot(teta2))	cot(teta)=	5,57
Inclinazione puntoni calcestruzzo ottimale (cot(teta1) < cot(teta) < cot(teta2))	teta=	10,169 °
Resistenza di calcolo a taglio-compressione ( Vrd = 0.90 * d * bw * alfac * fcd * (cot(alfa) + cot(teta)) / (1 + cot(teta)^2) )	Vrdd=	679 kN
Resistenza di calcolo a taglio-trazione ( Vrdd = 0.9 d Asw / s * fyd * (cot(alfa) + cot(teta)) * sen(alfa) )	Vrdd=	6106 kN
<b>Resistenza di calcolo Vrd = min ( Vrdd ; Vrdd )</b>	<b>Vrd =</b>	<b>679 kN</b>
<b>Tensione tangenziale corrispondente alla Resistenza di calcolo Vrd</b>	<b>tau(Vrd)=</b>	<b>1,37 N/mm<sup>2</sup></b>
<b>Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (&gt;= 1; solo calcestruzzo)</b>	<b>Vrd/Vsd=</b>	<b>5,680</b>

**VERIFICA A STATO LIMITE ULTIMO PER TENSIONI NORMALI**

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE A1-FASE6 VERIFICA INCASTRO CALOTTA**

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d)	xi=	0,103
Altezza totale della sezione	h=	110,00 [cm]
Copri ferro armatura tesa	c=	5,00 [cm]
Altezza utile (h-c)	d=	105,00 [cm]
Profondità dell'asse neutro	x=	10,80 [cm]
Rapporto tra copri ferro armatura tesa ed altezza utile (c/d)	delta=	0,048



Deformazione massima nel calcestruzzo	epsilon_csls=	-0,00115	in y=	110,00 [cm]
Deformazione massima nell'acciaio teso	epsilon_acc=	0,01000	in y=	5,00 [cm]
Parametro di deformazione lambda (epsilon = lambda + mu y)	lambda=	0,01053		
Parametro di deformazione mu (epsilon = lambda + mu y)	mu=	-0,00011 [1/cm]		
Sforzo normale interno (rispetto alla base - y=0)	Nrd(y=0)=	-92,00 [kN]		
Momento interno (rispetto alla base - y=0)	Mrd(y=0)=	719,33 [kNm]		

**Ordinata rispetto a cui vengono calcolate le sollecitazioni**

Sforzo normale interno (rispetto a y=ysoll)	Nrd(y=ysoll)=	-92,00 [kN]
Momento interno (rispetto a y=ysoll)	Mrd(y=ysoll)=	668,73 [kNm]
Sforzo normale agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)=	-92,00 [kN]
Momento agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Msd(y=ysoll)=	0,16 [kNm]
Differenza tra sforzo normale agente ed interno (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)-Nrd(y=ysoll)=	0,00 [kN]
<b>Coefficiente di sicurezza di stato limite ultimo</b>	<b>Mrd(y=ysoll)/Msd(y=ysoll)=</b>	<b>4179,59</b>

**CALCESTRUZZO**

Elementi	Trave										Nrd(y=0)	Mrd(y=0)	
	Rck	fc d	b inf	h	b sup	y inf	y sup	epsilon inf	epsilon sup	sigma inf			sigma sup
1	30,00	16,60	100,00	110,00	100,00	0,00	110,00	0,01053	-0,00115	0,00	-11,54	-706,34	750,05
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	110,00	110,00	-0,00115	-0,00115	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	110,00	110,00	-0,00115	-0,00115	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>totali</b>				110,00		0,00	110,00					-706,34	750,05

**ACCIAIO**

Armature	Armatura lenta										Nrd(y=0)	Mrd(y=0)
	Es	fyd	area	livello	epsilon acc	sigma acc						
1	210000	391,30	15,70	5,00	0,01000	391,30					614,34	-30,72
2	0	0,00	0,00	0,00	0,01053	0,00					0,00	0,00
3	0	0,00	0,00	0,00	0,01053	0,00					0,00	0,00
<b>totali</b>				5,00							614,34	-30,72

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE A1-FASE6 VERIFICA MASSIMO NEGATIVO IN CALOTTA**

fcc	141,10 daN/cm <sup>2</sup>
b	100,00 cm
a	50,00 cm
Ned	54,00 kN
Med	0,24 kNm
e=	0,44 cm
x=	49,11 cm
Nrd	6929,58 kN
ver	Ok
fctd	11,97 daN/cm <sup>2</sup>
fct1d	10,17 daN/cm <sup>2</sup>
sigmac	1,10 daN/cm <sup>2</sup>
sigmaclim	62,64 daN/cm <sup>2</sup>
delta	-61,54 daN/cm <sup>2</sup>
fcvd_1	10,71 daN/cm <sup>2</sup>
fcvd_2	#NUM! daN/cm <sup>2</sup>
fcvd	10,71 daN/cm <sup>2</sup>
Ved	1,13 kN
Vrd	350,65 kN
ver	Ok

**4.1.11. CALCESTRUZZO A BASSA PERCENTUALE DI ARMATURA O NON ARMATO**

Il calcestruzzo a bassa percentuale di armatura è quello per il quale la percentuale di armatura messa in opera è minore di quella minima necessaria per il calcestruzzo armato o la quantità media in peso di acciaio per metro cubo di calcestruzzo è inferiore a 0,3 kN.

Sia il calcestruzzo a bassa percentuale di armatura, sia quello non armato possono essere impiegati solo per elementi secondari o per strutture massicce o estese.

**4.1.11.1 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA – NORME DI CALCOLO**

Per le verifiche di resistenza delle sezioni sotto sforzi normali si adottano le competenti ipotesi tratte dal § 4.1.2.3.4.1. Per una sezione rettangolare di lati a e b soggetta ad una forza normale N<sub>Ed</sub> con una eccentricità e nella direzione del lato a la verifica di resistenza allo SLU, con il modello (c) di § 4.1.2.1.2.1, si pone con

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} = f_{ctd} b x \quad [4.1.50]$$

con  $x = a - 2e$ .

La verifica di resistenza della stessa sezione rettangolare di lati a e b soggetta anche ad un sforzo di taglio V<sub>Ed</sub> nella direzione del lato a si pone con

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} = f_{ctd} b x / 1,5$$

con

$$f_{ctd} = \sqrt{(f_{cttd} + \sigma_{cttd})} \quad \text{per } \sigma_c \leq \sigma_{ctd}$$

$$f_{ctd} = \sqrt{(f_{cttd} + \sigma_{cttd} - \delta^2/4)} \quad \text{per } \sigma_c > \sigma_{ctd}$$

dove

$$\sigma_c = N_{Ed} / (b x)$$

$$\delta = \sigma_c - \sigma_{ctd}$$

$$\sigma_{ctd} = f_{ctd} - 2 \sqrt{(f_{cttd} + f_{cttd})}$$

dove

$$f_{cttd} = 0,85 f_{ctd}$$

è la resistenza a trazione di progetto per calcestruzzo non armato o debolmente armato.

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE A1-FASE6 VERIFICA MOMENTO POSITIVO IN CALOTTA**

fcc	141,10 daN/cm <sup>2</sup>
b	100,00 cm
a	50,00 cm
Ned	46,00 kN
Med	0,15 kNm
e=	0,33 cm
x=	49,35 cm
Nrd	6962,98 kN
ver	Ok
fctd	11,97 daN/cm <sup>2</sup>
fct1d	10,17 daN/cm <sup>2</sup>
sigmac	0,93 daN/cm <sup>2</sup>
sigmaclim	62,64 daN/cm <sup>2</sup>
delta	-61,70 daN/cm <sup>2</sup>
fcvd_1	10,63 daN/cm <sup>2</sup>
fcvd_2	#NUM! daN/cm <sup>2</sup>
fcvd	10,63 daN/cm <sup>2</sup>
Ved	1,13 kN
Vrd	349,72 kN
ver	Ok

**4.1.11. CALCESTRUZZO A BASSA PERCENTUALE DI ARMATURA O NON ARMATO**

Il calcestruzzo a bassa percentuale di armatura è quello per il quale la percentuale di armatura messa in opera è minore di quella minima necessaria per il calcestruzzo armato o la quantità media in peso di acciaio per metro cubo di calcestruzzo è inferiore a 0,3 kN.

Sia il calcestruzzo a bassa percentuale di armatura, sia quello non armato possono essere impiegati solo per elementi secondari o per strutture massicce o estese.

**4.1.11.1 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA – NORME DI CALCOLO**

Per le verifiche di resistenza delle sezioni sotto sforzi normali si adottano le competenti ipotesi tratte dal § 4.1.2.3.4.1. Per una sezione rettangolare di lati a e b soggetta ad una forza normale N<sub>Ed</sub> con una eccentricità e nella direzione del lato a la verifica di resistenza allo SLU, con il modello (c) di § 4.1.2.1.2.1, si pone con

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} = f_{ctd} b x \quad [4.1.50]$$

con  $x = a - 2e$ .

La verifica di resistenza della stessa sezione rettangolare di lati a e b soggetta anche ad un sforzo di taglio V<sub>Ed</sub> nella direzione del lato a si pone con

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} = f_{ctd} b x / 1,5$$

con

$$f_{ctd} = \sqrt{(f_{cttd} + \sigma_{cttd})} \quad \text{per } \sigma_c \leq \sigma_{ctd}$$

$$f_{ctd} = \sqrt{(f_{cttd} + \sigma_{cttd} - \delta^2/4)} \quad \text{per } \sigma_c > \sigma_{ctd}$$

dove

$$\sigma_c = N_{Ed} / (b x)$$

$$\delta = \sigma_c - \sigma_{ctd}$$

$$\sigma_{ctd} = f_{ctd} - 2 \sqrt{(f_{cttd} + f_{cttd})}$$

dove

$$f_{cttd} = 0,85 f_{ctd}$$

è la resistenza a trazione di progetto per calcestruzzo non armato o debolmente armato.

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE A1-FASE6 VERIFICA INCASTRO CALOTTA**

**VERIFICA A TAGLIO A SLU PER SEZIONE RETTANGOLARE**

	Verifica
<b>Caratteristiche dei materiali</b>	
Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	Rck= 30 MPa
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	gammac= 1,500
Coefficiente di trasformazione resistenza cubica -> cilindrica	alfa1= 0,833
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	fcyk= 25 MPa
Coefficiente carichi lunga durata	alfacc= 0,850
Resistenza di calcolo cilindrica calcestruzzo	fcdd= 14,167 MPa
Tensione caratteristica di snervamento acciaio	fyk= 450 MPa
Coefficiente di sicurezza acciaio	gammass= 1,150
Tensione di calcolo di snervamento acciaio	fydd= 391,3 MPa
<b>Caratteristiche della sezione</b>	
Larghezza della membratura resistente a taglio	bw= 1000 mm
Altezza della sezione	h= 1100 mm
Altezza utile sezione: d = h - c	d= 1050 mm
Area armature longitudinali tese	Asl= 1005,31 mm <sup>2</sup>
Numero bracci	n= 5,0
Diametro dell'armatura trasversale posta all'interasse s	fi= 20 mm
Interasse armatura trasversale	s= 200 mm
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	alfa= 90,000 °
Area di armatura trasversale posta all'interasse s	Asw= 1571 mm <sup>2</sup>
Area di armatura trasversale a metro lineare	asw= 7,854 mm <sup>2</sup> /mm
<b>Sollecitazioni</b>	
Sforzo normale di compressione di calcolo (compressione = positivo)	Ned= 92,00 kN
Taglio di calcolo agente sulla sezione allo s.l.u.	Vsdu= 0,06 kN
Tensione media di compressione nella sezione: scp= min(Nsd/(bw*h); 0,2 * fcd)	scp= 0,084 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale baricentrica	tau_b= 0,000 N/mm <sup>2</sup>
Tensione principale massima baricentrica	sigma1= 0,000 N/mm <sup>2</sup>
Inclinazione minima dei "puntoni" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave	cot(teta1)= 1022,223
Coefficiente alfa	alfac= 1,006
Cotangente alfa	cot(alfa)= 0,00
Limite inferiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta1) = max(1,00; cot(teta1)))	cot(teta1)= 1022,22
Limite superiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta2), normalmente 2,50)	cot(teta2)= 2,50
Resistenza di calcolo a taglio-compressione massima possibile (cot(teta)=cot(teta1))	Vrdd,max= 7 kN
Resistenza di calcolo a taglio-compressione minima (cot(teta)=cot(teta2))	Vrdd,min= 2322 kN
<b>Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio</b>	
Rapporto geometrico armatura longitudinale: rho(l)= min( Asl / (bw*d) ; 0,02 )	rho(l)= 0,00096
Coefficiente k=min( 1+(200/d)^0,5 ; 2 )	k= 1,436
Coefficiente vmin=0,035 * (k^1,5) * (fcyk^0,5)	vmin= 0,301 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente di calcolo (0,18* k * (100 * rho(l)) * fcyk) / gammac + 0,15*scp)	tau_1,calc= 0,243 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente minima (vmin + 0,15* scp)	tau_2,min= 0,314 N/mm <sup>2</sup>
<b>Sforzo di taglio resistente</b>	Vrd= 329,51 kN
Tensione tangenziale corrispondente allo Sforzo di taglio resistente	tau(Vrd)= 0,35 N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (>= 1; solo calcestruzzo)	Vrd/Vsdd= 5491,910
<b>Verifica elementi con armature trasversali resistenti a taglio</b>	
Cotangente teta ottimale (cot(teta1)<cot(teta)<cot(teta2))	cot(teta)= 1022,22
Inclinazione puntoni calcestruzzo ottimale (cot(teta1)<cot(teta)<cot(teta2))	teta= 0,056 °
Resistenza di calcolo a taglio-compressione ( Vrdd = 0,90 * d * bw * alfac * fcd * (cot(alfa)+cot(teta)) / (1+cot(teta)^2) )	Vrdd= 7 kN
Resistenza di calcolo a taglio-trazione ( Vrdsd = 0,9 d Asw s * fydd * (cot(alfa) + cot(teta)) * sen(alfa) )	Vrdsd= 2968808 kN
<b>Resistenza di calcolo Vrd = min ( Vrdd ; Vrdsd )</b>	Vrd = 7 kN
Tensione tangenziale corrispondente alla Resistenza di calcolo Vrd	tau(Vrd)= 0,01 N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (>= 1; solo calcestruzzo)	Vrd/Vsdd= 109,781

**8.5 FASE 7 – VERIFICHE TENSIONALI ARCO ROVESCIO E CALOTTA**

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

- elementi beam da 1 a 64                      rappresentanti la calotta
- elementi beam da 155 a 186                rappresentanti l'arco rovescio

Le sollecitazioni massime sull'arco rovescio risultano:

incastro elemento 156:	N <sub>k</sub> = 772 kN	M <sub>k</sub> = 65.52 kN m	T <sub>k</sub> = 96.65 kN
mezzeria elemento 165:	N <sub>k</sub> = 103 kN	M <sub>k</sub> = 5.02 kN m	T <sub>k</sub> = 5.00 kN

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	N <sub>SDU</sub> (kN)	M <sub>SDU</sub> (kN m)	N <sub>RD</sub> (kN)	M <sub>RD</sub> (kNm)	FS
INCASTRO	60	1 Φ 20/20	1003	85.17	1003	543	6.37
MEZZERIA	60	-	133	6.52	708.26	-	5.32

Tabella 8.7 – Fase 7 - Verifica a flessione dell'arco rovescio

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	V <sub>SDU</sub> (kN)	V <sub>RD</sub> (kN)	FS
INCASTRO	60	1 Φ 24/20/40	125.64	689	5.48
MEZZERIA	60	-	6.50	185.43	28.52

Tabella 8.8 – Fase 7 - Verifica a taglio dell'arco rovescio

Le sollecitazioni massime in calotta risultano:

incastro elemento 63:	N <sub>k</sub> = 95 kN	M <sub>k</sub> = 0.32 kN m	T <sub>k</sub> = 0.09 kN
max neg. elemento 50:	N <sub>k</sub> = 59 kN	M <sub>k</sub> = 0.30 kN m	T <sub>k</sub> = 1.03 kN
max pos. elemento 36:	N <sub>k</sub> = 51 kN	M <sub>k</sub> = 0.23 kN m	T <sub>k</sub> = 0.91 kN

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	N <sub>SDU</sub> (kN)	M <sub>SDU</sub> (kN m)	N <sub>RD</sub> (kN)	M <sub>RD</sub> (kNm)	FS
INCASTRO	110	1 Φ 20/20	123	0.41	123	683	1665.85
MAX NEG	50	-	76	0.39	6910	-	90.92
MAX POS	50	-	66	0.29	6931	-	105.01

Tabella 8.9 – Fase 7 - Verifica a flessione della calotta

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	V <sub>SDU</sub> (kN)	V <sub>RD</sub> (kN)	FS
INCASTRO	110	1 Φ 20/20/20	0.11	9	81.81
CALOTTA	50	-	1.33	356	267

Tabella 8.10 – Fase 7 - Verifica a taglio della calotta

\* FLAC log-file opened 29-Mar-19 9:56  
 FASE 7-GALLERIA DOSSO-SEZIONE DG-A1-Maturazione calotta  
 From File :dos17.sav

Structural element data ...

Elem ID	Nod1	Nod2	Prop		F-shear	F-axial	Mom-1	Mom-2
186	17	186	1	3 beam	2.159E+02	6.563E+02	5.808E+01	-9.282E-01 -5
185	17	185	186	3 beam	-4.946E+01	8.251E+02	3.629E+01	-5.808E+01 -6
184	17	184	185	3 beam	-9.578E+01	7.487E+02	7.317E+00	-3.629E+01 -6
183	17	183	184	3 beam	-2.557E+01	5.644E+02	-2.518E+00	-7.317E+00 -4
182	17	182	183	3 beam	1.038E+01	5.346E+02	1.956E+00	2.518E+00 -4
181	17	181	182	3 beam	1.056E+00	4.385E+02	2.310E+00	-1.956E+00 -3
180	17	180	181	3 beam	-1.485E+01	3.268E+02	-2.662E+00	-2.310E+00 -2
179	17	179	180	3 beam	6.412E+00	2.779E+02	2.716E-01	2.662E+00 -2
178	17	178	179	3 beam	-1.210E+00	2.178E+02	-1.126E-01	-2.716E-01 -1
177	17	177	178	3 beam	-1.541E+01	1.420E+02	-5.005E+00	1.128E-01 -1
176	17	176	177	3 beam	4.976E+00	1.027E+02	-2.661E+00	5.005E+00 -7

175	17	175	176	3	beam	-5.632E-01	4.751E+01	-2.934E+00	2.661E+00	-3
174	17	174	175	3	beam	-1.485E+00	4.093E+00	-3.669E+00	2.934E+00	6
173	17	173	174	3	beam	-2.711E-01	-2.853E+01	-3.805E+00	3.669E+00	3
172	17	172	173	3	beam	1.864E-01	-4.819E+01	-3.710E+00	3.805E+00	5
171	17	171	172	3	beam	4.863E-02	-5.658E+01	-3.685E+00	3.710E+00	5
170	17	170	171	3	beam	-2.309E-01	-5.651E+01	-3.804E+00	3.685E+00	5
169	17	169	170	3	beam	-2.508E-01	-4.786E+01	-3.931E+00	3.804E+00	5
168	17	168	169	3	beam	4.627E-01	-2.791E+01	-3.698E+00	3.931E+00	3
167	17	167	168	3	beam	1.527E+00	4.480E+00	-2.943E+00	3.698E+00	5
166	17	166	167	3	beam	5.654E-01	4.814E+01	-2.669E+00	2.942E+00	-3
165	17	165	166	3	beam	-5.001E+00	1.038E+02	-5.024E+00	2.669E+00	-7
164	17	164	165	3	beam	1.516E+01	1.431E+02	-2.093E-01	5.024E+00	-1
163	17	163	164	3	beam	1.072E+00	2.198E+02	1.310E-01	2.093E-01	-1
162	17	162	163	3	beam	-6.404E+00	2.810E+02	-2.799E+00	-1.310E-01	-2
161	17	161	162	3	beam	1.448E+01	3.310E+02	2.049E+00	2.800E+00	-2
160	17	160	161	3	beam	7.583E-01	4.448E+02	2.303E+00	-2.049E+00	-3
159	17	159	160	3	beam	-5.821E+00	5.432E+02	-2.065E-01	-2.303E+00	-4
158	17	158	159	3	beam	3.632E+01	5.727E+02	1.225E+01	2.064E-01	-4
157	17	157	158	3	beam	3.142E+01	7.388E+02	2.303E+01	-1.225E+01	-6
156	17	156	157	3	beam	9.665E+01	7.729E+02	6.552E+01	-2.303E+01	-6
155	17	65	156	3	beam	-2.438E+02	7.173E+02	9.993E-01	-6.551E+01	-5
64	1	64	65	1	beam	-2.704E+00	1.190E+02	-2.728E-01	-9.993E-01	-2
63	1	63	64	1	beam	-9.748E-02	9.570E+01	-3.210E-01	2.728E-01	-1
62	1	62	63	1	beam	9.275E-01	7.641E+01	-4.121E-02	3.210E-01	-1
61	1	61	62	1	beam	-1.092E-01	8.229E+01	-7.424E-02	4.129E-02	-1
60	1	60	61	1	beam	4.068E-02	7.570E+01	-5.460E-02	7.431E-02	-1
59	1	59	60	1	beam	4.740E-02	7.171E+01	-3.143E-02	5.466E-02	-1
58	1	58	59	1	beam	1.939E-02	6.879E+01	-2.197E-02	3.148E-02	-1
57	1	57	58	1	beam	-7.277E-02	6.648E+01	-5.721E-02	2.196E-02	-1
56	1	56	57	1	beam	2.420E-01	6.659E+01	1.580E-02	5.723E-02	-1
55	1	55	56	1	beam	1.550E-01	6.367E+01	6.255E-02	-1.578E-02	-1
54	1	54	55	1	beam	-4.518E-01	6.376E+01	-1.609E-01	-6.257E-02	-1
53	1	53	54	1	beam	4.700E-01	6.269E+01	6.022E-02	1.609E-01	-9
52	1	52	53	1	beam	2.624E-01	6.187E+01	1.486E-01	-6.021E-02	-9
51	1	51	52	1	beam	-8.722E-01	6.073E+01	-1.452E-01	-1.485E-01	-9
50	1	50	51	1	beam	1.037E+00	5.998E+01	3.048E-01	1.453E-01	-9
49	1	49	50	1	beam	-2.619E+00	6.292E+01	-6.065E-01	-3.048E-01	-9
48	1	48	49	1	beam	1.917E+00	5.717E+01	6.053E-02	6.064E-01	-9
47	1	47	48	1	beam	4.313E-01	5.920E+01	2.142E-01	-6.050E-02	-9
46	1	46	47	1	beam	-9.475E-01	5.789E+01	-1.235E-01	-2.142E-01	-9
45	1	45	46	1	beam	3.314E-01	5.647E+01	-5.430E-03	1.235E-01	-8
44	1	44	45	1	beam	4.880E-01	5.763E+01	1.685E-01	5.424E-03	-9
43	1	43	44	1	beam	-1.265E+00	5.977E+01	-2.715E-01	-1.685E-01	-9
42	1	42	43	1	beam	7.157E-01	5.602E+01	-2.258E-02	2.715E-01	-9
41	1	41	42	1	beam	8.371E-02	5.680E+01	1.372E-02	2.261E-02	-9
40	1	40	41	1	beam	3.581E-01	5.539E+01	1.344E-01	-1.377E-02	-8
39	1	39	40	1	beam	-6.703E-01	5.707E+01	-9.137E-02	-1.344E-01	-9
38	1	38	39	1	beam	3.889E-01	5.143E+01	9.166E-02	9.129E-02	-7
37	1	37	38	1	beam	-1.109E-01	5.267E+01	3.679E-02	-9.165E-02	-7
36	1	36	37	1	beam	-9.144E-01	5.141E+01	-2.387E-01	-3.679E-02	-7
35	1	35	36	1	beam	4.145E-03	5.490E+01	-2.374E-01	2.387E-01	-8
34	1	34	35	1	beam	7.138E-01	5.085E+01	1.087E-01	2.374E-01	-7
33	1	33	34	1	beam	-1.289E-01	5.098E+01	4.547E-02	-1.087E-01	-7
32	1	32	33	1	beam	1.016E-01	5.031E+01	9.532E-02	-4.548E-02	-7
31	1	31	32	1	beam	-8.070E-01	5.165E+01	-2.960E-01	-9.526E-02	-7
30	1	30	31	1	beam	1.709E-01	5.530E+01	-2.445E-01	2.960E-01	-8
29	1	29	30	1	beam	9.646E-01	5.113E+01	4.609E-02	2.445E-01	-7
28	1	28	29	1	beam	1.198E-01	5.269E+01	1.052E-01	-4.603E-02	-7
27	1	27	28	1	beam	-4.042E-01	5.154E+01	-8.490E-02	-1.053E-01	-7
26	1	26	27	1	beam	6.646E-01	5.707E+01	1.389E-01	8.488E-02	-9
25	1	25	26	1	beam	-3.696E-01	5.541E+01	1.446E-02	-1.389E-01	-8
24	1	24	25	1	beam	-7.301E-02	5.685E+01	-1.728E-02	-1.441E-02	-9
23	1	23	24	1	beam	-7.434E-01	5.596E+01	-2.759E-01	1.727E-02	-9
22	1	22	23	1	beam	1.280E+00	5.980E+01	1.693E-01	2.759E-01	-9

21	1	21	22	1	beam	-5.732E-01	5.765E+01	-3.498E-02	-1.693E-01	-9
20	1	20	21	1	beam	-1.847E-01	5.655E+01	-1.008E-01	3.499E-02	-8
19	1	19	20	1	beam	8.807E-01	5.787E+01	2.130E-01	1.009E-01	-9
18	1	18	19	1	beam	-3.900E-01	5.920E+01	7.404E-02	-2.130E-01	-9
17	1	17	18	1	beam	-2.003E+00	5.716E+01	-6.228E-01	-7.409E-02	-9
16	1	16	17	1	beam	2.677E+00	6.292E+01	3.084E-01	6.227E-01	-9
15	1	15	16	1	beam	-1.025E+00	6.002E+01	-1.363E-01	-3.084E-01	-9
14	1	14	15	1	beam	8.187E-01	6.065E+01	1.395E-01	1.363E-01	-9
13	1	13	14	1	beam	-2.334E-01	6.186E+01	6.079E-02	-1.394E-01	-9
12	1	12	13	1	beam	-4.651E-01	6.266E+01	-1.581E-01	-6.069E-02	-9
11	1	11	12	1	beam	4.307E-01	6.366E+01	5.484E-02	1.581E-01	-1
10	1	10	11	1	beam	-1.066E-01	6.370E+01	2.266E-02	-5.482E-02	-1
9	1	9	10	1	beam	-2.628E-01	6.655E+01	-5.671E-02	-2.258E-02	-1
8	1	8	9	1	beam	7.342E-02	6.642E+01	-2.119E-02	5.676E-02	-1
7	1	7	8	1	beam	-2.026E-02	6.870E+01	-3.112E-02	2.118E-02	-1
6	1	6	7	1	beam	-4.706E-02	7.159E+01	-5.416E-02	3.109E-02	-1
5	1	5	6	1	beam	-4.103E-02	7.553E+01	-7.398E-02	5.410E-02	-1
4	1	4	5	1	beam	1.021E-01	8.204E+01	-4.313E-02	7.394E-02	-1
3	1	3	4	1	beam	-8.902E-01	7.628E+01	-3.117E-01	4.311E-02	-1
2	1	2	3	1	beam	6.760E-02	9.510E+01	-2.782E-01	3.117E-01	-1
1	1	1	2	1	beam	2.565E+00	1.179E+02	9.282E-01	2.782E-01	-2

\* FLAC log-file closed 29-Mar-1

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE A1-FASE 7 VERIFICA MOMENTO POSITIVO ARCO ROVESCIO**

fcd	14,11 daN/cm2
b	100,00 cm
a	60,00 cm
Ned	133,00 kN
Med	6,52 kNm
e=	4,90 cm
x=	50,20 cm
Nrd	708,26 kN
ver	Ok
fctd	11,97 daN/cm2
fct1d	10,17 daN/cm2
sigmac	2,65 daN/cm2
sigmaclim	-17,33 daN/cm2
delta	19,98 daN/cm2
fcvd_1	11,42 daN/cm2
fcvd_2	5,54 daN/cm2
fcvd	5,54 daN/cm2
Ved	6,50 kN
Vrd	185,43 kN
ver	Ok

**4.1.11. CALCESTRUZZO A BASSA PERCENTUALE DI ARMATURA O NON ARMATO**

Il calcestruzzo a bassa percentuale di armatura è quello per il quale la percentuale di armatura messa in opera è minore di quella minima necessaria per il calcestruzzo armato o la quantità media in peso di acciaio per metro cubo di calcestruzzo è inferiore a 0,3 kN.

Sia il calcestruzzo a bassa percentuale di armatura, sia quello non armato possono essere impiegati solo per elementi secondari o per strutture massicce o estese.

**4.1.11.1 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA – NORME DI CALCOLO**

Per le verifiche di resistenza delle sezioni sotto sforzi normali si adottano le competenti ipotesi tratte dal § 4.1.2.3.4.1. Per una sezione rettangolare di lati a e b soggetta ad una forza normale  $N_{Ed}$  con una eccentricità e nella direzione del lato a la verifica di resistenza allo SLU, con il modello (c) di § 4.1.2.1.2.1, si pone con

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} = f_{ctd} b x \quad [4.1.50]$$

con  $x = a - 2e$ .

La verifica di resistenza della stessa sezione rettangolare di lati a e b soggetta anche ad un sforzo di taglio  $V_{Ed}$  nella direzione del lato a si pone con

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} = f_{ctd} b x / 1,5$$

con

$$f_{ctd} = \sqrt{(f_{ct1d} + \sigma_{ct1d})} \quad \text{per } \sigma_{ct} \leq \sigma_{clim}$$

$$f_{ctd} = \sqrt{(f_{ct1d} + \sigma_{ct1d} - \delta^2/4)} \quad \text{per } \sigma_{ct} > \sigma_{clim}$$

dove

$$\sigma_{ct} = N_{Ed} / (b x)$$

$$\delta = \sigma_{ct} - \sigma_{clim}$$

$$\sigma_{clim} = f_{ctd} - 2 \sqrt{(f_{ct1d} + f_{ct1d})}$$

dove

$$f_{ct1d} = 0,85 f_{ctd}$$

è la resistenza a trazione di progetto per calcestruzzo non armato o debolmente armato.

**VERIFICA A STATO LIMITE ULTIMO PER TENSIONI NORMALI**  
**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE A1-FASE 7 VERIFICA LIMITE INCASTRO ARCO ROVESCIO**

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d)	$\xi_s =$	0,258	
Altezza totale della sezione	$h =$	60,00 [cm]	<b>RISOLVI</b>
Copri ferro armatura tesa	$c =$	5,00 [cm]	
Altezza utile (h-c)	$d =$	55,00 [cm]	
Profondità dell'asse neutro	$x =$	14,18 [cm]	
Rapporto tra copri ferro armatura tesa ed altezza utile (c/d)	$\delta =$	0,091	
Deformazione massima nel calcestruzzo	$\epsilon_{cls} =$	-0,00347	in y = 60,00 [cm]
Deformazione massima nell'acciaio teso	$\epsilon_{acc} =$	0,01000	in y = 5,00 [cm]
Parametro di deformazione $\lambda$ ( $\epsilon = \lambda + \mu$ )	$\lambda =$	0,01122	
Parametro di deformazione $\mu$ ( $\epsilon = \lambda + \mu$ )	$\mu =$	-0,00024 [1/cm]	
Sforzo normale interno (rispetto alla base - y=0)	$Nrd(y=0) =$	-1003,00 [kN]	
Momento interno (rispetto alla base - y=0)	$Mrd(y=0) =$	844,38 [kNm]	
Ordinata rispetto a cui vengono calcolate le sollecitazioni	$y_{soll} =$	30,00 [cm]	
Sforzo normale interno (rispetto a y=y <sub>soll</sub> )	$Nrd(y=y_{soll}) =$	-1003,00 [kN]	
Momento interno (rispetto a y=y <sub>soll</sub> )	$Mrd(y=y_{soll}) =$	543,48 [kNm]	
Sforzo normale agente di calcolo (rispetto a y=y <sub>soll</sub> )	$Nsd(y=y_{soll}) =$	-1003,00 [kN]	
Momento agente di calcolo (rispetto a y=y <sub>soll</sub> )	$Msd(y=y_{soll}) =$	85,17 [kNm]	
Differenza tra sforzo normale agente ed interno (rispetto a y=y <sub>soll</sub> )	$Nsd(y=y_{soll}) - Nrd(y=y_{soll}) =$	0,00 [kN]	
<b>Coefficiente di sicurezza di stato limite ultimo</b>	<b><math>Mrd(y=y_{soll})/Msd(y=y_{soll}) =</math></b>	<b>6,38</b>	

CALCESTRUZZO		Trave											
Elementi	Rck	fcd	b inf	h	b sup	y inf	y sup	$\epsilon$ inf	$\epsilon$ sup	$\sigma$ inf	$\sigma$ sup	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]			[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]
1	30,00	16,60	100,00	60,00	100,00	0,00	60,00	0,01122	-0,00347	0,00	-14,11	-1617,34	875,10
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	60,00	60,00	-0,00347	-0,00347	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	60,00	60,00	-0,00347	-0,00347	0,00	0,00	0,00	0,00
totali				60,00		0,00	60,00					-1617,34	875,10

ACCIAIO		Armatura lenta									
Armature	Es	fyd	area	livello	$\epsilon$ acc	$\sigma$ acc	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)			
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm]		[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]			
1	210000	391,30	15,70	5,00	0,01000	391,30	614,34	-30,72			
2	0	0,00	0,00	0,00	0,01122	0,00	0,00	0,00			
3	0	0,00	0,00	0,00	0,01122	0,00	0,00	0,00			
totali				5,00			614,34	-30,72			

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE A1-FASE7 VERIFICA LIMITE INCASTRO ARCO ROVESCIO**

VERIFICA A TAGLIO A SLU PER SEZIONE RETTANGOLARE	Verifica
<b>Caratteristiche dei materiali</b>	
Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	Rck= 30 MPa
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	gamma <sub>cc</sub> = 1,500
Coefficiente di trasformazione resistenza cubica -> cilindrica	alfa1= 0,833
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	fck= 25 MPa
Coefficiente carichi lunga durata	alfacc= 0,850
Resistenza di calcolo cilindrica calcestruzzo	fcd= 14,167 MPa
Tensione caratteristica di snervamento acciaio	fyk= 450 MPa
Coefficiente di sicurezza acciaio	gamma <sub>s</sub> = 1,150
Tensione di calcolo di snervamento acciaio	fyd= 391,3 MPa
<b>Caratteristiche della sezione</b>	
Larghezza della membratura resistente a taglio	bw= 1000 mm
Altezza della sezione	h= 600 mm
Altezza utile sezione: d = h - c	d= 550 mm
Area armature longitudinali tese	Asl= 1005,31 mm <sup>2</sup>
Numero bracci	n= 2,5
Diametro dell'armatura trasversale posta all'interasse s	fi= 24 mm
Interasse armatura trasversale	s= 200 mm
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	alfa= 90,000 °
Area di armatura trasversale posta all'interasse s	Asw= 1131 mm <sup>2</sup>
Area di armatura trasversale a metro lineare	asw= 5,655 mm <sup>2</sup> /mm
<b>Sollecitazioni</b>	
Sforzo normale di compressione di calcolo (compressione = positivo)	Ned= 1003,00 kN
Taglio di calcolo agente sulla sezione allo s.l.u.	Vsdu= 125,64 kN
Tensione media di compressione nella sezione: scp= min(Nsd/(bw*h) ; 0,2 * fcd)	scp= 1,672 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale baricentrica	tau_b= 0,314 N/mm <sup>2</sup>
Tensione principale massima baricentrica	sigma1= 0,057 N/mm <sup>2</sup>
Inclinazione minima dei "puntoni" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave	cot(teta)= 5,504
Coefficiente alfa	alfa= 1,118
Cotangente alfa	cot(alfa)= 0,00
Limite inferiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta1) = max(1,00; cot(teta1)))	cot(teta1)= 5,50
Limite superiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta2), normalmente 2,50)	cot(teta2)= 2,50
Resistenza di calcolo a taglio-compressione massima possibile (cot(teta)=cot(teta1))	Vrcd,max= 689 kN
Resistenza di calcolo a taglio-compressione minima (cot(teta)=cot(teta2))	Vrcd,min= 1352 kN
<b>Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio</b>	
Rapporto geometrico armatura longitudinale: rho(l)= min( Asl / (bw*d) ; 0,02 )	rho(l)= 0,00183
Coefficiente k= min( 1+(200/d)^0,5 ; 2 )	k= 1,603
Coefficiente vmin=0,035 * (k*1,5) * (fck/0,5)	vmin= 0,355 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente di calcolo (0,18 * k * (100 * rho(l) * fck) / gamma <sub>cc</sub> + 0,15 * scp)	tau_1,calc= 0,570 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente minima (vmin + 0,15 * scp)	tau_2,min= 0,606 N/mm <sup>2</sup>
<b>Sforzo di taglio resistente</b>	Vrd= 333,26 kN
<b>Tensione tangenziale corrispondente allo Sforzo di taglio resistente</b>	tau(Vrd)= 0,67 N/mm <sup>2</sup>
<b>Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (&gt;= 1; solo calcestruzzo)</b>	Vrd/Vsd= 2,653
<b>Verifica elementi con armature trasversali resistenti a taglio</b>	
Cotangente teta ottimale (cot(teta1) < cot(teta) < cot(teta2))	cot(teta)= 5,50
Inclinazione puntoni calcestruzzo ottimale (cot(teta1) < cot(teta) < cot(teta2))	teta= 10,298 °
Resistenza di calcolo a taglio-compressione ( Vrcd = 0,90 * d * bw * alfa * fcd * (cot(alfa)+cot(teta)) / ((1+cot(teta))^2) )	Vrcd= 689 kN
Resistenza di calcolo a taglio-trazione ( Vrsd = 0,9 d Asw s * fyd * (cot(alfa) + cot(teta)) * sen(alfa) )	Vrsd= 6028 kN
<b>Resistenza di calcolo Vrd = min ( Vrcd ; Vrsd )</b>	<b>Vrd = 689 kN</b>
<b>Tensione tangenziale corrispondente alla Resistenza di calcolo Vrd</b>	<b>tau(Vrd)= 1,39 N/mm<sup>2</sup></b>
<b>Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (&gt;= 1; solo calcestruzzo)</b>	<b>Vrd/Vsd= 5,488</b>



**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE A1-FASE7 VERIFICA MASSIMO NEGATIVO IN CALOTTA**

fcd	141,10 daN/cm2
b	100,00 cm
a	50,00 cm
Ned	76,00 kN
Med	0,39 kNm
e=	0,51 cm
x=	48,97 cm
Nrd	6910,19 kN
ver	Ok
fctd	11,97 daN/cm2
fct1d	10,17 daN/cm2
sigmac	1,55 daN/cm2
sigmaclim	62,64 daN/cm2
delta	-61,08 daN/cm2
fcdv_1	10,92 daN/cm2
fcdv_2	#NUM! daN/cm2
fcdv	10,92 daN/cm2
Ved	1,33 kN
Vrd	356,62 kN
ver	Ok

**4.1.11. CALCESTRUZZO A BASSA PERCENTUALE DI ARMATURA O NON ARMATO**

Il calcestruzzo a bassa percentuale di armatura è quello per il quale la percentuale di armatura messa in opera è minore di quella minima necessaria per il calcestruzzo armato o la quantità media in peso di acciaio per metro cubo di calcestruzzo è inferiore a 0,3 kN.

Sia il calcestruzzo a bassa percentuale di armatura, sia quello non armato possono essere impiegati solo per elementi secondari o per strutture massicce o estese.

**4.1.11.1 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA – NORME DI CALCOLO**

Per le verifiche di resistenza delle sezioni sotto sforzi normali si adottano le competenti ipotesi tratte dal § 4.1.2.3.4.1. Per una sezione rettangolare di lati a e b soggetta ad una forza normale  $N_{Ed}$  con una eccentricità e nella direzione del lato a la verifica di resistenza allo SLU, con il modello (c) di § 4.1.2.1.2.1, si pone con

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} = f_{cd} b x \quad [4.1.50]$$

con  $x = a - 2e$ .

La verifica di resistenza della stessa sezione rettangolare di lati a e b soggetta anche ad un sforzo di taglio  $V_{Ed}$  nella direzione del lato a si pone con

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} = f_{cdv} b x / 1,5$$

con

$$f_{cdv} = \sqrt{(f_{ct1d} + \sigma_c f_{ct1d})} \quad \text{per } \sigma_c \leq \sigma_{dim}$$

$$f_{cdv} = \sqrt{(f_{ct1d} + \sigma_c f_{ct1d} - \delta^2 / 4)} \quad \text{per } \sigma_c > \sigma_{dim}$$

dove

$$\sigma_c = N_{Ed} / (b x)$$

$$\delta = \sigma_c - \sigma_{dim}$$

$$\sigma_{dim} = f_{cd} - 2 \sqrt{(f_{ct1d} + f_{cd} f_{ct1d})}$$

dove

$$f_{ct1d} = 0,85 f_{ctd}$$

è la resistenza a trazione di progetto per calcestruzzo non armato o debolmente armato.

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE A1-FASE7 VERIFICA MOMENTO POSITIVO IN CALOTTA**

fcd	141,10 daN/cm2
b	100,00 cm
a	50,00 cm
Ned	66,00 kN
Med	0,29 kNm
e=	0,44 cm
x=	49,12 cm
Nrd	6931,00 kN
ver	Ok
fctd	11,97 daN/cm2
fct1d	10,17 daN/cm2
sigmac	1,34 daN/cm2
sigmaclim	62,64 daN/cm2
delta	-61,29 daN/cm2
fcdv_1	10,83 daN/cm2
fcdv_2	#NUM! daN/cm2
fcdv	10,83 daN/cm2
Ved	1,33 kN
Vrd	354,50 kN
ver	Ok

**4.1.11. CALCESTRUZZO A BASSA PERCENTUALE DI ARMATURA O NON ARMATO**

Il calcestruzzo a bassa percentuale di armatura è quello per il quale la percentuale di armatura messa in opera è minore di quella minima necessaria per il calcestruzzo armato o la quantità media in peso di acciaio per metro cubo di calcestruzzo è inferiore a 0,3 kN.

Sia il calcestruzzo a bassa percentuale di armatura, sia quello non armato possono essere impiegati solo per elementi secondari o per strutture massicce o estese.

**4.1.11.1 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA – NORME DI CALCOLO**

Per le verifiche di resistenza delle sezioni sotto sforzi normali si adottano le competenti ipotesi tratte dal § 4.1.2.3.4.1. Per una sezione rettangolare di lati a e b soggetta ad una forza normale  $N_{Ed}$  con una eccentricità e nella direzione del lato a la verifica di resistenza allo SLU, con il modello (c) di § 4.1.2.1.2.1, si pone con

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} = f_{cd} b x \quad [4.1.50]$$

con  $x = a - 2e$ .

La verifica di resistenza della stessa sezione rettangolare di lati a e b soggetta anche ad un sforzo di taglio  $V_{Ed}$  nella direzione del lato a si pone con

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} = f_{cdv} b x / 1,5$$

con

$$f_{cdv} = \sqrt{(f_{ct1d} + \sigma_c f_{ct1d})} \quad \text{per } \sigma_c \leq \sigma_{dim}$$

$$f_{cdv} = \sqrt{(f_{ct1d} + \sigma_c f_{ct1d} - \delta^2 / 4)} \quad \text{per } \sigma_c > \sigma_{dim}$$

dove

$$\sigma_c = N_{Ed} / (b x)$$

$$\delta = \sigma_c - \sigma_{dim}$$

$$\sigma_{dim} = f_{cd} - 2 \sqrt{(f_{ct1d} + f_{cd} f_{ct1d})}$$

dove

$$f_{ct1d} = 0,85 f_{ctd}$$

è la resistenza a trazione di progetto per calcestruzzo non armato o debolmente armato.

**VERIFICA A STATO LIMITE ULTIMO PER TENSIONI NORMALI**

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE A1-FASE7 VERIFICA INCASTRO CALOTTA**

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d)	ξ=	0,105
Altezza totale della sezione	h=	110,00 [cm]
Copri ferro armatura tesa	c=	5,00 [cm]
Altezza utile (h-c)	d=	105,00 [cm]
Profondità dell'asse neutro	x=	11,05 [cm]
Rapporto tra copri ferro armatura tesa ed altezza utile (c/d)	δ=	0,048

RISOLVI

Deformazione massima nel calcestruzzo	ε c/s=	-0,00118	in y=	110,00 [cm]
Deformazione massima nell'acciaio teso	ε acc=	0,01000	in y=	5,00 [cm]
Parametro di deformazione λ (ε=λ + μ y)	λ=	0,01053		
Parametro di deformazione μ (ε=λ + μ y)	μ=	-0,00011 [1/cm]		
Sforzo normale interno (rispetto alla base - y=0)	Nrd(y=0)=	-123,00 [kN]		
Momento interno (rispetto alla base - y=0)	Mrd(y=0)=	751,54 [kNm]		

Ordinata rispetto a cui vengono calcolate le sollecitazioni	ysoll=	55,00 [cm]
Sforzo normale interno (rispetto a y=ysoll)	Nrd(y=ysoll)=	-123,00 [kN]
Momento interno (rispetto a y=ysoll)	Mrd(y=ysoll)=	683,89 [kNm]
Sforzo normale agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)=	-123,00 [kN]
Momento agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Msd(y=ysoll)=	0,41 [kNm]
Differenza tra sforzo normale agente ed interno (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)-Nrd(y=ysoll)=	0,00 [kN]
<b>Coefficiente di sicurezza di stato limite ultimo</b>	<b>Mrd(y=ysoll)/Msd(y=ysoll)=</b>	<b>1668,02</b>

CALCESTRUZZO		Trave											
Elementi	Rck	fcd	b inf	h	b sup	y inf	y sup	ε inf	ε sup	σ inf	σ sup	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]			[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]
1	30,00	16,60	100,00	110,00	100,00	0,00	110,00	0,01053	-0,00118	0,00	-11,72	-737,34	782,26
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	110,00	110,00	-0,00118	-0,00118	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	110,00	110,00	-0,00118	-0,00118	0,00	0,00	0,00	0,00
totali				110,00		0,00	110,00					-737,34	782,26

ACCIAIO		Armatura lenta										
Armature	Es	fyd			area	livello	ε acc	σ acc			Nrd(y=0)	Mrd(y=0)
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]			[cm <sup>2</sup> ]	[cm]		[N/mm <sup>2</sup> ]			[kN]	[kNm]
1	210000	391,30			15,70	5,00		0,01000	391,30		614,34	-30,72
2	0	0,00			0,00	0,00		0,01053	0,00		0,00	0,00
3	0	0,00			0,00	0,00		0,01053	0,00		0,00	0,00
totali						5,00					614,34	-30,72

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE A1-FASE7 VERIFICA INCASTRO CALOTTA**

**VERIFICA A TAGLIO A SLU PER SEZIONE RETTANGOLARE**

Caratteristiche dei materiali		Verifica	
Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	Rck=	30	MPa
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	gammacc=	1,500	
Coefficiente di trasformazione resistenza cubica -> cilindrica	alfa1=	0,833	
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	fck=	25	MPa
Coefficiente carichi lunga durata	alfacc=	0,850	
Resistenza di calcolo cilindrica calcestruzzo	fcd=	14,167	MPa
Tensione caratteristica di snervamento acciaio	fyk=	450	MPa
Coefficiente di sicurezza acciaio	gammass=	1,150	
Tensione di calcolo di snervamento acciaio	fyd=	391,3	MPa
<b>Caratteristiche della sezione</b>			
Larghezza della membratura resistente a taglio	bw=	1000	mm
Altezza della sezione	h=	1100	mm
Altezza utile sezione: d = h - c	d=	1050	mm
Area armature longitudinali tese	Asl=	1005,31	mm <sup>2</sup>
Numero bracci	n=	5,0	
Diametro dell'armatura trasversale posta all'interasse s	fi=	20	mm
Interasse armatura trasversale	s=	200	mm
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	alfa=	90,000	°
Area di armatura trasversale posta all'interasse s	Asw=	1571	mm <sup>2</sup>
Area di armatura trasversale a metro lineare	asw=	7,854	mm <sup>2</sup> /mm
<b>Sollecitazioni</b>			
Sforzo normale di compressione di calcolo (compressione = positivo)	Ned=	123,00	kN
Taglio di calcolo agente sulla sezione allo s.l.u.	Vsdu=	0,11	kN
Tensione media di compressione nella sezione: scp= min(Nsd/(bw*d) ; 0,2 * fcd)	scp=	0,112	N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale baricentrica	tau_b=	0,000	N/mm <sup>2</sup>
Tensione principale massima baricentrica	sigmai=	0,000	N/mm <sup>2</sup>
Inclinazione minima dei "puntoni" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave	cot(teta1)=	745,456	
Coefficiente alfac	alfac=	1,008	
Cotangente alfa	cot(alfa)=	0,00	
Limite inferiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta1) = max(1,00; cot(tetai)))	cot(teta1)=	745,46	
Limite superiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta2), normalmente 2,50)	cot(teta2)=	2,50	
Resistenza di calcolo a taglio-compressione massima possibile (cot(teta)=cot(teta1))	Vrcd,max=	9	kN
Resistenza di calcolo a taglio-compressione minima (cot(teta)=cot(teta2))	Vrcd,min=	2326	kN
<b>Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio</b>			
Rapporto geometrico armatura longitudinale: ro(l)= min( Asl / (bw * d) ; 0,02 )	ro(l)=	0,00096	
Coefficiente k= min( 1+(200/d)^0,5 ; 2 )	k=	1,436	
Coefficiente vmin=0,035 * (k^1,5) * (fck^0,5)	vmin=	0,301	N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente di calcolo ( 0,18 * k * (100 * ro(l) * fck ) / gammac + 0,15 * scp)	tau_1,calc=	0,247	N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente minima (vmin + 0,15 * scp)	tau_2,min=	0,318	N/mm <sup>2</sup>
<b>Sforzo di taglio resistente</b>	Vrd=	333,95	kN
<b>Tensione tangenziale corrispondente allo Sforzo di taglio resistente</b>	tau(Vrd)=	0,35	N/mm <sup>2</sup>
<b>Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (&gt;= 1; solo calcestruzzo)</b>	Vrd/Vsd=	3035,938	
<b>Verifica elementi con armature trasversali resistenti a taglio</b>			
Cotangente teta ottimale (cot(teta1)<cot(teta)<cot(teta2))	cot(teta)=	745,46	
Inclinazione puntoni calcestruzzo ottimale (cot(teta1)<cot(teta)<cot(teta2))	teta=	0,077	°
Resistenza di calcolo a taglio-compressione ( Vrcd = 0,90 * d * bw * alfac * fcd * (cot(alfa)+cot(teta)) / ((1+cot(teta))^2) )	Vrcd=	9	kN
Resistenza di calcolo a taglio-trazione ( Vrsd = 0,9 d Asw s * fyd * (cot(alfa) + cot(teta)) * sen(alfa) )	Vrsd=	2165002	kN
<b>Resistenza di calcolo Vrd = min ( Vrcd ; Vrsd )</b>	Vrd =	9	kN
<b>Tensione tangenziale corrispondente alla Resistenza di calcolo Vrd</b>	tau(Vrd)=	0,01	N/mm <sup>2</sup>
<b>Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (&gt;= 1; solo calcestruzzo)</b>	Vrd/Vsd=	82,275	

## 8.6 FASE 8 A LUNGO TERMINE - METODO DELLE REAZIONI IPERSTATICHE - VERIFICHE TENSIONALI ARCO ROVESCIO E CALOTTA

### Modellazione strutturale.

Per il calcolo delle azioni interne è stato utilizzato il metodo delle reazioni iperstatiche, attraverso una modellazione numerica ad elementi finiti monodimensionali.

Il modello è stato impostato su una sezione di galleria di profondità unitaria (1m) e sulla schematizzazione in conci monodimensionali (elementi beam) dell'intero rivestimento.

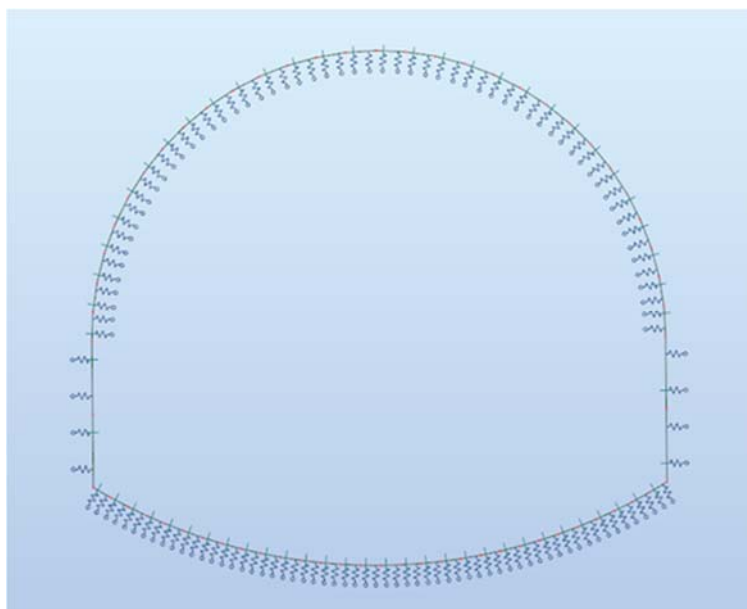
Gli spessori delle varie aste, costituenti la struttura resistente, sono variabili in dipendenza dell'elemento strutturale (calotta, piedritto, arco rovescio) considerato.

La schematizzazione della struttura e dei vincoli è stata svolta utilizzando il software Robot Structural Analysis Professional prodotto e distribuito da Autodesk Ltd.

Autodesk® Robot™ Structural Analysis Professional è uno strumento di analisi strutturale avanzato che consente di effettuare analisi lineari e non lineari di modelli di edifici, ponti e altri tipi di strutture industriali. Consente di definire una vasta gamma di tipi di analisi avanzata, quali analisi statica, analisi modale, analisi sismica, analisi dello spettro, analisi armonica e analisi cronologica. I modelli matematici delle strutture analizzate sono assemblati su uno schema piano di larghezza unitaria e sono stati realizzati utilizzando elementi monodimensionali secondo i criteri che seguono:

- elementi monodimensionali tipo trave su suolo elastico per tutti gli elementi che compongono la sezione.

Per la modellazione dei materiali costituenti il telaio di calcolo si considera un comportamento elastico lineare durante tutte le fasi di calcolo delle sollecitazioni.



Per la modellazione dei vincoli esterni, allo scopo di simulare l'interazione terreno-struttura vengono posti, in corrispondenza dei nodi del modello, delle aste radiali (bielle) la cui rigidezza è determinata tenendo conto del modulo di reazione del terreno K.

Quest'ultimo è stato ottenuto, per le superfici curvilinee, tramite la formula di Galerkin:

$$K = E / [Req.(1+v)] = 19077 \times 1000 / (6.85 \times (1+0.25)) = 2227970 \text{ kN/m}$$

essendo:

$E$  = modulo di deformabilità dell'ammasso = 19077 MPa;

$\nu$  = coefficiente di Poisson dell'ammasso = 0.25;

$R_{eq}$  = raggio di curvatura equivalente della galleria = 6.85 m .

### Analisi dei carichi

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

**Peso permanente non strutturale:** Il carico verticale del sovrastante ammasso roccioso sono state calcolate le correlazioni di Bieniawski per formazioni rocciose attraverso la seguente formulazione valida per  $H > D$  ( $H$  = copertura e  $D$  = diametro equivalente della galleria) :

$$P_v = \gamma b (100 - RMR)/100$$

Con:

$\gamma$  = peso di volume dell'ammasso = 27 kN/mc;

$b$  = larghezza della galleria = 13.90 m;

RMR = Rock Mass Rating di Bieniawski = 52.

Le spinte orizzontali  $P_h$ , presenti a lungo termine e variabili con la profondità, sono state calcolate secondo la formula:

$$P_h = K_o \cdot P_v + K_o \cdot \gamma \cdot z$$

Con:

$\gamma$  = peso di volume del terreno;

$K_o$  = coefficiente di spinta a riposo =  $\nu / (1 - \nu) = 0.333$ ;

$z$  = altezza di terreno dalla corona della calotta al punto più basso dell'arco rovescio.

Sezione	Peso specifico $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$P_v$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$P_{h1}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$P_{h2}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
GD-A1	27	180.14	59.98	173.16

Tabella 8.11 – Fase 8 – Peso permanente non strutturale

### Condizioni e combinazioni di carico

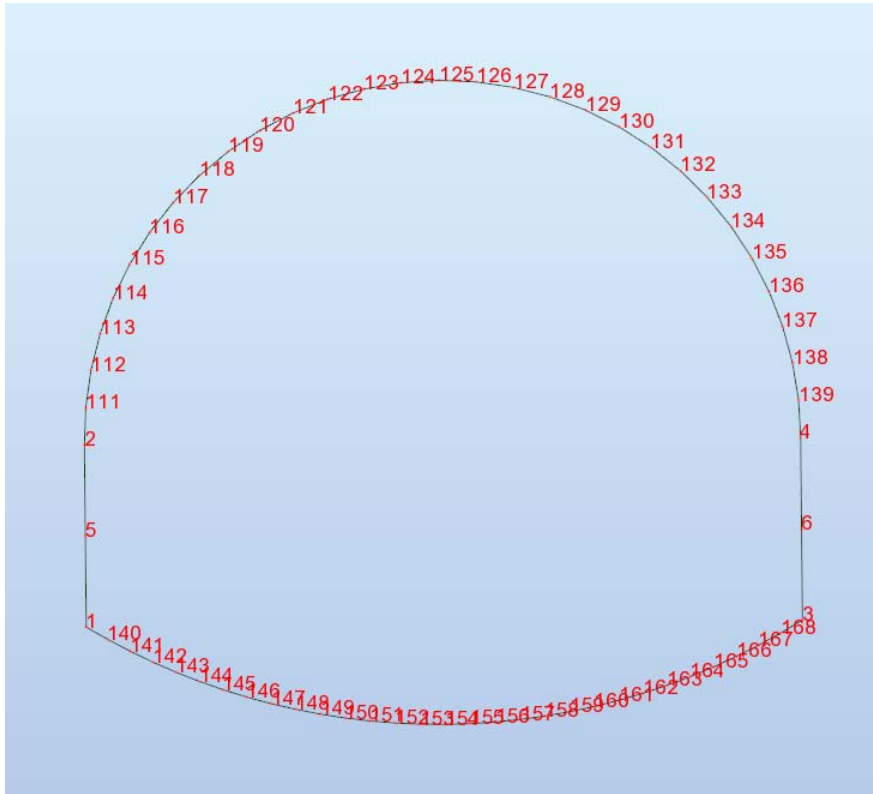
Condizioni di carico

DL1 DL1 Permanenti Nonlinear Static

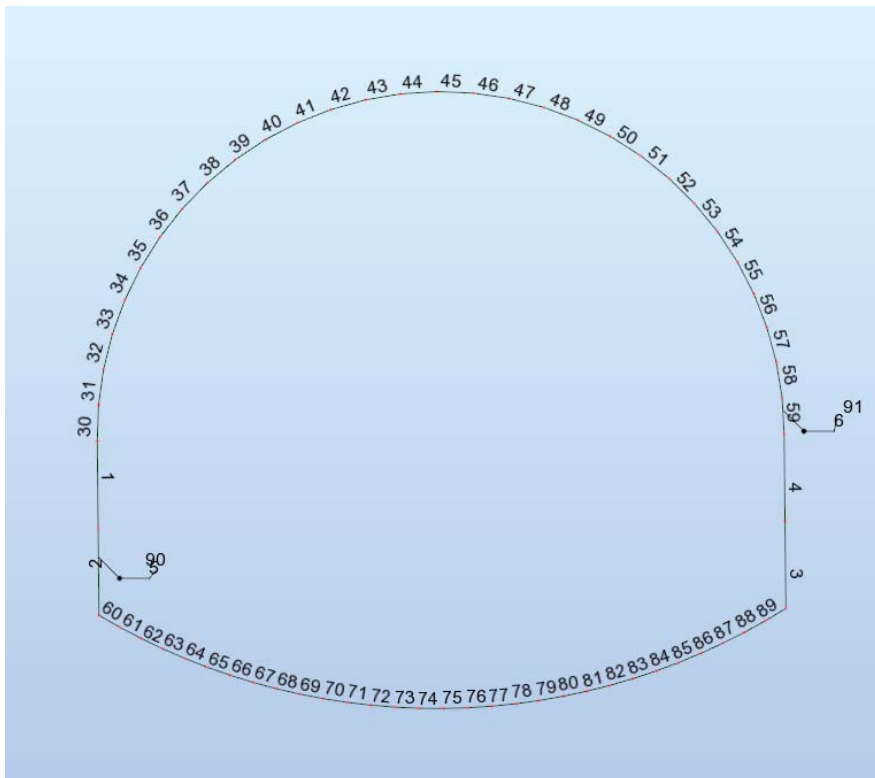
DL2 DL2 Perm.Non-str. Nonlinear Static

Combinazioni di carico

SLU Nonlin. Combination SLU Permanenti 1\*1.30+2\*1.50



Numerazione nodi



Numerazione elementi

### **Verifiche strutturali allo SLU**

Le verifiche flessionali sull'arco rovescio risultano:

Tipo	Elemento	Spessore (cm)	Armatura	N <sub>SDU</sub> (kN)	M <sub>SDU</sub> (kN m)	N <sub>RD</sub> (kN)	M <sub>RD</sub> (kNm)	FS
INCASTRO	60	60	1 $\Phi$ 20/20	2175	517	2175	707.05	1.37
MAX NEG	64	60	-	2134	170	6217	-	2.91
MAX POS	69	60		2163	8	8361	-	3.86

Tabella 8.12 – Fase 8 - Verifica a flessione dell'arco rovescio

Le verifiche a taglio sull'arco rovescio risultano:

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	V <sub>SDU</sub> (kN)	V <sub>RD</sub> (kN)	FS
INCASTRO	60	1 $\Phi$ 24/20/40	1650	1846	1.11
MAX NEG	60	-	205	717	3.49
MAX POS	60		41	860	20.99

Tabella 8.13 – Fase 8 - Verifica a taglio dell'arco rovescio

Le verifiche flessionali sulla calotta risultano:

Tipo	Elemento	Spessore (cm)	Armatura	N <sub>SDU</sub> (kN)	M <sub>SDU</sub> (kN m)	N <sub>RD</sub> (kN)	M <sub>RD</sub> (kNm)	FS
INCASTRO	2	110	1 $\Phi$ 20/20	3016	951	3016	1823.91	1.92
MAX NEG	35	50	-	2206	122	5494	-	2.49
MAX POS	42	50		1868	66	6057	-	3.24

Tabella 8.14 – Fase 8 - Verifica a flessione della calotta

Le verifiche a taglio sulla calotta risultano:

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	$V_{SDU}$ (kN)	$V_{RD}$ (kN)	FS
INCASTRO	110	1 $\Phi$ 20/20/20	750	2389	3.18
MAX NEG	50	-	133	676	5.08
MAX POS	50	-	3	668	222.97

Tabella 8.15 – Fase 8 - Verifica a taglio della calotta

### Verifiche a fessurazione allo SLE

Le verifiche a fessurazione per l'arco rovescio risultano:

Tipo	Elemento	Spessore (cm)	Armatura	$N_k$ (kN)	$M_k$ (kN m)	$\sigma_c$ (MPa)	$\sigma_f$ (MPa)	$W_m$
INCASTRO	60	60	1 $\Phi$ 20/20	1673	397	-11.25	113.51	0.073

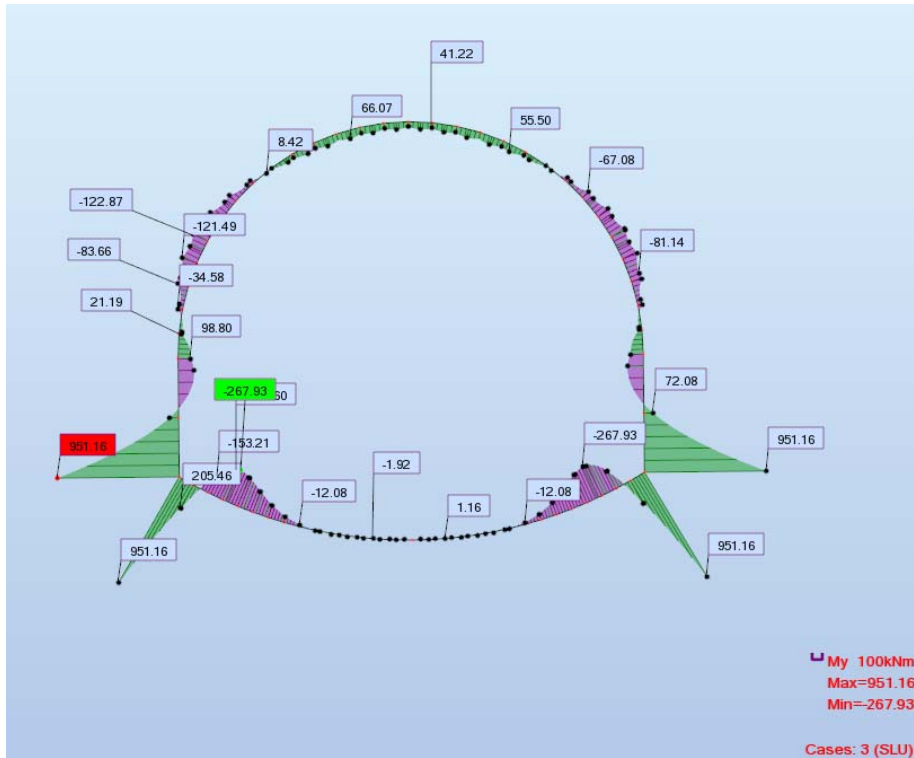
Tabella 8.16 – Fase 8 - Verifica a fessurazione dell'arco rovescio

Le verifiche a fessurazione per la calotta risultano:

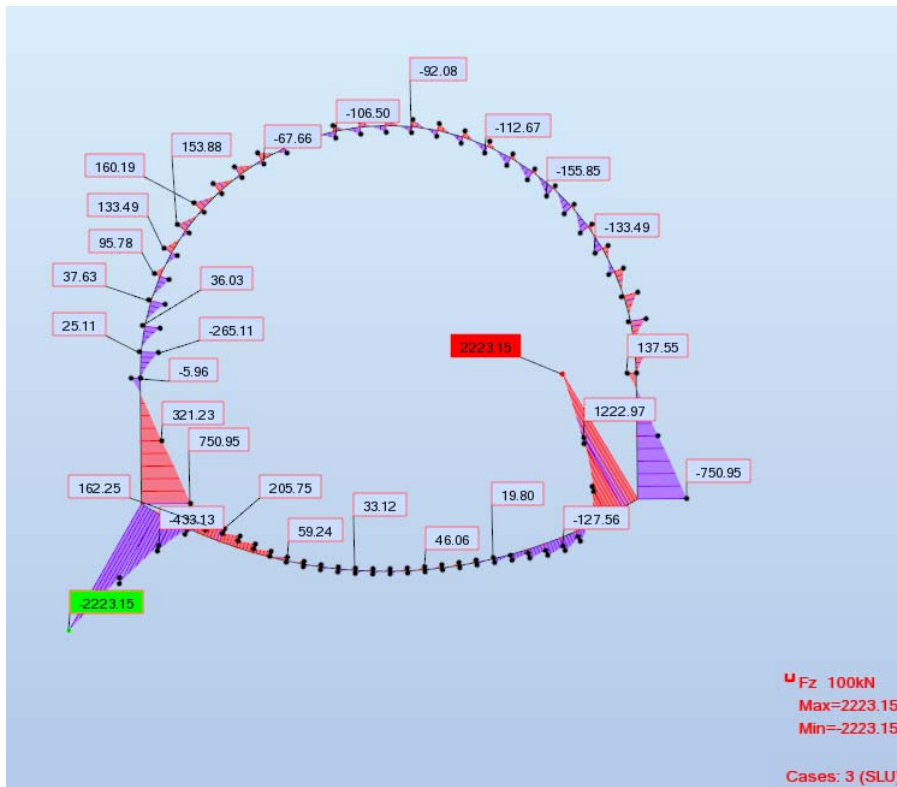
Tipo	Elemento	Spessore (cm)	Armatura	$N_k$ (kN)	$M_k$ (kN m)	$\sigma_c$ (MPa)	$\sigma_f$ (MPa)	$W_m$
INCASTRO	2	110	1 $\Phi$ 20/20	2320	731	-6.23	35.36	0.019

Tabella 8.17 – Fase 8 - Verifica a fessurazione della calotta

**Diagrammi di sollecitazione**



**Diagramma momento flettente**



**Diagramma taglio**



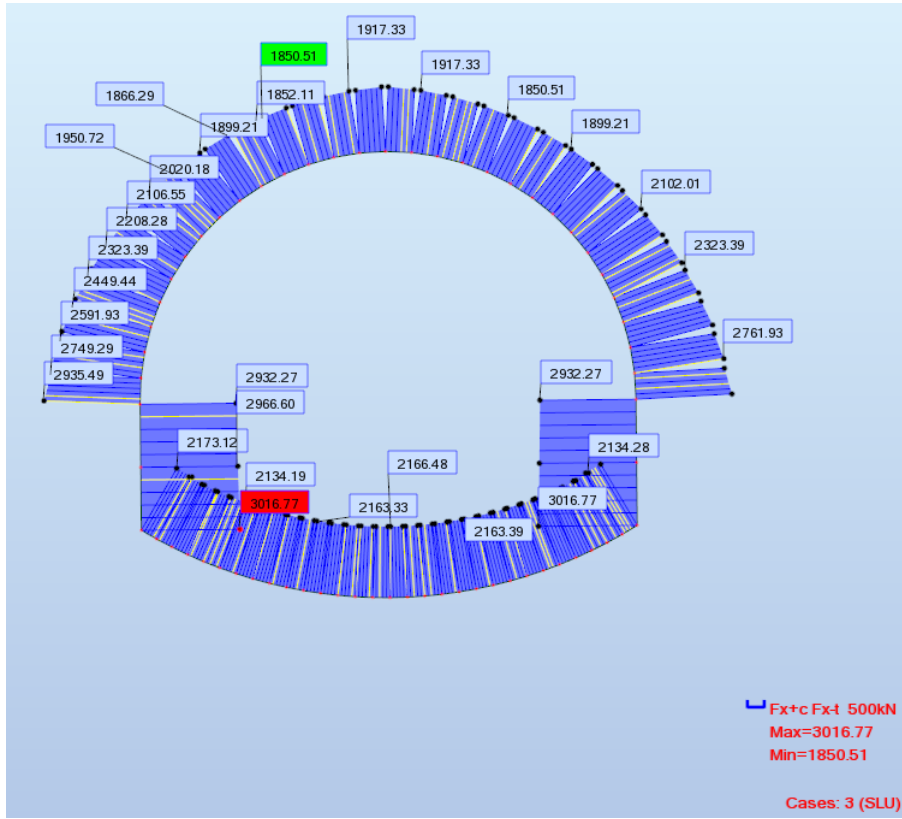


Diagramma sforzo normale

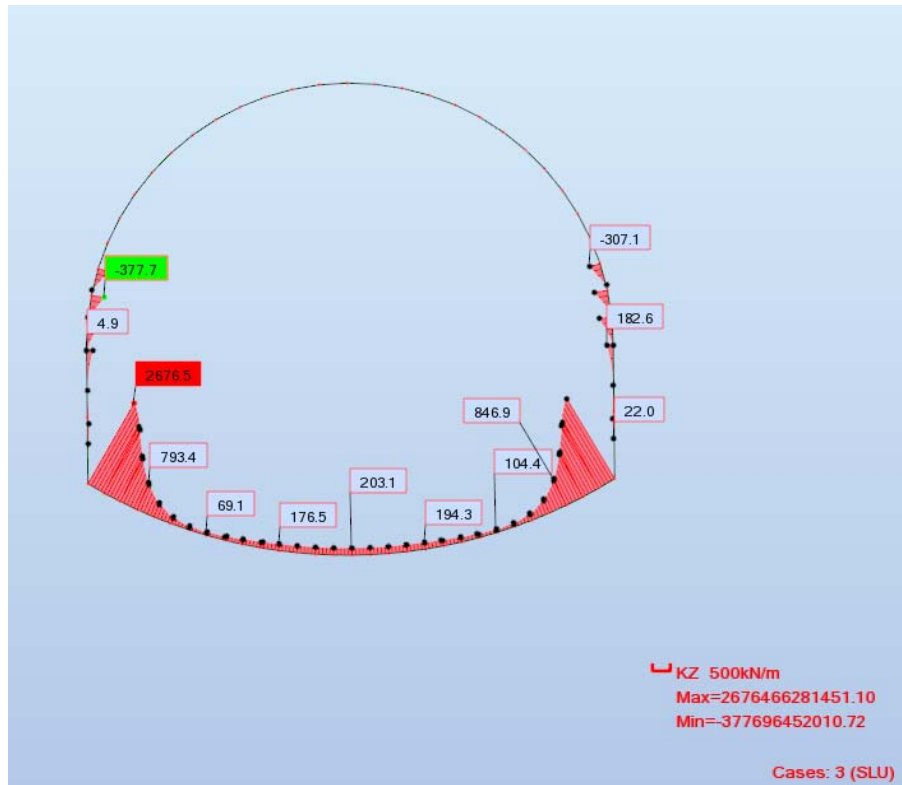
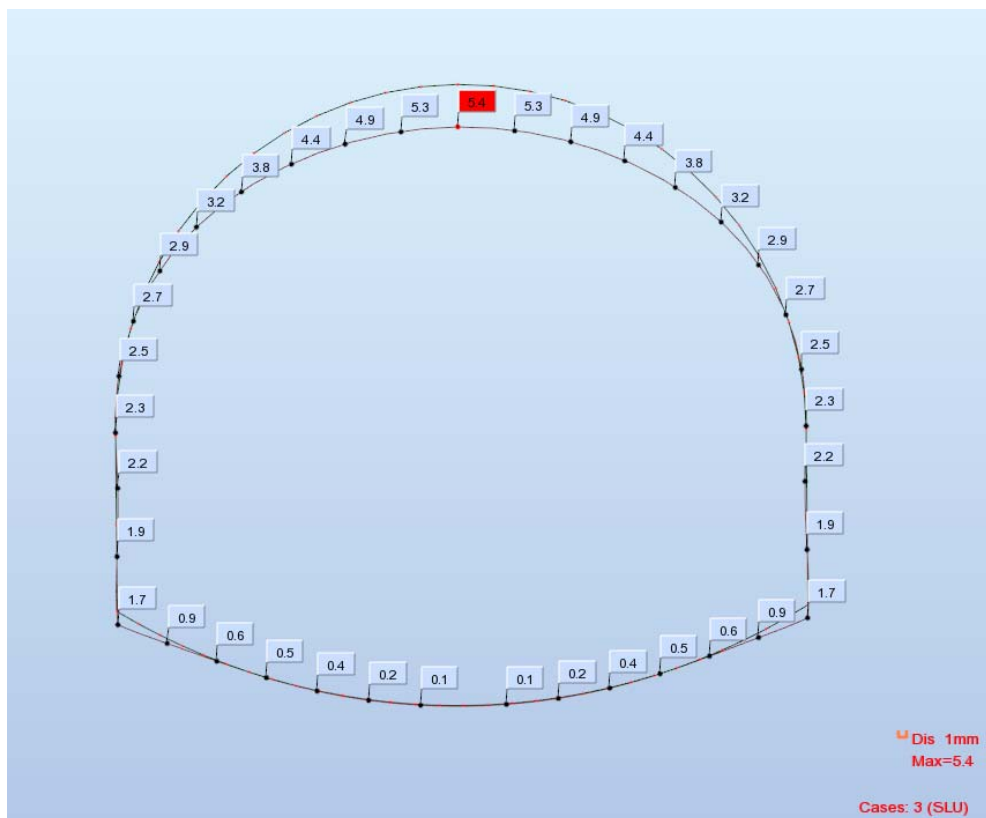


Diagramma reazioni mole



Deformata

**Tabulati di verifica**

Bar/Node/Case	FX (kN)	FZ (kN)	MY (kNm)
1/2/3	2932.27	-137.55	-98.8
1/2/3/3	2949.44	110.59	-101.48
1/5/3	2966.6	321.23	72.08
2/5/3	2966.6	321.23	72.08
2/2/3/3	2991.69	544.12	425.6
2/1/3	3016.77	750.95	951.16
3/3/3	3016.77	-750.95	951.16
3/2/3/3	2991.69	-544.12	425.6
3/6/3	2966.6	-321.23	72.08
4/6/3	2966.6	-321.23	72.08
4/2/3/3	2949.44	-110.59	-101.48
4/4/3	2932.27	137.55	-98.8
30/2/3	2935.49	-5.96	98.8
30/2/3/3	2842.43	-105.08	81.52
30/111/3	2749.29	-265.11	21.19
31/111/3	2761.93	25.11	21.19
31/2/3/3	2677.04	-69.93	14.87
31/112/3	2591.93	-237.6	-34.58

32/112/3	2602.55	36.03	-34.58
32/2/3/3	2526.18	-61.79	-37.92
32/113/3	2449.44	-220.87	-83.66
33/113/3	2459.09	37.63	-83.66
33/2/3/3	2391.5	-56.42	-86.86
33/114/3	2323.39	-149.11	-121.49
34/114/3	2326.2	95.78	-121.49
34/2/3/3	2267.57	-2.27	-105.79
34/115/3	2208.28	-99.03	-122.87
35/115/3	2206.47	133.49	-122.87
35/2/3/3	2156.9	32.25	-95.01
35/116/3	2106.55	-67.79	-101.03
36/116/3	2102.01	153.88	-101.03
36/2/3/3	2061.55	50.23	-66.7
36/117/3	2020.18	-52.28	-67.08
37/117/3	2014.5	160.19	-67.08
37/2/3/3	1983.12	54.92	-30.9
37/118/3	1950.72	-49.33	-29.99
38/118/3	1945.11	155.85	-29.99
38/2/3/3	1922.72	49.68	4.58
38/119/3	1899.21	-55.57	3.56
39/119/3	1894.54	144.26	3.56
39/2/3/3	1881.02	37.91	34.2
39/120/3	1866.29	-67.66	29.17
40/120/3	1863.07	128.75	29.17
40/2/3/3	1858.23	22.88	54.67
40/121/3	1852.11	-82.33	44.64
41/121/3	1850.51	112.67	44.64
41/2/3/3	1854.13	7.91	64.92
41/122/3	1856.4	-96.33	50.03
42/122/3	1856.25	99.22	50.03
42/2/3/3	1868.07	-3.83	66.07
42/123/3	1878.5	-106.5	47.49
43/123/3	1879.29	91.43	47.49
43/2/3/3	1899.02	-9.35	61.3
43/124/3	1917.33	-109.91	41.22
44/124/3	1918.27	92.08	41.22
44/2/3/3	1945.6	-5.91	55.72
44/125/3	1971.49	-103.84	37.25
45/125/3	1971.49	103.84	37.25
45/2/3/3	1945.6	5.91	55.72
45/126/3	1918.27	-92.08	41.22
46/126/3	1917.33	109.91	41.22
46/2/3/3	1899.02	9.35	61.3
46/127/3	1879.29	-91.43	47.49

47/127/3	1878.5	106.5	47.49
47/2/3/3	1868.07	3.83	66.07
47/128/3	1856.25	-99.22	50.03
48/128/3	1856.4	96.33	50.03
48/2/3/3	1854.13	-7.91	64.92
48/129/3	1850.51	-112.67	44.64
49/129/3	1852.11	82.33	44.64
49/2/3/3	1858.23	-22.88	54.67
49/130/3	1863.07	-128.75	29.17
50/130/3	1866.29	67.66	29.17
50/2/3/3	1881.02	-37.91	34.2
50/131/3	1894.54	-144.26	3.56
51/131/3	1899.21	55.57	3.56
51/2/3/3	1922.72	-49.68	4.58
51/132/3	1945.11	-155.85	-29.99
52/132/3	1950.72	49.33	-29.99
52/2/3/3	1983.12	-54.92	-30.9
52/133/3	2014.5	-160.19	-67.08
53/133/3	2020.18	52.28	-67.08
53/2/3/3	2061.55	-50.23	-66.7
53/134/3	2102.01	-153.88	-101.03
54/134/3	2106.55	67.79	-101.03
54/2/3/3	2156.9	-32.25	-95.01
54/135/3	2206.47	-133.49	-122.87
55/135/3	2208.28	99.03	-122.87
55/2/3/3	2267.57	2.27	-105.79
55/136/3	2326.2	-95.78	-121.49
56/136/3	2323.39	149.11	-121.49
56/2/3/3	2391.5	56.42	-86.86
56/137/3	2459.09	-37.63	-83.66
57/137/3	2449.44	220.87	-83.66
57/2/3/3	2526.18	61.79	-37.92
57/138/3	2602.55	-36.03	-34.58
58/138/3	2591.93	237.6	-34.58
58/2/3/3	2677.04	69.93	14.87
58/139/3	2761.93	-25.11	21.19
59/139/3	2749.29	265.11	21.19
59/2/3/3	2842.43	105.08	81.52
59/4/3	2935.49	5.96	98.8
60/1/3	2173.12	-2223.15	951.16
60/2/3/3	2175.34	-1650.38	517.56
60/140/3	2177.55	-1144.15	205.46
61/140/3	2134.28	-1222.97	205.46
61/2/3/3	2136.35	-784.69	-18.18
61/141/3	2138.42	-433.13	-153.21

62/141/3	2121.18	-510.95	-153.21
62/2/3/3	2123.11	-229.11	-234.77
62/142/3	2125.04	-21.48	-261.6
63/142/3	2122.83	-99.17	-261.6
63/2/3/3	2124.62	57.24	-265.23
63/143/3	2126.4	162.25	-239.75
64/143/3	2130.91	84.45	-239.75
64/2/3/3	2132.55	160.14	-211.66
64/144/3	2134.19	205.75	-170.13
65/144/3	2140.28	127.56	-170.13
65/2/3/3	2141.77	161.44	-137.37
65/145/3	2143.26	180.64	-98.77
66/145/3	2148.43	102.23	-98.77
66/2/3/3	2149.77	120.87	-73.6
66/146/3	2151.11	133.98	-44.93
67/146/3	2154.57	55.26	-44.93
67/2/3/3	2155.75	73.39	-30.46
67/147/3	2156.94	90.38	-12.08
68/147/3	2158.8	11.49	-12.08
68/2/3/3	2159.83	35.23	-6.84
68/148/3	2160.86	59.24	3.76
69/148/3	2161.58	-19.8	3.76
69/2/3/3	2162.45	10.54	2.71
69/149/3	2163.33	41.16	8.51
70/149/3	2163.39	-37.88	8.51
70/2/3/3	2164.1	-2.24	4.01
70/150/3	2164.82	33.21	7.49
71/150/3	2164.59	-45.98	7.49
71/2/3/3	2165.14	-6.96	1.56
71/151/3	2165.7	31.48	4.32
72/151/3	2165.41	-47.66	4.32
72/2/3/3	2165.81	-6.92	-1.79
72/152/3	2166.21	33.12	1.16
73/152/3	2165.97	-46.06	1.16
73/2/3/3	2166.21	-4.68	-4.52
73/153/3	2166.45	36.15	-0.98
74/153/3	2166.32	-43.08	-0.98
74/2/3/3	2166.4	-1.64	-5.99
74/154/3	2166.48	39.59	-1.73
75/154/3	2166.48	-39.59	-1.73
75/2/3/3	2166.4	1.64	-5.99
75/155/3	2166.32	43.08	-0.98
76/155/3	2166.45	-36.15	-0.98
76/2/3/3	2166.21	4.68	-4.52
76/156/3	2165.97	46.06	1.16

77/156/3	2166.21	-33.12	1.16
77/2/3/3	2165.81	6.92	-1.79
77/157/3	2165.41	47.66	4.32
78/157/3	2165.7	-31.48	4.32
78/2/3/3	2165.14	6.96	1.56
78/158/3	2164.59	45.98	7.49
79/158/3	2164.82	-33.21	7.49
79/2/3/3	2164.1	2.24	4.01
79/159/3	2163.39	37.88	8.51
80/159/3	2163.33	-41.16	8.51
80/2/3/3	2162.45	-10.54	2.71
80/160/3	2161.58	19.8	3.76
81/160/3	2160.86	-59.24	3.76
81/2/3/3	2159.83	-35.23	-6.84
81/161/3	2158.8	-11.49	-12.08
82/161/3	2156.94	-90.38	-12.08
82/2/3/3	2155.75	-73.39	-30.46
82/162/3	2154.57	-55.26	-44.93
83/162/3	2151.11	-133.98	-44.93
83/2/3/3	2149.77	-120.87	-73.6
83/163/3	2148.43	-102.23	-98.77
84/163/3	2143.26	-180.64	-98.77
84/2/3/3	2141.77	-161.44	-137.37
84/164/3	2140.28	-127.56	-170.13
85/164/3	2134.19	-205.75	-170.13
85/2/3/3	2132.55	-160.14	-211.66
85/165/3	2130.91	-84.45	-239.75
86/165/3	2126.4	-162.25	-239.75
86/2/3/3	2124.62	-57.24	-265.23
86/166/3	2122.83	99.17	-261.6
87/166/3	2125.04	21.48	-261.6
87/2/3/3	2123.11	229.11	-234.77
87/167/3	2121.18	510.95	-153.21
88/167/3	2138.42	433.13	-153.21
88/2/3/3	2136.35	784.69	-18.18
88/168/3	2134.28	1222.97	205.46
89/168/3	2177.55	1144.15	205.46
89/2/3/3	2175.34	1650.38	517.56
89/3/3	2173.12	2223.15	951.16

**VERIFICA A STATO LIMITE ULTIMO PER TENSIONI NORMALI**

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE A1-VERIFICA LIMITE INCASTRO ARCO ROVESCIO**

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d)	$\xi =$	0,444	
Altezza totale della sezione	h =	60,00 [cm]	
Copriferro armatura tesa	c =	5,00 [cm]	
Altezza utile (h-c)	d =	55,00 [cm]	
Profondità dell'asse neutro	x =	24,42 [cm]	
Rapporto tra copriferro armatura tesa ed altezza utile (c/d)	$\delta =$	0,091	

RISOLVI

Deformazione massima nel calcestruzzo	$\epsilon_{cls} =$	-0,00350	in y =	60,00 [cm]
Deformazione massima nell'acciaio teso	$\epsilon_{acc} =$	0,00438	in y =	5,00 [cm]
Parametro di deformazione $\lambda$ ( $\epsilon = \lambda + \mu y$ )	$\lambda =$	0,00510		
Parametro di deformazione $\mu$ ( $\epsilon = \lambda + \mu y$ )	$\mu =$	-0,00014 [1/cm]		
Sforzo normale interno (rispetto alla base - y=0)	Nrd(y=0) =	-2175,00 [kN]		
Momento interno (rispetto alla base - y=0)	Mrd(y=0) =	1359,55 [kNm]		

Ordinata rispetto a cui vengono calcolate le sollecitazioni	y soll =	30,00 [cm]
Sforzo normale interno (rispetto a y=y soll)	Nrd(y=y soll) =	-2175,00 [kN]
Momento interno (rispetto a y=y soll)	Mrd(y=y soll) =	707,05 [kNm]
Sforzo normale agente di calcolo (rispetto a y=y soll)	Nsd(y=y soll) =	-2175,00 [kN]
Momento agente di calcolo (rispetto a y=y soll)	Msd(y=y soll) =	517,00 [kNm]
Differenza tra sforzo normale agente ed interno (rispetto a y=y soll)	Nsd(y=y soll)-Nrd(y=y soll) =	0,00 [kN]
Coefficiente di sicurezza di stato limite ultimo	Mrd(y=y soll)/Msd(y=y soll) =	1,37

CALCESTRUZZO		Trave											
Elementi	Rck	fcd	b inf	h	b sup	y inf	y sup	$\epsilon$ inf	$\epsilon$ sup	$\sigma$ inf	$\sigma$ sup	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]			[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]
1	30,00	16,60	100,00	60,00	100,00	0,00	60,00	0,00510	-0,00350	0,00	-14,11	-2789,34	1390,27
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	60,00	60,00	-0,00350	-0,00350	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	60,00	60,00	-0,00350	-0,00350	0,00	0,00	0,00	0,00
totali				60,00		0,00	60,00					-2789,34	1390,27

ACCIAIO		Armatura lenta									
Armature	Es	fyd	area	livello	$\epsilon$ acc	$\sigma$ acc	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)			
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm]		[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]			
1	210000	391,30	15,70	5,00	0,00438	391,30	614,34	-30,72			
2	0	0,00	0,00	0,00	0,00510	0,00	0,00	0,00			
3	0	0,00	0,00	0,00	0,00510	0,00	0,00	0,00			
totali				5,00			614,34	-30,72			

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE A1-VERIFICA MOMENTO NEGATIVO ARCO ROVESCIO**

fcd	141,10 daN/cm <sup>2</sup>
b	100,00 cm
a	60,00 cm
Ned	2134,00 kN
Med	170,00 kNm
e =	7,97 cm
x =	44,07 cm
Nrd ver	6217,92 kN Ok

**4.1.11. CALCESTRUZZO A BASSA PERCENTUALE DI ARMATURA O NON ARMATO**

Il calcestruzzo a bassa percentuale di armatura è quello per il quale la percentuale di armatura messa in opera è minore di quella minima necessaria per il calcestruzzo armato o la quantità media in peso di acciaio per metro cubo di calcestruzzo è inferiore a 0,3 kN.

Sia il calcestruzzo a bassa percentuale di armatura, sia quello non armato possono essere impiegati solo per elementi secondari o per strutture massicce o estese.

**4.1.11.1 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA - NORME DI CALCOLO**

Per le verifiche di resistenza delle sezioni sotto sforzi normali si adottano le competenti ipotesi tratte dal § 4.1.2.3.4.1. Per una sezione rettangolare di lati a e b soggetta ad una forza normale N<sub>Ed</sub> con una eccentricità e nella direzione del lato a la verifica di resistenza allo SLU, con il modello (c) di § 4.1.2.1.2.1, si pone con

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} = f_{ctd} b x \quad [4.1.50]$$

fctd	11,97 daN/cm <sup>2</sup>
fct1d	10,17 daN/cm <sup>2</sup>

con  $x = a - 2e$ .

La verifica di resistenza della stessa sezione rettangolare di lati a e b soggetta anche ad un sforzo di taglio V<sub>Ed</sub> nella direzione del lato a si pone con

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} = f_{ctd} b x / 1,5$$

sigmac	48,43 daN/cm <sup>2</sup>
sigmaclim	62,64 daN/cm <sup>2</sup>
delta	-14,21 daN/cm <sup>2</sup>

con  
 $f_{ctd} = \sqrt{f_{ct1d} + \sigma_c f_{ct1d}}$  per  $\sigma_c \leq \sigma_{diam}$   
 $f_{ctd} = \sqrt{f_{ct1d} + \sigma_c f_{ct1d} - \delta^2 / 4}$  per  $\sigma_c > \sigma_{diam}$

fcvd_1	24,42 daN/cm <sup>2</sup>
fcvd_2	23,36 daN/cm <sup>2</sup>
fcvd	24,42 daN/cm <sup>2</sup>

dove  
 $\sigma_c = N_{Ed} / (b x)$   
 $\delta = \sigma_c - \sigma_{diam}$   
 $\sigma_{diam} = f_{ctd} - 2 \sqrt{f_{ct1d} + f_{ct1d}}$

Ved	205,00 kN
Vrd ver	717,35 kN Ok

dove

$$f_{ct1d} = 0,85 f_{ctd}$$

è la resistenza a trazione di progetto per calcestruzzo non armato o debolmente armato.

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE A1-VERIFICA MOMENTO POSITIVO ARCO ROVESCIO**

fcd **141,10** daN/cm2  
 b **100,00** cm  
 a **60,00** cm  
 Ned **2163,00** kN  
 Med **8,00** kNm  
 e= **0,37** cm  
 x= **59,26** cm  
 Nrd **8361,63** kN  
 ver **Ok**

**4.1.11. CALCESTRUZZO A BASSA PERCENTUALE DI ARMATURA O NON ARMATO**

Il calcestruzzo a bassa percentuale di armatura è quello per il quale la percentuale di armatura messa in opera è minore di quella minima necessaria per il calcestruzzo armato o la quantità media in peso di acciaio per metro cubo di calcestruzzo è inferiore a 0,3 kN.

Sia il calcestruzzo a bassa percentuale di armatura, sia quello non armato possono essere impiegati solo per elementi secondari o per strutture massicce o estese.

**4.1.11.1 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA – NORME DI CALCOLO**

Per le verifiche di resistenza delle sezioni sotto sforzi normali si adottano le competenti ipotesi tratte dal § 4.1.2.3.4.1. Per una sezione rettangolare di lati a e b soggetta ad una forza normale Ned con una eccentricità e nella direzione del lato a la verifica di resistenza allo SLU, con il modello (c) di § 4.1.2.1.2.1, si pone con

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} = f_{cd} b x \quad [4.1.50]$$

con  $x = a - 2e$ .

La verifica di resistenza della stessa sezione rettangolare di lati a e b soggetta anche ad un sforzo di taglio Ved nella direzione del lato a si pone con

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} = f_{cvd} b x / 1,5$$

con

$$f_{cvd} = \sqrt{(f_{ct1d} + \sigma_c f_{ct1d})} \quad \text{per } \sigma_c \leq \sigma_{dim}$$

$$f_{cvd} = \sqrt{(f_{ct1d} + \sigma_c f_{ct1d} - \delta^2 / 4)} \quad \text{per } \sigma_c > \sigma_{dim}$$

dove

$$\sigma_c = N_{Ed} / (b x)$$

$$\delta = \sigma_c - \sigma_{dim}$$

$$\sigma_{dim} = f_{cd} - 2 \sqrt{(f_{ct1d} + f_{cd} f_{ct1d})}$$

dove

$$f_{ct1d} = 0,85 f_{ctd}$$

è la resistenza a trazione di progetto per calcestruzzo non armato o debolmente armato.

fctd **11,97** daN/cm2  
 fct1d **10,17** daN/cm2  
 sigmac **36,50** daN/cm2  
 sigmaclim **62,64** daN/cm2  
 delta **-26,14** daN/cm2  
 fcvd\_1 **21,79** daN/cm2  
 fcvd\_2 **17,44** daN/cm2  
 fcvd **21,79** daN/cm2  
 Ved **41,00** kN  
 Vrd **860,92** kN  
 ver **Ok**

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE A1-VERIFICA LIMITE INCASTRO ARCO ROVESCIO**

**VERIFICA A TAGLIO A SLU PER SEZIONE RETTANGOLARE**

**Verifica**

**Caratteristiche dei materiali**

Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	Rck=	<b>30</b> MPa
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	gammac=	<b>1,500</b>
Coefficiente di trasformazione resistenza cubica -> cilindrica	alfa1=	<b>0,833</b>
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	fck=	<b>25</b> MPa
Coefficiente carichi lunga durata	alfacc=	<b>0,850</b>
Resistenza di calcolo cilindrica calcestruzzo	fcd=	<b>14,167</b> MPa
Tensione caratteristica di snervamento acciaio	fyk=	<b>450</b> MPa
Coefficiente di sicurezza acciaio	gammass=	<b>1,150</b>
Tensione di calcolo di snervamento acciaio	fyd=	<b>391,3</b> MPa

**Caratteristiche della sezione**

Larghezza della membratura resistente a taglio	bw=	<b>1000</b> mm
Altezza della sezione	h=	<b>600</b> mm
Altezza utile sezione: d = h - c	d=	<b>550</b> mm
Area armature longitudinali tese	Asl=	<b>1005,31</b> mm2
Numero bracci	n=	<b>2,5</b>
Diametro dell'armatura trasversale posta all'interasse s	fi=	<b>24</b> mm
Interasse armatura trasversale	s=	<b>200</b> mm
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	alfa=	<b>90,000</b> °
Area di armatura trasversale posta all'interasse s	Asw=	<b>1131</b> mm2
Area di armatura trasversale a metro lineare	asw=	<b>5,655</b> mm2/mm

**Sollecitazioni**

Sforzo normale di compressione di calcolo (compressione = positivo)	Ned=	<b>2175,00</b> kN
Taglio di calcolo agente sulla sezione allo s.l.u.	Vsdu=	<b>1650,00</b> kN
Tensione media di compressione nella sezione: scp= min(Nsd/(bw*h); 0.2 * fcd)	scp=	<b>2,833</b> N/mm2
Tensione tangenziale baricentrica	tau_b=	<b>4,125</b> N/mm2
Tensione principale massima baricentrica	sigmai=	<b>2,945</b> N/mm2
Inclinazione minima dei "puntoni" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave	cot(teta1)=	<b>1,401</b>
Coefficiente alfac	alfac=	<b>1,200</b>
Cotangente alfa	cot(alfa)=	<b>0,00</b>
Limite inferiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta1) = max(1,00; cot(teta1)))	cot(teta1)=	<b>1,40</b>
Limite superiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta2), normalmente 2,50)	cot(teta2)=	<b>2,50</b>
Resistenza di calcolo a taglio-compressione massima possibile (cot(teta)=cot(teta1))	Vrcd,max=	<b>1990</b> kN
Resistenza di calcolo a taglio-compressione minima (cot(teta)=cot(teta2))	Vrcd,min=	<b>1451</b> kN

**Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio**

Rapporto geometrico armatura longitudinale: ro(l)= min( Asl / (bw * d) ; 0.02 )	ro(l)=	<b>0,00183</b>
Coefficiente k=min( 1+(200/d)^0.5 ; 2 )	k=	<b>1,603</b>
Coefficiente vmin=0.035 * (k^1.5) * (fck^0.5)	vmin=	<b>0,355</b> N/mm2
Tensione tangenziale resistente di calcolo ( Vrcd = 0.90 * d * bw * alfac * fcd * (cot(alfa)+cot(teta)) / (1+cot(teta)^2) )	tau_1,calc=	<b>0,744</b> N/mm2
Tensione tangenziale resistente minima (vmin + 0,15 * scp)	tau_2,min=	<b>0,780</b> N/mm2
<b>Sforzo di taglio resistente</b>	<b>Vrd=</b>	<b>429,10</b> kN
<b>Tensione tangenziale corrispondente allo Sforzo di taglio resistente</b>	<b>tau(Vrd)=</b>	<b>0,87</b> N/mm2
<b>Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (&gt;= 1; solo calcestruzzo)</b>	<b>Vrd/Vsd=</b>	<b>0,260</b>

**Verifica elementi con armature trasversali resistenti a taglio**

Cotangente teta ottimale (cot(teta1)<cot(teta)<cot(teta2))	cot(teta)=	<b>1,69</b>
Inclinazione puntoni calcestruzzo ottimale (cot(teta1)<cot(teta)<cot(teta2))	teta=	<b>30,679</b> °
Resistenza di calcolo a taglio-compressione ( Vrcd = 0.90 * d * bw * alfac * fcd * (cot(alfa)+cot(teta)) / (1+cot(teta)^2) )	Vrcd=	<b>1846</b> kN
Resistenza di calcolo a taglio-trazione ( Vrsd = 0.9 d Asw / s * fyd * (cot(alfa) + cot(teta)) * sen(alfa) )	Vrsd=	<b>1846</b> kN
<b>Resistenza di calcolo Vrd = min ( Vrcd ; Vrsd )</b>	<b>Vrd =</b>	<b>1846</b> kN
<b>Tensione tangenziale corrispondente alla Resistenza di calcolo Vrd</b>	<b>tau(Vrd)=</b>	<b>3,73</b> N/mm2
<b>Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (&gt;= 1; solo calcestruzzo)</b>	<b>Vrd/Vsd=</b>	<b>1,119</b>



**VERIFICA A STATO LIMITE ULTIMO PER TENSIONI NORMALI**

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE A1-VERIFICA INCASTRO CALOTTA**

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d)	$\xi =$	0,303		
Altezza totale della sezione	$h =$	110,00 [cm]	RISOLVI	
Copri ferro armatura tesa	$c =$	5,00 [cm]		
Altezza utile (h-c)	$d =$	105,00 [cm]		
Profondità dell'asse neutro	$x =$	31,78 [cm]		
Rapporto tra copri ferro armatura tesa ed altezza utile (c/d)	$\delta =$	0,048		
Deformazione massima nel calcestruzzo	$\epsilon_{cls} =$	-0,00350		in y = 110,00 [cm]
Deformazione massima nell'acciaio teso	$\epsilon_{acc} =$	0,00806		in y = 5,00 [cm]
Parametro di deformazione $\lambda$ ( $\epsilon = \lambda + \mu y$ )	$\lambda =$	0,00861		
Parametro di deformazione $\mu$ ( $\epsilon = \lambda + \mu y$ )	$\mu =$	-0,00011 [1/cm]		
Sforzo normale interno (rispetto alla base - y=0)	$Nrd(y=0) =$	-3016,00 [kN]		
Momento interno (rispetto alla base - y=0)	$Mrd(y=0) =$	3482,71 [kNm]		
Ordinata rispetto a cui vengono calcolate le sollecitazioni	$ysoll =$	55,00 [cm]		
Sforzo normale interno (rispetto a y=ysoll)	$Nrd(y=ysoll) =$	-3016,00 [kN]		
Momento interno (rispetto a y=ysoll)	$Mrd(y=ysoll) =$	1823,91 [kNm]		
Sforzo normale agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	$Nsd(y=ysoll) =$	-3016,00 [kN]		
Momento agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	$Msd(y=ysoll) =$	951,00 [kNm]		
Differenza tra sforzo normale agente ed interno (rispetto a y=ysoll)	$Nsd(y=ysoll) - Nrd(y=ysoll) =$	0,00 [kN]		
Coefficiente di sicurezza di stato limite ultimo	$Mrd(y=ysoll) / Msd(y=ysoll) =$	1,92		

CALCESTRUZZO			Trave												
Elementi	Rck	fcd	b inf	h	b sup	y inf	y sup	$\epsilon$ inf	$\epsilon$ sup	$\sigma$ inf	$\sigma$ sup	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)		
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]			[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]		
1	30,00	16,60	100,00	110,00	100,00	0,00	110,00	0,00861	-0,00350	0,00	0,00	-3630,34	3513,42		
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	110,00	110,00	-0,00350	-0,00350	0,00	0,00	0,00	0,00		
3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	110,00	110,00	-0,00350	-0,00350	0,00	0,00	0,00	0,00		
4	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	110,00	110,00	-0,00350	-0,00350	0,00	0,00	0,00	0,00		
5	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	110,00	110,00	-0,00350	-0,00350	0,00	0,00	0,00	0,00		
6	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	110,00	110,00	-0,00350	-0,00350	0,00	0,00	0,00	0,00		
7	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	110,00	110,00	-0,00350	-0,00350	0,00	0,00	0,00	0,00		
8	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	110,00	110,00	-0,00350	-0,00350	0,00	0,00	0,00	0,00		
9	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	110,00	110,00	-0,00350	-0,00350	0,00	0,00	0,00	0,00		
10	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	110,00	110,00	-0,00350	-0,00350	0,00	0,00	0,00	0,00		
totali				110,00		0,00	110,00					-3630,34	3513,42		

ACCIAIO			Armatura lenta										
Armature	Es	f <sub>yd</sub>	area	livello	$\epsilon$ acc	$\sigma$ acc	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)					
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm]		[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]					
1	210000	391,30	15,70	5,00	0,00806	391,30	614,34	-30,72					
2	0	0,00	0,00	0,00	0,00861	0,00	0,00	0,00					
3	0	0,00	0,00	0,00	0,00861	0,00	0,00	0,00					
4	0	0,00	0,00	0,00	0,00861	0,00	0,00	0,00					
5	0	0,00	0,00	0,00	0,00861	0,00	0,00	0,00					
6	0	0,00	0,00	0,00	0,00861	0,00	0,00	0,00					
7	0	0,00	0,00	0,00	0,00861	0,00	0,00	0,00					
8	0	0,00	0,00	0,00	0,00861	0,00	0,00	0,00					
9	0	0,00	0,00	0,00	0,00861	0,00	0,00	0,00					
10	0	0,00	0,00	0,00	0,00861	0,00	0,00	0,00					
totali				5,00			614,34	-30,72					

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE A1-VERIFICA MASSIMO NEGATIVO IN CALOTTA**

fcd	141,10 daN/cm <sup>2</sup>
b	100,00 cm
a	50,00 cm
Ned	2206,00 kN
Med	122,00 kNm
e =	5,53 cm
x =	38,94 cm
Nrd	5494,33 kN
ver	OK

**4.1.11. CALCESTRUZZO A BASSA PERCENTUALE DI ARMATURA O NON ARMATO**

Il calcestruzzo a bassa percentuale di armatura è quello per il quale la percentuale di armatura messa in opera è minore di quella minima necessaria per il calcestruzzo armato o la quantità media in peso di acciaio per metro cubo di calcestruzzo è inferiore a 0,3 kN.

Sia il calcestruzzo a bassa percentuale di armatura, sia quello non armato possono essere impiegati solo per elementi secondari o per strutture massicce o estese.

**4.1.11.1 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA – NORME DI CALCOLO**

Per le verifiche di resistenza delle sezioni sotto sforzi normali si adottano le competenti ipotesi tratte dal § 4.1.2.3.4.1. Per una sezione rettangolare di lati a e b soggetta ad una forza normale N<sub>Ed</sub> con una eccentricità e nella direzione del lato a la verifica di resistenza allo SLU, con il modello (c) di § 4.1.2.1.2.1, si pone con

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} = f_{ctd} b x \quad [4.1.50]$$

con  $x = a - 2e$ .

fctd	11,97 daN/cm <sup>2</sup>
fct1d	10,17 daN/cm <sup>2</sup>

La verifica di resistenza della stessa sezione rettangolare di lati a e b soggetta anche ad un sforzo di taglio V<sub>Ed</sub> nella direzione del lato a si pone con

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} = f_{ctd} b x / 1,5$$

con  
 $f_{ctd} = \sqrt{(f_{ct1d} + \sigma_c f_{ct1d})}$  per  $\sigma_c \leq \sigma_{dim}$   
 $f_{ctd} = \sqrt{(f_{ct1d} + \sigma_c f_{ct1d} - \delta^2 / 4)}$  per  $\sigma_c > \sigma_{dim}$

dove  
 $\sigma_c = N_{Ed} / (b x)$   
 $\delta = \sigma_c - \sigma_{dim}$   
 $\sigma_{dim} = f_{ct} - 2 \sqrt{(f_{ct1d} + f_{ct1d})}$

$$f_{ct1d} = 0,85 f_{ctd}$$

è la resistenza a trazione di progetto per calcestruzzo non armato o debolmente armato.

sigmac	56,65 daN/cm <sup>2</sup>
sigmaclim	62,64 daN/cm <sup>2</sup>
delta	-5,98 daN/cm <sup>2</sup>
fcvd_1	26,08 daN/cm <sup>2</sup>
fcvd_2	25,90 daN/cm <sup>2</sup>
fcvd	26,08 daN/cm <sup>2</sup>

Ved	133,00 kN
Vrd	676,90 kN
ver	OK

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE A1-VERIFICA MOMENTO POSITIVO ARCO ROVESCIO**

fcd	<b>141,10</b>	daN/cm <sup>2</sup>
b	<b>100,00</b>	cm
a	<b>60,00</b>	cm
Ned	<b>2163,00</b>	kN
Med	<b>8,00</b>	kNm
e=	<b>0,37</b>	cm
x=	<b>59,26</b>	cm
Nrd	<b>8361,63</b>	kN
ver	<b>Ok</b>	

**4.1.11. CALCESTRUZZO A BASSA PERCENTUALE DI ARMATURA O NON ARMATO**

Il calcestruzzo a bassa percentuale di armatura è quello per il quale la percentuale di armatura messa in opera è minore di quella minima necessaria per il calcestruzzo armato o la quantità media in peso di acciaio per metro cubo di calcestruzzo è inferiore a 0,3 kN.

Sia il calcestruzzo a bassa percentuale di armatura, sia quello non armato possono essere impiegati solo per elementi secondari o per strutture massicce o estese.

**4.1.11.1 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA – NORME DI CALCOLO**

Per le verifiche di resistenza delle sezioni sotto sforzi normali si adottano le competenti ipotesi tratte dal § 4.1.2.3.4.1. Per una sezione rettangolare di lati a e b soggetta ad una forza normale N<sub>Ed</sub> con una eccentricità e nella direzione del lato a la verifica di resistenza allo SLU, con il modello (c) di § 4.1.2.1.2.1, si pone con

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} = f_{cd} \cdot b \cdot x \quad [4.1.50]$$

con  $x = a - 2e$ .

La verifica di resistenza della stessa sezione rettangolare di lati a e b soggetta anche ad un sforzo di taglio V<sub>Ed</sub> nella direzione del lato a si pone con

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} = f_{cvd} \cdot b \cdot x / 1,5$$

con

$$f_{cvd} = \sqrt{(f_{ct1d} + \sigma_c f_{ct1d})} \quad \text{per } \sigma_c \leq \sigma_{dim}$$

$$f_{cvd} = \sqrt{(f_{ct1d} + \sigma_c f_{ct1d} - \delta^2/4)} \quad \text{per } \sigma_c > \sigma_{dim}$$

dove

$$\sigma_c = N_{Ed} / (b \cdot x)$$

$$\delta = \sigma_c - \sigma_{dim}$$

$$\sigma_{dim} = f_{cd} - 2 \sqrt{(f_{ct1d} + f_{cd} f_{ct1d})}$$

dove

$$f_{ct1d} = 0,85 f_{ctd}$$

è la resistenza a trazione di progetto per calcestruzzo non armato o debolmente armato.

fctd	<b>11,97</b>	daN/cm <sup>2</sup>
fct1d	<b>10,17</b>	daN/cm <sup>2</sup>
sigmac	<b>36,50</b>	daN/cm <sup>2</sup>
sigmaclim	<b>62,64</b>	daN/cm <sup>2</sup>
delta	<b>-26,14</b>	daN/cm <sup>2</sup>
fcvd_1	<b>21,79</b>	daN/cm <sup>2</sup>
fcvd_2	<b>17,44</b>	daN/cm <sup>2</sup>
fcvd	<b>21,79</b>	daN/cm <sup>2</sup>
Ved	<b>41,00</b>	kN
Vrd	<b>860,92</b>	kN
ver	<b>Ok</b>	

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE A1-VERIFICA INCASTRO CALOTTA**

**VERIFICA A TAGLIO A SLU PER SEZIONE RETTANGOLARE**

	Verifica
<b>Caratteristiche dei materiali</b>	
Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	Rck= <b>30</b> MPa
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	gammac= <b>1,500</b>
Coefficiente di trasformazione resistenza cubica -> cilindrica	alfa1= <b>0,833</b>
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	fck= <b>25</b> MPa
Coefficiente carichi lunga durata	alfacc= <b>0,850</b>
Resistenza di calcolo cilindrica calcestruzzo	fcd= <b>14,167</b> MPa
Tensione caratteristica di snervamento acciaio	fyk= <b>450</b> MPa
Coefficiente di sicurezza acciaio	gammass= <b>1,150</b>
Tensione di calcolo di snervamento acciaio	fyd= <b>391,3</b> MPa
<b>Caratteristiche della sezione</b>	
Larghezza della membratura resistente a taglio	bw= <b>1000</b> mm
Altezza della sezione	h= <b>1100</b> mm
Altezza utile sezione: d = h - c	d= <b>1050</b> mm
Area armature longitudinali tese	Asl= <b>1005,31</b> mm <sup>2</sup>
Numero bracci	n= <b>5,0</b>
Diametro dell'armatura trasversale posta all'interasse s	fi= <b>20</b> mm
Interasse armatura trasversale	s= <b>200</b> mm
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	alfa= <b>90,000</b> °
Area di armatura trasversale posta all'interasse s	Asw= <b>1571</b> mm <sup>2</sup>
Area di armatura trasversale a metro lineare	asw= <b>7,854</b> mm <sup>2</sup> /mm
<b>Sollecitazioni</b>	
Sforzo normale di compressione di calcolo (compressione = positivo)	Ned= <b>3016,00</b> kN
Taglio di calcolo agente sulla sezione allo s.l.u.	Vsdu= <b>750,00</b> kN
Tensione media di compressione nella sezione: scp= min(Nsd/(bwh) ; 0.2 * fcd)	scp= <b>2,742</b> N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale baricentrica	tau_b= <b>1,023</b> N/mm <sup>2</sup>
Tensione principale massima baricentrica	sigmai= <b>0,339</b> N/mm <sup>2</sup>
Inclinazione minima dei "puntoni" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave	cot(teta1)= <b>3,013</b>
Coefficiente alfa	alfac= <b>1,194</b>
Cotangente alfa	cot(alfa)= <b>0,00</b>
Limite inferiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta1) = max(1.00; cot(teta1)))	cot(teta1)= <b>3,01</b>
Limite superiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta2), normalmente 2.50)	cot(teta2)= <b>2,50</b>
Resistenza di calcolo a taglio-compressione massima possibile (cot(teta)=cot(teta1))	Vrcd,max= <b>2389</b> kN
Resistenza di calcolo a taglio-compressione minima (cot(teta)=cot(teta2))	Vrcd,min= <b>2755</b> kN
<b>Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio</b>	
Rapporto geometrico armatura longitudinale: ro(l)= min( Asl / (bw * d) ; 0.02 )	ro(l)= <b>0,00096</b>
Coefficiente k=min( 1+(200/d)^0.5 ; 2 )	k= <b>1,436</b>
Coefficiente vmin=0.035 * (k^1.5) * (fck^0.5)	vmin= <b>0,301</b> N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente di calcolo ( Vrcd = 0.90 * d * bw * alfac * fcd * ( cot(alfa)+cot(teta) ) / (1+cot(teta)^2) )	tau_1,calc= <b>0,642</b> N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente minima (vmin + 0,15* scp)	tau_2,min= <b>0,713</b> N/mm <sup>2</sup>
<b>Sforzo di taglio resistente</b>	
Tensione tangenziale corrispondente allo Sforzo di taglio resistente	Vrd= <b>748,18</b> kN
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (>= 1; solo calcestruzzo)	tau(Vrd)= <b>0,79</b> N/mm <sup>2</sup>
	Vrd/Vsd= <b>0,998</b>
<b>Verifica elementi con armature trasversali resistenti a taglio</b>	
Cotangente teta ottimale (cot(teta1)<cot(teta)<cot(teta2))	cot(teta)= <b>3,01</b>
Inclinazione puntoni calcestruzzo ottimale (cot(teta1)<cot(teta)<cot(teta2))	teta= <b>18,362</b> °
Tensione tangenziale resistente di calcolo ( Vrcd = 0.90 * d * bw * alfac * fcd * ( cot(alfa)+cot(teta) ) / (1+cot(teta)^2) )	Vrcd= <b>2389</b> kN
Resistenza di calcolo a taglio-trazione ( Vrsd = 0.9 d Asw / s * fyd * (cot(alfa) + cot(teta)) * sen(alfa) )	Vrsd= <b>8750</b> kN
Resistenza di calcolo Vrd = min ( Vrcd ; Vrsd )	Vrd = <b>2389</b> kN
Tensione tangenziale corrispondente alla Resistenza di calcolo Vrd	tau(Vrd)= <b>2,53</b> N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (>= 1; solo calcestruzzo)	Vrd/Vsd= <b>3,185</b>

**VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE**

**TITOLO:** GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE A1 VERIFICA LIMITE 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  
 Sensibilità armatura  
 Condizioni ambientali  
 Combinazione di azioni

Aderenza migliorata  
 Poco sensibile  
 Ordinarie  
 Frequenti

**VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FORMAZIONE DELLE FESSURE**

Resistenza caratteristica cilindrica del conglomerato cementizio fck= 25,0 N/mm<sup>2</sup>  
 Resistenza a trazione media del conglomerato cementizio ( fctm = 0.30 (fck)<sup>2/3</sup> ) fctm= 2,565 N/mm<sup>2</sup>  
 Resistenza a trazione allo stato di formazione delle fessure ( fctk = fctm/1.2 ) fctk= 2,137 N/mm<sup>2</sup>

Per la combinazione di azioni prescelta si ha (sezione interamente reagente - sollecitazioni effettive):  
 Tensione di trazione massima nel calcestruzzo scmax= 3,494 N/mm<sup>2</sup>

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 epsrm**

Modulo elastico del calcestruzzo Ec= 31476 N/mm<sup>2</sup>  
 Modulo elastico delle armature Es= 206000 N/mm<sup>2</sup>  
 Tensione nell'armatura tesa in sezione fessurata sigmas= 113,512 N/mm<sup>2</sup>  
 Base della zona di calcestruzzo efficace entro cui le barre influenzano l'apertura delle fessure b,eff= 20,000 cm  
 Altezza della zona di calcestruzzo efficace [min(2,5(h-d);(h-x)/3;h/2) h,eff= 9,037 cm  
 Area della zona di calcestruzzo efficace entro cui le barre influenzano l'apertura delle fessure Ac,eff = b,eff h,eff = 180,731 cm<sup>2</sup>  
 Area della sezione di acciaio posta nell'area efficace Ac,eff As= 15,708 cm<sup>2</sup>  
 Rapporto tra l'area della sezione di acciaio As e l'area di calcestruzzo efficace Ac,eff ro,eff=As/Ac,eff= 0,086914  
 Coefficiente per le condizioni di sollecitazione (0.6 azioni di breve durata, 0.4 azioni di lunga durata) kf= 0.6  
 Deformazione unitaria media dell'armatura epsrm= 0,000416  
 Deformazione unitaria media dell'armatura (limite inferiore) (epsrm,lim = 0.6 sigmas/Es ) epsrm,lim= 0,000331

**b) Calcolo della distanza media tra le fessure Dsm**

Distanza tra le barre (lnt - fi) s1= 20,000 cm  
 Diametro equivalente delle barre tese fi= 20 mm  
 Ricoprimento netto dell'armatura (Yf-f/2) c= 4,000 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= 0,086914  
 Deformazione di trazione massima in sezione fessurata eps1= 0,002948  
 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= 10,301 cm

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

Deformazione unitaria media dell'armatura epsrm= 0,000416  
 Distanza media tra le fessure Dsm= 10,301 cm  
 Valore caratteristico dell'apertura delle fessure ( wk = 1.7 epsrm Dsm ) wm= 0,673 mm

**e) Verifica**

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

Valore nominale caratteristico dell'apertura delle fessure per la combinazione d'azioni considerata wk= 0,400 mm

La sezione è verificata allo stato limite di apertura delle fessure

**VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE**

**TITOLO:** GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE A1 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  
 Sensibilità armatura  
 Condizioni ambientali  
 Combinazione di azioni

Aderenza migliorata  
 Poco sensibile  
 Ordinarie  
 Frequenti

**VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FORMAZIONE DELLE FESSURE**

Resistenza caratteristica cilindrica del conglomerato cementizio fck= 25,0 N/mm<sup>2</sup>  
 Resistenza a trazione media del conglomerato cementizio ( fctm = 0.30 (fck)<sup>2/3</sup> ) fctm= 2,565 N/mm<sup>2</sup>  
 Resistenza a trazione allo stato di formazione delle fessure ( fctk = fctm/1.2 ) fctk= 2,137 N/mm<sup>2</sup>

Per la combinazione di azioni prescelta si ha (sezione interamente reagente - sollecitazioni effettive):  
 Tensione di trazione massima nel calcestruzzo scmax= 1,428 N/mm<sup>2</sup>

La sezione 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 epsrm**

Modulo elastico del calcestruzzo Ec= 31476 N/mm<sup>2</sup>  
 Modulo elastico delle armature Es= 206000 N/mm<sup>2</sup>  
 Tensione nell'armatura tesa in sezione fessurata sigmas= 36,365 N/mm<sup>2</sup>  
 Base della zona di calcestruzzo efficace entro cui le barre influenzano l'apertura delle fessure b,eff= 20,000 cm  
 Altezza della zona di calcestruzzo efficace [min(2,5(h-d);(h-x)/3;h/2) h,eff= 11,260 cm  
 Area della zona di calcestruzzo efficace entro cui le barre influenzano l'apertura delle fessure Ac,eff = b,eff h,eff = 225,385 cm<sup>2</sup>  
 Area della sezione di acciaio posta nell'area efficace Ac,eff As= 15,708 cm<sup>2</sup>  
 Rapporto tra l'area della sezione di acciaio As e l'area di calcestruzzo efficace Ac,eff ro,eff=As/Ac,eff= 0,069694  
 Coefficiente per le condizioni di sollecitazione (0.6 azioni di breve durata, 0.4 azioni di lunga durata) kf= 0.6  
 Deformazione unitaria media dell'armatura epsrm= 0,000116  
 Deformazione unitaria media dell'armatura (limite inferiore) (epsrm,lim = 0.6 sigmas/Es ) epsrm,lim= 0,000103

**b) Calcolo della distanza media tra le fessure Dsm**

Distanza tra le barre (lnt - fi) s1= 20,000 cm  
 Diametro equivalente delle barre tese fi= 20 mm  
 Ricoprimento netto dell'armatura (Yf-f/2) c= 4,000 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= 0,069694  
 Deformazione di trazione massima in sezione fessurata eps1= 0,000879  
 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= 10,870 cm

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

Deformazione unitaria media dell'armatura epsrm= 0,000116  
 Distanza media tra le fessure Dsm= 10,870 cm  
 Valore caratteristico dell'apertura delle fessure ( wk = 1.7 epsrm Dsm ) wm= 0,019 mm

**e) Verifica**

Considerando secondo Normativa :  
 Condizioni ambiente: Ordinarie  
 Combinazioni di azioni: Frequenti  
 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

## 9 VERIFICA DELLA SEZIONE DI SCAVO GD-A2

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

### - FASE1 – Geostatico

Si applicano le caratteristiche geomeccaniche dell'ammasso roccioso riferite a una Classe IV di scavo per ricreare la situazione gravitativa iniziale con un ricoprimento tra il piano campagna e il piano dei centri della galleria di circa 38.0 m.

I parametri geotecnici presentano i seguenti valori:

angolo di attrito	$\phi = 61^\circ$
coesione drenata	$c = 371 \text{ kPa}$
modulo di deformazione	$E = 8909 \text{ MPa}$
coefficiente di Poisson	$\nu = 0.25$

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

Si effettua l'apertura del fronte a cavo non sostenuto e 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 della centina isolata formata da 2IPE180 ad interasse di 1.0 m con le seguenti caratteristiche:

Centine:	$A=47.8e-4 \text{ m}^2$	$J=2634e-8 \text{ m}^4$	$E=200 \text{ GPa}$
----------	-------------------------	-------------------------	---------------------

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 30 cm di spessore ( $E=20 \text{ GPa}$ ) e centine.

Priverivestimento:	$A=0.30 \text{ m}^2$	$J=2.25e-3 \text{ m}^4$	$E=20 \text{ GPa}$
--------------------	----------------------	-------------------------	--------------------

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

### - FASE 5 – Maturazione spritz beton e chiodatura a 10.0 m.

Si considera la maturazione dello spritz beton ( $E=31 \text{ GPa}$ ) e la messa in opera della bullonatura radiale di 6.0 m di lunghezza formata da 17+18 bulloni ad aderenza continua tipo Swellex ad interasse di 1.0 m con carico di snervamento pari a 190 kN.

Priverivestimento:	$A=0.30 \text{ m}^2$	$J=2.25e-3 \text{ m}^4$	$E=31 \text{ GPa}$
Bulloni.	$F_y = 190 \text{ kN}$	$s_{ad} = 149 \text{ kPa}$	$E=200 \text{ GPa}$

In questa fase si considera un totale pari al 85.5% del carico litostatico.

### - FASE 6 – Getto dell'arco rovescio a 45 m.

Si procede con lo scavo e a 45 m dal fronte si prevede il getto dell'arco rovescio ( $E=20 \text{ GPa}$ ) di 70 cm di spessore.

Arco rovescio:	$A=0.70 \text{ m}^2$	$J=0.028 \text{ m}^4$	$E=20 \text{ GPa}$
----------------	----------------------	-----------------------	--------------------

In questa fase si considera un rilassamento pari al 98% del carico litostatico.

### - FASE 7 – Getto della calotta e maturazione dell'arco rovescio.

E' simulato il getto della calotta (E=15 GPa) e la completa maturazione dell'arco rovescio (E=31 GPa).

Arco rovescio:	A=0.70 m <sup>2</sup>	J=0.028 m <sup>4</sup>	E=31 GPa
Calotta.	A=0.60 m <sup>2</sup>	J=0.018 m <sup>4</sup>	E=15 GPa

Si considera un rilassamento pari al 99% del carico litostatico.

**- FASE 8 - Maturazione della calotta.**

Si considera la completa maturazione della calotta (E=31 GPa).

Calotta.	A=0.60 m <sup>2</sup>	J=0.018 m <sup>4</sup>	E=31 GPa
----------	-----------------------	------------------------	----------

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

**9.1 FASE 3 - VERIFICHE TENSIONALI SULLE CENTINE**

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

elementi beam da 1 a 64 rappresentanti le centine.

Le sollecitazioni massime sulle centine risultano:

elemento 64:	N <sub>k</sub> = 67.51 kN	M <sub>k</sub> = 0.44 kNm	T <sub>k</sub> = 0.93 kN
--------------	---------------------------	---------------------------	--------------------------

La tensione massima sulle centine allo SLU risulta:

$\sigma_{id} = 20.75 \text{ MPa} < 261.90 \text{ MPa}$

\* FLAC log-file opened 29-Mar-19 9:59  
 FASE 3-GALLERIA DOSSO-SEZIONE GD-A2-Posa centine a 1.0m  
 From File :dos23.sav

Structural element data ...

Elem ID	Nod1	Nod2	Prop	F-shear	F-axial	Mom-1	Mom-2
64	1	64	65	1 beam	-9.363E-01	6.751E+01	-4.404E-01 -6.893E-05 -7
63	1	63	64	1 beam	8.386E-01	5.211E+01	-2.550E-02 4.402E-01 -5
62	1	62	63	1 beam	-6.106E-02	4.172E+01	-4.435E-02 2.593E-02 -4
61	1	61	62	1 beam	7.117E-02	4.406E+01	-2.321E-02 4.469E-02 -4
60	1	60	61	1 beam	-2.843E-02	4.033E+01	-3.595E-02 2.218E-02 -4
59	1	59	60	1 beam	3.786E-02	3.786E+01	-1.774E-02 3.629E-02 -3
58	1	58	59	1 beam	-3.998E-03	3.609E+01	-2.064E-02 1.868E-02 -3
57	1	57	58	1 beam	1.689E-02	3.474E+01	-1.167E-02 1.985E-02 -3
56	1	56	57	1 beam	5.394E-02	3.449E+01	4.388E-03 1.188E-02 -3
55	1	55	56	1 beam	-2.490E-02	3.311E+01	-4.358E-03 -3.156E-03 -3
54	1	54	55	1 beam	-3.953E-02	3.319E+01	-2.388E-02 4.331E-03 -3
53	1	53	54	1 beam	2.375E-02	3.246E+01	-1.223E-02 2.340E-02 -3
52	1	52	53	1 beam	1.635E-01	3.212E+01	4.270E-02 1.236E-02 -3
51	1	51	52	1 beam	-3.070E-01	3.139E+01	-6.180E-02 -4.159E-02 -3
50	1	50	51	1 beam	2.417E-01	3.134E+01	4.346E-02 6.144E-02 -3
49	1	49	50	1 beam	-2.743E-01	3.138E+01	-5.108E-02 -4.434E-02 -3
48	1	48	49	1 beam	1.545E-01	3.120E+01	2.838E-03 5.093E-02 -3
47	1	47	48	1 beam	1.230E-01	3.048E+01	4.735E-02 -3.512E-03 -3
46	1	46	47	1 beam	-3.811E-01	3.006E+01	-8.871E-02 -4.709E-02 -3
45	1	45	46	1 beam	3.838E-01	2.977E+01	4.786E-02 8.893E-02 -3
44	1	44	45	1 beam	-1.152E-01	3.008E+01	6.371E-03 -4.744E-02 -3
43	1	43	44	1 beam	-1.670E-01	3.046E+01	-5.207E-02 -6.037E-03 -3
42	1	42	43	1 beam	2.802E-01	3.012E+01	4.701E-02 5.048E-02 -3
41	1	41	42	1 beam	-2.508E-01	2.991E+01	-6.127E-02 -4.760E-02 -3
40	1	40	41	1 beam	3.262E-01	2.944E+01	4.867E-02 6.118E-02 -3
39	1	39	40	1 beam	-7.613E-02	3.025E+01	2.239E-02 -4.803E-02 -3
38	1	38	39	1 beam	-1.689E-01	2.748E+01	-5.752E-02 -2.195E-02 -2
37	1	37	38	1 beam	7.117E-02	2.468E+01	-2.208E-02 5.727E-02 -2
36	1	36	37	1 beam	2.022E-01	2.475E+01	3.840E-02 2.261E-02 -2
35	1	35	36	1 beam	-6.897E-02	2.615E+01	1.741E-02 -3.822E-02 -2
34	1	34	35	1 beam	-1.141E-01	2.323E+01	-3.776E-02 -1.753E-02 -2

33	1	33	34	1	beam	8.066E-02	2.211E+01	1.725E-03	3.781E-02	-2
32	1	32	33	1	beam	-7.800E-02	2.203E+01	-3.670E-02	-1.524E-03	-2
31	1	31	32	1	beam	1.209E-01	2.373E+01	2.258E-02	3.598E-02	-2
30	1	30	31	1	beam	7.958E-03	2.651E+01	2.489E-02	-2.249E-02	-2
29	1	29	30	1	beam	-1.190E-01	2.414E+01	-1.185E-02	-2.406E-02	-2
28	1	28	29	1	beam	-1.029E-01	2.461E+01	-6.286E-02	1.200E-02	-2
27	1	27	28	1	beam	1.829E-01	2.754E+01	2.326E-02	6.280E-02	-2
26	1	26	27	1	beam	8.039E-02	3.030E+01	4.983E-02	-2.275E-02	-3
25	1	25	26	1	beam	-3.310E-01	2.950E+01	-6.170E-02	-4.976E-02	-3
24	1	24	25	1	beam	2.571E-01	2.997E+01	4.941E-02	6.219E-02	-3
23	1	23	24	1	beam	-2.851E-01	3.021E+01	-5.065E-02	-4.852E-02	-3
22	1	22	23	1	beam	1.636E-01	3.051E+01	6.075E-03	5.084E-02	-3
21	1	21	22	1	beam	1.158E-01	3.012E+01	4.768E-02	-6.420E-03	-3
20	1	20	21	1	beam	-3.833E-01	2.982E+01	-8.898E-02	-4.761E-02	-3
19	1	19	20	1	beam	3.896E-01	3.010E+01	4.851E-02	9.036E-02	-3
18	1	18	19	1	beam	-1.283E-01	3.051E+01	1.492E-03	-4.723E-02	-3
17	1	17	18	1	beam	-1.523E-01	3.124E+01	-5.100E-02	-1.979E-03	-3
16	1	16	17	1	beam	2.761E-01	3.141E+01	4.514E-02	5.090E-02	-3
15	1	15	16	1	beam	-2.486E-01	3.137E+01	-6.269E-02	-4.519E-02	-3
14	1	14	15	1	beam	3.121E-01	3.139E+01	4.317E-02	6.193E-02	-3
13	1	13	14	1	beam	-1.623E-01	3.213E+01	-1.246E-02	-4.219E-02	-3
12	1	12	13	1	beam	-2.227E-02	3.249E+01	-2.380E-02	1.333E-02	-3
11	1	11	12	1	beam	3.962E-02	3.323E+01	-3.817E-03	2.341E-02	-3
10	1	10	11	1	beam	2.825E-02	3.311E+01	4.615E-03	3.907E-03	-3
9	1	9	10	1	beam	-4.714E-02	3.447E+01	-1.014E-02	-4.076E-03	-3
8	1	8	9	1	beam	-2.181E-02	3.470E+01	-2.113E-02	1.056E-02	-3
7	1	7	8	1	beam	1.842E-03	3.603E+01	-1.939E-02	2.029E-02	-3
6	1	6	7	1	beam	-3.149E-02	3.779E+01	-3.429E-02	1.886E-02	-3
5	1	5	6	1	beam	2.647E-02	4.021E+01	-2.175E-02	3.457E-02	-4
4	1	4	5	1	beam	-7.743E-02	4.383E+01	-4.682E-02	2.346E-02	-4
3	1	3	4	1	beam	7.453E-02	4.154E+01	-2.604E-02	4.852E-02	-4
2	1	2	3	1	beam	-8.097E-01	5.152E+01	-4.253E-01	2.490E-02	-5
1	1	1	2	1	beam	9.019E-01	6.632E+01	-3.008E-05	4.243E-01	-6

\* FLAC log-file closed

29-Mar-1

**TITOLO: GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE TIPO GD-A2-FASE3**

**TITOLO1: VERIFICA DEL PRERIVESTIMENTO**

Premessa:

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

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

Risolviendo il sistema si trova:

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

Spessore equivalente della galleria

Modulo elastico equivalente della galleria

**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		IPE180
Altezza del profilo	$h_{prof}$	0,180 m
Spessore anima del profilo	$a_{prof}$	0,0053 m
Area del profilo	$A_{prof}$	2,40E-03 m <sup>2</sup>
Inerzia del profilo	$J_{prof}$	1,32E-05 m <sup>4</sup>
Modulo resistente del profilo	$W_{prof}$	1,46E-04 m <sup>3</sup>
Area a taglio del profilo	$A_{t,prof}$	9,54E-04 m <sup>2</sup>
Spessore del calcestruzzo proiettato	s	0,00 m
Passo delle centine	d	1,00 m

**SOLLECITAZIONI MODELLO DI CALCOLO:**

Momento	$M_{tot}$	0,57 kNm/m
Sforzo normale	$N_{tot}$	87,76 kN/m
Taglio	$T_{tot}$	1,20 kN/m

**RISULTATI:**

Spessore equivalente della galleria	$s_{eq}$	0,257 m
Modulo elastico equivalente della galleria	$E_{eq}$	3.822.598 kPa
Area equivalente	$A_{eq}$	2,57E-01 m <sup>2</sup> /m
Inerzia equivalente	$J_{eq}$	1,41E-03 m <sup>4</sup> /m

**SOLLECITAZIONI E TENSIONI SUL PRERIVESTIMENTO:**

Momento sulla centina	$M_{cen}$	0,57 kNm
Sforzo normale sulla centina	$N_{cen}$	89,90 kN
Taglio sulla centina	$T_{cen}$	1,20 kN
Sigma sulla centina	$S_{cen}$	20,72 Mpa
Tau sulla centina	$T_{cen}$	0,63 Mpa
Sigma ideale sulla centina	$Sid_{cen}$	20,75 Mpa

## 9.2 FASE 4 – VERIFICHE TENSIONALI SUL PRERIVESTIMENTO

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

elementi beam da 1 a 64 rappresentanti il prerivestimento

Le sollecitazioni massime sul prerivestimento risultano:

elemento 64:  $N_k = 107 \text{ kN}$   $M_k = 0.75 \text{ kNm}$   $T_k = 1.60 \text{ kN}$

La tensione massima sulle centine allo SLU risulta:

$\sigma_{id} = 15.20 \text{ MPa} < 261.90 \text{ MPa}$

La tensione massima sullo spritz beton allo SLU risulta:

$\sigma_{sb} = 0.28 \text{ MPa} < f_{cd}$

\* FLAC log-file opened 29-Mar-19 10:01

FASE 4-GALLERIA DOSSO-SEZIONE GD-A2-Posa spritz-beton a 2.0m

From File :dos24.sav

Structural element data ...

Elem ID	Nod1	Nod2	Prop	F-shear	F-axial	Mom-1	Mom-2		
64	1	64	65	1 beam	-1.602E+00	1.070E+02	-7.539E-01	1.896E-04	-1
63	1	63	64	1 beam	1.449E+00	8.175E+01	-3.764E-02	7.540E-01	-1
62	1	62	63	1 beam	-1.351E-01	6.448E+01	-7.840E-02	3.764E-02	-8
61	1	61	62	1 beam	1.303E-01	6.861E+01	-3.882E-02	7.814E-02	-8
60	1	60	61	1 beam	-4.537E-02	6.259E+01	-6.082E-02	3.884E-02	-7
59	1	59	60	1 beam	5.773E-02	5.866E+01	-3.253E-02	6.082E-02	-7
58	1	58	59	1 beam	-5.982E-03	5.585E+01	-3.540E-02	3.247E-02	-7
57	1	57	58	1 beam	3.527E-02	5.372E+01	-1.859E-02	3.568E-02	-6
56	1	56	57	1 beam	8.404E-02	5.336E+01	7.242E-03	1.811E-02	-6
55	1	55	56	1 beam	-4.827E-02	5.113E+01	-7.427E-03	-7.139E-03	-6
54	1	54	55	1 beam	-6.265E-02	5.130E+01	-3.941E-02	8.434E-03	-6
53	1	53	54	1 beam	3.456E-02	5.011E+01	-2.274E-02	3.900E-02	-6
52	1	52	53	1 beam	2.868E-01	4.952E+01	7.493E-02	2.166E-02	-6
51	1	51	52	1 beam	-5.456E-01	4.835E+01	-1.087E-01	-7.506E-02	-6
50	1	50	51	1 beam	4.347E-01	4.824E+01	7.929E-02	1.094E-01	-6
49	1	49	50	1 beam	-4.869E-01	4.827E+01	-9.021E-02	-7.918E-02	-6
48	1	48	49	1 beam	2.739E-01	4.793E+01	6.090E-03	8.919E-02	-6
47	1	47	48	1 beam	2.079E-01	4.670E+01	8.069E-02	-6.605E-03	-5
46	1	46	47	1 beam	-6.553E-01	4.602E+01	-1.534E-01	-8.014E-02	-5
45	1	45	46	1 beam	6.528E-01	4.540E+01	7.993E-02	1.527E-01	-5
44	1	44	45	1 beam	-1.955E-01	4.586E+01	1.080E-02	-8.048E-02	-5
43	1	43	44	1 beam	-2.873E-01	4.641E+01	-8.947E-02	-1.046E-02	-5
42	1	42	43	1 beam	4.797E-01	4.565E+01	7.779E-02	8.910E-02	-5
41	1	41	42	1 beam	-4.179E-01	4.526E+01	-1.035E-01	-7.782E-02	-5
40	1	40	41	1 beam	5.257E-01	4.425E+01	7.400E-02	1.030E-01	-5
39	1	39	40	1 beam	-1.766E-01	4.542E+01	1.498E-02	-7.445E-02	-5
38	1	38	39	1 beam	-1.842E-01	4.242E+01	-7.187E-02	-1.481E-02	-5
37	1	37	38	1 beam	9.658E-02	3.953E+01	-2.430E-02	7.206E-02	-5
36	1	36	37	1 beam	2.115E-01	3.898E+01	3.885E-02	2.497E-02	-4
35	1	35	36	1 beam	-8.414E-02	4.101E+01	1.377E-02	-3.916E-02	-5
34	1	34	35	1 beam	-1.267E-01	3.775E+01	-4.656E-02	-1.484E-02	-4
33	1	33	34	1 beam	8.753E-02	3.663E+01	-3.776E-03	4.667E-02	-4
32	1	32	33	1 beam	-8.552E-02	3.654E+01	-4.561E-02	3.697E-03	-4
31	1	31	32	1 beam	1.352E-01	3.824E+01	1.980E-02	4.569E-02	-4
30	1	30	31	1 beam	1.917E-02	4.136E+01	2.505E-02	-1.927E-02	-5
29	1	29	30	1 beam	-1.293E-01	3.836E+01	-1.387E-02	-2.514E-02	-4
28	1	28	29	1 beam	-1.306E-01	3.945E+01	-7.813E-02	1.354E-02	-5
27	1	27	28	1 beam	2.010E-01	4.245E+01	1.634E-02	7.823E-02	-5
26	1	26	27	1 beam	1.733E-01	4.543E+01	7.451E-02	-1.614E-02	-5
25	1	25	26	1 beam	-5.288E-01	4.428E+01	-1.034E-01	-7.464E-02	-5
24	1	24	25	1 beam	4.205E-01	4.529E+01	7.885E-02	1.036E-01	-5
23	1	23	24	1 beam	-4.803E-01	4.570E+01	-8.838E-02	-7.872E-02	-5
22	1	22	23	1 beam	2.879E-01	4.643E+01	1.100E-02	8.917E-02	-5



21	1	21	22	1	beam	1.940E-01	4.588E+01	7.946E-02	-1.034E-02	-5
20	1	20	21	1	beam	-6.541E-01	4.542E+01	-1.532E-01	-7.989E-02	-5
19	1	19	20	1	beam	6.585E-01	4.603E+01	8.122E-02	1.535E-01	-5
18	1	18	19	1	beam	-2.130E-01	4.670E+01	5.284E-03	-8.119E-02	-5
17	1	17	18	1	beam	-2.784E-01	4.793E+01	-9.047E-02	-6.386E-03	-6
16	1	16	17	1	beam	4.917E-01	4.830E+01	8.040E-02	9.064E-02	-6
15	1	15	16	1	beam	-4.357E-01	4.826E+01	-1.093E-01	-7.975E-02	-6
14	1	14	15	1	beam	5.472E-01	4.835E+01	7.530E-02	1.090E-01	-6
13	1	13	14	1	beam	-2.901E-01	4.953E+01	-2.235E-02	-7.534E-02	-6
12	1	12	13	1	beam	-3.556E-02	5.013E+01	-3.946E-02	2.273E-02	-6
11	1	11	12	1	beam	6.469E-02	5.133E+01	-7.544E-03	3.953E-02	-6
10	1	10	11	1	beam	5.439E-02	5.112E+01	8.663E-03	7.745E-03	-6
9	1	9	10	1	beam	-8.529E-02	5.333E+01	-1.777E-02	-7.955E-03	-6
8	1	8	9	1	beam	-3.743E-02	5.368E+01	-3.587E-02	1.773E-02	-6
7	1	7	8	1	beam	5.668E-03	5.578E+01	-3.262E-02	3.539E-02	-7
6	1	6	7	1	beam	-5.628E-02	5.856E+01	-5.998E-02	3.239E-02	-7
5	1	5	6	1	beam	4.841E-02	6.242E+01	-3.677E-02	6.022E-02	-7
4	1	4	5	1	beam	-1.575E-01	6.831E+01	-8.412E-02	3.662E-02	-8
3	1	3	4	1	beam	1.529E-01	6.425E+01	-3.783E-02	8.395E-02	-8
2	1	2	3	1	beam	-1.396E+00	8.088E+01	-7.283E-01	3.799E-02	-1
1	1	1	2	1	beam	1.546E+00	1.052E+02	-3.793E-04	7.279E-01	-1

\* FLAC log-file closed 29-Mar-1

**TITOLO: GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE TIPO GD-A2-FASE4**

**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		IPE180
Altezza del profilo	$h_{prof}$	0,180 m
Spessore anima del profilo	$a_{prof}$	0,0053 m
Area del profilo	$A_{prof}$	2,40E-03 m <sup>2</sup>
Inerzia del profilo	$J_{prof}$	1,32E-05 m <sup>4</sup>
Modulo resistente del profilo	$W_{prof}$	1,46E-04 m <sup>3</sup>
Area a taglio del profilo	$At_{prof}$	9,54E-04 m <sup>2</sup>
Spessore del calcestruzzo proiettato	s	0,30 m
Passo delle centine	d	1,00 m

**SOLLECITAZIONI MODELLO DI CALCOLO:**

Momento	$M_{tot}$	0,97 kNm/m
Sforzo normale	$N_{tot}$	139,10 kN/m
Taglio	$T_{tot}$	2,08 kN/m

**RISULTATI:**

Spessore equivalente della galleria	$S_{eq}$	0,284 m
Modulo elastico equivalente della galleria	$E_{eq}$	8.747.737 kPa
Area equivalente	$A_{eq}$	2,84E-01 m <sup>2</sup> /m
Inerzia equivalente	$J_{eq}$	1,90E-03 m <sup>4</sup> /m

**SOLLECITAZIONI E TENSIONI SUL PRERIVESTIMENTO:**

Momento sulla centina	$M_{cen}$	0,97 kNm
Sforzo normale sulla centina	$N_{cen}$	56,38 kN
Taglio sulla centina	$T_{cen}$	2,08 kN
Sigma sulla centina	$S_{cen}$	15,08 Mpa
Tau sulla centina	$T_{cen}$	1,09 Mpa
Sigma ideale sulla centina	$Sid_{cen}$	15,20 Mpa

Sforzo normale sul calcestruzzo proiettato	$N_{spritz}$	82,72 kN
Sigma sul calcestruzzo proiettato	$S_{spritz}$	0,28 Mpa

### 9.3 FASE 5 - VERIFICHE TENSIONALI SUL PRERIVESTIMENTO E SUI BULLONI

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

elementi beam da 1 a 64                      rappresentanti il prerivestimento  
 elementi cable da 65 a 166                rappresentanti la bullonatura

Le sollecitazioni massime sul prerivestimento risultano:

elemento 64:                 $N_k = 207 \text{ kN}$                  $M_k = 1.60 \text{ kNm}$                  $T_k = 3.40 \text{ kN}$

La tensione massima sulle centine allo SLU risulta:

$\sigma_{id} = 30.15 \text{ MPa} < 261.90 \text{ MPa}$

La tensione massima sullo spritz beton allo SLU risulta:

$\sigma_{sb} = 0.53 \text{ MPa} < f_{cd}$

Le sollecitazioni massime sui bulloni risultano:

elemento 161:                 $N_k = 4.15 \text{ kN}$

Il tiro massimo sui bulloni allo SLU risulta:

$N_{sdu} = 5.39 \text{ kN} < F_{yd} = 180.95 \text{ kN}$

\* FLAC log-file opened 29-Mar-19 10:03

FASE 5-GALLERIA DOSSO-SEZIONE GD-A2-Maturazione s.b. e chiodatura a 10.0m

From File :dos25.sav

Structural element data ...

Elem	ID	Nod1	Nod2	Prop		F-shear	F-axial	Mom-1	Mom-2
64	1	64	65	1	beam	-3.407E+00	2.078E+02	-1.603E+00	-2.410E-06
63	1	63	64	1	beam	3.025E+00	1.597E+02	-1.071E-01	1.603E+00
62	1	62	63	1	beam	-1.763E-01	1.268E+02	-1.603E-01	1.071E-01
61	1	61	62	1	beam	2.388E-01	1.345E+02	-8.829E-02	1.603E-01
60	1	60	61	1	beam	-8.177E-02	1.229E+02	-1.279E-01	8.830E-02
59	1	59	60	1	beam	5.395E-02	1.153E+02	-1.015E-01	1.279E-01
58	1	58	59	1	beam	1.859E-01	1.100E+02	-1.039E-02	1.015E-01
57	1	57	58	1	beam	-1.341E-01	1.057E+02	-7.535E-02	1.039E-02
56	1	56	57	1	beam	3.100E-01	1.049E+02	1.820E-02	7.535E-02
55	1	55	56	1	beam	-2.670E-01	1.005E+02	-6.235E-02	-1.820E-02
54	1	54	55	1	beam	9.134E-02	1.011E+02	-1.718E-02	6.235E-02
53	1	53	54	1	beam	-1.476E-01	9.827E+01	-8.663E-02	1.718E-02
52	1	52	53	1	beam	6.365E-01	9.714E+01	1.277E-01	8.662E-02
51	1	51	52	1	beam	-8.334E-01	9.492E+01	-1.529E-01	-1.277E-01
50	1	50	51	1	beam	6.193E-01	9.413E+01	1.158E-01	1.529E-01
49	1	49	50	1	beam	-9.626E-01	9.425E+01	-2.190E-01	-1.158E-01
48	1	48	49	1	beam	9.012E-01	9.367E+01	9.449E-02	2.190E-01
47	1	47	48	1	beam	7.795E-02	9.073E+01	1.223E-01	-9.449E-02
46	1	46	47	1	beam	-1.321E+00	8.939E+01	-3.485E-01	-1.223E-01
45	1	45	46	1	beam	1.635E+00	8.815E+01	2.344E-01	3.485E-01
44	1	44	45	1	beam	-7.047E-01	8.874E+01	-1.674E-02	-2.344E-01
43	1	43	44	1	beam	-5.938E-01	8.937E+01	-2.233E-01	1.674E-02
42	1	42	43	1	beam	1.291E+00	8.781E+01	2.259E-01	2.233E-01
41	1	41	42	1	beam	-1.099E+00	8.687E+01	-2.512E-01	-2.259E-01
40	1	40	41	1	beam	1.036E+00	8.437E+01	9.768E-02	2.512E-01
39	1	39	40	1	beam	-7.891E-02	8.635E+01	7.111E-02	-9.768E-02
38	1	38	39	1	beam	-4.862E-01	8.286E+01	-1.576E-01	-7.110E-02
37	1	37	38	1	beam	2.329E-01	7.956E+01	-4.246E-02	1.576E-01
36	1	36	37	1	beam	5.130E-01	7.777E+01	1.123E-01	4.247E-02
35	1	35	36	1	beam	-4.173E-01	8.120E+01	-1.358E-02	-1.123E-01
34	1	34	35	1	beam	-1.872E-01	7.707E+01	-1.043E-01	1.360E-02
33	1	33	34	1	beam	2.561E-01	7.539E+01	2.119E-02	1.043E-01
32	1	32	33	1	beam	-2.530E-01	7.531E+01	-1.028E-01	-2.119E-02
31	1	31	32	1	beam	1.930E-01	7.754E+01	-9.263E-03	1.028E-01
30	1	30	31	1	beam	3.591E-01	8.150E+01	9.909E-02	9.247E-03
29	1	29	30	1	beam	-4.335E-01	7.718E+01	-3.168E-02	-9.911E-02

28	1	28	29	1	beam	-2.659E-01	7.949E+01	-1.632E-01	3.167E-02	-9
27	1	27	28	1	beam	4.995E-01	8.286E+01	7.180E-02	1.632E-01	-9
26	1	26	27	1	beam	7.997E-02	8.641E+01	9.872E-02	-7.179E-02	-1
25	1	25	26	1	beam	-1.036E+00	8.443E+01	-2.503E-01	-9.872E-02	-9
24	1	24	25	1	beam	1.097E+00	8.687E+01	2.259E-01	2.503E-01	-1
23	1	23	24	1	beam	-1.288E+00	8.794E+01	-2.220E-01	-2.259E-01	-1
22	1	22	23	1	beam	5.979E-01	8.943E+01	-1.403E-02	2.220E-01	-1
21	1	21	22	1	beam	6.823E-01	8.874E+01	2.291E-01	1.402E-02	-1
20	1	20	21	1	beam	-1.615E+00	8.824E+01	-3.464E-01	-2.292E-01	-1
19	1	19	20	1	beam	1.325E+00	8.943E+01	1.257E-01	3.464E-01	-1
18	1	18	19	1	beam	-1.056E-01	9.073E+01	8.804E-02	-1.257E-01	-1
17	1	17	18	1	beam	-8.757E-01	9.373E+01	-2.166E-01	-8.802E-02	-1
16	1	16	17	1	beam	9.649E-01	9.428E+01	1.190E-01	2.166E-01	-1
15	1	15	16	1	beam	-6.365E-01	9.413E+01	-1.572E-01	-1.190E-01	-1
14	1	14	15	1	beam	8.537E-01	9.491E+01	1.303E-01	1.572E-01	-1
13	1	13	14	1	beam	-6.436E-01	9.712E+01	-8.648E-02	-1.303E-01	-1
12	1	12	13	1	beam	1.431E-01	9.825E+01	-1.916E-02	8.648E-02	-1
11	1	11	12	1	beam	-8.107E-02	1.010E+02	-5.924E-02	1.916E-02	-1
10	1	10	11	1	beam	2.537E-01	1.004E+02	1.730E-02	5.923E-02	-1
9	1	9	10	1	beam	-2.991E-01	1.048E+02	-7.293E-02	-1.728E-02	-1
8	1	8	9	1	beam	1.254E-01	1.055E+02	-1.216E-02	7.294E-02	-1
7	1	7	8	1	beam	-1.795E-01	1.097E+02	-1.001E-01	1.215E-02	-1
6	1	6	7	1	beam	-5.350E-02	1.150E+02	-1.263E-01	1.001E-01	-1
5	1	5	6	1	beam	8.537E-02	1.224E+02	-8.500E-02	1.264E-01	-1
4	1	4	5	1	beam	-3.006E-01	1.336E+02	-1.757E-01	8.500E-02	-1
3	1	3	4	1	beam	2.282E-01	1.262E+02	-1.068E-01	1.757E-01	-1
2	1	2	3	1	beam	-2.888E+00	1.575E+02	-1.535E+00	1.068E-01	-1
1	1	1	2	1	beam	3.263E+00	2.034E+02	3.027E-07	1.535E+00	-2

Structural element data ...

Elem ID	Nod1	Nod2	Prop	F-shear	F-axial	Mom-1	Mom-2		
166	18	166	167	2 cable	0.000E+00	-1.311E+00	0.000E+00	0.000E+00	1
165	18	165	166	2 cable	0.000E+00	-1.558E+00	0.000E+00	0.000E+00	1
164	18	164	165	2 cable	0.000E+00	-1.965E+00	0.000E+00	0.000E+00	2
163	18	163	164	2 cable	0.000E+00	-2.518E+00	0.000E+00	0.000E+00	2
162	18	162	163	2 cable	0.000E+00	-3.214E+00	0.000E+00	0.000E+00	3
161	18	58	162	2 cable	0.000E+00	-4.156E+00	0.000E+00	0.000E+00	4
160	17	160	161	2 cable	0.000E+00	-1.402E+00	0.000E+00	0.000E+00	1
159	17	159	160	2 cable	0.000E+00	-1.673E+00	0.000E+00	0.000E+00	1
158	17	158	159	2 cable	0.000E+00	-2.039E+00	0.000E+00	0.000E+00	2
157	17	157	158	2 cable	0.000E+00	-2.495E+00	0.000E+00	0.000E+00	2
156	17	156	157	2 cable	0.000E+00	-3.089E+00	0.000E+00	0.000E+00	3
155	17	54	156	2 cable	0.000E+00	-3.793E+00	0.000E+00	0.000E+00	4
154	16	154	155	2 cable	0.000E+00	-1.585E+00	0.000E+00	0.000E+00	1
153	16	153	154	2 cable	0.000E+00	-1.887E+00	0.000E+00	0.000E+00	2
152	16	152	153	2 cable	0.000E+00	-2.193E+00	0.000E+00	0.000E+00	2
151	16	151	152	2 cable	0.000E+00	-2.649E+00	0.000E+00	0.000E+00	2
150	16	150	151	2 cable	0.000E+00	-3.163E+00	0.000E+00	0.000E+00	3
149	16	51	150	2 cable	0.000E+00	-3.843E+00	0.000E+00	0.000E+00	4
148	15	148	149	2 cable	0.000E+00	-1.596E+00	0.000E+00	0.000E+00	1
147	15	147	148	2 cable	0.000E+00	-1.857E+00	0.000E+00	0.000E+00	2
146	15	146	147	2 cable	0.000E+00	-2.195E+00	0.000E+00	0.000E+00	2
145	15	145	146	2 cable	0.000E+00	-2.642E+00	0.000E+00	0.000E+00	2
144	15	144	145	2 cable	0.000E+00	-3.165E+00	0.000E+00	0.000E+00	3
143	15	48	144	2 cable	0.000E+00	-3.872E+00	0.000E+00	0.000E+00	4
142	14	142	143	2 cable	0.000E+00	-1.503E+00	0.000E+00	0.000E+00	1
141	14	141	142	2 cable	0.000E+00	-1.710E+00	0.000E+00	0.000E+00	1
140	14	140	141	2 cable	0.000E+00	-2.038E+00	0.000E+00	0.000E+00	2
139	14	139	140	2 cable	0.000E+00	-2.495E+00	0.000E+00	0.000E+00	2
138	14	138	139	2 cable	0.000E+00	-3.042E+00	0.000E+00	0.000E+00	3
137	14	45	138	2 cable	0.000E+00	-3.858E+00	0.000E+00	0.000E+00	4
136	13	136	137	2 cable	0.000E+00	-1.454E+00	0.000E+00	0.000E+00	1
135	13	135	136	2 cable	0.000E+00	-1.685E+00	0.000E+00	0.000E+00	1

134	13	134	135	2 cable	0.000E+00	-2.019E+00	0.000E+00	0.000E+00	2
133	13	133	134	2 cable	0.000E+00	-2.467E+00	0.000E+00	0.000E+00	2
132	13	132	133	2 cable	0.000E+00	-3.058E+00	0.000E+00	0.000E+00	3
131	13	42	132	2 cable	0.000E+00	-3.857E+00	0.000E+00	0.000E+00	4
130	12	130	131	2 cable	0.000E+00	-1.432E+00	0.000E+00	0.000E+00	1
129	12	129	130	2 cable	0.000E+00	-1.682E+00	0.000E+00	0.000E+00	1
128	12	128	129	2 cable	0.000E+00	-2.026E+00	0.000E+00	0.000E+00	2
127	12	127	128	2 cable	0.000E+00	-2.449E+00	0.000E+00	0.000E+00	2
126	12	126	127	2 cable	0.000E+00	-3.028E+00	0.000E+00	0.000E+00	3
125	12	39	126	2 cable	0.000E+00	-3.862E+00	0.000E+00	0.000E+00	4
124	11	124	125	2 cable	0.000E+00	-1.341E+00	0.000E+00	0.000E+00	1
123	11	123	124	2 cable	0.000E+00	-1.584E+00	0.000E+00	0.000E+00	1
122	11	122	123	2 cable	0.000E+00	-1.922E+00	0.000E+00	0.000E+00	2
121	11	121	122	2 cable	0.000E+00	-2.393E+00	0.000E+00	0.000E+00	2
120	11	120	121	2 cable	0.000E+00	-2.903E+00	0.000E+00	0.000E+00	3
119	11	36	120	2 cable	0.000E+00	-3.767E+00	0.000E+00	0.000E+00	4
118	10	118	119	2 cable	0.000E+00	-1.402E+00	0.000E+00	0.000E+00	1
117	10	117	118	2 cable	0.000E+00	-1.636E+00	0.000E+00	0.000E+00	1
116	10	116	117	2 cable	0.000E+00	-1.959E+00	0.000E+00	0.000E+00	2
115	10	115	116	2 cable	0.000E+00	-2.443E+00	0.000E+00	0.000E+00	2
114	10	114	115	2 cable	0.000E+00	-3.020E+00	0.000E+00	0.000E+00	3
113	10	33	114	2 cable	0.000E+00	-3.808E+00	0.000E+00	0.000E+00	4
112	9	112	113	2 cable	0.000E+00	-1.328E+00	0.000E+00	0.000E+00	1
111	9	111	112	2 cable	0.000E+00	-1.589E+00	0.000E+00	0.000E+00	1
110	9	110	111	2 cable	0.000E+00	-1.916E+00	0.000E+00	0.000E+00	2
109	9	109	110	2 cable	0.000E+00	-2.369E+00	0.000E+00	0.000E+00	2
108	9	108	109	2 cable	0.000E+00	-2.980E+00	0.000E+00	0.000E+00	3
107	9	30	108	2 cable	0.000E+00	-3.766E+00	0.000E+00	0.000E+00	4
106	8	106	107	2 cable	0.000E+00	-1.423E+00	0.000E+00	0.000E+00	1
105	8	105	106	2 cable	0.000E+00	-1.655E+00	0.000E+00	0.000E+00	1
104	8	104	105	2 cable	0.000E+00	-1.981E+00	0.000E+00	0.000E+00	2
103	8	103	104	2 cable	0.000E+00	-2.444E+00	0.000E+00	0.000E+00	2
102	8	102	103	2 cable	0.000E+00	-3.026E+00	0.000E+00	0.000E+00	3
101	8	27	102	2 cable	0.000E+00	-3.824E+00	0.000E+00	0.000E+00	4
100	7	100	101	2 cable	0.000E+00	-1.426E+00	0.000E+00	0.000E+00	1
99	7	99	100	2 cable	0.000E+00	-1.618E+00	0.000E+00	0.000E+00	1
98	7	98	99	2 cable	0.000E+00	-1.957E+00	0.000E+00	0.000E+00	2
97	7	97	98	2 cable	0.000E+00	-2.396E+00	0.000E+00	0.000E+00	2
96	7	96	97	2 cable	0.000E+00	-2.997E+00	0.000E+00	0.000E+00	3
95	7	24	96	2 cable	0.000E+00	-3.815E+00	0.000E+00	0.000E+00	4
94	6	94	95	2 cable	0.000E+00	-1.352E+00	0.000E+00	0.000E+00	1
93	6	93	94	2 cable	0.000E+00	-1.572E+00	0.000E+00	0.000E+00	1
92	6	92	93	2 cable	0.000E+00	-1.914E+00	0.000E+00	0.000E+00	2
91	6	91	92	2 cable	0.000E+00	-2.334E+00	0.000E+00	0.000E+00	2
90	6	90	91	2 cable	0.000E+00	-2.884E+00	0.000E+00	0.000E+00	3
89	6	21	90	2 cable	0.000E+00	-3.647E+00	0.000E+00	0.000E+00	4
88	5	88	89	2 cable	0.000E+00	-1.408E+00	0.000E+00	0.000E+00	1
87	5	87	88	2 cable	0.000E+00	-1.661E+00	0.000E+00	0.000E+00	1
86	5	86	87	2 cable	0.000E+00	-2.002E+00	0.000E+00	0.000E+00	2
85	5	85	86	2 cable	0.000E+00	-2.410E+00	0.000E+00	0.000E+00	2
84	5	84	85	2 cable	0.000E+00	-2.975E+00	0.000E+00	0.000E+00	3
83	5	18	84	2 cable	0.000E+00	-3.625E+00	0.000E+00	0.000E+00	4
82	4	82	83	2 cable	0.000E+00	-1.333E+00	0.000E+00	0.000E+00	1
81	4	81	82	2 cable	0.000E+00	-1.617E+00	0.000E+00	0.000E+00	1
80	4	80	81	2 cable	0.000E+00	-1.960E+00	0.000E+00	0.000E+00	2
79	4	79	80	2 cable	0.000E+00	-2.408E+00	0.000E+00	0.000E+00	2
78	4	78	79	2 cable	0.000E+00	-2.907E+00	0.000E+00	0.000E+00	3
77	4	15	78	2 cable	0.000E+00	-3.651E+00	0.000E+00	0.000E+00	4
76	3	76	77	2 cable	0.000E+00	-1.133E+00	0.000E+00	0.000E+00	1
75	3	75	76	2 cable	0.000E+00	-1.389E+00	0.000E+00	0.000E+00	1
74	3	74	75	2 cable	0.000E+00	-1.785E+00	0.000E+00	0.000E+00	1
73	3	73	74	2 cable	0.000E+00	-2.268E+00	0.000E+00	0.000E+00	2
72	3	72	73	2 cable	0.000E+00	-2.849E+00	0.000E+00	0.000E+00	3
71	3	12	72	2 cable	0.000E+00	-3.668E+00	0.000E+00	0.000E+00	4

70	2	70	71	2 cable	0.000E+00	-1.013E+00	0.000E+00	0.000E+00	1
69	2	69	70	2 cable	0.000E+00	-1.247E+00	0.000E+00	0.000E+00	1
68	2	68	69	2 cable	0.000E+00	-1.616E+00	0.000E+00	0.000E+00	1
67	2	67	68	2 cable	0.000E+00	-2.236E+00	0.000E+00	0.000E+00	2
66	2	66	67	2 cable	0.000E+00	-3.010E+00	0.000E+00	0.000E+00	3
65	2	8	66	2 cable	0.000E+00	-4.011E+00	0.000E+00	0.000E+00	4

\* FLAC log-file closed 29-Mar-1

**TITOLO: GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE TIPO GD-A2-FASE5**  
**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		IPE180
Altezza del profilo	$h_{prof}$	0,180 m
Spessore anima del profilo	$a_{prof}$	0,0053 m
Area del profilo	$A_{prof}$	2,40E-03 m <sup>2</sup>
Inerzia del profilo	$J_{prof}$	1,32E-05 m <sup>4</sup>
Modulo resistente del profilo	$W_{prof}$	1,46E-04 m <sup>3</sup>
Area a taglio del profilo	$At_{prof}$	9,54E-04 m <sup>2</sup>
Spessore del calcestruzzo proiettato	s	0,30 m
Passo delle centine	d	1,00 m

**SOLLECITAZIONI MODELLO DI CALCOLO:**

Momento	$M_{tot}$	2,08 kNm/m
Sforzo normale	$N_{tot}$	269,10 kN/m
Taglio	$T_{tot}$	4,42 kN/m

**RISULTATI:**

Spessore equivalente della galleria	$S_{eq}$	0,284 m
Modulo elastico equivante della galleria	$E_{eq}$	8.747.737 kPa
Area equivalente	$A_{eq}$	2,84E-01 m <sup>2</sup> /m
Inerzia equivalente	$J_{eq}$	1,90E-03 m <sup>4</sup> /m

**SOLLECITAZIONI E TENSIONI SUL PRERIVESTIMENTO:**

Momento sulla centina	$M_{cen}$	2,08 kNm
Sforzo normale sulla centina	$N_{cen}$	109,06 kN
Taglio sulla centina	$T_{cen}$	4,42 kN
Sigma sulla centina	$S_{cen}$	29,88 Mpa
Tau sulla centina	$T_{cen}$	2,32 Mpa
Sigma ideale sulla centina	$Sid_{cen}$	30,15 Mpa
Sforzo normale sul calcestruzzo proiettato	$N_{spritz}$	160,04 kN
Sigma sul calcestruzzo proiettato	$S_{spritz}$	0,53 Mpa

**9.4 FASE 6 – VERIFICHE TENSIONALI SUL PRERIVESTIMENTO, SUI BULLONI E ARCO ROVESCIO**

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

- elementi beam da 1 a 64                      rappresentanti il prerivestimento
- elementi cable da 65 a 166                rappresentanti la bullonatura
- elementi beam da 167 a 198                rappresentanti l'arco rovescio

Le sollecitazioni massime sul prerivestimento risultano:

elemento 64:                       $N_k = 262 \text{ kN}$                        $M_k = 1.56 \text{ kNm}$                        $T_k = 6.99 \text{ kN}$

La tensione massima sulle centine allo SLU risulta:

$\sigma_{id} = 36.66 \text{ MPa} < 261.90 \text{ MPa}$

La tensione massima sullo spritz beton allo SLU risulta:

$\sigma_{sb} = 0.68 \text{ MPa} < f_{cd}$

Le sollecitazioni massime sui bulloni risultano:

elemento 161:  $N_k = 6.15 \text{ kN}$

Il tiro massimo sui bulloni allo SLU risulta:

$$N_{sdu} = 7.99 \text{ kN} < F_{yd} = 180.95 \text{ kN}$$

Le sollecitazioni massime sull'arco rovescio risultano:

incastro elemento 168:  $N_k = 536 \text{ kN}$   $M_k = 48.37 \text{ kN m}$   $T_k = 31.49 \text{ kN}$

mezzeria elemento 180:  $N_k = 32 \text{ kN}$   $M_k = 8.35 \text{ kN m}$   $T_k = 0.75 \text{ kN}$

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	$N_{SDU}$ (kN)	$M_{SDU}$ (kN m)	$N_{RD}$ (kN)	$M_{RD}$ (kNm)	FS
INCASTRO	70	1+1 $\Phi$ 24/20	696	62.88	696	1127	17.94
MEZZERIA	70	-	41.60	10.85	2516	-	60.48

Tabella 9.1 – Fase 6 - Verifica a flessione dell'arco rovescio

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	$V_{SDU}$ (kN)	$V_{RD}$ (kN)	FS
INCASTRO	70	1 $\Phi$ 24/20/40	40.93	385	9.40
MEZZERIA	70	-	0.97	134	138

Tabella 9.2 – Fase 6 - Verifica a taglio dell'arco rovescio

\* FLAC log-file opened 29-Mar-19 10:05

FASE 6-GALLERIA DOSSO-SEZIONE GD-A2-Scavo-getto dell'arco rovescio a 45m  
 From File :dos26.sav

Structural element data ...

Elem	ID	Nod1	Nod2	Prop	F-shear	F-axial	Mom-1	Mom-2
198	19	198	1	3 beam	1.570E+02	4.065E+02	4.012E+01	1.444E+00 -2
197	19	197	198	3 beam	6.727E+00	5.789E+02	4.308E+01	-4.012E+01 -4
196	19	196	197	3 beam	-6.036E+01	5.164E+02	2.482E+01	-4.308E+01 -3
195	19	195	196	3 beam	-3.569E+01	4.518E+02	1.109E+01	-2.482E+01 -3
194	19	194	195	3 beam	-8.750E+00	4.271E+02	7.318E+00	-1.109E+01 -3
193	19	193	194	3 beam	-1.009E+01	3.695E+02	3.938E+00	-7.318E+00 -2
192	19	192	193	3 beam	-1.358E+01	3.145E+02	-6.118E-01	-3.938E+00 -2
191	19	191	192	3 beam	-1.822E+00	2.706E+02	-1.445E+00	6.117E-01 -1
190	19	190	191	3 beam	-4.638E+00	2.209E+02	-2.918E+00	1.445E+00 -1
189	19	189	190	3 beam	-7.602E+00	1.795E+02	-5.331E+00	2.918E+00 -1
188	19	188	189	3 beam	-1.264E+00	1.420E+02	-5.927E+00	5.332E+00 -1
187	19	187	188	3 beam	-2.836E+00	9.631E+01	-7.299E+00	5.927E+00 -6
186	19	186	187	3 beam	-1.832E+00	6.041E+01	-8.206E+00	7.299E+00 -4
185	19	185	186	3 beam	-2.189E-01	3.268E+01	-8.316E+00	8.206E+00 -2
184	19	184	185	3 beam	-3.791E-01	1.316E+01	-8.509E+00	8.316E+00 -9
183	19	183	184	3 beam	-7.261E-01	3.554E+00	-8.881E+00	8.509E+00 -2
182	19	182	183	3 beam	6.160E-01	3.521E+00	-8.566E+00	8.881E+00 -2
181	19	181	182	3 beam	4.152E-01	1.328E+01	-8.354E+00	8.566E+00 -9
180	19	180	181	3 beam	7.556E-01	3.272E+01	-7.974E+00	8.354E+00 -2
179	19	179	180	3 beam	1.587E+00	6.123E+01	-7.188E+00	7.974E+00 -4
178	19	178	179	3 beam	2.446E+00	9.727E+01	-6.004E+00	7.188E+00 -6
177	19	177	178	3 beam	1.222E+00	1.431E+02	-5.429E+00	6.004E+00 -1
176	19	176	177	3 beam	7.829E+00	1.807E+02	-2.943E+00	5.429E+00 -1
175	19	175	176	3 beam	4.475E+00	2.220E+02	-1.522E+00	2.943E+00 -1

GN01 – SEZIONI TIPO GD-A1 GD-A2 GD-B – RELAZIONE DI CALCOLO

174	19	174	175	3	beam	1.390E+00	2.724E+02	-8.864E-01	1.522E+00	-1
173	19	173	174	3	beam	1.387E+01	3.165E+02	3.757E+00	8.864E-01	-2
172	19	172	173	3	beam	1.107E+01	3.720E+02	7.463E+00	-3.757E+00	-2
171	19	171	172	3	beam	1.182E+01	4.308E+02	1.256E+01	-7.463E+00	-3
170	19	170	171	3	beam	4.207E+01	4.576E+02	2.699E+01	-1.256E+01	-3
169	19	169	170	3	beam	2.198E+01	5.223E+02	3.454E+01	-2.699E+01	-3
168	19	168	169	3	beam	3.149E+01	5.361E+02	4.837E+01	-3.454E+01	-3
167	19	65	168	3	beam	-1.887E+02	4.501E+02	-1.566E+00	-4.837E+01	-3
64	1	64	65	1	beam	6.997E-01	2.626E+02	-1.237E+00	1.567E+00	-3
63	1	63	64	1	beam	2.053E+00	2.045E+02	-2.221E-01	1.237E+00	-2
62	1	62	63	1	beam	5.456E-01	1.629E+02	-5.747E-02	2.221E-01	-1
61	1	61	62	1	beam	-1.321E-01	1.717E+02	-9.734E-02	5.747E-02	-1
60	1	60	61	1	beam	-9.679E-02	1.565E+02	-1.442E-01	9.734E-02	-1
59	1	59	60	1	beam	4.126E-02	1.463E+02	-1.240E-01	1.442E-01	-1
58	1	58	59	1	beam	2.694E-01	1.390E+02	7.995E-03	1.240E-01	-1
57	1	57	58	1	beam	-2.197E-01	1.331E+02	-9.845E-02	-7.999E-03	-1
56	1	56	57	1	beam	4.376E-01	1.317E+02	3.359E-02	9.846E-02	-1
55	1	55	56	1	beam	-4.088E-01	1.259E+02	-8.975E-02	-3.358E-02	-1
54	1	54	55	1	beam	1.719E-01	1.263E+02	-4.723E-03	8.975E-02	-1
53	1	53	54	1	beam	-2.405E-01	1.224E+02	-1.179E-01	4.721E-03	-1
52	1	52	53	1	beam	8.164E-01	1.207E+02	1.571E-01	1.179E-01	-1
51	1	51	52	1	beam	-1.010E+00	1.179E+02	-1.832E-01	-1.571E-01	-1
50	1	50	51	1	beam	8.413E-01	1.164E+02	1.820E-01	1.832E-01	-1
49	1	49	50	1	beam	-1.590E+00	1.170E+02	-3.711E-01	-1.820E-01	-1
48	1	48	49	1	beam	1.581E+00	1.150E+02	1.788E-01	3.711E-01	-1
47	1	47	48	1	beam	-1.167E-01	1.118E+02	1.372E-01	-1.788E-01	-1
46	1	46	47	1	beam	-1.619E+00	1.100E+02	-4.398E-01	-1.372E-01	-1
45	1	45	46	1	beam	2.089E+00	1.082E+02	3.045E-01	4.398E-01	-1
44	1	44	45	1	beam	-9.384E-01	1.088E+02	-2.992E-02	-3.045E-01	-1
43	1	43	44	1	beam	-7.394E-01	1.094E+02	-2.871E-01	2.993E-02	-1
42	1	42	43	1	beam	1.665E+00	1.073E+02	2.920E-01	2.871E-01	-1
41	1	41	42	1	beam	-1.410E+00	1.061E+02	-3.198E-01	-2.920E-01	-1
40	1	40	41	1	beam	1.262E+00	1.028E+02	1.053E-01	3.198E-01	-1
39	1	39	40	1	beam	-2.833E-02	1.051E+02	9.579E-02	-1.053E-01	-1
38	1	38	39	1	beam	-6.179E-01	1.014E+02	-1.949E-01	-9.582E-02	-1
37	1	37	38	1	beam	3.024E-01	9.781E+01	-4.534E-02	1.949E-01	-1
36	1	36	37	1	beam	5.515E-01	9.529E+01	1.210E-01	4.537E-02	-1
35	1	35	36	1	beam	-5.219E-01	9.987E+01	-3.649E-02	-1.210E-01	-1
34	1	34	35	1	beam	-1.813E-01	9.485E+01	-1.243E-01	3.649E-02	-1
33	1	33	34	1	beam	3.310E-01	9.319E+01	3.796E-02	1.242E-01	-1
32	1	32	33	1	beam	-3.358E-01	9.311E+01	-1.266E-01	-3.794E-02	-1
31	1	31	32	1	beam	2.083E-01	9.532E+01	-2.576E-02	1.267E-01	-1
30	1	30	31	1	beam	4.487E-01	1.000E+02	1.096E-01	2.578E-02	-1
29	1	29	30	1	beam	-4.810E-01	9.475E+01	-3.556E-02	-1.096E-01	-1
28	1	28	29	1	beam	-3.357E-01	9.773E+01	-2.016E-01	3.560E-02	-1
27	1	27	28	1	beam	6.336E-01	1.013E+02	9.649E-02	2.016E-01	-1
26	1	26	27	1	beam	2.876E-02	1.052E+02	1.062E-01	-9.647E-02	-1
25	1	25	26	1	beam	-1.256E+00	1.029E+02	-3.168E-01	-1.061E-01	-1
24	1	24	25	1	beam	1.397E+00	1.061E+02	2.897E-01	3.168E-01	-1
23	1	23	24	1	beam	-1.656E+00	1.075E+02	-2.862E-01	-2.897E-01	-1
22	1	22	23	1	beam	7.596E-01	1.095E+02	-2.202E-02	2.863E-01	-1
21	1	21	22	1	beam	8.752E-01	1.088E+02	2.899E-01	2.199E-02	-1
20	1	20	21	1	beam	-2.029E+00	1.083E+02	-4.334E-01	-2.899E-01	-1
19	1	19	20	1	beam	1.613E+00	1.100E+02	1.416E-01	4.334E-01	-1
18	1	18	19	1	beam	1.102E-01	1.118E+02	1.809E-01	-1.417E-01	-1
17	1	17	18	1	beam	-1.641E+00	1.150E+02	-3.899E-01	-1.809E-01	-1
16	1	16	17	1	beam	1.690E+00	1.171E+02	1.980E-01	3.899E-01	-1
15	1	15	16	1	beam	-8.964E-01	1.164E+02	-1.910E-01	-1.981E-01	-1
14	1	14	15	1	beam	1.045E+00	1.179E+02	1.609E-01	1.910E-01	-1
13	1	13	14	1	beam	-8.261E-01	1.207E+02	-1.173E-01	-1.609E-01	-1
12	1	12	13	1	beam	2.333E-01	1.224E+02	-7.553E-03	1.173E-01	-1
11	1	11	12	1	beam	-1.582E-01	1.263E+02	-8.579E-02	7.557E-03	-1
10	1	10	11	1	beam	3.908E-01	1.258E+02	3.213E-02	8.576E-02	-1
9	1	9	10	1	beam	-4.227E-01	1.316E+02	-9.538E-02	-3.213E-02	-1

GN01 - SEZIONI TIPO GD-A1 GD-A2 GD-B - RELAZIONE DI CALCOLO

8	1	8	9	1	beam	2.082E-01	1.329E+02	5.426E-03	9.543E-02	-1
7	1	7	8	1	beam	-2.605E-01	1.387E+02	-1.222E-01	-5.428E-03	-1
6	1	6	7	1	beam	-4.215E-02	1.459E+02	-1.429E-01	1.222E-01	-1
5	1	5	6	1	beam	1.006E-01	1.559E+02	-9.416E-02	1.429E-01	-1
4	1	4	5	1	beam	6.614E-02	1.708E+02	-7.421E-02	9.417E-02	-1
3	1	3	4	1	beam	-4.731E-01	1.622E+02	-2.169E-01	7.422E-02	-1
2	1	2	3	1	beam	-1.987E+00	2.023E+02	-1.199E+00	2.169E-01	-2
1	1	1	2	1	beam	-5.206E-01	2.582E+02	-1.444E+00	1.199E+00	-2

Structural element data ...

Elem	ID	Nod1	Nod2	Prop	F-shear	F-axial	Mom-1	Mom-2	
166	18	166	167	2 cable	0.000E+00	-1.871E+00	0.000E+00	0.000E+00	2
165	18	165	166	2 cable	0.000E+00	-2.256E+00	0.000E+00	0.000E+00	2
164	18	164	165	2 cable	0.000E+00	-2.855E+00	0.000E+00	0.000E+00	3
163	18	163	164	2 cable	0.000E+00	-3.677E+00	0.000E+00	0.000E+00	4
162	18	162	163	2 cable	0.000E+00	-4.731E+00	0.000E+00	0.000E+00	5
161	18	58	162	2 cable	0.000E+00	-6.158E+00	0.000E+00	0.000E+00	6
160	17	160	161	2 cable	0.000E+00	-2.022E+00	0.000E+00	0.000E+00	2
159	17	159	160	2 cable	0.000E+00	-2.432E+00	0.000E+00	0.000E+00	2
158	17	158	159	2 cable	0.000E+00	-2.978E+00	0.000E+00	0.000E+00	3
157	17	157	158	2 cable	0.000E+00	-3.663E+00	0.000E+00	0.000E+00	4
156	17	156	157	2 cable	0.000E+00	-4.570E+00	0.000E+00	0.000E+00	5
155	17	54	156	2 cable	0.000E+00	-5.604E+00	0.000E+00	0.000E+00	6
154	16	154	155	2 cable	0.000E+00	-2.296E+00	0.000E+00	0.000E+00	2
153	16	153	154	2 cable	0.000E+00	-2.747E+00	0.000E+00	0.000E+00	3
152	16	152	153	2 cable	0.000E+00	-3.208E+00	0.000E+00	0.000E+00	3
151	16	151	152	2 cable	0.000E+00	-3.889E+00	0.000E+00	0.000E+00	4
150	16	150	151	2 cable	0.000E+00	-4.672E+00	0.000E+00	0.000E+00	5
149	16	51	150	2 cable	0.000E+00	-5.658E+00	0.000E+00	0.000E+00	6
148	15	148	149	2 cable	0.000E+00	-2.308E+00	0.000E+00	0.000E+00	2
147	15	147	148	2 cable	0.000E+00	-2.702E+00	0.000E+00	0.000E+00	2
146	15	146	147	2 cable	0.000E+00	-3.207E+00	0.000E+00	0.000E+00	3
145	15	145	146	2 cable	0.000E+00	-3.873E+00	0.000E+00	0.000E+00	4
144	15	144	145	2 cable	0.000E+00	-4.658E+00	0.000E+00	0.000E+00	5
143	15	48	144	2 cable	0.000E+00	-5.709E+00	0.000E+00	0.000E+00	6
142	14	142	143	2 cable	0.000E+00	-2.150E+00	0.000E+00	0.000E+00	2
141	14	141	142	2 cable	0.000E+00	-2.486E+00	0.000E+00	0.000E+00	2
140	14	140	141	2 cable	0.000E+00	-2.976E+00	0.000E+00	0.000E+00	3
139	14	139	140	2 cable	0.000E+00	-3.654E+00	0.000E+00	0.000E+00	4
138	14	138	139	2 cable	0.000E+00	-4.477E+00	0.000E+00	0.000E+00	4
137	14	45	138	2 cable	0.000E+00	-5.653E+00	0.000E+00	0.000E+00	6
136	13	136	137	2 cable	0.000E+00	-2.097E+00	0.000E+00	0.000E+00	2
135	13	135	136	2 cable	0.000E+00	-2.452E+00	0.000E+00	0.000E+00	2
134	13	134	135	2 cable	0.000E+00	-2.946E+00	0.000E+00	0.000E+00	3
133	13	133	134	2 cable	0.000E+00	-3.609E+00	0.000E+00	0.000E+00	3
132	13	132	133	2 cable	0.000E+00	-4.481E+00	0.000E+00	0.000E+00	4
131	13	42	132	2 cable	0.000E+00	-5.655E+00	0.000E+00	0.000E+00	6
130	12	130	131	2 cable	0.000E+00	-2.080E+00	0.000E+00	0.000E+00	2
129	12	129	130	2 cable	0.000E+00	-2.454E+00	0.000E+00	0.000E+00	2
128	12	128	129	2 cable	0.000E+00	-2.961E+00	0.000E+00	0.000E+00	3
127	12	127	128	2 cable	0.000E+00	-3.585E+00	0.000E+00	0.000E+00	3
126	12	126	127	2 cable	0.000E+00	-4.450E+00	0.000E+00	0.000E+00	4
125	12	39	126	2 cable	0.000E+00	-5.646E+00	0.000E+00	0.000E+00	6
124	11	124	125	2 cable	0.000E+00	-1.950E+00	0.000E+00	0.000E+00	2
123	11	123	124	2 cable	0.000E+00	-2.314E+00	0.000E+00	0.000E+00	2
122	11	122	123	2 cable	0.000E+00	-2.812E+00	0.000E+00	0.000E+00	3
121	11	121	122	2 cable	0.000E+00	-3.503E+00	0.000E+00	0.000E+00	3
120	11	120	121	2 cable	0.000E+00	-4.257E+00	0.000E+00	0.000E+00	4
119	11	36	120	2 cable	0.000E+00	-5.544E+00	0.000E+00	0.000E+00	6
118	10	118	119	2 cable	0.000E+00	-2.038E+00	0.000E+00	0.000E+00	2
117	10	117	118	2 cable	0.000E+00	-2.393E+00	0.000E+00	0.000E+00	2
116	10	116	117	2 cable	0.000E+00	-2.867E+00	0.000E+00	0.000E+00	3
115	10	115	116	2 cable	0.000E+00	-3.580E+00	0.000E+00	0.000E+00	3



GN01 – SEZIONI TIPO GD-A1 GD-A2 GD-B – RELAZIONE DI CALCOLO

114	10	114	115	2 cable	0.000E+00	-4.427E+00	0.000E+00	0.000E+00	4
113	10	33	114	2 cable	0.000E+00	-5.561E+00	0.000E+00	0.000E+00	6
112	9	112	113	2 cable	0.000E+00	-1.933E+00	0.000E+00	0.000E+00	2
111	9	111	112	2 cable	0.000E+00	-2.321E+00	0.000E+00	0.000E+00	2
110	9	110	111	2 cable	0.000E+00	-2.804E+00	0.000E+00	0.000E+00	3
109	9	109	110	2 cable	0.000E+00	-3.470E+00	0.000E+00	0.000E+00	3
108	9	108	109	2 cable	0.000E+00	-4.362E+00	0.000E+00	0.000E+00	4
107	9	30	108	2 cable	0.000E+00	-5.543E+00	0.000E+00	0.000E+00	6
106	8	106	107	2 cable	0.000E+00	-2.061E+00	0.000E+00	0.000E+00	2
105	8	105	106	2 cable	0.000E+00	-2.414E+00	0.000E+00	0.000E+00	2
104	8	104	105	2 cable	0.000E+00	-2.897E+00	0.000E+00	0.000E+00	3
103	8	103	104	2 cable	0.000E+00	-3.578E+00	0.000E+00	0.000E+00	3
102	8	102	103	2 cable	0.000E+00	-4.439E+00	0.000E+00	0.000E+00	4
101	8	27	102	2 cable	0.000E+00	-5.602E+00	0.000E+00	0.000E+00	6
100	7	100	101	2 cable	0.000E+00	-2.039E+00	0.000E+00	0.000E+00	2
99	7	99	100	2 cable	0.000E+00	-2.355E+00	0.000E+00	0.000E+00	2
98	7	98	99	2 cable	0.000E+00	-2.858E+00	0.000E+00	0.000E+00	3
97	7	97	98	2 cable	0.000E+00	-3.508E+00	0.000E+00	0.000E+00	3
96	7	96	97	2 cable	0.000E+00	-4.400E+00	0.000E+00	0.000E+00	4
95	7	24	96	2 cable	0.000E+00	-5.594E+00	0.000E+00	0.000E+00	6
94	6	94	95	2 cable	0.000E+00	-1.940E+00	0.000E+00	0.000E+00	2
93	6	93	94	2 cable	0.000E+00	-2.286E+00	0.000E+00	0.000E+00	2
92	6	92	93	2 cable	0.000E+00	-2.795E+00	0.000E+00	0.000E+00	3
91	6	91	92	2 cable	0.000E+00	-3.421E+00	0.000E+00	0.000E+00	3
90	6	90	91	2 cable	0.000E+00	-4.237E+00	0.000E+00	0.000E+00	4
89	6	21	90	2 cable	0.000E+00	-5.367E+00	0.000E+00	0.000E+00	5
88	5	88	89	2 cable	0.000E+00	-2.029E+00	0.000E+00	0.000E+00	2
87	5	87	88	2 cable	0.000E+00	-2.414E+00	0.000E+00	0.000E+00	2
86	5	86	87	2 cable	0.000E+00	-2.925E+00	0.000E+00	0.000E+00	3
85	5	85	86	2 cable	0.000E+00	-3.535E+00	0.000E+00	0.000E+00	3
84	5	84	85	2 cable	0.000E+00	-4.379E+00	0.000E+00	0.000E+00	4
83	5	18	84	2 cable	0.000E+00	-5.356E+00	0.000E+00	0.000E+00	5
82	4	82	83	2 cable	0.000E+00	-1.925E+00	0.000E+00	0.000E+00	2
81	4	81	82	2 cable	0.000E+00	-2.347E+00	0.000E+00	0.000E+00	2
80	4	80	81	2 cable	0.000E+00	-2.864E+00	0.000E+00	0.000E+00	3
79	4	79	80	2 cable	0.000E+00	-3.536E+00	0.000E+00	0.000E+00	3
78	4	78	79	2 cable	0.000E+00	-4.289E+00	0.000E+00	0.000E+00	4
77	4	15	78	2 cable	0.000E+00	-5.384E+00	0.000E+00	0.000E+00	5
76	3	76	77	2 cable	0.000E+00	-1.625E+00	0.000E+00	0.000E+00	1
75	3	75	76	2 cable	0.000E+00	-2.011E+00	0.000E+00	0.000E+00	2
74	3	74	75	2 cable	0.000E+00	-2.599E+00	0.000E+00	0.000E+00	2
73	3	73	74	2 cable	0.000E+00	-3.324E+00	0.000E+00	0.000E+00	3
72	3	72	73	2 cable	0.000E+00	-4.199E+00	0.000E+00	0.000E+00	4
71	3	12	72	2 cable	0.000E+00	-5.430E+00	0.000E+00	0.000E+00	6
70	2	70	71	2 cable	0.000E+00	-1.444E+00	0.000E+00	0.000E+00	1
69	2	69	70	2 cable	0.000E+00	-1.797E+00	0.000E+00	0.000E+00	1
68	2	68	69	2 cable	0.000E+00	-2.338E+00	0.000E+00	0.000E+00	2
67	2	67	68	2 cable	0.000E+00	-3.254E+00	0.000E+00	0.000E+00	3
66	2	66	67	2 cable	0.000E+00	-4.416E+00	0.000E+00	0.000E+00	4
65	2	8	66	2 cable	0.000E+00	-5.942E+00	0.000E+00	0.000E+00	6

\* FLAC log-file closed

29-Mar-1

**VERIFICA A STATO LIMITE ULTIMO PER TENSIONI NORMALI**

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE A2-FASE6 VERIFICA LIMITE INCASTRO ARCO ROVESCIO**

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d)	$\xi =$	0,332		<b>RISOLVI</b>	
Altezza totale della sezione	h=	70,00 [cm]			
Copriferro armatura tesa	c=	5,00 [cm]			
Altezza utile (h-c)	d=	65,00 [cm]			
Profondità dell'asse neutro	x=	21,58 [cm]			
Rapporto tra copriferro armatura tesa ed altezza utile (c/d)	$\delta =$	0,077			
Deformazione massima nel calcestruzzo	$\epsilon_{cls} =$	-0,00350	in y= 70,00 [cm]		
Deformazione massima nell'acciaio teso	$\epsilon_{acc} =$	0,00704	in y= 5,00 [cm]		
Parametro di deformazione $\lambda$ ( $\epsilon = \lambda + \mu y$ )	$\lambda =$	0,00785			
Parametro di deformazione $\mu$ ( $\epsilon = \lambda + \mu y$ )	$\mu =$	-0,00016 [1/cm]			
Sforzo normale interno (rispetto alla base - y=0)	Nrd(y=0)=	-696,00 [kN]			
Momento interno (rispetto alla base - y=0)	Mrd(y=0)=	1371,40 [kNm]			
Ordinata rispetto a cui vengono calcolate le sollecitazioni	y soll=	35,00 [cm]			
Sforzo normale interno (rispetto a y=y soll)	Nrd(y=y soll)=	-696,00 [kN]			
Momento interno (rispetto a y=y soll)	Mrd(y=y soll)=	1127,80 [kNm]			
Sforzo normale agente di calcolo (rispetto a y=y soll)	Nsd(y=y soll)=	-696,00 [kN]			
Momento agente di calcolo (rispetto a y=y soll)	Msd(y=y soll)=	62,88 [kNm]			
Differenza tra sforzo normale agente ed interno (rispetto a y=y soll)	Nsd(y=y soll)-Nrd(y=y soll)=	0,00 [kN]			
Coefficiente di sicurezza di stato limite ultimo	Mrd(y=y soll)/Msd(y=y soll)=	17,94			

CALCESTRUZZO		Trave											
Elementi	Rck [N/mm <sup>2</sup> ]	fcd [N/mm <sup>2</sup> ]	b inf [cm]	h [cm]	b sup [cm]	y inf [cm]	y sup [cm]	$\epsilon$ inf	$\epsilon$ sup	$\sigma$ inf [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma$ sup [N/mm <sup>2</sup> ]	Nrd(y=0) [kN]	Mrd(y=0) [kNm]
1	30,00	16,60	100,00	70,00	100,00	0,00	70,00	0,00785	-0,00350	0,00	-14,11	-2464,68	1504,05
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	70,00	70,00	-0,00350	-0,00350	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	70,00	70,00	-0,00350	-0,00350	0,00	0,00	0,00	0,00
totali				70,00		0,00	70,00					-2464,68	1504,05

ACCIAIO		Armatura lenta									
Armature	Es [N/mm <sup>2</sup> ]	fyd [N/mm <sup>2</sup> ]	area [cm <sup>2</sup> ]	livello [cm]	$\epsilon$ acc	$\sigma$ acc [N/mm <sup>2</sup> ]	Nrd(y=0) [kN]	Mrd(y=0) [kNm]			
1	210000	391,30	22,60	5,00	0,00704	391,30	884,34	-44,22			
2	210000	391,30	22,60	10,00	0,00623	391,30	884,34	-88,43			
3	0	0,00	0,00	0,00	0,00785	0,00	0,00	0,00			
totali				5,00			1768,68	-132,65			

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE A2-FASE6 VERIFICA MOMENTO MOMENTO POSITIVO ARCO ROVESCIO**

fcd	141,10 daN/cm2
b	100,00 cm
a	70,00 cm
Ned	41,60 kN
Med	10,85 kNm
e=	26,08 cm
x=	17,84 cm
Nrd	2516,74 kN
ver	Ok
fctd	11,97 daN/cm2
fct1d	10,17 daN/cm2
sigmac	2,33 daN/cm2
sigmaclim	62,64 daN/cm2
delta	-60,30 daN/cm2
fcvd_1	11,28 daN/cm2
fcvd_2	#NUM! daN/cm2
fcvd	11,28 daN/cm2
Ved	0,97 kN
Vrd	134,14 kN
ver	Ok

**4.1.11. CALCESTRUZZO A BASSA PERCENTUALE DI ARMATURA O NON ARMATO**

Il calcestruzzo a bassa percentuale di armatura è quello per il quale la percentuale di armatura messa in opera è minore minima necessaria per il calcestruzzo armato o la quantità media in peso di acciaio per metro cubo di calcestruzzo è i 0,3 kN.

Sia il calcestruzzo a bassa percentuale di armatura, sia quello non armato possono essere impiegati solo per elementi se per strutture massicce o estese.

**4.1.11.1 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA - NORME DI CALCOLO**

Per le verifiche di resistenza delle sezioni sotto sforzi normali si adottano le competenti ipotesi tratte dal § 4.1.2.3.4.1. Pi zione rettangolare di lati a e b soggetta ad una forza normale Ned con una eccentricità e nella direzione del lato a la veri sistenza allo SLU, con il modello (c) di § 4.1.2.1.2.1, si pone con

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} = f_{ctd} b x \quad [4.1.50]$$

con  $x = a - 2e$ .

La verifica di resistenza della stessa sezione rettangolare di lati a e b soggetta anche ad un sforzo di taglio Ved nella dir lato a si pone con

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} = f_{ctd} b x / 1,5$$

con

$$f_{ctd} = \sqrt{(f_{ctid} + \sigma_c f_{ctid})} \quad \text{per } \sigma_c \leq \sigma_{dim}$$

$$f_{ctd} = \sqrt{(f_{ctid} + \sigma_c f_{ctid} - \delta^2 / 4)} \quad \text{per } \sigma_c > \sigma_{dim}$$

dove

$$\sigma_c = N_{Ed} / (b x)$$

$$\delta = \sigma_c - \sigma_{dim}$$

$$\sigma_{dim} = f_{ctd} - 2 \sqrt{(f_{ctid} + f_{ctd} f_{ctid})}$$

dove

$$f_{ctid} = 0,85 f_{ctd}$$

è la resistenza a trazione di progetto per calcestruzzo non armato o debolmente armato.

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE A2-FASE6 VERIFICA LIMITE INCASTRO ARCO ROVESCIO**
**VERIFICA A TAGLIO A SLU PER SEZIONE RETTANGOLARE**
**Verifica**
**Caratteristiche dei materiali**

Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	Rck=	30 MPa
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	gammac=	1,500
Coefficiente di trasformazione resistenza cubica -> cilindrica	alfa1=	0,833
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	fck=	25 MPa
Coefficiente carichi lunga durata	alfacc=	0,850
Resistenza di calcolo cilindrica calcestruzzo	fcd=	14,167 MPa
Tensione caratteristica di snervamento acciaio	fyk=	450 MPa
Coefficiente di sicurezza acciaio	gammass=	1,150
Tensione di calcolo di snervamento acciaio	fyd=	391,3 MPa

**Caratteristiche della sezione**

Larghezza della membratura resistente a taglio	bw=	1000 mm
Altezza della sezione	h=	700 mm
Altezza utile sezione: d = h - c	d=	650 mm
Area armature longitudinali tese	Asl=	1005,31 mm <sup>2</sup>
Numero bracci	n=	2,5
Diametro dell'armatura trasversale posta all'interasse s	fi=	24 mm
Interasse armatura trasversale	s=	200 mm
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	alfa=	90,000 °
Area di armatura trasversale posta all'interasse s	Asw=	1131 mm <sup>2</sup>
Area di armatura trasversale a metro lineare	asw=	5,655 mm <sup>2</sup> /mm

**Sollecitazioni**

Sforzo normale di compressione di calcolo (compressione = positivo)	Ned=	696,00 kN
Taglio di calcolo agente sulla sezione allo s.l.u.	Vsdu=	40,93 kN
Tensione media di compressione nella sezione: scp= min(Nsd/(bw*h) ; 0.2 * fcd)	scp=	0,994 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale baricentrica	tau_b=	0,088 N/mm <sup>2</sup>
Tensione principale massima baricentrica	sigmai=	0,008 N/mm <sup>2</sup>
Inclinazione minima dei "puntoni" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave	cot(teta)=	11,424
Coefficiente alfac	alfac=	1,070
Cotangente alfa	cot(alfa)=	0,00
Limite inferiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta1) = max(1,00; cot(tetai))	cot(teta1)=	11,42
Limite superiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta2), normalmente 2,50)	cot(teta2)=	2,50
Resistenza di calcolo a taglio-compressione massima possibile (cot(teta)=cot(teta1))	Vrcd,max=	385 kN
Resistenza di calcolo a taglio-compressione minima (cot(teta)=cot(teta2))	Vrcd,min=	1529 kN

**Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio**

Rapporto geometrico armatura longitudinale: ro(l)= min( Asl / (bw * d) ; 0.02 )	ro(l)=	0,00155
Coefficiente k=min( 1+(200/d)^0.5 ; 2 )	k=	1,555
Coefficiente vmin=0.035 * (k^1.5) * (fck^0.5)	vmin=	0,339 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente di calcolo (0,18 * k * (100 * ro(l) * fck) / gammac + 0,15 * scp)	tau_1,calc=	0,442 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente minima (vmin + 0,15 * scp)	tau_2,min=	0,488 N/mm <sup>2</sup>
<b>Sforzo di taglio resistente</b>	<b>Vrd=</b>	<b>317,45 kN</b>
<b>Tensione tangenziale corrispondente allo Sforzo di taglio resistente</b>	<b>tau(Vrd)=</b>	<b>0,54 N/mm<sup>2</sup></b>
<b>Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (&gt;= 1; solo calcestruzzo)</b>	<b>Vrd/Vsd=</b>	<b>7,756</b>

**Verifica elementi con armature trasversali resistenti a taglio**

Cotangente teta ottimale (cot(teta1)<cot(teta)<cot(teta2))	cot(teta)=	11,42
Inclinazione puntoni calcestruzzo ottimale (cot(teta1)<cot(teta)<cot(teta2))	teta=	5,003 °
Resistenza di calcolo a taglio-compressione ( Vrcd = 0.90 * d * bw * alfac * fcd * (cot(alfa)+cot(teta)) / (1+cot(teta)^2) )	Vrcd=	385 kN
Resistenza di calcolo a taglio-trazione ( Vrsd = 0.9 d Asw / s * fyd * (cot(alfa) + cot(teta)) * sen(alfa) )	Vrsd=	14788 kN
<b>Resistenza di calcolo Vrd = min ( Vrcd ; Vrsd )</b>	<b>Vrd =</b>	<b>385 kN</b>
<b>Tensione tangenziale corrispondente alla Resistenza di calcolo Vrd</b>	<b>tau(Vrd)=</b>	<b>0,66 N/mm<sup>2</sup></b>
<b>Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (&gt;= 1; solo calcestruzzo)</b>	<b>Vrd/Vsd=</b>	<b>9,412</b>

## 9.5 FASE 7 – VERIFICHE STRUTTURALI ARCO ROVESCIO E CALOTTA

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

elementi beam da 1 a 64                      rappresentanti la calotta  
 elementi beam da 167 a 198                rappresentanti l'arco rovescio

Le sollecitazioni massime sull'arco rovescio risultano:

incastro elemento 168:             $N_k = 560 \text{ kN}$                        $M_k = 51.38 \text{ kN m}$                        $T_k = 36.19 \text{ kN}$   
 mezzeria elemento 180:            $N_k = 51 \text{ kN}$                                        $M_k = 8.56 \text{ kN m}$                                        $T_k = 0.73 \text{ kN}$

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	N <sub>SDU</sub> (kN)	M <sub>SDU</sub> (kN m)	N <sub>RD</sub> (kN)	M <sub>RD</sub> (kNm)	FS
INCASTRO	70	1+1 Φ 24/20	728	66.79	728	1133	16.97
MEZZERIA	70	-	66	11.12	5122	-	77.60

Tabella 9.3 – Fase 7 - Verifica a flessione dell'arco rovescio

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	V <sub>SDU</sub> (kN)	V <sub>RD</sub> (kN)	FS
INCASTRO	70	1 Φ 24/20/40	47.04	423	8.99
MEZZERIA	70	-	0.95	267	281

Tabella 9.4 – Fase 7 - Verifica a taglio dell'arco rovescio

Le sollecitazioni massime in calotta risultano:

incastro elemento 64:	N <sub>k</sub> = 283 kN	M <sub>k</sub> = 1.03 kN m	T <sub>k</sub> = 2.22 kN
max neg. elemento 56:	N <sub>k</sub> = 147 kN	M <sub>k</sub> = 0.28 kN m	T <sub>k</sub> = 0.75 kN
max pos. elemento 36:	N <sub>k</sub> = 108 kN	M <sub>k</sub> = 0.32 kN m	T <sub>k</sub> = 1.14 kN

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	N <sub>SDU</sub> (kN)	M <sub>SDU</sub> (kN m)	N <sub>RD</sub> (kN)	M <sub>RD</sub> (kNm)	FS
INCASTRO	120	1 Φ 20/20	367	1.33	367	879	661
MAX NEG	60	-	191	0.36	8412	-	44.04
MAX POS	60	-	140	0.41	8383	-	59.87

Tabella 9.5 – Fase 7 - Verifica a flessione della calotta

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	V <sub>SDU</sub> (kN)	V <sub>RD</sub> (kN)	FS
INCASTRO	110	1 Φ 20/20/20	2.88	88	30.60
CALOTTA	60	-	1.48	447	302

Tabella 9.6 – Fase 7 - Verifica a taglio della calotta

\* FLAC log-file opened 29-Mar-19 10:07  
 FASE 7-GALLERIA DOSSO-SEZIONE GD-A2-Getto calotta e maturazione a.r.  
 From File :dos27.sav

Structural element data ...

Elem ID	Nod1	Nod2	Prop	F-shear	F-axial	Mom-1	Mom-2
198	19	198	1	3 beam 1.623E+02	4.305E+02	4.304E+01	-8.567E-02 -3
197	19	197	198	3 beam 3.170E+00	6.036E+02	4.444E+01	-4.304E+01 -4
196	19	196	197	3 beam -6.469E+01	5.399E+02	2.487E+01	-4.444E+01 -3
195	19	195	196	3 beam -3.691E+01	4.745E+02	1.067E+01	-2.487E+01 -3
194	19	194	195	3 beam -9.112E+00	4.492E+02	6.739E+00	-1.067E+01 -3
193	19	193	194	3 beam -1.013E+01	3.909E+02	3.348E+00	-6.740E+00 -2
192	19	192	193	3 beam -1.341E+01	3.354E+02	-1.143E+00	-3.348E+00 -2
191	19	191	192	3 beam -1.601E+00	2.910E+02	-1.875E+00	1.143E+00 -2
190	19	190	191	3 beam -4.453E+00	2.409E+02	-3.289E+00	1.875E+00 -1
189	19	189	190	3 beam -7.445E+00	1.992E+02	-5.652E+00	3.288E+00 -1
188	19	188	189	3 beam -1.157E+00	1.615E+02	-6.198E+00	5.653E+00 -1

187	19	187	188	3	beam	-2.768E+00	1.155E+02	-7.538E+00	6.198E+00	-7
186	19	186	187	3	beam	-1.788E+00	7.935E+01	-8.424E+00	7.539E+00	-5
185	19	185	186	3	beam	-1.943E-01	5.145E+01	-8.523E+00	8.425E+00	-3
184	19	184	185	3	beam	-3.680E-01	3.183E+01	-8.710E+00	8.523E+00	-1
183	19	183	184	3	beam	-7.228E-01	2.216E+01	-9.081E+00	8.710E+00	-1
182	19	182	183	3	beam	6.122E-01	2.214E+01	-8.767E+00	9.081E+00	-1
181	19	181	182	3	beam	4.010E-01	3.196E+01	-8.562E+00	8.766E+00	-1
180	19	180	181	3	beam	7.306E-01	5.151E+01	-8.194E+00	8.562E+00	-3
179	19	179	180	3	beam	1.544E+00	8.020E+01	-7.429E+00	8.193E+00	-5
178	19	178	179	3	beam	2.380E+00	1.165E+02	-6.277E+00	7.429E+00	-7
177	19	177	178	3	beam	1.121E+00	1.626E+02	-5.749E+00	6.277E+00	-1
176	19	176	177	3	beam	7.678E+00	2.004E+02	-3.311E+00	5.749E+00	-1
175	19	175	176	3	beam	4.301E+00	2.420E+02	-1.947E+00	3.312E+00	-1
174	19	174	175	3	beam	1.183E+00	2.929E+02	-1.406E+00	1.948E+00	-2
173	19	173	174	3	beam	1.372E+01	3.374E+02	3.187E+00	1.407E+00	-2
172	19	172	173	3	beam	1.114E+01	3.935E+02	6.917E+00	-3.187E+00	-2
171	19	171	172	3	beam	1.224E+01	4.530E+02	1.220E+01	-6.917E+00	-3
170	19	170	171	3	beam	4.328E+01	4.804E+02	2.704E+01	-1.220E+01	-3
169	19	169	170	3	beam	2.457E+01	5.460E+02	3.548E+01	-2.704E+01	-3
168	19	168	169	3	beam	3.619E+01	5.606E+02	5.138E+01	-3.548E+01	-3
167	19	65	168	3	beam	-1.941E+02	4.740E+02	1.576E-02	-5.138E+01	-3
64	1	64	65	1	beam	-2.227E+00	2.836E+02	-1.033E+00	-1.453E-02	-3
63	1	63	64	1	beam	1.222E+00	2.240E+02	-4.284E-01	1.032E+00	-2
62	1	62	63	1	beam	9.284E-01	1.809E+02	-1.482E-01	4.283E-01	-1
61	1	61	62	1	beam	-1.587E-03	1.897E+02	-1.490E-01	1.485E-01	-1
60	1	60	61	1	beam	9.872E-02	1.737E+02	-1.015E-01	1.493E-01	-1
59	1	59	60	1	beam	6.084E-02	1.630E+02	-7.173E-02	1.015E-01	-1
58	1	58	59	1	beam	-1.085E+00	1.554E+02	-6.033E-01	7.154E-02	-1
57	1	57	58	1	beam	1.365E+00	1.493E+02	5.802E-02	6.034E-01	-1
56	1	56	57	1	beam	7.551E-01	1.474E+02	2.858E-01	-5.796E-02	-1
55	1	55	56	1	beam	-2.453E-01	1.415E+02	2.120E-01	-2.860E-01	-1
54	1	54	55	1	beam	-1.396E+00	1.414E+02	-4.783E-01	-2.120E-01	-1
53	1	53	54	1	beam	1.227E+00	1.379E+02	9.925E-02	4.781E-01	-1
52	1	52	53	1	beam	7.385E-01	1.358E+02	3.481E-01	-9.938E-02	-1
51	1	51	52	1	beam	-2.930E+00	1.325E+02	-6.386E-01	-3.480E-01	-1
50	1	50	51	1	beam	2.422E+00	1.317E+02	4.126E-01	6.385E-01	-1
49	1	49	50	1	beam	-1.765E+00	1.319E+02	-2.017E-01	-4.125E-01	-1
48	1	48	49	1	beam	-1.090E-01	1.296E+02	-2.397E-01	2.017E-01	-1
47	1	47	48	1	beam	1.654E+00	1.269E+02	3.498E-01	2.398E-01	-1
46	1	46	47	1	beam	-1.771E+00	1.246E+02	-2.814E-01	-3.498E-01	-1
45	1	45	46	1	beam	4.400E-01	1.225E+02	-1.248E-01	2.816E-01	-1
44	1	44	45	1	beam	7.430E-01	1.235E+02	1.397E-01	1.251E-01	-1
43	1	43	44	1	beam	-7.914E-01	1.240E+02	-1.355E-01	-1.398E-01	-1
42	1	42	43	1	beam	-2.999E-02	1.217E+02	-1.459E-01	1.354E-01	-1
41	1	41	42	1	beam	7.398E-02	1.202E+02	-1.136E-01	1.457E-01	-1
40	1	40	41	1	beam	1.161E+00	1.168E+02	2.773E-01	1.137E-01	-1
39	1	39	40	1	beam	-1.869E+00	1.192E+02	-3.519E-01	-2.775E-01	-1
38	1	38	39	1	beam	8.537E-01	1.152E+02	4.983E-02	3.518E-01	-1
37	1	37	38	1	beam	-5.765E-02	1.115E+02	2.126E-02	-4.977E-02	-1
36	1	36	37	1	beam	-1.141E+00	1.088E+02	-3.232E-01	-2.112E-02	-1
35	1	35	36	1	beam	1.261E+00	1.134E+02	5.755E-02	3.229E-01	-1
34	1	34	35	1	beam	1.303E-01	1.082E+02	1.206E-01	-5.753E-02	-1
33	1	33	34	1	beam	-1.035E+00	1.067E+02	-3.865E-01	-1.210E-01	-1
32	1	32	33	1	beam	1.015E+00	1.067E+02	1.108E-01	3.864E-01	-1
31	1	31	32	1	beam	-9.344E-02	1.088E+02	6.538E-02	-1.106E-01	-1
30	1	30	31	1	beam	-1.296E+00	1.138E+02	-3.259E-01	-6.514E-02	-1
29	1	29	30	1	beam	1.184E+00	1.082E+02	3.126E-02	3.259E-01	-1
28	1	28	29	1	beam	9.075E-03	1.116E+02	3.549E-02	-3.100E-02	-1
27	1	27	28	1	beam	-8.165E-01	1.153E+02	-3.487E-01	-3.540E-02	-1
26	1	26	27	1	beam	1.896E+00	1.193E+02	2.897E-01	3.488E-01	-1
25	1	25	26	1	beam	-1.207E+00	1.169E+02	-1.165E-01	-2.898E-01	-1
24	1	24	25	1	beam	-7.185E-02	1.204E+02	-1.477E-01	1.166E-01	-1
23	1	23	24	1	beam	2.518E-02	1.218E+02	-1.392E-01	1.480E-01	-1
22	1	22	23	1	beam	8.307E-01	1.241E+02	1.496E-01	1.394E-01	-1

21	1	21	22	1	beam	-7.271E-01	1.236E+02	-1.095E-01	-1.496E-01	-1
20	1	20	21	1	beam	-5.171E-01	1.225E+02	-2.935E-01	1.092E-01	-1
19	1	19	20	1	beam	1.744E+00	1.246E+02	3.283E-01	2.934E-01	-1
18	1	18	19	1	beam	-1.505E+00	1.269E+02	-2.078E-01	-3.284E-01	-1
17	1	17	18	1	beam	1.988E-02	1.295E+02	-2.012E-01	2.081E-01	-1
16	1	16	17	1	beam	1.827E+00	1.321E+02	4.340E-01	2.015E-01	-1
15	1	15	16	1	beam	-2.444E+00	1.317E+02	-6.269E-01	-4.340E-01	-1
14	1	14	15	1	beam	2.806E+00	1.325E+02	3.181E-01	6.269E-01	-1
13	1	13	14	1	beam	-6.736E-01	1.358E+02	9.135E-02	-3.182E-01	-1
12	1	12	13	1	beam	-1.225E+00	1.379E+02	-4.850E-01	-9.128E-02	-1
11	1	11	12	1	beam	1.385E+00	1.413E+02	1.996E-01	4.850E-01	-1
10	1	10	11	1	beam	3.748E-01	1.414E+02	3.127E-01	-1.997E-01	-1
9	1	9	10	1	beam	-8.066E-01	1.472E+02	6.947E-02	-3.128E-01	-1
8	1	8	9	1	beam	-1.427E+00	1.490E+02	-6.218E-01	-6.945E-02	-1
7	1	7	8	1	beam	1.103E+00	1.550E+02	-8.109E-02	6.219E-01	-1
6	1	6	7	1	beam	-2.043E-02	1.626E+02	-9.119E-02	8.117E-02	-1
5	1	5	6	1	beam	-9.343E-02	1.731E+02	-1.365E-01	9.124E-02	-1
4	1	4	5	1	beam	-7.452E-02	1.887E+02	-1.590E-01	1.365E-01	-1
3	1	3	4	1	beam	-8.662E-01	1.801E+02	-4.204E-01	1.591E-01	-1
2	1	2	3	1	beam	-1.190E+00	2.218E+02	-1.009E+00	4.203E-01	-2
1	1	1	2	1	beam	2.325E+00	2.792E+02	8.575E-02	1.008E+00	-3

\* FLAC log-file closed 29-Mar-1

**VERIFICA A STATO LIMITE ULTIMO PER TENSIONI NORMALI  
GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE A2-FASE7 VERIFICA LIMITE INCASTRO ARCO ROVESCIO**

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d)	$\xi =$	<b>0,336</b>	
Altezza totale della sezione	h =	70,00 [cm]	<b>RISOLVI</b>
Copriferro armatura tesa	c =	5,00 [cm]	
Altezza utile (h-c)	d =	65,00 [cm]	
Profondità dell'asse neutro	x =	21,86 [cm]	
Rapporto tra copriferro armatura tesa ed altezza utile (c/d)	$\delta =$	0,077	
Deformazione massima nel calcestruzzo	$\epsilon_{cls} =$	-0,00350	in y = 70,00 [cm]
Deformazione massima nell'acciaio teso	$\epsilon_{acc} =$	0,00691	in y = 5,00 [cm]
Parametro di deformazione $\lambda$ ( $\epsilon = \lambda + \mu y$ )	$\lambda =$	0,00771	
Parametro di deformazione $\mu$ ( $\epsilon = \lambda + \mu y$ )	$\mu =$	-0,00016 [1/cm]	
Sforzo normale interno (rispetto alla base - y=0)	Nrd(y=0) =	-728,00 [kN]	
Momento interno (rispetto alla base - y=0)	Mrd(y=0) =	1388,02 [kNm]	
Ordinata rispetto a cui vengono calcolate le sollecitazioni	y_soll =	<b>35,00 [cm]</b>	
Sforzo normale interno (rispetto a y=y_soll)	Nrd(y=y_soll) =	-728,00 [kN]	
Momento interno (rispetto a y=y_soll)	Mrd(y=y_soll) =	1133,22 [kNm]	
Sforzo normale agente di calcolo (rispetto a y=y_soll)	Nsd(y=y_soll) =	<b>-728,00 [kN]</b>	
Momento agente di calcolo (rispetto a y=y_soll)	Msd(y=y_soll) =	<b>66,79 [kNm]</b>	
Differenza tra sforzo normale agente ed interno (rispetto a y=y_soll)	Nsd(y=y_soll)-Nrd(y=y_soll) =	0,00 [kN]	
<b>Coefficiente di sicurezza di stato limite ultimo</b>	<b>Mrd(y=y_soll)/Msd(y=y_soll) =</b>	<b>16,97</b>	

CALCESTRUZZO			Trave										
Elementi	Rck	fcd	b inf	h	b sup	y inf	y sup	$\epsilon$ inf	$\epsilon$ sup	$\sigma$ inf	$\sigma$ sup	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]			[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]
1	30,00	16,60	100,00	70,00	100,00	0,00	70,00	0,00771	-0,00350	0,00	0,00	-2496,68	1520,67
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	70,00	70,00	-0,00350	-0,00350	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	70,00	70,00	-0,00350	-0,00350	0,00	0,00	0,00	0,00
totali				70,00		0,00	70,00					-2496,68	1520,67

ACCIAIO			Armatura lenta										
Armature	Es	fyd				area	livello	$\epsilon$ acc	$\sigma$ acc			Nrd(y=0)	Mrd(y=0)
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]				[cm <sup>2</sup> ]	[cm]		[N/mm <sup>2</sup> ]			[kN]	[kNm]
1	210000	391,30				22,60	5,00	0,00691	391,30			884,34	-44,22
2	210000	391,30				22,60	10,00	0,00611	391,30			884,34	-88,43
3	0	0,00				0,00	0,00	0,00771	0,00			0,00	0,00
totali							5,00					1768,68	-132,65

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE A2-FASE7 VERIFICA MOMENTO MOMENTO POSITIVO ARCO ROVESCIO**

fcd **141,10** daN/cm2  
 b **100,00** cm  
 a **70,00** cm  
 Ned **66,00** kN  
 Med **11,12** kNm  
 e= **16,85** cm

**4.1.11. CALCESTRUZZO A BASSA PERCENTUALE DI ARMATURA O NON ARMATO**

Il calcestruzzo a bassa percentuale di armatura è quello per il quale la percentuale di armatura messa in opera è minore di quella minima necessaria per il calcestruzzo armato o la quantità media in peso di acciaio per metro cubo di calcestruzzo è inferiore a 0,3 kN.

Sia il calcestruzzo a bassa percentuale di armatura, sia quello non armato possono essere impiegati solo per elementi secondari o per strutture massicce o estese.

x= **36,30** cm  
 Nrd **5122,36** kN  
 ver **Ok**

**4.1.11.1 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA - NORME DI CALCOLO**

Per le verifiche di resistenza delle sezioni sotto sforzi normali si adottano le competenti ipotesi tratte dal § 4.1.2.3.4.1. Per una sezione rettangolare di lati a e b soggetta ad una forza normale  $N_{Ed}$  con una eccentricità e nella direzione del lato a la verifica di resistenza allo SLU, con il modello (c) di § 4.1.2.1.2.1, si pone con

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} = f_{ctd} b x \quad [4.1.50]$$

fctd **11,97** daN/cm2  
 fct1d **10,17** daN/cm2

con  $x = a - 2e$ .

La verifica di resistenza della stessa sezione rettangolare di lati a e b soggetta anche ad un sforzo di taglio  $V_{Ed}$  nella direzione del lato a si pone con

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} = f_{cvd} b x / 1,5$$

sigmac **1,82** daN/cm2  
 sigmaclim **62,64** daN/cm2  
 delta **-60,82** daN/cm2

con

$$f_{cvd} = \sqrt{(f_{ct1d} + \sigma_c f_{ct1d})} \quad \text{per } \sigma_c \leq \sigma_{dim}$$

$$f_{cvd} = \sqrt{(f_{ct1d} + \sigma_c f_{ct1d} - \delta^2/4)} \quad \text{per } \sigma_c > \sigma_{dim}$$

fcvd\_1 **11,05** daN/cm2  
 fcvd\_2 **#NUM!** daN/cm2  
 fcvd **11,05** daN/cm2

dove

$$\sigma_c = N_{Ed} / (b x)$$

$$\delta = \sigma_c - \sigma_{dim}$$

$$\sigma_{dim} = f_{ctd} - 2 \sqrt{(f_{ct1d} + f_{ctd} f_{ct1d})}$$

Ved **0,95** kN  
 Vrd **267,34** kN  
 ver **Ok**

$$f_{ct1d} = 0,85 f_{ctd}$$

è la resistenza a trazione di progetto per calcestruzzo non armato o debolmente armato.

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE A2-FASE7 VERIFICA LIMITE INCASTRO ARCO ROVESCIO**

**VERIFICA A TAGLIO A SLU PER SEZIONE RETTANGOLARE**

**Verifica**

**Caratteristiche dei materiali**

Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo  
 Coefficiente di sicurezza calcestruzzo  
 Coefficiente di trasformazione resistenza cubica -> cilindrica  
 Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo  
 Coefficiente carichi lunga durata  
 Resistenza di calcolo cilindrica calcestruzzo  
 Tensione caratteristica di snervamento acciaio  
 Coefficiente di sicurezza acciaio  
 Tensione di calcolo di snervamento acciaio

Rck= **30** MPa  
 gammac= **1,500**  
 alfa1= **0,833**  
 fck= **25** MPa  
 alfac= **0,850**  
 fcd= **14,167** MPa  
 fyk= **450** MPa  
 gammas= **1,150**  
 fyd= **391,3** MPa

**Caratteristiche della sezione**

Larghezza della membratura resistente a taglio  
 Altezza della sezione  
 Altezza utile sezione: d = h - c  
 Area armature longitudinali tese  
 Numero bracci  
 Diametro dell'armatura trasversale posta all'interasse s  
 Interasse armatura trasversale  
 Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave  
 Area di armatura trasversale posta all'interasse s  
 Area di armatura trasversale a metro lineare

bw= **1000** mm  
 h= **700** mm  
 d= **650** mm  
 Asl= **1005,31** mm2  
 n= **2,5**  
 fi= **24** mm  
 s= **200** mm  
 alfa= **90,000** °  
 Asw= **1131** mm2  
 asw= **5,655** mm2/mm

**Sollecitazioni**

Sforzo normale di compressione di calcolo (compressione = positivo)  
 Taglio di calcolo agente sulla sezione allo s.l.u.  
 Tensione media di compressione nella sezione:  $\sigma_{cp} = \min(N_{ed}/(b \cdot w \cdot h); 0,2 \cdot f_{cd}$   
 Tensione tangenziale baricentrica  
 Tensione principale massima baricentrica  
 Inclinazione minima dei "punti" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave  
 Coefficiente alfac  
 Cotangente alfa  
 Limite inferiore per inclinazione puntoni calcestruzzo ( $\cot(\theta_1) = \max(1,00; \cot(\theta_{ai}))$ )  
 Limite superiore per inclinazione puntoni calcestruzzo ( $\cot(\theta_2)$ , normalmente 2,50)  
 Resistenza di calcolo a taglio-compressione massima possibile ( $\cot(\theta) = \cot(\theta_1)$ )  
 Resistenza di calcolo a taglio-compressione minima ( $\cot(\theta) = \cot(\theta_2)$ )

Ned= **728,00** kN  
 Vsdu= **47,04** kN  
 scp= **1,040** N/mm2  
 tau\_b= **0,101** N/mm2  
 sigma1= **0,010** N/mm2  
 cot(theta)= **10,413**  
 alfac= **1,073**  
 cot(alfa)= **0,00**  
 cot(theta1)= **10,41**  
 cot(theta2)= **2,50**  
 Vrcd,max= **423** kN  
 Vrcd,min= **1534** kN

**Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio**

Rapporto geometrico armatura longitudinale:  $\rho(l) = \min(Asl / (bw \cdot d); 0,02)$   
 Coefficiente k=  $\min(1 + (200/d)^{0,5}; 2)$   
 Coefficiente v=  $0,035 \cdot (k \cdot 1,5)^2 \cdot (f_{ck}/0,5)$   
 Tensione tangenziale resistente di calcolo  $(0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho(l) \cdot f_{ck}) / \text{gammac} + 0,15 \cdot \text{scp})$   
 Tensione tangenziale resistente minima (vmin + 0,15 \* scp)

ro(l)= **0,00155**  
 k= **1,555**  
 vmin= **0,339** N/mm2  
 tau\_1,calc= **0,449** N/mm2  
 tau\_2,min= **0,495** N/mm2  
 Vrd= **321,91** kN  
 tau(Vrd)= **0,55** N/mm2  
 Vrd/Vsd= **6,843**

**Sforzo di taglio resistente**

Tensione tangenziale corrispondente allo Sforzo di taglio resistente  
 Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo ( $\geq 1$ ; solo calcestruzzo)

**Verifica elementi con armature trasversali resistenti a taglio**

Cotangente theta ottimale ( $\cot(\theta_1) < \cot(\theta) < \cot(\theta_2)$ )  
 Inclinazione puntoni calcestruzzo ottimale ( $\cot(\theta_1) < \cot(\theta) < \cot(\theta_2)$ )  
 Resistenza di calcolo a taglio-compressione ( $V_{rcd} = 0,90 \cdot d \cdot bw \cdot \text{alfac} \cdot f_{cd} \cdot (\cot(\theta) + \cot(\theta_1)) / (1 + \cot(\theta)^2)$ )  
 Resistenza di calcolo a taglio-trazione ( $V_{rsd} = 0,9 \cdot d \cdot Asw \cdot s \cdot f_{yd} \cdot (\cot(\theta) + \cot(\theta_1)) \cdot \text{sen}(\theta)$ )  
 Resistenza di calcolo  $V_{rd} = \min(V_{rcd}; V_{rsd})$   
 Tensione tangenziale corrispondente alla Resistenza di calcolo Vrd  
 Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo ( $\geq 1$ ; solo calcestruzzo)

cot(theta)= **10,41**  
 theta= **5,485** °  
 Vrcd= **423** kN  
 Vrsd= **13480** kN  
 Vrd = **423** kN  
 tau(Vrd)= **0,72** N/mm2  
 Vrd/Vsd= **8,997**

**VERIFICA A STATO LIMITE ULTIMO PER TENSIONI NORMALI  
GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE A2-FASE7 VERIFICA INCASTRO CALOTTA**

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d)	$\xi =$	0,117		
Altezza totale della sezione	h=	120,00 [cm]		
Copriferro armatura tesa	c=	5,00 [cm]		
Altezza utile (h-c)	d=	115,00 [cm]		
Profondità dell'asse neutro	x=	13,47 [cm]		
Rapporto tra copriferro armatura tesa ed altezza utile (c/d)	$\delta =$	0,043		
				<b>RISOLVI</b>
Deformazione massima nel calcestruzzo	$\epsilon_{cls} =$	-0,00133	in y =	120,00 [cm]
Deformazione massima nell'acciaio teso	$\epsilon_{acc} =$	0,01000	in y =	5,00 [cm]
Parametro di deformazione $\lambda$ ( $\epsilon = \lambda + \mu y$ )	$\lambda =$	0,01049		
Parametro di deformazione $\mu$ ( $\epsilon = \lambda + \mu y$ )	$\mu =$	-0,00010 [1/cm]		
Sforzo normale interno (rispetto alla base - y=0)	Nrd(y=0)=	-367,00 [kN]		
Momento interno (rispetto alla base - y=0)	Mrd(y=0)=	1099,72 [kNm]		
Ordinata rispetto a cui vengono calcolate le sollecitazioni	y soll=	60,00 [cm]		
Sforzo normale interno (rispetto a y=y soll)	Nrd(y=y soll)=	-367,00 [kN]		
Momento interno (rispetto a y=y soll)	Mrd(y=y soll)=	879,52 [kNm]		
Sforzo normale agente di calcolo (rispetto a y=y soll)	Nsd(y=y soll)=	-367,00 [kN]		
Momento agente di calcolo (rispetto a y=y soll)	Msd(y=y soll)=	1,33 [kNm]		
Differenza tra sforzo normale agente ed interno (rispetto a y=y soll)	Nsd(y=y soll)-Nrd(y=y soll)=	0,00 [kN]		
Coefficiente di sicurezza di stato limite ultimo	Mrd(y=y soll)/Msd(y=y soll)=	661,29		

CALCESTRUZZO		Trave											
Elementi	Rck [N/mm <sup>2</sup> ]	fcd [N/mm <sup>2</sup> ]	b inf [cm]	h [cm]	b sup [cm]	y inf [cm]	y sup [cm]	$\epsilon$ inf	$\epsilon$ sup	$\sigma$ inf [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma$ sup [N/mm <sup>2</sup> ]	Nrd(y=0) [kN]	Mrd(y=0) [kNm]
1	30,00	16,60	100,00	120,00	100,00	0,00	120,00	0,01049	-0,00133	0,00	-12,51	-981,34	1130,44
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	120,00	120,00	-0,00133	-0,00133	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	120,00	120,00	-0,00133	-0,00133	0,00	0,00	0,00	0,00
totali				120,00		0,00	120,00					-981,34	1130,44

ACCIAIO		Armatura lenta									
Armature	Es [N/mm <sup>2</sup> ]	fyd [N/mm <sup>2</sup> ]	area [cm <sup>2</sup> ]	livello [cm]	$\epsilon$ acc	$\sigma$ acc [N/mm <sup>2</sup> ]	Nrd(y=0) [kN]	Mrd(y=0) [kNm]			
1	210000	391,30	15,70	5,00	0,01000	391,30	614,34	-30,72			
2	0	0,00	0,00	0,00	0,01049	0,00	0,00	0,00			
3	0	0,00	0,00	0,00	0,01049	0,00	0,00	0,00			
totali				5,00			614,34	-30,72			

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE A2-FASE7 VERIFICA MOMENTO MASSIMO NEGATIVO IN CALOTTA**

fcd	141,10 daN/cm2
b	100,00 cm
a	60,00 cm
Ned	191,00 kN
Med	0,36 kNm
e=	0,19 cm
x=	59,62 cm
Nrd	8412,81 kN
ver	Ok
fctd	11,97 daN/cm2
fct1d	10,17 daN/cm2
sigmac	3,20 daN/cm2
sigmaclim	62,64 daN/cm2
delta	-59,43 daN/cm2
fcdv_1	11,67 daN/cm2
fcdv_2	#NUM! daN/cm2
fcdv	11,67 daN/cm2
Ved	0,97 kN
Vrd	463,73 kN
ver	Ok

**4.1.11. CALCESTRUZZO A BASSA PERCENTUALE DI ARMATURA O NON ARMATO**

Il calcestruzzo a bassa percentuale di armatura è quello per il quale la percentuale di armatura messa in opera è minore di quella minima necessaria per il calcestruzzo armato o la quantità media in peso di acciaio per metro cubo di calcestruzzo è inferiore a 0,3 kN.

Sia il calcestruzzo a bassa percentuale di armatura, sia quello non armato possono essere impiegati solo per elementi secondari o per strutture massicce o estese.

**4.1.11.1 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA - NORME DI CALCOLO**

Per le verifiche di resistenza delle sezioni sotto sforzi normali si adottano le competenti ipotesi tratte dal § 4.1.2.3.4.1. Per una sezione rettangolare di lati a e b soggetta ad una forza normale N<sub>Ed</sub> con una eccentricità e nella direzione del lato a la verifica di resistenza allo SLU, con il modello (c) di § 4.1.2.1.2.1, si pone con

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} = f_{ctd} b x \quad [4.1.50]$$

con  $x = a - 2e$ .

La verifica di resistenza della stessa sezione rettangolare di lati a e b soggetta anche ad un sforzo di taglio V<sub>Ed</sub> nella direzione del lato a si pone con

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} = f_{ctd} b x / 1,5$$

con  
 $f_{ctd} = \sqrt{(f_{ctd} + \sigma_{ctd})}$  per  $\sigma_{ctd} \leq \sigma_{ctd,lim}$   
 $f_{ctd} = \sqrt{(f_{ctd} + \sigma_{ctd} - \delta^2/4)}$  per  $\sigma_{ctd} > \sigma_{ctd,lim}$

dove  
 $\sigma_{ctd} = N_{Ed} / (b x)$   
 $\delta = \sigma_{ctd} - \sigma_{ctd,lim}$   
 $\sigma_{ctd,lim} = f_{ctd} - 2 \sqrt{(f_{ctd} + f_{ctd})}$   
 dove

$$f_{ctd} = 0,85 f_{ctd}$$

è la resistenza a trazione di progetto per calcestruzzo non armato o debolmente armato.



**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE A2-FASE7 VERIFICA MOMENTO MOMENTO POSITIVO IN CALOTTA**

fcd **141,10** daN/cm2  
 b **100,00** cm  
 a **60,00** cm  
 Ned **140,00** kN  
 Med **0,41** kNm  
 e= **0,29** cm

x= **59,41** cm  
 Nrd **8383,36** kN  
 ver **Ok**

fctd **11,97** daN/cm2  
 fct1d **10,17** daN/cm2

sigmac **2,36** daN/cm2  
 sigmaclim **62,64** daN/cm2  
 delta **-60,28** daN/cm2

fcdv\_1 **11,29** daN/cm2  
 fcdv\_2 **#NUM!** daN/cm2  
 fcdv **11,29** daN/cm2

Ved **1,14** kN  
 Vrd **447,24** kN  
 ver **Ok**

**4.1.11. CALCESTRUZZO A BASSA PERCENTUALE DI ARMATURA O NON ARMATO**

Il calcestruzzo a bassa percentuale di armatura è quello per il quale la percentuale di armatura messa in opera è minore di quella minima necessaria per il calcestruzzo armato o la quantità media in peso di acciaio per metro cubo di calcestruzzo è inferiore a 0,3 kN.

Sia il calcestruzzo a bassa percentuale di armatura, sia quello non armato possono essere impiegati solo per elementi secondari o per strutture massicce o estese.

**4.1.11.1 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA - NORME DI CALCOLO**

Per le verifiche di resistenza delle sezioni sotto sforzi normali si adottano le competenti ipotesi tratte dal § 4.1.2.3.4.1. Per una sezione rettangolare di lati a e b soggetta ad una forza normale N<sub>Ed</sub> con una eccentricità e nella direzione del lato a la verifica di resistenza allo SLU, con il modello (c) di § 4.1.2.1.2.1, si pone con

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} = f_{ctd} b x \quad [4.1.50]$$

con  $x = a - 2e$ .

La verifica di resistenza della stessa sezione rettangolare di lati a e b soggetta anche ad un sforzo di taglio V<sub>Ed</sub> nella direzione del lato a si pone con

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} = f_{ctd} b x / 1,5$$

con  
 $f_{ctd} = \sqrt{(f_{ct1d} + \sigma_c f_{ct1d})}$  per  $\sigma_c \leq \sigma_{dim}$   
 $f_{ctd} = \sqrt{(f_{ct1d} + \sigma_c f_{ct1d} - \delta^2/4)}$  per  $\sigma_c > \sigma_{dim}$

dove  
 $\sigma_c = N_{Ed} / (b x)$   
 $\delta = \sigma_c - \sigma_{dim}$   
 $\sigma_{dim} = f_{ctd} - 2 \sqrt{(f_{ct1d} + f_{ct1d})}$   
 dove

$$f_{ct1d} = 0,85 f_{ctd}$$

è la resistenza a trazione di progetto per calcestruzzo non armato o debolmente armato.

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE A2-FASE7 VERIFICA INCASTRO CALOTTA**

**VERIFICA A TAGLIO A SLU PER SEZIONE RETTANGOLARE**

**Verifica**

**Caratteristiche dei materiali**

Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo  
 Coefficiente di sicurezza calcestruzzo  
 Coefficiente di trasformazione resistenza cubica -> cilindrica  
 Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo  
 Coefficiente carichi lunga durata  
 Resistenza di calcolo cilindrica calcestruzzo  
 Tensione caratteristica di snervamento acciaio  
 Coefficiente di sicurezza acciaio  
 Tensione di calcolo di snervamento acciaio

Rck= **30** MPa  
 gammac= **1,500**  
 alfa1= **0,833**  
 fck= **25** MPa  
 alfac= **0,850**  
 fcd= **14,167** MPa  
 fyk= **450** MPa  
 gammas= **1,150**  
 fyd= **391,3** MPa

**Caratteristiche della sezione**

Larghezza della membratura resistente a taglio  
 Altezza della sezione  
 Altezza utile sezione: d = h - c  
 Area armature longitudinali tese  
 Numero bracci  
 Diametro dell'armatura trasversale posta all'interasse s  
 Interasse armatura trasversale  
 Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave  
 Area di armatura trasversale posta all'interasse s  
 Area di armatura trasversale a metro lineare

bw= **1000** mm  
 h= **1200** mm  
 d= **1150** mm  
 Asl= **1005,31** mm2  
 n= **5,0**  
 fi= **20** mm  
 s= **200** mm  
 alfa= **90,000** °  
 Asw= **1571** mm2  
 asw= **7,854** mm2/mm

**Sollecitazioni**

Sforzo normale di compressione di calcolo (compressione = positivo)  
 Taglio di calcolo agente sulla sezione allo s.l.u.  
 Tensione media di compressione nella sezione: scp= min(Nsd/(bw\*d); 0,2 \* fcd)  
 Tensione tangenziale baricentrica  
 Tensione principale massima baricentrica  
 Inclinazione minima dei "puntoni" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave  
 Coefficiente alfac  
 Cotangente alfa  
 Limite inferiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta1) = max(1,00; cot(tetai))  
 Limite superiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta2), normalmente 2,50)  
 Resistenza di calcolo a taglio-compressione massima possibile (cot(teta)=cot(teta1))  
 Resistenza di calcolo a taglio-compressione minima (cot(teta)=cot(teta2))

Ned= **367,00** kN  
 Vsd= **2,88** kN  
 scp= **0,306** N/mm2  
 tau\_b= **0,004** N/mm2  
 sigmai= **0,000** N/mm2  
 cot(tetai)= **84,965**  
 alfac= **1,022**  
 cot(alfa)= **0,00**  
 cot(teta1)= **84,97**  
 cot(teta2)= **2,50**  
 Vrcd,max= **88** kN  
 Vrcd,min= **2583** kN

**Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio**

Rapporto geometrico armatura longitudinale: rho(l)= min( Asl / (bw \* d) ; 0,02 )  
 Coefficiente k= min( 1+(200/d)^0,5 ; 2 )  
 Coefficiente vmin= 0,035 \* (k^1,5) \* (fck^0,5)  
 Tensione tangenziale resistente di calcolo ( 0,18 \* k \* (100 \* rho(l) \* fck ) / gammac + 0,15 \* scp )  
 Tensione tangenziale resistente minima (vmin + 0,15 \* scp)

rho(l)= **0,00087**  
 k= **1,417**  
 vmin= **0,295** N/mm2  
 tau\_1,calc= **0,267** N/mm2  
 tau\_2,min= **0,341** N/mm2  
 Vrd= **392,23** kN  
 tau(Vrd)= **0,38** N/mm2  
 Vrd/Vsd= **136,190**

**Sforzo di taglio resistente**

Tensione tangenziale corrispondente allo Sforzo di taglio resistente  
 Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (>= 1; solo calcestruzzo)

**Verifica elementi con armature trasversali resistenti a taglio**

Cotangente teta ottimale (cot(teta1)<cot(teta)<cot(teta2))  
 Inclinazione puntoni calcestruzzo ottimale (cot(teta1)<cot(teta)<cot(teta2))  
 Resistenza di calcolo a taglio-compressione ( Vrcd = 0,90 \* d \* bw \* alfac \* fcd \* (cot(alfa)+cot(teta)) / ((1+cot(teta))^2) )  
 Resistenza di calcolo a taglio-trazione ( Vrsd = 0,9 d Asw \* s \* fyd \* (cot(alfa) + cot(teta)) \* sen(alfa) )  
 Resistenza di calcolo Vrd = min ( Vrcd ; Vrsd )  
 Tensione tangenziale corrispondente alla Resistenza di calcolo Vrd  
 Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (>= 1; solo calcestruzzo)

cot(teta)= **84,97**  
 teta= **0,674** °  
 Vrcd= **88** kN  
 Vrsd= **270263** kN  
 Vrd = **88** kN  
 tau(Vrd)= **0,09** N/mm2  
 Vrd/Vsd= **30,603**

### 9.6 FASE 8 – VERIFICHE TENSIONALI ARCO ROVESCIO E CALOTTA

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

elementi beam da 1 a 64                      rappresentanti la calotta  
 elementi beam da 167 a 198              rappresentanti l'arco rovescio

Le sollecitazioni massime sull'arco rovescio risultano:

incastro elemento 168:       $N_k = 587 \text{ kN}$                $M_k = 55.00 \text{ kN m}$                $T_k = 41.87 \text{ kN}$   
 mezzeria elemento 183:       $N_k = 41 \text{ kN}$                        $M_k = 9.28 \text{ kN m}$                $T_k = 0.71 \text{ kN}$

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	$N_{SDU}$ (kN)	$M_{SDU}$ (kN m)	$N_{RD}$ (kN)	$M_{RD}$ (kNm)	FS
INCASTRO	70	1+1 $\Phi$ 24/20	736	71.5	736	1134	15.87
MEZZERIA	70	-	53	12.06	3455	-	65.18

Tabella 9.7 – Fase 8 - Verifica a flessione dell'arco rovescio

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	$V_{SDU}$ (kN)	$V_{RD}$ (kN)	FS
INCASTRO	70	1 $\Phi$ 24/20/40	54.43	482	8.85
MEZZERIA	70	-	0.92	182	197.82

Tabella 9.8 – Fase 8 - Verifica a taglio dell'arco rovescio

Le sollecitazioni massime in calotta risultano:

incastro elemento 64:       $N_k = 311 \text{ kN}$                $M_k = 0.54 \text{ kN m}$                $T_k = 5.64 \text{ kN}$   
 max neg. elemento 50:       $N_k = 154 \text{ kN}$                $M_k = 0.39 \text{ kN m}$                $T_k = 2.44 \text{ kN}$   
 max pos. elemento 36:       $N_k = 128 \text{ kN}$                $M_k = 0.41 \text{ kN m}$                $T_k = 1.03 \text{ kN}$

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	$N_{SDU}$ (kN)	$M_{SDU}$ (kN m)	$N_{RD}$ (kN)	$M_{RD}$ (kNm)	FS
INCASTRO	120	1 $\Phi$ 20/20	404	0.70	404	898	-
MAX NEG	60	-	200	0.50	8395	-	41.97
MAX POS	60	-	166	0.53	8375	-	50.45

Tabella 9.9 – Fase 8 - Verifica a flessione della calotta

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	V <sub>SDU</sub> (kN)	V <sub>RD</sub> (kN)	FS
INCASTRO	110	1 Φ 20/20/20	7.33	204	27.83
CALOTTA	60	-	3.17	465	146.68

Tabella 9.10 – Fase 8 - Verifica a taglio della calotta

\* FLAC log-file opened 29-Mar-19 10:11  
 FASE 8-GALLERIA DOSSO-SEZIONE GD-A2-Maturazione calotta  
 From File :dos28.sav

Structural element data ...

Elem	ID	Nod1	Nod2	Prop		F-shear	F-axial	Mom-1	Mom-2	
198	19	198	1	3	beam	1.680E+02	4.587E+02	4.656E+01	-2.110E+00	-3
197	19	197	198	3	beam	-1.247E+00	6.310E+02	4.601E+01	-4.656E+01	-4
196	19	196	197	3	beam	-6.968E+01	5.656E+02	2.493E+01	-4.601E+01	-3
195	19	195	196	3	beam	-3.830E+01	4.989E+02	1.020E+01	-2.493E+01	-3
194	19	194	195	3	beam	-9.534E+00	4.728E+02	6.088E+00	-1.020E+01	-3
193	19	193	194	3	beam	-1.027E+01	4.136E+02	2.650E+00	-6.088E+00	-2
192	19	192	193	3	beam	-1.339E+01	3.572E+02	-1.835E+00	-2.650E+00	-2
191	19	191	192	3	beam	-1.314E+00	3.121E+02	-2.436E+00	1.835E+00	-2
190	19	190	191	3	beam	-4.082E+00	2.616E+02	-3.732E+00	2.436E+00	-1
189	19	189	190	3	beam	-7.295E+00	2.196E+02	-6.049E+00	3.733E+00	-1
188	19	188	189	3	beam	-1.029E+00	1.812E+02	-6.533E+00	6.049E+00	-1
187	19	187	188	3	beam	-2.595E+00	1.351E+02	-7.789E+00	6.533E+00	-8
186	19	186	187	3	beam	-1.729E+00	9.865E+01	-8.645E+00	7.789E+00	-6
185	19	185	186	3	beam	-1.759E+01	7.052E+01	-8.734E+00	8.645E+00	-4
184	19	184	185	3	beam	-3.630E-01	5.075E+01	-8.919E+00	8.734E+00	-2
183	19	183	184	3	beam	-7.192E-01	4.101E+01	-9.287E+00	8.919E+00	-1
182	19	182	183	3	beam	6.185E-01	4.098E+01	-8.970E+00	9.287E+00	-1
181	19	181	182	3	beam	4.085E-01	5.088E+01	-8.762E+00	8.970E+00	-2
180	19	180	181	3	beam	7.207E-01	7.060E+01	-8.399E+00	8.762E+00	-4
179	19	179	180	3	beam	1.477E+00	9.953E+01	-7.668E+00	8.399E+00	-6
178	19	178	179	3	beam	2.148E+00	1.361E+02	-6.628E+00	7.668E+00	-8
177	19	177	178	3	beam	9.157E-01	1.823E+02	-6.197E+00	6.628E+00	-1
176	19	176	177	3	beam	7.462E+00	2.208E+02	-3.827E+00	6.196E+00	-1
175	19	175	176	3	beam	3.847E+00	2.630E+02	-2.605E+00	3.827E+00	-1
174	19	174	175	3	beam	1.272E+00	3.139E+02	-2.022E+00	2.604E+00	-2
173	19	173	174	3	beam	1.368E+01	3.592E+02	2.559E+00	2.022E+00	-2
172	19	172	173	3	beam	1.126E+01	4.162E+02	6.331E+00	-2.559E+00	-2
171	19	171	172	3	beam	1.269E+01	4.766E+02	1.180E+01	-6.331E+00	-3
170	19	170	171	3	beam	4.463E+01	5.048E+02	2.711E+01	-1.180E+01	-3
169	19	169	170	3	beam	2.763E+01	5.719E+02	3.660E+01	-2.711E+01	-3
168	19	168	169	3	beam	4.187E+01	5.876E+02	5.500E+01	-3.660E+01	-4
167	19	65	168	3	beam	-1.998E+02	5.023E+02	2.106E+00	-5.500E+01	-3
64	1	64	65	1	beam	-5.646E+00	3.110E+02	-5.494E-01	-2.107E+00	-3
63	1	63	64	1	beam	-1.370E-01	2.506E+02	-6.171E-01	5.493E-01	-2
62	1	62	63	1	beam	8.658E-01	2.065E+02	-3.560E-01	6.172E-01	-1
61	1	61	62	1	beam	-7.264E-02	2.153E+02	-3.780E-01	3.561E-01	-2
60	1	60	61	1	beam	1.656E-01	1.989E+02	-2.978E-01	3.780E-01	-1
59	1	59	60	1	beam	1.824E-01	1.877E+02	-2.085E-01	2.979E-01	-1
58	1	58	59	1	beam	-9.806E-01	1.798E+02	-6.893E-01	2.087E-01	-1
57	1	57	58	1	beam	1.438E+00	1.734E+02	6.943E-03	6.896E-01	-1
56	1	56	57	1	beam	8.077E-01	1.713E+02	2.503E-01	-6.635E-03	-1
55	1	55	56	1	beam	-2.267E-01	1.652E+02	1.820E-01	-2.504E-01	-1
54	1	54	55	1	beam	-1.401E+00	1.650E+02	-5.107E-01	-1.822E-01	-1
53	1	53	54	1	beam	1.253E+00	1.613E+02	7.896E-02	5.107E-01	-1

52	1	52	53	1	beam	7.730E-01	1.590E+02	3.394E-01	-7.913E-02	-1
51	1	51	52	1	beam	-2.980E+00	1.555E+02	-6.640E-01	-3.394E-01	-1
50	1	50	51	1	beam	2.447E+00	1.546E+02	3.982E-01	6.639E-01	-1
49	1	49	50	1	beam	-1.792E+00	1.547E+02	-2.256E-01	-3.977E-01	-1
48	1	48	49	1	beam	-8.151E-02	1.523E+02	-2.545E-01	2.262E-01	-1
47	1	47	48	1	beam	1.669E+00	1.494E+02	3.402E-01	2.547E-01	-1
46	1	46	47	1	beam	-1.838E+00	1.469E+02	-3.149E-01	-3.401E-01	-1
45	1	45	46	1	beam	5.038E-01	1.447E+02	-1.359E-01	3.155E-01	-1
44	1	44	45	1	beam	7.266E-01	1.456E+02	1.232E-01	1.357E-01	-1
43	1	43	44	1	beam	-8.283E-01	1.461E+02	-1.647E-01	-1.234E-01	-1
42	1	42	43	1	beam	-7.444E-03	1.437E+02	-1.670E-01	1.645E-01	-1
41	1	41	42	1	beam	4.190E-02	1.420E+02	-1.481E-01	1.663E-01	-1
40	1	40	41	1	beam	1.215E+00	1.385E+02	2.612E-01	1.478E-01	-1
39	1	39	40	1	beam	-1.893E+00	1.409E+02	-3.757E-01	-2.619E-01	-1
38	1	38	39	1	beam	8.298E-01	1.367E+02	1.473E-02	3.757E-01	-1
37	1	37	38	1	beam	-4.858E-02	1.330E+02	-9.761E-03	-1.426E-02	-1
36	1	36	37	1	beam	-1.116E+00	1.301E+02	-3.469E-01	1.020E-02	-1
35	1	35	36	1	beam	1.227E+00	1.348E+02	2.352E-02	3.467E-01	-1
34	1	34	35	1	beam	1.401E-01	1.295E+02	9.153E-02	-2.364E-02	-1
33	1	33	34	1	beam	-1.031E+00	1.280E+02	-4.135E-01	-9.159E-02	-1
32	1	32	33	1	beam	9.861E-01	1.280E+02	6.961E-02	4.136E-01	-1
31	1	31	32	1	beam	-2.358E-01	1.301E+02	-4.441E-02	-6.981E-02	-1
30	1	30	31	1	beam	-1.095E+00	1.354E+02	-3.736E-01	4.336E-02	-1
29	1	29	30	1	beam	1.227E+00	1.295E+02	-3.628E-03	3.739E-01	-1
28	1	28	29	1	beam	2.902E-02	1.330E+02	1.146E-02	2.891E-03	-1
27	1	27	28	1	beam	-7.966E-01	1.369E+02	-3.631E-01	-1.165E-02	-1
26	1	26	27	1	beam	1.911E+00	1.409E+02	2.805E-01	3.631E-01	-1
25	1	25	26	1	beam	-1.271E+00	1.386E+02	-1.473E-01	-2.807E-01	-1
24	1	24	25	1	beam	-4.464E-02	1.422E+02	-1.667E-01	1.473E-01	-1
23	1	23	24	1	beam	-1.482E-03	1.437E+02	-1.674E-01	1.669E-01	-1
22	1	22	23	1	beam	8.643E-01	1.462E+02	1.335E-01	1.672E-01	-1
21	1	21	22	1	beam	-7.135E-01	1.457E+02	-1.210E-01	-1.332E-01	-1
20	1	20	21	1	beam	-5.817E-01	1.446E+02	-3.285E-01	1.211E-01	-1
19	1	19	20	1	beam	1.811E+00	1.469E+02	3.172E-01	3.284E-01	-1
18	1	18	19	1	beam	-1.520E+00	1.493E+02	-2.245E-01	-3.172E-01	-1
17	1	17	18	1	beam	-6.383E-03	1.521E+02	-2.268E-01	2.245E-01	-1
16	1	16	17	1	beam	1.853E+00	1.549E+02	4.180E-01	2.267E-01	-1
15	1	15	16	1	beam	-2.469E+00	1.546E+02	-6.533E-01	-4.183E-01	-1
14	1	14	15	1	beam	2.855E+00	1.554E+02	3.085E-01	6.531E-01	-1
13	1	13	14	1	beam	-7.045E-01	1.590E+02	7.136E-02	-3.086E-01	-1
12	1	12	13	1	beam	-1.252E+00	1.612E+02	-5.176E-01	-7.137E-02	-1
11	1	11	12	1	beam	1.392E+00	1.648E+02	1.707E-01	5.177E-01	-1
10	1	10	11	1	beam	3.584E-01	1.650E+02	2.790E-01	-1.708E-01	-1
9	1	9	10	1	beam	-8.572E-01	1.711E+02	2.065E-02	-2.792E-01	-1
8	1	8	9	1	beam	-1.502E+00	1.731E+02	-7.066E-01	-2.090E-02	-1
7	1	7	8	1	beam	1.001E+00	1.794E+02	-2.160E-01	7.067E-01	-1
6	1	6	7	1	beam	-1.425E-01	1.872E+02	-2.858E-01	2.160E-01	-1
5	1	5	6	1	beam	-1.639E-01	1.983E+02	-3.651E-01	2.857E-01	-1
4	1	4	5	1	beam	-1.553E-02	2.143E+02	-3.695E-01	3.648E-01	-2
3	1	3	4	1	beam	-8.204E-01	2.057E+02	-6.167E-01	3.692E-01	-1
2	1	2	3	1	beam	1.248E-01	2.483E+02	-5.548E-01	6.165E-01	-2
1	1	1	2	1	beam	5.665E+00	3.065E+02	2.110E+00	5.547E-01	-3

\* FLAC log-file closed

29-Mar-1

**VERIFICA A STATO LIMITE ULTIMO PER TENSIONI NORMALI**

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE A2-FASE8 VERIFICA LIMITE INCASTRO ARCO ROVESCIO**

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d)	$\xi =$	0,337	
Altezza totale della sezione	h =	70,00 [cm]	
Copriferro armatura tesa	c =	5,00 [cm]	
Altezza utile (h-c)	d =	65,00 [cm]	
Profondità dell'asse neutro	x =	21,93 [cm]	
Rapporto tra copriferro armatura tesa ed altezza utile (c/d)	$\delta =$	0,077	

RISOLVI

Deformazione massima nel calcestruzzo	$\epsilon_{cls} =$	-0,00350	in y =	70,00 [cm]
Deformazione massima nell'acciaio teso	$\epsilon_{acc} =$	0,00687	in y =	5,00 [cm]
Parametro di deformazione $\lambda$ ( $\epsilon = \lambda + \mu y$ )	$\lambda =$	0,00767		
Parametro di deformazione $\mu$ ( $\epsilon = \lambda + \mu y$ )	$\mu =$	-0,00016 [1/cm]		
Sforzo normale interno (rispetto alla base - y=0)	Nrd(y=0) =	-736,00 [kN]		
Momento interno (rispetto alla base - y=0)	Mrd(y=0) =	1392,17 [kNm]		

Ordinata rispetto a cui vengono calcolate le sollecitazioni	y soll =	35,00 [cm]
Sforzo normale interno (rispetto a y=y soll)	Nrd(y=y soll) =	-736,00 [kN]
Momento interno (rispetto a y=y soll)	Mrd(y=y soll) =	1134,57 [kNm]
Sforzo normale agente di calcolo (rispetto a y=y soll)	Nsd(y=y soll) =	-736,00 [kN]
Momento agente di calcolo (rispetto a y=y soll)	Msd(y=y soll) =	71,50 [kNm]
Differenza tra sforzo normale agente ed interno (rispetto a y=y soll)	Nsd(y=y soll)-Nrd(y=y soll) =	0,00 [kN]
Coefficiente di sicurezza di stato limite ultimo	Mrd(y=y soll)/Msd(y=y soll) =	15,87

CALCESTRUZZO		Trave											
Elementi	Rck	fcd	b inf	h	b sup	y inf	y sup	$\epsilon$ inf	$\epsilon$ sup	$\sigma$ inf	$\sigma$ sup	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]			[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]
1	30,00	16,60	100,00	70,00	100,00	0,00	70,00	0,00767	-0,00350	0,00	-14,11	-2504,68	1524,82
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	70,00	70,00	-0,00350	-0,00350	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	70,00	70,00	-0,00350	-0,00350	0,00	0,00	0,00	0,00
totali				70,00		0,00	70,00					-2504,68	1524,82

ACCIAIO		Armatura lenta									
Armature	Es	fyd	area	livello	$\epsilon$ acc	$\sigma$ acc	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)			
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm]		[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]			
1	210000	391,30	22,60	5,00	0,00687	391,30	884,34	-44,22			
2	210000	391,30	22,60	10,00	0,00608	391,30	884,34	-88,43			
3	0	0,00	0,00	0,00	0,00767	0,00	0,00	0,00			
totali				5,00			1768,68	-132,65			

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE A2-FASE8 VERIFICA MOMENTO MOMENTO POSITIVO ARCO ROVESCIO**

fcd	141,10 daN/cm <sup>2</sup>
b	100,00 cm
a	70,00 cm
Ned	53,00 kN
Med	12,06 kNm
e =	22,75 cm
x =	24,49 cm
Nrd	3455,62 kN
ver	OK
fctd	11,97 daN/cm <sup>2</sup>
fct1d	10,17 daN/cm <sup>2</sup>
sigmac	2,16 daN/cm <sup>2</sup>
sigmaclim	62,64 daN/cm <sup>2</sup>
delta	-60,47 daN/cm <sup>2</sup>
fcdv_1	11,20 daN/cm <sup>2</sup>
fcdv_2	#NUM! daN/cm <sup>2</sup>
fcdv	11,20 daN/cm <sup>2</sup>
Ved	0,92 kN
Vrd	182,93 kN
ver	OK

**4.1.11. CALCESTRUZZO A BASSA PERCENTUALE DI ARMATURA O NON ARMATO**

Il calcestruzzo a bassa percentuale di armatura è quello per il quale la percentuale di armatura messa in opera è minore di quella minima necessaria per il calcestruzzo armato o la quantità media in peso di acciaio per metro cubo di calcestruzzo è inferiore a 0,3 kN.

Sia il calcestruzzo a bassa percentuale di armatura, sia quello non armato possono essere impiegati solo per elementi secondari o per strutture massicce o estese.

**4.1.11.1 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA - NORME DI CALCOLO**

Per le verifiche di resistenza delle sezioni sotto sforzi normali si adottano le competenti ipotesi tratte dal § 4.1.2.3.4.1. Per una sezione rettangolare di lati a e b soggetta ad una forza normale N<sub>Ed</sub> con una eccentricità e nella direzione del lato a la verifica di resistenza allo SLU, con il modello (c) di § 4.1.2.1.2.1, si pone con

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} = f_{cd} b x \quad [4.1.50]$$

con  $x = a - 2e$ .

La verifica di resistenza della stessa sezione rettangolare di lati a e b soggetta anche ad un sforzo di taglio V<sub>Ed</sub> nella direzione del lato a si pone con

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} = f_{cvd} b x / 1,5$$

con  
 $f_{cvd} = \sqrt{(f_{ctd} + \sigma_{fctd})}$  per  $\sigma_c \leq \sigma_{dim}$   
 $f_{cvd} = \sqrt{(f_{ctd} + \sigma_{fctd} - \delta^2/4)}$  per  $\sigma_c > \sigma_{dim}$   
 dove  
 $\sigma_c = N_{Ed} / (b x)$   
 $\delta = \sigma_c - \sigma_{dim}$   
 $\sigma_{dim} = f_{cd} - 2 \sqrt{(f_{ctd} + f_{ctd})}$   
 dove

$$f_{ctd} = 0,85 f_{ctd}$$

è la resistenza a trazione di progetto per calcestruzzo non armato o debolmente armato.

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE A2-FASE8 VERIFICA LIMITE INCASTRO ARCO ROVESCIO**

**VERIFICA A TAGLIO A SLU PER SEZIONE RETTANGOLARE**

	Verifica
<b>Caratteristiche dei materiali</b>	
Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	Rck= 30 MPa
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	gammac= 1,500
Coefficiente di trasformazione resistenza cubica -> cilindrica	alfa1= 0,833
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	fck= 25 MPa
Coefficiente carichi lunga durata	alfacc= 0,850
Resistenza di calcolo cilindrica calcestruzzo	fcd= 14,167 MPa
Tensione caratteristica di snervamento acciaio	fyk= 450 MPa
Coefficiente di sicurezza acciaio	gammass= 1,150
Tensione di calcolo di snervamento acciaio	fyd= 391,3 MPa
<b>Caratteristiche della sezione</b>	
Larghezza della membratura resistente a taglio	bw= 1000 mm
Altezza della sezione	h= 700 mm
Altezza utile sezione: d = h - c	d= 650 mm
Area armature longitudinali tese	Asl= 1005,31 mm <sup>2</sup>
Numero bracci	n= 2,5
Diametro dell'armatura trasversale posta all'interasse s	fi= 24 mm
Interasse armatura trasversale	s= 200 mm
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	alfa= 90,000 °
Area di armatura trasversale posta all'interasse s	Asw= 1131 mm <sup>2</sup>
Area di armatura trasversale a metro lineare	asw= 5,655 mm <sup>2</sup> /mm
<b>Sollecitazioni</b>	
Sforzo normale di compressione di calcolo (compressione = positivo)	Ned= 736,00 kN
Taglio di calcolo agente sulla sezione allo s.l.u.	Vsdu= 54,43 kN
Tensione media di compressione nella sezione: scp= min(Nsd/(bwd)) ; 0,2 * fcd	scp= 1,051 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale baricentrica	tau_b= 0,117 N/mm <sup>2</sup>
Tensione principale massima baricentrica	sigma1= 0,013 N/mm <sup>2</sup>
Inclinazione minima dei "puntoni" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave	cot(teta1)= 9,124
Coefficiente alfa	alfac= 1,074
Cotangente alfa	cot(alfa)= 0,00
Limite inferiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta1) = max(1,00; cot(teta1)))	cot(teta1)= 9,12
Limite superiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta2), normalmente 2,50)	cot(teta2)= 2,50
Resistenza di calcolo a taglio-compressione massima possibile (cot(teta)=cot(teta1))	Vrcd,max= 482 kN
Resistenza di calcolo a taglio-compressione minima (cot(teta)=cot(teta2))	Vrcd,min= 1535 kN
<b>Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio</b>	
Rapporto geometrico armatura longitudinale: ro(l)= min( Asl / (bw * d) ; 0,02 )	ro(l)= 0,00155
Coefficiente k= min( 1+(200/d)^0,5 ; 2 )	k= 1,555
Coefficiente vmin= 0,035 * (k^1,5) * (fck^0,5)	vmin= 0,339 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente di calcolo ( 0,18 * k * (100 * ro(l) * fck ) / gammac + 0,15 * scp)	tau_1,calc= 0,451 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente minima (vmin + 0,15 * scp)	tau_2,min= 0,497 N/mm <sup>2</sup>
<b>Sforzo di taglio resistente</b>	Vrd= 323,02 kN
Tensione tangenziale corrispondente allo Sforzo di taglio resistente	tau(Vrd)= 0,55 N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (>= 1; solo calcestruzzo)	Vrd/Vsd= 5,935
<b>Verifica elementi con armature trasversali resistenti a taglio</b>	
Cotangente teta ottimale (cot(teta1) < cot(teta) < cot(teta2))	cot(teta)= 9,12
Inclinazione puntoni calcestruzzo ottimale (cot(teta1) < cot(teta) < cot(teta2))	teta= 6,255 °
Resistenza di calcolo a taglio-compressione ( Vrcd = 0,90 * d * bw * alfac * fcd * (cot(alfa)+cot(teta)) / (1+cot(teta)^2) )	Vrcd= 482 kN
Resistenza di calcolo a taglio-trazione ( Vrsd = 0,9 d Asw s * fyd * (cot(alfa) + cot(teta)) * sen(alfa) )	Vrsd= 11811 kN
<b>Resistenza di calcolo Vrd = min ( Vrcd ; Vrsd )</b>	Vrd = 482 kN
Tensione tangenziale corrispondente alla Resistenza di calcolo Vrd	tau(Vrd)= 0,82 N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (>= 1; solo calcestruzzo)	Vrd/Vsd= 8,857

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE A2-FASE8 VERIFICA MOMENTO MASSIMO NEGATIVO IN CALOTTA**

fcd	141,10 daN/cm <sup>2</sup>
b	100,00 cm
a	60,00 cm
Ned	200,00 kN
Med	0,50 kNm
e=	0,25 cm
x=	59,50 cm
Nrd	8395,45 kN
ver	Ok
fctd	11,97 daN/cm <sup>2</sup>
fct1d	10,17 daN/cm <sup>2</sup>
sigmac	3,36 daN/cm <sup>2</sup>
sigmaclim	62,64 daN/cm <sup>2</sup>
delta	-59,28 daN/cm <sup>2</sup>
fcdv_1	11,74 daN/cm <sup>2</sup>
fcdv_2	#NUM! daN/cm <sup>2</sup>
fcdv	11,74 daN/cm <sup>2</sup>
Ved	3,17 kN
Vrd	465,50 kN
ver	Ok

**4.1.11. CALCESTRUZZO A BASSA PERCENTUALE DI ARMATURA O NON ARMATO**

Il calcestruzzo a bassa percentuale di armatura è quello per il quale la percentuale di armatura messa in opera è minore di quella minima necessaria per il calcestruzzo armato o la quantità media in peso di acciaio per metro cubo di calcestruzzo è inferiore a 0,3 kN.

Sia il calcestruzzo a bassa percentuale di armatura, sia quello non armato possono essere impiegati solo per elementi secondari o per strutture massicce o estese.

**4.1.11.1 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA – NORME DI CALCOLO**

Per le verifiche di resistenza delle sezioni sotto sforzi normali si adottano le competenti ipotesi tratte dal § 4.1.2.3.4.1. Per una sezione rettangolare di lati a e b soggetta ad una forza normale Ned con una eccentricità e nella direzione del lato a la verifica di resistenza allo SLU, con il modello (c) di § 4.1.2.1.2.1, si pone con

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} = f_{ctd} b x \quad [4.1.50]$$

$$\text{con } x = a - 2e.$$

La verifica di resistenza della stessa sezione rettangolare di lati a e b soggetta anche ad un sforzo di taglio Ved nella direzione del lato a si pone con

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} = f_{ctd} b x / 1,5$$

con

$$f_{ctd} = \sqrt{(f_{ct1d} + \sigma_c f_{ct1d})} \quad \text{per } \sigma_c \leq \sigma_{dim}$$

$$f_{ctd} = \sqrt{(f_{ct1d} + \sigma_c f_{ct1d} - \delta^2 / 4)} \quad \text{per } \sigma_c > \sigma_{dim}$$

dove

$$\sigma_c = N_{Ed} / (b x)$$

$$\delta = \sigma_c - \sigma_{dim}$$

$$\sigma_{dim} = f_{ctd} - 2 \sqrt{(f_{ct1d} + f_{ct1d})}$$

dove

$$f_{ct1d} = 0,85 f_{ctd}$$

è la resistenza a trazione di progetto per calcestruzzo non armato o debolmente armato.

**VERIFICA A STATO LIMITE ULTIMO PER TENSIONI NORMALI  
GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE A2-FASE8 VERIFICA INCASTRO CALOTTA**

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d)	$\xi =$	0,120	
Altezza totale della sezione	$h =$	120,00 [cm]	
Copriferro armatura tesa	$c =$	5,00 [cm]	
Altezza utile (h-c)	$d =$	115,00 [cm]	
Profondità dell'asse neutro	$x =$	13,74 [cm]	
Rapporto tra copriferro armatura tesa ed altezza utile (c/d)	$\delta =$	0,043	

RISOLVI

Deformazione massima nel calcestruzzo	$\epsilon_{cls} =$	-0,00136	in y = 120,00 [cm]
Deformazione massima nell'acciaio teso	$\epsilon_{acc} =$	0,01000	in y = 5,00 [cm]
Parametro di deformazione $\lambda$ ( $\epsilon = \lambda + \mu y$ )	$\lambda =$	0,01049	
Parametro di deformazione $\mu$ ( $\epsilon = \lambda + \mu y$ )	$\mu =$	-0,00010 [1/cm]	
Sforzo normale interno (rispetto alla base - y=0)	$Nrd(y=0) =$	-404,00 [kN]	
Momento interno (rispetto alla base - y=0)	$Mrd(y=0) =$	1141,23 [kNm]	

Ordinata rispetto a cui vengono calcolate le sollecitazioni	$y_{soll} =$	60,00 [cm]
Sforzo normale interno (rispetto a y=y <sub>soll</sub> )	$Nrd(y=y_{soll}) =$	-404,00 [kN]
Momento interno (rispetto a y=y <sub>soll</sub> )	$Mrd(y=y_{soll}) =$	898,83 [kNm]
Sforzo normale agente di calcolo (rispetto a y=y <sub>soll</sub> )	$Nsd(y=y_{soll}) =$	-404,00 [kN]
Momento agente di calcolo (rispetto a y=y <sub>soll</sub> )	$Msd(y=y_{soll}) =$	0,70 [kNm]
Differenza tra sforzo normale agente ed interno (rispetto a y=y <sub>soll</sub> )	$Nsd(y=y_{soll}) - Nrd(y=y_{soll}) =$	0,00 [kN]
<b>Coefficiente di sicurezza di stato limite ultimo</b>	<b><math>Mrd(y=y_{soll}) / Msd(y=y_{soll}) =</math></b>	<b>1284,04</b>

CALCESTRUZZO		Trave											
Elementi	Rck [N/mm <sup>2</sup> ]	fcd [N/mm <sup>2</sup> ]	b inf [cm]	h [cm]	b sup [cm]	y inf [cm]	y sup [cm]	$\epsilon$ inf	$\epsilon$ sup	$\sigma$ inf [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma$ sup [N/mm <sup>2</sup> ]	Nrd(y=0) [kN]	Mrd(y=0) [kNm]
1	30,00	16,60	100,00	120,00	100,00	0,00	120,00	0,01049	-0,00136	0,00	-12,65	-1018,34	1171,95
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	120,00	120,00	-0,00136	-0,00136	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	120,00	120,00	-0,00136	-0,00136	0,00	0,00	0,00	0,00
totali				120,00		0,00	120,00					-1018,34	1171,95

ACCIAIO		Armatura lenta									
Armature	Es [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>yd</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	area [cm <sup>2</sup> ]	livello [cm]	$\epsilon$ acc	$\sigma$ acc [N/mm <sup>2</sup> ]	Nrd(y=0) [kN]	Mrd(y=0) [kNm]			
1	210000	391,30	15,70	5,00	0,01000	391,30	614,34	-30,72			
2	0	0,00	0,00	0,00	0,01049	0,00	0,00	0,00			
3	0	0,00	0,00	0,00	0,01049	0,00	0,00	0,00			
totali				5,00			614,34	-30,72			

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE A2-FASE8 VERIFICA MOMENTO MOMENTO POSITIVO IN CALOTTA**

fcd	141,10 daN/cm2
b	100,00 cm
a	60,00 cm
Ned	166,00 kN
Med	0,53 kNm
e=	0,32 cm
x=	59,36 cm
Nrd	8375,90 kN
ver	Ok
fctd	11,97 daN/cm2
fct1d	10,17 daN/cm2
sigmac	2,80 daN/cm2
sigmaclim	62,64 daN/cm2
delta	-59,84 daN/cm2
fcdv_1	11,49 daN/cm2
fcdv_2	#NUM! daN/cm2
fcdv	11,49 daN/cm2
Ved	1,33 kN
Vrd	454,62 kN
ver	Ok

**4.1.11. CALCESTRUZZO A BASSA PERCENTUALE DI ARMATURA O NON ARMATO**

Il calcestruzzo a bassa percentuale di armatura è quello per il quale la percentuale di armatura messa in opera è minore di quella minima necessaria per il calcestruzzo armato o la quantità media in peso di acciaio per metro cubo di calcestruzzo è inferiore a 0,3 kN.

Sia il calcestruzzo a bassa percentuale di armatura, sia quello non armato possono essere impiegati solo per elementi secondari o per strutture massicce o estese.

**4.1.11.1 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA - NORME DI CALCOLO**

Per le verifiche di resistenza delle sezioni sotto sforzi normali si adottano le competenti ipotesi tratte dal § 4.1.2.3.4.1. Per una sezione rettangolare di lati a e b soggetta ad una forza normale N<sub>Ed</sub> con una eccentricità e nella direzione del lato a la verifica di resistenza allo SLU, con il modello (c) di § 4.1.2.1.2.1, si pone con

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} = f_{ctd} b x \quad [4.1.50]$$

con  $x = a - 2e$ .

La verifica di resistenza della stessa sezione rettangolare di lati a e b soggetta anche ad un sforzo di taglio V<sub>Ed</sub> nella direzione del lato a si pone con

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} = f_{ctd} b x / 1,5$$

con

$$f_{ctd} = \sqrt{(f_{ctd} + \sigma_{ctd})} \quad \text{per } \sigma_{ctd} \leq \sigma_{ctd,lim}$$

$$f_{ctd} = \sqrt{(f_{ctd} + \sigma_{ctd} - \delta^2/4)} \quad \text{per } \sigma_{ctd} > \sigma_{ctd,lim}$$

dove

$$\sigma_{ct} = N_{Ed} / (b x)$$

$$\delta = \sigma_{ct} - \sigma_{ctd,lim}$$

$$\sigma_{ctd,lim} = f_{ctd} - 2 \sqrt{(f_{ctd} + f_{ctd})}$$

dove

$$f_{ctd} = 0,85 f_{ctd}$$

è la resistenza a trazione di progetto per calcestruzzo non armato o debolmente armato.

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE A2-FASE8 VERIFICA INCASTRO CALOTTA**

**VERIFICA A TAGLIO A SLU PER SEZIONE RETTANGOLARE**

**Verifica**

**Caratteristiche dei materiali**

Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	Rck=	30 MPa
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	gammac=	1,500
Coefficiente di trasformazione resistenza cubica -> cilindrica	alfa1=	0,833
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	fck=	25 MPa
Coefficiente carichi lunga durata	alfacc=	0,850
Resistenza di calcolo cilindrica calcestruzzo	fcdd=	14,167 MPa
Tensione caratteristica di snervamento acciaio	fyk=	450 MPa
Coefficiente di sicurezza acciaio	gammasy=	1,150
Tensione di calcolo di snervamento acciaio	fyd=	391,3 MPa

**Caratteristiche della sezione**

Larghezza della membratura resistente a taglio	bw=	1000 mm
Altezza della sezione	h=	1200 mm
Altezza utile sezione: d = h - c	d=	1150 mm
Area armature longitudinali tese	Asl=	1005,31 mm <sup>2</sup>
Numero bracci	n=	5,0
Diametro dell'armatura trasversale posta all'interasse s	fi=	20 mm
Interasse armatura trasversale	s=	200 mm
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	alfa=	90,000 °
Area di armatura trasversale posta all'interasse s	Asw=	1571 mm <sup>2</sup>
Area di armatura trasversale a metro lineare	asw=	7,854 mm <sup>2</sup> /mm

**Sollecitazioni**

Sforzo normale di compressione di calcolo (compressione = positivo)	Ned=	404,00 kN
Taglio di calcolo agente sulla sezione allo s.l.u.	Vsdu=	7,33 kN
Tensione media di compressione nella sezione: scp= min(Nsd/(bw*h); 0,2 * fcd)	scp=	0,337 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale baricentrica	tau_b=	0,009 N/mm <sup>2</sup>
Tensione principale massima baricentrica	sigma1=	0,000 N/mm <sup>2</sup>
Inclinazione minima dei "puntoni" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave	cot(teta1)=	36,771
Coefficiente alfac	alfac=	1,024
Cotangente alfa	cot(alfa)=	0,00
Limite inferiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta1) = max(1,00; cot(teta1)))	cot(teta1)=	36,77
Limite superiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta2), normalmente 2,50)	cot(teta2)=	2,50
Resistenza di calcolo a taglio-compressione massima possibile (cot(teta)=cot(teta1))	Vrdd,max=	204 kN
Resistenza di calcolo a taglio-compressione minima (cot(teta)=cot(teta2))	Vrdd,min=	2588 kN

**Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio**

Rapporto geometrico armatura longitudinale: ro(l)= min( Asl / (bw * d) ; 0,02 )	ro(l)=	0,00087
Coefficiente k=min( 1+(200/d)^0,5 ; 2 )	k=	1,417
Coefficiente vmin=0,035 * (k^1,5) * (fck^0,5)	vmin=	0,295 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente di calcolo ( 0,18 * k * (100 * ro(l) * fck ) / gammac + 0,15 * scp)	tau_1,calc=	0,271 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente minima (vmin + 0,15 * scp)	tau_2,min=	0,346 N/mm <sup>2</sup>
<b>Sforzo di taglio resistente</b>	<b>Vrd=</b>	<b>397,55 kN</b>
<b>Tensione tangenziale corrispondente allo Sforzo di taglio resistente</b>	<b>tau(Vrd)=</b>	<b>0,38 N/mm<sup>2</sup></b>
<b>Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (&gt;= 1; solo calcestruzzo)</b>	<b>Vrd/Vsd=</b>	<b>54,236</b>

**Verifica elementi con armature trasversali resistenti a taglio**

Cotangente teta ottimale (cot(teta1)<cot(teta)<cot(teta2))	cot(teta)=	36,77
Inclinazione puntoni calcestruzzo ottimale (cot(teta1)<cot(teta)<cot(teta2))	teta=	1,558 °
Resistenza di calcolo a taglio-compressione ( Vrdd = 0,90 * d * bw * alfac * fcd * (cot(alfa)+cot(teta)) / (1+cot(teta)^2) )	Vrdd=	204 kN
Resistenza di calcolo a taglio-trazione ( Vrds = 0,9 d Asw / s * fyd * (cot(alfa) + cot(teta)) * sen(alfa) )	Vrds=	116964 kN
<b>Resistenza di calcolo Vrd = min ( Vrdd ; Vrds )</b>	<b>Vrd =</b>	<b>204 kN</b>
<b>Tensione tangenziale corrispondente alla Resistenza di calcolo Vrd</b>	<b>tau(Vrd)=</b>	<b>0,20 N/mm<sup>2</sup></b>
<b>Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (&gt;= 1; solo calcestruzzo)</b>	<b>Vrd/Vsd=</b>	<b>27,826</b>

## 9.7 FASE 9 A LUNGO TERMINE - METODO DELLE REAZIONI IPERSTATICHE - VERIFICHE TENSIONALI ARCO ROVESCIO E CALOTTA

### Modellazione strutturale.

Per il calcolo delle azioni interne è stato utilizzato il metodo delle reazioni iperstatiche, attraverso una modellazione numerica ad elementi finiti monodimensionali.

Il modello è stato impostato su una sezione di galleria di profondità unitaria (1m) e sulla schematizzazione in conci monodimensionali (elementi beam) dell'intero rivestimento.

Gli spessori delle varie aste, costituenti la struttura resistente, sono variabili in dipendenza dell'elemento strutturale (calotta, piedritto, arco rovescio) considerato.

La schematizzazione della struttura e dei vincoli è stata svolta utilizzando il software Robot Structural Analysis Professional prodotto e distribuito da Autodesk Ltd.

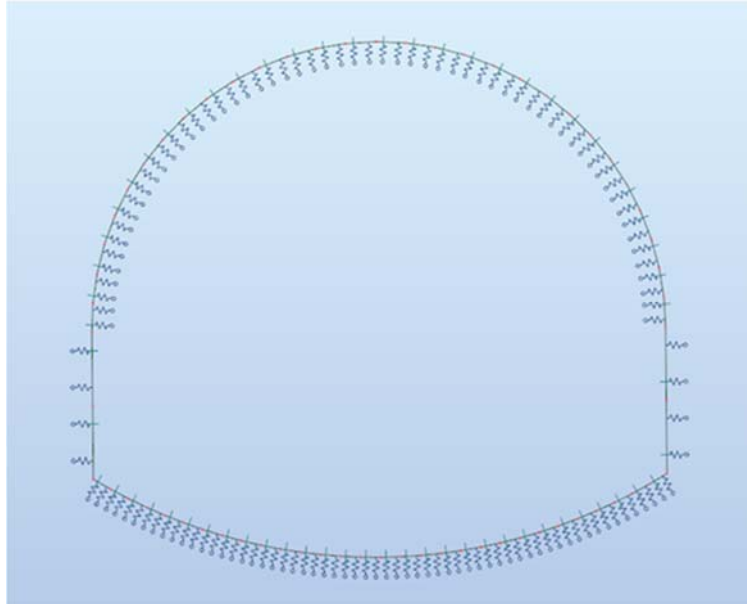
Autodesk® Robot™ Structural Analysis Professional è uno strumento di analisi strutturale avanzato che consente di effettuare analisi lineari e non lineari di modelli di edifici, ponti e altri tipi di strutture industriali. Consente di definire una vasta gamma di tipi di analisi avanzata, quali analisi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

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



- elementi monodimensionali tipo trave su suolo elastico per tutti gli elementi che compongono la sezione.

Per la modellazione dei materiali costituenti il telaio di calcolo si considera un comportamento elastico lineare durante tutte le fasi di calcolo delle sollecitazioni.



Per la modellazione dei vincoli esterni, allo scopo di simulare l'interazione terreno-struttura vengono posti, in corrispondenza dei nodi del modello, delle aste radiali (bielle) la cui rigidezza è determinata tenendo conto del modulo di reazione del terreno K.

Quest'ultimo è stato ottenuto, per le superfici curvilinee, tramite la formula di Galerkin:

$$K = E / [\text{Req} \cdot (1+\nu)] = 5343 \times 1000 / (6.85 \times (1+0.25)) = 624000 \text{ kN/m}$$

essendo:

E = modulo di deformabilità dell'ammasso = 5343 MPa;

$\nu$  = coefficiente di Poisson dell'ammasso = 0.25;

Req = raggio di curvatura equivalente della galleria = 6.85 m .

### Analisi dei carichi

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

**Peso permanente non strutturale:** Il carico verticale del sovrastante ammasso roccioso sono state calcolate le correlazioni di Bieniawski per formazioni rocciose attraverso la seguente formulazione valida per  $H > D$  (H = copertura e D = diametro equivalente della galleria) :

$$P_v = \gamma b (100 - \text{RMR})/100$$

Con:

$\gamma$  = peso di volume dell'ammasso = 27 kN/mc;

b = larghezza della galleria = 14.10 m;

RMR = Rock Mass Rating di Bieniawski = 40.

Le spinte orizzontali  $P_h$ , presenti a lungo termine e variabili con la profondità, sono state calcolate secondo la formula:

$$P_h = K_o \cdot P_v + K_o \cdot \gamma \cdot z$$

Con:

$\gamma$  = peso di volume del terreno;

$K_0$  = coefficiente di spinta a riposo =  $v / (1-v) = 0.333$ ;

$z$  = altezza di terreno dalla corona della calotta al punto più basso dell'arco rovescio.

Sezione	Peso specifico $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$P_v$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$P_{h1}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$P_{h2}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
GD-A2	27	228.42	76.06	188.44

Tabella 9.11 – Fase 9 – Peso permanente non strutturale

### Condizioni e combinazioni di carico

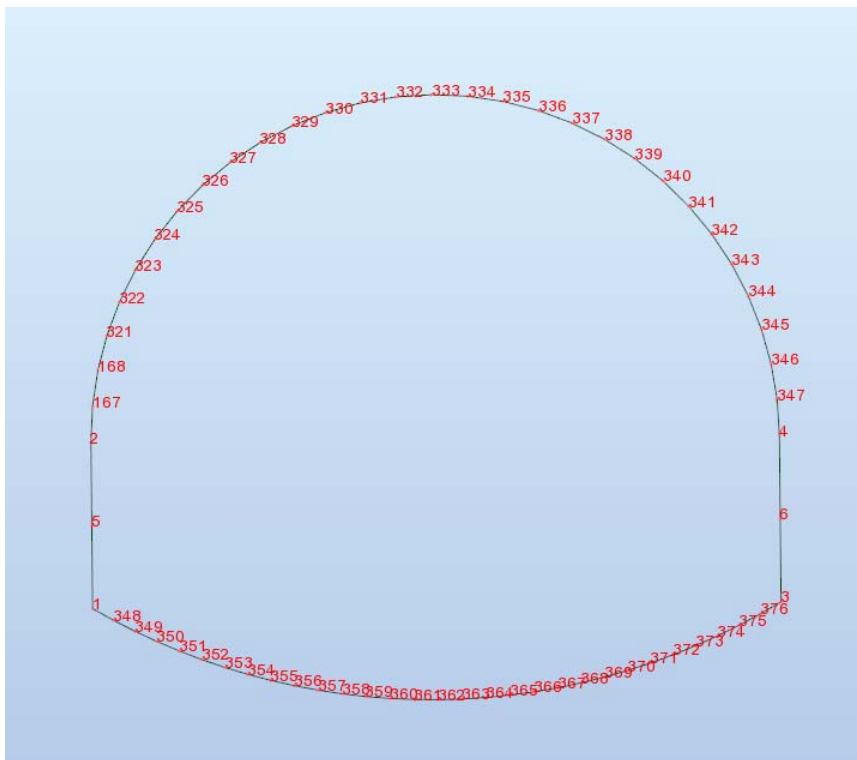
Condizioni di carico

DL1 DL1 Permanenti Nonlinear Static

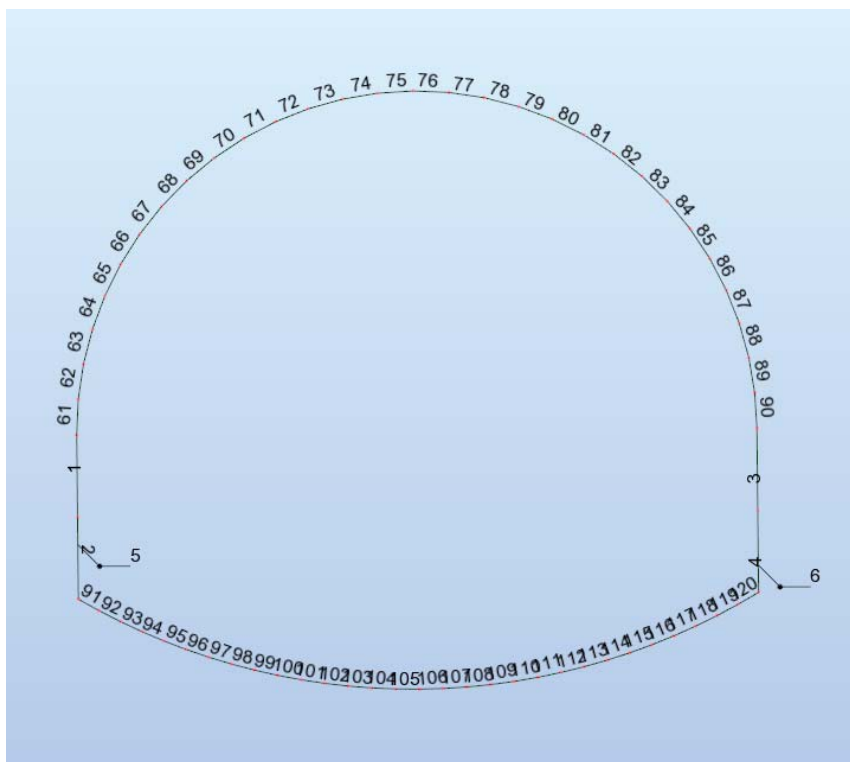
DL2 DL2 Perm.Non-str. Nonlinear Static

Combinazioni di carico

SLU Nonlin. Combination SLU Permanenti 1\*1.30+2\*1.50



Numerazione nodi



Numerazione elementi

### Verifiche strutturali allo SLU

Le verifiche flessionali sull'arco rovescio risultano:

Tipo	Elemento	Spessore (cm)	Armatura	N <sub>SDU</sub> (kN)	M <sub>SDU</sub> (kN m)	N <sub>RD</sub> (kN)	M <sub>RD</sub> (kNm)	FS
INCASTRO	91	70	1+1 $\Phi$ 24/20	3073	1185	3073	1294	1.09
MAX NEG	95	70	-	2956	320	6822	-	2.30
MAX POS	104	70		2985	26	9224	-	3.09

Tabella 9.12 – Fase 9 - Verifica a flessione dell'arco rovescio

Le verifiche a taglio sull'arco rovescio risultano:

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	V <sub>SDU</sub> (kN)	V <sub>RD</sub> (kN)	FS
INCASTRO	70	1 $\Phi$ 24/20/40	2024	2182	1.07
MAX NEG	70	-	227	868	3.82
MAX POS	70		69	1038	15.04

Tabella 9.13 – Fase 9 - Verifica a taglio dell'arco rovescio

Le verifiche flessionali sulla calotta risultano:

Tipo	Elemento	Spessore (cm)	Armatura	N <sub>SDU</sub> (kN)	M <sub>SDU</sub> (kN m)	N <sub>RD</sub> (kN)	M <sub>RD</sub> (kNm)	FS
INCASTRO	2	120	1 $\Phi$ 20/20	3665	1715	1715	2238	1.31
MAX NEG	64	60	-	2917	233	6211	-	2.12
MAX POS	78	60		2318	133	6846	-	2.95

Tabella 9.14 – Fase 9 - Verifica a flessione della calotta

Le verifiche a taglio sulla calotta risultano:

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	V <sub>SDU</sub> (kN)	V <sub>RD</sub> (kN)	FS
INCASTRO	120	1 $\Phi$ 20/20/20	1450	3466	2.39
MAX NEG	60	-	170	816	4.80
MAX POS	60	-	5	785	157

Tabella 9.15 – Fase 9 - Verifica a taglio della calotta

### **Verifiche a fessurazione allo SLE**

Le verifiche a fessurazione per l'arco rovescio risultano:

Tipo	Elemento	Spessore (cm)	Armatura	N <sub>k</sub> (kN)	M <sub>k</sub> (kN m)	$\sigma_c$ (MPa)	$\sigma_f$ (MPa)	W <sub>m</sub>
INCASTRO	60	70	1+1 $\Phi$ 24/20	2363	911	-14.92	169.82	0.112

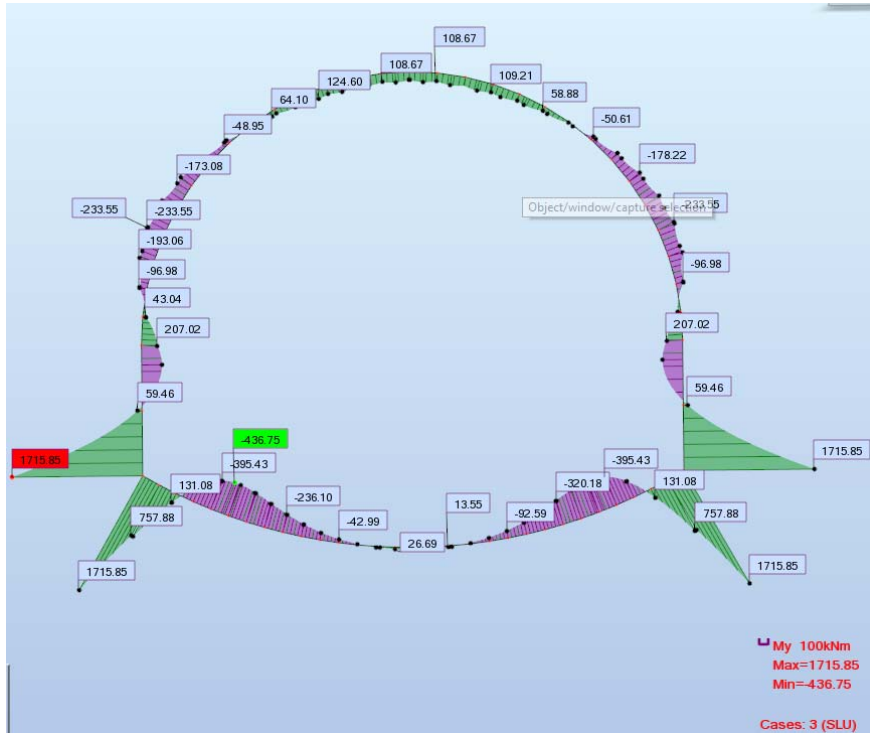
Tabella 9.16 – Fase 9 - Verifica a fessurazione dell'arco rovescio

Le verifiche a fessurazione per la calotta risultano:

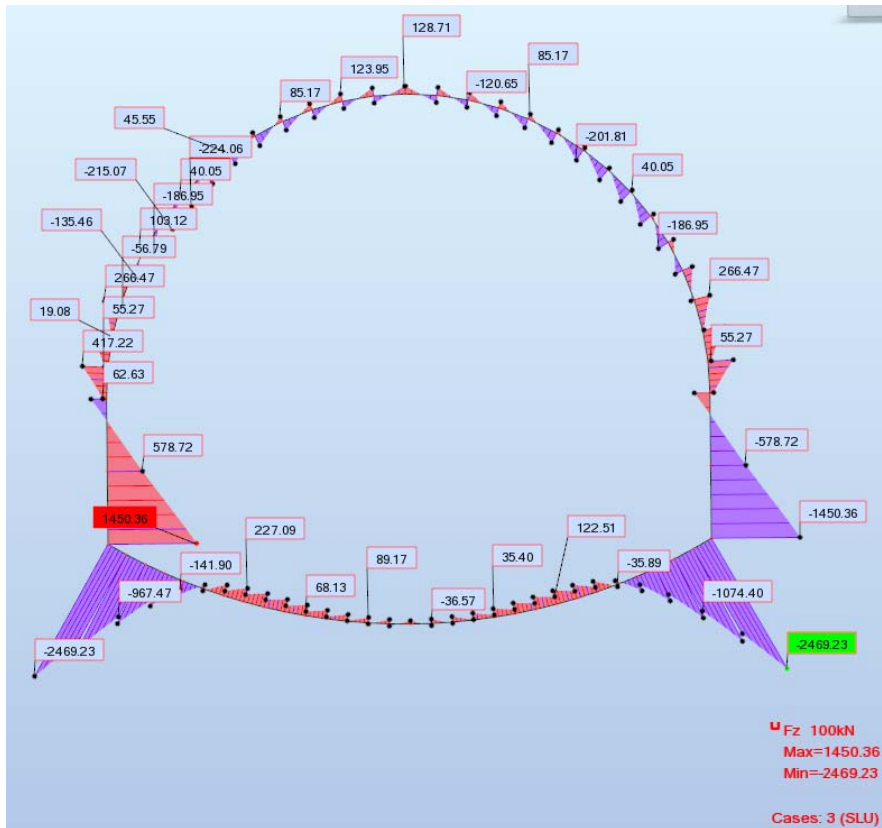
Tipo	Elemento	Spessore (cm)	Armatura	N <sub>k</sub> (kN)	M <sub>k</sub> (kN m)	$\sigma_c$ (MPa)	$\sigma_f$ (MPa)	W <sub>m</sub>
INCASTRO	2	120	1 $\Phi$ 20/20	2819	1319	-9.96	133.45	0.091

Tabella 9.17 – Fase 9 - Verifica a fessurazione della calotta

**Diagrammi di sollecitazione**



**Diagramma momento flettente**



**Diagramma taglio**

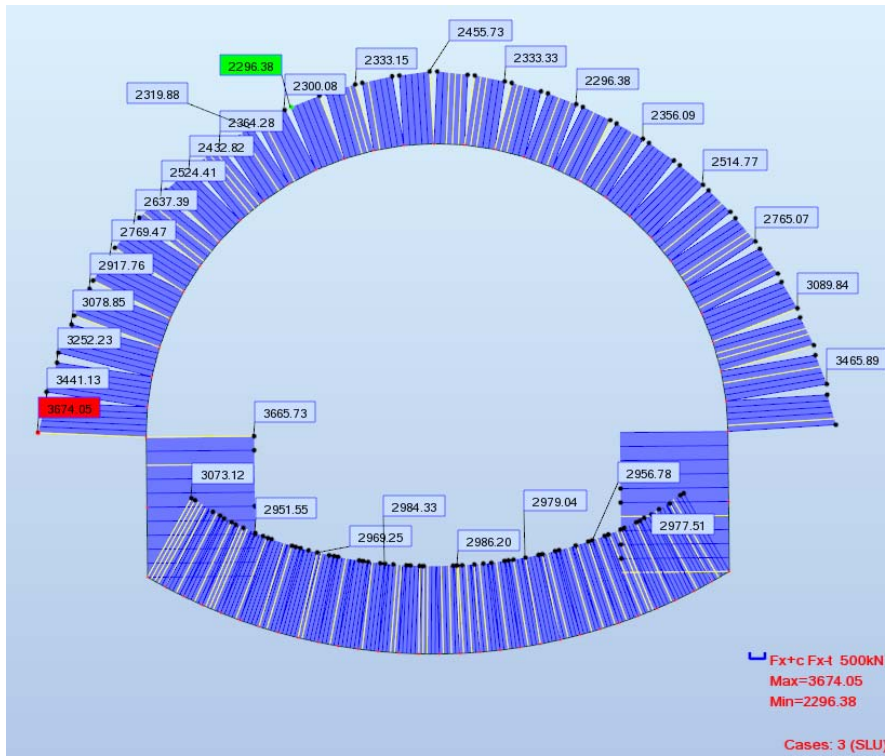


Diagramma sforzo normale

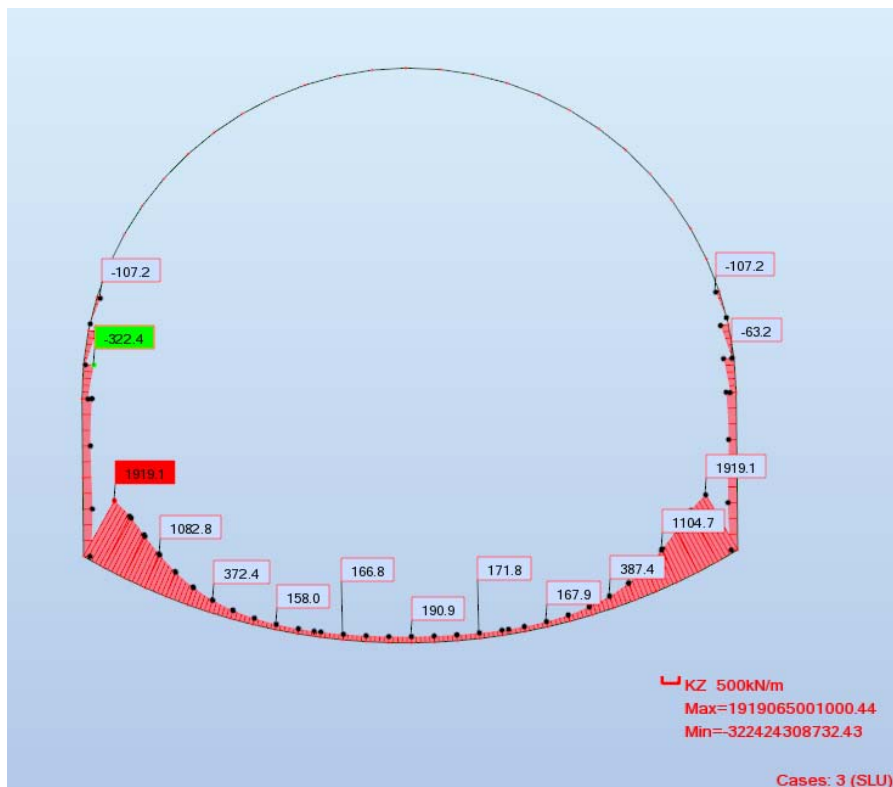
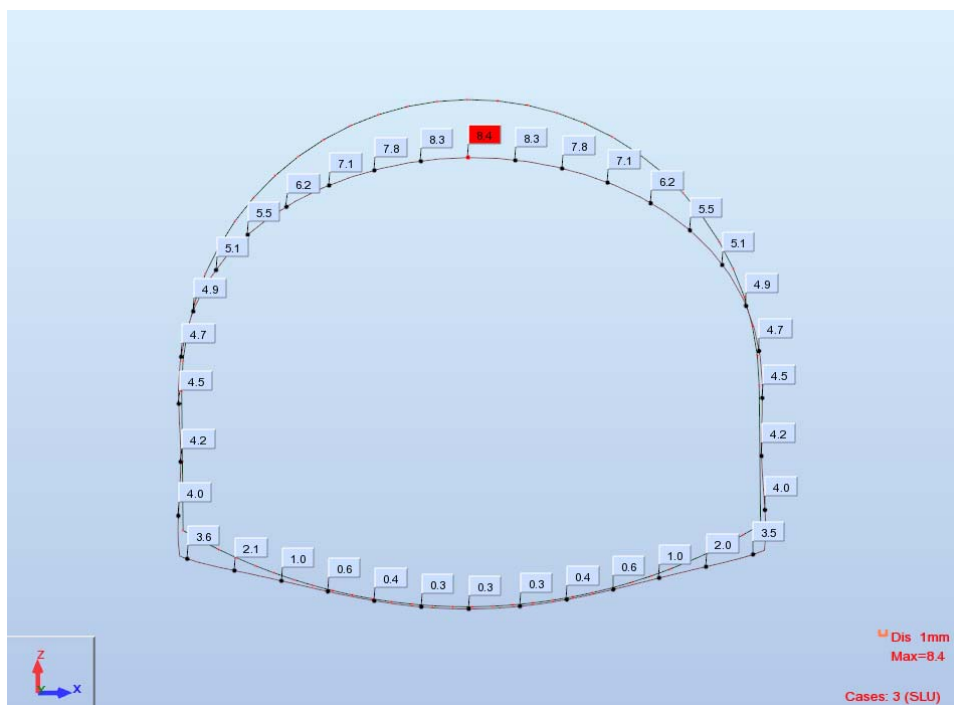


Diagramma reazioni molle



Deformata

**Tabulati di verifica**

Bar/Node/Case	FX (kN)	FZ (kN)	MY (kNm)
1/2/3	3665.73	-254.85	-207.02
1/2/3/3	3665.73	164.67	-240.86
1/5/3	3665.73	578.72	59.46
2/5/3	3665.73	578.72	59.46
2/2/3/3	3665.73	1020.95	707.86
2/1/3	3665.73	1450.36	1715.85
3/6/3	3665.73	-578.72	59.46
3/2/3/3	3665.73	-164.67	-240.86
3/4/3	3665.73	254.85	-207.02
4/3/3	3665.73	-1450.36	1715.85
4/2/3/3	3665.73	-1020.95	707.86
4/6/3	3665.73	-578.72	59.46
61/167/3	3441.13	417.22	43.04
61/2/3/3	3557.63	228.14	156.24
61/2/3	3674.05	62.63	207.02
62/168/3	3252.23	361.06	-96.98
62/2/3/3	3359.18	193.17	0.04
62/167/3	3465.89	55.27	43.04
63/321/3	3078.85	266.47	-193.06
63/2/3/3	3175.7	132.27	-123.21
63/168/3	3272.16	19.08	-96.98

64/322/3	2917.76	170.46	-233.55
64/2/3/3	3004.07	57.54	-193.24
64/321/3	3089.84	-56.79	-193.06
65/323/3	2769.47	103.12	-222.44
65/2/3/3	2844.88	-15.5	-206.93
65/322/3	2919.6	-135.46	-233.55
66/324/3	2637.39	60.91	-178.22
66/2/3/3	2701.64	-62.38	-178.44
66/323/3	2765.07	-186.95	-222.44
67/325/3	2524.41	40.05	-116.67
67/2/3/3	2577.34	-86.92	-124.91
67/324/3	2629.31	-215.07	-178.22
68/326/3	2432.82	36.35	-50.61
68/2/3/3	2474.33	-93.32	-60.64
68/325/3	2514.77	-224.06	-116.67
69/327/3	2364.28	45.55	10.15
69/2/3/3	2394.38	-85.83	3.06
69/326/3	2423.29	-218.17	-50.61
70/328/3	2319.88	63.32	58.88
70/2/3/3	2338.62	-68.83	57.93
70/327/3	2356.09	-201.81	10.15
71/329/3	2300.08	85.17	92.05
71/2/3/3	2307.61	-46.84	98.84
71/328/3	2313.79	-179.54	58.88
72/330/3	2304.73	106.8	109.21
72/2/3/3	2301.27	-24.19	123.81
72/329/3	2296.38	-155.72	92.05
73/331/3	2333.15	123.95	112.91
73/2/3/3	2318.95	-5.17	133.9
73/330/3	2303.27	-134.68	109.21
74/332/3	2384.08	132.48	108.67
74/2/3/3	2359.45	6.04	133.14
74/331/3	2333.33	-120.65	112.91
75/333/3	2455.73	128.71	104.66
75/2/3/3	2421.05	5.68	128.4
75/332/3	2384.87	-117.42	108.67
76/333/3	2455.73	128.71	104.66
76/2/3/3	2421.05	5.68	128.4
76/334/3	2384.87	-117.42	108.67
77/334/3	2384.08	132.48	108.67
77/2/3/3	2359.45	6.04	133.14
77/335/3	2333.33	-120.65	112.91
78/335/3	2333.15	123.95	112.91
78/2/3/3	2318.95	-5.17	133.9
78/336/3	2303.27	-134.68	109.21



79/336/3	2304.73	106.8	109.21
79/2/3/3	2301.27	-24.19	123.81
79/337/3	2296.38	-155.72	92.05
80/337/3	2300.08	85.17	92.05
80/2/3/3	2307.61	-46.84	98.84
80/338/3	2313.79	-179.54	58.88
81/338/3	2319.88	63.32	58.88
81/2/3/3	2338.62	-68.83	57.93
81/339/3	2356.09	-201.81	10.15
82/339/3	2364.28	45.55	10.15
82/2/3/3	2394.38	-85.83	3.06
82/340/3	2423.29	-218.17	-50.61
83/340/3	2432.82	36.35	-50.61
83/2/3/3	2474.33	-93.32	-60.64
83/341/3	2514.77	-224.06	-116.67
84/341/3	2524.41	40.05	-116.67
84/2/3/3	2577.34	-86.92	-124.91
84/342/3	2629.31	-215.07	-178.22
85/342/3	2637.39	60.91	-178.22
85/2/3/3	2701.64	-62.38	-178.44
85/343/3	2765.07	-186.95	-222.44
86/343/3	2769.47	103.12	-222.44
86/2/3/3	2844.88	-15.5	-206.93
86/344/3	2919.6	-135.46	-233.55
87/344/3	2917.76	170.46	-233.55
87/2/3/3	3004.07	57.54	-193.24
87/345/3	3089.84	-56.79	-193.06
88/345/3	3078.85	266.47	-193.06
88/2/3/3	3175.7	132.27	-123.21
88/346/3	3272.16	19.08	-96.98
89/346/3	3252.23	361.06	-96.98
89/2/3/3	3359.18	193.17	0.04
89/347/3	3465.89	55.27	43.04
90/347/3	3441.13	417.22	43.04
90/2/3/3	3557.63	228.14	156.24
90/4/3	3674.05	62.63	207.02
91/1/3	3073.12	-2469.23	1715.85
91/2/3/3	3073.12	-2024.62	1185.74
91/348/3	3073.12	-1604.95	757.88
92/348/3	3013.95	-1713.48	757.88
92/2/3/3	3013.95	-1320.93	400.41
92/349/3	3013.95	-967.47	131.08
93/349/3	2977.51	-1074.4	131.08
93/2/3/3	2977.51	-756.56	-84.23
93/350/3	2977.51	-480.43	-229.44

94/350/3	2958.49	-586.27	-229.44
94/2/3/3	2958.49	-345.25	-338.63
94/351/3	2958.49	-141.9	-395.43
95/351/3	2951.55	-247.33	-395.43
95/2/3/3	2951.55	-73.72	-432.69
95/352/3	2951.55	69.38	-432.64
96/352/3	2952.14	-35.89	-432.64
96/2/3/3	2952.14	84.67	-426.4
96/353/3	2952.14	182.61	-394.44
97/353/3	2956.78	77.21	-394.44
97/2/3/3	2956.78	159.84	-366.12
97/354/3	2956.78	227.09	-320.18
98/354/3	2963	121.51	-320.18
98/2/3/3	2963	179.65	-284.42
98/355/3	2963	228.32	-236.1
99/355/3	2969.25	122.51	-236.1
99/2/3/3	2969.25	166.83	-201.82
99/356/3	2969.25	206.08	-157.72
100/356/3	2974.71	100.12	-157.72
100/2/3/3	2974.71	138.29	-129.52
100/357/3	2974.71	174.36	-92.59
101/357/3	2979.04	68.13	-92.59
101/2/3/3	2979.04	105.08	-72.13
101/358/3	2979.04	141.73	-42.99
102/358/3	2982.2	35.4	-42.99
102/2/3/3	2982.2	73.84	-30.11
102/359/3	2982.2	112.85	-8.08
103/359/3	2984.33	6.46	-8.08
103/2/3/3	2984.33	47.41	-1.74
103/360/3	2984.33	89.17	14.37
104/360/3	2985.61	-17.32	14.37
104/2/3/3	2985.61	25.99	15.38
104/361/3	2985.61	69.94	26.69
105/361/3	2986.2	-36.57	26.69
105/2/3/3	2986.2	8.22	23.34
105/362/3	2986.2	53.26	30.6
106/363/3	2986.2	-36.57	26.69
106/2/3/3	2986.2	8.22	23.34
106/362/3	2986.2	53.26	30.6
107/364/3	2985.61	-17.32	14.37
107/2/3/3	2985.61	25.99	15.38
107/363/3	2985.61	69.94	26.69
108/365/3	2984.33	6.46	-8.08
108/2/3/3	2984.33	47.41	-1.74
108/364/3	2984.33	89.17	14.37

109/366/3	2982.2	35.4	-42.99
109/2/3/3	2982.2	73.84	-30.11
109/365/3	2982.2	112.85	-8.08
110/367/3	2979.04	68.13	-92.59
110/2/3/3	2979.04	105.08	-72.13
110/366/3	2979.04	141.73	-42.99
111/368/3	2974.71	100.12	-157.72
111/2/3/3	2974.71	138.29	-129.52
111/367/3	2974.71	174.36	-92.59
112/369/3	2969.25	122.51	-236.1
112/2/3/3	2969.25	166.83	-201.82
112/368/3	2969.25	206.08	-157.72
113/370/3	2963	121.51	-320.18
113/2/3/3	2963	179.65	-284.42
113/369/3	2963	228.32	-236.1
114/371/3	2956.78	77.21	-394.44
114/2/3/3	2956.78	159.84	-366.12
114/370/3	2956.78	227.09	-320.18
115/372/3	2952.14	-35.89	-432.64
115/2/3/3	2952.14	84.67	-426.4
115/371/3	2952.14	182.61	-394.44
116/373/3	2951.55	-247.33	-395.43
116/2/3/3	2951.55	-73.72	-432.69
116/372/3	2951.55	69.38	-432.64
117/374/3	2958.49	-586.27	-229.44
117/2/3/3	2958.49	-345.25	-338.63
117/373/3	2958.49	-141.9	-395.43
118/375/3	2977.51	-1074.4	131.08
118/2/3/3	2977.51	-756.56	-84.23
118/374/3	2977.51	-480.43	-229.44
119/376/3	3013.95	-1713.48	757.88
119/2/3/3	3013.95	-1320.93	400.41
119/375/3	3013.95	-967.47	131.08
120/3/3	3073.12	-2469.23	1715.85
120/2/3/3	3073.12	-2024.62	1185.74
120/376/3	3073.12	-1604.95	757.88

**VERIFICA A STATO LIMITE ULTIMO PER TENSIONI NORMALI**

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE A2-VERIFICA LIMITE INCASTRO ARCO ROVESCIO**

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d)	$\xi =$	0,635	
Altezza totale della sezione	h =	70,00 [cm]	
Copriferro armatura tesa	c =	5,00 [cm]	
Altezza utile (h-c)	d =	65,00 [cm]	
Profondità dell'asse neutro	x =	41,25 [cm]	
Rapporto tra copriferro armatura tesa ed altezza utile (c/d)	$\delta =$	0,077	

**RISOLVI**

Deformazione massima nel calcestruzzo	$\epsilon_{cls} =$	-0,00350	in y =	70,00 [cm]
Deformazione massima nell'acciaio teso	$\epsilon_{acc} =$	0,00201	in y =	5,00 [cm]
Parametro di deformazione $\lambda$ ( $\epsilon = \lambda + \mu y$ )	$\lambda =$	0,00244		
Parametro di deformazione $\mu$ ( $\epsilon = \lambda + \mu y$ )	$\mu =$	-0,00008 [1/cm]		
Sforzo normale interno (rispetto alla base - y=0)	Nrd(y=0) =	-3073,00 [kN]		
Momento interno (rispetto alla base - y=0)	Mrd(y=0) =	2370,20 [kNm]		
Ordinata rispetto a cui vengono calcolate le sollecitazioni	y soll =	35,00 [cm]		
Sforzo normale interno (rispetto a y=y soll)	Nrd(y=y soll) =	-3073,00 [kN]		
Momento interno (rispetto a y=y soll)	Mrd(y=y soll) =	1294,65 [kNm]		
Sforzo normale agente di calcolo (rispetto a y=y soll)	Nsd(y=y soll) =	-3073,00 [kN]		
Momento agente di calcolo (rispetto a y=y soll)	Msd(y=y soll) =	1185,00 [kNm]		
Differenza tra sforzo normale agente ed interno (rispetto a y=y soll)	Nsd(y=y soll) - Nrd(y=y soll) =	0,00 [kN]		
<b>Coefficiente di sicurezza di stato limite ultimo</b>	<b>Mrd(y=y soll) / Msd(y=y soll) =</b>	<b>1,09</b>		

CALCESTRUZZO		Trave											
Elementi	Rck [N/mm <sup>2</sup> ]	fcd [N/mm <sup>2</sup> ]	b inf [cm]	h [cm]	b sup [cm]	y inf [cm]	y sup [cm]	$\epsilon$ inf	$\epsilon$ sup	$\sigma$ inf [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma$ sup [N/mm <sup>2</sup> ]	Nrd(y=0) [kN]	Mrd(y=0) [kNm]
1	30,00	16,60	100,00	70,00	100,00	0,00	70,00	0,00244	-0,00350	0,00	-14,11	-4712,16	2489,90
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	70,00	70,00	-0,00350	-0,00350	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	70,00	70,00	-0,00350	-0,00350	0,00	0,00	0,00	0,00
totali				70,00		0,00	70,00					-4712,16	2489,90

ACCIAIO		Armatura lenta									
Armature	Es [N/mm <sup>2</sup> ]	fyd [N/mm <sup>2</sup> ]	area [cm <sup>2</sup> ]	livello [cm]	$\epsilon$ acc	$\sigma$ acc [N/mm <sup>2</sup> ]	Nrd(y=0) [kN]	Mrd(y=0) [kNm]			
1	210000	391,30	22,60	5,00	0,00201	391,30	884,34	-44,22			
2	210000	391,30	22,60	10,00	0,00159	333,99	754,82	-75,48			
3	0	0,00	0,00	0,00	0,00244	0,00	0,00	0,00			
totali				5,00			1639,16	-119,70			

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE A2-VERIFICA MOMENTO MOMENTO NEGATIVO ARCO ROVESCIO**

fcd	141,10 daN/cm <sup>2</sup>
b	100,00 cm
a	70,00 cm
Ned	2956,00 kN
Med	320,00 kNm
e =	10,83 cm
x =	48,35 cm
Nrd ver	6822,06 kN Ok
fctd	11,97 daN/cm <sup>2</sup>
fct1d	10,17 daN/cm <sup>2</sup>
sigmac	61,14 daN/cm <sup>2</sup>
sigmaclim	62,64 daN/cm <sup>2</sup>
delta	-1,50 daN/cm <sup>2</sup>
fcdv_1	26,94 daN/cm <sup>2</sup>
fcdv_2	26,93 daN/cm <sup>2</sup>
fcdv	26,94 daN/cm <sup>2</sup>
Ved ver	227,00 kN Ok
Vrd ver	868,23 kN Ok

**4.1.11. CALCESTRUZZO A BASSA PERCENTUALE DI ARMATURA O NON ARMATO**

Il calcestruzzo a bassa percentuale di armatura è quello per il quale la percentuale di armatura messa in opera è minore di quella minima necessaria per il calcestruzzo armato o la quantità media in peso di acciaio per metro cubo di calcestruzzo è inferiore a 0,3 kN.

Sia il calcestruzzo a bassa percentuale di armatura, sia quello non armato possono essere impiegati solo per elementi secondari o per strutture massicce o estese.

**4.1.11.1 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA - NORME DI CALCOLO**

Per le verifiche di resistenza delle sezioni sotto sforzi normali si adottano le competenti ipotesi tratte dal § 4.1.2.3.4.1. Per una sezione rettangolare di lati a e b soggetta ad una forza normale N<sub>Ed</sub> con una eccentricità e nella direzione del lato a la verifica di resistenza allo SLU, con il modello (c) di § 4.1.2.1.2.1, si pone con

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} = f_{ctd} b x \quad [4.1.50]$$

con  $x = a - 2e$ .

La verifica di resistenza della stessa sezione rettangolare di lati a e b soggetta anche ad un sforzo di taglio V<sub>Ed</sub> nella direzione del lato a si pone con

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} = f_{ctd} b x / 1,5$$

con  $f_{ctd} = \sqrt{(f_{ct1d} + \sigma_c f_{ct1d})}$  per  $\sigma_c \leq \sigma_{clim}$   
 $f_{ctd} = \sqrt{(f_{ct1d} + \sigma_c f_{ct1d} - \delta^2/4)}$  per  $\sigma_c > \sigma_{clim}$

dove  $\sigma_c = N_{Ed} / (b x)$   
 $\delta = \sigma_c - \sigma_{clim}$

$\sigma_{clim} = f_{ctd} - 2 \sqrt{(f_{ct1d} + f_{ct1d})}$   
dove

$$f_{ct1d} = 0,85 f_{ctd}$$

è la resistenza a trazione di progetto per calcestruzzo non armato o debolmente armato.

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE A2-VERIFICA MOMENTO MOMENTO POSITIVO ARCO ROVESCIO**

fcd **141,10** daN/cm2  
 b **100,00** cm  
 a **70,00** cm  
 Ned **2985,00** kN  
 Med **69,00** kNm  
 e= **2,31** cm

x= **65,38** cm  
 Nrd **9224,68** kN  
 ver **Ok**

fctd **11,97** daN/cm2  
 fct1d **10,17** daN/cm2

sigmac **45,66** daN/cm2  
 sigmaclim **62,64** daN/cm2  
 delta **-16,98** daN/cm2

fcvd\_1 **23,83** daN/cm2  
 fcvd\_2 **22,27** daN/cm2  
 fcvd **23,83** daN/cm2

Ved **69,00** kN  
 Vrd **1038,80** kN  
 ver **Ok**

**4.1.11. CALCESTRUZZO A BASSA PERCENTUALE DI ARMATURA O NON ARMATO**

Il calcestruzzo a bassa percentuale di armatura è quello per il quale la percentuale di armatura messa in opera è minore di quella minima necessaria per il calcestruzzo armato o la quantità media in peso di acciaio per metro cubo di calcestruzzo è inferiore a 0,3 kN.

Sia il calcestruzzo a bassa percentuale di armatura, sia quello non armato possono essere impiegati solo per elementi secondari o per strutture massicce o estese.

**4.1.11.1 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA – NORME DI CALCOLO**

Per le verifiche di resistenza delle sezioni sotto sforzi normali si adottano le competenti ipotesi tratte dal § 4.1.2.3.4.1. Per una sezione rettangolare di lati a e b soggetta ad una forza normale Ned con una eccentricità e nella direzione del lato a la verifica di resistenza allo SLU, con il modello (c) di § 4.1.2.1.2.1, si pone con

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} = f_{cd} \cdot b \cdot x \quad [4.1.50]$$

con  $x = a - 2e$ .

La verifica di resistenza della stessa sezione rettangolare di lati a e b soggetta anche ad un sforzo di taglio Ved nella direzione del lato a si pone con

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} = f_{cvd} \cdot b \cdot x / 1,5$$

con

$$f_{cvd} = \sqrt{(f_{ct1d} + \sigma_c f_{ct1d})} \quad \text{per } \sigma_c \leq \sigma_{dim}$$

$$f_{cvd} = \sqrt{(f_{ct1d} + \sigma_c f_{ct1d} - \delta^2/4)} \quad \text{per } \sigma_c > \sigma_{dim}$$

dove

$$\sigma_c = N_{Ed} / (b \cdot x)$$

$$\delta = \sigma_c - \sigma_{dim}$$

$$\sigma_{dim} = f_{cd} - 2 \sqrt{(f_{ct1d} + f_{cd} f_{ct1d})}$$

dove

$$f_{ct1d} = 0,85 f_{ctd}$$

è la resistenza a trazione di progetto per calcestruzzo non armato o debolmente armato.

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE A2-VERIFICA LIMITE INCASTRO ARCO ROVESCIO**

**VERIFICA A TAGLIO A SLU PER SEZIONE RETTANGOLARE**

**Verifica**

**Caratteristiche dei materiali**

Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo  
 Coefficiente di sicurezza calcestruzzo  
 Coefficiente di trasformazione resistenza cubica -> cilindrica  
 Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo  
 Coefficiente carichi lunga durata  
 Resistenza di calcolo cilindrica calcestruzzo  
 Tensione caratteristica di snervamento acciaio  
 Coefficiente di sicurezza acciaio  
 Tensione di calcolo di snervamento acciaio

Rck= **30** MPa  
 gamma\_c= **1,500**  
 alfa\_1= **0,833**  
 fck= **25** MPa  
 alfa\_cc= **0,850**  
 fcd= **14,167** MPa  
 fyk= **450** MPa  
 gamma\_s= **1,150**  
 fyd= **391,3** MPa

**Caratteristiche della sezione**

Larghezza della membratura resistente a taglio  
 Altezza della sezione  
 Altezza utile sezione: d = h - c  
 Area armature longitudinali tese  
 Numero bracci  
 Diametro dell'armatura trasversale posta all'interasse s  
 Interasse armatura trasversale  
 Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave  
 Area di armatura trasversale posta all'interasse s  
 Area di armatura trasversale a metro lineare

bw= **1000** mm  
 h= **700** mm  
 d= **650** mm  
 Asl= **1005,31** mm2  
 n= **2,5**  
 fi= **24** mm  
 s= **200** mm  
 alfa= **90,000** °  
 Asw= **1131** mm2  
 asw= **5,655** mm2/mm

**Sollecitazioni**

Sforzo normale di compressione di calcolo (compressione = positivo)  
 Taglio di calcolo agente sulla sezione allo s.l.u.  
 Tensione media di compressione nella sezione: scp= min(Nsd/(bw\*d) ; 0.2 \* fcd)  
 Tensione tangenziale baricentrica  
 Tensione principale massima baricentrica  
 Inclinazione minima dei "puntoni" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave  
 Coefficiente alfa  
 Cotangente alfa  
 Limite inferiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta1) = max(1,00; cot(tetai))  
 Limite superiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta2), normalmente 2,50)  
 Resistenza di calcolo a taglio-compressione massima possibile (cot(teta)=cot(teta1))  
 Resistenza di calcolo a taglio-compressione minima (cot(teta)=cot(teta2))

Ned= **3073,00** kN  
 Vsd= **2024,00** kN  
 scp= **2,833** N/mm2  
 tau\_b= **4,337** N/mm2  
 sigma1= **3,146** N/mm2  
 cot(teta1)= **1,379**  
 alfa= **1,200**  
 cot(alfa)= **0,00**  
 cot(teta1)= **1,38**  
 cot(teta2)= **2,50**  
 Vrcd,max= **2363** kN  
 Vrcd,min= **1715** kN

**Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio**

Rapporto geometrico armatura longitudinale: ro(l)= min( Asl / (bw \* d) ; 0,02 )  
 Coefficiente k=min( 1+(200/d)^0.5 ; 2 )  
 Coefficiente v\_min=0,035 \* (k^1.5) \* (fck^0.5)  
 Tensione tangenziale resistente di calcolo (Vrcd = 0,90 \* d \* bw \* alfa\_c \* fcd \* (cot(alfa)+cot(teta)) / (1+cot(teta)^2)  
 Tensione tangenziale resistente minima (v\_min + 0,15 \* scp)

ro(l)= **0,00155**  
 k= **1,555**  
 v\_min= **0,339** N/mm2  
 tau\_1,calc= **0,718** N/mm2  
 tau\_2,min= **0,764** N/mm2  
 Vrd= **496,76** kN  
 tau(Vrd)= **0,85** N/mm2  
 Vrd/Vsd= **0,245**

**Sforzo di taglio resistente**

Tensione tangenziale corrispondente allo Sforzo di taglio resistente  
 Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (>= 1; solo calcestruzzo)

**Verifica elementi con armature trasversali resistenti a taglio**

Cotangente teta ottimale (cot(teta1)<cot(teta)<cot(teta2))  
 Inclinazione puntoni calcestruzzo ottimale (cot(teta1)<cot(teta)<cot(teta2))  
 Resistenza di calcolo a taglio-compressione ( Vrcd = 0,90 \* d \* bw \* alfa\_c \* fcd \* (cot(alfa)+cot(teta)) / (1+cot(teta)^2) )  
 Resistenza di calcolo a taglio-trazione ( Vrsd = 0,9 d Asw / s \* fyd \* (cot(alfa) + cot(teta)) \* sen(alfa) )  
 Resistenza di calcolo Vrd = min ( Vrcd ; Vrsd )  
 Tensione tangenziale corrispondente alla Resistenza di calcolo Vrd  
 Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (>= 1; solo calcestruzzo)

cot(teta)= **1,69**  
 teta= **30,679** °  
 Vrcd= **2182** kN  
 Vrsd= **2182** kN  
 Vrd = **2182** kN  
 tau(Vrd)= **3,73** N/mm2  
 Vrd/Vsd= **1,078**

**VERIFICA A STATO LIMITE ULTIMO PER TENSIONI NORMALI  
GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE A2-VERIFICA INCASTRO CALOTTA**

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d)	$\xi =$	0,326	
Altezza totale della sezione	$h =$	120,00 [cm]	
Coprifero armatura tesa	$c =$	5,00 [cm]	
Altezza utile (h-c)	$d =$	115,00 [cm]	
Profondità dell'asse neutro	$x =$	37,46 [cm]	
Rapporto tra coprifero armatura tesa ed altezza utile (c/d)	$\delta =$	0,043	

RISOLVI

Deformazione massima nel calcestruzzo	$\epsilon_{cls} =$	-0,00350	in y = 120,00 [cm]
Deformazione massima nell'acciaio teso	$\epsilon_{acc} =$	0,00724	in y = 5,00 [cm]
Parametro di deformazione $\lambda$ ( $\epsilon = \lambda + \mu y$ )	$\lambda =$	0,00771	
Parametro di deformazione $\mu$ ( $\epsilon = \lambda + \mu y$ )	$\mu =$	-0,00009 [1/cm]	
Sforzo normale interno (rispetto alla base - y=0)	$Nrd(y=0) =$	-3665,00 [kN]	
Momento interno (rispetto alla base - y=0)	$Mrd(y=0) =$	4437,60 [kNm]	

Ordinata rispetto a cui vengono calcolate le sollecitazioni	$y_{soll} =$	60,00 [cm]
Sforzo normale interno (rispetto a y=y <sub>soll</sub> )	$Nrd(y=y_{soll}) =$	-3665,00 [kN]
Momento interno (rispetto a y=y <sub>soll</sub> )	$Mrd(y=y_{soll}) =$	2238,60 [kNm]
Sforzo normale agente di calcolo (rispetto a y=y <sub>soll</sub> )	$Nsd(y=y_{soll}) =$	-3665,00 [kN]
Momento agente di calcolo (rispetto a y=y <sub>soll</sub> )	$Msd(y=y_{soll}) =$	1715,00 [kNm]
Differenza tra sforzo normale agente ed interno (rispetto a y=y <sub>soll</sub> )	$Nsd(y=y_{soll}) - Nrd(y=y_{soll}) =$	0,00 [kN]
Coefficiente di sicurezza di stato limite ultimo	$Mrd(y=y_{soll}) / Msd(y=y_{soll}) =$	1,31

CALCESTRUZZO		Trave											
Elementi	Rck	fcd	b inf	h	b sup	y inf	y sup	$\epsilon$ inf	$\epsilon$ sup	$\sigma$ inf	$\sigma$ sup	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]			[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]
1	30,00	16,60	100,00	120,00	100,00	0,00	120,00	0,00771	-0,00350	0,00	0,00	-4279,34	4468,32
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	120,00	120,00	-0,00350	-0,00350	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	120,00	120,00	-0,00350	-0,00350	0,00	0,00	0,00	0,00
totali				120,00		0,00	120,00					-4279,34	4468,32

ACCIAIO		Armatura lenta									
Armature	Es	f <sub>yd</sub>	area	livello	$\epsilon$ acc	$\sigma$ acc	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)			
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm]		[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]			
1	210000	391,30	15,70	5,00	0,00724	391,30	614,34	-30,72			
2	0	0,00	0,00	0,00	0,00771	0,00	0,00	0,00			
3	0	0,00	0,00	0,00	0,00771	0,00	0,00	0,00			
totali				5,00			614,34	-30,72			

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE A2-VERIFICA MOMENTO MASSIMO NEGATIVO IN CALOTTA**

fcd **141,10** daN/cm<sup>2</sup>

b **100,00** cm

a **60,00** cm

Ned **2917,00** kN

Med **233,00** kNm

e= **7,99** cm

x= **44,02** cm

Nrd **6211,88** kN

ver **Ok**

**4.1.11. CALCESTRUZZO A BASSA PERCENTUALE DI ARMATURA O NON ARMATO**

Il calcestruzzo a bassa percentuale di armatura è quello per il quale la percentuale di armatura messa in opera è minore minima necessaria per il calcestruzzo armato o la quantità media in peso di acciaio per metro cubo di calcestruzzo è di 0,3 kN.

Sia il calcestruzzo a bassa percentuale di armatura, sia quello non armato possono essere impiegati solo per elementi se per strutture massicce o estese.

**4.1.11.1 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA - NORME DI CALCOLO**

Per le verifiche di resistenza delle sezioni sotto sforzi normali si adottano le competenti ipotesi tratte dal § 4.1.2.3.4.1. Sezione rettangolare di lati a e b soggetta ad una forza normale N<sub>Ed</sub> con una eccentricità e nella direzione del lato a la verifica allo SLU, con il modello (c) di § 4.1.2.1.2.1, si pone con

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} = f_{cd} b x \quad [4.1.50]$$

con  $x = a - 2e$ .

La verifica di resistenza della stessa sezione rettangolare di lati a e b soggetta anche ad un sforzo di taglio V<sub>Ed</sub> nella direzione si pone con

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} = f_{ctd} b x / 1,5$$

con

$$f_{ctd} = \sqrt{(f_{ct1d} + \sigma_c f_{ct1d})} \quad \text{per } \sigma_c \leq \sigma_{clim}$$

$$f_{ctd} = \sqrt{(f_{ct1d} + \sigma_c f_{ct1d} - \delta^2 / 4)} \quad \text{per } \sigma_c > \sigma_{clim}$$

dove

$$\sigma_c = N_{Ed} / (b x)$$

$$\delta = \sigma_c - \sigma_{clim}$$

$$\sigma_{clim} = f_{ctd} - 2 \sqrt{(f_{ct1d} + f_{ct1d})}$$

dove

$$f_{ct1d} = 0,85 f_{ctd}$$

è la resistenza a trazione di progetto per calcestruzzo non armato o debolmente armato.

fctd **11,97** daN/cm<sup>2</sup>

fct1d **10,17** daN/cm<sup>2</sup>

sigmac **66,26** daN/cm<sup>2</sup>

sigmaclim **62,64** daN/cm<sup>2</sup>

delta **3,62** daN/cm<sup>2</sup>

fcvd\_1 **27,89** daN/cm<sup>2</sup>

fcvd\_2 **27,83** daN/cm<sup>2</sup>

fcvd **27,83** daN/cm<sup>2</sup>

Ved **170,00** kN

Vrd **816,73** kN

ver **Ok**

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE A2-VERIFICA MOMENTO MOMENTO POSITIVO IN CALOTTA**

fcd **141,10** daN/cm2  
 b **100,00** cm  
 a **60,00** cm  
 Ned **2318,00** kN  
 Med **133,00** kNm  
 e= **5,74** cm

**4.1.11. CALCESTRUZZO A BASSA PERCENTUALE DI ARMATURA O NON ARMATO**

Il calcestruzzo a bassa percentuale di armatura è quello per il quale la percentuale di armatura messa in opera è minore di quella minima necessaria per il calcestruzzo armato o la quantità media in peso di acciaio per metro cubo di calcestruzzo è inferiore a 0,3 kN.

Sia il calcestruzzo a bassa percentuale di armatura, sia quello non armato possono essere impiegati solo per elementi secondari o per strutture massicce o estese.

x= **48,52** cm  
 Nrd **6846,82** kN  
 ver **Ok**

**4.1.11.1 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA - NORME DI CALCOLO**

Per le verifiche di resistenza delle sezioni sotto sforzi normali si adottano le competenti ipotesi tratte dal § 4.1.2.3.4.1. Per una sezione rettangolare di lati a e b soggetta ad una forza normale N<sub>Ed</sub> con una eccentricità e nella direzione del lato a la verifica di resistenza allo SLU, con il modello (c) di § 4.1.2.1.2.1, si pone con

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} = f_{ctd} b x \quad [4.1.50]$$

fctd **11,97** daN/cm2  
 fct1d **10,17** daN/cm2

con  $x = a - 2e$ .

La verifica di resistenza della stessa sezione rettangolare di lati a e b soggetta anche ad un sforzo di taglio V<sub>Ed</sub> nella direzione del lato a si pone con

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} = f_{cvd} b x / 1,5$$

sigmac **47,77** daN/cm2  
 sigmaclim **62,64** daN/cm2  
 delta **-14,87** daN/cm2

con  
 $f_{cvd} = \sqrt{(f_{ct1d} + \sigma_c f_{ct1d})}$  per  $\sigma_c \leq \sigma_{dim}$   
 $f_{cvd} = \sqrt{(f_{ct1d} + \sigma_c f_{ct1d} - \delta^2/4)}$  per  $\sigma_c > \sigma_{dim}$

dove  
 $\sigma_c = N_{Ed} / (b x)$   
 $\delta = \sigma_c - \sigma_{dim}$   
 $\sigma_{dim} = f_{ctd} - 2 \sqrt{(f_{ct1d} + f_{ct1d})}$   
 dove

fcvd\_1 **24,28** daN/cm2  
 fcvd\_2 **23,11** daN/cm2  
 fcvd **24,28** daN/cm2

$$f_{ct1d} = 0,85 f_{ctd}$$

Ved **5,00** kN  
 Vrd **785,47** kN  
 ver **Ok**

è la resistenza a trazione di progetto per calcestruzzo non armato o debolmente armato.

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE A2-VERIFICA INCASTRO CALOTTA**

**VERIFICA A TAGLIO A SLU PER SEZIONE RETTANGOLARE**

**Verifica**

**Caratteristiche dei materiali**

Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo  
 Coefficiente di sicurezza calcestruzzo  
 Coefficiente di trasformazione resistenza cubica -> cilindrica  
 Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo  
 Coefficiente carichi lunga durata  
 Resistenza di calcolo cilindrica calcestruzzo  
 Tensione caratteristica di snervamento acciaio  
 Coefficiente di sicurezza acciaio  
 Tensione di calcolo di snervamento acciaio

Rck= **30** MPa  
 gammac= **1,500**  
 alfa1= **0,833**  
 fck= **25** MPa  
 alfac= **0,850**  
 fcd= **14,167** MPa  
 fyk= **450** MPa  
 gammas= **1,150**  
 fyd= **391,3** MPa

**Caratteristiche della sezione**

Larghezza della membratura resistente a taglio  
 Altezza della sezione  
 Altezza utile sezione: d = h - c  
 Area armature longitudinali tese  
 Numero bracci  
 Diametro dell'armatura trasversale posta all'interasse s  
 Interasse armatura trasversale  
 Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave  
 Area di armatura trasversale posta all'interasse s  
 Area di armatura trasversale a metro lineare

bw= **1000** mm  
 h= **1200** mm  
 d= **1150** mm  
 Asl= **1005,31** mm2  
 n= **5,0**  
 fi= **20** mm  
 s= **200** mm  
 alfa= **90,000** °  
 Asw= **1571** mm2  
 asw= **7,854** mm2/mm

**Sollecitazioni**

Sforzo normale di compressione di calcolo (compressione = positivo)  
 Taglio di calcolo agente sulla sezione allo s.l.u.  
 Tensione media di compressione nella sezione:  $\sigma_{cp} = \min(N_{sd}/(b \cdot w \cdot d); 0,2 \cdot f_{cd}$   
 Tensione tangenziale baricentrica  
 Tensione principale massima baricentrica  
 Inclinazione minima dei "puntoni" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave  
 Coefficiente alfac  
 Cotangente alfa  
 Limite inferiore per inclinazione puntoni calcestruzzo ( $\cot(\text{teta}1) = \max(1,00; \cot(\text{teta}1))$ )  
 Limite superiore per inclinazione puntoni calcestruzzo ( $\cot(\text{teta}2)$ , normalmente 2,50)  
 Resistenza di calcolo a taglio-compressione massima possibile ( $\cot(\text{teta}) = \cot(\text{teta}1)$ )  
 Resistenza di calcolo a taglio-compressione minima ( $\cot(\text{teta}) = \cot(\text{teta}2)$ )

Ned= **3665,00** kN  
 Vsd= **1450,00** kN  
 scp= **2,833** N/mm2  
 tau\_b= **1,813** N/mm2  
 sigma1= **0,884** N/mm2  
 cot(teta)= **2,051**  
 alfac= **1,200**  
 cot(alfa)= **0,00**  
 cot(teta1)= **2,05**  
 cot(teta2)= **2,50**  
 Vrcd,max= **3466** kN  
 Vrcd,min= **3034** kN

**Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio**

Rapporto geometrico armatura longitudinale:  $\rho(l) = \min(Asl / (bw \cdot d); 0,02)$   
 Coefficiente k=  $\min(1 + (200/d)^{0,5}; 2)$   
 Coefficiente v<sub>min</sub>=  $0,035 \cdot (k \cdot 1,5) \cdot (f_{ck} / 0,5)$   
 Tensione tangenziale resistente di calcolo  $(0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho(l) \cdot f_{ck}) / \text{gammac} + 0,15 \cdot \text{scp})$   
 Tensione tangenziale resistente minima (v<sub>min</sub> + 0,15 \* scp)

rho(l)= **0,00087**  
 k= **1,417**  
 vmin= **0,295** N/mm2  
 tau\_1,calc= **0,646** N/mm2  
 tau\_2,min= **0,720** N/mm2  
 Vrd= **828,22** kN  
 tau(Vrd)= **0,80** N/mm2  
 Vrd/Vsd= **0,571**

**Sforzo di taglio resistente**

Tensione tangenziale corrispondente allo Sforzo di taglio resistente  
 Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo ( $\geq 1$ ; solo calcestruzzo)

**Verifica elementi con armature trasversali resistenti a taglio**

Cotangente teta ottimale ( $\cot(\text{teta}1) < \cot(\text{teta}) < \cot(\text{teta}2)$ )  
 Inclinazione puntoni calcestruzzo ottimale ( $\cot(\text{teta}1) < \cot(\text{teta}) < \cot(\text{teta}2)$ )  
 Resistenza di calcolo a taglio-compressione ( $V_{rcd} = 0,90 \cdot d \cdot bw \cdot \text{alfac} \cdot f_{cd} \cdot (\cot(\text{alfa}) + \cot(\text{teta})) / ((1 + \cot(\text{teta})^2))$ )  
 Resistenza di calcolo a taglio-trazione ( $V_{rsd} = 0,9 \cdot d \cdot Asw \cdot s \cdot f_{yd} \cdot (\cot(\text{alfa}) + \cot(\text{teta})) \cdot \text{sen}(\text{alfa})$ )  
 Resistenza di calcolo Vrd =  $\min(V_{rcd}; V_{rsd})$   
 Tensione tangenziale corrispondente alla Resistenza di calcolo Vrd  
 Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo ( $\geq 1$ ; solo calcestruzzo)

cot(teta)= **2,05**  
 teta= **25,994** °  
 Vrcd= **3466** kN  
 Vrsd= **6523** kN  
 Vrd = **3466** kN  
 tau(Vrd)= **3,35** N/mm2  
 Vrd/Vsd= **2,390**

**VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE**

**TITOLO:** GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE A2 VERIFICA LIMITE 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  
 Sensibilità armatura  
 Condizioni ambientali  
 Combinazione di azioni

Aderenza migliorata  
 Poco sensibile  
 Ordinarie  
 Frequenti

**VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FORMAZIONE DELLE FESSURE**

Resistenza caratteristica cilindrica del conglomerato cementizio f<sub>ctk</sub>= 25,0 N/mm<sup>2</sup>  
 Resistenza a trazione media del conglomerato cementizio ( f<sub>ctm</sub> = 0,30 (f<sub>ck</sub>)<sup>(2/3)</sup> ) f<sub>ctm</sub>= 2,565 N/mm<sup>2</sup>  
 Resistenza a trazione allo stato di formazione delle fessure ( f<sub>ctk</sub> = f<sub>ctm</sub>1,2 ) f<sub>ctk</sub>= 2,137 N/mm<sup>2</sup>

Per la combinazione di azioni prescelta si ha (sezione interamente reagente - sollecitazioni effettive):  
 Tensione di trazione massima nel calcestruzzo sc<sub>max</sub>= 5,895 N/mm<sup>2</sup>

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 eps<sub>m</sub>**

Modulo elastico del calcestruzzo E<sub>c</sub>= 31476 N/mm<sup>2</sup>  
 Modulo elastico delle armature E<sub>s</sub>= 206000 N/mm<sup>2</sup>  
 Tensione nell'armatura tesa in sezione fessurata sigmas= 169,520 N/mm<sup>2</sup>  
 Base della zona di calcestruzzo efficace entro cui le barre influenzano l'apertura delle fessure b, eff= 23,000 cm  
 Altezza della zona di calcestruzzo efficace [min(2,5(h-d);(h-x)/3;h/2) h, eff= 11,012 cm  
 Area della zona di calcestruzzo efficace entro cui le barre influenzano l'apertura delle fessure Ac, eff = b, eff h, eff = 253,279 cm<sup>2</sup>  
 Area della sezione di acciaio posta nell'area efficace Ac, eff A<sub>s</sub>= 45,239 cm<sup>2</sup>  
 Rapporto tra l'area della sezione di acciaio A<sub>s</sub> e l'area di calcestruzzo efficace Ac, eff ro, eff=A<sub>s</sub>/Ac, eff= 0,178613  
 Coefficiente per le condizioni di sollecitazione (0,6 azioni di breve durata, 0,4 azioni di lunga durata) k<sub>t</sub>= 0,6  
 Deformazione unitaria media dell'armatura eps<sub>m</sub>= 0,000734  
 Deformazione unitaria media dell'armatura (limite inferiore) (eps<sub>m</sub>/l<sub>m</sub> = 0,6 sigmas/E<sub>s</sub>) eps<sub>m</sub>/l<sub>m</sub>= 0,000495

**b) Calcolo della distanza media tra le fessure D<sub>m</sub>**

Distanza tra le barre (l<sub>nt</sub> - f<sub>i</sub>) s<sub>1</sub>= 20,000 cm  
 Diametro equivalente delle barre tese f<sub>i</sub>= 24 mm  
 Ricoprimento netto dell'armatura (Y<sub>f</sub>-f<sub>i</sub>/2) c= 3,600 cm  
 Distanza limite tra le barre da utilizzare nel calcolo (s = 5\*(c+f<sub>i</sub>/2)) b= 25,000 cm  
 Rapporto tra l'area della sezione di acciaio A<sub>s</sub> e l'area di calcestruzzo efficace Ac, eff ro, eff=A<sub>s</sub>/Ac, eff= 0,178613  
 Deformazione di trazione massima in sezione fessurata eps<sub>1</sub>= 0,004238  
 Deformazione di trazione minima in sezione fessurata eps<sub>2</sub>= 0,000000  
 Coefficiente di aderenza calcestruzzo alla barra (0,8 per barre ad aderenza migliorata, 1,6 per barre lisce) k<sub>1</sub>= 0,800  
 Coefficiente di forma del diagramma delle deformazioni di trazione nella sezione fessurata k<sub>2</sub>= 0,500  
 Coefficiente k<sub>3</sub>= 3,400  
 Coefficiente k<sub>4</sub>= 0,425  
 Distanza media tra le fessure D<sub>m</sub>= 8,944 cm

**c) Calcolo del valore caratteristico dell'apertura delle fessure w<sub>k</sub>**

Deformazione unitaria media dell'armatura eps<sub>m</sub>= 0,000734  
 Distanza media tra le fessure D<sub>m</sub>= 8,944 cm  
 Valore caratteristico dell'apertura delle fessure ( w<sub>k</sub> = 1,7 eps<sub>m</sub> D<sub>m</sub>) w<sub>m</sub>= 0,112 mm

**e) Verifica**

Considerando secondo Normative :  
 Condizioni ambiente: Ordinarie  
 Combinazioni di azioni: Frequenti  
 Tipo di armatura: Poco sensibile  
 Valore nominale caratteristico dell'apertura delle fessure per la combinazione d'azioni considerata w<sub>k</sub>= 0,400 mm  
 La sezione è verificata allo stato limite di apertura delle fessure

**VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE**

**TITOLO:** GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE A2 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  
 Sensibilità armatura  
 Condizioni ambientali  
 Combinazione di azioni

Aderenza migliorata  
 Poco sensibile  
 Ordinarie  
 Frequenti

**VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FORMAZIONE DELLE FESSURE**

Resistenza caratteristica cilindrica del conglomerato cementizio f<sub>ctk</sub>= 25,0 N/mm<sup>2</sup>  
 Resistenza a trazione media del conglomerato cementizio ( f<sub>ctm</sub> = 0,30 (f<sub>ck</sub>)<sup>(2/3)</sup> ) f<sub>ctm</sub>= 2,565 N/mm<sup>2</sup>  
 Resistenza a trazione allo stato di formazione delle fessure ( f<sub>ctk</sub> = f<sub>ctm</sub>1,2 ) f<sub>ctk</sub>= 2,137 N/mm<sup>2</sup>

Per la combinazione di azioni prescelta si ha (sezione interamente reagente - sollecitazioni effettive):  
 Tensione di trazione massima nel calcestruzzo sc<sub>max</sub>= 2,961 N/mm<sup>2</sup>

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 eps<sub>m</sub>**

Modulo elastico del calcestruzzo E<sub>c</sub>= 31476 N/mm<sup>2</sup>  
 Modulo elastico delle armature E<sub>s</sub>= 206000 N/mm<sup>2</sup>  
 Tensione nell'armatura tesa in sezione fessurata sigmas= 133,447 N/mm<sup>2</sup>  
 Base della zona di calcestruzzo efficace entro cui le barre influenzano l'apertura delle fessure b, eff= 20,000 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 = 250,000 cm<sup>2</sup>  
 Area della sezione di acciaio posta nell'area efficace Ac, eff A<sub>s</sub>= 15,708 cm<sup>2</sup>  
 Rapporto tra l'area della sezione di acciaio A<sub>s</sub> e l'area di calcestruzzo efficace Ac, eff ro, eff=A<sub>s</sub>/Ac, eff= 0,062832  
 Coefficiente per le condizioni di sollecitazione (0,6 azioni di breve durata, 0,4 azioni di lunga durata) k<sub>t</sub>= 0,6  
 Deformazione unitaria media dell'armatura eps<sub>m</sub>= 0,000480  
 Deformazione unitaria media dell'armatura (limite inferiore) (eps<sub>m</sub>/l<sub>m</sub> = 0,6 sigmas/E<sub>s</sub>) eps<sub>m</sub>/l<sub>m</sub>= 0,000389

**b) Calcolo della distanza media tra le fessure D<sub>m</sub>**

Distanza tra le barre (l<sub>nt</sub> - f<sub>i</sub>) s<sub>1</sub>= 20,000 cm  
 Diametro equivalente delle barre tese f<sub>i</sub>= 20 mm  
 Ricoprimento netto dell'armatura (Y<sub>f</sub>-f<sub>i</sub>/2) c= 4,000 cm  
 Distanza limite tra le barre da utilizzare nel calcolo (s = 5\*(c+f<sub>i</sub>/2)) b= 25,000 cm  
 Rapporto tra l'area della sezione di acciaio A<sub>s</sub> e l'area di calcestruzzo efficace Ac, eff ro, eff=A<sub>s</sub>/Ac, eff= 0,062832  
 Deformazione di trazione massima in sezione fessurata eps<sub>1</sub>= 0,003067  
 Deformazione di trazione minima in sezione fessurata eps<sub>2</sub>= 0,000000  
 Coefficiente di aderenza calcestruzzo alla barra (0,8 per barre ad aderenza migliorata, 1,6 per barre lisce) k<sub>1</sub>= 0,800  
 Coefficiente di forma del diagramma delle deformazioni di trazione nella sezione fessurata k<sub>2</sub>= 0,500  
 Coefficiente k<sub>3</sub>= 3,400  
 Coefficiente k<sub>4</sub>= 0,425  
 Distanza media tra le fessure D<sub>m</sub>= 11,183 cm

**c) Calcolo del valore caratteristico dell'apertura delle fessure w<sub>k</sub>**

Deformazione unitaria media dell'armatura eps<sub>m</sub>= 0,000480  
 Distanza media tra le fessure D<sub>m</sub>= 11,183 cm  
 Valore caratteristico dell'apertura delle fessure ( w<sub>k</sub> = 1,7 eps<sub>m</sub> D<sub>m</sub>) w<sub>m</sub>= 0,091 mm

**e) Verifica**

Considerando secondo Normative :  
 Condizioni ambiente: Ordinarie  
 Combinazioni di azioni: Frequenti  
 Tipo di armatura: Poco sensibile  
 Valore nominale caratteristico dell'apertura delle fessure per la combinazione d'azioni considerata w<sub>k</sub>= 0,300 mm  
 La sezione è verificata allo stato limite di apertura delle fessure



## 10 VERIFICA DELLA SEZIONE DI SCAVO GD-B1 IN FAGLIA

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

### - FASE1 – Geostatico

Si applicano le caratteristiche geomeccaniche dell'ammasso roccioso riferite a una Classe V di scavo per ricreare la situazione gravitativa iniziale con un ricoprimento tra il piano campagna e il piano dei centri della galleria di circa 41.70 m.

I parametri geotecnici presentano i seguenti valori:

angolo di attrito	$\phi = 45^\circ$
coesione drenata	$c = 191 \text{ kPa}$
modulo di deformazione	$E = 803 \text{ MPa}$
coefficiente di Poisson	$\nu = 0.25$

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

Si inserisce il consolidamento al contorno dello scavo attribuendo all'ammasso una coesione pari a 419 kPa e si effettua l'apertura del fronte a cavo non sostenuto e 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 della centina isolata formate da 2IPE180 ad interasse di 1.0 m con le seguenti caratteristiche:

Centine:	$A=47.8e-4 \text{ m}^2$	$J=2634e-8 \text{ m}^4$	$E=200 \text{ GPa}$
----------	-------------------------	-------------------------	---------------------

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 – Maturazione spritz beton e getto dell'arco rovescio a 10.0 m.

Si considera la maturazione dello spritz beton ( $E=31 \text{ GPa}$ ) e con lo scavo a 10 m dal fronte si prevede il getto dell'arco rovescio ( $E=20 \text{ GPa}$ ) di 100 cm di spessore.

Priverivestimento:	$A=0.25 \text{ m}^2$	$J=1.30e-3 \text{ m}^4$	$E=31 \text{ GPa}$
Arco rovescio:	$A=1.00 \text{ m}^2$	$J=0.083 \text{ m}^4$	$E=20 \text{ GPa}$

In questa fase si considera un rilassamento pari al 85.5% del carico litostatico.

### - FASE 6 – Getto della calotta a 30 m e maturazione dell'arco rovescio.

E' simulato il getto della calotta ( $E=15 \text{ GPa}$ ) e la completa maturazione dell'arco rovescio ( $E=31 \text{ GPa}$ ).

Arco rovescio:	$A=1.00 \text{ m}^2$	$J=0.083 \text{ m}^4$	$E=31 \text{ GPa}$
Calotta.	$A=0.90 \text{ m}^2$	$J=0.060 \text{ m}^4$	$E=15 \text{ GPa}$

Si considera un rilassamento pari al 95% del carico litostatico.

**- FASE 7 - Maturazione della calotta.**

Si considera la completa maturazione della calotta (E=31 GPa).

Calotta.                      A=0.90 m<sup>2</sup>                      J=0.060 m<sup>4</sup>                      E=31 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 64                      rappresentanti le centine.

Le sollecitazioni massime sulle centine risultano:

elemento 56:                      N<sub>k</sub> = 874 kN                      M<sub>k</sub> = 2.98 kNm                      T<sub>k</sub> = 3.11 kN

La tensione massima sulle centine allo SLU risulta:

σ<sub>id</sub> = 256.20 MPa < 261.90 MPa

\* FLAC log-file opened 8-Apr-19 16:10  
FASE 3-GALLERIA DOSSO-SEZIONE GD-B1-Posa centine a 1.0m  
From File :dos33.sav

Structural element data ...

Elem	ID	Nod1	Nod2	Prop		F-shear	F-axial	Mom-1	Mom-2	
64	1	64	65	1	beam	-1.612E+00	6.561E+02	-7.630E-01	4.473E-03	-6
63	1	63	64	1	beam	3.140E+00	7.443E+02	7.832E-01	7.692E-01	-7
62	1	62	63	1	beam	4.248E+00	8.102E+02	2.066E+00	-7.845E-01	-8
61	1	61	62	1	beam	-5.428E-01	8.461E+02	1.902E+00	-2.065E+00	-8
60	1	60	61	1	beam	-2.269E-01	8.657E+02	1.789E+00	-1.899E+00	-9
59	1	59	60	1	beam	1.413E-01	8.874E+02	1.858E+00	-1.789E+00	-9
58	1	58	59	1	beam	-2.934E-01	8.924E+02	1.711E+00	-1.855E+00	-9
57	1	57	58	1	beam	6.831E-01	8.819E+02	2.041E+00	-1.710E+00	-9
56	1	56	57	1	beam	3.119E+00	8.740E+02	2.983E+00	-2.042E+00	-9
55	1	55	56	1	beam	-7.680E+00	8.479E+02	6.713E-01	-2.988E+00	-8
54	1	54	55	1	beam	9.441E-01	8.151E+02	1.137E+00	-6.697E-01	-8
53	1	53	54	1	beam	5.410E-01	7.663E+02	1.391E+00	-1.136E+00	-8
52	1	52	53	1	beam	1.500E+00	7.086E+02	1.897E+00	-1.392E+00	-7
51	1	51	52	1	beam	-5.521E+00	6.848E+02	3.700E-02	-1.896E+00	-7
50	1	50	51	1	beam	3.006E+00	6.200E+02	1.344E+00	-3.929E-02	-6
49	1	49	50	1	beam	-2.991E+00	5.755E+02	3.051E-01	-1.346E+00	-6
48	1	48	49	1	beam	-1.078E+00	5.130E+02	-6.761E-02	-3.074E-01	-5
47	1	47	48	1	beam	1.573E+00	4.530E+02	4.949E-01	6.588E-02	-4
46	1	46	47	1	beam	-2.666E+00	4.114E+02	-4.559E-01	-4.943E-01	-4
45	1	45	46	1	beam	1.204E+00	3.431E+02	-2.749E-02	4.565E-01	-3
44	1	44	45	1	beam	-3.622E-01	3.061E+02	-1.562E-01	2.708E-02	-3
43	1	43	44	1	beam	-1.672E+00	2.517E+02	-7.385E-01	1.567E-01	-2
42	1	42	43	1	beam	-1.338E-01	1.929E+02	-7.845E-01	7.379E-01	-2
41	1	41	42	1	beam	5.338E-01	1.529E+02	-5.513E-01	7.830E-01	-1
40	1	40	41	1	beam	-1.896E+00	9.640E+01	-1.187E+00	5.485E-01	-1
39	1	39	40	1	beam	5.050E-01	7.788E+01	-1.016E+00	1.186E+00	-8
38	1	38	39	1	beam	-3.034E-02	3.349E+01	-1.027E+00	1.012E+00	-3
37	1	37	38	1	beam	7.401E-01	-5.839E+00	-6.601E-01	1.026E+00	6
36	1	36	37	1	beam	-4.790E+00	-3.481E+01	-2.109E+00	6.637E-01	3
35	1	35	36	1	beam	2.180E+00	-4.958E+01	-1.455E+00	2.112E+00	5
34	1	34	35	1	beam	9.321E-01	-6.011E+01	-1.001E+00	1.453E+00	6
33	1	33	34	1	beam	-9.446E-01	-6.828E+01	-1.463E+00	9.999E-01	7
32	1	32	33	1	beam	9.409E-01	-6.834E+01	-1.003E+00	1.464E+00	7
31	1	31	32	1	beam	-9.275E-01	-6.035E+01	-1.452E+00	1.002E+00	6
30	1	30	31	1	beam	-2.160E+00	-4.993E+01	-2.106E+00	1.454E+00	5
29	1	29	30	1	beam	4.816E+00	-3.524E+01	-6.593E-01	2.112E+00	3
28	1	28	29	1	beam	-7.447E-01	-6.355E+00	-1.030E+00	6.614E-01	6
27	1	27	28	1	beam	3.001E-02	3.288E+01	-1.016E+00	1.030E+00	-3
26	1	26	27	1	beam	-5.202E-01	7.715E+01	-1.190E+00	1.015E+00	-8
25	1	25	26	1	beam	1.903E+00	9.559E+01	-5.510E-01	1.192E+00	-9

24	1	24	25	1	beam	-5.496E-01	1.519E+02	-7.887E-01	5.502E-01	-1
23	1	23	24	1	beam	1.325E-01	1.919E+02	-7.393E-01	7.854E-01	-2
22	1	22	23	1	beam	1.665E+00	2.506E+02	-1.567E-01	7.361E-01	-2
21	1	21	22	1	beam	3.592E-01	3.050E+02	-3.004E-02	1.580E-01	-3
20	1	20	21	1	beam	-1.200E+00	3.419E+02	-4.573E-01	2.963E-02	-3
19	1	19	20	1	beam	2.678E+00	4.102E+02	4.965E-01	4.581E-01	-4
18	1	18	19	1	beam	-1.573E+00	4.518E+02	-7.091E-02	-4.899E-01	-4
17	1	17	18	1	beam	1.089E+00	5.118E+02	3.080E-01	7.071E-02	-5
16	1	16	17	1	beam	2.980E+00	5.742E+02	1.345E+00	-3.083E-01	-6
15	1	15	16	1	beam	-2.996E+00	6.187E+02	4.301E-02	-1.343E+00	-6
14	1	14	15	1	beam	5.516E+00	6.834E+02	1.901E+00	-4.321E-02	-7
13	1	13	14	1	beam	-1.448E+00	7.073E+02	1.407E+00	-1.894E+00	-7
12	1	12	13	1	beam	-5.493E-01	7.648E+02	1.147E+00	-1.405E+00	-8
11	1	11	12	1	beam	-9.356E-01	8.135E+02	6.832E-01	-1.146E+00	-8
10	1	10	11	1	beam	7.537E+00	8.460E+02	2.959E+00	-6.852E-01	-8
9	1	9	10	1	beam	-3.108E+00	8.708E+02	2.023E+00	-2.961E+00	-9
8	1	8	9	1	beam	-1.016E+00	8.800E+02	1.528E+00	-2.020E+00	-9
7	1	7	8	1	beam	1.401E+00	8.879E+02	2.212E+00	-1.525E+00	-9
6	1	6	7	1	beam	-1.284E+00	8.832E+02	1.580E+00	-2.209E+00	-9
5	1	5	6	1	beam	6.767E-01	8.625E+02	1.909E+00	-1.581E+00	-9
4	1	4	5	1	beam	3.340E-01	8.411E+02	2.012E+00	-1.911E+00	-8
3	1	3	4	1	beam	-3.914E+00	8.051E+02	8.317E-01	-2.012E+00	-8
2	1	2	3	1	beam	-2.747E+00	7.370E+02	-5.268E-01	-8.317E-01	-7
1	1	1	2	1	beam	1.114E+00	6.456E+02	1.249E-03	5.229E-01	-6

\* FLAC log-file closed

8-Apr-1

**TITOLO: GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE TIPO GD-B1 IN FAGLIA-FASE3**

**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		IPE180
Altezza del profilo	$h_{prof}$	0,180 m
Spessore anima del profilo	$a_{prof}$	0,0053 m
Area del profilo	$A_{prof}$	2,40E-03 m <sup>2</sup>
Inerzia del profilo	$J_{prof}$	1,32E-05 m <sup>4</sup>
Modulo resistente del profilo	$W_{prof}$	1,46E-04 m <sup>3</sup>
Area a taglio del profilo	$At_{prof}$	9,54E-04 m <sup>2</sup>
Spessore del calcestruzzo proiettato	s	0,00 m
Passo delle centine	d	1,00 m

**SOLLECITAZIONI MODELLO DI CALCOLO:**

Momento	$M_{tot}$	3,87 kNm/m
Sforzo normale	$N_{tot}$	1136,00 kN/m
Taglio	$T_{tot}$	4,04 kN/m

**RISULTATI:**

Spessore equivalente della galleria	$S_{eq}$	0,257 m
Modulo elastico equivante della galleria	$E_{eq}$	3.822.598 kPa
Area equivalente	$A_{eq}$	2,57E-01 m <sup>2</sup> /m
Inerzia equivalente	$J_{eq}$	1,41E-03 m <sup>4</sup> /m

**SOLLECITAZIONI E TENSIONI SUL PRERIVESTIMENTO:**

Momento sulla centina	$M_{cen}$	3,87 kNm
Sforzo normale sulla centina	$N_{cen}$	1163,71 kN
Taglio sulla centina	$T_{cen}$	4,04 kN
Sigma sulla centina	$S_{cen}$	256,17 Mpa
Tau sulla centina	$T_{cen}$	2,12 Mpa
Sigma ideale sulla centina	$Sid_{cen}$	256,20 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 64                          rappresentanti il prerivestimento

Le sollecitazioni massime sul prerivestimento risultano:

elemento 64:                           $N_k = 107 \text{ kN}$                            $M_k = 0.75 \text{ kNm}$                            $T_k = 1.60 \text{ kN}$

La tensione massima sulle centine allo SLU risulta:

$\sigma_{id} = 15.20 \text{ MPa} < 261.90 \text{ MPa}$

La tensione massima sullo spritz beton allo SLU risulta:

$\sigma_{sb} = 0.28 \text{ MPa} < f_{cd}$

\* FLAC log-file opened 8-Apr-19 16:13

FASE 4-GALLERIA DOSSO-SEZIONE GD-B1-Posa spritz-beton a 2.0m

From File :dos34.sav

Structural element data ...

Elem ID	Nod1	Nod2	Prop	F-shear	F-axial	Mom-1	Mom-2		
64	1	64	65	1 beam	-5.955E+00	8.737E+02	-2.802E+00	1.727E-04	-1
63	1	63	64	1 beam	6.505E+00	9.460E+02	4.150E-01	2.802E+00	-1
62	1	62	63	1 beam	4.334E+00	1.001E+03	1.723E+00	-4.151E-01	-1
61	1	61	62	1 beam	1.410E-01	1.041E+03	1.765E+00	-1.722E+00	-1
60	1	60	61	1 beam	-2.067E-01	1.055E+03	1.665E+00	-1.765E+00	-1
59	1	59	60	1 beam	2.147E-01	1.073E+03	1.770E+00	-1.665E+00	-1
58	1	58	59	1 beam	-2.932E-01	1.075E+03	1.626E+00	-1.770E+00	-1
57	1	57	58	1 beam	7.936E-01	1.061E+03	2.011E+00	-1.626E+00	-1
56	1	56	57	1 beam	3.461E+00	1.053E+03	3.054E+00	-2.010E+00	-1
55	1	55	56	1 beam	-8.031E+00	1.024E+03	6.313E-01	-3.054E+00	-1
54	1	54	55	1 beam	7.577E-01	9.910E+02	1.007E+00	-6.328E-01	-1
53	1	53	54	1 beam	8.139E-01	9.403E+02	1.391E+00	-1.008E+00	-1
52	1	52	53	1 beam	1.965E+00	8.800E+02	2.053E+00	-1.391E+00	-1
51	1	51	52	1 beam	-6.603E+00	8.553E+02	-1.722E-01	-2.051E+00	-1
50	1	50	51	1 beam	3.770E+00	7.894E+02	1.464E+00	1.724E-01	-9
49	1	49	50	1 beam	-3.734E+00	7.442E+02	1.658E-01	-1.465E+00	-9
48	1	48	49	1 beam	-7.587E-01	6.811E+02	-9.842E-02	-1.655E-01	-8
47	1	47	48	1 beam	2.132E+00	6.191E+02	6.611E-01	9.871E-02	-8
46	1	46	47	1 beam	-3.978E+00	5.757E+02	-7.564E-01	-6.614E-01	-7
45	1	45	46	1 beam	2.510E+00	5.061E+02	1.371E-01	7.573E-01	-6
44	1	44	45	1 beam	-8.920E-01	4.695E+02	-1.807E-01	-1.371E-01	-6
43	1	43	44	1 beam	-2.035E+00	4.149E+02	-8.861E-01	1.781E-01	-5
42	1	42	43	1 beam	6.205E-01	3.544E+02	-6.697E-01	8.856E-01	-5
41	1	41	42	1 beam	-2.082E-01	3.132E+02	-7.596E-01	6.692E-01	-4
40	1	40	41	1 beam	-8.449E-01	2.552E+02	-1.044E+00	7.599E-01	-4
39	1	39	40	1 beam	1.032E-01	2.367E+02	-1.011E+00	1.045E+00	-3
38	1	38	39	1 beam	-2.792E-01	1.924E+02	-1.141E+00	1.009E+00	-3
37	1	37	38	1 beam	8.816E-01	1.520E+02	-7.037E-01	1.140E+00	-3
36	1	36	37	1 beam	-4.476E+00	1.210E+02	-2.056E+00	7.055E-01	-2
35	1	35	36	1 beam	1.906E+00	1.078E+02	-1.480E+00	2.055E+00	-2
34	1	34	35	1 beam	9.186E-01	9.548E+01	-1.033E+00	1.478E+00	-2
33	1	33	34	1 beam	-9.852E-01	8.749E+01	-1.517E+00	1.034E+00	-2
32	1	32	33	1 beam	9.808E-01	8.739E+01	-1.036E+00	1.517E+00	-2
31	1	31	32	1 beam	-9.086E-01	9.520E+01	-1.476E+00	1.036E+00	-2
30	1	30	31	1 beam	-1.917E+00	1.074E+02	-2.055E+00	1.477E+00	-2
29	1	29	30	1 beam	4.484E+00	1.205E+02	-7.035E-01	2.056E+00	-2
28	1	28	29	1 beam	-8.956E-01	1.513E+02	-1.147E+00	7.039E-01	-3
27	1	27	28	1 beam	2.860E-01	1.915E+02	-1.012E+00	1.147E+00	-3
26	1	26	27	1 beam	-1.174E-01	2.358E+02	-1.051E+00	1.012E+00	-3
25	1	25	26	1 beam	8.603E-01	2.541E+02	-7.603E-01	1.050E+00	-4
24	1	24	25	1 beam	1.950E-01	3.121E+02	-6.745E-01	7.591E-01	-4
23	1	23	24	1 beam	-6.067E-01	3.532E+02	-8.856E-01	6.745E-01	-5
22	1	22	23	1 beam	2.026E+00	4.136E+02	-1.799E-01	8.848E-01	-5

21	1	21	22	1	beam	8.807E-01	4.682E+02	1.330E-01	1.809E-01	-6
20	1	20	21	1	beam	-2.492E+00	5.047E+02	-7.553E-01	-1.327E-01	-6
19	1	19	20	1	beam	3.971E+00	5.742E+02	6.600E-01	7.553E-01	-7
18	1	18	19	1	beam	-2.131E+00	6.176E+02	-1.005E-01	-6.589E-01	-8
17	1	17	18	1	beam	7.633E-01	6.796E+02	1.656E-01	9.998E-02	-8
16	1	16	17	1	beam	3.734E+00	7.426E+02	1.465E+00	-1.659E-01	-9
15	1	15	16	1	beam	-3.761E+00	7.878E+02	-1.674E-01	-1.465E+00	-9
14	1	14	15	1	beam	6.598E+00	8.535E+02	2.054E+00	1.681E-01	-1
13	1	13	14	1	beam	-1.937E+00	8.782E+02	1.400E+00	-2.053E+00	-1
12	1	12	13	1	beam	-8.003E-01	9.382E+02	1.024E+00	-1.400E+00	-1
11	1	11	12	1	beam	-7.641E-01	9.886E+02	6.454E-01	-1.023E+00	-1
10	1	10	11	1	beam	7.872E+00	1.022E+03	3.019E+00	-6.444E-01	-1
9	1	9	10	1	beam	-3.437E+00	1.049E+03	1.981E+00	-3.018E+00	-1
8	1	8	9	1	beam	-1.062E+00	1.058E+03	1.466E+00	-1.980E+00	-1
7	1	7	8	1	beam	1.312E+00	1.069E+03	2.109E+00	-1.466E+00	-1
6	1	6	7	1	beam	-1.251E+00	1.067E+03	1.496E+00	-2.109E+00	-1
5	1	5	6	1	beam	5.488E-01	1.049E+03	1.762E+00	-1.496E+00	-1
4	1	4	5	1	beam	-5.254E-01	1.032E+03	1.604E+00	-1.762E+00	-1
3	1	3	4	1	beam	-3.711E+00	9.921E+02	4.833E-01	-1.603E+00	-1
2	1	2	3	1	beam	-5.618E+00	9.314E+02	-2.294E+00	-4.835E-01	-1
1	1	1	2	1	beam	4.876E+00	8.519E+02	5.469E-05	2.294E+00	-1

\* FLAC log-file closed 8-Apr-1

**TITOLO: GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE TIPO GD-B1 IN FAGLIA-FASE4**

**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		IPE180
Altezza del profilo	$h_{prof}$	0,180 m
Spessore anima del profilo	$a_{prof}$	0,0053 m
Area del profilo	$A_{prof}$	2,40E-03 m <sup>2</sup>
Inerzia del profilo	$J_{prof}$	1,32E-05 m <sup>4</sup>
Modulo resistente del profilo	$W_{prof}$	1,46E-04 m <sup>3</sup>
Area a taglio del profilo	$A_{t,prof}$	9,54E-04 m <sup>2</sup>
Spessore del calcestruzzo proiettato	s	0,25 m
Passo delle centine	d	1,00 m

**SOLLECITAZIONI MODELLO DI CALCOLO:**

Momento	$M_{tot}$	3,96 kNm/m
Sforzo normale	$N_{tot}$	1368,00 kN/m
Taglio	$T_{tot}$	4,49 kN/m

**RISULTATI:**

Spessore equivalente della galleria	$S_{eq}$	0,253 m
Modulo elastico equivante della galleria	$E_{eq}$	8.820.192 kPa
Area equivalente	$A_{eq}$	2,53E-01 m <sup>2</sup> /m
Inerzia equivalente	$J_{eq}$	1,35E-03 m <sup>4</sup> /m

**SOLLECITAZIONI E TENSIONI SUL PRERIVESTIMENTO:**

Momento sulla centina	$M_{cen}$	3,96 kNm
Sforzo normale sulla centina	$N_{cen}$	616,53 kN
Taglio sulla centina	$T_{cen}$	4,49 kN
Sigma sulla centina	$S_{cen}$	142,25 Mpa
Tau sulla centina	$T_{cen}$	2,35 Mpa
Sigma ideale sulla centina	$S_{idcen}$	142,30 Mpa
Sforzo normale sul calcestruzzo proiettato	$N_{spritz}$	751,47 kN
Sigma sul calcestruzzo proiettato	$S_{spritz}$	3,01 Mpa

### 10.3 FASE 5 – VERIFICHE SUL PRERIVESTIMENTO E ARCO ROVESCIO

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

- elementi beam da 1 a 64                      rappresentanti il prerivestimento
- elementi beam da 65 a 96                  rappresentanti l'arco rovescio

Le sollecitazioni massime sul prerivestimento risultano:

elemento 56:               $N_k = 1432 \text{ kN}$                $M_k = 3.09 \text{ kNm}$                $T_k = 4.06 \text{ kN}$

La tensione massima sulle centine allo SLU risulta:

$\sigma_{id} = 188.86 \text{ MPa} < 261.90 \text{ MPa}$

La tensione massima sullo spritz beton allo SLU risulta:

$\sigma_{sb} = 4.09 \text{ MPa} < f_{cd}$

Le sollecitazioni massime sull'arco rovescio risultano:

incastro elemento 66:               $N_k = 1444 \text{ kN}$                $M_k = 157 \text{ kN m}$                $T_k = 88.31 \text{ kN}$   
 mezzeria elemento 81:               $N_k = 819 \text{ kN}$                $M_k = 240 \text{ kN m}$                $T_k = 6.92 \text{ kN}$

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	N <sub>SDU</sub> (kN)	M <sub>SDU</sub> (kN m)	N <sub>RD</sub> (kN)	M <sub>RD</sub> (kNm)	FS
INCASTRO	100	1 $\Phi$ 20/20	1877	204	1877	1293	6.34
MEZZERIA	100	1 $\Phi$ 20/20	1064	312	1064	1066	3.23

Tabella 10.1 – Fase 5 - Verifica a flessione dell'arco rovescio

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	V <sub>SDU</sub> (kN)	V <sub>RD</sub> (kN)	FS
INCASTRO	100	1 $\Phi$ 24/20/40	114	560	4.91
MEZZERIA	100	1 $\Phi$ 20/20/40	8.99	82	9.17

Tabella 10.2 – Fase 5 - Verifica a taglio dell'arco rovescio

\* FLAC log-file opened 8-Apr-19 16:14  
 FASE 5-GALLERIA DOSSO-SEZIONE GD-B1-Maturazione s.b.-Scavo e getto a.r. a 10.0m  
 From File :dos35

Structural element data ...

Elem ID	Nod1	Nod2	Prop	F-shear	F-axial	Mom-1	Mom-2
96	2	96	1	2 beam	4.315E+02	1.212E+03	1.454E+02 -3.119E+01 -6
95	2	95	96	2 beam	-1.191E+01	1.490E+03	1.403E+02 -1.455E+02 -7
94	2	94	95	2 beam	-1.880E+02	1.356E+03	8.345E+01 -1.403E+02 -6
93	2	93	94	2 beam	-1.311E+02	1.312E+03	3.273E+01 -8.315E+01 -6
92	2	92	93	2 beam	-8.608E+01	1.283E+03	-4.335E+00 -3.278E+01 -6
91	2	91	92	2 beam	-8.238E+01	1.216E+03	-3.217E+01 4.583E+00 -6
90	2	90	91	2 beam	-9.361E+01	1.162E+03	-6.400E+01 3.265E+01 -5
89	2	89	90	2 beam	-6.945E+01	1.115E+03	-9.596E+01 6.418E+01 -5
88	2	88	89	2 beam	-6.729E+01	1.058E+03	-1.176E+02 9.627E+01 -5
87	2	87	88	2 beam	-7.561E+01	1.019E+03	-1.417E+02 1.177E+02 -5
86	2	86	87	2 beam	-5.455E+01	9.768E+02	-1.674E+02 1.417E+02 -4
85	2	85	86	2 beam	-4.938E+01	9.258E+02	-1.911E+02 1.672E+02 -4
84	2	84	85	2 beam	-4.126E+01	8.852E+02	-2.114E+02 1.910E+02 -4

83	2	83	84	2	beam	-3.126E+01	8.531E+02	-2.271E+02	2.114E+02	-4
82	2	82	83	2	beam	-1.978E+01	8.310E+02	-2.369E+02	2.268E+02	-4
81	2	81	82	2	beam	-6.923E+00	8.198E+02	-2.405E+02	2.369E+02	-4
80	2	80	81	2	beam	6.479E+00	8.201E+02	-2.373E+02	2.406E+02	-4
79	2	79	80	2	beam	2.037E+01	8.325E+02	-2.269E+02	2.373E+02	-4
78	2	78	79	2	beam	3.218E+01	8.556E+02	-2.108E+02	2.270E+02	-4
77	2	77	78	2	beam	4.271E+01	8.888E+02	-1.896E+02	2.108E+02	-4
76	2	76	77	2	beam	5.050E+01	9.304E+02	-1.653E+02	1.897E+02	-4
75	2	75	76	2	beam	5.626E+01	9.823E+02	-1.389E+02	1.654E+02	-4
74	2	74	75	2	beam	7.746E+01	1.025E+03	-1.143E+02	1.389E+02	-5
73	2	73	74	2	beam	6.945E+01	1.065E+03	-9.236E+01	1.144E+02	-5
72	2	72	73	2	beam	7.148E+01	1.123E+03	-5.934E+01	9.205E+01	-5
71	2	71	72	2	beam	9.511E+01	1.171E+03	-2.735E+01	5.920E+01	-5
70	2	70	71	2	beam	8.480E+01	1.226E+03	1.340E+00	2.706E+01	-6
69	2	69	70	2	beam	9.026E+01	1.295E+03	4.036E+01	-1.444E+00	-6
68	2	68	69	2	beam	1.339E+02	1.324E+03	8.658E+01	-4.065E+01	-6
67	2	67	68	2	beam	9.288E+01	1.380E+03	1.184E+02	-8.653E+01	-6
66	2	66	67	2	beam	8.831E+01	1.444E+03	1.573E+02	-1.185E+02	-7
65	2	65	66	2	beam	-4.767E+02	1.308E+03	3.095E+01	-1.571E+02	-6
64	1	64	65	1	beam	-8.366E+01	1.541E+03	-8.374E+00	-3.098E+01	-1
63	1	63	64	1	beam	1.067E+01	1.530E+03	-3.096E+00	8.373E+00	-1
62	1	62	63	1	beam	1.601E+01	1.507E+03	1.737E+00	3.094E+00	-1
61	1	61	62	1	beam	-1.179E+00	1.544E+03	1.379E+00	-1.735E+00	-1
60	1	60	61	1	beam	-3.894E-01	1.520E+03	1.194E+00	-1.382E+00	-1
59	1	59	60	1	beam	5.395E-01	1.508E+03	1.459E+00	-1.195E+00	-1
58	1	58	59	1	beam	-2.261E-01	1.485E+03	1.346E+00	-1.457E+00	-1
57	1	57	58	1	beam	1.073E+00	1.451E+03	1.866E+00	-1.346E+00	-1
56	1	56	57	1	beam	4.061E+00	1.432E+03	3.092E+00	-1.867E+00	-1
55	1	55	56	1	beam	-8.514E+00	1.392E+03	5.227E-01	-3.092E+00	-1
54	1	54	55	1	beam	2.851E-01	1.348E+03	6.614E-01	-5.204E-01	-1
53	1	53	54	1	beam	1.332E+00	1.285E+03	1.289E+00	-6.621E-01	-1
52	1	52	53	1	beam	2.764E+00	1.213E+03	2.217E+00	-1.286E+00	-1
51	1	51	52	1	beam	-8.182E+00	1.183E+03	-5.417E-01	-2.213E+00	-1
50	1	50	51	1	beam	4.789E+00	1.110E+03	1.536E+00	5.423E-01	-1
49	1	49	50	1	beam	-4.707E+00	1.059E+03	-1.044E-01	-1.533E+00	-1
48	1	48	49	1	beam	-3.371E-01	9.905E+02	-2.223E-01	1.050E-01	-1
47	1	47	48	1	beam	2.857E+00	9.218E+02	7.967E-01	2.215E-01	-1
46	1	46	47	1	beam	-5.705E+00	8.729E+02	-1.236E+00	-7.977E-01	-1
45	1	45	46	1	beam	4.211E+00	7.980E+02	2.646E-01	1.236E+00	-1
44	1	44	45	1	beam	-1.478E+00	7.595E+02	-2.627E-01	-2.641E-01	-1
43	1	43	44	1	beam	-2.601E+00	7.019E+02	-1.167E+00	2.620E-01	-9
42	1	42	43	1	beam	1.565E+00	6.366E+02	-6.222E-01	1.167E+00	-8
41	1	41	42	1	beam	-1.111E+00	5.918E+02	-1.105E+00	6.225E-01	-8
40	1	40	41	1	beam	5.127E-01	5.294E+02	-9.331E-01	1.106E+00	-7
39	1	39	40	1	beam	-4.130E-01	5.099E+02	-1.072E+00	9.326E-01	-7
38	1	38	39	1	beam	-6.891E-01	4.638E+02	-1.398E+00	1.074E+00	-7
37	1	37	38	1	beam	1.162E+00	4.206E+02	-8.238E-01	1.399E+00	-6
36	1	36	37	1	beam	-4.160E+00	3.861E+02	-2.077E+00	8.225E-01	-6
35	1	35	36	1	beam	1.645E+00	3.742E+02	-1.580E+00	2.077E+00	-6
34	1	34	35	1	beam	8.894E-01	3.591E+02	-1.149E+00	1.580E+00	-5
33	1	33	34	1	beam	-1.096E+00	3.511E+02	-1.686E+00	1.149E+00	-5
32	1	32	33	1	beam	1.092E+00	3.510E+02	-1.151E+00	1.686E+00	-5
31	1	31	32	1	beam	-8.840E-01	3.589E+02	-1.579E+00	1.151E+00	-5
30	1	30	31	1	beam	-1.647E+00	3.739E+02	-2.076E+00	1.579E+00	-6
29	1	29	30	1	beam	4.154E+00	3.856E+02	-8.237E-01	2.077E+00	-6
28	1	28	29	1	beam	-1.175E+00	4.201E+02	-1.404E+00	8.234E-01	-6
27	1	27	28	1	beam	7.018E-01	4.631E+02	-1.074E+00	1.404E+00	-7
26	1	26	27	1	beam	4.145E-01	5.091E+02	-9.350E-01	1.075E+00	-7
25	1	25	26	1	beam	-5.086E-01	5.286E+02	-1.106E+00	9.352E-01	-7
24	1	24	25	1	beam	1.106E+00	5.909E+02	-6.255E-01	1.105E+00	-8
23	1	23	24	1	beam	-1.556E+00	6.356E+02	-1.166E+00	6.247E-01	-8
22	1	22	23	1	beam	2.601E+00	7.008E+02	-2.611E-01	1.166E+00	-9
21	1	21	22	1	beam	1.470E+00	7.584E+02	2.623E-01	2.615E-01	-1
20	1	20	21	1	beam	-4.207E+00	7.968E+02	-1.236E+00	-2.640E-01	-1

19	1	19	20	1	beam	5.699E+00	8.716E+02	7.963E-01	1.235E+00	-1
18	1	18	19	1	beam	-2.860E+00	9.205E+02	-2.237E-01	-7.956E-01	-1
17	1	17	18	1	beam	3.446E-01	9.891E+02	-1.046E-01	2.245E-01	-1
16	1	16	17	1	beam	4.700E+00	1.058E+03	1.533E+00	1.022E-01	-1
15	1	15	16	1	beam	-4.770E+00	1.108E+03	-5.355E-01	-1.535E+00	-1
14	1	14	15	1	beam	8.162E+00	1.182E+03	2.214E+00	5.348E-01	-1
13	1	13	14	1	beam	-2.736E+00	1.212E+03	1.296E+00	-2.217E+00	-1
12	1	12	13	1	beam	-1.323E+00	1.283E+03	6.744E-01	-1.297E+00	-1
11	1	11	12	1	beam	-2.931E-01	1.346E+03	5.322E-01	-6.771E-01	-1
10	1	10	11	1	beam	8.308E+00	1.389E+03	3.039E+00	-5.331E-01	-1
9	1	9	10	1	beam	-4.007E+00	1.428E+03	1.832E+00	-3.041E+00	-1
8	1	8	9	1	beam	-1.302E+00	1.448E+03	1.205E+00	-1.835E+00	-1
7	1	7	8	1	beam	1.210E+00	1.479E+03	1.799E+00	-1.206E+00	-1
6	1	6	7	1	beam	-1.479E+00	1.503E+03	1.074E+00	-1.799E+00	-1
5	1	5	6	1	beam	5.183E-01	1.514E+03	1.326E+00	-1.075E+00	-1
4	1	4	5	1	beam	8.045E-01	1.533E+03	1.570E+00	-1.327E+00	-1
3	1	3	4	1	beam	-1.527E+01	1.498E+03	-3.032E+00	-1.573E+00	-1
2	1	2	3	1	beam	-9.809E+00	1.515E+03	-7.880E+00	3.029E+00	-1
1	1	1	2	1	beam	8.288E+01	1.520E+03	3.112E+01	7.874E+00	-1

\* FLAC log-file closed 8-Apr-1

**TITOLO: GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE TIPO GD-B1 IN FAGLIA-FASE5**

**TITOLO1: VERIFICA DEL PRERIVESTIMENTO**

**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E MECCANICHE:**

Modulo elastico del calcestruzzo proiettato	E <sub>cls</sub>	5.000.000 kPa
Modulo elastico dell'acciaio	E <sub>acc</sub>	210.000.000 kPa
n° profili		2
Tipo profilo		IPE180
Altezza del profilo	h <sub>prof</sub>	0,180 m
Spessore anima del profilo	a <sub>prof</sub>	0,0053 m
Area del profilo	A <sub>prof</sub>	2,40E-03 m <sup>2</sup>
Inerzia del profilo	J <sub>prof</sub>	1,32E-05 m <sup>4</sup>
Modulo resistente del profilo	W <sub>prof</sub>	1,46E-04 m <sup>3</sup>
Area a taglio del profilo	At <sub>prof</sub>	9,54E-04 m <sup>2</sup>
Spessore del calcestruzzo proiettato	s	0,25 m
Passo delle centine	d	1,00 m

**SOLLECITAZIONI MODELLO DI CALCOLO:**

Momento	M <sub>tot</sub>	4,01 kNm/m
Sforzo normale	N <sub>tot</sub>	1861,00 kN/m
Taglio	T <sub>tot</sub>	5,27 kN/m

**RISULTATI:**

Spessore equivalente della galleria	S <sub>eq</sub>	0,253 m
Modulo elastico equivalente della galleria	E <sub>eq</sub>	8.820.192 kPa
Area equivalente	A <sub>eq</sub>	2,53E-01 m <sup>2</sup> /m
Inerzia equivalente	J <sub>eq</sub>	1,35E-03 m <sup>4</sup> /m

**SOLLECITAZIONI E TENSIONI SUL PRERIVESTIMENTO:**

Momento sulla centina	M <sub>cen</sub>	4,01 kNm
Sforzo normale sulla centina	N <sub>cen</sub>	838,72 kN
Taglio sulla centina	T <sub>cen</sub>	5,27 kN
Sigma sulla centina	S <sub>cen</sub>	188,80 Mpa
Tau sulla centina	T <sub>cen</sub>	2,76 Mpa
Sigma ideale sulla centina	S <sub>idcen</sub>	188,86 Mpa
Sforzo normale sul calcestruzzo proiettato	N <sub>spritz</sub>	1022,28 kN
Sigma sul calcestruzzo proiettato	S <sub>spritz</sub>	4,09 Mpa



**VERIFICA A STATO LIMITE ULTIMO PER TENSIONI NORMALI**  
**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE B1-FASE5 VERIFICA LIMITE INCASTRO ARCO ROVESCIO**

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d)	$\xi =$	0,237		
Altezza totale della sezione	h=	100,00 [cm]		
Copriferro armatura tesa	c=	5,00 [cm]		
Altezza utile (h-c)	d=	95,00 [cm]	<b>RISOLVI</b>	
Profondità dell'asse neutro	x=	22,49 [cm]		
Rapporto tra copriferro armatura tesa ed altezza utile (c/d)	$\delta =$	0,053		
Deformazione massima nel calcestruzzo				$\epsilon_{cls} =$ -0,00310
Deformazione massima nell'acciaio teso			$\epsilon_{acc} =$ 0,01000	in y= 5,00 [cm]
Parametro di deformazione $\lambda$ ( $\epsilon = \lambda + \mu$ )			$\lambda =$ 0,01069	
Parametro di deformazione $\mu$ ( $\epsilon = \lambda + \mu$ )			$\mu =$ -0,00014 [1/cm]	
Sforzo normale interno (rispetto alla base - y=0)			Nrd(y=0)= -1877,00 [kN]	
Momento interno (rispetto alla base - y=0)			Mrd(y=0)= 2232,44 [kNm]	
Ordinata rispetto a cui vengono calcolate le sollecitazioni			ysoll= 50,00 [cm]	
Sforzo normale interno (rispetto a y=ysoll)			Nrd(y=ysoll)= -1877,00 [kN]	
Momento interno (rispetto a y=ysoll)			Mrd(y=ysoll)= 1293,94 [kNm]	
Sforzo normale agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)			Nsd(y=ysoll)= -1877,00 [kN]	
Momento agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)			Msd(y=ysoll)= 204,00 [kNm]	
Differenza tra sforzo normale agente ed interno (rispetto a y=ysoll)			Nsd(y=ysoll)-Nrd(y=ysoll)= 0,00 [kN]	
<b>Coefficiente di sicurezza di stato limite ultimo</b>			<b>Mrd(y=ysoll)/Msd(y=ysoll)= 6,34</b>	

CALCESTRUZZO			Trave										
Elementi	Rck [N/mm <sup>2</sup> ]	fc d [N/mm <sup>2</sup> ]	b inf [cm]	h [cm]	b sup [cm]	y inf [cm]	y sup [cm]	$\epsilon$ inf	$\epsilon$ sup	$\sigma$ inf [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma$ sup [N/mm <sup>2</sup> ]	Nrd(y=0) [kN]	Mrd(y=0) [kNm]
1	30,00	16,60	100,00	100,00	100,00	0,00	100,00	0,01069	-0,00310	0,00	-14,11	-2491,34	2263,16
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	100,00	100,00	-0,00310	-0,00310	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	100,00	100,00	-0,00310	-0,00310	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>totali</b>												-2491,34	2263,16

ACCIAIO			Armatura lenta										
Armature	Es [N/mm <sup>2</sup> ]	f y d [N/mm <sup>2</sup> ]	area [cm <sup>2</sup> ]	livello [cm]	$\epsilon$ acc	$\sigma$ acc [N/mm <sup>2</sup> ]	Nrd(y=0) [kN]	Mrd(y=0) [kNm]					
1	210000	391,30	15,70	5,00	0,01000	391,30	614,34	-30,72					
2	0	0,00	0,00	0,00	0,01069	0,00	0,00	0,00					
3	0	0,00	0,00	0,00	0,01069	0,00	0,00	0,00					
<b>totali</b>							614,34	-30,72					

**VERIFICA A STATO LIMITE ULTIMO PER TENSIONI NORMALI**  
**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE B1-FASE 5 VERIFICA MASSIMO POSITIVO ARCO ROVESCIO**

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d)	$\xi =$	0,180		
Altezza totale della sezione	h=	100,00 [cm]		
Copriferro armatura tesa	c=	5,00 [cm]		
Altezza utile (h-c)	d=	95,00 [cm]	<b>RISOLVI</b>	
Profondità dell'asse neutro	x=	17,09 [cm]		
Rapporto tra copriferro armatura tesa ed altezza utile (c/d)	$\delta =$	0,053		
Deformazione massima nel calcestruzzo				$\epsilon_{cls} =$ -0,00219
Deformazione massima nell'acciaio teso			$\epsilon_{acc} =$ 0,01000	in y= 5,00 [cm]
Parametro di deformazione $\lambda$ ( $\epsilon = \lambda + \mu$ )			$\lambda =$ 0,01064	
Parametro di deformazione $\mu$ ( $\epsilon = \lambda + \mu$ )			$\mu =$ -0,00013 [1/cm]	
Sforzo normale interno (rispetto alla base - y=0)			Nrd(y=0)= -1064,00 [kN]	
Momento interno (rispetto alla base - y=0)			Mrd(y=0)= 1538,29 [kNm]	
Ordinata rispetto a cui vengono calcolate le sollecitazioni			ysoll= 50,00 [cm]	
Sforzo normale interno (rispetto a y=ysoll)			Nrd(y=ysoll)= -1064,00 [kN]	
Momento interno (rispetto a y=ysoll)			Mrd(y=ysoll)= 1006,29 [kNm]	
Sforzo normale agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)			Nsd(y=ysoll)= -1064,00 [kN]	
Momento agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)			Msd(y=ysoll)= 312,00 [kNm]	
Differenza tra sforzo normale agente ed interno (rispetto a y=ysoll)			Nsd(y=ysoll)-Nrd(y=ysoll)= 0,00 [kN]	
<b>Coefficiente di sicurezza di stato limite ultimo</b>			<b>Mrd(y=ysoll)/Msd(y=ysoll)= 3,23</b>	

CALCESTRUZZO			Trave										
Elementi	Rck [N/mm <sup>2</sup> ]	fc d [N/mm <sup>2</sup> ]	b inf [cm]	h [cm]	b sup [cm]	y inf [cm]	y sup [cm]	$\epsilon$ inf	$\epsilon$ sup	$\sigma$ inf [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma$ sup [N/mm <sup>2</sup> ]	Nrd(y=0) [kN]	Mrd(y=0) [kNm]
1	30,00	16,60	100,00	100,00	100,00	0,00	100,00	0,01064	-0,00219	0,00	-14,11	-1678,34	1569,01
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	100,00	100,00	-0,00219	-0,00219	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	100,00	100,00	-0,00219	-0,00219	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>totali</b>												-1678,34	1569,01

ACCIAIO			Armatura lenta										
Armature	Es [N/mm <sup>2</sup> ]	f y d [N/mm <sup>2</sup> ]	area [cm <sup>2</sup> ]	livello [cm]	$\epsilon$ acc	$\sigma$ acc [N/mm <sup>2</sup> ]	Nrd(y=0) [kN]	Mrd(y=0) [kNm]					
1	210000	391,30	15,70	5,00	0,01000	391,30	614,34	-30,72					
2	0	0,00	0,00	0,00	0,01064	0,00	0,00	0,00					
3	0	0,00	0,00	0,00	0,01064	0,00	0,00	0,00					
<b>totali</b>							614,34	-30,72					

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE B1-FASES VERIFICA LIMITE INCASTRO ARCO ROVESCIO**

**VERIFICA A TAGLIO A SLU PER SEZIONE RETTANGOLARE**

	Verifica
<b>Caratteristiche dei materiali</b>	
Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	Rck= <b>30 MPa</b>
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	gamma <sub>mac</sub> = <b>1,500</b>
Coefficiente di trasformazione resistenza cubica -> cilindrica	alfa1= <b>0,833</b>
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	fck= <b>25 MPa</b>
Coefficiente carichi lunga durata	alfacc= <b>0,850</b>
Resistenza di calcolo cilindrica calcestruzzo	fcd= <b>14,167 MPa</b>
Tensione caratteristica di snervamento acciaio	fyk= <b>450 MPa</b>
Coefficiente di sicurezza acciaio	gamma <sub>mas</sub> = <b>1,150</b>
Tensione di calcolo di snervamento acciaio	fyd= <b>391,3 MPa</b>
<b>Caratteristiche della sezione</b>	
Larghezza della membratura resistente a taglio	bw= <b>1000 mm</b>
Altezza della sezione	h= <b>1000 mm</b>
Altezza utile sezione: d = h - c	d= <b>950 mm</b>
Area armature longitudinali tese	Asl= <b>1005,31 mm<sup>2</sup></b>
Numero bracci	n= <b>2,5</b>
Diametro dell'armatura trasversale posta all'interasse s	fi= <b>24 mm</b>
Interasse armatura trasversale	s= <b>200 mm</b>
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	alfa= <b>90,000 °</b>
Area di armatura trasversale posta all'interasse s	Asw= <b>1131 mm<sup>2</sup></b>
Area di armatura trasversale a metro lineare	asw= <b>5,655 mm<sup>2</sup>/mm</b>
<b>Sollecitazioni</b>	
Sforzo normale di compressione di calcolo (compressione = positivo)	Ned= <b>1877,00 kN</b>
Taglio di calcolo agente sulla sezione allo s.l.u.	Vsd= <b>114,00 kN</b>
Tensione media di compressione nella sezione: scp= min(Nsd/(bwh) ; 0.2 * fcd)	scp= <b>1,877 N/mm<sup>2</sup></b>
Tensione tangenziale baricentrica	tau <sub>b</sub> = <b>0,171 N/mm<sup>2</sup></b>
Tensione principale massima baricentrica	sigmai= <b>0,015 N/mm<sup>2</sup></b>
Inclinazione minima dei "puntoni" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave	cot(teta1)= <b>11,067</b>
Coefficiente alfac	alfac= <b>1,132</b>
Cotangente alfa	cot(alfa)= <b>0,00</b>
Limite inferiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta1) = max(1,00; cot(teta1)))	cot(teta1)= <b>11,07</b>
Limite superiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta2), normalmente 2.50)	cot(teta2)= <b>2,50</b>
Resistenza di calcolo a taglio-comprensione massima possibile (cot(teta)=cot(teta1))	Vrcd,max= <b>615 kN</b>
Resistenza di calcolo a taglio-comprensione minima (cot(teta)=cot(teta2))	Vrcd,min= <b>2365 kN</b>
<b>Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio</b>	
Rapporto geometrico armatura longitudinale: ro(l)= min( Asl / (bw * d) ; 0.02 )	ro(l)= <b>0,00106</b>
Coefficiente k=min( 1+(200/d) <sup>0.5</sup> ; 2 )	k= <b>1,459</b>
Coefficiente vmin=0.035 * (k*1.5) * (fck <sup>0.5</sup> )	vmin= <b>0,308 N/mm<sup>2</sup></b>
Tensione tangenziale resistente di calcolo ( 0.18 * k * (100 * ro(l) * fck ) / gamma <sub>mac</sub> + 0.15 * scp)	tau <sub>1,calc</sub> = <b>0,524 N/mm<sup>2</sup></b>
Tensione tangenziale resistente minima (vmin + 0.15 * scp)	tau <sub>2,min</sub> = <b>0,590 N/mm<sup>2</sup></b>
<b>Sforzo di taglio resistente</b>	
Tensione tangenziale corrispondente allo Sforzo di taglio resistente	Vrd= <b>560,41 kN</b>
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (>= 1; solo calcestruzzo)	tau(Vrd)= <b>0,65 N/mm<sup>2</sup></b> Vrd/Vsd= <b>4,916</b>
<b>Verifica elementi con armature trasversali resistenti a taglio</b>	
Cotangente teta ottimale (cot(teta1)<cot(teta)<cot(teta2))	cot(teta)= <b>11,07</b>
Inclinazione puntoni calcestruzzo ottimale (cot(teta1)<cot(teta)<cot(teta2))	teta= <b>5,163 °</b>
Resistenza di calcolo a taglio-comprensione ( Vrcd = 0.90 * d * bw * alfac * fcd * (cot(alfa)+cot(teta)) / (1+cot(teta) <sup>2</sup> ) )	Vrcd= <b>615 kN</b>
Resistenza di calcolo a taglio-trazione ( Vrsd = 0.9 d Asw s * fyd * (cot(alfa) + cot(teta)) * sen(alfa) )	Vrsd= <b>20938 kN</b>
<b>Resistenza di calcolo Vrd = min ( Vrcd ; Vrsd )</b>	<b>Vrd = 615 kN</b>
<b>Tensione tangenziale corrispondente alla Resistenza di calcolo Vrd</b>	<b>tau(Vrd)= 0,72 N/mm<sup>2</sup></b>
<b>Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (&gt;= 1; solo calcestruzzo)</b>	<b>Vrd/Vsd= 5,392</b>

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE B1-FASES VERIFICA MASSIMO POSITIVO ARCO ROVESCIO**

**VERIFICA A TAGLIO A SLU PER SEZIONE RETTANGOLARE**

	Verifica
<b>Caratteristiche dei materiali</b>	
Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	Rck= <b>30 MPa</b>
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	gamma <sub>mac</sub> = <b>1,500</b>
Coefficiente di trasformazione resistenza cubica -> cilindrica	alfa1= <b>0,833</b>
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	fck= <b>25 MPa</b>
Coefficiente carichi lunga durata	alfacc= <b>0,850</b>
Resistenza di calcolo cilindrica calcestruzzo	fcd= <b>14,167 MPa</b>
Tensione caratteristica di snervamento acciaio	fyk= <b>450 MPa</b>
Coefficiente di sicurezza acciaio	gamma <sub>mas</sub> = <b>1,150</b>
Tensione di calcolo di snervamento acciaio	fyd= <b>391,3 MPa</b>
<b>Caratteristiche della sezione</b>	
Larghezza della membratura resistente a taglio	bw= <b>1000 mm</b>
Altezza della sezione	h= <b>1000 mm</b>
Altezza utile sezione: d = h - c	d= <b>950 mm</b>
Area armature longitudinali tese	Asl= <b>1005,31 mm<sup>2</sup></b>
Numero bracci	n= <b>2,5</b>
Diametro dell'armatura trasversale posta all'interasse s	fi= <b>20 mm</b>
Interasse armatura trasversale	s= <b>200 mm</b>
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	alfa= <b>90,000 °</b>
Area di armatura trasversale posta all'interasse s	Asw= <b>785 mm<sup>2</sup></b>
Area di armatura trasversale a metro lineare	asw= <b>3,927 mm<sup>2</sup>/mm</b>
<b>Sollecitazioni</b>	
Sforzo normale di compressione di calcolo (compressione = positivo)	Ned= <b>1064,00 kN</b>
Taglio di calcolo agente sulla sezione allo s.l.u.	Vsd= <b>8,99 kN</b>
Tensione media di compressione nella sezione: scp= min(Nsd/(bwh) ; 0.2 * fcd)	scp= <b>1,064 N/mm<sup>2</sup></b>
Tensione tangenziale baricentrica	tau <sub>b</sub> = <b>0,013 N/mm<sup>2</sup></b>
Tensione principale massima baricentrica	sigmai= <b>0,000 N/mm<sup>2</sup></b>
Inclinazione minima dei "puntoni" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave	cot(teta1)= <b>78,915</b>
Coefficiente alfac	alfac= <b>1,075</b>
Cotangente alfa	cot(alfa)= <b>0,00</b>
Limite inferiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta1) = max(1,00; cot(teta1)))	cot(teta1)= <b>78,92</b>
Limite superiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta2), normalmente 2.50)	cot(teta2)= <b>2,50</b>
Resistenza di calcolo a taglio-comprensione massima possibile (cot(teta)=cot(teta1))	Vrcd,max= <b>82 kN</b>
Resistenza di calcolo a taglio-comprensione minima (cot(teta)=cot(teta2))	Vrcd,min= <b>2245 kN</b>
<b>Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio</b>	
Rapporto geometrico armatura longitudinale: ro(l)= min( Asl / (bw * d) ; 0.02 )	ro(l)= <b>0,00106</b>
Coefficiente k=min( 1+(200/d) <sup>0.5</sup> ; 2 )	k= <b>1,459</b>
Coefficiente vmin=0.035 * (k*1.5) * (fck <sup>0.5</sup> )	vmin= <b>0,308 N/mm<sup>2</sup></b>
Tensione tangenziale resistente di calcolo ( 0.18 * k * (100 * ro(l) * fck ) / gamma <sub>mac</sub> + 0.15 * scp)	tau <sub>1,calc</sub> = <b>0,402 N/mm<sup>2</sup></b>
Tensione tangenziale resistente minima (vmin + 0.15 * scp)	tau <sub>2,min</sub> = <b>0,468 N/mm<sup>2</sup></b>
<b>Sforzo di taglio resistente</b>	
Tensione tangenziale corrispondente allo Sforzo di taglio resistente	Vrd= <b>444,55 kN</b>
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (>= 1; solo calcestruzzo)	tau(Vrd)= <b>0,52 N/mm<sup>2</sup></b> Vrd/Vsd= <b>49,450</b>
<b>Verifica elementi con armature trasversali resistenti a taglio</b>	
Cotangente teta ottimale (cot(teta1)<cot(teta)<cot(teta2))	cot(teta)= <b>78,92</b>
Inclinazione puntoni calcestruzzo ottimale (cot(teta1)<cot(teta)<cot(teta2))	teta= <b>0,726 °</b>
Resistenza di calcolo a taglio-comprensione ( Vrcd = 0.90 * d * bw * alfac * fcd * (cot(alfa)+cot(teta)) / (1+cot(teta) <sup>2</sup> ) )	Vrcd= <b>82 kN</b>
Resistenza di calcolo a taglio-trazione ( Vrsd = 0.9 d Asw s * fyd * (cot(alfa) + cot(teta)) * sen(alfa) )	Vrsd= <b>103681 kN</b>
<b>Resistenza di calcolo Vrd = min ( Vrcd ; Vrsd )</b>	<b>Vrd = 82 kN</b>
<b>Tensione tangenziale corrispondente alla Resistenza di calcolo Vrd</b>	<b>tau(Vrd)= 0,10 N/mm<sup>2</sup></b>
<b>Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (&gt;= 1; solo calcestruzzo)</b>	<b>Vrd/Vsd= 9,176</b>

### 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 64                      rappresentanti la calotta  
 elementi beam da 65 a 96                    rappresentanti l'arco rovescio

Le sollecitazioni massime sull'arco rovescio risultano:

incastro elemento 66:             $N_k = 1911 \text{ kN}$              $M_k = 298 \text{ kN m}$              $T_k = 208 \text{ kN}$   
 mezzeria elemento 81:         $N_k = 1239 \text{ kN}$              $M_k = 312 \text{ kN m}$              $T_k = 6.36 \text{ kN}$

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	$N_{SDU}$ (kN)	$M_{SDU}$ (kN m)	$N_{RD}$ (kN)	$M_{RD}$ (kNm)	FS
INCASTRO	100	1 $\Phi$ 20/20	2484	387	2484	1476	3.81
MEZZERIA	100	1 $\Phi$ 20/20	1610	405	1610	1204	2.97

Tabella 10.3 – Fase 6 - Verifica a flessione dell'arco rovescio

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	$V_{SDU}$ (kN)	$V_{RD}$ (kN)	FS
INCASTRO	100	1 $\Phi$ 24/20/40	270	1103	4.08
MEZZERIA	100	1 $\Phi$ 20/20/40	8.26	52	6.28

Tabella 10.4 – Fase 6 - Verifica a taglio dell'arco rovescio

Le sollecitazioni massime in calotta risultano:

incastro elemento 64:             $N_k = 2013 \text{ kN}$              $M_k = 69.95 \text{ kN m}$              $T_k = 164 \text{ kN}$   
 max neg. elemento 60:         $N_k = 1972 \text{ kN}$              $M_k = 9.66 \text{ kN m}$              $T_k = 28.76 \text{ kN}$   
 max pos. elemento 51:         $N_k = 1609 \text{ kN}$              $M_k = 9.32 \text{ kN m}$              $T_k = 6.78 \text{ kN}$

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	$N_{SDU}$ (kN)	$M_{SDU}$ (kN m)	$N_{RD}$ (kN)	$M_{RD}$ (kNm)	FS
INCASTRO	150	1 $\Phi$ 20/20	2616	90.93	2616	2462	27.08
MAX NEG	90	1 $\Phi$ 20/20	2563	12.55	2563	1307	104.21
MAX POS	90	1 $\Phi$ 20/20	2091	12.11	2091	1196	98.81

Tabella 10.5 – Fase 6 - Verifica a flessione della calotta

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	V <sub>SDU</sub> (kN)	V <sub>RD</sub> (kN)	FS
INCASTRO	150	1 Φ 20/20/20	213	973	4.56
CALOTTA	90	1 Φ 16/20/40	37.38	142	3.79

Tabella 10.6 – Fase 6 - Verifica a taglio della calotta

\* FLAC log-file opened 8-Apr-19 16:16

FASE 6-GALLERIA DOSSO-SEZIONE GD-B1-Getto calotta a 30m e maturazione a.r.

From File :dos36.sav

Structural element data ...

Elem	ID	Nod1	Nod2	Prop		F-shear	F-axial	Mom-1	Mom-2
96	2	96	1	2	beam	5.263E+02	1.690E+03	2.854E+02	-1.461E+02 -7
95	2	95	96	2	beam	-1.065E+02	1.965E+03	2.384E+02	-2.853E+02 -8
94	2	94	95	2	beam	-3.166E+02	1.812E+03	1.426E+02	-2.384E+02 -8
93	2	93	94	2	beam	-2.134E+02	1.770E+03	6.067E+01	-1.428E+02 -8
92	2	92	93	2	beam	-1.519E+02	1.737E+03	-4.787E+00	-6.072E+01 -7
91	2	91	92	2	beam	-1.353E+02	1.664E+03	-4.999E+01	4.675E+00 -7
90	2	90	91	2	beam	-1.350E+02	1.605E+03	-9.491E+01	4.971E+01 -7
89	2	89	90	2	beam	-1.021E+02	1.554E+03	-1.415E+02	9.477E+01 -6
88	2	88	89	2	beam	-9.235E+01	1.493E+03	-1.705E+02	1.412E+02 -6
87	2	87	88	2	beam	-9.451E+01	1.451E+03	-2.004E+02	1.704E+02 -6
86	2	86	87	2	beam	-6.757E+01	1.406E+03	-2.322E+02	2.003E+02 -6
85	2	85	86	2	beam	-5.711E+01	1.352E+03	-2.598E+02	2.321E+02 -6
84	2	84	85	2	beam	-4.559E+01	1.309E+03	-2.825E+02	2.600E+02 -5
83	2	83	84	2	beam	-3.300E+01	1.275E+03	-2.991E+02	2.824E+02 -5
82	2	82	83	2	beam	-1.978E+01	1.251E+03	-3.092E+02	2.991E+02 -5
81	2	81	82	2	beam	-6.361E+00	1.239E+03	-3.125E+02	3.092E+02 -5
80	2	80	81	2	beam	6.545E+00	1.239E+03	-3.091E+02	3.125E+02 -5
79	2	79	80	2	beam	2.002E+01	1.252E+03	-2.989E+02	3.091E+02 -5
78	2	78	79	2	beam	3.324E+01	1.276E+03	-2.821E+02	2.988E+02 -5
77	2	77	78	2	beam	4.529E+01	1.311E+03	-2.596E+02	2.821E+02 -5
76	2	76	77	2	beam	5.692E+01	1.355E+03	-2.318E+02	2.594E+02 -6
75	2	75	76	2	beam	6.753E+01	1.409E+03	-1.999E+02	2.317E+02 -6
74	2	74	75	2	beam	9.472E+01	1.455E+03	-1.698E+02	1.999E+02 -6
73	2	73	74	2	beam	9.338E+01	1.497E+03	-1.403E+02	1.699E+02 -6
72	2	72	73	2	beam	1.037E+02	1.559E+03	-9.286E+01	1.403E+02 -7
71	2	71	72	2	beam	1.370E+02	1.612E+03	-4.706E+01	9.295E+01 -7
70	2	70	71	2	beam	1.381E+02	1.672E+03	-7.506E-01	4.701E+01 -7
69	2	69	70	2	beam	1.571E+02	1.746E+03	6.685E+01	8.816E-01 -7
68	2	68	69	2	beam	2.160E+02	1.780E+03	1.409E+02	-6.682E+01 -8
67	2	67	68	2	beam	1.921E+02	1.841E+03	2.069E+02	-1.410E+02 -8
66	2	66	67	2	beam	2.083E+02	1.911E+03	2.983E+02	-2.068E+02 -8
65	2	65	66	2	beam	-5.695E+02	1.787E+03	1.474E+02	-2.981E+02 -8
64	1	64	65	1	beam	-1.644E+02	2.013E+03	6.995E+01	-1.473E+02 -2
63	1	63	64	1	beam	-5.152E+01	1.994E+03	4.447E+01	-6.995E+01 -1
62	1	62	63	1	beam	-2.934E+01	1.965E+03	3.559E+01	-4.444E+01 -1
61	1	61	62	1	beam	-3.956E+01	2.000E+03	2.364E+01	-3.557E+01 -1
60	1	60	61	1	beam	-2.876E+01	1.972E+03	9.666E+00	-2.360E+01 -1
59	1	59	60	1	beam	-1.789E+01	1.954E+03	8.808E-01	-9.646E+00 -1
58	1	58	59	1	beam	-1.124E+01	1.926E+03	-4.625E+00	-8.844E-01 -1
57	1	57	58	1	beam	-4.686E+00	1.889E+03	-6.856E+00	4.586E+00 -1
56	1	56	57	1	beam	1.418E+00	1.868E+03	-6.437E+00	6.865E+00 -1
55	1	55	56	1	beam	-9.831E+00	1.827E+03	-9.407E+00	6.441E+00 -1
54	1	54	55	1	beam	-3.727E-01	1.780E+03	-9.555E+00	9.371E+00 -1
53	1	53	54	1	beam	2.012E+00	1.714E+03	-8.522E+00	9.469E+00 -1

52	1	52	53	1	beam	4.096E+00	1.640E+03	-7.117E+00	8.496E+00	-1
51	1	51	52	1	beam	-6.783E+00	1.609E+03	-9.326E+00	7.041E+00	-1
50	1	50	51	1	beam	6.186E+00	1.534E+03	-6.674E+00	9.359E+00	-1
49	1	49	50	1	beam	-3.602E+00	1.482E+03	-7.935E+00	6.682E+00	-1
48	1	48	49	1	beam	6.377E-01	1.412E+03	-7.724E+00	7.946E+00	-1
47	1	47	48	1	beam	3.796E+00	1.342E+03	-6.486E+00	7.838E+00	-1
46	1	46	47	1	beam	-4.712E+00	1.293E+03	-8.321E+00	6.641E+00	-1
45	1	45	46	1	beam	5.615E+00	1.218E+03	-6.287E+00	8.288E+00	-1
44	1	44	45	1	beam	-3.018E-01	1.179E+03	-6.355E+00	6.247E+00	-1
43	1	43	44	1	beam	-4.936E-01	1.121E+03	-6.527E+00	6.355E+00	-9
42	1	42	43	1	beam	3.755E+00	1.055E+03	-5.184E+00	6.490E+00	-9
41	1	41	42	1	beam	1.526E+00	1.009E+03	-4.483E+00	5.145E+00	-8
40	1	40	41	1	beam	3.279E+00	9.471E+02	-3.372E+00	4.476E+00	-8
39	1	39	40	1	beam	8.790E-01	9.281E+02	-2.874E+00	3.170E+00	-7
38	1	38	39	1	beam	-4.602E-01	8.824E+02	-2.912E+00	2.696E+00	-7
37	1	37	38	1	beam	1.780E+00	8.392E+02	-1.875E+00	2.755E+00	-6
36	1	36	37	1	beam	-4.301E+00	8.050E+02	-3.184E+00	1.886E+00	-6
35	1	35	36	1	beam	6.410E-01	7.934E+02	-3.058E+00	3.252E+00	-6
34	1	34	35	1	beam	-9.254E-02	7.774E+02	-3.004E+00	2.959E+00	-6
33	1	33	34	1	beam	-1.253E+00	7.694E+02	-3.564E+00	2.950E+00	-6
32	1	32	33	1	beam	1.722E+00	7.694E+02	-2.914E+00	3.758E+00	-6
31	1	31	32	1	beam	6.684E-01	7.773E+02	-2.744E+00	3.068E+00	-6
30	1	30	31	1	beam	-5.444E-01	7.928E+02	-2.981E+00	2.817E+00	-6
29	1	29	30	1	beam	4.203E+00	8.043E+02	-1.736E+00	3.004E+00	-6
28	1	28	29	1	beam	-1.846E+00	8.386E+02	-2.682E+00	1.770E+00	-6
27	1	27	28	1	beam	1.075E-02	8.815E+02	-2.659E+00	2.664E+00	-7
26	1	26	27	1	beam	-1.366E+00	9.270E+02	-3.194E+00	2.734E+00	-7
25	1	25	26	1	beam	-3.710E+00	9.459E+02	-4.837E+00	3.588E+00	-8
24	1	24	25	1	beam	-1.526E+00	1.008E+03	-5.659E+00	4.997E+00	-8
23	1	23	24	1	beam	-3.773E+00	1.053E+03	-6.954E+00	5.641E+00	-9
22	1	22	23	1	beam	1.127E+00	1.118E+03	-6.601E+00	6.993E+00	-9
21	1	21	22	1	beam	3.095E-01	1.176E+03	-6.516E+00	6.626E+00	-1
20	1	20	21	1	beam	-5.293E+00	1.215E+03	-8.410E+00	6.524E+00	-1
19	1	19	20	1	beam	5.241E+00	1.290E+03	-6.458E+00	8.326E+00	-1
18	1	18	19	1	beam	-3.515E+00	1.340E+03	-7.496E+00	6.243E+00	-1
17	1	17	18	1	beam	-3.546E-01	1.410E+03	-7.585E+00	7.462E+00	-1
16	1	16	17	1	beam	3.331E+00	1.480E+03	-6.461E+00	7.620E+00	-1
15	1	15	16	1	beam	-6.358E+00	1.531E+03	-9.219E+00	6.459E+00	-1
14	1	14	15	1	beam	6.740E+00	1.606E+03	-7.027E+00	9.297E+00	-1
13	1	13	14	1	beam	-4.073E+00	1.638E+03	-8.547E+00	7.175E+00	-1
12	1	12	13	1	beam	-2.117E+00	1.711E+03	-9.588E+00	8.592E+00	-1
11	1	11	12	1	beam	2.928E-01	1.776E+03	-9.510E+00	9.655E+00	-1
10	1	10	11	1	beam	9.186E+00	1.823E+03	-6.782E+00	9.553E+00	-1
9	1	9	10	1	beam	-1.318E+00	1.863E+03	-7.127E+00	6.730E+00	-1
8	1	8	9	1	beam	4.287E+00	1.885E+03	-5.078E+00	7.156E+00	-1
7	1	7	8	1	beam	1.209E+01	1.920E+03	8.459E-01	5.080E+00	-1
6	1	6	7	1	beam	1.670E+01	1.948E+03	9.047E+00	-8.605E-01	-1
5	1	5	6	1	beam	2.858E+01	1.964E+03	2.293E+01	-9.078E+00	-1
4	1	4	5	1	beam	3.904E+01	1.988E+03	3.471E+01	-2.294E+01	-1
3	1	3	4	1	beam	2.975E+01	1.954E+03	4.369E+01	-3.471E+01	-1
2	1	2	3	1	beam	5.198E+01	1.978E+03	6.941E+01	-4.371E+01	-1
1	1	1	2	1	beam	1.632E+02	1.989E+03	1.462E+02	-6.939E+01	-1

\* FLAC log-file closed

8-Apr-1

## VERIFICA A STATO LIMITE ULTIMO PER TENSIONI NORMALI

## GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE B1-FASE6 VERIFICA LIMITE INCASTRO ARCO ROVESCIO

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d)	$\xi =$	0,286	RISOLVI	
Altezza totale della sezione	h =	100,00 [cm]		
Copriferro armatura tesa	c =	5,00 [cm]		
Altezza utile (h-c)	d =	95,00 [cm]		
Profondità dell'asse neutro	x =	27,13 [cm]		
Rapporto tra copriferro armatura tesa ed altezza utile (c/d)	$\delta =$	0,053		
Deformazione massima nel calcestruzzo	$\epsilon_{cls} =$	-0,00350		in y = 100,00 [cm]
Deformazione massima nell'acciaio teso	$\epsilon_{acc} =$	0,00876		in y = 5,00 [cm]
Parametro di deformazione $\lambda$ ( $\epsilon = \lambda + \mu$ )	$\lambda =$	0,00940		
Parametro di deformazione $\mu$ ( $\epsilon = \lambda + \mu$ )	$\mu =$	-0,00013 [1/cm]		
Sforzo normale interno (rispetto alla base - y=0)	Nrd(y=0) =	-2484,00 [kN]		
Momento interno (rispetto alla base - y=0)	Mrd(y=0) =	2718,03 [kNm]		
Ordinata rispetto a cui vengono calcolate le sollecitazioni	ysoll =	50,00 [cm]		
Sforzo normale interno (rispetto a y=ysoll)	Nrd(y=ysoll) =	-2484,00 [kN]		
Momento interno (rispetto a y=ysoll)	Mrd(y=ysoll) =	1476,03 [kNm]		
Sforzo normale agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll) =	-2484,00 [kN]		
Momento agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Msd(y=ysoll) =	387,00 [kNm]		
Differenza tra sforzo normale agente ed interno (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)-Nrd(y=ysoll) =	0,00 [kN]		
Coefficiente di sicurezza di stato limite ultimo	Mrd(y=ysoll)/Msd(y=ysoll) =	3,81		

CALCESTRUZZO			Trave											
Elementi	Rck	fc d	b inf	h	b sup	y inf	y sup	$\epsilon$ inf	$\epsilon$ sup	$\sigma$ inf	$\sigma$ sup	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)	
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]			[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]	
1	30,00	16,60	100,00	100,00	100,00	0,00	100,00	0,00940	-0,00350	0,00	-14,11	-3098,34	2748,75	
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	100,00	100,00	-0,00350	-0,00350	0,00	0,00	0,00	0,00	
3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	100,00	100,00	-0,00350	-0,00350	0,00	0,00	0,00	0,00	
totali				100,00		0,00	100,00					-3098,34	2748,75	

ACCIAIO			Armatura lenta									
Armature	Es	fyd	area	livello	$\epsilon$ acc	$\sigma$ acc	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)				
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm]		[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]				
1	210000	391,30	15,70	5,00	0,00876	391,30	614,34	-30,72				
2	0	0,00	0,00	0,00	0,00940	0,00	0,00	0,00				
3	0	0,00	0,00	0,00	0,00940	0,00	0,00	0,00				
totali				5,00			614,34	-30,72				

## VERIFICA A STATO LIMITE ULTIMO PER TENSIONI NORMALI

## GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE B1-FASE 6 VERIFICA MASSIMO POSITIVO ARCO ROVESCIO

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d)	$\xi =$	0,218	RISOLVI	
Altezza totale della sezione	h =	100,00 [cm]		
Copriferro armatura tesa	c =	5,00 [cm]		
Altezza utile (h-c)	d =	95,00 [cm]		
Profondità dell'asse neutro	x =	20,72 [cm]		
Rapporto tra copriferro armatura tesa ed altezza utile (c/d)	$\delta =$	0,053		
Deformazione massima nel calcestruzzo	$\epsilon_{cls} =$	-0,00279		in y = 100,00 [cm]
Deformazione massima nell'acciaio teso	$\epsilon_{acc} =$	0,01000		in y = 5,00 [cm]
Parametro di deformazione $\lambda$ ( $\epsilon = \lambda + \mu$ )	$\lambda =$	0,01067		
Parametro di deformazione $\mu$ ( $\epsilon = \lambda + \mu$ )	$\mu =$	-0,00013 [1/cm]		
Sforzo normale interno (rispetto alla base - y=0)	Nrd(y=0) =	-1610,00 [kN]		
Momento interno (rispetto alla base - y=0)	Mrd(y=0) =	2009,65 [kNm]		
Ordinata rispetto a cui vengono calcolate le sollecitazioni	ysoll =	50,00 [cm]		
Sforzo normale interno (rispetto a y=ysoll)	Nrd(y=ysoll) =	-1610,00 [kN]		
Momento interno (rispetto a y=ysoll)	Mrd(y=ysoll) =	1204,65 [kNm]		
Sforzo normale agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll) =	-1610,00 [kN]		
Momento agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Msd(y=ysoll) =	405,00 [kNm]		
Differenza tra sforzo normale agente ed interno (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)-Nrd(y=ysoll) =	0,00 [kN]		
Coefficiente di sicurezza di stato limite ultimo	Mrd(y=ysoll)/Msd(y=ysoll) =	2,97		

CALCESTRUZZO			Trave											
Elementi	Rck	fc d	b inf	h	b sup	y inf	y sup	$\epsilon$ inf	$\epsilon$ sup	$\sigma$ inf	$\sigma$ sup	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)	
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]			[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]	
1	30,00	16,60	100,00	100,00	100,00	0,00	100,00	0,01067	-0,00279	0,00	-14,11	-2224,34	2040,36	
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	100,00	100,00	-0,00279	-0,00279	0,00	0,00	0,00	0,00	
3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	100,00	100,00	-0,00279	-0,00279	0,00	0,00	0,00	0,00	
totali				100,00		0,00	100,00					-2224,34	2040,36	

ACCIAIO			Armatura lenta									
Armature	Es	fyd	area	livello	$\epsilon$ acc	$\sigma$ acc	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)				
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm]		[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]				
1	210000	391,30	15,70	5,00	0,01000	391,30	614,34	-30,72				
2	0	0,00	0,00	0,00	0,01067	0,00	0,00	0,00				
3	0	0,00	0,00	0,00	0,01067	0,00	0,00	0,00				
totali				5,00			614,34	-30,72				

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE B1-FASE6 VERIFICA LIMITE INCASTRO ARCO ROVESCIO**

**VERIFICA A TAGLIO A SLU PER SEZIONE RETTANGOLARE**

	Verifica
<b>Caratteristiche dei materiali</b>	
Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	Rck= 30 MPa
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	gamma <sub>cc</sub> = 1,500
Coefficiente di trasformazione resistenza cubica -> cilindrica	alfa1= 0,833
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	fck= 25 MPa
Coefficiente carichi lunga durata	alfacc= 0,850
Resistenza di calcolo cilindrica calcestruzzo	fcdd= 14,167 MPa
Tensione caratteristica di snervamento acciaio	fyk= 450 MPa
Coefficiente di sicurezza acciaio	gamma <sub>ss</sub> = 1,150
Tensione di calcolo di snervamento acciaio	fyd= 391,3 MPa
<b>Caratteristiche della sezione</b>	
Larghezza della membratura resistente a taglio	bw= 1000 mm
Altezza della sezione	h= 1000 mm
Altezza utile sezione: d = h - c	d= 950 mm
Area armature longitudinali tese	Asl= 1005,31 mm <sup>2</sup>
Numero bracci	n= 2,5
Diametro dell'armatura trasversale posta all'interasse s	fi= 24 mm
Interasse armatura trasversale	s= 200 mm
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	alfa= 90,000 °
Area di armatura trasversale posta all'interasse s	Asw= 1131 mm <sup>2</sup>
Area di armatura trasversale a metro lineare	asw= 5,655 mm <sup>2</sup> /mm
<b>Sollecitazioni</b>	
Sforzo normale di compressione di calcolo (compressione = positivo)	Ned= 2484,00 kN
Taglio di calcolo agente sulla sezione allo s.l.u.	Vsdu= 270,00 kN
Tensione media di compressione nella sezione: scp= min(Ned/(bwh) ; 0.2 * fcd)	scp= 2,484 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale baricentrica	tau_b= 0,405 N/mm <sup>2</sup>
Tensione principale massima baricentrica	sigmai= 0,064 N/mm <sup>2</sup>
Inclinazione minima dei "puntoni" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave	cot(teta1)= 6,292
Coefficiente alfa	alfac= 1,175
Cotangente alfa	cot(alfa)= 0,00
Limite inferiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta1) = max(1,00; cot(teta1)))	cot(teta1)= 6,29
Limite superiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta2), normalmente 2,50)	cot(teta2)= 2,50
Resistenza di calcolo a taglio-compressione massima possibile (cot(teta)=cot(teta1))	Vrcd,max= 1103 kN
Resistenza di calcolo a taglio-compressione minima (cot(teta)=cot(teta2))	Vrcd,min= 2455 kN
<b>Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio</b>	
Rapporto geometrico armatura longitudinale: ro(l)= min(Asl / (bw * d) ; 0,02)	ro(l)= 0,00106
Coefficiente k=min( 1+(200/d) <sup>0,5</sup> ; 2)	k= 1,459
Coefficiente v <sub>min</sub> =0,035 * (k <sup>1,5</sup> ) * (fck <sup>0,5</sup> )	v <sub>min</sub> = 0,308 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente di calcolo (0,18 * k * (100 * ro(l) * fck) / gamma <sub>cc</sub> + 0,15 * scp)	tau_1,calc= 0,615 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente minima (v <sub>min</sub> + 0,15 * scp)	tau_2,min= 0,681 N/mm <sup>2</sup>
<b>Sforzo di taglio resistente</b>	
Tensione tangenziale corrispondente allo Sforzo di taglio resistente	Vrd= 646,90 kN
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (>= 1; solo calcestruzzo)	tau(Vrd)= 0,76 N/mm <sup>2</sup>
	Vrd/Vsd= 2,396
<b>Verifica elementi con armature trasversali resistenti a taglio</b>	
Cotangente teta ottimale (cot(teta1)<cot(teta)<cot(teta2))	cot(teta)= 6,29
Inclinazione puntoni calcestruzzo ottimale (cot(teta1)<cot(teta)<cot(teta2))	teta= 9,030 °
Resistenza di calcolo a taglio-compressione ( Vrcd = 0,90 * d * bw * alfac * fcd * (cot(alfa)+cot(teta)) / (1+cot(teta) <sup>2</sup> ) )	Vrcd= 1103 kN
Resistenza di calcolo a taglio-trazione ( Vrsd = 0,9 d Asw s * fyd * (cot(alfa) + cot(teta)) * sen(alfa) )	Vrsd= 11904 kN
<b>Resistenza di calcolo Vrd = min ( Vrcd ; Vrsd )</b>	<b>Vrd = 1103 kN</b>
Tensione tangenziale corrispondente alla Resistenza di calcolo Vrd	tau(Vrd)= 1,29 N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (>= 1; solo calcestruzzo)	Vrd/Vsd= 4,087

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE B1-FASE6 VERIFICA MASSIMO POSITIVO ARCO ROVESCIO**

**VERIFICA A TAGLIO A SLU PER SEZIONE RETTANGOLARE**

	Verifica
<b>Caratteristiche dei materiali</b>	
Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	Rck= 30 MPa
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	gamma <sub>cc</sub> = 1,500
Coefficiente di trasformazione resistenza cubica -> cilindrica	alfa1= 0,833
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	fck= 25 MPa
Coefficiente carichi lunga durata	alfacc= 0,850
Resistenza di calcolo cilindrica calcestruzzo	fcdd= 14,167 MPa
Tensione caratteristica di snervamento acciaio	fyk= 450 MPa
Coefficiente di sicurezza acciaio	gamma <sub>ss</sub> = 1,150
Tensione di calcolo di snervamento acciaio	fyd= 391,3 MPa
<b>Caratteristiche della sezione</b>	
Larghezza della membratura resistente a taglio	bw= 1000 mm
Altezza della sezione	h= 1000 mm
Altezza utile sezione: d = h - c	d= 950 mm
Area armature longitudinali tese	Asl= 1005,31 mm <sup>2</sup>
Numero bracci	n= 2,5
Diametro dell'armatura trasversale posta all'interasse s	fi= 20 mm
Interasse armatura trasversale	s= 200 mm
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	alfa= 90,000 °
Area di armatura trasversale posta all'interasse s	Asw= 785 mm <sup>2</sup>
Area di armatura trasversale a metro lineare	asw= 3,927 mm <sup>2</sup> /mm
<b>Sollecitazioni</b>	
Sforzo normale di compressione di calcolo (compressione = positivo)	Ned= 1610,00 kN
Taglio di calcolo agente sulla sezione allo s.l.u.	Vsdu= 8,29 kN
Tensione media di compressione nella sezione: scp= min(Ned/(bwh) ; 0.2 * fcd)	scp= 1,610 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale baricentrica	tau_b= 0,012 N/mm <sup>2</sup>
Tensione principale massima baricentrica	sigmai= 0,000 N/mm <sup>2</sup>
Inclinazione minima dei "puntoni" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave	cot(teta1)= 129,481
Coefficiente alfa	alfac= 1,114
Cotangente alfa	cot(alfa)= 0,00
Limite inferiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta1) = max(1,00; cot(teta1)))	cot(teta1)= 129,48
Limite superiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta2), normalmente 2,50)	cot(teta2)= 2,50
Resistenza di calcolo a taglio-compressione massima possibile (cot(teta)=cot(teta1))	Vrcd,max= 52 kN
Resistenza di calcolo a taglio-compressione minima (cot(teta)=cot(teta2))	Vrcd,min= 2326 kN
<b>Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio</b>	
Rapporto geometrico armatura longitudinale: ro(l)= min(Asl / (bw * d) ; 0,02)	ro(l)= 0,00106
Coefficiente k=min( 1+(200/d) <sup>0,5</sup> ; 2)	k= 1,459
Coefficiente v <sub>min</sub> =0,035 * (k <sup>1,5</sup> ) * (fck <sup>0,5</sup> )	v <sub>min</sub> = 0,308 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente di calcolo (0,18 * k * (100 * ro(l) * fck) / gamma <sub>cc</sub> + 0,15 * scp)	tau_1,calc= 0,484 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente minima (v <sub>min</sub> + 0,15 * scp)	tau_2,min= 0,550 N/mm <sup>2</sup>
<b>Sforzo di taglio resistente</b>	
Tensione tangenziale corrispondente allo Sforzo di taglio resistente	Vrd= 522,36 kN
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (>= 1; solo calcestruzzo)	tau(Vrd)= 0,61 N/mm <sup>2</sup>
	Vrd/Vsd= 63,011
<b>Verifica elementi con armature trasversali resistenti a taglio</b>	
Cotangente teta ottimale (cot(teta1)<cot(teta)<cot(teta2))	cot(teta)= 129,48
Inclinazione puntoni calcestruzzo ottimale (cot(teta1)<cot(teta)<cot(teta2))	teta= 0,442 °
Resistenza di calcolo a taglio-compressione ( Vrcd = 0,90 * d * bw * alfac * fcd * (cot(alfa)+cot(teta)) / (1+cot(teta) <sup>2</sup> ) )	Vrcd= 52 kN
Resistenza di calcolo a taglio-trazione ( Vrsd = 0,9 d Asw s * fyd * (cot(alfa) + cot(teta)) * sen(alfa) )	Vrsd= 170117 kN
<b>Resistenza di calcolo Vrd = min ( Vrcd ; Vrsd )</b>	<b>Vrd = 52 kN</b>
Tensione tangenziale corrispondente alla Resistenza di calcolo Vrd	tau(Vrd)= 0,06 N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (>= 1; solo calcestruzzo)	Vrd/Vsd= 6,283

**VERIFICA A STATO LIMITE ULTIMO PER TENSIONI NORMALI**  
**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE B1-FASE6 VERIFICA INCASTRO CALOTTA**

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d)	ξ=	0,211	
Altezza totale della sezione	h=	150,00 [cm]	<b>RISOLVI</b>
Copriferro armatura tesa	c=	5,00 [cm]	
Altezza utile (h-c)	d=	145,00 [cm]	
Profondità dell'asse neutro	x=	30,53 [cm]	
Rapporto tra copriferro armatura tesa ed altezza utile (c/d)	δ=	0,034	
Deformazione massima nel calcestruzzo	ε c1s=	-0,00267	in y= 150,00 [cm]
Deformazione massima nell'acciaio teso	ε acc=	0,01000	in y= 5,00 [cm]
Parametro di deformazione λ (ε=λ+μ y)	λ=	0,01044	
Parametro di deformazione μ (ε=λ+μ y)	μ=	-0,00009 [1/cm]	
Sforzo normale interno (rispetto alla base - y=0)	Nrd(y=0)=	-2616,00 [kN]	
Momento interno (rispetto alla base - y=0)	Mrd(y=0)=	4424,47 [kNm]	
Ordinata rispetto a cui vengono calcolate le sollecitazioni	ysoll=	75,00 [cm]	
Sforzo normale interno (rispetto a y=ysoll)	Nrd(y=ysoll)=	-2616,00 [kN]	
Momento interno (rispetto a y=ysoll)	Mrd(y=ysoll)=	2462,47 [kNm]	
Sforzo normale agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)=	-2616,00 [kN]	
Momento agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Msd(y=ysoll)=	90,93 [kNm]	
Differenza tra sforzo normale agente ed interno (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)-Nrd(y=ysoll)=	0,00 [kN]	
<b>Coefficiente di sicurezza di stato limite ultimo</b>	<b>Mrd(y=ysoll)/Msd(y=ysoll)=</b>	<b>27,08</b>	

CALCESTRUZZO		Trave											
Elementi	Rck [N/mm²]	fc,d [N/mm²]	b inf [cm]	h [cm]	b sup [cm]	y inf [cm]	y sup [cm]	ε inf	ε sup	σ inf [N/mm²]	σ sup [N/mm²]	Nrd(y=0) [kN]	Mrd(y=0) [kNm]
1	30,00	16,60	100,00	150,00	100,00	0,00	150,00	0,01044	-0,00267	0,00	-14,11	-3230,34	4455,19
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	150,00	150,00	-0,00267	-0,00267	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	150,00	150,00	-0,00267	-0,00267	0,00	0,00	0,00	0,00
totali				150,00		0,00	150,00					-3230,34	4455,19

ACCIAIO		Armatura lenta							
Armature	Es [N/mm²]	fyd [N/mm²]		area [cm²]	livello [cm]	ε acc	σ acc [N/mm²]	Nrd(y=0) [kN]	Mrd(y=0) [kNm]
1	210000	391,30		15,70	5,00	0,01000	391,30	614,34	-30,72
2	0	0,00		0,00	0,00	0,01044	0,00	0,00	0,00
3	0	0,00		0,00	0,00	0,01044	0,00	0,00	0,00
totali					5,00			614,34	-30,72

**VERIFICA A STATO LIMITE ULTIMO PER TENSIONI NORMALI**  
**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE B1-FASE6 VERIFICA MASSIMO NEGATIVO CALOTTA**

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d)	ξ=	0,327	
Altezza totale della sezione	h=	90,00 [cm]	<b>RISOLVI</b>
Copriferro armatura tesa	c=	5,00 [cm]	
Altezza utile (h-c)	d=	85,00 [cm]	
Profondità dell'asse neutro	x=	27,82 [cm]	
Rapporto tra copriferro armatura tesa ed altezza utile (c/d)	δ=	0,059	
Deformazione massima nel calcestruzzo	ε c1s=	-0,00350	in y= 90,00 [cm]
Deformazione massima nell'acciaio teso	ε acc=	0,00719	in y= 5,00 [cm]
Parametro di deformazione λ (ε=λ+μ y)	λ=	0,00782	
Parametro di deformazione μ (ε=λ+μ y)	μ=	-0,00013 [1/cm]	
Sforzo normale interno (rispetto alla base - y=0)	Nrd(y=0)=	-2563,00 [kN]	
Momento interno (rispetto alla base - y=0)	Mrd(y=0)=	2461,24 [kNm]	
Ordinata rispetto a cui vengono calcolate le sollecitazioni	ysoll=	45,00 [cm]	
Sforzo normale interno (rispetto a y=ysoll)	Nrd(y=ysoll)=	-2563,00 [kN]	
Momento interno (rispetto a y=ysoll)	Mrd(y=ysoll)=	1307,89 [kNm]	
Sforzo normale agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)=	-2563,00 [kN]	
Momento agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Msd(y=ysoll)=	12,55 [kNm]	
Differenza tra sforzo normale agente ed interno (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)-Nrd(y=ysoll)=	0,00 [kN]	
<b>Coefficiente di sicurezza di stato limite ultimo</b>	<b>Mrd(y=ysoll)/Msd(y=ysoll)=</b>	<b>104,21</b>	

CALCESTRUZZO		Trave											
Elementi	Rck [N/mm²]	fc,d [N/mm²]	b inf [cm]	h [cm]	b sup [cm]	y inf [cm]	y sup [cm]	ε inf	ε sup	σ inf [N/mm²]	σ sup [N/mm²]	Nrd(y=0) [kN]	Mrd(y=0) [kNm]
1	30,00	16,60	100,00	90,00	100,00	0,00	90,00	0,00782	-0,00350	0,00	-14,11	-3177,34	2491,96
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	90,00	90,00	-0,00350	-0,00350	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	90,00	90,00	-0,00350	-0,00350	0,00	0,00	0,00	0,00
totali				90,00		0,00	90,00					-3177,34	2491,96

ACCIAIO		Armatura lenta							
Armature	Es [N/mm²]	fyd [N/mm²]		area [cm²]	livello [cm]	ε acc	σ acc [N/mm²]	Nrd(y=0) [kN]	Mrd(y=0) [kNm]
1	210000	391,30		15,70	5,00	0,00719	391,30	614,34	-30,72
2	0	0,00		0,00	0,00	0,00782	0,00	0,00	0,00
3	0	0,00		0,00	0,00	0,00782	0,00	0,00	0,00
totali					5,00			614,34	-30,72



**VERIFICA A STATO LIMITE ULTIMO PER TENSIONI NORMALI**

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE B1-VERIFICA MASSIMO POSITIVO CALOTTA**

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d)	$\xi =$	0,279
Altezza totale della sezione	h =	90,00 [cm]
Copriferro armatura tesa	c =	5,00 [cm]
Altezza utile (h-c)	d =	85,00 [cm]
Profondità dell'asse neutro	x =	23,68 [cm]
Rapporto tra copriferro armatura tesa ed altezza utile (c/d)	$\delta =$	0,059

**RISOLVI**

Deformazione massima nel calcestruzzo	$\epsilon_{cls} =$	-0,00350	in y =	90,00 [cm]
Deformazione massima nell'acciaio teso	$\epsilon_{acc} =$	0,00906	in y =	5,00 [cm]
Parametro di deformazione $\lambda$ ( $\epsilon = \lambda + \mu$ )	$\lambda =$	0,00980		
Parametro di deformazione $\mu$ ( $\epsilon = \lambda + \mu$ )	$\mu =$	-0,00015 [1/cm]		
Sforzo normale interno (rispetto alla base - y=0)	Nrd(y=0)=	-2091,00 [kN]		
Momento interno (rispetto alla base - y=0)	Mrd(y=0)=	2137,56 [kNm]		

Ordinata rispetto a cui vengono calcolate le sollecitazioni	$y_{soll} =$	45,00 [cm]
Sforzo normale interno (rispetto a $y=y_{soll}$ )	Nrd( $y=y_{soll}$ )=	-2091,00 [kN]
Momento interno (rispetto a $y=y_{soll}$ )	Mrd( $y=y_{soll}$ )=	1196,61 [kNm]
Sforzo normale agente di calcolo (rispetto a $y=y_{soll}$ )	Nsd( $y=y_{soll}$ )=	-2091,00 [kN]
Momento agente di calcolo (rispetto a $y=y_{soll}$ )	Msd( $y=y_{soll}$ )=	12,11 [kNm]
Differenza tra sforzo normale agente ed interno (rispetto a $y=y_{soll}$ )	Nsd( $y=y_{soll}$ )-Nrd( $y=y_{soll}$ )=	0,00 [kN]
<b>Coefficiente di sicurezza di stato limite ultimo</b>	<b>Mrd(<math>y=y_{soll}</math>)/Msd(<math>y=y_{soll}</math>)=</b>	<b>98,81</b>

CALCESTRUZZO			Trave										
Elementi	Rck	fcd	b inf	h	b sup	y inf	y sup	$\epsilon$ inf	$\epsilon$ sup	$\sigma$ inf	$\sigma$ sup	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]			[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]
1	30,00	16,60	100,00	90,00	100,00	0,00	90,00	0,00980	-0,00350	0,00	0,00	-2705,34	2168,28
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	90,00	90,00	-0,00350	-0,00350	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	90,00	90,00	-0,00350	-0,00350	0,00	0,00	0,00	0,00
totali				90,00		0,00	90,00					-2705,34	2168,28

ACCIAIO			Armatura lenta										
Armature	Es	f <sub>yd</sub>	area	livello	$\epsilon$ acc	$\sigma$ acc	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)					
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm]		[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]					
1	210000	391,30	15,70	5,00	0,00906	391,30	614,34	-30,72					
2	0	0,00	0,00	0,00	0,00980	0,00	0,00	0,00					
3	0	0,00	0,00	0,00	0,00980	0,00	0,00	0,00					
totali				5,00			614,34	-30,72					

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE B1-FASE6 VERIFICA INCASTRO CALOTTA**

**VERIFICA A TAGLIO A SLU PER SEZIONE RETTANGOLARE**

Caratteristiche dei materiali		Verifica
Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	Rck=	30 MPa
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	gammac=	1,500
Coefficiente di trasformazione resistenza cubica -> cilindrica	alfa1=	0,833
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	fck=	25 MPa
Coefficiente carichi lunga durata	alfacc=	0,850
Resistenza di calcolo cilindrica calcestruzzo	fcd=	14,167 MPa
Tensione caratteristica di snervamento acciaio	f <sub>yk</sub> =	450 MPa
Coefficiente di sicurezza acciaio	gammas=	1,150
Tensione di calcolo di snervamento acciaio	f <sub>yd</sub> =	391,3 MPa

**Caratteristiche della sezione**

Larghezza della membratura resistente a taglio	bw=	1000 mm
Altezza della sezione	h=	1500 mm
Altezza utile sezione: d = h - c	d=	1145 mm
Area armature longitudinali tese	Asl=	1005,31 mm <sup>2</sup>
Numero bracci	n=	5,0
Diametro dell'armatura trasversale posta all'interasse s	fi=	20 mm
Interasse armatura trasversale	s=	200 mm
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	alfa=	90,000 °
Area di armatura trasversale posta all'interasse s	Asw=	1571 mm <sup>2</sup>
Area di armatura trasversale a metro lineare	asw=	7,854 mm <sup>2</sup> /mm

**Sollecitazioni**

Sforzo normale di compressione di calcolo (compressione = positivo)	Ned=	2616,00 kN
Taglio di calcolo agente sulla sezione allo s.l.u.	Vsdu=	213,00 kN
Tensione media di compressione nella sezione: $s_{cp} = \min(Nsd/(b \cdot w \cdot h) ; 0,2 \cdot f_{cd})$	s <sub>cp</sub> =	1,744 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale baricentrica	tau_b=	0,213 N/mm <sup>2</sup>
Tensione principale massima baricentrica	sigma1=	0,026 N/mm <sup>2</sup>
Inclinazione minima dei "puntoni" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave	cot(teta1)=	8,308
Coefficiente alfac	alfac=	1,123
Cotangente alfa	cot(alfa)=	0,00
Limite inferiore per inclinazione puntone calcestruzzo ( $\cot(teta1) = \max(1,00; \cot(teta1))$ )	cot(teta1)=	8,31
Limite superiore per inclinazione puntone calcestruzzo ( $\cot(teta2)$ , normalmente 2.50)	cot(teta2)=	2,50
Resistenza di calcolo a taglio-compressione massima possibile ( $\cot(teta)=\cot(teta1)$ )	Vrd,max=	973 kN
Resistenza di calcolo a taglio-compressione minima ( $\cot(teta)=\cot(teta2)$ )	Vrd,min=	2827 kN

**Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio**

Rapporto geometrico armatura longitudinale: $ro(l) = \min(Asl / (b \cdot w \cdot d) ; 0,02)$	ro(l)=	0,00088
Coefficiente $k = \min(1 + (200/d)^{0,5} ; 2)$	k=	1,418
Coefficiente $v_{min} = 0,035 \cdot (k \cdot 1,5)^2 \cdot (f_{ck} / 0,5)$	v <sub>min</sub> =	0,295 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente di calcolo ( $0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot ro(l) \cdot f_{ck}) / \text{gammac} + 0,15 \cdot s_{cp}$ )	tau_1,calc=	0,483 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente minima ( $v_{min} + 0,15 \cdot s_{cp}$ )	tau_2,min=	0,557 N/mm <sup>2</sup>
<b>Sforzo di taglio resistente</b>	Vrd=	637,85 kN
Tensione tangenziale corrispondente allo Sforzo di taglio resistente	tau(Vrd)=	0,62 N/mm <sup>2</sup>
<b>Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (<math>\geq 1</math>; solo calcestruzzo)</b>	Vrd/Vsd=	2,995

**Verifica elementi con armature trasversali resistenti a taglio**

Cotangente teta ottimale ( $\cot(teta1) < \cot(teta) < \cot(teta2)$ )	cot(teta)=	8,31
Inclinazione puntone calcestruzzo ottimale ( $\cot(teta1) < \cot(teta) < \cot(teta2)$ )	teta=	6,863 °
Resistenza di calcolo a taglio-compressione ( $V_{rd} = 0,90 \cdot d \cdot bw \cdot \text{alfac} \cdot f_{cd} \cdot (\cot(\text{alfa}) + \cot(teta)) / (1 + \cot(teta)^2)$ )	Vrd=	973 kN
Resistenza di calcolo a taglio-trazione ( $V_{rds} = 0,9 \cdot d \cdot Asw \cdot s \cdot f_{yd} \cdot (\cot(\text{alfa}) + \cot(teta)) \cdot \text{sen}(\text{alfa})$ )	Vrds=	26312 kN
<b>Resistenza di calcolo <math>V_{rd} = \min(V_{rd}; V_{rds})</math></b>	<b>Vrd =</b>	<b>973 kN</b>
Tensione tangenziale corrispondente alla Resistenza di calcolo Vrd	tau(Vrd)=	0,94 N/mm <sup>2</sup>
<b>Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (<math>\geq 1</math>; solo calcestruzzo)</b>	<b>Vrd/Vsd=</b>	<b>4,566</b>

GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE B1-FASE6 VERIFICA MASSIMO NEGATIVO CALOTTA

VERIFICA A TAGLIO A SLU PER SEZIONE RETTANGOLARE

Caratteristiche dei materiali		Verifica
Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	Rck=	30 MPa
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	gammac=	1,500
Coefficiente di trasformazione resistenza cubica -> cilindrica	alfa1=	0,833
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	fck=	25 MPa
Coefficiente carichi lunga durata	alfacc=	0,850
Resistenza di calcolo cilindrica calcestruzzo	fcdd=	14,167 MPa
Tensione caratteristica di snervamento acciaio	fyk=	450 MPa
Coefficiente di sicurezza acciaio	gammass=	1,150
Tensione di calcolo di snervamento acciaio	fydd=	391,3 MPa

Caratteristiche della sezione

Larghezza della membratura resistente a taglio	bw=	1000 mm
Altezza della sezione	h=	900 mm
Altezza utile sezione: d = h - c	d=	845 mm
Area armature longitudinali tese	Asl=	1005,31 mm <sup>2</sup>
Numero bracci	n=	2,5
Diametro dell'armatura trasversale posta all'interasse s	fi=	16 mm
Interasse armatura trasversale	s=	200 mm
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	alfa=	90,000 °
Area di armatura trasversale posta all'interasse s	Asw=	503 mm <sup>2</sup>
Area di armatura trasversale a metro lineare	asw=	2,513 mm <sup>2</sup> /mm

Sollecitazioni

Sforzo normale di compressione di calcolo (compressione = positivo)	Ned=	2563,00 kN
Taglio di calcolo agente sulla sezione allo s.l.u.	Vsdu=	37,38 kN
Tensione media di compressione nella sezione: scp= min(Nsd/(bwh), 0.2 * fcd)	scp=	2,833 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale baricentrica	tau_b=	0,062 N/mm <sup>2</sup>
Tensione principale massima baricentrica	sigma1=	0,001 N/mm <sup>2</sup>
Inclinazione minima dei "puntoni" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave	cot(teta1)=	45,501
Coefficiente alfacc	alfacc=	1,200
Cotangente alfa	cot(alfa)=	0,00
Limite inferiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta1) = max(1,00; cot(teta1)))	cot(teta1)=	45,50
Limite superiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta2), normalmente 2,50)	cot(teta2)=	2,50
Resistenza di calcolo a taglio-compressione massima possibile (cot(teta)=cot(teta1))	Vrdd,max=	142 kN
Resistenza di calcolo a taglio-compressione minima (cot(teta)=cot(teta2))	Vrdd,min=	2229 kN

Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

Rapporto geometrico armatura longitudinale: ro(l)= min(Asl / (bw * d) ; 0.02 )	ro(l)=	0,00119
Coefficiente k=min( 1+(200/d)^0.5 ; 2 )	k=	1,487
Coefficiente vmin=0.035 * (k^1.5) * (fck^0.5)	vmin=	0,317 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente di calcolo ( Vrdd = 0.9 * d * bw * alfacc * fcd * (cot(alfa)+cot(teta)) / (1+cot(teta)^2) )	tau_1,calc=	0,682 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente minima ( vmin + 0,15* scp )	tau_2,min=	0,742 N/mm <sup>2</sup>
Sforzo di taglio resistente	Vrd=	627,13 kN

Tensione tangenziale corrispondente allo Sforzo di taglio resistente

Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (>= 1; solo calcestruzzo)	tau(Vrd)=	0,82 N/mm <sup>2</sup>
	Vrd/Vsd=	16,777

Verifica elementi con armature trasversali resistenti a taglio

Cotangente teta ottimale (cot(teta1)<cot(teta)<cot(teta2))	cot(teta)=	45,50
Inclinazione puntoni calcestruzzo ottimale (cot(teta1)<cot(teta)<cot(teta2))	teta=	1,259 °
Resistenza di calcolo a taglio-compressione ( Vrdd = 0.9 * d * bw * alfacc * fcd * (cot(alfa)+cot(teta)) / (1+cot(teta)^2) )	Vrdd=	142 kN
Resistenza di calcolo a taglio-trazione ( Vrds = 0.9 * d * Asw * s * fyd * (cot(alfa) + cot(teta)) * sen(alfa) )	Vrds=	34031 kN
Resistenza di calcolo Vrd = min ( Vrdd ; Vrds )	Vrd =	142 kN
Tensione tangenziale corrispondente alla Resistenza di calcolo Vrd	tau(Vrd)=	0,19 N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (>= 1; solo calcestruzzo)	Vrd/Vsd=	3,799

GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE B1-FASE6 VERIFICA MASSIMO POSITIVO CALOTTA

VERIFICA A TAGLIO A SLU PER SEZIONE RETTANGOLARE

Caratteristiche dei materiali		Verifica
Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	Rck=	30 MPa
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	gammac=	1,500
Coefficiente di trasformazione resistenza cubica -> cilindrica	alfa1=	0,833
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	fck=	25 MPa
Coefficiente carichi lunga durata	alfacc=	0,850
Resistenza di calcolo cilindrica calcestruzzo	fcdd=	14,167 MPa
Tensione caratteristica di snervamento acciaio	fyk=	450 MPa
Coefficiente di sicurezza acciaio	gammass=	1,150
Tensione di calcolo di snervamento acciaio	fydd=	391,3 MPa

Caratteristiche della sezione

Larghezza della membratura resistente a taglio	bw=	1000 mm
Altezza della sezione	h=	900 mm
Altezza utile sezione: d = h - c	d=	845 mm
Area armature longitudinali tese	Asl=	1005,31 mm <sup>2</sup>
Numero bracci	n=	2,5
Diametro dell'armatura trasversale posta all'interasse s	fi=	16 mm
Interasse armatura trasversale	s=	200 mm
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	alfa=	90,000 °
Area di armatura trasversale posta all'interasse s	Asw=	503 mm <sup>2</sup>
Area di armatura trasversale a metro lineare	asw=	2,513 mm <sup>2</sup> /mm

Sollecitazioni

Sforzo normale di compressione di calcolo (compressione = positivo)	Ned=	2091,00 kN
Taglio di calcolo agente sulla sezione allo s.l.u.	Vsdu=	6,81 kN
Tensione media di compressione nella sezione: scp= min(Nsd/(bwh), 0.2 * fcd)	scp=	2,323 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale baricentrica	tau_b=	0,015 N/mm <sup>2</sup>
Tensione principale massima baricentrica	sigma1=	0,000 N/mm <sup>2</sup>
Inclinazione minima dei "puntoni" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave	cot(teta1)=	158,236
Coefficiente alfacc	alfacc=	1,164
Cotangente alfa	cot(alfa)=	0,00
Limite inferiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta1) = max(1,00; cot(teta1)))	cot(teta1)=	158,24
Limite superiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta2), normalmente 2,50)	cot(teta2)=	2,50
Resistenza di calcolo a taglio-compressione massima possibile (cot(teta)=cot(teta1))	Vrdd,max=	40 kN
Resistenza di calcolo a taglio-compressione minima (cot(teta)=cot(teta2))	Vrdd,min=	2162 kN

Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

Rapporto geometrico armatura longitudinale: ro(l)= min(Asl / (bw * d) ; 0.02 )	ro(l)=	0,00119
Coefficiente k=min( 1+(200/d)^0.5 ; 2 )	k=	1,487
Coefficiente vmin=0.035 * (k^1.5) * (fck^0.5)	vmin=	0,317 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente di calcolo ( Vrdd = 0.9 * d * bw * alfacc * fcd * (cot(alfa)+cot(teta)) / (1+cot(teta)^2) )	tau_1,calc=	0,605 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente minima ( vmin + 0,15* scp )	tau_2,min=	0,666 N/mm <sup>2</sup>
Sforzo di taglio resistente	Vrd=	562,49 kN

Tensione tangenziale corrispondente allo Sforzo di taglio resistente

Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (>= 1; solo calcestruzzo)	tau(Vrd)=	0,74 N/mm <sup>2</sup>
	Vrd/Vsd=	63,847

Verifica elementi con armature trasversali resistenti a taglio

Cotangente teta ottimale (cot(teta1)<cot(teta)<cot(teta2))	cot(teta)=	158,24
Inclinazione puntoni calcestruzzo ottimale (cot(teta1)<cot(teta)<cot(teta2))	teta=	0,362 °
Resistenza di calcolo a taglio-compressione ( Vrdd = 0.9 * d * bw * alfacc * fcd * (cot(alfa)+cot(teta)) / (1+cot(teta)^2) )	Vrdd=	40 kN
Resistenza di calcolo a taglio-trazione ( Vrds = 0.9 * d * Asw * s * fyd * (cot(alfa) + cot(teta)) * sen(alfa) )	Vrds=	118347 kN
Resistenza di calcolo Vrd = min ( Vrdd ; Vrds )	Vrd =	40 kN
Tensione tangenziale corrispondente alla Resistenza di calcolo Vrd	tau(Vrd)=	0,05 N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (>= 1; solo calcestruzzo)	Vrd/Vsd=	4,498

### 10.5 FASE 7 – VERIFICHE TENSIONALI ARCO ROVESCIO E CALOTTA

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

elementi beam da 1 a 64                      rappresentanti la calotta  
 elementi beam da 65 a 96                    rappresentanti l'arco rovescio

Le sollecitazioni massime sull'arco rovescio risultano:

incastro elemento 66:             $N_k = 2159 \text{ kN}$              $M_k = 380 \text{ kN m}$              $T_k = 272 \text{ kN}$   
 mezzeria elemento 81:            $N_k = 1466 \text{ kN}$              $M_k = 350 \text{ kN m}$              $T_k = 7.13 \text{ kN}$

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	$N_{SDU}$ (kN)	$M_{SDU}$ (kN m)	$N_{RD}$ (kN)	$M_{RD}$ (kNm)	FS
INCASTRO	100	1 $\Phi$ 20/20	2806	494	2806	1560	3.16
MEZZERIA	100	1 $\Phi$ 20/20	1905	455	1905	1303	2.86

Tabella 10.7 – Fase 7 - Verifica a flessione dell'arco rovescio

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	$V_{SDU}$ (kN)	$V_{RD}$ (kN)	FS
INCASTRO	100	1 $\Phi$ 24/20/40	353	1281	3.62
MEZZERIA	100	1 $\Phi$ 20/20/40	9.26	50	5.40

Tabella 10.8 – Fase 7 - Verifica a taglio dell'arco rovescio

Le sollecitazioni massime in calotta risultano:

incastro elemento 64:             $N_k = 2264 \text{ kN}$              $M_k = 120 \text{ kN m}$              $T_k = 204 \text{ kN}$   
 max neg. elemento 55:            $N_k = 2066 \text{ kN}$              $M_k = 22.07 \text{ kN m}$             $T_k = 12.18 \text{ kN}$   
 max pos. elemento 36:            $N_k = 1058 \text{ kN}$              $M_k = 5.32 \text{ kN m}$              $T_k = 4.68 \text{ kN}$

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	$N_{SDU}$ (kN)	$M_{SDU}$ (kN m)	$N_{RD}$ (kN)	$M_{RD}$ (kNm)	FS
INCASTRO	150	1 $\Phi$ 20/20	2943	156	2943	2629	16.86
MAX NEG	90	1 $\Phi$ 20/20	2685	28.69	2685	1374	47.91
MAX POS	90	1 $\Phi$ 20/20	1375	6.91	1375	993	143.82

Tabella 10.9 – Fase 7 - Verifica a flessione della calotta

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	V <sub>SDU</sub> (kN)	V <sub>RD</sub> (kN)	FS
INCASTRO	150	1 Φ 20/20/20	265	1084	4.08
CALOTTA	90	1 Φ 16/20/40	15.83	60	3.80

Tabella 10.10 – Fase 7 - Verifica a taglio della calotta

\* FLAC log-file opened 8-Apr-19 16:19  
 FASE 7-GALLERIA DOSSO-SEZIONE GD-B1-Maturazione calotta  
 From File :dos37.sav

Structural element data ...

Elem	ID	Nod1	Nod2	Prop		F-shear	F-axial	Mom-1	Mom-2	
96	2	96	1	2	beam	5.729E+02	1.945E+03	3.671E+02	-2.155E+02	-8
95	2	95	96	2	beam	-1.588E+02	2.217E+03	2.973E+02	-3.672E+02	-9
94	2	94	95	2	beam	-3.867E+02	2.053E+03	1.803E+02	-2.973E+02	-9
93	2	93	94	2	beam	-2.570E+02	2.011E+03	8.146E+01	-1.803E+02	-8
92	2	92	93	2	beam	-1.869E+02	1.975E+03	9.994E-01	-8.158E+01	-8
91	2	91	92	2	beam	-1.628E+02	1.900E+03	-5.366E+01	-8.791E-01	-8
90	2	90	91	2	beam	-1.565E+02	1.840E+03	-1.060E+02	5.357E+01	-7
89	2	89	90	2	beam	-1.180E+02	1.788E+03	-1.600E+02	1.060E+02	-7
88	2	88	89	2	beam	-1.044E+02	1.725E+03	-1.931E+02	1.599E+02	-7
87	2	87	88	2	beam	-1.044E+02	1.683E+03	-2.263E+02	1.931E+02	-7
86	2	86	87	2	beam	-7.577E+01	1.638E+03	-2.620E+02	2.263E+02	-7
85	2	85	86	2	beam	-6.313E+01	1.582E+03	-2.925E+02	2.620E+02	-6
84	2	84	85	2	beam	-4.992E+01	1.538E+03	-3.172E+02	2.925E+02	-6
83	2	83	84	2	beam	-3.581E+01	1.503E+03	-3.353E+02	3.173E+02	-6
82	2	82	83	2	beam	-2.151E+01	1.479E+03	-3.463E+02	3.353E+02	-6
81	2	81	82	2	beam	-7.136E+00	1.466E+03	-3.500E+02	3.463E+02	-6
80	2	80	81	2	beam	7.188E+00	1.467E+03	-3.463E+02	3.500E+02	-6
79	2	79	80	2	beam	2.163E+01	1.479E+03	-3.352E+02	3.462E+02	-6
78	2	78	79	2	beam	3.624E+01	1.504E+03	-3.169E+02	3.352E+02	-6
77	2	77	78	2	beam	5.033E+01	1.540E+03	-2.920E+02	3.169E+02	-6
76	2	76	77	2	beam	6.359E+01	1.585E+03	-2.612E+02	2.920E+02	-6
75	2	75	76	2	beam	7.640E+01	1.641E+03	-2.253E+02	2.613E+02	-7
74	2	74	75	2	beam	1.055E+02	1.686E+03	-1.918E+02	2.253E+02	-7
73	2	73	74	2	beam	1.063E+02	1.730E+03	-1.582E+02	1.920E+02	-7
72	2	72	73	2	beam	1.202E+02	1.793E+03	-1.033E+02	1.583E+02	-7
71	2	71	72	2	beam	1.583E+02	1.846E+03	-5.041E+01	1.034E+02	-8
70	2	70	71	2	beam	1.656E+02	1.908E+03	4.929E+00	5.052E+01	-8
69	2	69	70	2	beam	1.919E+02	1.984E+03	8.756E+01	-4.810E+00	-8
68	2	68	69	2	beam	2.597E+02	2.020E+03	1.767E+02	-8.761E+01	-8
67	2	67	68	2	beam	2.455E+02	2.085E+03	2.608E+02	-1.766E+02	-9
66	2	66	67	2	beam	2.721E+02	2.159E+03	3.804E+02	-2.608E+02	-9
65	2	65	66	2	beam	-6.165E+02	2.041E+03	2.170E+02	-3.801E+02	-8
64	1	64	65	1	beam	-2.043E+02	2.264E+03	1.208E+02	-2.169E+02	-2
63	1	63	64	1	beam	-8.441E+01	2.243E+03	7.905E+01	-1.208E+02	-1
62	1	62	63	1	beam	-5.605E+01	2.213E+03	6.204E+01	-7.895E+01	-1
61	1	61	62	1	beam	-6.340E+01	2.247E+03	4.295E+01	-6.208E+01	-1
60	1	60	61	1	beam	-4.883E+01	2.217E+03	1.923E+01	-4.289E+01	-1
59	1	59	60	1	beam	-3.398E+01	2.197E+03	2.568E+00	-1.922E+01	-1
58	1	58	59	1	beam	-2.399E+01	2.167E+03	-9.260E+00	-2.499E+00	-1
57	1	57	58	1	beam	-1.556E+01	2.128E+03	-1.680E+01	9.265E+00	-1
56	1	56	57	1	beam	-6.072E+00	2.107E+03	-1.859E+01	1.676E+01	-1
55	1	55	56	1	beam	-1.218E+01	2.066E+03	-2.207E+01	1.839E+01	-1
54	1	54	55	1	beam	8.871E-02	2.019E+03	-2.198E+01	2.203E+01	-1
53	1	53	54	1	beam	3.884E+00	1.953E+03	-2.018E+01	2.201E+01	-1

52	1	52	53	1	beam	7.695E+00	1.881E+03	-1.749E+01	2.009E+01	-1
51	1	51	52	1	beam	-3.976E+00	1.851E+03	-1.881E+01	1.747E+01	-1
50	1	50	51	1	beam	9.000E+00	1.776E+03	-1.493E+01	1.884E+01	-1
49	1	49	50	1	beam	1.741E-01	1.725E+03	-1.493E+01	1.499E+01	-1
48	1	48	49	1	beam	4.431E+00	1.657E+03	-1.339E+01	1.493E+01	-1
47	1	47	48	1	beam	8.263E+00	1.589E+03	-1.049E+01	1.343E+01	-1
46	1	46	47	1	beam	-2.368E-01	1.541E+03	-1.061E+01	1.053E+01	-1
45	1	45	46	1	beam	9.694E+00	1.467E+03	-7.175E+00	1.063E+01	-1
44	1	44	45	1	beam	3.252E+00	1.430E+03	-5.836E+00	6.995E+00	-1
43	1	43	44	1	beam	1.303E+00	1.373E+03	-5.256E+00	5.709E+00	-1
42	1	42	43	1	beam	4.001E+00	1.309E+03	-3.831E+00	5.223E+00	-9
41	1	41	42	1	beam	-3.489E-02	1.264E+03	-3.765E+00	3.749E+00	-8
40	1	40	41	1	beam	1.534E+00	1.202E+03	-3.231E+00	3.747E+00	-8
39	1	39	40	1	beam	-1.142E+00	1.182E+03	-3.402E+00	3.018E+00	-7
38	1	38	39	1	beam	-1.834E+00	1.136E+03	-4.192E+00	3.329E+00	-7
37	1	37	38	1	beam	3.224E-01	1.092E+03	-3.945E+00	4.104E+00	-6
36	1	36	37	1	beam	-4.682E+00	1.058E+03	-5.327E+00	3.915E+00	-6
35	1	35	36	1	beam	1.050E+00	1.046E+03	-4.803E+00	5.119E+00	-6
34	1	34	35	1	beam	4.335E-01	1.030E+03	-4.502E+00	4.713E+00	-6
33	1	33	34	1	beam	-1.176E+00	1.022E+03	-5.058E+00	4.482E+00	-6
32	1	32	33	1	beam	1.339E+00	1.022E+03	-4.424E+00	5.080E+00	-6
31	1	31	32	1	beam	-4.320E-01	1.030E+03	-4.679E+00	4.470E+00	-6
30	1	30	31	1	beam	-9.970E-01	1.046E+03	-5.149E+00	4.848E+00	-6
29	1	29	30	1	beam	4.950E+00	1.057E+03	-3.672E+00	5.166E+00	-6
28	1	28	29	1	beam	-2.300E-02	1.092E+03	-3.794E+00	3.783E+00	-6
27	1	27	28	1	beam	1.453E+00	1.135E+03	-3.080E+00	3.763E+00	-7
26	1	26	27	1	beam	6.725E-01	1.181E+03	-2.774E+00	3.001E+00	-7
25	1	25	26	1	beam	-2.000E+00	1.200E+03	-3.530E+00	2.856E+00	-8
24	1	24	25	1	beam	-4.734E-01	1.263E+03	-3.731E+00	3.526E+00	-8
23	1	23	24	1	beam	-3.749E+00	1.307E+03	-5.013E+00	3.709E+00	-9
22	1	22	23	1	beam	-8.954E-01	1.371E+03	-5.522E+00	5.210E+00	-9
21	1	21	22	1	beam	-3.460E+00	1.427E+03	-6.808E+00	5.575E+00	-1
20	1	20	21	1	beam	-9.992E+00	1.465E+03	-1.036E+01	6.798E+00	-1
19	1	19	20	1	beam	-4.709E-03	1.539E+03	-1.035E+01	1.035E+01	-1
18	1	18	19	1	beam	-8.692E+00	1.587E+03	-1.341E+01	1.031E+01	-1
17	1	17	18	1	beam	-4.718E+00	1.656E+03	-1.511E+01	1.347E+01	-1
16	1	16	17	1	beam	4.126E-02	1.723E+03	-1.507E+01	1.508E+01	-1
15	1	15	16	1	beam	-8.803E+00	1.773E+03	-1.885E+01	1.503E+01	-1
14	1	14	15	1	beam	3.698E+00	1.848E+03	-1.740E+01	1.865E+01	-1
13	1	13	14	1	beam	-7.487E+00	1.878E+03	-2.003E+01	1.751E+01	-1
12	1	12	13	1	beam	-3.851E+00	1.950E+03	-2.202E+01	2.021E+01	-1
11	1	11	12	1	beam	7.478E-02	2.016E+03	-2.225E+01	2.228E+01	-1
10	1	10	11	1	beam	1.216E+01	2.062E+03	-1.872E+01	2.238E+01	-1
9	1	9	10	1	beam	5.652E+00	2.101E+03	-1.700E+01	1.870E+01	-1
8	1	8	9	1	beam	1.485E+01	2.124E+03	-9.873E+00	1.707E+01	-1
7	1	7	8	1	beam	2.500E+01	2.161E+03	2.361E+00	9.892E+00	-1
6	1	6	7	1	beam	3.249E+01	2.191E+03	1.833E+01	-2.405E+00	-1
5	1	5	6	1	beam	4.816E+01	2.209E+03	4.171E+01	-1.838E+01	-1
4	1	4	5	1	beam	6.226E+01	2.235E+03	6.050E+01	-4.172E+01	-1
3	1	3	4	1	beam	5.637E+01	2.202E+03	7.757E+01	-6.056E+01	-1
2	1	2	3	1	beam	8.511E+01	2.227E+03	1.197E+02	-7.758E+01	-1
1	1	1	2	1	beam	2.035E+02	2.241E+03	2.155E+02	-1.198E+02	-1

\* FLAC log-file closed

8-Apr-1

**VERIFICA A STATO LIMITE ULTIMO PER TENSIONI NORMALI**  
**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE B1-FASE7 VERIFICA LIMITE INCASTRO ARCO ROVESCIO**

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d)	ξ=	0,315	
Altezza totale della sezione	h=	100,00 [cm]	<b>RISOLVI</b>
Copriferro armatura tesa	c=	5,00 [cm]	
Altezza utile (h-c)	d=	95,00 [cm]	
Profondità dell'asse neutro	x=	29,94 [cm]	
Rapporto tra copriferro armatura tesa ed altezza utile (c/d)	δ=	0,053	
Deformazione massima nel calcestruzzo	ε clc=	-0,00350	in y= 100,00 [cm]
Deformazione massima nell'acciaio teso	ε acc=	0,00760	in y= 5,00 [cm]
Parametro di deformazione λ (ε=λ+μ y)	λ=	0,00819	
Parametro di deformazione μ (ε=λ+μ y)	μ=	-0,00012 [1/cm]	
Sforzo normale interno (rispetto alla base - y=0)	Nrd(y=0)=	-2806,00 [kN]	
Momento interno (rispetto alla base - y=0)	Mrd(y=0)=	2963,59 [kNm]	
Ordinata rispetto a cui vengono calcolate le sollecitazioni	ysoll=	50,00 [cm]	
Sforzo normale interno (rispetto a y=ysoll)	Nrd(y=ysoll)=	-2806,00 [kN]	
Momento interno (rispetto a y=ysoll)	Mrd(y=ysoll)=	1560,59 [kNm]	
Sforzo normale agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)=	-2806,00 [kN]	
Momento agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Msd(y=ysoll)=	494,00 [kNm]	
Differenza tra sforzo normale agente ed interno (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)-Nrd(y=ysoll)=	0,00 [kN]	
<b>Coefficiente di sicurezza di stato limite ultimo</b>	<b>Mrd(y=ysoll)/Msd(y=ysoll)=</b>	<b>3,16</b>	

CALCESTRUZZO			Trave										
Elementi	Rck	fc d	b inf	h	b sup	y inf	y sup	ε inf	ε sup	σ inf	σ sup	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]			[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]
1	30,00	16,60	100,00	100,00	100,00	0,00	100,00	0,00819	-0,00350	0,00	0,00	-3420,34	2994,31
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	100,00	100,00	-0,00350	-0,00350	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	100,00	100,00	-0,00350	-0,00350	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>totali</b>				100,00		0,00	100,00					-3420,34	2994,31

ACCIAIO			Armatura lenta										
Armature	Es	f yd	area	livello	ε acc	σ acc	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)					
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm]		[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]					
1	210000	391,30	15,70	5,00	0,00760	391,30	614,34	-30,72					
2	0	0,00	0,00	0,00	0,00819	0,00	0,00	0,00					
3	0	0,00	0,00	0,00	0,00819	0,00	0,00	0,00					
<b>totali</b>				5,00			614,34	-30,72					

**VERIFICA A STATO LIMITE ULTIMO PER TENSIONI NORMALI**  
**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE B1-FASE 7 VERIFICA MASSIMO POSITIVO ARCO ROVESCIO**

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d)	ξ=	0,239	
Altezza totale della sezione	h=	100,00 [cm]	<b>RISOLVI</b>
Copriferro armatura tesa	c=	5,00 [cm]	
Altezza utile (h-c)	d=	95,00 [cm]	
Profondità dell'asse neutro	x=	22,68 [cm]	
Rapporto tra copriferro armatura tesa ed altezza utile (c/d)	δ=	0,053	
Deformazione massima nel calcestruzzo	ε clc=	-0,00314	in y= 100,00 [cm]
Deformazione massima nell'acciaio teso	ε acc=	0,01000	in y= 5,00 [cm]
Parametro di deformazione λ (ε=λ+μ y)	λ=	0,01069	
Parametro di deformazione μ (ε=λ+μ y)	μ=	-0,00014 [1/cm]	
Sforzo normale interno (rispetto alla base - y=0)	Nrd(y=0)=	-1905,00 [kN]	
Momento interno (rispetto alla base - y=0)	Mrd(y=0)=	2255,51 [kNm]	
Ordinata rispetto a cui vengono calcolate le sollecitazioni	ysoll=	50,00 [cm]	
Sforzo normale interno (rispetto a y=ysoll)	Nrd(y=ysoll)=	-1905,00 [kN]	
Momento interno (rispetto a y=ysoll)	Mrd(y=ysoll)=	1303,01 [kNm]	
Sforzo normale agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)=	-1905,00 [kN]	
Momento agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Msd(y=ysoll)=	455,00 [kNm]	
Differenza tra sforzo normale agente ed interno (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)-Nrd(y=ysoll)=	0,00 [kN]	
<b>Coefficiente di sicurezza di stato limite ultimo</b>	<b>Mrd(y=ysoll)/Msd(y=ysoll)=</b>	<b>2,86</b>	

CALCESTRUZZO			Trave										
Elementi	Rck	fc d	b inf	h	b sup	y inf	y sup	ε inf	ε sup	σ inf	σ sup	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]			[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]
1	30,00	16,60	100,00	100,00	100,00	0,00	100,00	0,01069	-0,00314	0,00	-14,11	-2519,34	2286,23
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	100,00	100,00	-0,00314	-0,00314	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	100,00	100,00	-0,00314	-0,00314	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>totali</b>				100,00		0,00	100,00					-2519,34	2286,23

ACCIAIO			Armatura lenta										
Armature	Es	f yd	area	livello	ε acc	σ acc	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)					
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm]		[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]					
1	210000	391,30	15,70	5,00	0,01000	391,30	614,34	-30,72					
2	0	0,00	0,00	0,00	0,01069	0,00	0,00	0,00					
3	0	0,00	0,00	0,00	0,01069	0,00	0,00	0,00					
<b>totali</b>				5,00			614,34	-30,72					

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE B1-FASE7 VERIFICA LIMITE INCASTRO ARCO ROVESCIO**

**VERIFICA A TAGLIO A SLU PER SEZIONE RETTANGOLARE**

Caratteristiche dei materiali		Verifica
Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	Rck=	30 MPa
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	gamma <sub>cc</sub> =	1,500
Coefficiente di trasformazione resistenza cubica -> cilindrica	alfa1=	0,833
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	f <sub>ck</sub> =	25 MPa
Coefficiente carichi lunga durata	alfacc=	0,850
Resistenza di calcolo cilindrica calcestruzzo	f <sub>cd</sub> =	14,167 MPa
Tensione caratteristica di snervamento acciaio	f <sub>yk</sub> =	450 MPa
Coefficiente di sicurezza acciaio	gamma <sub>ss</sub> =	1,150
Tensione di calcolo di snervamento acciaio	f <sub>yd</sub> =	391,3 MPa

**Caratteristiche della sezione**

Larghezza della membratura resistente a taglio	bw=	1000 mm
Altezza della sezione	h=	1000 mm
Altezza utile sezione: d = h - c	d=	950 mm
Area armature longitudinali tese	Asl=	1005,31 mm <sup>2</sup>
Numero bracci	n=	2,5
Diametro dell'armatura trasversale posta all'interasse s	f <sub>i</sub> =	24 mm
Interasse armatura trasversale	s=	200 mm
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	alfa=	90,000 °
Area di armatura trasversale posta all'interasse s	Asw=	1131 mm <sup>2</sup>
Area di armatura trasversale a metro lineare	asw=	5,655 mm <sup>2</sup> /mm

**Sollecitazioni**

Sforzo normale di compressione di calcolo (compressione = positivo)	N <sub>ed</sub> =	2806,00 kN
Taglio di calcolo agente sulla sezione allo s.l.u.	V <sub>sd</sub> =	353,00 kN
Tensione media di compressione nella sezione: scp= min(N <sub>ed</sub> /(bwh) ; 0,2 * f <sub>cd</sub> )	scp=	2,806 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale baricentrica	tau <sub>b</sub> =	0,530 N/mm <sup>2</sup>
Tensione principale massima baricentrica	sigma <sub>1</sub> =	0,097 N/mm <sup>2</sup>
Inclinazione minima dei "puntoni" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave	cot(teta1)=	5,482
Coefficiente alfa	alfac=	1,198
Cotangente alfa	cot(alfa)=	0,00
Limite inferiore per inclinazione puntone calcestruzzo (cot(teta1) = max(1,00; cot(teta1)))	cot(teta1)=	5,48
Limite superiore per inclinazione puntone calcestruzzo (cot(teta2), normalmente 2,50)	cot(teta2)=	2,50
Resistenza di calcolo a taglio-comprensione massima possibile (cot(teta)=cot(teta1))	V <sub>rd,max</sub> =	1281 kN
Resistenza di calcolo a taglio-comprensione minima (cot(teta)=cot(teta2))	V <sub>rd,min</sub> =	2502 kN

**Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio**

Rapporto geometrico armatura longitudinale: ro(l)= min( Asl / (bw * d) ; 0,02 )	ro(l)=	0,00106
Coefficiente k=min( 1+(200/d) <sup>0.5</sup> ; 2 )	k=	1,459
Coefficiente v <sub>min</sub> =0,035 * (k <sup>1.5</sup> ) * (f <sub>ck</sub> / <sup>0.5</sup> )	v <sub>min</sub> =	0,308 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente di calcolo ( 0,18 * k * (100 * ro(l) * f <sub>ck</sub> ) / gamma <sub>cc</sub> + 0,15 * scp)	tau <sub>1,calc</sub> =	0,663 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente minima (v <sub>min</sub> + 0,15 * scp)	tau <sub>2,min</sub> =	0,729 N/mm <sup>2</sup>
<b>Sforzo di taglio resistente</b>	V <sub>rd</sub> =	692,79 kN
Tensione tangenziale corrispondente allo Sforzo di taglio resistente	tau(V <sub>rd</sub> )=	0,81 N/mm <sup>2</sup>
<b>Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (&gt;= 1; solo calcestruzzo)</b>	V <sub>rd</sub> /V <sub>sd</sub> =	1,963

**Verifica elementi con armature trasversali resistenti a taglio**

Cotangente teta ottimale (cot(teta1)<cot(teta)<cot(teta2))	cot(teta)=	5,48
Inclinazione puntone calcestruzzo ottimale (cot(teta1)<cot(teta)<cot(teta2))	teta=	10,338 °
Resistenza di calcolo a taglio-comprensione ( V <sub>rd</sub> = 0,90 * d * bw * alfac * f <sub>cd</sub> * (cot(alfa)+cot(teta)) / (1+cot(teta) <sup>2</sup> ) )	V <sub>rd</sub> =	1281 kN
Resistenza di calcolo a taglio-trazione ( V <sub>rd</sub> = 0,9 d Asw s * f <sub>yd</sub> * (cot(alfa) + cot(teta)) * sen(alfa) )	V <sub>rd</sub> =	10371 kN
<b>Resistenza di calcolo V<sub>rd</sub> = min ( V<sub>rd</sub> ; V<sub>rd</sub> )</b>	V <sub>rd</sub> =	1281 kN
<b>Tensione tangenziale corrispondente alla Resistenza di calcolo V<sub>rd</sub></b>	tau(V <sub>rd</sub> )=	1,50 N/mm <sup>2</sup>
<b>Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (&gt;= 1; solo calcestruzzo)</b>	V <sub>rd</sub> /V <sub>sd</sub> =	3,629

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE B1-FASE7 VERIFICA MASSIMO POSITIVO ARCO ROVESCIO**

**VERIFICA A TAGLIO A SLU PER SEZIONE RETTANGOLARE**

Caratteristiche dei materiali		Verifica
Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	Rck=	30 MPa
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	gamma <sub>cc</sub> =	1,500
Coefficiente di trasformazione resistenza cubica -> cilindrica	alfa1=	0,833
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	f <sub>ck</sub> =	25 MPa
Coefficiente carichi lunga durata	alfacc=	0,850
Resistenza di calcolo cilindrica calcestruzzo	f <sub>cd</sub> =	14,167 MPa
Tensione caratteristica di snervamento acciaio	f <sub>yk</sub> =	450 MPa
Coefficiente di sicurezza acciaio	gamma <sub>ss</sub> =	1,150
Tensione di calcolo di snervamento acciaio	f <sub>yd</sub> =	391,3 MPa

**Caratteristiche della sezione**

Larghezza della membratura resistente a taglio	bw=	1000 mm
Altezza della sezione	h=	1000 mm
Altezza utile sezione: d = h - c	d=	950 mm
Area armature longitudinali tese	Asl=	1005,31 mm <sup>2</sup>
Numero bracci	n=	2,5
Diametro dell'armatura trasversale posta all'interasse s	f <sub>i</sub> =	20 mm
Interasse armatura trasversale	s=	200 mm
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	alfa=	90,000 °
Area di armatura trasversale posta all'interasse s	Asw=	785 mm <sup>2</sup>
Area di armatura trasversale a metro lineare	asw=	3,927 mm <sup>2</sup> /mm

**Sollecitazioni**

Sforzo normale di compressione di calcolo (compressione = positivo)	N <sub>ed</sub> =	1905,00 kN
Taglio di calcolo agente sulla sezione allo s.l.u.	V <sub>sd</sub> =	9,25 kN
Tensione media di compressione nella sezione: scp= min(N <sub>ed</sub> /(bwh) ; 0,2 * f <sub>cd</sub> )	scp=	1,905 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale baricentrica	tau <sub>b</sub> =	0,014 N/mm <sup>2</sup>
Tensione principale massima baricentrica	sigma <sub>1</sub> =	0,000 N/mm <sup>2</sup>
Inclinazione minima dei "puntone" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave	cot(teta1)=	137,156
Coefficiente alfa	alfac=	1,134
Cotangente alfa	cot(alfa)=	0,00
Limite inferiore per inclinazione puntone calcestruzzo (cot(teta1) = max(1,00; cot(teta1)))	cot(teta1)=	137,16
Limite superiore per inclinazione puntone calcestruzzo (cot(teta2), normalmente 2,50)	cot(teta2)=	2,50
Resistenza di calcolo a taglio-comprensione massima possibile (cot(teta)=cot(teta1))	V <sub>rd,max</sub> =	50 kN
Resistenza di calcolo a taglio-comprensione minima (cot(teta)=cot(teta2))	V <sub>rd,min</sub> =	2369 kN

**Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio**

Rapporto geometrico armatura longitudinale: ro(l)= min( Asl / (bw * d) ; 0,02 )	ro(l)=	0,00106
Coefficiente k=min( 1+(200/d) <sup>0.5</sup> ; 2 )	k=	1,459
Coefficiente v <sub>min</sub> =0,035 * (k <sup>1.5</sup> ) * (f <sub>ck</sub> / <sup>0.5</sup> )	v <sub>min</sub> =	0,308 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente di calcolo ( 0,18 * k * (100 * ro(l) * f <sub>ck</sub> ) / gamma <sub>cc</sub> + 0,15 * scp)	tau <sub>1,calc</sub> =	0,528 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente minima (v <sub>min</sub> + 0,15 * scp)	tau <sub>2,min</sub> =	0,594 N/mm <sup>2</sup>
<b>Sforzo di taglio resistente</b>	V <sub>rd</sub> =	564,40 kN
Tensione tangenziale corrispondente allo Sforzo di taglio resistente	tau(V <sub>rd</sub> )=	0,66 N/mm <sup>2</sup>
<b>Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (&gt;= 1; solo calcestruzzo)</b>	V <sub>rd</sub> /V <sub>sd</sub> =	60,950

**Verifica elementi con armature trasversali resistenti a taglio**

Cotangente teta ottimale (cot(teta1)<cot(teta)<cot(teta2))	cot(teta)=	137,16
Inclinazione puntone calcestruzzo ottimale (cot(teta1)<cot(teta)<cot(teta2))	teta=	0,418 °
Resistenza di calcolo a taglio-comprensione ( V <sub>rd</sub> = 0,90 * d * bw * alfac * f <sub>cd</sub> * (cot(alfa)+cot(teta)) / (1+cot(teta) <sup>2</sup> ) )	V <sub>rd</sub> =	50 kN
Resistenza di calcolo a taglio-trazione ( V <sub>rd</sub> = 0,9 d Asw s * f <sub>yd</sub> * (cot(alfa) + cot(teta)) * sen(alfa) )	V <sub>rd</sub> =	180201 kN
<b>Resistenza di calcolo V<sub>rd</sub> = min ( V<sub>rd</sub> ; V<sub>rd</sub> )</b>	V <sub>rd</sub> =	50 kN
<b>Tensione tangenziale corrispondente alla Resistenza di calcolo V<sub>rd</sub></b>	tau(V <sub>rd</sub> )=	0,06 N/mm <sup>2</sup>
<b>Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (&gt;= 1; solo calcestruzzo)</b>	V <sub>rd</sub> /V <sub>sd</sub> =	5,409





**VERIFICA A STATO LIMITE ULTIMO PER TENSIONI NORMALI**

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE B1-FASE 7 VERIFICA MASSIMO POSITIVO CALOTTA**

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d)	ξ=	0,218		
Altezza totale della sezione	h=	90,00 [cm]		
Copriferro armatura tesa	c=	5,00 [cm]		
Altezza utile (h-c)	d=	85,00 [cm]		
Profondità dell'asse neutro	x=	18,53 [cm]		
Rapporto tra copriferro armatura tesa ed altezza utile (c/d)	δ=	0,059		

RISOLVI

Deformazione massima nel calcestruzzo	ε cl s=	-0,00279	in y=	90,00 [cm]
Deformazione massima nell'acciaio teso	ε acc=	0,01000	in y=	5,00 [cm]
Parametro di deformazione λ (ε=λ+μ y)	λ=	0,01075		
Parametro di deformazione μ (ε=λ+μ y)	μ=	-0,00015 [1/cm]		
Sforzo normale interno (rispetto alla base - y=0)	Nrd(y=0)=	-1375,00 [kN]		
Momento interno (rispetto alla base - y=0)	Mrd(y=0)=	1612,53 [kNm]		

Ordinata rispetto a cui vengono calcolate le sollecitazioni	ysoll=	45,00 [cm]		
Sforzo normale interno (rispetto a y=ysoll)	Nrd(y=ysoll)=	-1375,00 [kN]		
Momento interno (rispetto a y=ysoll)	Mrd(y=ysoll)=	993,78 [kNm]		
Sforzo normale agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)=	-1375,00 [kN]		
Momento agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Msd(y=ysoll)=	6,91 [kNm]		
Differenza tra sforzo normale agente ed interno (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)-Nrd(y=ysoll)=	0,00 [kN]		
<b>Coefficiente di sicurezza di stato limite ultimo</b>	<b>Mrd(y=ysoll)/Msd(y=ysoll)=</b>	<b>143,82</b>		

CALCESTRUZZO		Trave											
Elementi	Rck	fcd	b inf	h	b sup	y inf	y sup	ε inf	ε sup	σ inf	σ sup	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]			[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]
1	30,00	16,60	100,00	90,00	100,00	0,00	90,00	0,01075	-0,00279	0,00	-14,11	-1989,34	1643,24
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	90,00	90,00	-0,00279	-0,00279	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	90,00	90,00	-0,00279	-0,00279	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>totali</b>				90,00		0,00	90,00					-1989,34	1643,24

ACCIAIO		Armatura lenta									
Armature	Es	fyd	area	livello	ε acc	σ acc	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)			
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm]		[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]			
1	210000	391,30	15,70	5,00	0,01000	391,30	614,34	-30,72			
2	0	0,00	0,00	0,00	0,01075	0,00	0,00	0,00			
3	0	0,00	0,00	0,00	0,01075	0,00	0,00	0,00			
<b>totali</b>				5,00			614,34	-30,72			

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE B1-FASE7 VERIFICA INCASTRO CALOTTA**

**VERIFICA A TAGLIO A SLU PER SEZIONE RETTANGOLARE**

Caratteristiche dei materiali	Verifica
Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	Rck= 30 MPa
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	γ <sub>mcc</sub> = 1,500
Coefficiente di trasformazione resistenza cubica -> cilindrica	α <sub>ft1</sub> = 0,833
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	f <sub>ck</sub> = 25 MPa
Coefficiente carichi lunga durata	α <sub>fcc</sub> = 0,850
Resistenza di calcolo cilindrica calcestruzzo	f <sub>cd</sub> = 14,167 MPa
Tensione caratteristica di snervamento acciaio	f <sub>yk</sub> = 450 MPa
Coefficiente di sicurezza acciaio	γ <sub>mas</sub> = 1,150
Tensione di calcolo di snervamento acciaio	f <sub>yd</sub> = 391,3 MPa

Caratteristiche della sezione	Verifica
Larghezza della membratura resistente a taglio	b <sub>w</sub> = 1000 mm
Altezza della sezione	h= 1500 mm
Altezza utile sezione: d = h - c	d= 1145 mm
Area armature longitudinali tese	A <sub>sl</sub> = 1005,31 mm <sup>2</sup>
Numero bracci	n= 5,0
Diametro dell'armatura trasversale posta all'interasse s	f <sub>t</sub> = 20 mm
Interasse armatura trasversale	s= 200 mm
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	α <sub>fa</sub> = 90,000 °
Area di armatura trasversale posta all'interasse s	A <sub>sw</sub> = 1571 mm <sup>2</sup>
Area di armatura trasversale a metro lineare	a <sub>sw</sub> = 7,854 mm <sup>2</sup> /mm

Sollecitazioni	Verifica
Sforzo normale di compressione di calcolo (compressione = positivo)	N <sub>ed</sub> = 2943,00 kN
Taglio di calcolo agente sulla sezione allo s.l.u.	V <sub>sd</sub> = 295,00 kN
Tensione media di compressione nella sezione: σ <sub>cp</sub> = min(N <sub>sd</sub> /(b <sub>w</sub> h)) · 0,2 * f <sub>cd</sub>	σ <sub>cp</sub> = 1,962 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale baricentrica	τ <sub>u, b</sub> = 0,265 N/mm <sup>2</sup>
Tensione principale massima baricentrica	σ <sub>mai</sub> = 0,035 N/mm <sup>2</sup>
Inclinazione minima dei "puntori" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave	cot(teta1)= 7,536
Coefficiente α <sub>fac</sub>	α <sub>fac</sub> = 1,138
Cotangente alfa	cot(α <sub>fa</sub> )= 0,00
Limite inferiore per inclinazione puntori calcestruzzo (cot(teta1) = max(1,00; cot(teta1)))	cot(teta1)= 7,54
Limite superiore per inclinazione puntori calcestruzzo (cot(teta2), normalmente 2,50)	cot(teta2)= 2,50
Resistenza di calcolo a taglio-comprensione massima possibile (cot(teta)=cot(teta1))	V <sub>rd, max</sub> = 1084 kN
Resistenza di calcolo a taglio-comprensione minima (cot(teta)=cot(teta2))	V <sub>rd, min</sub> = 2866 kN

Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio	Verifica
Rapporto geometrico armatura longitudinale: ρ <sub>l</sub> = min( A <sub>sl</sub> / (b <sub>w</sub> * d) ) ; 0,02 )	ρ <sub>l</sub> = 0,00088
Coefficiente k = min( 1 + (200/d) <sup>0,5</sup> ; 2 )	k = 1,418
Coefficiente ν <sub>min</sub> = 0,035 * (k <sup>1,5</sup> ) * (f <sub>ck</sub> / <sup>0,5</sup> )	ν <sub>min</sub> = 0,295 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente di calcolo ( 0,18 * k * (100 * ρ <sub>l</sub> ) * f <sub>ck</sub> ) / γ <sub>mcc</sub> + 0,15 * σ <sub>cp</sub>	τ <sub>u, 1, calc</sub> = 0,515 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente minima (ν <sub>min</sub> + 0,15 * σ <sub>cp</sub> )	τ <sub>u, 2, min</sub> = 0,590 N/mm <sup>2</sup>
<b>Sforzo di taglio resistente</b>	<b>V<sub>rd</sub> = 676,29 kN</b>
Tensione tangenziale corrispondente allo Sforzo di taglio resistente	τ <sub>u(V<sub>rd</sub>)</sub> = 0,66 N/mm <sup>2</sup>
<b>Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (≥ 1; solo calcestruzzo)</b>	<b>V<sub>rd</sub>/V<sub>sd</sub> = 2,548</b>

Verifica elementi con armature trasversali resistenti a taglio	Verifica
Cotangente teta ottimale (cot(teta1) < cot(teta) < cot(teta2))	cot(teta) = 7,54
Inclinazione puntori calcestruzzo ottimale (cot(teta1) < cot(teta) < cot(teta2))	teta = 7,558 °
Resistenza di calcolo a taglio-comprensione ( V <sub>rd</sub> = 0,90 * d * b <sub>w</sub> * α <sub>fac</sub> * f <sub>cd</sub> * (cot(α <sub>fa</sub> ) + cot(teta)) / (1 + cot(teta) <sup>2</sup> ) )	V <sub>rd</sub> = 1084 kN
Resistenza di calcolo a taglio-trazione ( V <sub>rd</sub> = 0,9 d A <sub>sw</sub> s * f <sub>yd</sub> * (cot(α <sub>fa</sub> ) + cot(teta)) * sen(α <sub>fa</sub> ) )	V <sub>rd</sub> = 23868 kN
<b>Resistenza di calcolo V<sub>rd</sub> = min ( V<sub>rd</sub> ; V<sub>rd</sub> )</b>	<b>V<sub>rd</sub> = 1084 kN</b>
Tensione tangenziale corrispondente alla Resistenza di calcolo V <sub>rd</sub>	τ <sub>u(V<sub>rd</sub>)</sub> = 1,05 N/mm <sup>2</sup>
<b>Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (≥ 1; solo calcestruzzo)</b>	<b>V<sub>rd</sub>/V<sub>sd</sub> = 4,089</b>

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE B1-FASE7 VERIFICA MASSIMO NEGATIVO CALOTTA**

**VERIFICA A TAGLIO A SLU PER SEZIONE RETTANGOLARE**

	Verifica
<b>Caratteristiche dei materiali</b>	
Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	Rck= 30 MPa
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	gamma <sub>cc</sub> = 1,500
Coefficiente di trasformazione resistenza cubica -> cilindrica	alfa1= 0,833
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	fck= 25 MPa
Coefficiente carichi lunga durata	alfacc= 0,850
Resistenza di calcolo cilindrica calcestruzzo	fcdd= 14,167 MPa
Tensione caratteristica di snervamento acciaio	fyk= 450 MPa
Coefficiente di sicurezza acciaio	gamma <sub>ss</sub> = 1,150
Tensione di calcolo di snervamento acciaio	fydd= 391,3 MPa
<b>Caratteristiche della sezione</b>	
Larghezza della membratura resistente a taglio	bw= 1000 mm
Altezza della sezione	h= 900 mm
Altezza utile sezione: d = h - c	d= 845 mm
Area armature longitudinali tese	Asl= 1005,31 mm <sup>2</sup>
Numero bracci	n= 2,5
Diametro dell'armatura trasversale posta all'interasse s	fi= 16 mm
Interasse armatura trasversale	s= 200 mm
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	alfa= 90,000 °
Area di armatura trasversale posta all'interasse s	Asw= 503 mm <sup>2</sup>
Area di armatura trasversale a metro lineare	asw= 2,513 mm <sup>2</sup> /mm
<b>Sollecitazioni</b>	
Sforzo normale di compressione di calcolo (compressione = positivo)	Ned= 2885,00 kN
Taglio di calcolo agente sulla sezione allo s.l.u.	Vsdu= 15,83 kN
Tensione media di compressione nella sezione: scp= min(Nsd/(bwh) ; 0.2 * fcd)	scp= 2,833 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale baricentrica	tau_b= 0,026 N/mm <sup>2</sup>
Tensione principale massima baricentrica	sigmai= 0,000 N/mm <sup>2</sup>
Inclinazione minima dei "puntoni" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave	cot(teta1)= 107,400
Coefficiente alfa	alfac= 1,200
Cotangente alfa	cot(alfa)= 0,00
Limite inferiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta1) = max(1,00; cot(teta1)))	cot(teta1)= 107,40
Limite superiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta2), normalmente 2,50)	cot(teta2)= 2,50
Resistenza di calcolo a taglio-comprensione massima possibile (cot(teta)=cot(teta1))	Vrcd,max= 60 kN
Resistenza di calcolo a taglio-comprensione minima (cot(teta)=cot(teta2))	Vrcd,min= 2229 kN
<b>Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio</b>	
Rapporto geometrico armatura longitudinale: ro(l)= min( Asl / (bw * d) ; 0.02 )	ro(l)= 0,00119
Coefficiente k=min( 1+(200/d)^0.5 ; 2 )	k= 1,487
Coefficiente v <sub>min</sub> =0.035 * (k^1.5) * (fck^0.5)	v <sub>min</sub> = 0,317 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente di calcolo (0,18x k x (100 x ro(l) x fck ) / gamma <sub>cc</sub> + 0,15x scp)	tau_1,calc= 0,682 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente minima (v <sub>min</sub> + 0,15x scp)	tau_2,min= 0,742 N/mm <sup>2</sup>
<b>Sforzo di taglio resistente</b>	Vrd= 627,13 kN
Tensione tangenziale corrispondente allo Sforzo di taglio resistente	Vrd= 0,82 N/mm <sup>2</sup>
<b>Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (&gt;= 1; solo calcestruzzo)</b>	Vrd/Vsd= 39,617
<b>Verifica elementi con armature trasversali resistenti a taglio</b>	
Cotangente teta ottimale (cot(teta1)<cot(teta)<cot(teta2))	cot(teta)= 107,40
Inclinazione puntoni calcestruzzo ottimale (cot(teta1)<cot(teta)<cot(teta2))	teta= 0,533 °
Resistenza di calcolo a taglio-comprensione ( Vrcd = 0.90 * d * bw * alfac * fcd * (cot(alfa)+cot(teta)) / (1+cot(teta)^2) )	Vrcd= 60 kN
Resistenza di calcolo a taglio-trazione ( Vrsd = 0.9 d Asw s * fyd * (cot(alfa) + cot(teta)) * sen(alfa) )	Vrsd= 80327 kN
<b>Resistenza di calcolo Vrd = min ( Vrcd ; Vrsd )</b>	Vrd = 60 kN
<b>Tensione tangenziale corrispondente alla Resistenza di calcolo Vrd</b>	tau(Vrd)= 0,08 N/mm <sup>2</sup>
<b>Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (&gt;= 1; solo calcestruzzo)</b>	Vrd/Vsd= 3,802

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE B1-FASE7 VERIFICA MASSIMO POSITIVO CALOTTA**

**VERIFICA A TAGLIO A SLU PER SEZIONE RETTANGOLARE**

	Verifica
<b>Caratteristiche dei materiali</b>	
Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	Rck= 30 MPa
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	gamma <sub>cc</sub> = 1,500
Coefficiente di trasformazione resistenza cubica -> cilindrica	alfa1= 0,833
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	fck= 25 MPa
Coefficiente carichi lunga durata	alfacc= 0,850
Resistenza di calcolo cilindrica calcestruzzo	fcdd= 14,167 MPa
Tensione caratteristica di snervamento acciaio	fyk= 450 MPa
Coefficiente di sicurezza acciaio	gamma <sub>ss</sub> = 1,150
Tensione di calcolo di snervamento acciaio	fydd= 391,3 MPa
<b>Caratteristiche della sezione</b>	
Larghezza della membratura resistente a taglio	bw= 1000 mm
Altezza della sezione	h= 900 mm
Altezza utile sezione: d = h - c	d= 845 mm
Area armature longitudinali tese	Asl= 1005,31 mm <sup>2</sup>
Numero bracci	n= 2,5
Diametro dell'armatura trasversale posta all'interasse s	fi= 16 mm
Interasse armatura trasversale	s= 200 mm
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	alfa= 90,000 °
Area di armatura trasversale posta all'interasse s	Asw= 503 mm <sup>2</sup>
Area di armatura trasversale a metro lineare	asw= 2,513 mm <sup>2</sup> /mm
<b>Sollecitazioni</b>	
Sforzo normale di compressione di calcolo (compressione = positivo)	Ned= 1375,00 kN
Taglio di calcolo agente sulla sezione allo s.l.u.	Vsdu= 6,08 kN
Tensione media di compressione nella sezione: scp= min(Nsd/(bwh) ; 0.2 * fcd)	scp= 1,528 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale baricentrica	tau_b= 0,010 N/mm <sup>2</sup>
Tensione principale massima baricentrica	sigmai= 0,000 N/mm <sup>2</sup>
Inclinazione minima dei "puntoni" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave	cot(teta1)= 150,774
Coefficiente alfa	alfac= 1,108
Cotangente alfa	cot(alfa)= 0,00
Limite inferiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta1) = max(1,00; cot(teta1)))	cot(teta1)= 150,77
Limite superiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta2), normalmente 2,50)	cot(teta2)= 2,50
Resistenza di calcolo a taglio-comprensione massima possibile (cot(teta)=cot(teta1))	Vrcd,max= 40 kN
Resistenza di calcolo a taglio-comprensione minima (cot(teta)=cot(teta2))	Vrcd,min= 2058 kN
<b>Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio</b>	
Rapporto geometrico armatura longitudinale: ro(l)= min( Asl / (bw * d) ; 0.02 )	ro(l)= 0,00119
Coefficiente k=min( 1+(200/d)^0.5 ; 2 )	k= 1,487
Coefficiente v <sub>min</sub> =0.035 * (k^1.5) * (fck^0.5)	v <sub>min</sub> = 0,317 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente di calcolo (0,18x k x (100 x ro(l) x fck ) / gamma <sub>cc</sub> + 0,15x scp)	tau_1,calc= 0,486 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente minima (v <sub>min</sub> + 0,15x scp)	tau_2,min= 0,546 N/mm <sup>2</sup>
<b>Sforzo di taglio resistente</b>	Vrd= 461,65 kN
Tensione tangenziale corrispondente allo Sforzo di taglio resistente	Vrd= 0,61 N/mm <sup>2</sup>
<b>Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (&gt;= 1; solo calcestruzzo)</b>	Vrd/Vsd= 75,930
<b>Verifica elementi con armature trasversali resistenti a taglio</b>	
Cotangente teta ottimale (cot(teta1)<cot(teta)<cot(teta2))	cot(teta)= 150,77
Inclinazione puntoni calcestruzzo ottimale (cot(teta1)<cot(teta)<cot(teta2))	teta= 0,380 °
Resistenza di calcolo a taglio-comprensione ( Vrcd = 0.90 * d * bw * alfac * fcd * (cot(alfa)+cot(teta)) / (1+cot(teta)^2) )	Vrcd= 40 kN
Resistenza di calcolo a taglio-trazione ( Vrsd = 0.9 d Asw s * fyd * (cot(alfa) + cot(teta)) * sen(alfa) )	Vrsd= 112767 kN
<b>Resistenza di calcolo Vrd = min ( Vrcd ; Vrsd )</b>	Vrd = 40 kN
<b>Tensione tangenziale corrispondente alla Resistenza di calcolo Vrd</b>	tau(Vrd)= 0,05 N/mm <sup>2</sup>
<b>Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (&gt;= 1; solo calcestruzzo)</b>	Vrd/Vsd= 6,510

## 10.6 FASE 8 A LUNGO TERMINE – METODO DELLE REAZIONI IPERSTATICHE – VERIFICHE TENSIONALI ARCO ROVESCIO E CALOTTA

Per il calcolo delle azioni interne è stato utilizzato il metodo delle reazioni iperstatiche, attraverso una modellazione numerica ad elementi finiti monodimensionali.

Il modello è stato impostato su una sezione di galleria di profondità unitaria (1m) e sulla schematizzazione in conci monodimensionali (elementi beam) dell'intero rivestimento.

Gli spessori delle varie aste, costituenti la struttura resistente, sono variabili in dipendenza dell'elemento strutturale (calotta, piedritto, arco rovescio) considerato.

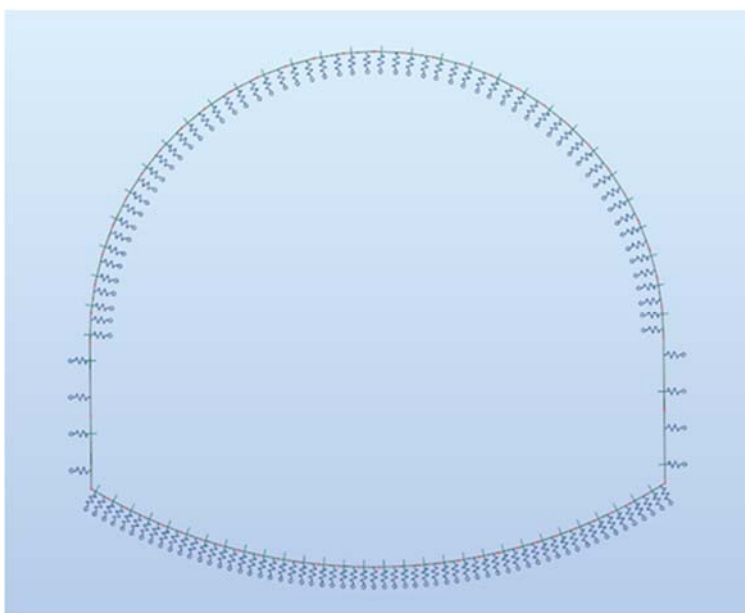
La schematizzazione della struttura e dei vincoli è stata svolta utilizzando il software Robot Structural Analysis Professional prodotto e distribuito da Autodesk Ltd.

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

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

- elementi monodimensionali tipo trave su suolo elastico per tutti gli elementi che compongono la sezione.

Per la modellazione dei materiali costituenti il telaio di calcolo si considera un comportamento elastico lineare durante tutte le fasi di calcolo delle sollecitazioni.



Per la modellazione dei vincoli esterni, allo scopo di simulare l'interazione terreno-struttura vengono posti, in corrispondenza dei nodi del modello, delle aste radiali (bielle) la cui rigidità è determinata tenendo conto del modulo di reazione del terreno K.

Quest'ultimo è stato ottenuto, per le superfici curvilinee, tramite la formula di Galerkin:

$$K = E / [Req.(1+v)] = 803 \times 1000 / (6.85 \times (1+0.25)) = 93781 \text{ kN/m}$$

essendo:

E = modulo di deformabilità dell'ammasso = 803 MPa;  
 v = coefficiente di Poisson dell'ammasso = 0.25;  
 Req = raggio di curvatura equivalente della galleria = 6.85 m .

### **Analisi dei carichi**

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

**Peso permanente non strutturale:** Il carico verticale del sovrastante ammasso roccioso sono state calcolate le correlazioni di Bieniawski per formazioni rocciose attraverso la seguente formulazione valida per  $H > D$  (H = copertura e D = diametro equivalente della galleria) :

$$P_v = \gamma b (100 - RMR)/100$$

Con:

$\gamma$  = peso di volume dell'ammasso = 27 kN/mc;

b = larghezza della galleria = 14.70 m;

RMR = Rock Mass Rating di Bieniawski = 18.

Le spinte orizzontali  $P_h$ , presenti a lungo termine e variabili con la profondità, sono state calcolate secondo la formula:

$$P_h = K_o \cdot P_v + K_o \cdot \gamma \cdot z$$

Con:

$\gamma$  = peso di volume del terreno;

$K_o$  = coefficiente di spinta a riposo =  $v/(1-v) = 0.333$ ;

z = altezza di terreno dalla corona della calotta al punto più basso dell'arco rovescio.

Sezione	Peso specifico $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$P_v$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$P_{h1}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$P_{h2}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
GD-B1	27	325.45	108.37	226.15

Tabella 10.11 – Fase 8 – Peso permanente non strutturale

### **Condizioni e combinazioni di carico**

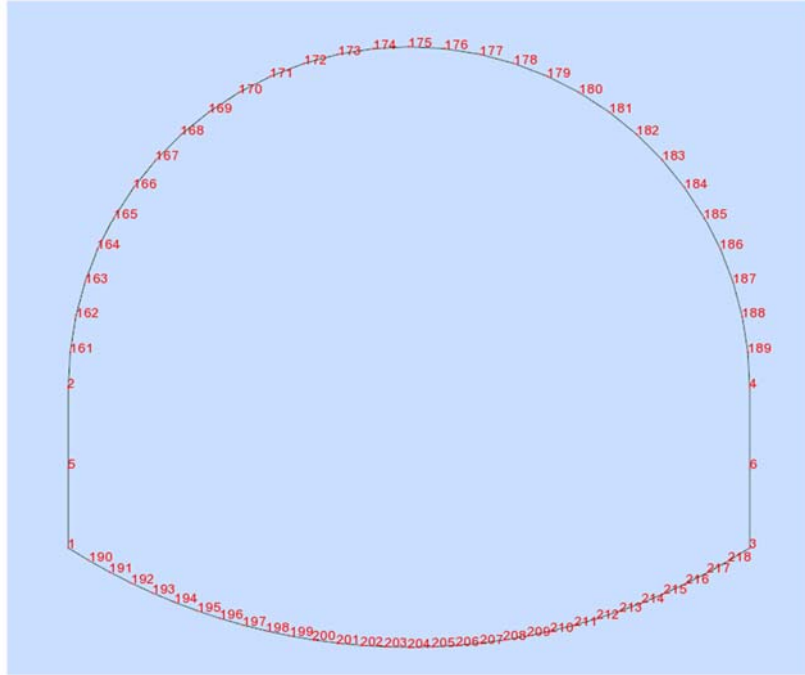
Condizioni di carico

DL1 DL1 Permanenti Nonlinear Static

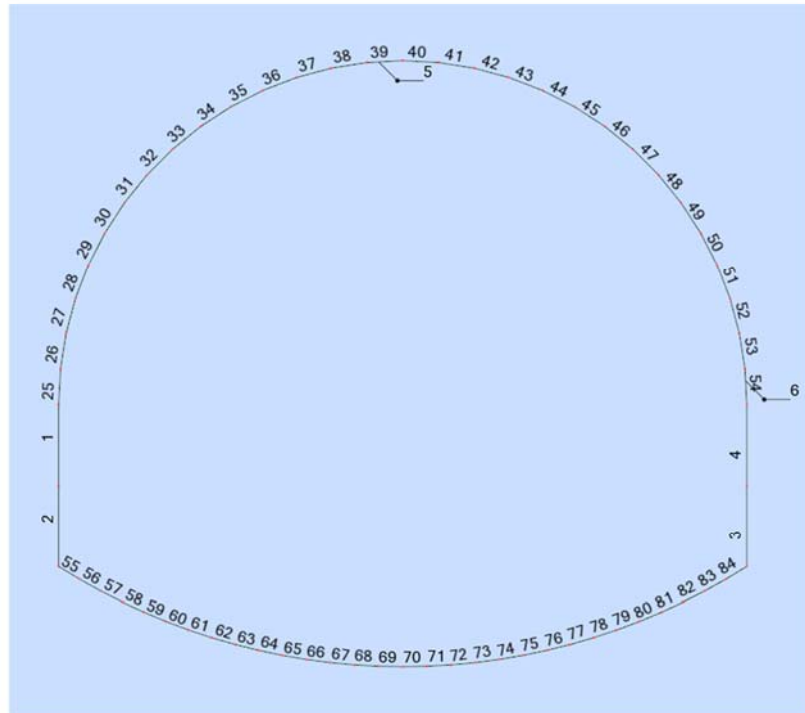
DL2 DL2 Perm.Non-str. Nonlinear Static

Combinazioni di carico

SLU Nonlin. Combination SLU Permanenti 1\*1.30+2\*1.50



Numerazione nodi



Numerazione elementi

### **Verifiche strutturali allo SLU**

Le verifiche flessionali sull'arco rovescio risultano:

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	N <sub>SDU</sub> (kN)	M <sub>SDU</sub> (kN m)	N <sub>RD</sub> (kN)	M <sub>RD</sub> (kNm)	FS
INCASTRO	100	1 $\Phi$ 20/20	4948	1529	4948	1930	1.26
MEZZERIA	100	1 $\Phi$ 20/20	4765	766	4765	1912	2.50

Tabella 10.12 – Fase 8 - Verifica a flessione dell'arco rovescio

Le verifiche a taglio sull'arco rovescio risultano:

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	V <sub>SDU</sub> (kN)	V <sub>RD</sub> (kN)	FS
INCASTRO	100	1 $\Phi$ 24/20/40	2489	3189	1.28
MEZZERIA	100	1 $\Phi$ 20/20/40	48	184	3.84

Tabella 10.13 – Fase 8 - Verifica a taglio dell'arco rovescio

Le verifiche flessionali sulla calotta risultano:

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	N <sub>SDU</sub> (kN)	M <sub>SDU</sub> (kN m)	N <sub>RD</sub> (kN)	M <sub>RD</sub> (kNm)	FS
INCASTRO	150	1 $\Phi$ 20/20	5761	3038	5761	3731	1.23
MAX NEG	90	1 $\Phi$ 20/20	4731	849	4731	1610	1.90
MAX POS	90	1 $\Phi$ 20/20	3352	725	3352	1457	2.01

Tabella 10.14 – Fase 8 - Verifica a flessione della calotta

Le verifiche a taglio sulla calotta risultano:

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	V <sub>SDU</sub> (kN)	V <sub>RD</sub> (kN)	FS
INCASTRO	150	1 $\Phi$ 20/20/20	2282	3721	1.63
CALOTTA	90	1 $\Phi$ 16/20/40	330	1170	3.54

Tabella 10.15 – Fase 8 - Verifica a taglio della calotta

### Verifiche a fessurazione allo SLE

Le verifiche a fessurazione per l'arco rovescio risultano:

Tipo	Elemento	Spessore (cm)	Armatura	N <sub>k</sub> (kN)	M <sub>k</sub> (kN m)	σ <sub>c</sub> (MPa)	σ <sub>f</sub> (MPa)	W <sub>m</sub>
INCASTRO	55	100	1 Φ 20/20	3806	1176	-12.12	84.17	0.046
MEZZERIA	63	100	1 Φ 20/20	3665	589	-7.21	-6.72	-

Tabella 10.16 – Fase 8 - Verifica a fessurazione dell'arco rovescio

Le verifiche a fessurazione per la calotta risultano:

Tipo	Elemento	Spessore (cm)	Armatura	N <sub>k</sub> (kN)	M <sub>k</sub> (kN m)	σ <sub>c</sub> (MPa)	σ <sub>f</sub> (MPa)	W <sub>m</sub>
INCASTRO	2	150	1 Φ 20/20	4431	2336	-11.20	126.70	0.085
MAX NEG		90	1 Φ 20/20	3639	653	-8.93	5.79	0.002
MAX POS		90	1 Φ 20/20	2578	557	-7.21	19.01	0.009

Tabella 10.17 – Fase 8 - Verifica a fessurazione della calotta

### Diagrammi di sollecitazione

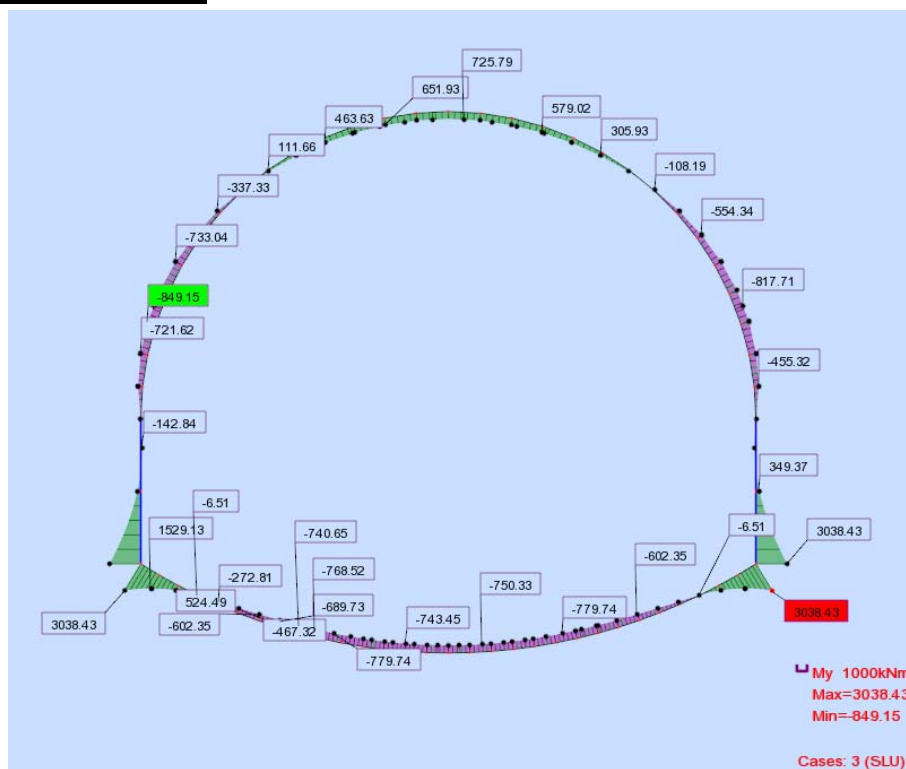


Diagramma momento flettente

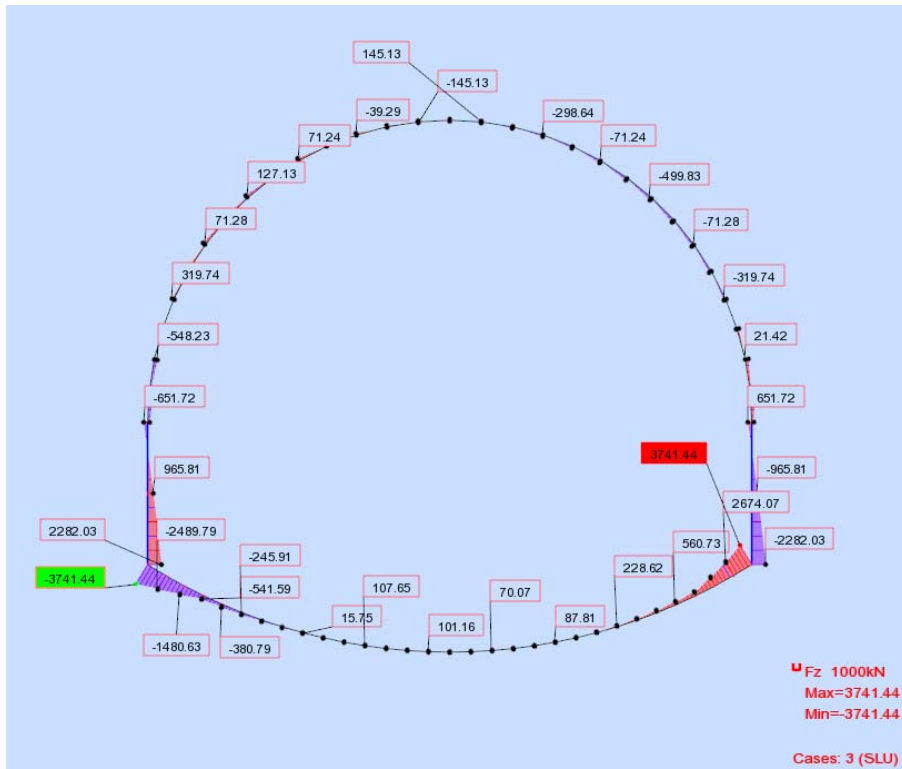


Diagramma taglio

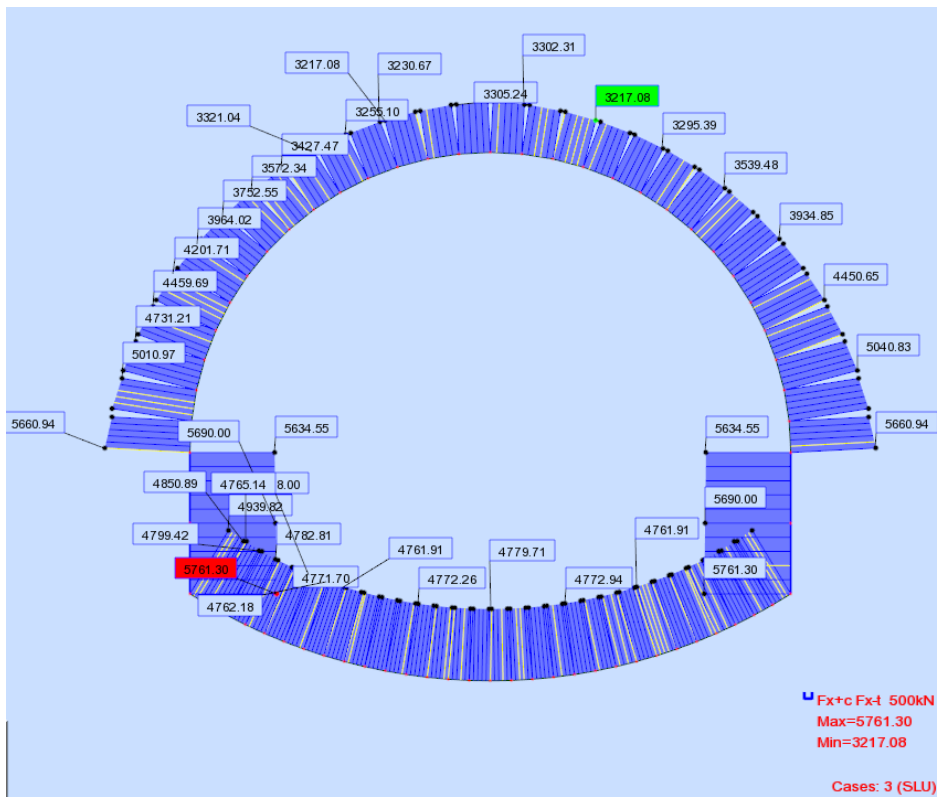


Diagramma sforzo normale



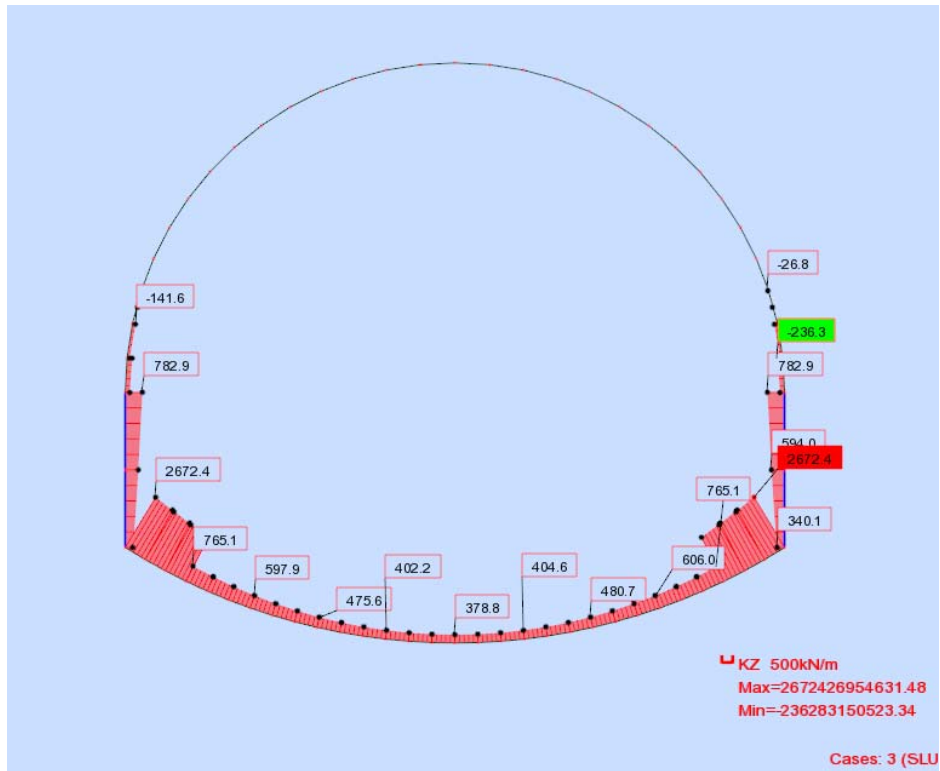
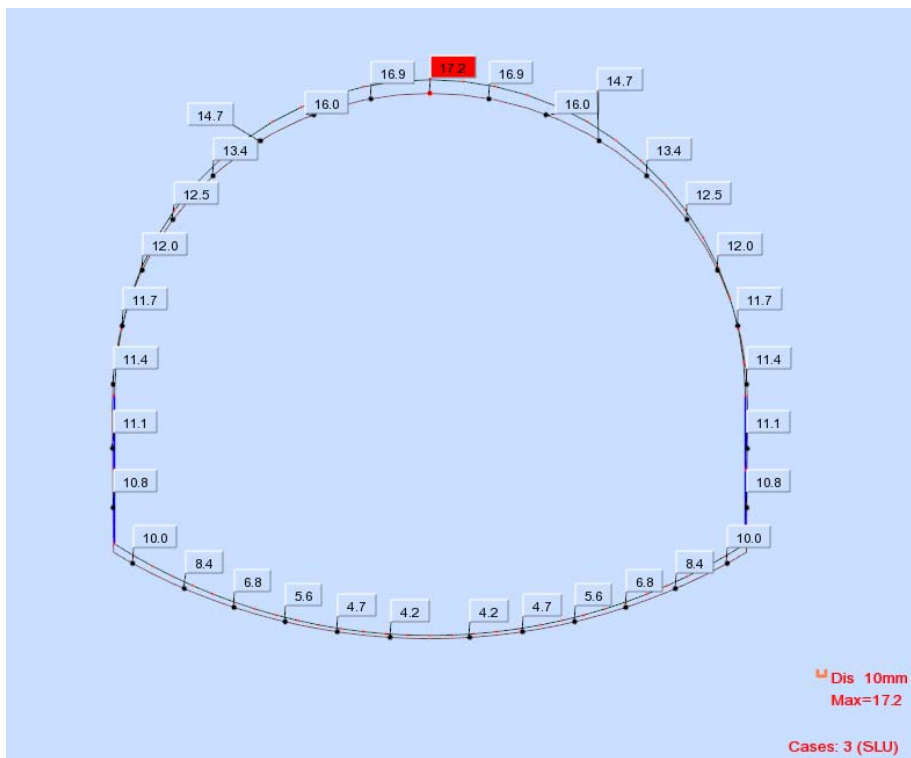


Diagramma reazioni molle



Deformata

**Tabulati di verifica**

Bar/Node/Case	FX (kN)	FZ (kN)	MY (kNm)
1/2/3	5634.55	-651.72	57.44
1/2/3/3	5662.28	190.9	-125.02
1/5/3	5690	965.81	349.37
2/5/3	5690	965.81	349.37
2/2/3/3	5725.65	1669.98	1425.39
2/1/3	5761.3	2282.03	3038.43
3/3/3	5761.3	-2282.03	3038.43
3/2/3/3	5725.65	-1669.98	1425.39
3/6/3	5690	-965.81	349.37
4/6/3	5690	-965.81	349.37
4/2/3/3	5662.28	-190.9	-125.02
4/4/3	5634.55	651.72	57.44
25/2/3	5660.94	-355.93	-57.44
25/2/3/3	5479.92	-550.35	-220.97
25/161/3	5298.82	-748.08	-455.32
26/161/3	5347.99	-190.12	-455.32
26/2/3/3	5179.61	-368.47	-556.12
26/162/3	5010.97	-548.23	-721.62
27/162/3	5040.83	-21.42	-721.62
27/2/3/3	4886.23	-176.86	-757.44
27/163/3	4731.21	-330.58	-849.15
28/163/3	4739.85	165.8	-849.15
28/2/3/3	4600.07	8.55	-817.71
28/164/3	4459.69	-147.15	-842.78
29/164/3	4450.65	319.74	-842.78
29/2/3/3	4326.56	151.7	-757.7
29/165/3	4201.71	-14.85	-733.04
30/165/3	4180.24	424.48	-733.04
30/2/3/3	4072.58	247.19	-611.8
30/166/3	3964.02	71.28	-554.34
31/166/3	3934.85	485.26	-554.34
31/2/3/3	3844.22	300.27	-412.55
31/167/3	3752.55	116.57	-337.33
32/167/3	3719.81	508.16	-337.33
32/2/3/3	3646.66	317.06	-188.36
32/168/3	3572.34	127.13	-108.19
33/168/3	3539.48	499.83	-108.19
33/2/3/3	3484.12	304.23	36.96
33/169/3	3427.47	109.67	111.66
34/169/3	3397.23	467.35	111.66
34/2/3/3	3359.83	268.84	244.56
34/170/3	3321.04	71.24	305.93

35/170/3	3295.39	418.03	305.93
35/2/3/3	3275.99	218.21	420.79
35/171/3	3255.1	19.15	463.63
36/171/3	3235.27	359.23	463.63
36/2/3/3	3233.75	159.67	557.3
36/172/3	3230.67	-39.29	579.02
37/172/3	3217.08	298.64	579.02
37/2/3/3	3233.21	100.88	651.14
37/173/3	3247.74	-96.46	651.93
38/173/3	3240.03	243.56	651.93
38/2/3/3	3273.46	49.09	704.76
38/174/3	3305.24	-145.13	687.41
39/174/3	3302.31	201.15	687.41
39/2/3/3	3352.56	11.4	725.79
39/175/3	3401.15	-178.25	695.66
40/175/3	3401.15	178.25	695.66
40/2/3/3	3352.56	-11.4	725.79
40/176/3	3302.31	-201.15	687.41
41/176/3	3305.24	145.13	687.41
41/2/3/3	3273.46	-49.09	704.76
41/177/3	3240.03	-243.56	651.93
42/177/3	3247.74	96.46	651.93
42/2/3/3	3233.21	-100.88	651.14
42/178/3	3217.08	-298.64	579.02
43/178/3	3230.67	39.29	579.02
43/2/3/3	3233.75	-159.67	557.3
43/179/3	3235.27	-359.23	463.63
44/179/3	3255.1	-19.15	463.63
44/2/3/3	3275.99	-218.21	420.79
44/180/3	3295.39	-418.03	305.93
45/180/3	3321.04	-71.24	305.93
45/2/3/3	3359.83	-268.84	244.56
45/181/3	3397.23	-467.35	111.66
46/181/3	3427.47	-109.67	111.66
46/2/3/3	3484.12	-304.23	36.96
46/182/3	3539.48	-499.83	-108.19
47/182/3	3572.34	-127.13	-108.19
47/2/3/3	3646.66	-317.06	-188.36
47/183/3	3719.81	-508.16	-337.33
48/183/3	3752.55	-116.57	-337.33
48/2/3/3	3844.22	-300.27	-412.55
48/184/3	3934.85	-485.26	-554.34
49/184/3	3964.02	-71.28	-554.34
49/2/3/3	4072.58	-247.19	-611.8
49/185/3	4180.24	-424.48	-733.04

50/185/3	4201.71	14.85	-733.04
50/2/3/3	4326.56	-151.7	-757.7
50/186/3	4450.65	-319.74	-842.78
51/186/3	4459.69	147.15	-842.78
51/2/3/3	4600.07	-8.55	-817.71
51/187/3	4739.85	-165.8	-849.15
52/187/3	4731.21	330.58	-849.15
52/2/3/3	4886.23	176.86	-757.44
52/188/3	5040.83	21.42	-721.62
53/188/3	5010.97	548.23	-721.62
53/2/3/3	5179.61	368.47	-556.12
53/189/3	5347.99	190.12	-455.32
54/189/3	5298.82	748.08	-455.32
54/2/3/3	5479.92	550.35	-220.97
54/4/3	5660.94	355.93	-57.44
55/1/3	4939.82	-3741.44	3038.43
55/2/3/3	4943.91	-3107.04	2207.81
55/190/3	4948	-2489.79	1529.13
56/190/3	4850.89	-2674.07	1529.13
56/2/3/3	4854.73	-2066.42	954.4
56/191/3	4858.56	-1480.63	524.49
57/191/3	4799.42	-1662.37	524.49
57/2/3/3	4802.99	-1090.21	190.99
57/192/3	4806.56	-541.59	-6.51
58/192/3	4782.81	-721.9	-6.51
58/2/3/3	4786.11	-547.39	-160.36
58/193/3	4789.42	-380.79	-272.81
59/193/3	4771.7	-560.73	-272.81
59/2/3/3	4774.73	-399.5	-389.16
59/194/3	4777.77	-245.91	-467.32
60/194/3	4765.14	-425.37	-467.32
60/2/3/3	4767.9	-277.05	-552.39
60/195/3	4770.66	-135.89	-602.35
61/195/3	4762.18	-315.15	-602.35
61/2/3/3	4764.66	-178.96	-662.17
61/196/3	4767.14	-49.3	-689.73
62/196/3	4761.91	-228.62	-689.73
62/2/3/3	4764.1	-103.52	-729.91
62/197/3	4766.3	15.75	-740.45
63/197/3	4763.52	-163.42	-740.45
63/2/3/3	4765.43	-48.2	-766.02
63/198/3	4767.34	61.96	-764.25
64/198/3	4766.3	-117.46	-764.25
64/2/3/3	4767.92	-10.8	-779.72
64/199/3	4769.54	91.59	-769.84

65/199/3	4769.61	-87.81	-769.84
65/2/3/3	4770.94	11.66	-779
65/200/3	4772.26	107.65	-764.46
66/200/3	4772.94	-71.91	-764.46
66/2/3/3	4773.97	21.75	-770.49
66/201/3	4775.01	112.74	-754.12
67/201/3	4775.87	-66.93	-754.12
67/2/3/3	4776.61	22.31	-759.49
67/202/3	4777.35	109.65	-743.45
68/202/3	4778.1	-70.07	-743.45
68/2/3/3	4778.54	16.11	-749.97
68/203/3	4778.98	101.16	-735.72
69/203/3	4779.41	-78.62	-735.72
69/2/3/3	4779.56	5.85	-744.54
69/204/3	4779.71	89.93	-732.91
70/204/3	4779.71	-89.93	-732.91
70/2/3/3	4779.56	-5.85	-744.54
70/205/3	4779.41	78.62	-735.72
71/205/3	4778.98	-101.16	-735.72
71/2/3/3	4778.54	-16.11	-749.97
71/206/3	4778.1	70.07	-743.45
72/206/3	4777.35	-109.65	-743.45
72/2/3/3	4776.61	-22.31	-759.49
72/207/3	4775.87	66.93	-754.12
73/207/3	4775.01	-112.74	-754.12
73/2/3/3	4773.97	-21.75	-770.49
73/208/3	4772.94	71.91	-764.46
74/208/3	4772.26	-107.65	-764.46
74/2/3/3	4770.94	-11.66	-779
74/209/3	4769.61	87.81	-769.84
75/209/3	4769.54	-91.59	-769.84
75/2/3/3	4767.92	10.8	-779.72
75/210/3	4766.3	117.46	-764.25
76/210/3	4767.34	-61.96	-764.25
76/2/3/3	4765.43	48.2	-766.02
76/211/3	4763.52	163.42	-740.45
77/211/3	4766.3	-15.75	-740.45
77/2/3/3	4764.1	103.52	-729.91
77/212/3	4761.91	228.62	-689.73
78/212/3	4767.14	49.3	-689.73
78/2/3/3	4764.66	178.96	-662.17
78/213/3	4762.18	315.15	-602.35
79/213/3	4770.66	135.89	-602.35
79/2/3/3	4767.9	277.05	-552.39
79/214/3	4765.14	425.37	-467.32

80/214/3	4777.77	245.91	-467.32
80/2/3/3	4774.73	399.5	-389.16
80/215/3	4771.7	560.73	-272.81
81/215/3	4789.42	380.79	-272.81
81/2/3/3	4786.11	547.39	-160.36
81/216/3	4782.81	721.9	-6.51
82/216/3	4806.56	541.59	-6.51
82/2/3/3	4802.99	1090.21	190.99
82/217/3	4799.42	1662.37	524.49
83/217/3	4858.56	1480.63	524.49
83/2/3/3	4854.73	2066.42	954.4
83/218/3	4850.89	2674.07	1529.13
84/218/3	4948	2489.79	1529.13
84/2/3/3	4943.91	3107.04	2207.81
84/3/3	4939.82	3741.44	3038.43

**VERIFICA A STATO LIMITE ULTIMO PER TENSIONI NORMALI**

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE B1-VERIFICA LIMITE INCASTRO ARCO ROVESCOIO**

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d)	$\xi =$	0,513		
Altezza totale della sezione	$h =$	100,00 [cm]	<b>RISOLVI</b>	
Copriferro armatura tesa	$c =$	5,00 [cm]		
Altezza utile (h-c)	$d =$	95,00 [cm]		
Profondità dell'asse neutro	$x =$	48,70 [cm]		
Rapporto tra copriferro armatura tesa ed altezza utile (c/d)	$\delta =$	0,053		
Deformazione massima nel calcestruzzo	$\epsilon_{cls} =$	-0,00350		in y= 100,00 [cm]
Deformazione massima nell'acciaio teso	$\epsilon_{acc} =$	0,00333		in y= 5,00 [cm]
Parametro di deformazione $\lambda$ ( $\epsilon = \lambda + \mu$ )	$\lambda =$	0,00369		
Parametro di deformazione $\mu$ ( $\epsilon = \lambda + \mu$ )	$\mu =$	-0,00007 [1/cm]		
Sforzo normale interno (rispetto alla base - y=0)	$Nrd(y=0) =$	-4948,00 [kN]		
Momento interno (rispetto alla base - y=0)	$Mrd(y=0) =$	4404,90 [kNm]		
Ordinata rispetto a cui vengono calcolate le sollecitazioni	$ysoll =$	50,00 [cm]		
Sforzo normale interno (rispetto a y=ysoll)	$Nrd(y=ysoll) =$	-4948,00 [kN]		
Momento interno (rispetto a y=ysoll)	$Mrd(y=ysoll) =$	1930,90 [kNm]		
Sforzo normale agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	$Nsd(y=ysoll) =$	-4948,00 [kN]		
Momento agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	$Msd(y=ysoll) =$	1529,00 [kNm]		
Differenza tra sforzo normale agente ed interno (rispetto a y=ysoll)	$Nsd(y=ysoll) - Nrd(y=ysoll) =$	0,00 [kN]		
<b>Coefficiente di sicurezza di stato limite ultimo</b>	<b><math>Mrd(y=ysoll) / Msd(y=ysoll) =</math></b>	<b>1,26</b>		

CALCESTRUZZO			Trave										
Elementi	Rck	fcd	b inf	h	b sup	y inf	y sup	$\epsilon$ inf	$\epsilon$ sup	$\sigma$ inf	$\sigma$ sup	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]			[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]
1	30,00	16,60	100,00	100,00	100,00	0,00	100,00	0,00369	-0,00350	0,00	-14,11	-5562,34	4435,62
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	100,00	100,00	-0,00350	-0,00350	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	100,00	100,00	-0,00350	-0,00350	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>totali</b>												-5562,34	4435,62

ACCIAIO			Armatura lenta									
Armature	Es	fyd	area	livello	$\epsilon$ acc	$\sigma$ acc	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)				
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm]		[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]				
1	210000	391,30	15,70	5,00	0,00333	391,30	614,34	-30,72				
2	0	0,00	0,00	0,00	0,00369	0,00	0,00	0,00				
3	0	0,00	0,00	0,00	0,00369	0,00	0,00	0,00				
<b>totali</b>							614,34	-30,72				

**VERIFICA A STATO LIMITE ULTIMO PER TENSIONI NORMALI**

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE B1-VERIFICA MASSIMO POSITIVO ARCO ROVESCIO**

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d)	$\xi =$	0,496	
Altezza totale della sezione	$h =$	100,00 [cm]	
Copriferro armatura tesa	$c =$	5,00 [cm]	
Altezza utile (h-c)	$d =$	95,00 [cm]	
Profondità dell'asse neutro	$x =$	47,09 [cm]	
Rapporto tra copriferro armatura tesa ed altezza utile (c/d)	$\delta =$	0,053	

**RISOLVI**

Deformazione massima nel calcestruzzo	$\epsilon_{cls} =$	-0,00350	in y =	100,00 [cm]
Deformazione massima nell'acciaio teso	$\epsilon_{acc} =$	0,00356	in y =	5,00 [cm]
Parametro di deformazione $\lambda$ ( $\epsilon = \lambda + \mu$ )	$\lambda =$	0,00393		
Parametro di deformazione $\mu$ ( $\epsilon = \lambda + \mu$ )	$\mu =$	-0,00007 [1/cm]		
Sforzo normale interno (rispetto alla base - y=0)	$Nrd(y=0) =$	-4765,00 [kN]		
Momento interno (rispetto alla base - y=0)	$Mrd(y=0) =$	4294,82 [kNm]		

Ordinata rispetto a cui vengono calcolate le sollecitazioni	$ysoll =$	50,00 [cm]
Sforzo normale interno (rispetto a y=ysoll)	$Nrd(y=ysoll) =$	-4765,00 [kN]
Momento interno (rispetto a y=ysoll)	$Mrd(y=ysoll) =$	1912,32 [kNm]
Sforzo normale agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	$Nsd(y=ysoll) =$	-4765,00 [kN]
Momento agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	$Msd(y=ysoll) =$	766,00 [kNm]
Differenza tra sforzo normale agente ed interno (rispetto a y=ysoll)	$Nsd(y=ysoll) - Nrd(y=ysoll) =$	0,00 [kN]
<b>Coefficiente di sicurezza di stato limite ultimo</b>	<b><math>Mrd(y=ysoll) / Msd(y=ysoll) =</math></b>	<b>2,50</b>

CALCESTRUZZO		Trave											
Elementi	Rck	fc,d	b inf	h	b sup	y inf	y sup	$\epsilon$ inf	$\epsilon$ sup	$\sigma$ inf	$\sigma$ sup	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]			[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]
1	30,00	16,60	100,00	100,00	100,00	0,00	100,00	0,00393	-0,00350	0,00	-14,11	-5379,34	4325,54
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	100,00	100,00	-0,00350	-0,00350	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	100,00	100,00	-0,00350	-0,00350	0,00	0,00	0,00	0,00
totali				100,00		0,00	100,00					-5379,34	4325,54

ACCIAIO		Armatura lenta										
Armature	Es	fyd	area	livello	$\epsilon$ acc	$\sigma$ acc	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)				
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm]		[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]				
1	210000	391,30	15,70	5,00	0,00356	391,30	614,34	-30,72				
2	0	0,00	0,00	0,00	0,00393	0,00	0,00	0,00				
3	0	0,00	0,00	0,00	0,00393	0,00	0,00	0,00				
totali				5,00			614,34	-30,72				

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE B1-VERIFICA LIMITE INCASTRO ARCO ROVESCIO**

**VERIFICA A TAGLIO A SLU PER SEZIONE RETTANGOLARE**

Caratteristiche dei materiali		Verifica
Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	Rck=	30 MPa
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	gamma <sub>cc</sub> =	1,500
Coefficiente di trasformazione resistenza cubica -> cilindrica	alfa <sub>1</sub> =	0,833
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	f <sub>ck</sub> =	25 MPa
Coefficiente carichi lunga durata	alfacc=	0,850
Resistenza di calcolo cilindrica calcestruzzo	fc,d=	14,167 MPa
Tensione caratteristica di snervamento acciaio	f <sub>yk</sub> =	450 MPa
Coefficiente di sicurezza acciaio	gamma <sub>as</sub> =	1,150
Tensione di calcolo di snervamento acciaio	fy,d=	391,3 MPa

Caratteristiche della sezione		
Larghezza della membratura resistente a taglio	bw=	1000 mm
Altezza della sezione	h=	1000 mm
Altezza utile sezione: d = h - c	d=	950 mm
Area armature longitudinali tese	Asl=	1005,31 mm <sup>2</sup>
Numero bracci	n=	2,5
Diametro dell'armatura trasversale posta all'interasse s	fi=	24 mm
Interasse armatura trasversale	s=	200 mm
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	alfa=	90,000 °
Area di armatura trasversale posta all'interasse s	Asw=	1131 mm <sup>2</sup>
Area di armatura trasversale a metro lineare	asw=	5,655 mm <sup>2</sup> /mm

Sollecitazioni		
Sforzo normale di compressione di calcolo (compressione = positivo)	Ned=	4948,00 kN
Taglio di calcolo agente sulla sezione allo s.l.u.	Vsdu=	2489,00 kN
Tensione media di compressione nella sezione: $s_{cp} = \min(Nsd/(bwh), 0,2 * f_{cd})$	s <sub>cp</sub> =	2,833 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale baricentrica	tau <sub>bc</sub> =	3,734 N/mm <sup>2</sup>
Tensione principale massima baricentrica	sig <sub>mai</sub> =	2,577 N/mm <sup>2</sup>
Inclinazione minima dei "puntori" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave	cot(teta1)=	1,449
Coefficiente alfacc	alfacc=	1,200
Cotangente alfa	cot(alfa)=	0,00
Limite inferiore per inclinazione puntori calcestruzzo ( $\cot(teta1) = \max(1,00; \cot(teta1))$ )	cot(teta1)=	1,45
Limite superiore per inclinazione puntori calcestruzzo ( $\cot(teta2)$ , normalmente 2,50)	cot(teta2)=	2,50
Resistenza di calcolo a taglio-compressione massima possibile ( $\cot(teta) = \cot(teta1)$ )	V <sub>rd, max</sub> =	3397 kN
Resistenza di calcolo a taglio-compressione minima ( $\cot(teta) = \cot(teta2)$ )	V <sub>rd, min</sub> =	2506 kN

Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio		
Rapporto geometrico armatura longitudinale: $ro(l) = \min(Asl / (bw * d) ; 0,02)$	ro(l)=	0,00106
Coefficiente $k = \min(1 + (200/d)^{0,5} ; 2)$	k=	1,459
Coefficiente $v_{min} = 0,035 * (k^{1,5}) * (f_{ck}^{0,5})$	v <sub>min</sub> =	0,308 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente di calcolo ( $0,18 * k * (100 * ro(l) * f_{ck}) / gamma_{cc} + 0,15 * s_{cp}$ )	tau <sub>1, calc</sub> =	0,667 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente minima ( $v_{min} + 0,15 * s_{cp}$ )	tau <sub>2, min</sub> =	0,733 N/mm <sup>2</sup>

Sforzo di taglio resistente		
Tensione tangenziale corrispondente allo Sforzo di taglio resistente	V <sub>rd</sub> =	696,68 kN
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo ( $\geq 1$ ; solo calcestruzzo)	tau(V <sub>rd</sub> )=	0,81 N/mm <sup>2</sup>
	V <sub>rd}/V<sub>sdu</sub>=</sub>	0,280

Verifica elementi con armature trasversali resistenti a taglio		
Cotangente teta ottimale ( $\cot(teta1) < \cot(teta) < \cot(teta2)$ )	cot(teta)=	1,69
Inclinazione puntori calcestruzzo ottimale ( $\cot(teta1) < \cot(teta) < \cot(teta2)$ )	teta=	30,679 °
Resistenza di calcolo a taglio-compressione ( $V_{rd} = 0,90 * d * bw * alfacc * f_{cd} * (\cot(alfa) + \cot(teta)) / (1 + \cot(teta)^2)$ )	V <sub>rd</sub> =	3189 kN
Resistenza di calcolo a taglio-trazione ( $V_{rds} = 0,9 d Asw s * f_{yd} * (\cot(alfa) + \cot(teta)) * \sin(alfa)$ )	V <sub>rds</sub> =	3189 kN
Resistenza di calcolo $V_{rd} = \min(V_{rd}; V_{rds})$	V <sub>rd</sub> =	3189 kN
Tensione tangenziale corrispondente alla Resistenza di calcolo V <sub>rd</sub>	tau(V <sub>rd</sub> )=	3,73 N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo ( $\geq 1$ ; solo calcestruzzo)	V <sub>rd}/V<sub>sdu</sub>=</sub>	1,281

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE B1-VERIFICA MASSIMO POSITIVO ARCO ROVESCIO**

**VERIFICA A TAGLIO A SLU PER SEZIONE RETTANGOLARE**

	Verifica
<b>Caratteristiche dei materiali</b>	
Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	Rck= 30 MPa
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	gamma <sub>mac</sub> = 1,500
Coefficiente di trasformazione resistenza cubica -> cilindrica	alfa1= 0,833
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	fcd= 25 MPa
Coefficiente carichi lunga durata	alfacc= 0,850
Resistenza di calcolo cilindrica calcestruzzo	fcd= 14,167 MPa
Tensione caratteristica di snervamento acciaio	fyk= 450 MPa
Coefficiente di sicurezza acciaio	gamma <sub>mas</sub> = 1,150
Tensione di calcolo di snervamento acciaio	fyd= 391,3 MPa
<b>Caratteristiche della sezione</b>	
Larghezza della membratura resistente a taglio	bw= 1000 mm
Altezza della sezione	h= 1000 mm
Altezza utile sezione: d = h - c	d= 950 mm
Area armature longitudinali tese	Asl= 1005,31 mm <sup>2</sup>
Numero bracci	n= 2,5
Diametro dell'armatura trasversale posta all'interasse s	fi= 20 mm
Interasse armatura trasversale	s= 200 mm
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	alfa= 90,00 °
Area di armatura trasversale posta all'interasse s	Asw= 785 mm <sup>2</sup>
Area di armatura trasversale a metro lineare	asw= 3,927 mm <sup>2</sup> /mm
<b>Sollecitazioni</b>	
Sforzo normale di compressione di calcolo (compressione = positivo)	Ned= 4765,00 kN
Taglio di calcolo agente sulla sezione allo s.l.u.	Vsdu= 48,00 kN
Tensione media di compressione nella sezione: scp= min(Ned)/(bw*h) * 0,2 * fcd	scp= 2,833 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale baricentrica	tau_b= 0,072 N/mm <sup>2</sup>
Tensione principale massima baricentrica	sigmai= 0,002 N/mm <sup>2</sup>
Inclinazione minima dei "puntoni" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave	cot(teta)= 39,377
Coefficiente alfac	alfac= 1,200
Cotangente alfa	cot(alfa)= 0,00
Limite inferiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta1) = max(1,00; cot(tetai))	cot(teta1)= 39,38
Limite superiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta2), normalmente 2,50)	cot(teta2)= 2,50
Resistenza di calcolo a taglio-comprensione massima possibile (cot(teta)=cot(teta1))	Vrcd,max= 184 kN
Resistenza di calcolo a taglio-comprensione minima (cot(teta)=cot(teta2))	Vrcd,min= 2506 kN
<b>Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio</b>	
Rapporto geometrico armatura longitudinale: ro(l)= min(Asl / (bw * d) ; 0,02 )	ro(l)= 0,00106
Coefficiente k=min( 1+(200/d)*0,5 ; 2 )	k= 1,459
Coefficiente v <sub>min</sub> =0,035 * (k*1,5) * (fck*0,5)	v <sub>min</sub> = 0,308 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente di calcolo (0,18 * k * (100 * ro(l) * fck) / gamma <sub>mac</sub> + 0,15 * scp)	tau_1,calc= 0,667 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente minima (v <sub>min</sub> + 0,15 * scp)	tau_2,min= 0,733 N/mm <sup>2</sup>
<b>Sforzo di taglio resistente</b>	Vrds= 696,68 kN
Tensione tangenziale corrispondente allo Sforzo di taglio resistente	tau(Vrd)= 0,81 N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (>= 1; solo calcestruzzo)	Vrd/Vsdu= 14,514
<b>Verifica elementi con armature trasversali resistenti a taglio</b>	
Cotangente teta ottimale (cot(teta1)<cot(teta)<cot(teta2))	cot(teta)= 39,38
Inclinazione puntoni calcestruzzo ottimale (cot(teta1)<cot(teta)<cot(teta2))	teta= 1,455 °
Resistenza di calcolo a taglio-comprensione ( Vrcd = 0,90 * d * bw * alfac * fcd * (cot(alfa)+cot(teta)) / ((1+cot(teta)^2) )	Vrcd= 184 kN
Resistenza di calcolo a taglio-trazione ( Vrsd = 0,9 d Asw s * fyd * (cot(alfa) + cot(teta)) * sen(alfa) )	Vrsd= 51735 kN
<b>Resistenza di calcolo Vrd = min ( Vrcd ; Vrsd )</b>	Vrd = 184 kN
Tensione tangenziale corrispondente alla Resistenza di calcolo Vrd	tau(Vrd)= 0,22 N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (>= 1; solo calcestruzzo)	Vrd/Vsdu= 3,843

**VERIFICA A STATO LIMITE ULTIMO PER TENSIONI NORMALI**

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE B1-VERIFICA INCASTRO CALOTTA**

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d)	ξ= 0,385	RISOLVI
Altezza totale della sezione	h= 150,00 [cm]	
Copriferro armatura tesa	c= 5,00 [cm]	
Altezza utile (h-c)	d= 145,00 [cm]	
Profondità dell'asse neutro	x= 55,81 [cm]	
Rapporto tra copriferro armatura tesa ed altezza utile (c/d)	δ= 0,034	
Deformazione massima nel calcestruzzo	ε <sub>cls</sub> = -0,00350	in y= 150,00 [cm]
Deformazione massima nell'acciaio teso	ε <sub>acc</sub> = 0,00559	in y= 5,00 [cm]
Parametro di deformazione λ (ε = λ + μ y)	λ= 0,00591	
Parametro di deformazione μ (ε = λ + μ y)	μ= -0,00006 [1/cm]	
Sforzo normale interno (rispetto alla base - y=0)	Nrd(y=0)= -5761,00 [kN]	
Momento interno (rispetto alla base - y=0)	Mrd(y=0)= 8052,14 [kNm]	
Ordinata rispetto a cui vengono calcolate le sollecitazioni	ysoll= 75,00 [cm]	
Sforzo normale interno (rispetto a y=ysoll)	Nrd(y=ysoll)= -5761,00 [kN]	
Momento interno (rispetto a y=ysoll)	Mrd(y=ysoll)= 3731,39 [kNm]	
Sforzo normale agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)= -5761,00 [kN]	
Momento agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Msd(y=ysoll)= 3038,00 [kNm]	
Differenza tra sforzo normale agente ed interno (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)-Nrd(y=ysoll)= 0,00 [kN]	
<b>Coefficiente di sicurezza di stato limite ultimo</b>	<b>Mrd(y=ysoll)/Msd(y=ysoll)= 1,23</b>	

CALCESTRUZZO		Trave											
Elementi	Rck [N/mm <sup>2</sup> ]	fcd [N/mm <sup>2</sup> ]	b inf [cm]	h [cm]	b sup [cm]	y inf [cm]	y sup [cm]	ε inf	ε sup	σ inf [N/mm <sup>2</sup> ]	σ sup [N/mm <sup>2</sup> ]	Nrd(y=0) [kN]	Mrd(y=0) [kNm]
1	30,00	16,60	100,00	150,00	100,00	0,00	150,00	0,00591	-0,00350	0,00	-14,11	-6375,34	8082,85
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	150,00	150,00	-0,00350	-0,00350	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	150,00	150,00	-0,00350	-0,00350	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>totali</b>				150,00		0,00	150,00					-6375,34	8082,85

ACCIAIO		Armatura lenta									
Armature	Es [N/mm <sup>2</sup> ]	fyd [N/mm <sup>2</sup> ]	area [cm <sup>2</sup> ]	livello [cm]	ε acc	σ acc [N/mm <sup>2</sup> ]	Nrd(y=0) [kN]	Mrd(y=0) [kNm]			
1	210000	391,30	15,70	5,00	0,00559	391,30	614,34	-30,72			
2	0	0,00	0,00	0,00	0,00591	0,00	0,00	0,00			
3	0	0,00	0,00	0,00	0,00591	0,00	0,00	0,00			
<b>totali</b>				5,00			614,34	-30,72			



**VERIFICA A STATO LIMITE ULTIMO PER TENSIONI NORMALI**

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE B1-VERIFICA MASSIMO NEGATIVO CALOTTA**

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d)	ξ=	0,551	
Altezza totale della sezione	h=	90,00 [cm]	
Copriferro armatura tesa	c=	5,00 [cm]	
Altezza utile (h-c)	d=	85,00 [cm]	
Profondità dell'asse neutro	x=	46,80 [cm]	
Rapporto tra copriferro armatura tesa ed altezza utile (c/d)	δ=	0,059	

RISOLVI

Deformazione massima nel calcestruzzo	ε cls=	-0,00350	in y=	90,00 [cm]
Deformazione massima nell'acciaio teso	ε acc=	0,00286	in y=	5,00 [cm]
Parametro di deformazione λ (ε=λ+μ y)	λ=	0,00323		
Parametro di deformazione μ (ε=λ+μ y)	μ=	-0,00007 [1/cm]		
Sforzo normale interno (rispetto alla base - y=0)	Nrd(y=0)=	-4731,00 [kN]		
Momento interno (rispetto alla base - y=0)	Mrd(y=0)=	3739,57 [kNm]		

Ordinata rispetto a cui vengono calcolate le sollecitazioni	ysoll=	45,00 [cm]
Sforzo normale interno (rispetto a y=ysoll)	Nrd(y=ysoll)=	-4731,00 [kN]
Momento interno (rispetto a y=ysoll)	Mrd(y=ysoll)=	1610,62 [kNm]
Sforzo normale agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)=	-4731,00 [kN]
Momento agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Msd(y=ysoll)=	849,00 [kNm]
Differenza tra sforzo normale agente ed interno (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)-Nrd(y=ysoll)=	0,00 [kN]
<b>Coefficiente di sicurezza di stato limite ultimo</b>	<b>Mrd(y=ysoll)/Msd(y=ysoll)=</b>	<b>1,90</b>

CALCESTRUZZO			Trave										
Elementi	Rck	fc,d	b inf	h	b sup	y inf	y sup	ε inf	ε sup	σ inf	σ sup	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]			[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]
1	30,00	16,60	100,00	90,00	100,00	0,00	90,00	0,00323	-0,00350	0,00	-14,11	-5345,34	3770,28
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	90,00	90,00	-0,00350	-0,00350	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	90,00	90,00	-0,00350	-0,00350	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>totali</b>				90,00		0,00	90,00					-5345,34	3770,28

ACCIAIO			Armatura lenta										
Armature	Es	fyd	area	livello	ε acc	σ acc	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)					
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm]		[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]					
1	210000	391,30	15,70	5,00	0,00286	391,30	614,34	-30,72					
2	0	0,00	0,00	0,00	0,00323	0,00	0,00	0,00					
3	0	0,00	0,00	0,00	0,00323	0,00	0,00	0,00					
<b>totali</b>				5,00			614,34	-30,72					

**VERIFICA A STATO LIMITE ULTIMO PER TENSIONI NORMALI**

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE B1-VERIFICA MASSIMO POSITIVO CALOTTA**

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d)	ξ=	0,409	
Altezza totale della sezione	h=	90,00 [cm]	
Copriferro armatura tesa	c=	5,00 [cm]	
Altezza utile (h-c)	d=	85,00 [cm]	
Profondità dell'asse neutro	x=	34,72 [cm]	
Rapporto tra copriferro armatura tesa ed altezza utile (c/d)	δ=	0,059	

RISOLVI

Deformazione massima nel calcestruzzo	ε cls=	-0,00350	in y=	90,00 [cm]
Deformazione massima nell'acciaio teso	ε acc=	0,00507	in y=	5,00 [cm]
Parametro di deformazione λ (ε=λ+μ y)	λ=	0,00557		
Parametro di deformazione μ (ε=λ+μ y)	μ=	-0,00010 [1/cm]		
Sforzo normale interno (rispetto alla base - y=0)	Nrd(y=0)=	-3352,00 [kN]		
Momento interno (rispetto alla base - y=0)	Mrd(y=0)=	2966,09 [kNm]		

Ordinata rispetto a cui vengono calcolate le sollecitazioni	ysoll=	45,00 [cm]
Sforzo normale interno (rispetto a y=ysoll)	Nrd(y=ysoll)=	-3352,00 [kN]
Momento interno (rispetto a y=ysoll)	Mrd(y=ysoll)=	1457,69 [kNm]
Sforzo normale agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)=	-3352,00 [kN]
Momento agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Msd(y=ysoll)=	725,00 [kNm]
Differenza tra sforzo normale agente ed interno (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)-Nrd(y=ysoll)=	0,00 [kN]
<b>Coefficiente di sicurezza di stato limite ultimo</b>	<b>Mrd(y=ysoll)/Msd(y=ysoll)=</b>	<b>2,01</b>

CALCESTRUZZO			Trave										
Elementi	Rck	fc,d	b inf	h	b sup	y inf	y sup	ε inf	ε sup	σ inf	σ sup	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]			[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]
1	30,00	16,60	100,00	90,00	100,00	0,00	90,00	0,00557	-0,00350	0,00	0,00	-3966,34	2996,80
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	90,00	90,00	-0,00350	-0,00350	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	90,00	90,00	-0,00350	-0,00350	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>totali</b>				90,00		0,00	90,00					-3966,34	2996,80

ACCIAIO			Armatura lenta										
Armature	Es	fyd	area	livello	ε acc	σ acc	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)					
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm]		[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]					
1	210000	391,30	15,70	5,00	0,00507	391,30	614,34	-30,72					
2	0	0,00	0,00	0,00	0,00557	0,00	0,00	0,00					
3	0	0,00	0,00	0,00	0,00557	0,00	0,00	0,00					
<b>totali</b>				5,00			614,34	-30,72					

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE B1-VERIFICA INCASTRO CALOTTA**

**VERIFICA A TAGLIO A SLU PER SEZIONE RETTANGOLARE**

	Verifica
<b>Caratteristiche dei materiali</b>	
Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	Rck= 30 MPa
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	gamma <sub>cc</sub> = 1,500
Coefficiente di trasformazione resistenza cubica -> cilindrica	alfa1= 0,833
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	f <sub>ck</sub> = 25 MPa
Coefficiente carichi lunga durata	alfacc= 0,850
Resistenza di calcolo cilindrica calcestruzzo	f <sub>cd</sub> = 14,167 MPa
Tensione caratteristica di snervamento acciaio	f <sub>yk</sub> = 450 MPa
Coefficiente di sicurezza acciaio	gamma <sub>as</sub> = 1,150
Tensione di calcolo di snervamento acciaio	f <sub>yd</sub> = 391,3 MPa
<b>Caratteristiche della sezione</b>	
Larghezza della membratura resistente a taglio	b <sub>w</sub> = 1000 mm
Altezza della sezione	h= 1500 mm
Altezza utile sezione: d = h - c	d= 1145 mm
Area armature longitudinali tese	As <sub>l</sub> = 1005,31 mm <sup>2</sup>
Numero bracci	n= 5,0
Diametro dell'armatura trasversale posta all'interasse s	f <sub>i</sub> = 20 mm
Interasse armatura trasversale	s= 200 mm
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	alfa= 90,000 °
Area di armatura trasversale posta all'interasse s	As <sub>w</sub> = 1571 mm <sup>2</sup>
Area di armatura trasversale a metro lineare	as <sub>w</sub> = 7,854 mm <sup>2</sup> /mm
<b>Sollecitazioni</b>	
Sforzo normale di compressione di calcolo (compressione = positivo)	N <sub>ed</sub> = 5781,00 kN
Taglio di calcolo agente sulla sezione allo s.l.u.	V <sub>sd</sub> = 2282,00 kN
Tensione media di compressione nella sezione: sc <sub>p</sub> = min(N <sub>ed</sub> /(b <sub>w</sub> h))·0,2·f <sub>cd</sub>	sc <sub>p</sub> = 2,833 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale baricentrica	tau <sub>b</sub> = 2,282 N/mm <sup>2</sup>
Tensione principale massima baricentrica	sigma <sub>1</sub> = 1,269 N/mm <sup>2</sup>
Inclinazione minima dei "puntoni" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave	cot(teta)= 1,798
Coefficiente alfa <sub>cc</sub>	alfacc= 1,200
Cotangente alfa	cot(alfa)= 0,000
Limite inferiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta1) = max(1,00; cot(teta)))	cot(teta1)= 1,80
Limite superiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta2), normalmente 2,50)	cot(teta2)= 2,50
Resistenza di calcolo a taglio-comprensione massima possibile (cot(teta)=cot(teta1))	V <sub>rd,max</sub> = 3721 kN
Resistenza di calcolo a taglio-comprensione minima (cot(teta)=cot(teta2))	V <sub>rd,min</sub> = 3020 kN
<b>Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio</b>	
Rapporto geometrico armatura longitudinale: ro(l)= min( As <sub>l</sub> / (b <sub>w</sub> ·d) ; 0,02 )	ro(l)= 0,00088
Coefficiente k=min( 1+(200/d) <sup>0,5</sup> ; 2 )	k= 1,418
Coefficiente v <sub>min</sub> =0,035·(k <sup>1,5</sup> )·(f <sub>ck</sub> <sup>0,5</sup> )	v <sub>min</sub> = 0,295 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente di calcolo (0,18·k·k·(100·ro(l)·f <sub>ck</sub> ) / gamma <sub>cc</sub> + 0,15·sc <sub>p</sub> )	tau <sub>1,calc</sub> = 0,646 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente minima (v <sub>min</sub> + 0,15·sc <sub>p</sub> )	tau <sub>2,min</sub> = 0,720 N/mm <sup>2</sup>
<b>Sforzo di taglio resistente</b>	V <sub>rd</sub> = 824,95 kN
Tensione tangenziale corrispondente allo Sforzo di taglio resistente	tau(V <sub>rd</sub> )= 0,80 N/mm <sup>2</sup>
<b>Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (&gt;= 1; solo calcestruzzo)</b>	V <sub>rd</sub> /V <sub>sd</sub> = 0,362
<b>Verifica elementi con armature trasversali resistenti a taglio</b>	
Cotangente teta ottimale (cot(teta1)<cot(teta)<cot(teta2))	cot(teta)= 1,80
Inclinazione puntoni calcestruzzo ottimale (cot(teta1)<cot(teta)<cot(teta2))	teta= 29,084 °
Resistenza di calcolo a taglio-comprensione ( V <sub>rd</sub> = 0,90 · d <sup>2</sup> · b <sub>w</sub> · alfacc · f <sub>cd</sub> · (cot(alfa)+cot(teta)) / (1+cot(teta) <sup>2</sup> ) )	V <sub>rd</sub> = 3721 kN
Resistenza di calcolo a taglio-trazione ( V <sub>rd</sub> = 0,9 d As <sub>w</sub> s · f <sub>yd</sub> · (cot(alfa) + cot(teta)) · sen(alfa) )	V <sub>rd</sub> = 5694 kN
<b>Resistenza di calcolo V<sub>rd</sub> = min ( V<sub>rd</sub> ; V<sub>rd</sub> )</b>	V <sub>rd</sub> = 3721 kN
<b>Tensione tangenziale corrispondente alla Resistenza di calcolo V<sub>rd</sub></b>	tau(V <sub>rd</sub> )= 3,61 N/mm <sup>2</sup>
<b>Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (&gt;= 1; solo calcestruzzo)</b>	V <sub>rd</sub> /V <sub>sd</sub> = 1,631

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE B1-VERIFICA MASSIMO NEGATIVO CALOTTA**

**VERIFICA A TAGLIO A SLU PER SEZIONE RETTANGOLARE**

	Verifica
<b>Caratteristiche dei materiali</b>	
Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	Rck= 30 MPa
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	gamma <sub>cc</sub> = 1,500
Coefficiente di trasformazione resistenza cubica -> cilindrica	alfa1= 0,833
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	f <sub>ck</sub> = 25 MPa
Coefficiente carichi lunga durata	alfacc= 0,850
Resistenza di calcolo cilindrica calcestruzzo	f <sub>cd</sub> = 14,167 MPa
Tensione caratteristica di snervamento acciaio	f <sub>yk</sub> = 450 MPa
Coefficiente di sicurezza acciaio	gamma <sub>as</sub> = 1,150
Tensione di calcolo di snervamento acciaio	f <sub>yd</sub> = 391,3 MPa
<b>Caratteristiche della sezione</b>	
Larghezza della membratura resistente a taglio	b <sub>w</sub> = 1000 mm
Altezza della sezione	h= 900 mm
Altezza utile sezione: d = h - c	d= 845 mm
Area armature longitudinali tese	As <sub>l</sub> = 1005,31 mm <sup>2</sup>
Numero bracci	n= 2,5
Diametro dell'armatura trasversale posta all'interasse s	f <sub>i</sub> = 16 mm
Interasse armatura trasversale	s= 200 mm
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	alfa= 90,000 °
Area di armatura trasversale posta all'interasse s	As <sub>w</sub> = 503 mm <sup>2</sup>
Area di armatura trasversale a metro lineare	as <sub>w</sub> = 2,513 mm <sup>2</sup> /mm
<b>Sollecitazioni</b>	
Sforzo normale di compressione di calcolo (compressione = positivo)	N <sub>ed</sub> = 4731,00 kN
Taglio di calcolo agente sulla sezione allo s.l.u.	V <sub>sd</sub> = 330,00 kN
Tensione media di compressione nella sezione: sc <sub>p</sub> = min(N <sub>ed</sub> /(b <sub>w</sub> h))·0,2·f <sub>cd</sub>	sc <sub>p</sub> = 2,833 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale baricentrica	tau <sub>b</sub> = 0,550 N/mm <sup>2</sup>
Tensione principale massima baricentrica	sigma <sub>1</sub> = 0,103 N/mm <sup>2</sup>
Inclinazione minima dei "puntoni" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave	cot(teta)= 5,339
Coefficiente alfa <sub>cc</sub>	alfacc= 1,200
Cotangente alfa	cot(alfa)= 0,00
Limite inferiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta1) = max(1,00; cot(teta)))	cot(teta1)= 5,34
Limite superiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta2), normalmente 2,50)	cot(teta2)= 2,50
Resistenza di calcolo a taglio-comprensione massima possibile (cot(teta)=cot(teta1))	V <sub>rd,max</sub> = 1170 kN
Resistenza di calcolo a taglio-comprensione minima (cot(teta)=cot(teta2))	V <sub>rd,min</sub> = 2229 kN
<b>Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio</b>	
Rapporto geometrico armatura longitudinale: ro(l)= min( As <sub>l</sub> / (b <sub>w</sub> ·d) ; 0,02 )	ro(l)= 0,00119
Coefficiente k=min( 1+(200/d) <sup>0,5</sup> ; 2 )	k= 1,487
Coefficiente v <sub>min</sub> =0,035·(k <sup>1,5</sup> )·(f <sub>ck</sub> <sup>0,5</sup> )	v <sub>min</sub> = 0,317 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente di calcolo (0,18·k·k·(100·ro(l)·f <sub>ck</sub> ) / gamma <sub>cc</sub> + 0,15·sc <sub>p</sub> )	tau <sub>1,calc</sub> = 0,682 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente minima (v <sub>min</sub> + 0,15·sc <sub>p</sub> )	tau <sub>2,min</sub> = 0,742 N/mm <sup>2</sup>
<b>Sforzo di taglio resistente</b>	V <sub>rd</sub> = 627,13 kN
Tensione tangenziale corrispondente allo Sforzo di taglio resistente	tau(V <sub>rd</sub> )= 0,82 N/mm <sup>2</sup>
<b>Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (&gt;= 1; solo calcestruzzo)</b>	V <sub>rd</sub> /V <sub>sd</sub> = 1,900
<b>Verifica elementi con armature trasversali resistenti a taglio</b>	
Cotangente teta ottimale (cot(teta1)<cot(teta)<cot(teta2))	cot(teta)= 5,34
Inclinazione puntoni calcestruzzo ottimale (cot(teta1)<cot(teta)<cot(teta2))	teta= 10,609 °
Resistenza di calcolo a taglio-comprensione ( V <sub>rd</sub> = 0,90 · d <sup>2</sup> · b <sub>w</sub> · alfacc · f <sub>cd</sub> · (cot(alfa)+cot(teta)) / (1+cot(teta) <sup>2</sup> ) )	V <sub>rd</sub> = 1170 kN
Resistenza di calcolo a taglio-trazione ( V <sub>rd</sub> = 0,9 d As <sub>w</sub> s · f <sub>yd</sub> · (cot(alfa) + cot(teta)) · sen(alfa) )	V <sub>rd</sub> = 3993 kN
<b>Resistenza di calcolo V<sub>rd</sub> = min ( V<sub>rd</sub> ; V<sub>rd</sub> )</b>	V <sub>rd</sub> = 1170 kN
<b>Tensione tangenziale corrispondente alla Resistenza di calcolo V<sub>rd</sub></b>	tau(V <sub>rd</sub> )= 1,54 N/mm <sup>2</sup>
<b>Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (&gt;= 1; solo calcestruzzo)</b>	V <sub>rd</sub> /V <sub>sd</sub> = 3,545

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE B1-VERIFICA MASSIMO POSITIVO CALOTTA**

Caratteristiche dei materiali	Verifica	
Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	Rck=	30 MPa
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	gamma <sub>cc</sub> =	1,500
Coefficiente di trasformazione resistenza cubica -> cilindrica	alfa1=	0,833
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	fck=	25 MPa
Coefficiente carichi lunga durata	alfacc=	0,850
Resistenza di calcolo cilindrica calcestruzzo	fcid=	14,167 MPa
Tensione caratteristica di snervamento acciaio	fyk=	450 MPa
Coefficiente di sicurezza acciaio	gamma <sub>as</sub> =	1,150
Tensione di calcolo di snervamento acciaio	fyd=	391,3 MPa
<b>Caratteristiche della sezione</b>		
Larghezza della membratura resistente a taglio	bw=	1000 mm
Altezza della sezione	h=	900 mm
Altezza utile sezione: d = h - c	d=	845 mm
Area armature longitudinali tese	Asl=	1005,31 mm <sup>2</sup>
Numero bracci	n=	2,5
Diametro dell'armatura trasversale posta all'interasse s	fi=	16 mm
Interasse armatura trasversale	si=	200 mm
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	alfa=	90,000 °
Area di armatura trasversale posta all'interasse s	Asw=	503 mm <sup>2</sup>
Area di armatura trasversale a metro lineare	asw=	2,513 mm <sup>2</sup> /mm
<b>Sollecitazioni</b>		
Sforzo normale di compressione di calcolo (compressione = positivo)	Ned=	4765,00 kN
Taglio di calcolo agente sulla sezione allo s.l.u.	Vsdu=	48,00 kN
Tensione media di compressione nella sezione: $scp = \min(Nsd/(bwh)) \cdot 0,2 \cdot fcd$	scp=	2,833 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale baricentrica	tau <sub>b</sub> =	0,080 N/mm <sup>2</sup>
Tensione principale massima baricentrica	sigma <sub>1</sub> =	0,002 N/mm <sup>2</sup>
Inclinazione minima dei "puntoni" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave	cot(teta1)=	35,445
Coefficiente alfa <sub>cc</sub>	alfacc=	1,200
Cotangente alfa	cot(alfa)=	0,00
Limite inferiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta1) = max(1,00; cot(teta1)))	cot(teta1)=	35,44
Limite superiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta2), normalmente 2,50)	cot(teta2)=	2,50
Resistenza di calcolo a taglio-compressione massima possibile (cot(teta)=cot(teta1))	Vrcd,max=	182 kN
Resistenza di calcolo a taglio-compressione minima (cot(teta)=cot(teta2))	Vrcd,min=	2229 kN
<b>Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio</b>		
Rapporto geometrico armatura longitudinale: $ro(l) = \min(Asl / (bw \cdot d)) \cdot 0,2$	ro(l)=	0,00119
Coefficiente $k = \min(1 + (200/d)^{0,5}; 2)$	k=	1,487
Coefficiente $\nu_{min} = 0,035 \cdot (k^2 \cdot 5) \cdot (fck/0,5)$	nu <sub>min</sub> =	0,317 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente di calcolo $(0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot ro(l) \cdot fck) / \text{gamma}_{cc} + 0,15 \cdot scp)$	tau <sub>1,calc</sub> =	0,682 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente minima ( $\nu_{min} + 0,15 \cdot scp$ )	tau <sub>2,min</sub> =	0,742 N/mm <sup>2</sup>
<b>Sforzo di taglio resistente</b>	Vrd=	627,13 kN
<b>Tensione tangenziale corrispondente allo Sforzo di taglio resistente</b>	tau(Vrd)=	0,82 N/mm <sup>2</sup>
<b>Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (<math>\geq 1</math>; solo calcestruzzo)</b>	Vrd/Vsd=	13,065
<b>Verifica elementi con armature trasversali resistenti a taglio</b>		
Cotangente teta ottimale (cot(teta1) < cot(teta) < cot(teta2))	cot(teta)=	35,44
Inclinazione puntoni calcestruzzo ottimale (cot(teta1) < cot(teta) < cot(teta2))	teta=	1,616 °
Resistenza di calcolo a taglio-compressione $(Vrcd = 0,90 \cdot d \cdot bw \cdot \text{alfacc} \cdot fcd \cdot (\cot(alfa) + \cot(teta)) / (1 + \cot(teta)^2))$	Vrcd=	182 kN
Resistenza di calcolo a taglio-trazione $(Vrds = 0,9 \cdot d \cdot Asw \cdot s \cdot fyd \cdot (\cot(alfa) + \cot(teta)) \cdot \text{sen}(alfa))$	Vrds=	26510 kN
<b>Resistenza di calcolo Vrd = min ( Vrcd ; Vrds )</b>	Vrd=	182 kN
<b>Tensione tangenziale corrispondente alla Resistenza di calcolo Vrd</b>	tau(Vrd)=	0,24 N/mm <sup>2</sup>
<b>Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (<math>\geq 1</math>; solo calcestruzzo)</b>	Vrd/Vsd=	3,796

**VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE**

TITOLO: GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE B1 VERIFICA LIMITE 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	Frequenti

**VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FORMAZIONE DELLE FESSURE**

Resistenza caratteristica cilindrica del conglomerato cementizio	fck=	25,0 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione media del conglomerato cementizio ( $fctm = 0,30 \cdot (fck)^{2/3}$ )	fctm=	2,565 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione allo stato di formazione delle fessure ( $fctk = fctm \cdot 1,2$ )	fctk=	2,137 N/mm <sup>2</sup>
Per la combinazione di azioni prescelta si ha (sezione interamente reagente - sollecitazioni effettive): Tensione di trazione massima nel calcestruzzo	scmax=	3,045 N/mm <sup>2</sup>

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  $\epsilon_{psm}$**

Modulo elastico del calcestruzzo	Ec=	31476 N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico delle armature	Es=	206000 N/mm <sup>2</sup>
Tensione nell'armatura tesa in sezione fessurata	sigma <sub>st</sub> =	84,169 N/mm <sup>2</sup>
Base della zona di calcestruzzo efficace entro cui le barre influenzano l'apertura delle fessure	b <sub>eff</sub> =	20,000 cm
Altezza della zona di calcestruzzo efficace $[ \min(2,5(h-d); (h-x)/3; h/2) ]$	h <sub>eff</sub> =	11,684 cm
Area della zona di calcestruzzo efficace entro cui le barre influenzano l'apertura delle fessure	Ac,eff = b <sub>eff</sub> · h <sub>eff</sub>	233,677 cm <sup>2</sup>
Area della sezione di acciaio posta nell'area efficace Ac,eff	As=	15,708 cm <sup>2</sup>
Rapporto tra l'area della sezione di acciaio As e l'area di calcestruzzo efficace Ac,eff	ro,eff=As/Ac,eff=	0,067221
Coefficiente per le condizioni di sollecitazione (0,6 azioni di breve durata, 0,4 azioni di lunga durata)	kt=	0,6
Deformazione unitaria media dell'armatura	eps <sub>sm</sub> =	0,000249
Deformazione unitaria media dell'armatura (limite inferiore) ( $\epsilon_{psm,lim} = 0,6 \cdot \text{sigma}_{st}/E_s$ )	eps <sub>sm,lim</sub> =	0,000245

**b) Calcolo della distanza media tra le fessure  $D_{sm}$**

Distanza tra le barre (int - fi)	s1=	20,000 cm
Diametro equivalente delle barre tese	fi=	20 mm
Ricoprimento netto dell'armatura (Yf-f/2)	c=	4,000 cm
Distanza limite tra le barre da utilizzare nel calcolo ( $s = 5 \cdot (c+fi/2)$ )	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=	0,067221
Deformazione di trazione massima in sezione fessurata	eps <sub>1</sub> =	0,002079
Deformazione di trazione minima in sezione fessurata	eps <sub>2</sub> =	0,000000
Coefficiente di aderenza calcestruzzo alla barra (0,8 per barre ad aderenza migliorata, 1,6 per barre lisce)	kt1=	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	D <sub>sm</sub> =	10,975 cm

**c) Calcolo del valore caratteristico dell'apertura delle fessure  $w_k$**

Deformazione unitaria media dell'armatura	eps <sub>sm</sub> =	0,000249
Distanza media tra le fessure	D <sub>sm</sub> =	10,975 cm
Valore caratteristico dell'apertura delle fessure ( $w_k = 1,7 \cdot \text{eps}_{sm} \cdot D_{sm}$ )	w <sub>k</sub> =	0,046 mm

**e) Verifica**

Considerando secondo Normativa:		
Condizioni ambientali:	Ordinarie	
Combinazioni di azioni:	Frequenti	
Tipo di armatura:	Poco sensibile	
Valore nominale caratteristico dell'apertura delle fessure per la combinazione d'azioni considerata	w <sub>k</sub> =	0,400 mm

La sezione è verificata allo stato limite di apertura delle fessure

**VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE**

**TITOLO: GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE B1 VERIFICA MASSIMO POSITIVO ARCO ROVESCOIO**

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  
Frequenti

**VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FORMAZIONE DELLE FESSURE**

Resistenza caratteristica cilindrica del conglomerato cementizio	fck=	25,0 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione media del conglomerato cementizio ( fctm = 0.30 (fck) <sup>2/3</sup> )	fctm=	2,565 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione allo stato di formazione delle fessure ( fctk = fctm/1.2 )	fctk=	2,137 N/mm <sup>2</sup>
Per la combinazione di azioni prescelta si ha (sezione interamente reagente - sollecitazioni effettive): Tensione di trazione massima nel calcestruzzo	scmax=	-0,092 N/mm <sup>2</sup>

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

**VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE**

**TITOLO: GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE B1 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  
Sensibilità armatura  
Condizioni ambientali  
Combinazione di azioni

Aderenza migliorata  
Poco sensibile  
Ordinarie  
Frequenti

**VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FORMAZIONE DELLE FESSURE**

Resistenza caratteristica cilindrica del conglomerato cementizio	fck=	25,0
Resistenza a trazione media del conglomerato cementizio ( fctm = 0.30 (fck) <sup>2/3</sup> )	fctm=	2,565
Resistenza a trazione allo stato di formazione delle fessure ( fctk = fctm/1.2 )	fctk=	2,137
Per la combinazione di azioni prescelta si ha (sezione interamente reagente - sollecitazioni effettive): Tensione di trazione massima nel calcestruzzo	scmax=	3,114

**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 epsrm**

Modulo elastico del calcestruzzo	Es=	31476
Modulo elastico delle armature	Es=	209000
Tensione nell'armatura tesa in sezione fessurata	sigmas=	126,697
Base della zona di calcestruzzo efficace entro cui le barre influenzano l'apertura delle fessure	b,eff=	20,000
Altezza della zona di calcestruzzo efficace [mn(2,5(h-d);(h-x)/3;h/2)]	h,eff=	12,500
Area della zona di calcestruzzo efficace entro cui le barre influenzano l'apertura delle fessure	Ac,eff = b,eff h,eff =	250,000
Area della sezione di acciaio posta nell'area efficace Ac,eff	As=	15,708
Rapporto tra l'area della sezione di acciaio As e l'area di calcestruzzo efficace Ac,eff	ro,eff=As/Ac,eff=	0,062832
Coefficiente per le condizioni di sollecitazione (0,6 azioni di breve durata, 0,4 azioni di lunga durata)	kt=	0,6
Deformazione unitaria media dell'armatura	epsrm=	0,000447
Deformazione unitaria media dell'armatura (limite inferiore) (epsrm,lim = 0.6 sigmas/Es)	epsrm,lim=	0,000369

**b) Calcolo della distanza media tra le fessure Dsm**

Distanza tra le barre (int - fi)	s1=	20,000
Diametro equivalente delle barre tesa	fi=	20
Ricoprimento netto dell'armatura (Vf-fi/2)	ca=	4,000
Distanza limite tra le barre da utilizzare nel calcolo (s = 5*(ca+fi/2))	b=	25,000
Rapporto tra l'area della sezione di acciaio As e l'area di calcestruzzo efficace Ac,eff	ro,eff=As/Ac,eff=	0,062832
Deformazione di trazione massima in sezione fessurata	eps1=	0,002899
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=	11,183

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

Deformazione unitaria media dell'armatura	epsrm=	0,000447
Distanza media tra le fessure	Dsm=	11,183
Valore caratteristico dell'apertura delle fessure ( wk = 1.7 epsrm Dsm )	wrm=	0,685

**e) Verifica**

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

Valore nominale caratteristico dell'apertura delle fessure per la combinazione d'azioni considerata wk= 0,300

**La sezione è verificata allo stato limite di apertura delle fessure**

## VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

TITOLO: **GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE B1\_VERIFICA MASSIMO NEGATIVO 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  
Frequenti

## VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FORMAZIONE DELLE FESSURE

Resistenza caratteristica cilindrica del conglomerato cementizio  $f_{ck} = 25,0 \text{ N/mm}^2$   
Resistenza a trazione media del conglomerato cementizio ( $f_{ctm} = 0,30 (f_{ck})^{2/3}$ )  $f_{ctm} = 2,565 \text{ N/mm}^2$   
Resistenza a trazione allo stato di formazione delle fessure ( $f_{ctk} = f_{ctm} \cdot 1,2$ )  $f_{ctk} = 2,137 \text{ N/mm}^2$

Per la combinazione di azioni prescelta si ha (sezione interamente reagente - sollecitazioni effettive):  
Tensione di trazione massima nel calcestruzzo  $s_{cm,ax} = 0,779 \text{ N/mm}^2$

La sezione 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  $\epsilon_{psrm}$ 

Modulo elastico del calcestruzzo  $E_c = 31476 \text{ N/mm}^2$   
Modulo elastico delle armature  $E_s = 206000 \text{ N/mm}^2$   
Tensione nell'armatura tesa in sezione fessurata  $\sigma_{s,as} = 5,796 \text{ N/mm}^2$   
Base della zona di calcestruzzo efficace entro cui le barre influenzano l'apertura delle fessure  $b_{eff} = 20,000 \text{ cm}$   
Altezza della zona di calcestruzzo efficace  $[ \min(2,5(h-d); (h-x)/3; h/2) ]$   $h_{eff} = 2,839 \text{ cm}$   
Area della zona di calcestruzzo efficace entro cui le barre influenzano l'apertura delle fessure  $A_{c,eff} = b_{eff} \cdot h_{eff} = 56,785 \text{ cm}^2$   
Area della sezione di acciaio posta nell'area efficace  $A_s = 15,708 \text{ cm}^2$   
Rapporto tra l'area della sezione di acciaio  $A_s$  e l'area di calcestruzzo efficace  $A_{c,eff}$   $\sigma_{s,as} = A_s / A_{c,eff} = 0,276621$   
Coefficiente per le condizioni di sollecitazione (0,6 azioni di breve durata, 0,4 azioni di lunga durata)  $k_1 = 0,6$   
Deformazione unitaria media dell'armatura  $\epsilon_{psrm} = -0,000048$   
Deformazione unitaria media dell'armatura (limite inferiore) ( $\epsilon_{psrm,lim} = 0,6 \sigma_{s,as} / E_s$ )  $\epsilon_{psrm,lim} = 0,000017$

b) Calcolo della distanza media tra le fessure  $D_{sm}$ 

Distanza tra le barre ( $(s_1 - f_1)$ )  $s_1 = 20,000 \text{ cm}$   
Diametro equivalente delle barre tese  $f_1 = 20 \text{ mm}$   
Ricoprimento netto dell'armatura ( $(Y_1 - f_1)/2$ )  $c = 4,000 \text{ cm}$   
Distanza limite tra le barre da utilizzare nel calcolo ( $s = 5'(c - f_1/2)$ )  $b = 25,000 \text{ cm}$   
Rapporto tra l'area della sezione di acciaio  $A_s$  e l'area di calcestruzzo efficace  $A_{c,eff}$   $\sigma_{s,as} = A_s / A_{c,eff} = 0,276621$   
Deformazione di trazione massima in sezione fessurata  $\epsilon_{ps1} = 0,000297$   
Deformazione di trazione minima in sezione fessurata  $\epsilon_{ps2} = 0,000000$   
Coefficiente di aderenza calcestruzzo alla barra (0,8 per barre ad aderenza migliorata, 1,6 per barre lisce)  $k_1 = 0,800$   
Coefficiente di forma del diagramma delle deformazioni di trazione nella sezione fessurata  $k_2 = 0,500$   
Coefficiente  $k_3 = 3,400$   
Coefficiente  $k_4 = 0,425$   
Distanza media tra le fessure  $D_{sm} = 8,723 \text{ cm}$

c) Calcolo del valore caratteristico dell'apertura delle fessure  $w_k$ 

Deformazione unitaria media dell'armatura  $\epsilon_{psrm} = 0,000017$   
Distanza media tra le fessure  $D_{sm} = 8,723 \text{ cm}$   
Valore caratteristico dell'apertura delle fessure ( $w_k = 1,7 \epsilon_{psrm} D_{sm}$ )  $w_k = 0,002 \text{ mm}$

## e) Verifica

Considerando secondo Normativa :

Condizioni ambiente: Ordinarie  
Combinazioni di azioni: Frequenti  
Tipo di armatura: Poco sensibile

Valore nominale caratteristico dell'apertura delle fessure per la combinazione d'azioni considerata  $w_k = 0,300 \text{ mm}$

## VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

TITOLO: **GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE B1\_VERIFICA MASSIMO POSITIVO 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  
Frequenti

## VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FORMAZIONE DELLE FESSURE

Resistenza caratteristica cilindrica del conglomerato cementizio  $f_{ck} = 25,0 \text{ N/mm}^2$   
Resistenza a trazione media del conglomerato cementizio ( $f_{ctm} = 0,30 (f_{ck})^{2/3}$ )  $f_{ctm} = 2,565 \text{ N/mm}^2$   
Resistenza a trazione allo stato di formazione delle fessure ( $f_{ctk} = f_{ctm} \cdot 1,2$ )  $f_{ctk} = 2,137 \text{ N/mm}^2$

Per la combinazione di azioni prescelta si ha (sezione interamente reagente - sollecitazioni effettive):  
Tensione di trazione massima nel calcestruzzo  $s_{cm,ax} = 1,191 \text{ N/mm}^2$

La sezione 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  $\epsilon_{psrm}$ 

Modulo elastico del calcestruzzo  $E_c = 31476 \text{ N/mm}^2$   
Modulo elastico delle armature  $E_s = 206000 \text{ N/mm}^2$   
Tensione nell'armatura tesa in sezione fessurata  $\sigma_{s,as} = 19,011 \text{ N/mm}^2$   
Base della zona di calcestruzzo efficace entro cui le barre influenzano l'apertura delle fessure  $b_{eff} = 20,000 \text{ cm}$   
Altezza della zona di calcestruzzo efficace  $[ \min(2,5(h-d); (h-x)/3; h/2) ]$   $h_{eff} = 9,900 \text{ cm}$   
Area della zona di calcestruzzo efficace entro cui le barre influenzano l'apertura delle fessure  $A_{c,eff} = b_{eff} \cdot h_{eff} = 118,000 \text{ cm}^2$   
Area della sezione di acciaio posta nell'area efficace  $A_s = 15,708 \text{ cm}^2$   
Rapporto tra l'area della sezione di acciaio  $A_s$  e l'area di calcestruzzo efficace  $A_{c,eff}$   $\sigma_{s,as} = A_s / A_{c,eff} = 0,133108$   
Coefficiente per le condizioni di sollecitazione (0,6 azioni di breve durata, 0,4 azioni di lunga durata)  $k_1 = 0,6$   
Deformazione unitaria media dell'armatura  $\epsilon_{psrm} = -0,000013$   
Deformazione unitaria media dell'armatura (limite inferiore) ( $\epsilon_{psrm,lim} = 0,6 \sigma_{s,as} / E_s$ )  $\epsilon_{psrm,lim} = 0,000055$

b) Calcolo della distanza media tra le fessure  $D_{sm}$ 

Distanza tra le barre ( $(s_1 - f_1)$ )  $s_1 = 20,000 \text{ cm}$   
Diametro equivalente delle barre tese  $f_1 = 20 \text{ mm}$   
Ricoprimento netto dell'armatura ( $(Y_1 - f_1)/2$ )  $c = 4,000 \text{ cm}$   
Distanza limite tra le barre da utilizzare nel calcolo ( $s = 5'(c - f_1/2)$ )  $b = 25,000 \text{ cm}$   
Rapporto tra l'area della sezione di acciaio  $A_s$  e l'area di calcestruzzo efficace  $A_{c,eff}$   $\sigma_{s,as} = A_s / A_{c,eff} = 0,133108$   
Deformazione di trazione massima in sezione fessurata  $\epsilon_{ps1} = 0,000561$   
Deformazione di trazione minima in sezione fessurata  $\epsilon_{ps2} = 0,000000$   
Coefficiente di aderenza calcestruzzo alla barra (0,8 per barre ad aderenza migliorata, 1,6 per barre lisce)  $k_1 = 0,800$   
Coefficiente di forma del diagramma delle deformazioni di trazione nella sezione fessurata  $k_2 = 0,500$   
Coefficiente  $k_3 = 3,400$   
Coefficiente  $k_4 = 0,425$   
Distanza media tra le fessure  $D_{sm} = 9,503 \text{ cm}$

c) Calcolo del valore caratteristico dell'apertura delle fessure  $w_k$ 

Deformazione unitaria media dell'armatura  $\epsilon_{psrm} = 0,000055$   
Distanza media tra le fessure  $D_{sm} = 9,503 \text{ cm}$   
Valore caratteristico dell'apertura delle fessure ( $w_k = 1,7 \epsilon_{psrm} D_{sm}$ )  $w_k = 0,009 \text{ mm}$

## e) Verifica

Considerando secondo Normativa :

Condizioni ambiente: Ordinarie  
Combinazioni di azioni: Frequenti  
Tipo di armatura: Poco sensibile

Valore nominale caratteristico dell'apertura delle fessure per la combinazione d'azioni considerata  $w_k = 0,300 \text{ mm}$

La sezione è verificata allo stato limite di apertura delle fessure

## 11 VERIFICA DELLA SEZIONE DI SCAVO GD-B2

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

### - FASE1 – Geostatico

Si applicano le caratteristiche geomeccaniche dell'ammasso roccioso riferite a una Classe IV di scavo per ricreare la situazione gravitativa iniziale con un ricoprimento tra il piano campagna e il piano dei centri della galleria di circa 41.70 m, considerando un contatto tra lo Gneiss alterato e la formazione morenica appena al di sopra della calotta.

I parametri geotecnici dello Gneiss presentano i seguenti valori:

angolo di attrito	$\phi = 61^\circ$
coesione drenata	$c = 453 \text{ kPa}$
modulo di deformazione	$E = 6491 \text{ MPa}$
coefficiente di Poisson	$\nu = 0.25$

I parametri geotecnici della Formazione Morenica presentano i seguenti valori:

angolo di attrito	$\phi = 34^\circ$
coesione drenata	$c = 10 \text{ kPa}$
modulo di deformazione	$E = 30 \text{ MPa}$
coefficiente di Poisson	$\nu = 0.30$

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

Si inserisce il consolidamento al contorno dello scavo attribuendo all'ammasso una coesione pari a 670 kPa e si effettua l'apertura del fronte a cavo non sostenuto e 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 della centina isolata formate da 2IPE180 ad interasse di 1.0 m con le seguenti caratteristiche:

Centine:	$A=47.8e-4 \text{ m}^2$	$J=2634e-8 \text{ m}^4$	$E=200 \text{ GPa}$
----------	-------------------------	-------------------------	---------------------

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 – Maturazione spritz beton e getto dell'arco rovescio a 45 m.

Si considera la maturazione dello spritz beton ( $E=31 \text{ GPa}$ ) e con lo scavo a 10 m dal fronte si prevede il getto dell'arco rovescio ( $E=20 \text{ GPa}$ ) di 100 cm di spessore.

Priverivestimento:	$A=0.25 \text{ m}^2$	$J=1.30e-3 \text{ m}^4$	$E=31 \text{ GPa}$
Arco rovescio:	$A=1.00 \text{ m}^2$	$J=0.083 \text{ m}^4$	$E=20 \text{ GPa}$

In questa fase si considera un rilassamento pari al 98% del carico litostatico.

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

E' simulato il getto della calotta (E=15 GPa) e la completa maturazione dell'arco rovescio (E=31 GPa).

Arco rovescio:	A=1.00 m <sup>2</sup>	J=0.083 m <sup>4</sup>	E=31 GPa
Calotta.	A=0.90 m <sup>2</sup>	J=0.060 m <sup>4</sup>	E=15 GPa

Si considera un rilassamento pari al 99% del carico litostatico.

**- FASE 7 – Maturazione della calotta.**

Si considera la completa maturazione della calotta (E=31 GPa).

Calotta.	A=0.90 m <sup>2</sup>	J=0.060 m <sup>4</sup>	E=31 GPa
----------	-----------------------	------------------------	----------

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

**11.1 FASE 3 – VERICHE TENSIONALI SULLE CENTINE**

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

elementi beam da 1 a 64 rappresentanti le centine.

Le sollecitazioni massime sulle centine risultano:

elemento 64:	N <sub>k</sub> = 74 kN	M <sub>k</sub> = 0.39 kNm	T <sub>k</sub> = 0.84 kN
--------------	------------------------	---------------------------	--------------------------

La tensione massima sulle centine allo SLU risulta:

$\sigma_{id} = 22.26 \text{ MPa} < 261.90 \text{ MPa}$

\* FLAC log-file opened 8-Apr-19 17:17  
 FASE 3-GALLERIA DOSSO-SEZIONE GD-B2-Posa centine a 1.0m  
 From File :dos43.sav

Structural element data ...

Elem ID	Nod1	Nod2	Prop	F-shear	F-axial	Mom-1	Mom-2		
64	1	64	65	1 beam	-8.473E-01	7.448E+01	-3.988E-01	1.732E-04	-7
63	1	63	64	1 beam	7.484E-01	6.100E+01	-2.887E-02	3.989E-01	-6
62	1	62	63	1 beam	1.718E-01	5.228E+01	2.287E-02	2.897E-02	-5
61	1	61	62	1 beam	-1.351E-01	5.564E+01	-1.836E-02	-2.242E-02	-5
60	1	60	61	1 beam	5.567E-03	5.323E+01	-1.588E-02	1.857E-02	-5
59	1	59	60	1 beam	3.462E-02	5.317E+01	1.203E-03	1.576E-02	-5
58	1	58	59	1 beam	5.060E-03	5.386E+01	3.779E-03	-1.299E-03	-5
57	1	57	58	1 beam	2.036E-02	5.498E+01	1.388E-02	-4.017E-03	-5
56	1	56	57	1 beam	2.989E-01	5.759E+01	1.043E-01	-1.411E-02	-6
55	1	55	56	1 beam	-4.006E-01	5.573E+01	-1.638E-02	-1.045E-01	-5
54	1	54	55	1 beam	5.908E-02	5.949E+01	1.305E-02	1.616E-02	-6
53	1	53	54	1 beam	7.515E-02	6.133E+01	4.841E-02	-1.305E-02	-6
52	1	52	53	1 beam	3.957E-01	6.193E+01	1.821E-01	-4.886E-02	-6
51	1	51	52	1 beam	-9.217E-01	6.154E+01	-1.288E-01	-1.816E-01	-6
50	1	50	51	1 beam	8.148E-01	6.432E+01	2.249E-01	1.287E-01	-6
49	1	49	50	1 beam	-7.958E-01	6.461E+01	-5.121E-02	-2.257E-01	-6
48	1	48	49	1 beam	2.409E-01	6.629E+01	3.403E-02	4.979E-02	-6
47	1	47	48	1 beam	6.237E-01	6.522E+01	2.577E-01	-3.543E-02	-6
46	1	46	47	1 beam	-1.209E+00	6.419E+01	-1.735E-01	-2.575E-01	-6
45	1	45	46	1 beam	1.173E+00	6.265E+01	2.444E-01	1.739E-01	-6
44	1	44	45	1 beam	-5.948E-01	6.292E+01	3.277E-02	-2.448E-01	-6
43	1	43	44	1 beam	-1.913E-01	6.194E+01	-3.399E-02	-3.257E-02	-6
42	1	42	43	1 beam	4.870E-01	5.675E+01	1.357E-01	3.368E-02	-5
41	1	41	42	1 beam	-4.997E-01	5.493E+01	-8.100E-02	-1.359E-01	-5
40	1	40	41	1 beam	4.062E-01	4.777E+01	5.579E-02	8.100E-02	-4
39	1	39	40	1 beam	-2.858E-01	4.686E+01	-4.048E-02	-5.577E-02	-4
38	1	38	39	1 beam	-2.058E-01	4.141E+01	-1.374E-01	4.060E-02	-4
37	1	37	38	1 beam	3.159E-01	3.544E+01	1.833E-02	1.379E-01	-3
36	1	36	37	1 beam	-1.010E+00	2.988E+01	-2.866E-01	-1.820E-02	-3
35	1	35	36	1 beam	5.325E-01	2.645E+01	-1.260E-01	2.866E-01	-2
34	1	34	35	1 beam	-3.669E-02	1.770E+01	-1.437E-01	1.260E-01	-1

33	1	33	34	1	beam	-3.851E-01	1.644E+01	-3.323E-01	1.435E-01	-1
32	1	32	33	1	beam	3.862E-01	1.646E+01	-1.431E-01	3.324E-01	-1
31	1	31	32	1	beam	3.562E-02	1.770E+01	-1.258E-01	1.431E-01	-1
30	1	30	31	1	beam	-5.338E-01	2.640E+01	-2.871E-01	1.261E-01	-2
29	1	29	30	1	beam	1.014E+00	2.989E+01	1.812E-02	2.876E-01	-3
28	1	28	29	1	beam	-3.124E-01	3.546E+01	-1.371E-01	-1.733E-02	-3
27	1	27	28	1	beam	2.065E-01	4.144E+01	-4.060E-02	1.377E-01	-4
26	1	26	27	1	beam	2.907E-01	4.693E+01	5.699E-02	4.092E-02	-4
25	1	25	26	1	beam	-4.156E-01	4.783E+01	-8.270E-02	-5.724E-02	-5
24	1	24	25	1	beam	5.051E-01	5.507E+01	1.373E-01	8.188E-02	-5
23	1	23	24	1	beam	-4.950E-01	5.689E+01	-3.381E-02	-1.384E-01	-5
22	1	22	23	1	beam	1.928E-01	6.213E+01	3.330E-02	3.377E-02	-6
21	1	21	22	1	beam	5.970E-01	6.310E+01	2.461E-01	-3.335E-02	-6
20	1	20	21	1	beam	-1.177E+00	6.284E+01	-1.733E-01	-2.461E-01	-6
19	1	19	20	1	beam	1.212E+00	6.434E+01	2.590E-01	1.730E-01	-6
18	1	18	19	1	beam	-6.243E-01	6.539E+01	3.677E-02	-2.593E-01	-6
17	1	17	18	1	beam	-2.515E-01	6.645E+01	-5.088E-02	-3.662E-02	-6
16	1	16	17	1	beam	7.979E-01	6.472E+01	2.272E-01	5.036E-02	-6
15	1	15	16	1	beam	-8.196E-01	6.440E+01	-1.291E-01	-2.266E-01	-6
14	1	14	15	1	beam	9.239E-01	6.154E+01	1.819E-01	1.292E-01	-6
13	1	13	14	1	beam	-3.957E-01	6.194E+01	4.918E-02	-1.824E-01	-6
12	1	12	13	1	beam	-7.521E-02	6.127E+01	1.302E-02	-4.840E-02	-6
11	1	11	12	1	beam	-5.700E-02	5.937E+01	-1.566E-02	-1.253E-02	-6
10	1	10	11	1	beam	3.838E-01	5.555E+01	9.994E-02	1.584E-02	-5
9	1	9	10	1	beam	-2.969E-01	5.727E+01	1.025E-02	-9.982E-02	-5
8	1	8	9	1	beam	-1.053E-02	5.477E+01	5.765E-03	-1.087E-02	-5
7	1	7	8	1	beam	1.102E-03	5.397E+01	6.641E-03	-6.101E-03	-5
6	1	6	7	1	beam	-4.105E-02	5.311E+01	-1.364E-02	-6.483E-03	-5
5	1	5	6	1	beam	-1.870E-02	5.286E+01	-2.260E-02	1.354E-02	-5
4	1	4	5	1	beam	1.257E-01	5.504E+01	1.521E-02	2.272E-02	-5
3	1	3	4	1	beam	-1.409E-01	5.188E+01	-2.757E-02	-1.495E-02	-5
2	1	2	3	1	beam	-7.214E-01	6.021E+01	-3.843E-01	2.758E-02	-6
1	1	1	2	1	beam	8.170E-01	7.308E+01	7.685E-05	3.843E-01	-7

\* FLAC log-file closed 8-Apr-1

TITOLO: GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE TIPO GD-B2-FASE3

TITOLO1: VERIFICA DEL PRERIVESTIMENTO

**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E MECCANICHE:**

Modulo elastico del calcestruzzo proiettato	E <sub>cls</sub>	5.000.000 kPa
Modulo elastico dell'acciaio	E <sub>acc</sub>	210.000.000 kPa
n° profili		2
Tipo profilo		IPE180
Altezza del profilo	h <sub>prof</sub>	0,180 m
Spessore anima del profilo	a <sub>prof</sub>	0,0053 m
Area del profilo	A <sub>prof</sub>	2,40E-03 m <sup>2</sup>
Inerzia del profilo	J <sub>prof</sub>	1,32E-05 m <sup>4</sup>
Modulo resistente del profilo	W <sub>prof</sub>	1,46E-04 m <sup>3</sup>
Area a taglio del profilo	A <sub>t,prof</sub>	9,54E-04 m <sup>2</sup>
Spessore del calcestruzzo proiettato	s	0,00 m
Passo delle centine	d	1,00 m

**SOLLECITAZIONI MODELLO DI CALCOLO:**

Momento	M <sub>tot</sub>	0,50 kNm/m
Sforzo normale	N <sub>tot</sub>	96,00 kN/m
Taglio	T <sub>tot</sub>	1,09 kN/m

**RISULTATI:**

Spessore equivalente della galleria	S <sub>eq</sub>	0,257 m
Modulo elastico equivante della galleria	E <sub>eq</sub>	3.822.598 kPa
Area equivalente	A <sub>eq</sub>	2,57E-01 m <sup>2</sup> /m
Inerzia equivalente	J <sub>eq</sub>	1,41E-03 m <sup>4</sup> /m

**SOLLECITAZIONI E TENSIONI SUL PRERIVESTIMENTO:**

Momento sulla centina	M <sub>cen</sub>	0,50 kNm
Sforzo normale sulla centina	N <sub>cen</sub>	98,34 kN
Taglio sulla centina	T <sub>cen</sub>	1,09 kN
Sigma sulla centina	S <sub>cen</sub>	22,24 Mpa
Tau sulla centina	T <sub>cen</sub>	0,57 Mpa
Sigma ideale sulla centina	S <sub>id,cen</sub>	22,26 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 64 rappresentanti il prerivestimento

Le sollecitazioni massime sul prerivestimento risultano:

elemento 64:  $N_k = 111 \text{ kN}$   $M_k = 0.59 \text{ kNm}$   $T_k = 1.21 \text{ kN}$

La tensione massima sulle centine allo SLU risulta:

$\sigma_{id} = 16.21 \text{ MPa} < 261.90 \text{ MPa}$

La tensione massima sullo spritz beton allo SLU risulta:

$\sigma_{sb} = 0.32 \text{ MPa} < f_{cd}$

\* FLAC log-file opened 8-Apr-19 17:28

FASE 4-GALLERIA DOSSO-SEZIONE GD-B2-Posa spritz-beton a 2.0m

From File :dos44.sav

Structural element data ...

Elem	ID	Nod1	Nod2	Prop	F-shear	F-axial	Mom-1	Mom-2
64	1	64	65	1 beam	-1.211E+00	1.112E+02	-5.695E-01	-3.085E-04
63	1	63	64	1 beam	1.080E+00	9.004E+01	-3.515E-02	5.692E-01
62	1	62	63	1 beam	2.199E-01	7.618E+01	3.120E-02	3.515E-02
61	1	61	62	1 beam	-1.942E-01	8.154E+01	-2.705E-02	-3.156E-02
60	1	60	61	1 beam	8.048E-03	7.782E+01	-2.291E-02	2.680E-02
59	1	59	60	1 beam	5.024E-02	7.768E+01	1.751E-03	2.287E-02
58	1	58	59	1 beam	8.235E-03	7.867E+01	5.861E-03	-1.826E-03
57	1	57	58	1 beam	2.794E-02	8.035E+01	1.924E-02	-5.707E-03
56	1	56	57	1 beam	4.369E-01	8.428E+01	1.513E-01	-1.950E-02
55	1	55	56	1 beam	-5.845E-01	8.131E+01	-2.465E-02	-1.517E-01
54	1	54	55	1 beam	9.197E-02	8.715E+01	2.080E-02	2.467E-02
53	1	53	54	1 beam	9.987E-02	8.986E+01	6.768E-02	-2.070E-02
52	1	52	53	1 beam	5.983E-01	9.072E+01	2.692E-01	-6.771E-02
51	1	51	52	1 beam	-1.381E+00	9.000E+01	-1.957E-01	-2.694E-01
50	1	50	51	1 beam	1.225E+00	9.435E+01	3.361E-01	1.954E-01
49	1	49	50	1 beam	-1.193E+00	9.462E+01	-7.929E-02	-3.356E-01
48	1	48	49	1 beam	3.680E-01	9.721E+01	4.874E-02	7.929E-02
47	1	47	48	1 beam	9.277E-01	9.542E+01	3.796E-01	-4.898E-02
46	1	46	47	1 beam	-1.803E+00	9.388E+01	-2.634E-01	-3.791E-01
45	1	45	46	1 beam	1.738E+00	9.134E+01	3.567E-01	2.627E-01
44	1	44	45	1 beam	-8.827E-01	9.182E+01	4.300E-02	-3.576E-01
43	1	43	44	1 beam	-2.798E-01	9.048E+01	-5.493E-02	-4.239E-02
42	1	42	43	1 beam	7.268E-01	8.234E+01	1.975E-01	5.535E-02
41	1	41	42	1 beam	-7.341E-01	8.005E+01	-1.212E-01	-1.975E-01
40	1	40	41	1 beam	5.968E-01	6.904E+01	7.966E-02	1.213E-01
39	1	39	40	1 beam	-4.116E-01	6.809E+01	-5.855E-02	-8.007E-02
38	1	38	39	1 beam	-3.031E-01	5.995E+01	-2.008E-01	5.823E-02
37	1	37	38	1 beam	4.716E-01	5.111E+01	3.233E-02	2.009E-01
36	1	36	37	1 beam	-1.480E+00	4.282E+01	-4.139E-01	-3.247E-02
35	1	35	36	1 beam	7.181E-01	3.797E+01	-1.968E-01	4.134E-01
34	1	34	35	1 beam	-4.624E-03	2.823E+01	-1.984E-01	1.961E-01
33	1	33	34	1 beam	-5.314E-01	2.627E+01	-4.582E-01	1.978E-01
32	1	32	33	1 beam	5.302E-01	2.629E+01	-1.976E-01	4.574E-01
31	1	31	32	1 beam	3.307E-03	2.823E+01	-1.960E-01	1.976E-01
30	1	30	31	1 beam	-7.197E-01	3.793E+01	-4.140E-01	1.969E-01
29	1	29	30	1 beam	1.479E+00	4.284E+01	3.168E-02	4.145E-01
28	1	28	29	1 beam	-4.692E-01	5.115E+01	-2.003E-01	-3.173E-02
27	1	27	28	1 beam	3.021E-01	6.001E+01	-5.856E-02	2.007E-01
26	1	26	27	1 beam	4.109E-01	6.816E+01	8.074E-02	5.763E-02
25	1	25	26	1 beam	-6.014E-01	6.912E+01	-1.219E-01	-8.061E-02
24	1	24	25	1 beam	7.401E-01	8.020E+01	1.988E-01	1.224E-01
23	1	23	24	1 beam	-7.305E-01	8.249E+01	-5.465E-02	-1.995E-01
22	1	22	23	1 beam	2.839E-01	9.066E+01	4.370E-02	5.505E-02

21	1	21	22	1	beam	8.792E-01	9.198E+01	3.579E-01	-4.452E-02	-1
20	1	20	21	1	beam	-1.745E+00	9.150E+01	-2.630E-01	-3.588E-01	-1
19	1	19	20	1	beam	1.814E+00	9.401E+01	3.821E-01	2.645E-01	-1
18	1	18	19	1	beam	-9.276E-01	9.556E+01	4.994E-02	-3.805E-01	-1
17	1	17	18	1	beam	-3.730E-01	9.733E+01	-7.954E-02	-5.021E-02	-1
16	1	16	17	1	beam	1.197E+00	9.471E+01	3.373E-01	7.909E-02	-1
15	1	15	16	1	beam	-1.226E+00	9.440E+01	-1.951E-01	-3.372E-01	-1
14	1	14	15	1	beam	1.376E+00	8.999E+01	2.684E-01	1.951E-01	-1
13	1	13	14	1	beam	-5.926E-01	9.071E+01	6.875E-02	-2.683E-01	-1
12	1	12	13	1	beam	-1.044E-01	8.978E+01	1.966E-02	-6.876E-02	-1
11	1	11	12	1	beam	-8.900E-02	8.701E+01	-2.379E-02	-2.022E-02	-1
10	1	10	11	1	beam	5.601E-01	8.109E+01	1.455E-01	2.350E-02	-1
9	1	9	10	1	beam	-4.360E-01	8.385E+01	1.402E-02	-1.455E-01	-1
8	1	8	9	1	beam	-9.608E-03	8.009E+01	9.243E-03	-1.390E-02	-1
7	1	7	8	1	beam	4.812E-04	7.894E+01	9.318E-03	-9.082E-03	-1
6	1	6	7	1	beam	-5.866E-02	7.769E+01	-1.950E-02	-9.251E-03	-1
5	1	5	6	1	beam	-2.622E-02	7.736E+01	-3.230E-02	1.959E-02	-1
4	1	4	5	1	beam	1.760E-01	8.077E+01	2.056E-02	3.252E-02	-1
3	1	3	4	1	beam	-1.781E-01	7.571E+01	-3.337E-02	-2.034E-02	-1
2	1	2	3	1	beam	-1.044E+00	8.903E+01	-5.496E-01	3.343E-02	-1
1	1	1	2	1	beam	1.168E+00	1.094E+02	-2.144E-05	5.495E-01	-1

\* FLAC log-file closed 8-Apr-1

**TITOLO:** GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE TIPO GD-B2-FASE4  
**TITOLO1:** VERIFICA DEL PRERIVESTIMENTO

**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E MECCANICHE:**

Modulo elastico del calcestruzzo proiettato	E <sub>cls</sub>	5.000.000 kPa
Modulo elastico dell'acciaio	E <sub>acc</sub>	210.000.000 kPa
n° profili		2
Tipo profilo		IPE180
Altezza del profilo	h <sub>prof</sub>	0,180 m
Spessore anima del profilo	a <sub>prof</sub>	0,0053 m
Area del profilo	A <sub>prof</sub>	2,40E-03 m <sup>2</sup>
Inerzia del profilo	J <sub>prof</sub>	1,32E-05 m <sup>4</sup>
Modulo resistente del profilo	W <sub>prof</sub>	1,46E-04 m <sup>3</sup>
Area a taglio del profilo	At <sub>prof</sub>	9,54E-04 m <sup>2</sup>
Spessore del calcestruzzo proiettato	s	0,25 m
Passo delle centine	d	1,00 m

**SOLLECITAZIONI MODELLO DI CALCOLO:**

Momento	M <sub>tot</sub>	0,76 kNm/m
Sforzo normale	N <sub>tot</sub>	144,00 kN/m
Taglio	T <sub>tot</sub>	1,57 kN/m

**RISULTATI:**

Spessore equivalente della galleria	S <sub>eq</sub>	0,253 m
Modulo elastico equivalente della galleria	E <sub>eq</sub>	8.820.192 kPa
Area equivalente	A <sub>eq</sub>	2,53E-01 m <sup>2</sup> /m
Inerzia equivalente	J <sub>eq</sub>	1,35E-03 m <sup>4</sup> /m

**SOLLECITAZIONI E TENSIONI SUL PRERIVESTIMENTO:**

Momento sulla centina	M <sub>cen</sub>	0,76 kNm
Sforzo normale sulla centina	N <sub>cen</sub>	64,90 kN
Taglio sulla centina	T <sub>cen</sub>	1,57 kN
Sigma sulla centina	S <sub>cen</sub>	16,15 Mpa
Tau sulla centina	T <sub>cen</sub>	0,82 Mpa
Sigma ideale sulla centina	S <sub>idcen</sub>	16,21 Mpa
Sforzo normale sul calcestruzzo proiettato	N <sub>spritz</sub>	79,10 kN
Sigma sul calcestruzzo proiettato	S <sub>spritz</sub>	0,32 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 64                      rappresentanti il prerivestimento  
 elementi beam da 65 a 96                    rappresentanti l'arco rovescio

Le sollecitazioni massime sul prerivestimento risultano:

elemento 64:                      N<sub>k</sub> = 297 kN                      M<sub>k</sub> = 5.14 kNm                      T<sub>k</sub> = 16.10 kN

La tensione massima sulle centine allo SLU risulta:

$$\sigma_{id} = 62.12 \text{ MPa} < 261.90 \text{ MPa}$$

La tensione massima sullo spritz beton allo SLU risulta:

$$\sigma_{sb} = 0.85 \text{ MPa} < f_{cd}$$

Le sollecitazioni massime sull'arco rovescio risultano:

incastro elemento 66:	$N_k = 975 \text{ kN}$	$M_k = 88.76 \text{ kN m}$	$T_k = 78.58 \text{ kN}$
mezzeria elemento 88:	$N_k = 424 \text{ kN}$	$M_k = 44.66 \text{ kN m}$	$T_k = 1.46 \text{ kN}$

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	N <sub>SDU</sub> (kN)	M <sub>SDU</sub> (kN m)	N <sub>RD</sub> (kN)	M <sub>RD</sub> (kNm)	FS
INCASTRO	100	1+1 $\Phi$ 24/20	1267	115.38	1267	1933	16.76
MEZZERIA	100	-	551	58.05	11136	-	20.21

Tabella 11.1 – Fase 5 - Verifica a flessione dell'arco rovescio

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	V <sub>SDU</sub> (kN)	V <sub>RD</sub> (kN)	FS
INCASTRO	100	1 $\Phi$ 24/20/40	102.15	776	7.59
MEZZERIA	100	-	1.89	695	367

Tabella 11.2 – Fase 5 - Verifica a taglio dell'arco rovescio

\* FLAC log-file opened 8-Apr-19 17:30

FASE 5-GALLERIA DOSSO-SEZIONE GD-B2-Maturazione s.b.-Scavo e getto a.r. a 45.0m  
 From File :dos45.sav

Structural element data ...

Elem ID	Nod1	Nod2	Prop	F-shear	F-axial	Mom-1	Mom-2
96	2	96	1	2 beam 3.139E+02	7.818E+02	8.810E+01	-5.016E+00 -3
95	2	95	96	2 beam -3.751E+01	9.955E+02	7.156E+01	-8.808E+01 -4
94	2	94	95	2 beam -1.425E+02	8.904E+02	2.847E+01	-7.157E+01 -4
93	2	93	94	2 beam -6.920E+01	7.869E+02	1.835E+00	-2.846E+01 -3
92	2	92	93	2 beam -5.257E+01	7.074E+02	-2.084E+01	-1.826E+00 -3
91	2	91	92	2 beam -3.709E+01	6.251E+02	-3.327E+01	2.084E+01 -3
90	2	90	91	2 beam -2.004E+01	5.498E+02	-3.999E+01	3.327E+01 -2
89	2	89	90	2 beam -9.234E+00	4.791E+02	-4.421E+01	3.999E+01 -2
88	2	88	89	2 beam -1.466E+00	4.249E+02	-4.466E+01	4.420E+01 -2
87	2	87	88	2 beam 5.787E+00	3.771E+02	-4.281E+01	4.465E+01 -1
86	2	86	87	2 beam 1.026E+01	3.230E+02	-3.795E+01	4.279E+01 -1
85	2	85	86	2 beam 8.488E+00	2.718E+02	-3.382E+01	3.793E+01 -1
84	2	84	85	2 beam 3.426E+00	2.287E+02	-3.211E+01	3.381E+01 -1
83	2	83	84	2 beam 7.843E-01	1.951E+02	-3.171E+01	3.210E+01 -9
82	2	82	83	2 beam 5.804E-02	1.733E+02	-3.169E+01	3.172E+01 -8
81	2	81	82	2 beam -8.448E-01	1.660E+02	-3.214E+01	3.170E+01 -8
80	2	80	81	2 beam 1.311E+00	1.660E+02	-3.147E+01	3.215E+01 -8
79	2	79	80	2 beam 4.132E-01	1.736E+02	-3.126E+01	3.147E+01 -8
78	2	78	79	2 beam -1.734E+00	1.968E+02	-3.215E+01	3.128E+01 -9
77	2	77	78	2 beam -4.426E+00	2.306E+02	-3.435E+01	3.216E+01 -1
76	2	76	77	2 beam -8.356E+00	2.739E+02	-3.845E+01	3.441E+01 -1
75	2	75	76	2 beam -9.514E+00	3.252E+02	-4.291E+01	3.843E+01 -1

GN01 – SEZIONI TIPO GD-A1 GD-A2 GD-B – RELAZIONE DI CALCOLO

74	2	74	75	2	beam	-4.769E+00	3.792E+02	-4.448E+01	4.296E+01	-1
73	2	73	74	2	beam	2.538E+00	4.271E+02	-4.372E+01	4.453E+01	-2
72	2	72	73	2	beam	9.930E+00	4.815E+02	-3.919E+01	4.373E+01	-2
71	2	71	72	2	beam	2.027E+01	5.523E+02	-3.240E+01	3.919E+01	-2
70	2	70	71	2	beam	3.760E+01	6.273E+02	-1.980E+01	3.239E+01	-3
69	2	69	70	2	beam	5.353E+01	7.095E+02	3.273E+00	1.981E+01	-3
68	2	68	69	2	beam	7.123E+01	7.838E+02	2.772E+01	-3.279E+00	-3
67	2	67	68	2	beam	7.710E+01	8.888E+02	5.421E+01	-2.776E+01	-4
66	2	66	67	2	beam	7.858E+01	9.752E+02	8.876E+01	-5.422E+01	-4
65	2	65	66	2	beam	-3.163E+02	8.056E+02	5.097E+00	-8.881E+01	-4
64	1	64	65	1	beam	-1.610E+01	2.974E+02	-2.434E+00	-5.141E+00	-3
63	1	63	64	1	beam	5.275E+00	2.322E+02	1.746E-01	2.434E+00	-3
62	1	62	63	1	beam	-1.443E-01	1.848E+02	1.306E-01	-1.742E-01	-2
61	1	61	62	1	beam	-6.910E-01	1.983E+02	-7.700E-02	-1.315E-01	-2
60	1	60	61	1	beam	3.307E-02	1.857E+02	-6.099E-02	7.701E-02	-2
59	1	59	60	1	beam	1.155E-01	1.827E+02	-4.286E-03	6.089E-02	-2
58	1	58	59	1	beam	2.864E-02	1.833E+02	9.271E-03	4.764E-03	-2
57	1	57	58	1	beam	5.855E-02	1.861E+02	3.666E-02	-8.293E-03	-2
56	1	56	57	1	beam	1.015E+00	1.950E+02	3.442E-01	-3.805E-02	-2
55	1	55	56	1	beam	-1.252E+00	1.877E+02	-3.204E-02	-3.457E-01	-2
54	1	54	55	1	beam	8.280E-02	2.010E+02	8.433E-03	3.251E-02	-2
53	1	53	54	1	beam	3.851E-01	2.074E+02	1.889E-01	-7.749E-03	-2
52	1	52	53	1	beam	1.284E+00	2.091E+02	6.216E-01	-1.892E-01	-2
51	1	51	52	1	beam	-3.144E+00	2.076E+02	-4.379E-01	-6.208E-01	-2
50	1	50	51	1	beam	2.813E+00	2.171E+02	7.823E-01	4.388E-01	-2
49	1	49	50	1	beam	-2.740E+00	2.177E+02	-1.710E-01	-7.824E-01	-2
48	1	48	49	1	beam	8.229E-01	2.225E+02	1.168E-01	1.695E-01	-2
47	1	47	48	1	beam	2.095E+00	2.175E+02	8.623E-01	-1.158E-01	-2
46	1	46	47	1	beam	-4.071E+00	2.136E+02	-5.905E-01	-8.603E-01	-2
45	1	45	46	1	beam	3.885E+00	2.059E+02	7.935E-01	5.911E-01	-2
44	1	44	45	1	beam	-1.791E+00	2.068E+02	1.551E-01	-7.932E-01	-2
43	1	43	44	1	beam	-1.257E+00	2.043E+02	-2.811E-01	-1.562E-01	-2
42	1	42	43	1	beam	2.428E+00	1.813E+02	5.647E-01	2.800E-01	-2
41	1	41	42	1	beam	-2.314E+00	1.793E+02	-4.409E-01	-5.634E-01	-2
40	1	40	41	1	beam	2.187E+00	1.499E+02	2.957E-01	4.408E-01	-1
39	1	39	40	1	beam	-1.422E+00	1.515E+02	-1.813E-01	-2.975E-01	-1
38	1	38	39	1	beam	-6.472E-01	1.319E+02	-4.854E-01	1.809E-01	-1
37	1	37	38	1	beam	1.087E+00	1.132E+02	5.187E-02	4.856E-01	-1
36	1	36	37	1	beam	-2.981E+00	9.258E+01	-8.473E-01	-5.178E-02	-1
35	1	35	36	1	beam	1.084E+00	8.184E+01	-5.193E-01	8.465E-01	-1
34	1	34	35	1	beam	3.253E-01	6.933E+01	-3.621E-01	5.197E-01	-9
33	1	33	34	1	beam	-1.548E+00	6.209E+01	-1.121E+00	3.629E-01	-8
32	1	32	33	1	beam	1.553E+00	6.230E+01	-3.601E-01	1.121E+00	-8
31	1	31	32	1	beam	-3.126E-01	6.957E+01	-5.113E-01	3.599E-01	-9
30	1	30	31	1	beam	-1.097E+00	8.194E+01	-8.428E-01	5.118E-01	-1
29	1	29	30	1	beam	2.910E+00	9.232E+01	3.563E-02	8.423E-01	-1
28	1	28	29	1	beam	-1.023E+00	1.131E+02	-4.686E-01	-3.719E-02	-1
27	1	27	28	1	beam	5.290E-01	1.316E+02	-2.201E-01	4.690E-01	-1
26	1	26	27	1	beam	1.634E+00	1.518E+02	3.295E-01	2.208E-01	-1
25	1	25	26	1	beam	-2.341E+00	1.493E+02	-4.588E-01	-3.294E-01	-1
24	1	24	25	1	beam	2.359E+00	1.796E+02	5.640E-01	4.600E-01	-2
23	1	23	24	1	beam	-2.361E+00	1.815E+02	-2.570E-01	-5.645E-01	-2
22	1	22	23	1	beam	1.126E+00	2.043E+02	1.344E-01	2.571E-01	-2
21	1	21	22	1	beam	1.896E+00	2.071E+02	8.097E-01	-1.341E-01	-2
20	1	20	21	1	beam	-3.941E+00	2.062E+02	-5.939E-01	-8.105E-01	-2
19	1	19	20	1	beam	4.117E+00	2.138E+02	8.728E-01	5.946E-01	-2
18	1	18	19	1	beam	-2.036E+00	2.181E+02	1.471E-01	-8.727E-01	-2
17	1	17	18	1	beam	-1.170E+00	2.218E+02	-2.592E-01	-1.479E-01	-2
16	1	16	17	1	beam	3.164E+00	2.186E+02	8.416E-01	2.592E-01	-2
15	1	15	16	1	beam	-2.969E+00	2.172E+02	-4.491E-01	-8.397E-01	-2
14	1	14	15	1	beam	3.184E+00	2.076E+02	6.231E-01	4.492E-01	-2
13	1	13	14	1	beam	-1.282E+00	2.091E+02	1.925E-01	-6.241E-01	-2
12	1	12	13	1	beam	-3.962E-01	2.074E+02	6.201E-03	-1.926E-01	-2
11	1	11	12	1	beam	-8.526E-02	2.009E+02	-3.632E-02	-5.837E-03	-2

10	1	10	11	1	beam	1.240E+00	1.870E+02	3.373E-01	3.684E-02	-2
9	1	9	10	1	beam	-1.021E+00	1.939E+02	2.856E-02	-3.366E-01	-2
8	1	8	9	1	beam	-1.459E-02	1.857E+02	2.147E-02	-2.854E-02	-2
7	1	7	8	1	beam	-5.543E-02	1.841E+02	-5.213E-03	-2.196E-02	-2
6	1	6	7	1	beam	-7.557E-02	1.832E+02	-4.217E-02	5.138E-03	-2
5	1	5	6	1	beam	-1.302E-01	1.849E+02	-1.060E-01	4.288E-02	-2
4	1	4	5	1	beam	1.012E+00	1.970E+02	1.991E-01	1.062E-01	-2
3	1	3	4	1	beam	-4.748E-01	1.849E+02	5.555E-02	-1.988E-01	-2
2	1	2	3	1	beam	-4.801E+00	2.306E+02	-2.318E+00	-5.580E-02	-3
1	1	1	2	1	beam	1.560E+01	2.957E+02	5.022E+00	2.318E+00	-3

\* FLAC log-file closed 8-Apr-1

**VERIFICA A STATO LIMITE ULTIMO PER TENSIONI NORMALI**

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE B2-FASE5 VERIFICA LIMITE INCASTRO ARCO ROVESCIO**

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d)	ξ=	0,280	
Altezza totale della sezione	h=	100,00 [cm]	<b>RISOLVI</b>
Copriferro armatura tesa	c=	5,00 [cm]	
Altezza utile (h-c)	d=	95,00 [cm]	
Profondità dell'asse neutro	x=	26,58 [cm]	
Rapporto tra copriferro armatura tesa ed altezza utile (c/d)	δ=	0,053	
Deformazione massima nel calcestruzzo	ε cls=	-0,00350	in y= 100,00 [cm]
Deformazione massima nell'acciaio teso	ε acc=	0,00901	in y= 5,00 [cm]
Parametro di deformazione λ (ε=λ+μ y)	λ=	0,00967	
Parametro di deformazione μ (ε=λ+μ y)	μ=	-0,00013 [1/cm]	
Sforzo normale interno (rispetto alla base - y=0)	Nrd(y=0)=	-1267,00 [kN]	
Momento interno (rispetto alla base - y=0)	Mrd(y=0)=	2567,43 [kNm]	
Ordinata rispetto a cui vengono calcolate le sollecitazioni	ysoll=	50,00 [cm]	
Sforzo normale interno (rispetto a y=ysoll)	Nrd(y=ysoll)=	-1267,00 [kN]	
Momento interno (rispetto a y=ysoll)	Mrd(y=ysoll)=	1933,93 [kNm]	
Sforzo normale agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)=	-1267,00 [kN]	
Momento agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Msd(y=ysoll)=	115,38 [kNm]	
Differenza tra sforzo normale agente ed interno (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)-Nrd(y=ysoll)=	0,00 [kN]	
<b>Coefficiente di sicurezza di stato limite ultimo</b>	<b>Mrd(y=ysoll)/Msd(y=ysoll)=</b>	<b>16,76</b>	

CALCESTRUZZO		Trave											
Elementi	Rck	fc d	b inf	h	b sup	y inf	y sup	ε inf	ε sup	σ inf	σ sup	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)
	[N/mm²]	[N/mm²]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]			[N/mm²]	[N/mm²]	[kN]	[kNm]
1	30,00	16,60	100,00	100,00	100,00	0,00	100,00	0,00967	-0,00350	0,00	-14,11	-3035,68	2700,08
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	100,00	100,00	-0,00350	-0,00350	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	100,00	100,00	-0,00350	-0,00350	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>totali</b>				100,00		0,00	100,00					-3035,68	2700,08

ACCIAIO		Armatura lenta										
Armature	Es	fyd	area	livello	ε acc	σ acc	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)				
	[N/mm²]	[N/mm²]	[cm²]	[cm]		[N/mm²]	[kN]	[kNm]				
1	210000	391,30	22,60	5,00	0,00901	391,30	884,34	-44,22				
2	210000	391,30	22,60	10,00	0,00835	391,30	884,34	-88,43				
3	0	0,00	0,00	0,00	0,00967	0,00	0,00	0,00				
<b>totali</b>				5,00			1768,68	-132,65				

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE B2-FASE5 VERIFICA MOMENTO MOMENTO POSITIVO ARCO ROVESCIO**

fcd **141,10** daN/cm2  
 b **100,00** cm  
 a **100,00** cm  
 Ned **551,00** kN  
 Med **58,05** kNm  
 e= **10,54** cm

**4.1.11. CALCESTRUZZO A BASSA PERCENTUALE DI ARMATURA O NON ARMATO**

Il calcestruzzo a bassa percentuale di armatura è quello per il quale la percentuale di armatura messa in opera è minore di quella minima necessaria per il calcestruzzo armato o la quantità media in peso di acciaio per metro cubo di calcestruzzo è inferiore a 0,3 kN.

Sia il calcestruzzo a bassa percentuale di armatura, sia quello non armato possono essere impiegati solo per elementi secondari o per strutture massicce o estese.

x= **78,93** cm  
 Nrd **11136,91** kN  
 ver **Ok**

**4.1.11.1 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA - NORME DI CALCOLO**

Per le verifiche di resistenza delle sezioni sotto sforzi normali si adottano le competenti ipotesi tratte dal § 4.1.2.3.4.1. Per una sezione rettangolare di lati a e b soggetta ad una forza normale N<sub>Ed</sub> con una eccentricità e nella direzione del lato a la verifica di resistenza allo SLU, con il modello (c) di § 4.1.2.1.2.1, si pone con

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} = f_{cd} b x \quad [4.1.50]$$

con  $x = a - 2e$ .

fctd **11,97** daN/cm2  
 fct1d **10,17** daN/cm2

La verifica di resistenza della stessa sezione rettangolare di lati a e b soggetta anche ad un sforzo di taglio V<sub>Ed</sub> nella direzione del lato a si pone con

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} = f_{ctd} b x / 1,5$$

sigmac **6,98** daN/cm2  
 sigmaclim **62,64** daN/cm2  
 delta **-55,66** daN/cm2

con

$$f_{c,d} = \sqrt{(f_{ct1d} + \sigma_c f_{ct1d})} \quad \text{per } \sigma_c \leq \sigma_{dim}$$

$$f_{c,d} = \sqrt{(f_{ct1d} + \sigma_c f_{ct1d} - \delta^2 / 4)} \quad \text{per } \sigma_c > \sigma_{dim}$$

dove  
 $\sigma_c = N_{Ed} / (b x)$   
 $\delta = \sigma_c - \sigma_{dim}$

f<sub>cvd</sub>\_1 **13,21** daN/cm2  
 f<sub>cvd</sub>\_2 **#NUM!** daN/cm2  
 f<sub>cvd</sub> **13,21** daN/cm2

$$\sigma_{dim} = f_{cd} - 2 \sqrt{(f_{ct1d} + f_{cd} f_{ct1d})}$$

dove

V<sub>ed</sub> **1,89** kN  
 V<sub>rd</sub> **695,18** kN  
 ver **Ok**

$$f_{ct1d} = 0,85 f_{ctd}$$

è la resistenza a trazione di progetto per calcestruzzo non armato o debolmente armato.

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE B2-FASE5 VERIFICA LIMITE INCASTRO ARCO ROVESCIO**

VERIFICA A TAGLIO A SLU PER SEZIONE RETTANGOLARE	Verifica
<b>Caratteristiche dei materiali</b>	
Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	Rck= <b>30</b> MPa
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	gamma <sub>mac</sub> = <b>1,500</b>
Coefficiente di trasformazione resistenza cubica -> cilindrica	alfa1= <b>0,833</b>
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	f <sub>ck</sub> = <b>25</b> MPa
Coefficiente carichi lunga durata	alfacc= <b>0,850</b>
Resistenza di calcolo cilindrica calcestruzzo	f <sub>cd</sub> = <b>14,167</b> MPa
Tensione caratteristica di snervamento acciaio	f <sub>yk</sub> = <b>450</b> MPa
Coefficiente di sicurezza acciaio	gamma <sub>mas</sub> = <b>1,150</b>
Tensione di calcolo di snervamento acciaio	f <sub>yd</sub> = <b>391,3</b> MPa
<b>Caratteristiche della sezione</b>	
Larghezza della membratura resistente a taglio	bw= <b>1000</b> mm
Altezza della sezione	h= <b>1000</b> mm
Altezza utile sezione: d = h - c	d= <b>950</b> mm
Area armature longitudinali tese	A <sub>sl</sub> = <b>1005,31</b> mm <sup>2</sup>
Numero bracci	n= <b>2,5</b>
Diametro dell'armatura trasversale posta all'interasse s	f <sub>i</sub> = <b>24</b> mm
Interasse armatura trasversale	s= <b>200</b> mm
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	alfa= <b>90,000</b> °
Area di armatura trasversale posta all'interasse s	A <sub>sw</sub> = <b>1131</b> mm <sup>2</sup>
Area di armatura trasversale a metro lineare	asw= <b>5,655</b> mm <sup>2</sup> /mm
<b>Sollecitazioni</b>	
Sforzo normale di compressione di calcolo (compressione = positivo)	N <sub>ed</sub> = <b>1267,00</b> kN
Taglio di calcolo agente sulla sezione allo s.l.u.	V <sub>sd</sub> = <b>102,15</b> kN
Tensione media di compressione nella sezione: $\sigma_{cp} = \min(N_{ed}/(bwh)) \cdot 0,2 \cdot f_{cd}$	σ <sub>cp</sub> = <b>1,267</b> N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale baricentrica	tau <sub>b</sub> = <b>0,153</b> N/mm <sup>2</sup>
Tensione principale massima baricentrica	sigma <sub>mai</sub> = <b>0,018</b> N/mm <sup>2</sup>
Inclinazione minima dei "puntoni" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave	cot(teta)= <b>8,388</b>
Coefficiente alfac	alfac= <b>1,089</b>
Cotangente alfa	cot(alfa)= <b>0,00</b>
Limite inferiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta1) = max(1,00; cot(teta))	cot(teta1)= <b>8,39</b>
Limite superiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta2), normalmente 2,50)	cot(teta2)= <b>2,50</b>
Resistenza di calcolo a taglio-compressione massima possibile (cot(teta)=cot(teta1))	V <sub>rd,max</sub> = <b>776</b> kN
Resistenza di calcolo a taglio-compressione minima (cot(teta)=cot(teta2))	V <sub>rd,min</sub> = <b>2275</b> kN
<b>Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio</b>	
Rapporto geometrico armatura longitudinale: $ro(l) = \min(A_{sl} / (bw \cdot d)) ; 0,02$	ro(l)= <b>0,00106</b>
Coefficiente $k = \min(1 + (200/d)^{0,5} ; 2)$	k= <b>1,459</b>
Coefficiente $v_{min} = 0,035 \cdot (k^{1,5}) \cdot (f_{ck} / 0,5)$	v <sub>min</sub> = <b>0,308</b> N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente di calcolo $(0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot ro(l) \cdot f_{ck}) / \gamma_{mac} + 0,15 \cdot \sigma_{cp})$	tau <sub>1,calc</sub> = <b>0,432</b> N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente minima (v <sub>min</sub> + 0,15 · σ <sub>cp</sub> )	tau <sub>2,min</sub> = <b>0,498</b> N/mm <sup>2</sup>
<b>Sforzo di taglio resistente</b>	V <sub>rd</sub> = <b>473,48</b> kN
Tensione tangenziale corrispondente allo Sforzo di taglio resistente	tau(V <sub>rd</sub> )= <b>0,55</b> N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (>= 1; solo calcestruzzo)	V <sub>rd</sub> /V <sub>sd</sub> = <b>4,635</b>
<b>Verifica elementi con armature trasversali resistenti a taglio</b>	
Cotangente teta ottimale (cot(teta1) < cot(teta) < cot(teta2))	cot(teta)= <b>8,39</b>
Inclinazione puntoni calcestruzzo ottimale (cot(teta1) < cot(teta) < cot(teta2))	teta= <b>6,799</b> °
Resistenza di calcolo a taglio-compressione (V <sub>rd</sub> = 0,90 · d · bw · alfac · f <sub>cd</sub> · (cot(alfa) + cot(teta)) / ((1 + cot(teta) <sup>2</sup> ))	V <sub>rd</sub> = <b>776</b> kN
Resistenza di calcolo a taglio-trazione (V <sub>rsd</sub> = 0,9 d A <sub>sw</sub> s · f <sub>yd</sub> · (cot(alfa) + cot(teta)) · sen(alfa) )	V <sub>rsd</sub> = <b>15870</b> kN
<b>Resistenza di calcolo V<sub>rd</sub> = min ( V<sub>rd</sub> ; V<sub>rsd</sub> )</b>	V <sub>rd</sub> = <b>776</b> kN
Tensione tangenziale corrispondente alla Resistenza di calcolo V <sub>rd</sub>	tau(V <sub>rd</sub> )= <b>0,91</b> N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (>= 1; solo calcestruzzo)	V <sub>rd</sub> /V <sub>sd</sub> = <b>7,992</b>

### 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 64                      rappresentanti la calotta  
 elementi beam da 65 a 96                    rappresentanti l'arco rovescio

Le sollecitazioni massime sull'arco rovescio risultano:

incastro elemento 66:             $N_k = 1010 \text{ kN}$              $M_k = 94.42 \text{ kN m}$              $T_k = 86.28 \text{ kN}$   
 mezzeria elemento 74:            $N_k = 405 \text{ kN}$              $M_k = 40.50 \text{ kN m}$              $T_k = 5.09 \text{ kN}$

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	$N_{SDU}$ (kN)	$M_{SDU}$ (kN m)	$N_{RD}$ (kN)	$M_{RD}$ (kNm)	FS
INCASTRO	100	1+1 $\Phi$ 24/20	1313	122.74	1313	1946	15.86
MEZZERIA	100	-	526	52.65	11285	-	214

Tabella 11.3 – Fase 6 - Verifica a flessione dell'arco rovescio

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	$V_{SDU}$ (kN)	$V_{RD}$ (kN)	FS
INCASTRO	100	1 $\Phi$ 24/20/40	112.16	821	7.32
MEZZERIA	100	-	6.61	696	105

Tabella 11.4 – Fase 6 - Verifica a taglio dell'arco rovescio

Le sollecitazioni massime in calotta risultano:

incastro elemento 64:             $N_k = 330 \text{ kN}$              $M_k = 8.77 \text{ kN m}$              $T_k = 21.01 \text{ kN}$   
 max neg. elemento 50:            $N_k = 247 \text{ kN}$              $M_k = 1.13 \text{ kN m}$              $T_k = 2.98 \text{ kN}$   
 max pos. elemento 33:            $N_k = 85 \text{ kN}$              $M_k = 2.11 \text{ kN m}$              $T_k = 1.69 \text{ kN}$

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	$N_{SDU}$ (kN)	$M_{SDU}$ (kN m)	$N_{RD}$ (kN)	$M_{RD}$ (kNm)	FS
INCASTRO	150	1 $\Phi$ 20/20	429	11.40	429	1155	101
MAX NEG	90	-	321	1.46	12572	-	39
MAX POS	90		110	2.74	11996	-	109

Tabella 11.5 – Fase 6 - Verifica a flessione della calotta

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	V <sub>SDU</sub> (kN)	V <sub>RD</sub> (kN)	FS25
INCASTRO	150	1 Φ 20/20/20	27.31	698	25
CALOTTA	90	-	3.87	704	181

Tabella 11.6 – Fase 6 - Verifica a taglio della calotta

\* FLAC log-file opened 8-Apr-19 17:32

FASE 6-GALLERIA DOSSO-SEZIONE GD-B2-Getto calotta e maturazione a.r.

From File :dos46.sav

Structural element data ...

Elem	ID	Nod1	Nod2	Prop	F-shear	F-axial	Mom-1	Mom-2
96	2	96	1	2 beam	3.212E+02	8.174E+02	9.363E+01	-8.606E+00 -4
95	2	95	96	2 beam	-4.344E+01	1.031E+03	7.450E+01	-9.363E+01 -5
94	2	94	95	2 beam	-1.501E+02	9.237E+02	2.903E+01	-7.444E+01 -4
93	2	93	94	2 beam	-7.189E+01	8.188E+02	1.321E+00	-2.898E+01 -4
92	2	92	93	2 beam	-5.382E+01	7.380E+02	-2.191E+01	-1.294E+00 -3
91	2	91	92	2 beam	-3.780E+01	6.546E+02	-3.455E+01	2.189E+01 -3
90	2	90	91	2 beam	-2.020E+01	5.784E+02	-4.129E+01	3.452E+01 -2
89	2	89	90	2 beam	-9.282E+00	5.067E+02	-4.549E+01	4.124E+01 -2
88	2	88	89	2 beam	-1.501E+00	4.517E+02	-4.588E+01	4.541E+01 -2
87	2	87	88	2 beam	6.159E+00	4.030E+02	-4.397E+01	4.592E+01 -1
86	2	86	87	2 beam	1.059E+01	3.481E+02	-3.904E+01	4.403E+01 -1
85	2	85	86	2 beam	8.666E+00	2.961E+02	-3.489E+01	3.909E+01 -1
84	2	84	85	2 beam	3.583E+00	2.522E+02	-3.314E+01	3.492E+01 -1
83	2	83	84	2 beam	9.342E-01	2.182E+02	-3.273E+01	3.320E+01 -1
82	2	82	83	2 beam	1.461E-01	1.962E+02	-3.267E+01	3.274E+01 -9
81	2	81	82	2 beam	-7.014E-01	1.887E+02	-3.308E+01	3.272E+01 -9
80	2	80	81	2 beam	1.178E+00	1.887E+02	-3.247E+01	3.307E+01 -9
79	2	79	80	2 beam	3.265E-01	1.964E+02	-3.224E+01	3.241E+01 -9
78	2	78	79	2 beam	-1.936E+00	2.199E+02	-3.318E+01	3.220E+01 -1
77	2	77	78	2 beam	-4.669E+00	2.541E+02	-3.547E+01	3.316E+01 -1
76	2	76	77	2 beam	-8.596E+00	2.981E+02	-3.958E+01	3.542E+01 -1
75	2	75	76	2 beam	-9.761E+00	3.501E+02	-4.419E+01	3.960E+01 -1
74	2	74	75	2 beam	-5.099E+00	4.050E+02	-4.581E+01	4.419E+01 -1
73	2	73	74	2 beam	2.126E+00	4.540E+02	-4.507E+01	4.574E+01 -2
72	2	72	73	2 beam	9.759E+00	5.094E+02	-4.058E+01	4.505E+01 -2
71	2	71	72	2 beam	2.035E+01	5.813E+02	-3.377E+01	4.058E+01 -2
70	2	70	71	2 beam	3.839E+01	6.573E+02	-2.093E+01	3.378E+01 -3
69	2	69	70	2 beam	5.510E+01	7.406E+02	2.802E+00	2.096E+01 -3
68	2	68	69	2 beam	7.435E+01	8.160E+02	2.825E+01	-2.737E+00 -4
67	2	67	68	2 beam	8.211E+01	9.226E+02	5.644E+01	-2.827E+01 -4
66	2	66	67	2 beam	8.628E+01	1.010E+03	9.442E+01	-5.650E+01 -4
65	2	65	66	2 beam	-3.237E+02	8.416E+02	8.743E+00	-9.441E+01 -4
64	1	64	65	1 beam	-2.101E+01	3.303E+02	-1.114E+00	-8.771E+00 -3
63	1	63	64	1 beam	3.050E+00	2.640E+02	4.004E-01	1.108E+00 -3
62	1	62	63	1 beam	-4.422E-01	2.154E+02	2.732E-01	-4.066E-01 -2
61	1	61	62	1 beam	-1.192E+00	2.292E+02	-1.420E-01	-2.175E-01 -2
60	1	60	61	1 beam	-1.732E-01	2.159E+02	-2.365E-01	1.526E-01 -2
59	1	59	60	1 beam	2.361E-01	2.126E+02	-1.265E-01	2.422E-01 -2
58	1	58	59	1 beam	1.908E-01	2.131E+02	-2.001E-02	1.135E-01 -2
57	1	57	58	1 beam	2.304E-01	2.159E+02	9.444E-02	1.719E-02 -2
56	1	56	57	1 beam	1.213E+00	2.249E+02	4.622E-01	-9.629E-02 -2
55	1	55	56	1 beam	-1.277E+00	2.176E+02	1.084E-01	-4.938E-01 -2
54	1	54	55	1 beam	1.602E-01	2.313E+02	1.845E-01	-1.053E-01 -2
53	1	53	54	1 beam	5.424E-01	2.378E+02	4.550E-01	-1.998E-01 -2



52	1	52	53	1	beam	1.420E+00	2.396E+02	9.393E-01	-4.612E-01	-2
51	1	51	52	1	beam	-3.265E+00	2.380E+02	-1.566E-01	-9.430E-01	-2
50	1	50	51	1	beam	2.989E+00	2.476E+02	1.132E+00	1.655E-01	-2
49	1	49	50	1	beam	-2.729E+00	2.482E+02	1.568E-01	-1.106E+00	-2
48	1	48	49	1	beam	8.337E-01	2.528E+02	4.349E-01	-1.449E-01	-2
47	1	47	48	1	beam	2.182E+00	2.476E+02	1.215E+00	-4.371E-01	-2
46	1	46	47	1	beam	-4.282E+00	2.435E+02	-3.096E-01	-1.217E+00	-2
45	1	45	46	1	beam	3.955E+00	2.354E+02	1.067E+00	3.424E-01	-2
44	1	44	45	1	beam	-2.001E+00	2.361E+02	3.360E-01	-1.049E+00	-2
43	1	43	44	1	beam	-1.462E+00	2.331E+02	-1.868E-01	-3.217E-01	-2
42	1	42	43	1	beam	2.258E+00	2.096E+02	6.052E-01	1.805E-01	-2
41	1	41	42	1	beam	-2.595E+00	2.070E+02	-5.405E-01	-5.856E-01	-2
40	1	40	41	1	beam	2.029E+00	1.768E+02	1.341E-01	5.492E-01	-1
39	1	39	40	1	beam	-1.800E+00	1.779E+02	-4.750E-01	-1.311E-01	-2
38	1	38	39	1	beam	-1.015E+00	1.576E+02	-9.628E-01	4.854E-01	-1
37	1	37	38	1	beam	8.188E-01	1.381E+02	-5.779E-01	9.828E-01	-1
36	1	36	37	1	beam	-3.362E+00	1.168E+02	-1.591E+00	5.767E-01	-1
35	1	35	36	1	beam	8.165E-01	1.056E+02	-1.345E+00	1.591E+00	-1
34	1	34	35	1	beam	1.129E-01	9.268E+01	-1.289E+00	1.344E+00	-9
33	1	33	34	1	beam	-1.699E+00	8.526E+01	-2.116E+00	1.284E+00	-8
32	1	32	33	1	beam	1.761E+00	8.547E+01	-1.257E+00	2.120E+00	-8
31	1	31	32	1	beam	-5.839E-02	9.295E+01	-1.298E+00	1.270E+00	-9
30	1	30	31	1	beam	-8.358E-01	1.057E+02	-1.546E+00	1.293E+00	-1
29	1	29	30	1	beam	3.308E+00	1.165E+02	-5.503E-01	1.548E+00	-1
28	1	28	29	1	beam	-8.079E-01	1.379E+02	-9.595E-01	5.600E-01	-1
27	1	27	28	1	beam	8.663E-01	1.571E+02	-5.383E-01	9.458E-01	-1
26	1	26	27	1	beam	2.026E+00	1.778E+02	1.408E-01	5.414E-01	-2
25	1	25	26	1	beam	-2.147E+00	1.760E+02	-5.796E-01	-1.436E-01	-1
24	1	24	25	1	beam	2.575E+00	2.070E+02	5.432E-01	5.745E-01	-2
23	1	23	24	1	beam	-2.234E+00	2.095E+02	-2.055E-01	-5.717E-01	-2
22	1	22	23	1	beam	1.321E+00	2.328E+02	2.725E-01	1.870E-01	-2
21	1	21	22	1	beam	2.100E+00	2.361E+02	1.031E+00	-2.823E-01	-2
20	1	20	21	1	beam	-3.851E+00	2.355E+02	-3.203E-01	-1.052E+00	-2
19	1	19	20	1	beam	4.329E+00	2.436E+02	1.234E+00	3.090E-01	-2
18	1	18	19	1	beam	-2.136E+00	2.480E+02	4.876E-01	-1.249E+00	-2
17	1	17	18	1	beam	-1.276E+00	2.521E+02	4.954E-02	-4.934E-01	-2
16	1	16	17	1	beam	3.142E+00	2.489E+02	1.160E+00	-6.736E-02	-2
15	1	15	16	1	beam	-3.126E+00	2.476E+02	-1.976E-01	-1.159E+00	-2
14	1	14	15	1	beam	3.293E+00	2.379E+02	9.215E-01	1.873E-01	-2
13	1	13	14	1	beam	-1.361E+00	2.394E+02	4.489E-01	-9.073E-01	-2
12	1	12	13	1	beam	-5.246E-01	2.376E+02	1.730E-01	-4.198E-01	-2
11	1	11	12	1	beam	-9.630E-02	2.310E+02	1.344E-01	-1.820E-01	-2
10	1	10	11	1	beam	1.223E+00	2.168E+02	5.013E-01	-1.325E-01	-2
9	1	9	10	1	beam	-1.238E+00	2.237E+02	1.356E-01	-5.089E-01	-2
8	1	8	9	1	beam	-2.425E-01	2.153E+02	1.033E-02	-1.278E-01	-2
7	1	7	8	1	beam	-2.285E-01	2.137E+02	-1.015E-01	-1.050E-02	-2
6	1	6	7	1	beam	-2.258E-01	2.129E+02	-2.208E-01	1.102E-01	-2
5	1	5	6	1	beam	2.896E-02	2.149E+02	-2.094E-01	2.234E-01	-2
4	1	4	5	1	beam	1.593E+00	2.275E+02	2.635E-01	2.169E-01	-2
3	1	3	4	1	beam	-7.793E-02	2.153E+02	2.588E-01	-2.823E-01	-2
2	1	2	3	1	beam	-2.676E+00	2.621E+02	-1.046E+00	-2.769E-01	-3
1	1	1	2	1	beam	2.048E+01	3.283E+02	8.608E+00	1.027E+00	-3

\* FLAC log-file closed

8-Apr-1

**VERIFICA A STATO LIMITE ULTIMO PER TENSIONI NORMALI**

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE B2-FASE6 VERIFICA INCASTRO CALOTTA**

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d)	$\xi =$	0,107		
Altezza totale della sezione	h =	150,00 [cm]		
Copriferro armatura tesa	c =	5,00 [cm]		
Altezza utile (h-c)	d =	145,00 [cm]		
Profondità dell'asse neutro	x =	15,46 [cm]		
Rapporto tra copriferro armatura tesa ed altezza utile (c/d)	$\delta =$	0,034		

RISOLVI

Deformazione massima nel calcestruzzo	$\epsilon_{cls} =$	-0,00119	in y =	150,00 [cm]
Deformazione massima nell'acciaio teso	$\epsilon_{acc} =$	0,01000	in y =	5,00 [cm]
Parametro di deformazione $\lambda$ ( $\epsilon = \lambda + \mu$ )	$\lambda =$	0,01039		
Parametro di deformazione $\mu$ ( $\epsilon = \lambda + \mu$ )	$\mu =$	-0,00008 [1/cm]		
Sforzo normale interno (rispetto alla base - y=0)	Nrd(y=0) =	-429,00 [kN]		
Momento interno (rispetto alla base - y=0)	Mrd(y=0) =	1477,17 [kNm]		

Ordinata rispetto a cui vengono calcolate le sollecitazioni	y_soll =	75,00 [cm]		
Sforzo normale interno (rispetto a y=y_soll)	Nrd(y=y_soll) =	-429,00 [kN]		
Momento interno (rispetto a y=y_soll)	Mrd(y=y_soll) =	1155,42 [kNm]		
Sforzo normale agente di calcolo (rispetto a y=y_soll)	Nsd(y=y_soll) =	-429,00 [kN]		
Momento agente di calcolo (rispetto a y=y_soll)	Msd(y=y_soll) =	11,40 [kNm]		
Differenza tra sforzo normale agente ed interno (rispetto a y=y_soll)	Nsd(y=y_soll)-Nrd(y=y_soll) =	0,00 [kN]		
<b>Coefficiente di sicurezza di stato limite ultimo</b>	<b>Mrd(y=y_soll)/Msd(y=y_soll) =</b>	<b>101,35</b>		

CALCESTRUZZO			Trave										
Elementi	Rck	fcd	b inf	h	b sup	y inf	y sup	$\epsilon$ inf	$\epsilon$ sup	$\sigma$ inf	$\sigma$ sup	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]			[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]
1	30,00	16,60	100,00	150,00	100,00	0,00	150,00	0,01039	-0,00119	0,00	-11,82	-1043,34	1507,89
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	150,00	150,00	-0,00119	-0,00119	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	150,00	150,00	-0,00119	-0,00119	0,00	0,00	0,00	0,00
totali				150,00		0,00	150,00					-1043,34	1507,89

ACCIAIO			Armatura lenta										
Armature	Es	f <sub>yd</sub>	area	livello	$\epsilon$ acc	$\sigma$ acc	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)					
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm]		[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]					
1	210000	391,30	15,70	5,00	0,01000	391,30	614,34	-30,72					
2	0	0,00	0,00	0,00	0,01039	0,00	0,00	0,00					
3	0	0,00	0,00	0,00	0,01039	0,00	0,00	0,00					
totali				5,00			614,34	-30,72					

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE B2-FASE6 VERIFICA MOMENTO MASSIMO NEGATIVO IN CALOTTA**

fcd	141,10 daN/cm <sup>2</sup>
b	100,00 cm
a	90,00 cm
Ned	326,00 kN
Med	1,46 kNm
e =	0,45 cm
x =	89,10 cm
Nrd ver	12572,62 kN
Ok	
fctd	11,97 daN/cm <sup>2</sup>
fct1d	10,17 daN/cm <sup>2</sup>
sigmac	3,66 daN/cm <sup>2</sup>
sigmaclim	62,64 daN/cm <sup>2</sup>
delta	-58,98 daN/cm <sup>2</sup>
fcdv_1	11,86 daN/cm <sup>2</sup>
fcdv_2	#NUM! daN/cm <sup>2</sup>
fcdv	11,86 daN/cm <sup>2</sup>
Ved	3,87 kN
Vrd ver	704,72 kN
Ok	

**4.1.11. CALCESTRUZZO A BASSA PERCENTUALE DI ARMATURA O NON ARMATO**

Il calcestruzzo a bassa percentuale di armatura è quello per il quale la percentuale di armatura messa in opera è minore di quella minima necessaria per il calcestruzzo armato o la quantità media in peso di acciaio per metro cubo di calcestruzzo è inferiore a 0,3 kN.

Sia il calcestruzzo a bassa percentuale di armatura, sia quello non armato possono essere impiegati solo per elementi secondari o per strutture massicce o estese.

**4.1.11.1 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA – NORME DI CALCOLO**

Per le verifiche di resistenza delle sezioni sotto sforzi normali si adottano le competenti ipotesi tratte dal § 4.1.2.3.4.1. Per una sezione rettangolare di lati a e b soggetta ad una forza normale N<sub>Ed</sub> con una eccentricità e nella direzione del lato a la verifica di resistenza allo SLU, con il modello (c) di § 4.1.2.1.2.1, si pone con

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} = f_{cd} b x \quad [4.1.50]$$

con  $x = a - 2e$ .

La verifica di resistenza della stessa sezione rettangolare di lati a e b soggetta anche ad un sforzo di taglio V<sub>Ed</sub> nella direzione del lato a si pone con

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} = f_{ctd} b x / 1,5$$

con

$$f_{ctd} = \sqrt{(f_{ct1d} + \sigma_{ct1d})} \quad \text{per } \sigma_{ct} \leq \sigma_{ctlim}$$

$$f_{ctd} = \sqrt{(f_{ct1d} + \sigma_{ct1d} - \delta^2/4)} \quad \text{per } \sigma_{ct} > \sigma_{ctlim}$$

dove

$$\sigma_{ct} = N_{Ed} / (b x)$$

$$\delta = \sigma_{ct} - \sigma_{ctlim}$$

$$\sigma_{ctlim} = f_{ctd} - 2 \sqrt{(f_{ct1d} + f_{ct1d})}$$

dove

$$f_{ct1d} = 0,85 f_{ctd}$$

è la resistenza a trazione di progetto per calcestruzzo non armato o debolmente armato.

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE B2-FASE6 VERIFICA MOMENTO MOMENTO POSITIVO IN CALOTTA**

fcd **141,10** daN/cm2  
 b **100,00** cm  
 a **90,00** cm  
 Ned **110,00** kN  
 Med **2,74** kNm  
 e= **2,49** cm

x= **85,02** cm  
 Nrd **11996,07** kN  
 ver **Ok**

fctd **11,97** daN/cm2  
 fct1d **10,17** daN/cm2

sigmac **1,29** daN/cm2  
 sigmaclim **62,64** daN/cm2  
 delta **-61,34** daN/cm2

fcdv\_1 **10,80** daN/cm2  
 fcdv\_2 **#NUM!** daN/cm2  
 fcdv **10,80** daN/cm2

Ved **2,19** kN  
 Vrd **612,24** kN  
 ver **Ok**

**4.1.11. CALCESTRUZZO A BASSA PERCENTUALE DI ARMATURA O NON ARMATO**

Il calcestruzzo a bassa percentuale di armatura è quello per il quale la percentuale di armatura messa in opera è minore di quella minima necessaria per il calcestruzzo armato o la quantità media in peso di acciaio per metro cubo di calcestruzzo è inferiore a 0,3 kN.

Sia il calcestruzzo a bassa percentuale di armatura, sia quello non armato possono essere impiegati solo per elementi secondari o per strutture massicce o estese.

**4.1.11.1 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA - NORME DI CALCOLO**

Per le verifiche di resistenza delle sezioni sotto sforzi normali si adottano le competenti ipotesi tratte dal § 4.1.2.3.4.1. Per una sezione rettangolare di lati a e b soggetta ad una forza normale N<sub>Ed</sub> con una eccentricità e nella direzione del lato a la verifica di resistenza allo SLU, con il modello (c) di § 4.1.2.1.2.1, si pone con

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} = f_{ctd} b x \quad [4.1.50]$$

con  $x = a - 2e$ .

La verifica di resistenza della stessa sezione rettangolare di lati a e b soggetta anche ad un sforzo di taglio V<sub>Ed</sub> nella direzione del lato a si pone con

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} = f_{ctd} b x / 1,5$$

con  
 $f_{ctd} = \sqrt{(f_{ct1d} + \sigma_c f_{ct1d})}$  per  $\sigma_c \leq \sigma_{dim}$   
 $f_{ctd} = \sqrt{(f_{ct1d} + \sigma_c f_{ct1d} - \delta^2/4)}$  per  $\sigma_c > \sigma_{dim}$

dove  
 $\sigma_c = N_{Ed} / (b x)$   
 $\delta = \sigma_c - \sigma_{dim}$

$$\sigma_{dim} = f_{ctd} - 2 \sqrt{(f_{ct1d} + f_{ct1d})}$$

dove

$$f_{ct1d} = 0,85 f_{ctd}$$

è la resistenza a trazione di progetto per calcestruzzo non armato o debolmente armato.

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE B2-FASE6 VERIFICA INCASTRO CALOTTA**

**VERIFICA A TAGLIO A SLU PER SEZIONE RETTANGOLARE**

**Verifica**

**Caratteristiche dei materiali**

Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo  
 Coefficiente di sicurezza calcestruzzo  
 Coefficiente di trasformazione resistenza cubica -> cilindrica  
 Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo  
 Coefficiente carichi lunga durata  
 Resistenza di calcolo cilindrica calcestruzzo  
 Tensione caratteristica di snervamento acciaio  
 Coefficiente di sicurezza acciaio  
 Tensione di calcolo di snervamento acciaio

Rck= **30** MPa  
 gammac= **1,500**  
 alfa1= **0,833**  
 fck= **25** MPa  
 alfac= **0,850**  
 fcd= **14,167** MPa  
 fyk= **450** MPa  
 gammas= **1,150**  
 fyd= **391,3** MPa

**Caratteristiche della sezione**

Larghezza della membratura resistente a taglio  
 Altezza della sezione  
 Altezza utile sezione: d = h - c  
 Area armature longitudinali tese  
 Numero bracci  
 Diametro dell'armatura trasversale posta all'interasse s  
 Interasse armatura trasversale  
 Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave  
 Area di armatura trasversale posta all'interasse s  
 Area di armatura trasversale a metro lineare

bw= **1000** mm  
 h= **1500** mm  
 d= **1145** mm  
 Asl= **1005,31** mm2  
 n= **5,0**  
 fi= **20** mm  
 s= **200** mm  
 alfa= **90,000** °  
 Asw= **1571** mm2  
 asw= **7,854** mm2/mm

**Sollecitazioni**

Sforzo normale di compressione di calcolo (compressione = positivo)  
 Taglio di calcolo agente sulla sezione allo s.l.u.  
 Tensione media di compressione nella sezione: scp= min(Nsd/(bw\*d); 0,2 \* fcd)  
 Tensione tangenziale baricentrica  
 Tensione principale massima baricentrica  
 Inclinazione minima dei "puntoni" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave  
 Coefficiente alfac  
 Cotangente alfa  
 Limite inferiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta1) = max(1,00; cot(tetai))  
 Limite superiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta2), normalmente 2,50)  
 Resistenza di calcolo a taglio-compressione massima possibile (cot(teta)=cot(teta1))  
 Resistenza di calcolo a taglio-compressione minima (cot(teta)=cot(teta2))

Ned= **429,00** kN  
 Vsdu= **27,31** kN  
 scp= **0,286** N/mm2  
 tau\_b= **0,027** N/mm2  
 sigma1= **0,003** N/mm2  
 cot(teta)= **10,567**  
 alfac= **1,020**  
 cot(alfa)= **0,00**  
 cot(teta1)= **10,57**  
 cot(teta2)= **2,50**  
 Vrcd,max= **698** kN  
 Vrcd,min= **2568** kN

**Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio**

Rapporto geometrico armatura longitudinale: rho(l)= min( Asl / (bw\*d) ; 0,02 )  
 Coefficiente k= min( 1+(200/d)^0,5 ; 2 )  
 Coefficiente vmin= 0,035 \* (k^1,5) \* (fck^0,5)  
 Tensione tangenziale resistente di calcolo ( 0,18 \* k \* (100 \* rho(l) \* fck ) / gammac + 0,15 \* scp )  
 Tensione tangenziale resistente minima (vmin + 0,15 \* scp)

rho(l)= **0,00088**  
 k= **1,418**  
 vmin= **0,295** N/mm2  
 tau\_1,calc= **0,264** N/mm2  
 tau\_2,min= **0,338** N/mm2  
 Vrd= **387,44** kN  
 tau(Vrd)= **0,38** N/mm2  
 Vrd/Vsd= **14,187**

**Sforzo di taglio resistente**

Tensione tangenziale corrispondente allo Sforzo di taglio resistente  
 Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (>= 1; solo calcestruzzo)

**Verifica elementi con armature trasversali resistenti a taglio**

Cotangente teta ottimale (cot(teta1) < cot(teta) < cot(teta2))  
 Inclinazione puntoni calcestruzzo ottimale (cot(teta1) < cot(teta) < cot(teta2))  
 Resistenza di calcolo a taglio-compressione ( Vrcd = 0,90 \* d \* bw \* alfac \* fcd \* (cot(alfa) + cot(teta)) / ((1+cot(teta))^2) )  
 Resistenza di calcolo a taglio-trazione ( Vrsd = 0,9 d Asw \* s \* fyd \* (cot(alfa) + cot(teta)) \* sen(alfa) )  
 Resistenza di calcolo Vrd = min ( Vrcd ; Vrsd )  
 Tensione tangenziale corrispondente alla Resistenza di calcolo Vrd  
 Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (>= 1; solo calcestruzzo)

cot(teta)= **10,57**  
 teta= **5,406** °  
 Vrcd= **698** kN  
 Vrsd= **33466** kN  
 Vrd = **698** kN  
 tau(Vrd)= **0,68** N/mm2  
 Vrd/Vsd= **25,575**

### 11.5 FASE 7 – VERIFICHE TENSIONALI ARCO ROVESCIO E CALOTTA

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

elementi beam da 1 a 64                      rappresentanti la calotta  
 elementi beam da 65 a 96                    rappresentanti l'arco rovescio

Le sollecitazioni massime sull'arco rovescio risultano:

incastro elemento 66:             $N_k = 1042 \text{ kN}$              $M_k = 100.01 \text{ kN m}$              $T_k = 93.98 \text{ kN}$   
 mezzeria elemento 74:            $N_k = 427 \text{ kN}$                  $M_k = 46.88 \text{ kN m}$              $T_k = 5.38 \text{ kN}$

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	$N_{SDU}$ (kN)	$M_{SDU}$ (kN m)	$N_{RD}$ (kN)	$M_{RD}$ (kNm)	FS
INCASTRO	100	1+1 $\Phi$ 24/20	1354	130.00	1354	1957	15.05
MEZZERIA	100	-	555	60.94	11011	-	19.83

Tabella 11.7 – Fase 7 - Verifica a flessione dell'arco rovescio

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	$V_{SDU}$ (kN)	$V_{RD}$ (kN)	FS
INCASTRO	100	1 $\Phi$ 24/20/40	122.17	867	7.09
MEZZERIA	100	-	6.99	689	98.56

Tabella 11.8 – Fase 7 - Verifica a taglio dell'arco rovescio

Le sollecitazioni massime in calotta risultano:

incastro elemento 64:             $N_k = 363 \text{ kN}$                  $M_k = 12.67 \text{ kN m}$              $T_k = 25.71 \text{ kN}$   
 max neg. elemento 47:            $N_k = 282 \text{ kN}$                  $M_k = 1.44 \text{ kN m}$              $T_k = 2.08 \text{ kN}$   
 max pos. elemento 33:            $N_k = 115 \text{ kN}$                  $M_k = 3.26 \text{ kN m}$              $T_k = 1.76 \text{ kN}$

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	$N_{SDU}$ (kN)	$M_{SDU}$ (kN m)	$N_{RD}$ (kN)	$M_{RD}$ (kNm)	FS
INCASTRO	150	1 $\Phi$ 20/20	471	16.47	471	1183	71.82
MAX NEG	90	-	366	1.87	12554	-	34.30
MAX POS	90		149	4.23	11897	-	79.84

Tabella 11.9 – Fase 7 - Verifica a flessione della calotta

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	V <sub>SDU</sub> (kN)	V <sub>RD</sub> (kN)	FS25
INCASTRO	150	1 Φ 20/20/20	33.42	777	23.24
CALOTTA	90	-	2.70	715	264.81

Tabella 11.10 – Fase 7 - Verifica a taglio della calotta

\* FLAC log-file opened 8-Apr-19 17:34  
 FASE 7-GALLERIA DOSSO-SEZIONE GD-B2-Maturazione calotta  
 From File :dos47.sav

Structural element data ...

Elem	ID	Nod1	Nod2	Prop		F-shear	F-axial	Mom-1	Mom-2	
96	2	96	1	2	beam	3.279E+02	8.511E+02	9.918E+01	-1.238E+01	-4
95	2	95	96	2	beam	-4.942E+01	1.063E+03	7.740E+01	-9.917E+01	-5
94	2	94	95	2	beam	-1.570E+02	9.530E+02	2.990E+01	-7.739E+01	-4
93	2	93	94	2	beam	-7.513E+01	8.471E+02	9.890E-01	-2.989E+01	-4
92	2	92	93	2	beam	-5.548E+01	7.652E+02	-2.292E+01	-1.001E+00	-3
91	2	91	92	2	beam	-3.853E+01	6.804E+02	-3.579E+01	2.289E+01	-3
90	2	90	91	2	beam	-2.024E+01	6.031E+02	-4.255E+01	3.577E+01	-2
89	2	89	90	2	beam	-8.860E+00	5.306E+02	-4.659E+01	4.254E+01	-2
88	2	88	89	2	beam	-1.075E+00	4.746E+02	-4.692E+01	4.658E+01	-2
87	2	87	88	2	beam	6.295E+00	4.253E+02	-4.493E+01	4.693E+01	-2
86	2	86	87	2	beam	9.945E+00	3.699E+02	-4.027E+01	4.495E+01	-1
85	2	85	86	2	beam	7.568E+00	3.174E+02	-3.659E+01	4.026E+01	-1
84	2	84	85	2	beam	4.378E+00	2.739E+02	-3.445E+01	3.661E+01	-1
83	2	83	84	2	beam	2.151E+00	2.404E+02	-3.335E+01	3.444E+01	-1
82	2	82	83	2	beam	6.984E-01	2.179E+02	-3.299E+01	3.334E+01	-1
81	2	81	82	2	beam	-7.570E-01	2.102E+02	-3.336E+01	3.297E+01	-9
80	2	80	81	2	beam	1.148E+00	2.102E+02	-3.274E+01	3.333E+01	-9
79	2	79	80	2	beam	-1.912E-01	2.181E+02	-3.285E+01	3.276E+01	-1
78	2	78	79	2	beam	-2.727E+00	2.418E+02	-3.428E+01	3.291E+01	-1
77	2	77	78	2	beam	-4.970E+00	2.758E+02	-3.676E+01	3.430E+01	-1
76	2	76	77	2	beam	-7.976E+00	3.197E+02	-4.064E+01	3.678E+01	-1
75	2	75	76	2	beam	-9.680E+00	3.722E+02	-4.518E+01	4.062E+01	-1
74	2	74	75	2	beam	-5.388E+00	4.276E+02	-4.688E+01	4.517E+01	-2
73	2	73	74	2	beam	1.994E+00	4.771E+02	-4.626E+01	4.689E+01	-2
72	2	72	73	2	beam	9.592E+00	5.334E+02	-4.188E+01	4.627E+01	-2
71	2	71	72	2	beam	2.042E+01	6.059E+02	-3.509E+01	4.193E+01	-2
70	2	70	71	2	beam	3.916E+01	6.832E+02	-2.203E+01	3.514E+01	-3
69	2	69	70	2	beam	5.668E+01	7.678E+02	2.406E+00	2.203E+01	-3
68	2	68	69	2	beam	7.720E+01	8.444E+02	2.888E+01	-2.395E+00	-4
67	2	67	68	2	beam	8.708E+01	9.525E+02	5.876E+01	-2.888E+01	-4
66	2	66	67	2	beam	9.398E+01	1.042E+03	1.001E+02	-5.876E+01	-5
65	2	65	66	2	beam	-3.304E+02	8.754E+02	1.264E+01	-1.001E+02	-4
64	1	64	65	1	beam	-2.571E+01	3.639E+02	5.771E-01	-1.267E+01	-3
63	1	63	64	1	beam	3.119E-01	2.974E+02	7.603E-01	-6.061E-01	-3
62	1	62	63	1	beam	-1.590E+00	2.485E+02	3.288E-01	-8.084E-01	-2
61	1	61	62	1	beam	-1.783E+00	2.625E+02	-1.814E-01	-3.566E-01	-2
60	1	60	61	1	beam	-3.838E-01	2.492E+02	-3.681E-01	1.822E-01	-2
59	1	59	60	1	beam	2.848E-01	2.460E+02	-2.314E-01	3.710E-01	-2
58	1	58	59	1	beam	3.559E-01	2.466E+02	-6.066E-02	2.351E-01	-2
57	1	57	58	1	beam	4.573E-01	2.495E+02	1.635E-01	5.804E-02	-2
56	1	56	57	1	beam	1.368E+00	2.589E+02	5.753E-01	-1.626E-01	-2
55	1	55	56	1	beam	-1.081E+00	2.515E+02	2.193E-01	-5.456E-01	-2
54	1	54	55	1	beam	3.739E-01	2.655E+02	3.756E-01	-1.907E-01	-2
53	1	53	54	1	beam	7.828E-01	2.721E+02	7.379E-01	-3.696E-01	-2

52	1	52	53	1	beam	1.535E+00	2.739E+02	1.252E+00	-7.353E-01	-2
51	1	51	52	1	beam	-3.249E+00	2.723E+02	1.367E-01	-1.231E+00	-2
50	1	50	51	1	beam	3.040E+00	2.820E+02	1.423E+00	-1.041E-01	-2
49	1	49	50	1	beam	-2.922E+00	2.824E+02	3.999E-01	-1.416E+00	-2
48	1	48	49	1	beam	8.176E-01	2.873E+02	6.791E-01	-3.947E-01	-2
47	1	47	48	1	beam	2.085E+00	2.821E+02	1.440E+00	-6.968E-01	-2
46	1	46	47	1	beam	-4.381E+00	2.776E+02	-1.314E-01	-1.430E+00	-2
45	1	45	46	1	beam	3.999E+00	2.695E+02	1.295E+00	1.298E-01	-2
44	1	44	45	1	beam	-2.054E+00	2.700E+02	5.633E-01	-1.295E+00	-2
43	1	43	44	1	beam	-1.502E+00	2.669E+02	6.351E-02	-5.861E-01	-2
42	1	42	43	1	beam	2.242E+00	2.431E+02	8.946E-01	-1.146E-01	-2
41	1	41	42	1	beam	-2.957E+00	2.402E+02	-3.549E-01	-9.286E-01	-2
40	1	40	41	1	beam	1.602E+00	2.095E+02	1.717E-01	3.679E-01	-2
39	1	39	40	1	beam	-2.527E+00	2.102E+02	-6.827E-01	-1.685E-01	-2
38	1	38	39	1	beam	-1.705E+00	1.893E+02	-1.505E+00	7.023E-01	-1
37	1	37	38	1	beam	3.288E-01	1.692E+02	-1.359E+00	1.521E+00	-1
36	1	36	37	1	beam	-3.860E+00	1.473E+02	-2.512E+00	1.347E+00	-1
35	1	35	36	1	beam	4.878E-01	1.358E+02	-2.377E+00	2.524E+00	-1
34	1	34	35	1	beam	-3.823E-02	1.225E+02	-2.396E+00	2.377E+00	-9
33	1	33	34	1	beam	-1.764E+00	1.150E+02	-3.268E+00	2.403E+00	-8
32	1	32	33	1	beam	1.846E+00	1.152E+02	-2.366E+00	3.270E+00	-8
31	1	31	32	1	beam	1.143E-01	1.228E+02	-2.306E+00	2.362E+00	-9
30	1	30	31	1	beam	-5.585E-01	1.360E+02	-2.469E+00	2.301E+00	-1
29	1	29	30	1	beam	3.716E+00	1.471E+02	-1.353E+00	2.474E+00	-1
28	1	28	29	1	beam	-2.888E-01	1.690E+02	-1.495E+00	1.352E+00	-1
27	1	27	28	1	beam	1.519E+00	1.889E+02	-7.482E-01	1.463E+00	-1
26	1	26	27	1	beam	2.702E+00	2.101E+02	1.449E-01	7.649E-01	-2
25	1	25	26	1	beam	-1.610E+00	2.087E+02	-4.002E-01	-1.419E-01	-1
24	1	24	25	1	beam	3.079E+00	2.401E+02	9.255E-01	4.108E-01	-2
23	1	23	24	1	beam	-2.051E+00	2.429E+02	1.842E-01	-8.977E-01	-2
22	1	22	23	1	beam	1.422E+00	2.665E+02	6.104E-01	-1.157E-01	-2
21	1	21	22	1	beam	2.335E+00	2.699E+02	1.363E+00	-5.310E-01	-2
20	1	20	21	1	beam	-3.973E+00	2.693E+02	-5.177E-02	-1.364E+00	-2
19	1	19	20	1	beam	4.349E+00	2.773E+02	1.473E+00	7.665E-02	-2
18	1	18	19	1	beam	-2.165E+00	2.818E+02	6.746E-01	-1.446E+00	-2
17	1	17	18	1	beam	-1.169E+00	2.859E+02	2.669E-01	-6.736E-01	-2
16	1	16	17	1	beam	3.329E+00	2.828E+02	1.426E+00	-2.680E-01	-2
15	1	15	16	1	beam	-3.114E+00	2.815E+02	7.901E-02	-1.431E+00	-2
14	1	14	15	1	beam	3.327E+00	2.719E+02	1.196E+00	-7.571E-02	-2
13	1	13	14	1	beam	-1.563E+00	2.733E+02	7.215E-01	-1.248E+00	-2
12	1	12	13	1	beam	-6.891E-01	2.716E+02	3.944E-01	-7.186E-01	-2
11	1	11	12	1	beam	-4.072E-01	2.648E+02	2.022E-01	-4.036E-01	-2
10	1	10	11	1	beam	1.100E+00	2.504E+02	5.110E-01	-1.793E-01	-2
9	1	9	10	1	beam	-1.481E+00	2.575E+02	1.213E-01	-5.681E-01	-2
8	1	8	9	1	beam	-3.874E-01	2.487E+02	-5.248E-02	-1.352E-01	-2
7	1	7	8	1	beam	-4.618E-01	2.470E+02	-2.673E-01	4.095E-02	-2
6	1	6	7	1	beam	-2.632E-01	2.460E+02	-3.739E-01	2.449E-01	-2
5	1	5	6	1	beam	1.366E-01	2.479E+02	-2.860E-01	3.522E-01	-2
4	1	4	5	1	beam	2.126E+00	2.606E+02	3.626E-01	2.787E-01	-2
3	1	3	4	1	beam	9.374E-01	2.481E+02	6.334E-01	-3.506E-01	-2
2	1	2	3	1	beam	1.347E-02	2.953E+02	6.139E-01	-6.072E-01	-3
1	1	1	2	1	beam	2.508E+01	3.616E+02	1.241E+01	-6.143E-01	-3

\* FLAC log-file closed

8-Apr-1

**VERIFICA A STATO LIMITE ULTIMO PER TENSIONI NORMALI**

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE B2-FASE7 VERIFICA LIMITE INCASTRO ARCO ROVESCIO**

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d)	$\xi =$	0,288	
Altezza totale della sezione	h=	100,00 [cm]	<b>RISOLVI</b>
Copriferro armatura tesa	c=	5,00 [cm]	
Altezza utile (h-c)	d=	95,00 [cm]	
Profondità dell'asse neutro	x=	27,34 [cm]	
Rapporto tra copriferro armatura tesa ed altezza utile (c/d)	$\delta =$	0,053	
Deformazione massima nel calcestruzzo	$\epsilon_{cls} =$	-0,00350	in y= 100,00 [cm]
Deformazione massima nell'acciaio teso	$\epsilon_{acc} =$	0,00866	in y= 5,00 [cm]
Parametro di deformazione $\lambda$ ( $\epsilon = \lambda + \mu$ )	$\lambda =$	0,00930	
Parametro di deformazione $\mu$ ( $\epsilon = \lambda + \mu$ )	$\mu =$	-0,00013 [1/cm]	
Sforzo normale interno (rispetto alla base - y=0)	Nrd(y=0)=	-1354,00 [kN]	
Momento interno (rispetto alla base - y=0)	Mrd(y=0)=	2634,92 [kNm]	
Ordinata rispetto a cui vengono calcolate le sollecitazioni	ysoll=	50,00 [cm]	
Sforzo normale interno (rispetto a y=ysoll)	Nrd(y=ysoll)=	-1354,00 [kN]	
Momento interno (rispetto a y=ysoll)	Mrd(y=ysoll)=	1957,92 [kNm]	
Sforzo normale agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)=	-1354,00 [kN]	
Momento agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Msd(y=ysoll)=	130,00 [kNm]	
Differenza tra sforzo normale agente ed interno (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)-Nrd(y=ysoll)=	0,00 [kN]	
<b>Coefficiente di sicurezza di stato limite ultimo</b>	<b>Mrd(y=ysoll)/Msd(y=ysoll)=</b>	<b>15,06</b>	

CALCESTRUZZO			Trave										
Elementi	Rck	fc,d	b inf	h	b sup	y inf	y sup	$\epsilon$ inf	$\epsilon$ sup	$\sigma$ inf	$\sigma$ sup	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]			[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]
1	30,00	16,60	100,00	100,00	100,00	0,00	100,00	0,00930	-0,00350	0,00	0,00	-3122,68	2767,57
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	100,00	100,00	-0,00350	-0,00350	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	100,00	100,00	-0,00350	-0,00350	0,00	0,00	0,00	0,00
totali				100,00		0,00	100,00					-3122,68	2767,57

ACCIAIO			Armatura lenta										
Armature	Es	fy,d	area	livello	$\epsilon$ acc	$\sigma$ acc	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)					
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm]		[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]					
1	210000	391,30	22,60	5,00	0,00866	391,30	884,34	-44,22					
2	210000	391,30	22,60	10,00	0,00802	391,30	884,34	-88,43					
3	0	0,00	0,00	0,00	0,00930	0,00	0,00	0,00					
totali				5,00			1768,68	-132,65					

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE B2-FASE7 VERIFICA MOMENTO MOMENTO POSITIVO ARCO ROVESCIO**

fc,d	141,10 daN/cm <sup>2</sup>
b	100,00 cm
a	100,00 cm
Ned	555,00 kN
Med	60,94 kNm
e=	10,98 cm
x=	78,04 cm
Nrd	11011,39 kN
ver	Ok
fc,t,d	11,97 daN/cm <sup>2</sup>
fc,t,1,d	10,17 daN/cm <sup>2</sup>
sigmac	7,11 daN/cm <sup>2</sup>
sigmaclim	62,64 daN/cm <sup>2</sup>
delta	-55,53 daN/cm <sup>2</sup>
fcvd_1	13,26 daN/cm <sup>2</sup>
fcvd_2	#NUM! daN/cm <sup>2</sup>
fcvd	13,26 daN/cm <sup>2</sup>
Ved	6,99 kN
Vrd	689,96 kN
ver	Ok

**4.1.11. CALCESTRUZZO A BASSA PERCENTUALE DI ARMATURA O NON ARMATO**  
 Il calcestruzzo a bassa percentuale di armatura è quello per il quale la percentuale di armatura messa in opera è minore di quella minima necessaria per il calcestruzzo armato o la quantità media in peso di acciaio per metro cubo di calcestruzzo è inferiore a 0,3 kN.

Sia il calcestruzzo a bassa percentuale di armatura, sia quello non armato possono essere impiegati solo per elementi secondari o per strutture massicce o estese.

**4.1.11.1 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA - NORME DI CALCOLO**  
 Per le verifiche di resistenza delle sezioni sotto sforzi normali si adottano le competenti ipotesi tratte dal § 4.1.2.3.4.1. Per una sezione rettangolare di lati a e b soggetta ad una forza normale Ned con una eccentricità e nella direzione del lato a la verifica di resistenza allo SLU, con il modello (c) di § 4.1.2.1.2.1, si pone con

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} = f_{ct,d} b x \quad [4.1.50]$$

con  $x = a - 2e$ .

La verifica di resistenza della stessa sezione rettangolare di lati a e b soggetta anche ad un sforzo di taglio Ved nella direzione del lato a si pone con

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} = f_{ct,d} b x / 1,5$$

con

$$f_{c,v,d} = \sqrt{(f_{ct,d} + \sigma_{ct,d})} \quad \text{per } \sigma_{ct,d} \leq \sigma_{ct,lim}$$

$$f_{c,v,d} = \sqrt{(f_{ct,d} + \sigma_{ct,d} - \delta^2/4)} \quad \text{per } \sigma_{ct,d} > \sigma_{ct,lim}$$

dove

$$\sigma_{ct} = N_{Ed} / (b x)$$

$$\delta = \sigma_{ct} - \sigma_{ct,lim}$$

$$\sigma_{ct,lim} = f_{ct,d} - 2 \sqrt{(f_{ct,d} + f_{ct,d})}$$

dove

$$f_{ct,d} = 0,85 f_{ct,d}$$

è la resistenza a trazione di progetto per calcestruzzo non armato o debolmente armato.

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE B2-FASE7 VERIFICA LIMITE INCASTRO ARCO ROVESCIO**

**VERIFICA A TAGLIO A SLU PER SEZIONE RETTANGOLARE**

		Verifica
<b>Caratteristiche dei materiali</b>		
Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	Rck=	30 MPa
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	gammac=	1,500
Coefficiente di trasformazione resistenza cubica -> cilindrica	alfa1=	0,833
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	fcck=	25 MPa
Coefficiente carichi lunga durata	alfacc=	0,850
Resistenza di calcolo cilindrica calcestruzzo	fcdd=	14,167 MPa
Tensione caratteristica di snervamento acciaio	fyk=	450 MPa
Coefficiente di sicurezza acciaio	gammas=	1,150
Tensione di calcolo di snervamento acciaio	fyd=	391,3 MPa
<b>Caratteristiche della sezione</b>		
Larghezza della membratura resistente a taglio	bw=	1000 mm
Altezza della sezione	h=	1000 mm
Altezza utile sezione: d = h - c	d=	950 mm
Area armature longitudinali tese	Asl=	1005,31 mm <sup>2</sup>
Numero bracci	n=	2,5
Diametro dell'armatura trasversale posta all'interasse s	fi=	24 mm
Interasse armatura trasversale	s=	200 mm
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	alfa=	90,000 °
Area di armatura trasversale posta all'interasse s	Asw=	1131 mm <sup>2</sup>
Area di armatura trasversale a metro lineare	asw=	5,655 mm <sup>2</sup> /mm
<b>Sollecitazioni</b>		
Sforzo normale di compressione di calcolo (compressione = positivo)	Ned=	1354,00 kN
Taglio di calcolo agente sulla sezione allo s.l.u.	Vsdu=	122,17 kN
Tensione media di compressione nella sezione: scp= min(Ned)/(bwh) * 0,2 * fcd	scp=	1,354 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale baricentrica	tau_b=	0,183 N/mm <sup>2</sup>
Tensione principale massima baricentrica	sigmai=	0,024 N/mm <sup>2</sup>
Inclinazione minima dei "puntoni" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave	cot(teta)=	7,522
Coefficiente alfac	alfac=	1,096
Cotangente alfa	cot(alfa)=	0,00
Limite inferiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta1) = max(1,00; cot(tetai)))	cot(teta1)=	7,52
Limite superiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta2), normalmente 2,50)	cot(teta2)=	2,50
Resistenza di calcolo a taglio-comprensione massima possibile (cot(teta)=cot(teta1))	Vrcd,max=	867 kN
Resistenza di calcolo a taglio-comprensione minima (cot(teta)=cot(teta2))	Vrcd,min=	2288 kN
<b>Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio</b>		
Rapporto geometrico armatura longitudinale: ro(l)= min(Asl / (bw * d) ; 0,02 )	ro(l)=	0,00106
Coefficiente k=min( 1+(200/d)^0,5 ; 2 )	k=	1,459
Coefficiente vmin=0,035 * (k^1,5) * (fck^0,5)	vmin=	0,308 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente di calcolo (0,18 * k * (100 * ro(l) * fck) / gammac + 0,15 * scp)	tau_1,calc=	0,445 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente minima (vmin + 0,15 * scp)	tau_2,min=	0,511 N/mm <sup>2</sup>
<b>Sforzo di taglio resistente</b>	Vrd=	485,88 kN
Tensione tangenziale corrispondente allo Sforzo di taglio resistente	tau(Vrd)=	0,57 N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (>= 1; solo calcestruzzo)	Vrd/Vsd=	3,977
<b>Verifica elementi con armature trasversali resistenti a taglio</b>		
Cotangente teta ottimale (cot(teta1)<cot(teta)<cot(teta2))	cot(teta)=	7,52
Inclinazione puntoni calcestruzzo ottimale (cot(teta1)<cot(teta)<cot(teta2))	teta=	7,573 °
Resistenza di calcolo a taglio-comprensione ( Vrcd = 0,90 * d * bw * alfac * fcd * (cot(alfa)+cot(teta)) / ((1+cot(teta)^2) )	Vrcd=	867 kN
Resistenza di calcolo a taglio-trazione ( Vrsd = 0,9 d Asw s * fyd * (cot(alfa) + cot(teta)) * sen(alfa) )	Vrsd=	14230 kN
<b>Resistenza di calcolo Vrd = min ( Vrcd ; Vrsd )</b>	Vrd =	867 kN
Tensione tangenziale corrispondente alla Resistenza di calcolo Vrd	tau(Vrd)=	1,01 N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (>= 1; solo calcestruzzo)	Vrd/Vsd=	7,095

**VERIFICA A STATO LIMITE ULTIMO PER TENSIONI NORMALI**

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE B2-FASE7 VERIFICA INCASTRO CALOTTA**

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d)	xi=	0,109	<b>RISOLVI</b>	
Altezza totale della sezione	h=	150,00 [cm]		
Copriferro armatura tesa	c=	5,00 [cm]		
Altezza utile (h-c)	d=	145,00 [cm]		
Profondità dell'asse neutro	x=	15,80 [cm]		
Rapporto tra copriferro armatura tesa ed altezza utile (c/d)	di=	0,034		
Deformazione massima nel calcestruzzo	ε cls=	-0,00122		in y= 150,00 [cm]
Deformazione massima nell'acciaio teso	ε acc=	0,01000		in y= 5,00 [cm]
Parametro di deformazione λ (ε = λ + μ y)	λ=	0,01039		
Parametro di deformazione μ (ε = λ + μ y)	μ=	-0,00008 [1/cm]		
Sforzo normale interno (rispetto alla base - y=0)	Nrd(y=0)=	-471,00 [kN]		
Momento interno (rispetto alla base - y=0)	Mrd(y=0)=	1536,47 [kNm]		
Ordinata rispetto a cui vengono calcolate le sollecitazioni	ysoll=	75,00 [cm]		
Sforzo normale interno (rispetto a y=ysoll)	Nrd(y=ysoll)=	-471,00 [kN]		
Momento interno (rispetto a y=ysoll)	Mrd(y=ysoll)=	1183,22 [kNm]		
Sforzo normale agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)=	-471,00 [kN]		
Momento agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Msd(y=ysoll)=	16,47 [kNm]		
Differenza tra sforzo normale agente ed interno (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)-Nrd(y=ysoll)=	0,00 [kN]		
<b>Coefficiente di sicurezza di stato limite ultimo</b>	<b>Mrd(y=ysoll)/Msd(y=ysoll)=</b>	<b>71,84</b>		

CALCESTRUZZO		Trave											
Elementi	Rck [N/mm <sup>2</sup> ]	fc d [N/mm <sup>2</sup> ]	b inf [cm]	h [cm]	b sup [cm]	y inf [cm]	y sup [cm]	ε inf	ε sup	σ inf [N/mm <sup>2</sup> ]	σ sup [N/mm <sup>2</sup> ]	Nrd(y=0) [kN]	Mrd(y=0) [kNm]
1	30,00	16,60	100,00	150,00	100,00	0,00	150,00	0,01039	-0,00122	0,00	-11,98	-1085,34	1567,19
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	150,00	150,00	-0,00122	-0,00122	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	150,00	150,00	-0,00122	-0,00122	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>totali</b>				150,00		0,00	150,00					-1085,34	1567,19

ACCIAIO		Armatura lenta									
Armature	Es [N/mm <sup>2</sup> ]	fyd [N/mm <sup>2</sup> ]	area [cm <sup>2</sup> ]	livello [cm]	ε acc	σ acc [N/mm <sup>2</sup> ]	Nrd(y=0) [kN]	Mrd(y=0) [kNm]			
1	210000	391,30	15,70	5,00	0,01000	391,30	614,34	-30,72			
2	0	0,00	0,00	0,00	0,01039	0,00	0,00	0,00			
3	0	0,00	0,00	0,00	0,01039	0,00	0,00	0,00			
<b>totali</b>				5,00			614,34	-30,72			



**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE B2-FASE7 VERIFICA MOMENTO MASSIMO NEGATIVO IN CALOTTA**

fcd	141,10 daN/cm2
b	100,00 cm
a	90,00 cm
Ned	366,00 kN
Med	1,87 kNm
e=	0,51 cm
x=	88,98 cm
Nrd	12554,82 kN
ver	Ok
fctd	11,97 daN/cm2
fct1d	10,17 daN/cm2
sigmac	4,11 daN/cm2
sigmaclim	62,64 daN/cm2
delta	-58,52 daN/cm2
fcdv_1	12,06 daN/cm2
fcdv_2	#NUM! daN/cm2
fcdv	12,06 daN/cm2
Ved	2,70 kN
Vrd	715,20 kN
ver	Ok

**4.1.11. CALCESTRUZZO A BASSA PERCENTUALE DI ARMATURA O NON ARMATO**

Il calcestruzzo a bassa percentuale di armatura è quello per il quale la percentuale di armatura messa in opera è minore di quella minima necessaria per il calcestruzzo armato o la quantità media in peso di acciaio per metro cubo di calcestruzzo è inferiore a 0,3 kN.

Sia il calcestruzzo a bassa percentuale di armatura, sia quello non armato possono essere impiegati solo per elementi secondari o per strutture massicce o estese.

**4.1.11.1 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA – NORME DI CALCOLO**

Per le verifiche di resistenza delle sezioni sotto sforzi normali si adottano le competenti ipotesi tratte dal § 4.1.2.3.4.1. Per una sezione rettangolare di lati a e b soggetta ad una forza normale  $N_{Ed}$  con una eccentricità e nella direzione del lato a la verifica di resistenza allo SLU, con il modello (c) di § 4.1.2.1.2.1, si pone con

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} = f_{cd} b x \quad [4.1.50]$$

con  $x = a - 2e$ .

La verifica di resistenza della stessa sezione rettangolare di lati a e b soggetta anche ad un sforzo di taglio  $V_{Ed}$  nella direzione del lato a si pone con

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} = f_{cdv} b x / 1,5$$

con  
 $f_{cdv} = \sqrt{(f_{ct1d} + \sigma_c f_{ct1d})}$  per  $\sigma_c \leq \sigma_{dim}$   
 $f_{cdv} = \sqrt{(f_{ct1d} + \sigma_c f_{ct1d} - \delta^2 / 4)}$  per  $\sigma_c > \sigma_{dim}$

dove  
 $\sigma_c = N_{Ed} / (b x)$   
 $\delta = \sigma_c - \sigma_{dim}$   
 $\sigma_{dim} = f_{ctd} - 2 \sqrt{(f_{ct1d} + f_{ct1d})}$

dove  $f_{ct1d} = 0,85 f_{ctd}$   
 è la resistenza a trazione di progetto per calcestruzzo non armato o debolmente armato.

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE B2-FASE7 VERIFICA MOMENTO MOMENTO POSITIVO IN CALOTTA**

fcd	141,10 daN/cm2
b	100,00 cm
a	90,00 cm
Ned	149,00 kN
Med	4,23 kNm
e=	2,84 cm
x=	84,32 cm
Nrd	11897,86 kN
ver	Ok
fctd	11,97 daN/cm2
fct1d	10,17 daN/cm2
sigmac	1,77 daN/cm2
sigmaclim	62,64 daN/cm2
delta	-60,87 daN/cm2
fcdv_1	11,02 daN/cm2
fcdv_2	#NUM! daN/cm2
fcdv	11,02 daN/cm2
Ved	2,28 kN
Vrd	619,63 kN
ver	Ok

**4.1.11. CALCESTRUZZO A BASSA PERCENTUALE DI ARMATURA O NON ARMATO**

Il calcestruzzo a bassa percentuale di armatura è quello per il quale la percentuale di armatura messa in opera è minore di quella minima necessaria per il calcestruzzo armato o la quantità media in peso di acciaio per metro cubo di calcestruzzo è inferiore a 0,3 kN.

Sia il calcestruzzo a bassa percentuale di armatura, sia quello non armato possono essere impiegati solo per elementi secondari o per strutture massicce o estese.

**4.1.11.1 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA – NORME DI CALCOLO**

Per le verifiche di resistenza delle sezioni sotto sforzi normali si adottano le competenti ipotesi tratte dal § 4.1.2.3.4.1. Per una sezione rettangolare di lati a e b soggetta ad una forza normale  $N_{Ed}$  con una eccentricità e nella direzione del lato a la verifica di resistenza allo SLU, con il modello (c) di § 4.1.2.1.2.1, si pone con

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} = f_{cd} b x \quad [4.1.50]$$

con  $x = a - 2e$ .

La verifica di resistenza della stessa sezione rettangolare di lati a e b soggetta anche ad un sforzo di taglio  $V_{Ed}$  nella direzione del lato a si pone con

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} = f_{cdv} b x / 1,5$$

con  
 $f_{cdv} = \sqrt{(f_{ct1d} + \sigma_c f_{ct1d})}$  per  $\sigma_c \leq \sigma_{dim}$   
 $f_{cdv} = \sqrt{(f_{ct1d} + \sigma_c f_{ct1d} - \delta^2 / 4)}$  per  $\sigma_c > \sigma_{dim}$

dove  
 $\sigma_c = N_{Ed} / (b x)$   
 $\delta = \sigma_c - \sigma_{dim}$   
 $\sigma_{dim} = f_{ctd} - 2 \sqrt{(f_{ct1d} + f_{ct1d})}$

dove  $f_{ct1d} = 0,85 f_{ctd}$   
 è la resistenza a trazione di progetto per calcestruzzo non armato o debolmente armato.

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE B2-FASE7 VERIFICA INCASTRO CALOTTA**

**VERIFICA A TAGLIO A SLU PER SEZIONE RETTANGOLARE**

**Verifica**

**Caratteristiche dei materiali**

Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	Rck=	30 MPa
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	gammac=	1,500
Coefficiente di trasformazione resistenza cubica -> cilindrica	alfa1=	0,833
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	fck=	25 MPa
Coefficiente carichi lunga durata	alfacc=	0,850
Resistenza di calcolo cilindrica calcestruzzo	fcd=	14,167 MPa
Tensione caratteristica di snervamento acciaio	fyk=	450 MPa
Coefficiente di sicurezza acciaio	gammass=	1,150
Tensione di calcolo di snervamento acciaio	fyd=	391,3 MPa

**Caratteristiche della sezione**

Larghezza della membratura resistente a taglio	bw=	1000 mm
Altezza della sezione	h=	1500 mm
Altezza utile sezione: d = h - c	d=	1145 mm
Area armature longitudinali tese	Asl=	1005,31 mm <sup>2</sup>
Numero bracci	n=	5,0
Diametro dell'armatura trasversale posta all'interasse s	fi=	20 mm
Interasse armatura trasversale	s=	200 mm
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	alfa=	90,000 °
Area di armatura trasversale posta all'interasse s	Asw=	1571 mm <sup>2</sup>
Area di armatura trasversale a metro lineare	asw=	7,854 mm <sup>2</sup> /mm

**Sollecitazioni**

Sforzo normale di compressione di calcolo (compressione = positivo)	Ned=	471,00 kN
Taglio di calcolo agente sulla sezione allo s.l.u.	Vsd=	33,42 kN
Tensione media di compressione nella sezione: scp= min(Nsd/(bw*d) ; 0,2 * fcd)	scp=	0,314 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale baricentrica	tau_b=	0,033 N/mm <sup>2</sup>
Tensione principale massima baricentrica	sigma1=	0,004 N/mm <sup>2</sup>
Inclinazione minima dei "puntoni" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave	cot(teta1)=	9,501
Coefficiente alfa	alfac=	1,022
Cotangente alfa	cot(alfa)=	0,00
Limite inferiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta1) = max(1,00; cot(teta1)))	cot(teta1)=	9,50
Limite superiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta2), normalmente 2,50)	cot(teta2)=	2,50
Resistenza di calcolo a taglio-compressione massima possibile (cot(teta)=cot(teta1))	Vrcd,max=	777 kN
Resistenza di calcolo a taglio-compressione minima (cot(teta)=cot(teta2))	Vrcd,min=	2573 kN

**Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio**

Rapporto geometrico armatura longitudinale: rho(l)= min( Asl / (bw * d) ; 0,02 )	rho(l)=	0,00088
Coefficiente k=min( 1+(200/d)^0,5 ; 2 )	k=	1,418
Coefficiente vmin=0,035 * (k^1,5) * (fck^0,5)	vmin=	0,295 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente di calcolo (0,18 * k * (100 * rho(l)) * fck ) / gammac + 0,15 * scp)	tau_1,calc=	0,268 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente minima (vmin + 0,15 * scp)	tau_2,min=	0,343 N/mm <sup>2</sup>
<b>Sforzo di taglio resistente</b>	<b>Vrd=</b>	<b>392,25 kN</b>
Tensione tangenziale corrispondente allo Sforzo di taglio resistente	tau(Vrd)=	0,38 N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (>= 1; solo calcestruzzo)	Vrd/Vsd=	11,737

**Verifica elementi con armature trasversali resistenti a taglio**

Cotangente teta ottimale (cot(teta1)<cot(teta)<cot(teta2))	cot(teta)=	9,50
Inclinazione puntoni calcestruzzo ottimale (cot(teta1)<cot(teta)<cot(teta2))	teta=	6,008 °
Resistenza di calcolo a taglio-compressione ( Vrcd = 0,90 * d * bw * alfac * fcd * (cot(alfa)+cot(teta)) / (1+cot(teta)^2) )	Vrcd=	777 kN
Resistenza di calcolo a taglio-trazione ( Vrsd = 0,9 d Asw s * fyd * (cot(alfa) + cot(teta)) * sen(alfa) )	Vrsd=	30089 kN
<b>Resistenza di calcolo Vrd = min ( Vrcd ; Vrsd )</b>	<b>Vrd =</b>	<b>777 kN</b>
Tensione tangenziale corrispondente alla Resistenza di calcolo Vrd	tau(Vrd)=	0,75 N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (>= 1; solo calcestruzzo)	Vrd/Vsd=	23,241

## 11.6 FASE 8 A LUNGO TERMINE – METODO DELLE REAZIONI IPERSTATICHE – VERIFICHE TENSIONALI ARCO ROVESCIO E CALOTTA

Per il calcolo delle azioni interne è stato utilizzato il metodo delle reazioni iperstatiche, attraverso una modellazione numerica ad elementi finiti monodimensionali.

Il modello è stato impostato su una sezione di galleria di profondità unitaria (1m) e sulla schematizzazione in conci monodimensionali (elementi beam) dell'intero rivestimento.

Gli spessori delle varie aste, costituenti la struttura resistente, sono variabili in dipendenza dell'elemento strutturale (calotta, piedritto, arco rovescio) considerato.

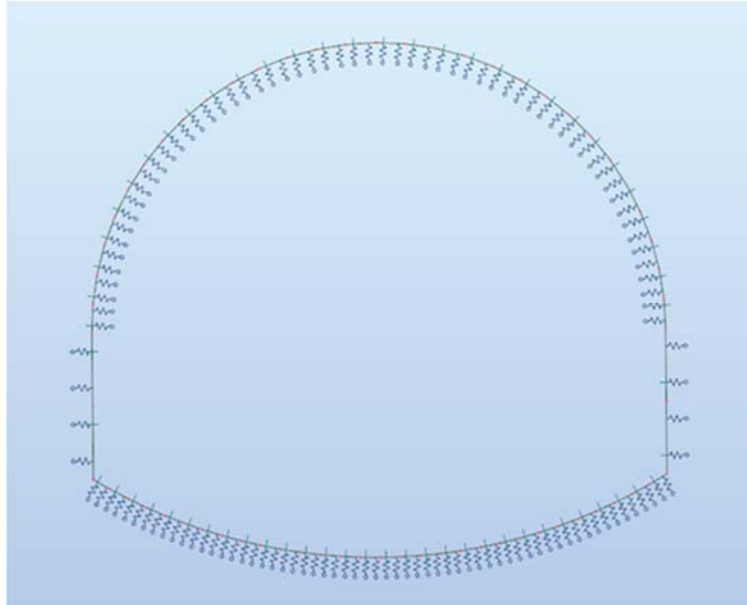
La schematizzazione della struttura e dei vincoli è stata svolta utilizzando il software Robot Structural Analysis Professional prodotto e distribuito da Autodesk Ltd.

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

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

- elementi monodimensionali tipo trave su suolo elastico per tutti gli elementi che compongono la sezione.

Per la modellazione dei materiali costituenti il telaio di calcolo si considera un comportamento elastico lineare durante tutte le fasi di calcolo delle sollecitazioni.



Per la modellazione dei vincoli esterni, allo scopo di simulare l'interazione terreno-struttura vengono posti, in corrispondenza dei nodi del modello, delle aste radiali (bielle) la cui rigidità è determinata tenendo conto del modulo di reazione del terreno K.

Quest'ultimo è stato ottenuto, per le superfici curvilinee, tramite la formula di Galerkin:

$$K = E / [Req.(1+v)] = 6491 \times 1000 / (6.85 \times (1+0.25)) = 758072 \text{ kN/m}$$

essendo:

E = modulo di deformabilità dell'ammasso = 6491 MPa;

v = coefficiente di Poisson dell'ammasso = 0.25;

Req = raggio di curvatura equivalente della galleria = 6.85 m .

### **Analisi dei carichi**

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

**Peso permanente non strutturale:** Il carico verticale del sovrastante ammasso roccioso sono state calcolate le correlazioni di Terzaghi in presenza della Formazione Morenica per rocce tenere e terreni attraverso la seguente formulazione valida per  $B < H \leq 2.5 B$  (H = copertura e B = dimensione caratteristica della galleria):

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

Con :

H = ricoprimento terreno = 30 m

γ = peso di volume del terreno = 21 kN/m<sup>3</sup>;

h = altezza della galleria = 10.60 m;

b = larghezza della galleria = 14.70 m;

c = coesione = 10 kPa;

$\Phi$  = angolo di attrito del terreno = 34°.

Le spinte orizzontali  $P_h$ , presenti a lungo termine e variabili con la profondità, sono state calcolate secondo la formula:

$$P_h = K_o \cdot P_v + K_o \cdot \gamma \cdot z$$

Con:

$\gamma$  = peso di volume del terreno = 27 kN/m<sup>3</sup>;

$K_o$  = coefficiente di spinta a riposo =  $v / (1-v) = 0.333$ ;

$z$  = altezza di terreno dalla corona della calotta al punto più basso dell'arco rovescio.

Sezione	Peso specifico $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$P_v$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$P_{h1}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$P_{h2}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
GD-B2	27	307.49	102.39	220.19

Tabella 11.11 – Fase 8 – Peso permanente non strutturale

### Condizioni e combinazioni di carico

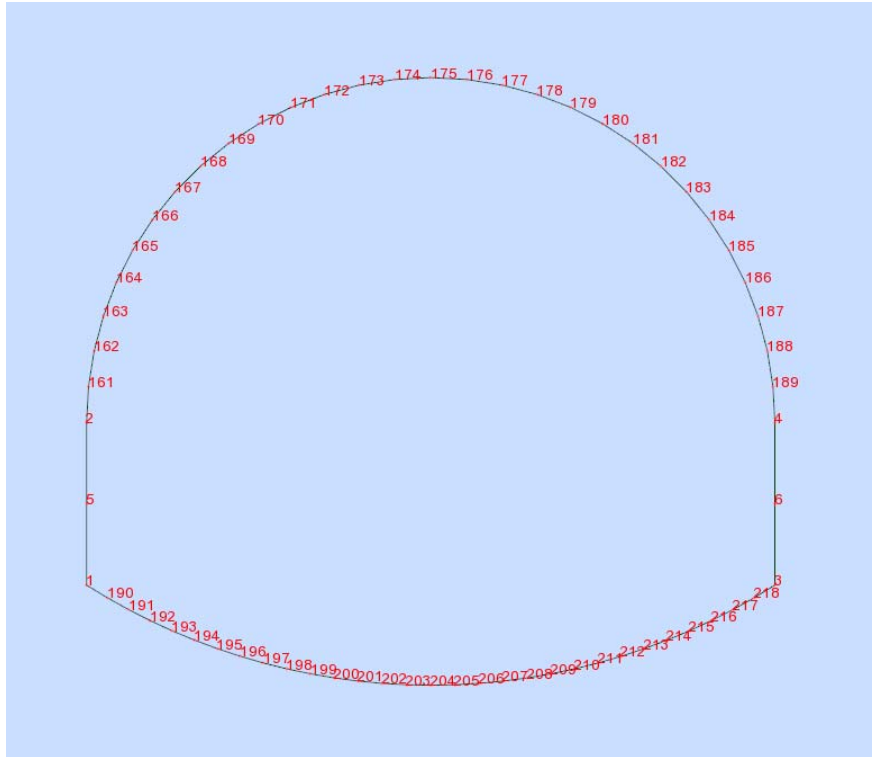
Condizioni di carico

DL1 DL1 Permanenti Nonlinear Static

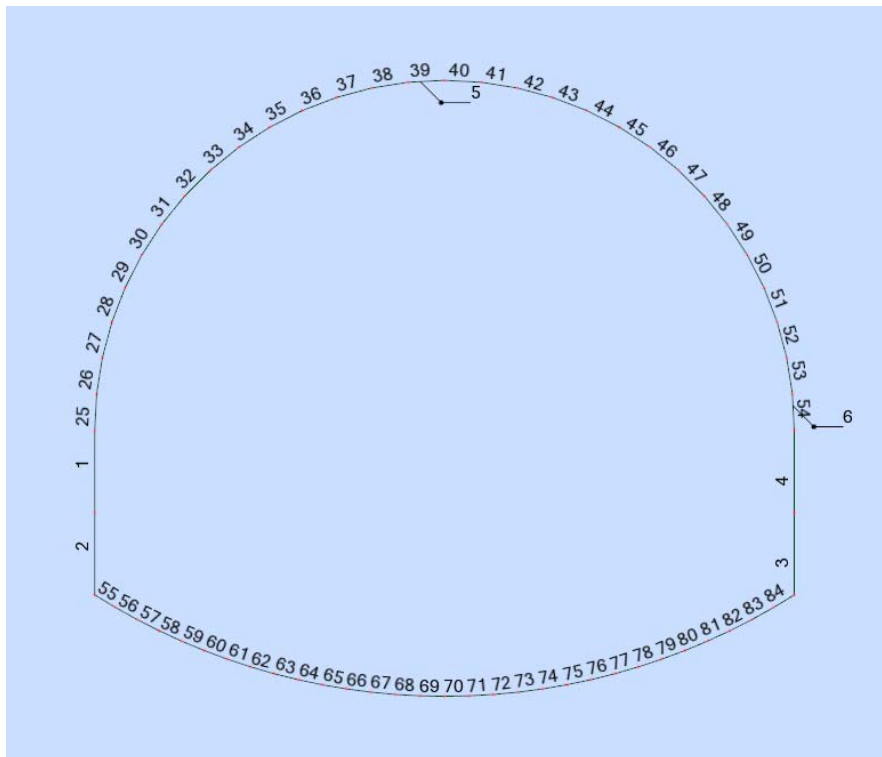
DL2 DL2 Perm.Non-str. Nonlinear Static

Combinazioni di carico

SLU Nonlin. Combination SLU Permanenti 1\*1.30+2\*1.50



**Numerazione nodi**



**Numerazione elementi**

### **Verifiche strutturali allo SLU**

Le verifiche flessionali sull'arco rovescio risultano:

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	N <sub>SDU</sub> (kN)	M <sub>SDU</sub> (kN m)	N <sub>RD</sub> (kN)	M <sub>RD</sub> (kNm)	FS
INCASTRO	100	1+1 $\Phi$ 24/20	4689	2083	4689	2461	1.18
MEZZERIA	100	-	4586	28	13937	-	3.03

Tabella 11.12 – Fase 8 - Verifica a flessione dell'arco rovescio

Le verifiche al taglio sull'arco rovescio risultano:

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	V <sub>SDU</sub> (kN)	V <sub>RD</sub> (kN)	FS
INCASTRO	100	1 $\Phi$ 24/20/40	3012	3189	1.05
MEZZERIA	100	-	86	1580	18.37

Tabella 11.13 – Fase 8 - Verifica a taglio dell'arco rovescio

Le verifiche flessionali sulla calotta risultano:

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	N <sub>SDU</sub> (kN)	M <sub>SDU</sub> (kN m)	N <sub>RD</sub> (kN)	M <sub>RD</sub> (kNm)	FS
INCASTRO	150	1 $\Phi$ 20/20	5501	2884	5501	3654	1.27
MAX NEG	90	-	4268	543	9108	-	2.13
MAX POS	90		3323	423	9106	-	2.74

Tabella 11.14 – Fase 8 - Verifica a flessione della calotta

Le verifiche al taglio sulla calotta risultano:

Tipo	Spessore (cm)	Armatura	V <sub>SDU</sub> (kN)	V <sub>RD</sub> (kN)	FS25
INCASTRO	150	1 $\Phi$ 20/20/20	2142	3653	1.70
CALOTTA	90	-	3	1077	359

Tabella 11.15 – Fase 8 - Verifica a taglio della calotta

### Verifiche a fessurazione allo SLE

Le verifiche a fessurazione per l'arco rovescio risultano:

Tipo	Elemento	Spessore (cm)	Armatura	N <sub>k</sub> (kN)	M <sub>k</sub> (kN m)	σ <sub>c</sub> (MPa)	σ <sub>f</sub> (MPa)	W <sub>m</sub>
INCASTRO	55	100	1+1 Φ 24/20	3606	1602	-13.79	140.38	0.092

Tabella 11.16 – Fase 8 - Verifica a fessurazione dell'arco rovescio

Le verifiche a fessurazione per la calotta risultano:

Tipo	Elemento	Spessore (cm)	Armatura	N <sub>k</sub> (kN)	M <sub>k</sub> (kN m)	σ <sub>c</sub> (MPa)	σ <sub>f</sub> (MPa)	W <sub>m</sub>
INCASTRO	2	150	1 Φ 20/20	4231	2218	-10.61	118.35	0.077

Tabella 11.17 – Fase 8 - Verifica a fessurazione della calotta

### Diagrammi di sollecitazione

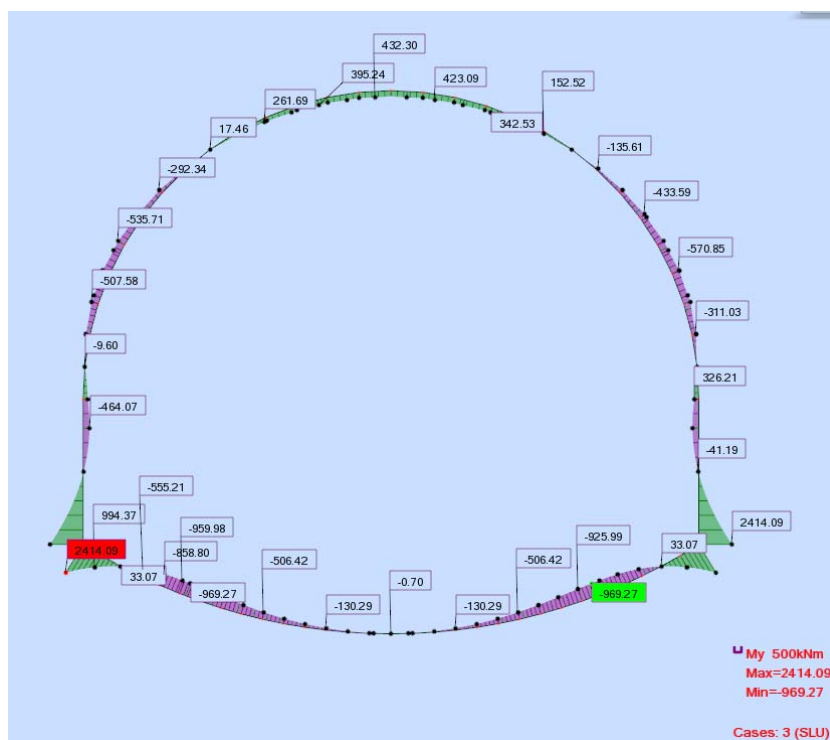


Diagramma momento flettente

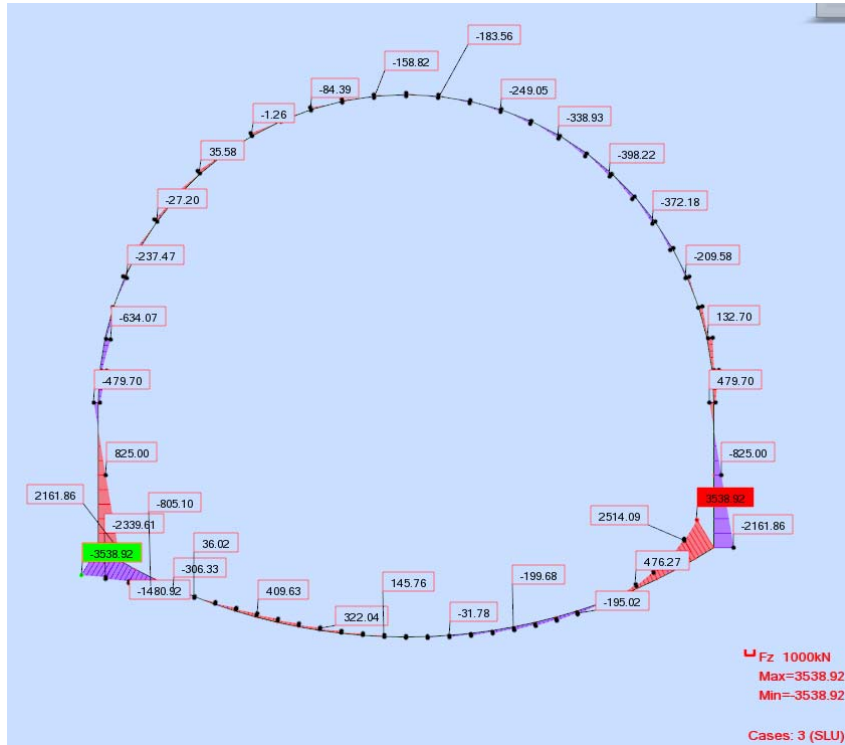


Diagramma taglio

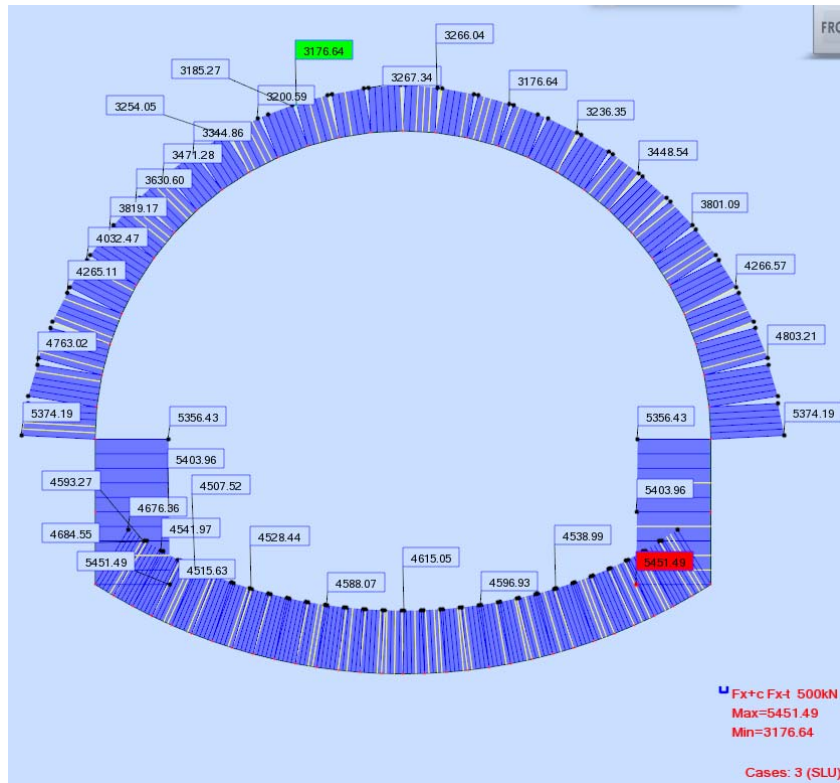


Diagramma sforzo normale



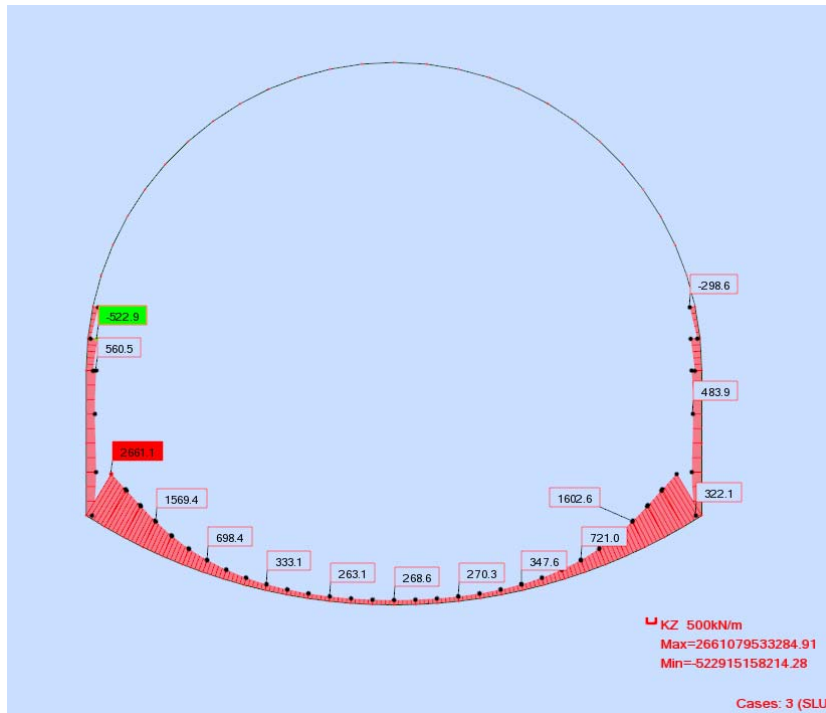
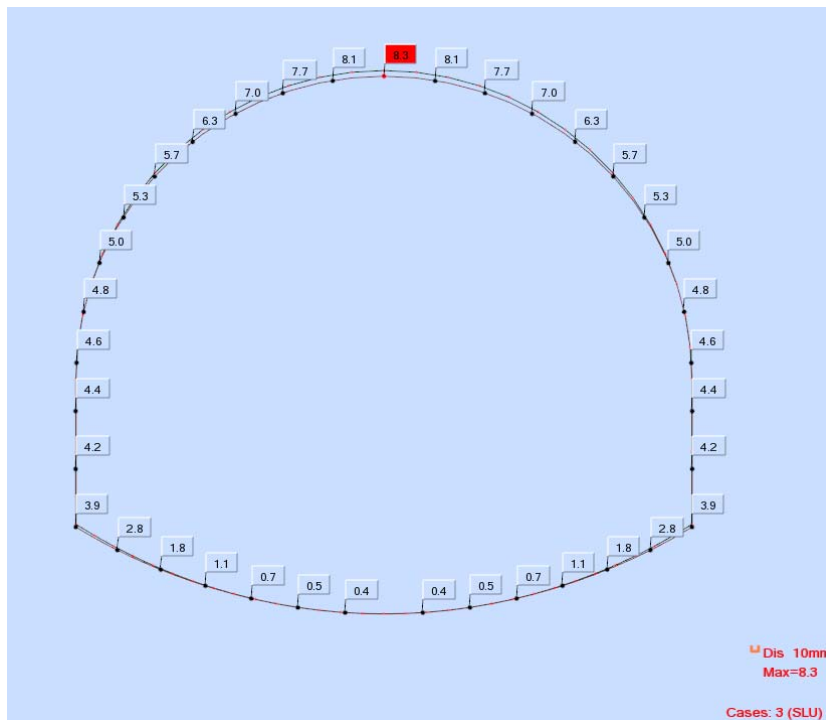


Diagramma reazioni molle



Deformata

**Tabulati di verifica**

Bar/Node/Case	FX (kN)	FZ (kN)	MY (kNm)
1/2/3	5374.36	-365.59	-253.69
1/2/3/3	5402.09	337.65	-260.86

1/5/3	5429.81	996.56	283.31
2/5/3	5429.81	996.56	283.31
2/2/3/3	5465.46	1615.7	1348.23
2/1/3	5501.11	2142.36	2884.52
3/3/3	5501.11	-2142.36	2884.52
3/2/3/3	5465.46	-1615.7	1348.23
3/6/3	5429.81	-996.56	283.31
4/6/3	5429.81	-996.56	283.31
4/2/3/3	5402.09	-337.65	-260.86
4/4/3	5374.36	365.59	-253.69
25/2/3	5386.13	-83.8	253.69
25/2/3/3	5214.67	-370.55	172.21
25/161/3	5043.13	-677.45	-16.37
26/161/3	5086.32	-146.6	-16.37
26/2/3/3	4927.09	-369.2	-108.85
26/162/3	4767.6	-612.56	-285.53
27/162/3	4805.52	-110.84	-285.53
27/2/3/3	4659.58	-259.27	-351.91
27/163/3	4513.21	-419.14	-474.17
28/163/3	4532.3	54.95	-474.17
28/2/3/3	4400.59	-96.19	-481.66
28/164/3	4268.3	-245.79	-543.45
29/164/3	4270.62	201.63	-543.45
29/2/3/3	4153.94	40.47	-499.78
29/165/3	4036.52	-119.23	-514.05
30/165/3	4026.87	303.41	-514.05
30/2/3/3	3925.89	133.68	-435.17
30/166/3	3824.03	-34.68	-417.33
31/166/3	3806.71	365.25	-417.33
31/2/3/3	3721.97	188.43	-317.4
31/167/3	3636.21	12.89	-281.09
32/167/3	3614.94	392.89	-281.09
32/2/3/3	3546.84	210.5	-172.17
32/168/3	3477.58	29.27	-128.91
33/168/3	3455.47	392.6	-128.91
33/2/3/3	3404.27	206.15	-20.83
33/169/3	3351.79	20.74	20.1
34/169/3	3331.26	370.99	20.1
34/2/3/3	3297.08	181.99	119.92
34/170/3	3261.52	-6.12	151.65
35/170/3	3244.29	334.88	151.65
35/2/3/3	3227.14	144.83	238.25
35/171/3	3208.54	-44.48	256.34
36/171/3	3195.62	291.09	256.34
36/2/3/3	3195.37	101.46	327.2

36/172/3	3193.59	-87.59	329.69
37/172/3	3185.25	246.74	329.69
37/2/3/3	3201.67	58.97	384.87
37/173/3	3216.51	-128.38	372.33
38/173/3	3212.31	208.55	372.33
38/2/3/3	3245.03	24.04	414.31
38/174/3	3276.14	-160.22	389.72
39/174/3	3274.94	183.1	389.72
39/2/3/3	3323.51	3.18	423.35
39/175/3	3370.44	-176.64	392.03
40/175/3	3370.44	176.64	392.03
40/2/3/3	3323.51	-3.18	423.35
40/176/3	3274.94	-183.1	389.72
41/176/3	3276.14	160.22	389.72
41/2/3/3	3245.03	-24.04	414.31
41/177/3	3212.31	-208.55	372.33
42/177/3	3216.51	128.38	372.33
42/2/3/3	3201.67	-58.97	384.87
42/178/3	3185.25	-246.74	329.69
43/178/3	3193.59	87.59	329.69
43/2/3/3	3195.37	-101.46	327.2
43/179/3	3195.62	-291.09	256.34
44/179/3	3208.54	44.48	256.34
44/2/3/3	3227.14	-144.83	238.25
44/180/3	3244.29	-334.88	151.65
45/180/3	3261.52	6.12	151.65
45/2/3/3	3297.08	-181.99	119.92
45/181/3	3331.26	-370.99	20.1
46/181/3	3351.79	-20.74	20.1
46/2/3/3	3404.27	-206.15	-20.83
46/182/3	3455.47	-392.6	-128.91
47/182/3	3477.58	-29.27	-128.91
47/2/3/3	3546.84	-210.5	-172.17
47/183/3	3614.94	-392.89	-281.09
48/183/3	3636.21	-12.89	-281.09
48/2/3/3	3721.97	-188.43	-317.4
48/184/3	3806.71	-365.25	-417.33
49/184/3	3824.03	34.68	-417.33
49/2/3/3	3925.89	-133.68	-435.17
49/185/3	4026.87	-303.41	-514.05
50/185/3	4036.52	119.23	-514.05
50/2/3/3	4153.94	-40.47	-499.78
50/186/3	4270.62	-201.63	-543.45
51/186/3	4268.3	245.79	-543.45
51/2/3/3	4400.59	96.19	-481.66

51/187/3	4532.3	-54.95	-474.17
52/187/3	4513.21	419.14	-474.17
52/2/3/3	4659.58	259.27	-351.91
52/188/3	4805.52	110.84	-285.53
53/188/3	4767.6	612.56	-285.53
53/2/3/3	4927.09	369.2	-108.85
53/189/3	5086.32	146.6	-16.37
54/189/3	5043.13	677.45	-16.37
54/2/3/3	5214.67	370.55	172.21
54/4/3	5386.13	83.8	253.69
55/1/3	4685.43	-3591.46	2884.52
55/2/3/3	4689.52	-3012.31	2083.8
55/190/3	4693.62	-2463.2	1420.14
56/190/3	4597.68	-2637.94	1420.14
56/2/3/3	4601.52	-2115.81	844.19
56/191/3	4605.35	-1635.64	389.91
57/191/3	4540.56	-1807.74	389.91
57/2/3/3	4544.13	-1362.95	6.12
57/192/3	4547.7	-963.46	-275.22
58/192/3	4508.27	-1133.74	-275.22
58/2/3/3	4511.58	-770.99	-505.43
58/193/3	4514.88	-451.35	-652.89
59/193/3	4494.7	-620.91	-652.89
59/2/3/3	4497.74	-334.93	-768.06
59/194/3	4500.77	-86.72	-818.49
60/194/3	4494.33	-255.88	-818.49
60/2/3/3	4497.09	-35.99	-853.24
60/195/3	4499.85	152.88	-838.47
61/195/3	4502.41	-16.4	-838.47
61/2/3/3	4504.89	150.37	-821.69
61/196/3	4507.37	293.06	-767.44
62/196/3	4515.2	123.26	-767.44
62/2/3/3	4517.4	249.88	-721.77
62/197/3	4519.6	358.78	-647.59
63/197/3	4529.89	188.64	-647.59
63/2/3/3	4531.8	286.73	-589.64
63/198/3	4533.71	372.52	-509.43
64/198/3	4544.51	201.67	-509.43
64/2/3/3	4546.13	280.88	-450.7
64/199/3	4547.75	352.06	-373.76
65/199/3	4557.77	180.81	-373.76
65/2/3/3	4559.1	248.52	-321.56
65/200/3	4560.43	311.35	-253.55
66/200/3	4568.91	139.6	-253.55
66/2/3/3	4569.95	201.02	-212.16

66/201/3	4570.98	259.72	-156.21
67/201/3	4577.52	87.63	-156.21
67/2/3/3	4578.26	146.09	-127.82
67/202/3	4579	203.19	-85.42
68/202/3	4583.4	30.87	-85.42
68/2/3/3	4583.85	88.2	-70.96
68/203/3	4584.29	144.96	-42.66
69/203/3	4586.5	-27.52	-42.66
69/2/3/3	4586.65	29.47	-42.42
69/204/3	4586.8	86.3	-28.37
70/204/3	4586.8	-86.3	-28.37
70/2/3/3	4586.65	-29.47	-42.42
70/205/3	4586.5	27.52	-42.66
71/205/3	4584.29	-144.96	-42.66
71/2/3/3	4583.85	-88.2	-70.96
71/206/3	4583.4	-30.87	-85.42
72/206/3	4579	-203.19	-85.42
72/2/3/3	4578.26	-146.09	-127.82
72/207/3	4577.52	-87.63	-156.21
73/207/3	4570.98	-259.72	-156.21
73/2/3/3	4569.95	-201.02	-212.16
73/208/3	4568.91	-139.6	-253.55
74/208/3	4560.43	-311.35	-253.55
74/2/3/3	4559.1	-248.52	-321.56
74/209/3	4557.77	-180.81	-373.76
75/209/3	4547.75	-352.06	-373.76
75/2/3/3	4546.13	-280.88	-450.7
75/210/3	4544.51	-201.67	-509.43
76/210/3	4533.71	-372.52	-509.43
76/2/3/3	4531.8	-286.73	-589.64
76/211/3	4529.89	-188.64	-647.59
77/211/3	4519.6	-358.78	-647.59
77/2/3/3	4517.4	-249.88	-721.77
77/212/3	4515.2	-123.26	-767.44
78/212/3	4507.37	-293.06	-767.44
78/2/3/3	4504.89	-150.37	-821.69
78/213/3	4502.41	16.4	-838.47
79/213/3	4499.85	-152.88	-838.47
79/2/3/3	4497.09	35.99	-853.24
79/214/3	4494.33	255.88	-818.49
80/214/3	4500.77	86.72	-818.49
80/2/3/3	4497.74	334.93	-768.06
80/215/3	4494.7	620.91	-652.89
81/215/3	4514.88	451.35	-652.89
81/2/3/3	4511.58	770.99	-505.43

81/216/3	4508.27	1133.74	-275.22
82/216/3	4547.7	963.46	-275.22
82/2/3/3	4544.13	1362.95	6.12
82/217/3	4540.56	1807.74	389.91
83/217/3	4605.35	1635.64	389.91
83/2/3/3	4601.52	2115.81	844.19
83/218/3	4597.68	2637.94	1420.14
84/218/3	4693.62	2463.2	1420.14
84/2/3/3	4689.52	3012.31	2083.8
84/3/3	4685.43	3591.46	2884.52

**VERIFICA A STATO LIMITE ULTIMO PER TENSIONI NORMALI**

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE B2-VERIFICA LIMITE INCASTRO ARCO ROVESCIO**

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d)	$\xi_s =$	0,595	
Altezza totale della sezione	h=	100,00 [cm]	
Copriferro armatura tesa	c=	5,00 [cm]	
Altezza utile (h-c)	d=	95,00 [cm]	
Profondità dell'asse neutro	x=	56,54 [cm]	
Rapporto tra copriferro armatura tesa ed altezza utile (c/d)	$\delta =$	0,053	
<b>RISOLVI</b>			
Deformazione massima nel calcestruzzo	$\epsilon_{cls} =$	-0,00350	in y= 100,00 [cm]
Deformazione massima nell'facciaio teso	$\epsilon_{acc} =$	0,00238	in y= 5,00 [cm]
Parametro di deformazione $\lambda$ ( $\epsilon = \lambda + \mu y$ )	$\lambda =$	0,00269	
Parametro di deformazione $\mu$ ( $\epsilon = \lambda + \mu y$ )	$\mu =$	-0,00006 [1/cm]	
Sforzo normale interno (rispetto alla base - y=0)	Nrd(y=0)=	-4689,00 [kN]	
Momento interno (rispetto alla base - y=0)	Mrd(y=0)=	4806,39 [kNm]	
Ordinata rispetto a cui vengono calcolate le sollecitazioni	ysoll=	50,00 [cm]	
Sforzo normale interno (rispetto a y=ysoll)	Nrd(y=ysoll)=	-4689,00 [kN]	
Momento interno (rispetto a y=ysoll)	Mrd(y=ysoll)=	2461,89 [kNm]	
Sforzo normale agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)=	-4689,00 [kN]	
Momento agente di calcolo (rispetto a y=ysoll)	Msd(y=ysoll)=	2083,00 [kNm]	
Differenza tra sforzo normale agente ed interno (rispetto a y=ysoll)	Nsd(y=ysoll)-Nrd(y=ysoll)=	0,00 [kN]	
<b>Coefficiente di sicurezza di stato limite ultimo</b>	<b>Mrd(y=ysoll)/Msd(y=ysoll)=</b>	<b>1,18</b>	

CALCESTRUZZO		Trave											
Elementi	Rck	fc,d	b inf	h	b sup	y inf	y sup	$\epsilon$ inf	$\epsilon$ sup	$\sigma$ inf	$\sigma$ sup	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]			[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]
1	30,00	16,60	100,00	100,00	100,00	0,00	100,00	0,00269	-0,00350	0,00	0,00	-6457,68	4939,04
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	100,00	100,00	-0,00350	-0,00350	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	100,00	100,00	-0,00350	-0,00350	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>totali</b>				100,00		0,00	100,00					-6457,68	4939,04

ACCIAIO		Armatura lenta											
Armature	Es	fy,d	area	livello	$\epsilon$ acc	$\sigma$ acc	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)					
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm]		[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]					
1	210000	391,30	22,60	5,00	0,00238	391,30	884,34	-44,22					
2	210000	391,30	22,60	10,00	0,00207	391,30	884,34	-88,43					
3	0	0,00	0,00	0,00	0,00269	0,00	0,00	0,00					
<b>totali</b>				5,00			1768,68	-132,65					

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE B2-VERIFICA MOMENTO MOMENTO POSITIVO ARCO ROVESCIO**

fcd **141,10** daN/cm2  
 b **100,00** cm  
 a **100,00** cm  
 Ned **4586,00** kN  
 Med **28,00** kNm  
 e= **0,61** cm

x= **98,78** cm  
 Nrd **13937,70** kN  
 ver **Ok**

fctd **11,97** daN/cm2  
 fct1d **10,17** daN/cm2

sigmac **46,43** daN/cm2  
 sigmaclim **62,64** daN/cm2  
 delta **-16,21** daN/cm2

fcvd\_1 **24,00** daN/cm2  
 fcvd\_2 **22,59** daN/cm2  
 fcvd **24,00** daN/cm2

Ved **68,00** kN  
 Vrd **1580,30** kN  
 ver **Ok**

**4.1.11. CALCESTRUZZO A BASSA PERCENTUALE DI ARMATURA O NON ARMATO**

Il calcestruzzo a bassa percentuale di armatura è quello per il quale la percentuale di armatura messa in opera è minore di quella minima necessaria per il calcestruzzo armato o la quantità media in peso di acciaio per metro cubo di calcestruzzo è inferiore a 0,3 kN.

Sia il calcestruzzo a bassa percentuale di armatura, sia quello non armato possono essere impiegati solo per elementi secondari o per strutture massicce o estese.

**4.1.11.1 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA – NORME DI CALCOLO**

Per le verifiche di resistenza delle sezioni sotto sforzi normali si adottano le competenti ipotesi tratte dal § 4.1.2.3.4.1. Per una sezione rettangolare di lati a e b soggetta ad una forza normale Ned con una eccentricità e nella direzione del lato a la verifica di resistenza allo SLU, con il modello (c) di § 4.1.2.1.2.1, si pone con

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} = f_{cd} \cdot b \cdot x \quad [4.1.50]$$

con  $x = a - 2e$ .

La verifica di resistenza della stessa sezione rettangolare di lati a e b soggetta anche ad un sforzo di taglio Ved nella direzione del lato a si pone con

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} = f_{ctd} \cdot b \cdot x / 1,5$$

con  
 $f_{cd} = \sqrt{(f_{ctd} + \sigma_c \cdot f_{ctd})}$  per  $\sigma_c \leq \sigma_{diam}$   
 $f_{cd} = \sqrt{(f_{ctd} + \sigma_c \cdot f_{ctd} - \delta^2 / 4)}$  per  $\sigma_c > \sigma_{diam}$

dove

$$\sigma_c = N_{Ed} / (b \cdot x)$$

$$\delta = \sigma_c - \sigma_{diam}$$

$$\sigma_{diam} = f_{cd} - 2 \cdot \sqrt{(f_{ctd} + f_{cd} \cdot f_{ctd})}$$

dove

$$f_{ctd} = 0,85 \cdot f_{ctd}$$

è la resistenza a trazione di progetto per calcestruzzo non armato o debolmente armato.

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE B2-VERIFICA LIMITE INCASTRO ARCO ROVESCIO**

VERIFICA A TAGLIO A SLU PER SEZIONE RETTANGOLARE	Verifica
<b>Caratteristiche dei materiali</b>	
Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	Rck= 30 MPa
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	gamma <sub>mac</sub> = 1,500
Coefficiente di trasformazione resistenza cubica -> cilindrica	alfa1= 0,833
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	f <sub>ck</sub> = 25 MPa
Coefficiente carichi lunga durata	alfacc= 0,850
Resistenza di calcolo cilindrica calcestruzzo	f <sub>cd</sub> = 14,167 MPa
Tensione caratteristica di snervamento acciaio	f <sub>yk</sub> = 450 MPa
Coefficiente di sicurezza acciaio	gamma <sub>mas</sub> = 1,150
Tensione di calcolo di snervamento acciaio	f <sub>yd</sub> = 391,3 MPa
<b>Caratteristiche della sezione</b>	
Larghezza della membratura resistente a taglio	bw= 1000 mm
Altezza della sezione	h= 1000 mm
Altezza utile sezione: d = h - c	d= 950 mm
Area armature longitudinali tese	Asl= 1005,31 mm <sup>2</sup>
Numero bracci	n= 2,5
Diametro dell'armatura trasversale posta all'interasse s	fi= 24 mm
Interasse armatura trasversale	si= 200 mm
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	alfa= 90,000 °
Area di armatura trasversale posta all'interasse s	Asw= 1131 mm <sup>2</sup>
Area di armatura trasversale a metro lineare	asw= 5,655 mm <sup>2</sup> /mm
<b>Sollecitazioni</b>	
Sforzo normale di compressione di calcolo (compressione = positivo)	Ned= 4689,00 kN
Taglio di calcolo agente sulla sezione allo s.l.u.	Vsdu= 3012,00 kN
Tensione media di compressione nella sezione: scp= min(Ned/(bwh) ; 0.2 * fcd)	scp= 2,833 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale baricentrica	tau_b= 4,518 N/mm <sup>2</sup>
Tensione principale massima baricentrica	sigma <sub>mai</sub> = 3,318 N/mm <sup>2</sup>
Inclinazione minima dei "puntoni" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave	cot(teta1)= 1,362
Coefficiente alfac	alfac= 1,200
Cotangente alfa	cot(alfa)= 0,00
Limite inferiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta1) = max(1,00; cot(teta1))	cot(teta1)= 1,36
Limite superiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta2), normalmente 2,50)	cot(teta2)= 2,50
Resistenza di calcolo a taglio-comprensione massima possibile (cot(teta)=cot(teta1))	Vrcd,max= 3467 kN
Resistenza di calcolo a taglio-comprensione minima (cot(teta)=cot(teta2))	Vrcd,min= 2506 kN
<b>Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio</b>	
Rapporto geometrico armatura longitudinale: ro(l)= min(Asl / (bw * d) ; 0.02 )	ro(l)= 0,00106
Coefficiente k=min( 1+(200/d) <sup>0.5</sup> ; 2 )	k= 1,459
Coefficiente v <sub>min</sub> =0.035 * (k <sup>1.5</sup> ) * (f <sub>ck</sub> / <sup>0.5</sup> )	v <sub>min</sub> = 0,308 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente di calcolo (0,18 * k * (100 * ro(l) * f <sub>ck</sub> ) / gamma <sub>mac</sub> + 0,15 * scp)	tau_1,calc= 0,667 N/mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale resistente minima (v <sub>min</sub> + 0,15 * scp)	tau_2,min= 0,733 N/mm <sup>2</sup>
<b>Sforzo di taglio resistente</b>	
Tensione tangenziale corrispondente allo Sforzo di taglio resistente	Vrd= 696,68 kN
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (>= 1; solo calcestruzzo)	tau(Vrd)= 0,81 N/mm <sup>2</sup>
	Vrd/Vsdu= 0,231
<b>Verifica elementi con armature trasversali resistenti a taglio</b>	
Cotangente teta ottimale (cot(teta1)<<cot(teta)<<cot(teta2))	cot(teta)= 1,69
Inclinazione puntoni calcestruzzo ottimale (cot(teta1)<<cot(teta)<<cot(teta2))	teta= 30,679 °
Resistenza di calcolo a taglio-comprensione ( Vrcd = 0.90 * d * bw * alfac * f <sub>cd</sub> * (cot(alfa)+cot(teta)) / ((1+cot(teta) <sup>2</sup> ) )	Vrcd= 3189 kN
Resistenza di calcolo a taglio-trazione ( Vrsd = 0.9 d Asw / s * f <sub>yd</sub> * (cot(alfa) + cot(teta)) * sen(alfa) )	Vrsd= 3189 kN
Resistenza di calcolo Vrd = min ( Vrcd ; Vrsd )	Vrd = 3189 kN
Tensione tangenziale corrispondente alla Resistenza di calcolo Vrd	tau(Vrd)= 3,73 N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (>= 1; solo calcestruzzo)	Vrd/Vsdu= 1,059

**VERIFICA A STATO LIMITE ULTIMO PER TENSIONI NORMALI  
GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE B2-VERIFICA INCASTRO CALOTTA**

Profondità relativa dell'asse neutro (x/d)	$\xi =$	0,369	
Altezza totale della sezione	h =	150,00 [cm]	
Copriferro armatura tesa	c =	5,00 [cm]	
Altezza utile (h-c)	d =	145,00 [cm]	
Profondità dell'asse neutro	x =	53,54 [cm]	
Rapporto tra copriferro armatura tesa ed altezza utile (c/d)	$\delta =$	0,034	

RISOLVI

Deformazione massima nel calcestruzzo	$\epsilon_{cls} =$	-0,00350	in y = 150,00 [cm]
Deformazione massima nell'acciaio teso	$\epsilon_{acc} =$	0,00598	in y = 5,00 [cm]
Parametro di deformazione $\lambda$ ( $\epsilon = \lambda + \mu y$ )	$\lambda =$	0,00631	
Parametro di deformazione $\mu$ ( $\epsilon = \lambda + \mu y$ )	$\mu =$	-0,00007 [1/cm]	
Sforzo normale interno (rispetto alla base - y=0)	Nrd(y=0) =	-5501,00 [kN]	
Momento interno (rispetto alla base - y=0)	Mrd(y=0) =	7780,40 [kNm]	

Ordinata rispetto a cui vengono calcolate le sollecitazioni	y soll =	75,00 [cm]
Sforzo normale interno (rispetto a y=y soll)	Nrd(y=y soll) =	-5501,00 [kN]
Momento interno (rispetto a y=y soll)	Mrd(y=y soll) =	3654,65 [kNm]
Sforzo normale agente di calcolo (rispetto a y=y soll)	Nsd(y=y soll) =	-5501,00 [kN]
Momento agente di calcolo (rispetto a y=y soll)	Msd(y=y soll) =	2884,00 [kNm]
Differenza tra sforzo normale agente ed interno (rispetto a y=y soll)	Nsd(y=y soll)-Nrd(y=y soll) =	0,00 [kN]
Coefficiente di sicurezza di stato limite ultimo	Mrd(y=y soll)/Msd(y=y soll) =	1,27

CALCESTRUZZO		Trave											
Elementi	Rck	fcd	b inf	h	b sup	y inf	y sup	$\epsilon$ inf	$\epsilon$ sup	$\sigma$ inf	$\sigma$ sup	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]			[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]
1	30,00	16,60	100,00	150,00	100,00	0,00	150,00	0,00631	-0,00350	0,00	-14,11	-6115,34	7811,12
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	150,00	150,00	-0,00350	-0,00350	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	150,00	150,00	-0,00350	-0,00350	0,00	0,00	0,00	0,00
totali				150,00		0,00	150,00					-6115,34	7811,12

ACCIAIO		Armatura lenta									
Armature	Es	fyd	area	livello	$\epsilon$ acc	$\sigma$ acc	Nrd(y=0)	Mrd(y=0)			
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm]		[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kNm]			
1	210000	391,30	15,70	5,00	0,00598	391,30	614,34	-30,72			
2	0	0,00	0,00	0,00	0,00631	0,00	0,00	0,00			
3	0	0,00	0,00	0,00	0,00631	0,00	0,00	0,00			
totali				5,00			614,34	-30,72			

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE B2-VERIFICA MOMENTO MASSIMO NEGATIVO IN CALOTTA**

fcd	141,10 daN/cm2
b	100,00 cm
a	90,00 cm
Ned	4268,00 kN
Med	543,00 kNm
e =	12,72 cm
x =	64,55 cm
Nrd	9108,69 kN
ver	Ok
fctd	11,97 daN/cm2
fct1d	10,17 daN/cm2
sigmac	66,11 daN/cm2
sigmaclim	62,64 daN/cm2
delta	3,48 daN/cm2
fcvd_1	27,86 daN/cm2
fcvd_2	27,81 daN/cm2
fcvd	27,81 daN/cm2
Ved	245,00 kN
Vrd	1196,67 kN
ver	Ok

**4.1.11. CALCESTRUZZO A BASSA PERCENTUALE DI ARMATURA O NON ARMATO**

Il calcestruzzo a bassa percentuale di armatura è quello per il quale la percentuale di armatura messa in opera è minore di quella minima necessaria per il calcestruzzo armato o la quantità media in peso di acciaio per metro cubo di calcestruzzo è inferiore a 0,3 kN.

Sia il calcestruzzo a bassa percentuale di armatura, sia quello non armato possono essere impiegati solo per elementi secondari o per strutture massicce o estese.

**4.1.11.1 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA - NORME DI CALCOLO**

Per le verifiche di resistenza delle sezioni sotto sforzi normali si adottano le competenti ipotesi tratte dal § 4.1.2.3.4.1. Per una sezione rettangolare di lati a e b soggetta ad una forza normale N<sub>Ed</sub> con una eccentricità e nella direzione del lato a la verifica di resistenza allo SLU, con il modello (c) di § 4.1.2.1.2.1, si pone con

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} = f_{ctd} b x \quad [4.1.50]$$

con  $x = a - 2e$ .

La verifica di resistenza della stessa sezione rettangolare di lati a e b soggetta anche ad un sforzo di taglio V<sub>Ed</sub> nella direzione del lato a si pone con

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} = f_{ctd} b x / 1,5$$

con

$$f_{ctd} = \sqrt{(f_{ct1d} + \sigma_{ct1d})} \quad \text{per } \sigma_{ct} \leq \sigma_{ctlim}$$

$$f_{ctd} = \sqrt{(f_{ct1d} + \sigma_{ct1d} - \delta^2/4)} \quad \text{per } \sigma_{ct} > \sigma_{ctlim}$$

dove

$$\sigma_{ct} = N_{Ed} / (b x)$$

$$\delta = \sigma_{ct} - \sigma_{ctlim}$$

$$\sigma_{ctlim} = f_{ctd} - 2 \sqrt{(f_{ct1d} + f_{ct1d})}$$

dove

$$f_{ct1d} = 0,85 f_{ctd}$$

è la resistenza a trazione di progetto per calcestruzzo non armato o debolmente armato.



**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE B2-VERIFICA MOMENTO MOMENTO POSITIVO IN CALOTTA**

fcd **141,10** daN/cm2  
 b **100,00** cm  
 a **90,00** cm  
 Ned **3323,00** kN  
 Med **423,00** kNm  
 e= **12,73** cm

x= **64,54** cm  
 Nrd **9106,75** kN  
 ver **Ok**

fctd **11,97** daN/cm2  
 fct1d **10,17** daN/cm2

sigmac **51,49** daN/cm2  
 sigmaclim **62,64** daN/cm2  
 delta **-11,15** daN/cm2

fcvd\_1 **25,05** daN/cm2  
 fcvd\_2 **24,42** daN/cm2  
 fcvd **25,05** daN/cm2

Ved **3,00** kN  
 Vrd **1077,71** kN  
 ver **Ok**

**4.1.11. CALCESTRUZZO A BASSA PERCENTUALE DI ARMATURA O NON ARMATO**

Il calcestruzzo a bassa percentuale di armatura è quello per il quale la percentuale di armatura messa in opera è minore di quella minima necessaria per il calcestruzzo armato o la quantità media in peso di acciaio per metro cubo di calcestruzzo è inferiore a 0,3 kN.

Sia il calcestruzzo a bassa percentuale di armatura, sia quello non armato possono essere impiegati solo per elementi secondari o per strutture massicce o estese.

**4.1.11.1 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA – NORME DI CALCOLO**

Per le verifiche di resistenza delle sezioni sotto sforzi normali si adottano le competenti ipotesi tratte dal § 4.1.2.3.4.1. Per una sezione rettangolare di lati a e b soggetta ad una forza normale N<sub>Ed</sub> con una eccentricità e nella direzione del lato a la verifica di resistenza allo SLU, con il modello (c) di § 4.1.2.1.2.1, si pone con

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} = f_{cd} \cdot b \cdot x \quad [4.1.50]$$

con  $x = a - 2e$ .

La verifica di resistenza della stessa sezione rettangolare di lati a e b soggetta anche ad un sforzo di taglio V<sub>Ed</sub> nella direzione del lato a si pone con

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} = f_{ctd} \cdot b \cdot x / 1,5$$

con

$$f_{ctd} = \sqrt{f_{ct1d} + \sigma_c \cdot f_{ct1d}} \quad \text{per } \sigma_c \leq \sigma_{dim}$$

$$f_{ctd} = \sqrt{(f_{ct1d} + \sigma_c \cdot f_{ct1d} - \delta^2) / 4} \quad \text{per } \sigma_c > \sigma_{dim}$$

dove

$$\sigma_c = N_{Ed} / (b \cdot x)$$

$$\delta = \sigma_c - \sigma_{dim}$$

$$\sigma_{dim} = f_{ctd} - 2 \cdot \sqrt{f_{ct1d} + f_{ct1d}}$$

dove

$$f_{ct1d} = 0,85 \cdot f_{ctd}$$

è la resistenza a trazione di progetto per calcestruzzo non armato o debolmente armato.

**GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE B2-VERIFICA INCASTRO CALOTTA**

**VERIFICA A TAGLIO A SLU PER SEZIONE RETTANGOLARE**

	Verifica
<b>Caratteristiche dei materiali</b>	
Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	Rck= 30 MPa
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	gamma_c= 1,500
Coefficiente di trasformazione resistenza cubica -> cilindrica	alfa1= 0,833
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	fck= 25 MPa
Coefficiente carichi lunga durata	alfacc= 0,850
Resistenza di calcolo cilindrica calcestruzzo	fcd= 14,167 MPa
Tensione caratteristica di snervamento acciaio	fyk= 450 MPa
Coefficiente di sicurezza acciaio	gamma_s= 1,150
Tensione di calcolo di snervamento acciaio	fyd= 391,3 MPa
<b>Caratteristiche della sezione</b>	
Larghezza della membratura resistente a taglio	bw= 1000 mm
Altezza della sezione	h= 1500 mm
Altezza utile sezione: d = h - c	d= 1145 mm
Area armature longitudinali tese	Asl= 1005,31 mm2
Numero bracci	n= 5,0
Diametro dell'armatura trasversale posta all'interasse s	fi= 20 mm
Interasse armatura trasversale	s= 200 mm
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	alfa= 90,000 °
Area di armatura trasversale posta all'interasse s	Asw= 1571 mm2
Area di armatura trasversale a metro lineare	asw= 7,854 mm2/mm
<b>Sollecitazioni</b>	
Sforzo normale di compressione di calcolo (compressione = positivo)	Ned= 5501,00 kN
Taglio di calcolo agente sulla sezione allo s.l.u.	Vsdu= 2142,00 kN
Tensione media di compressione nella sezione: scp= min(Nsd/(bwh)) ; 0,2 * fcd)	scp= 2,833 N/mm2
Tensione tangenziale baricentrica	tau_b= 2,142 N/mm2
Tensione principale massima baricentrica	sigma1= 1,151 N/mm2
Inclinazione minima dei "puntoni" di calcestruzzo rispetto all'asse della trave	cot(teta)= 1,860
Coefficiente alfac	alfac= 1,200
Cotangente alfa	cot(alfa)= 0,00
Limite inferiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta1) = max(1,00; cot(tetai))	cot(teta1)= 1,86
Limite superiore per inclinazione puntoni calcestruzzo (cot(teta2), normalmente 2,50)	cot(teta2)= 2,50
Resistenza di calcolo a taglio-compressione massima possibile (cot(teta)=cot(teta1))	Vrcd,max= 3653 kN
Resistenza di calcolo a taglio-compressione minima (cot(teta)=cot(teta2))	Vrcd,min= 3020 kN
<b>Verifica elementi senza armature trasversali resistenti a taglio</b>	
Rapporto geometrico armatura longitudinale: rho(l)= min(Asl / (bw * d)) ; 0,02 )	rho(l)= 0,00088
Coefficiente k=min( 1+(200/d)^0,5 ; 2 )	k= 1,418
Coefficiente vmin=0,035 * (k^1,5) * (fck^0,5)	vmin= 0,295 N/mm2
Tensione tangenziale resistente di calcolo ( 0,18 * k * (100 * rho(l)) * fck ) / gamma_c + 0,15 * scp)	tau_1,calc= 0,646 N/mm2
Tensione tangenziale resistente minima (vmin + 0,15 * scp)	tau_2,min= 0,720 N/mm2
<b>Sforzo di taglio resistente</b>	Vrd= 824,95 kN
<b>Tensione tangenziale corrispondente allo Sforzo di taglio resistente</b>	tau(Vrd)= 0,80 N/mm2
<b>Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (&gt;= 1; solo calcestruzzo)</b>	Vrd/Vsdu= 0,385
<b>Verifica elementi con armature trasversali resistenti a taglio</b>	
Cotangente teta ottimale (cot(teta1)<cot(teta)<cot(teta2))	cot(teta)= 1,86
Inclinazione puntoni calcestruzzo ottimale (cot(teta1)<cot(teta)<cot(teta2))	teta= 28,260 °
Resistenza di calcolo a taglio-compressione ( Vrcd = 0,90 * d * bw * alfac * fcd * (cot(alfa)+cot(teta)) / (1+cot(teta)^2) )	Vrcd= 3653 kN
Resistenza di calcolo a taglio-trazione ( Vrsd = 0,9 d Asw s * fyd * (cot(alfa) + cot(teta)) * sen(alfa) )	Vrsd= 5892 kN
<b>Resistenza di calcolo Vrd = min ( Vrcd ; Vrsd )</b>	Vrd= 3653 kN
<b>Tensione tangenziale corrispondente alla Resistenza di calcolo Vrd</b>	tau(Vrd)= 3,54 N/mm2
<b>Coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo (&gt;= 1; solo calcestruzzo)</b>	Vrd/Vsdu= 1,705

**VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE**

**TITOLO:** GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE B2 VERIFICA LIMITE 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  
 Sensibilità armatura  
 Condizioni ambientali  
 Combinazione di azioni

Aderenza migliorata  
 Poco sensibile  
 Ordinarie  
 Frequenti

**VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FORMAZIONE DELLE FESSURE**

Resistenza caratteristica cilindrica del conglomerato cementizio  $f_{ck} = 25.0 \text{ N/mm}^2$   
 Resistenza a trazione media del conglomerato cementizio ( $f_{ctm} = 0.30 (f_{ck})^{2/3}$ )  $f_{ctm} = 2.565 \text{ N/mm}^2$   
 Resistenza a trazione allo stato di formazione delle fessure ( $f_{ctk} = f_{ctm} \cdot 1.2$ )  $f_{ctk} = 2.137 \text{ N/mm}^2$

Per la combinazione di azioni prescelta si ha (sezione interamente reagente - sollecitazioni effettive):  
 Tensione di trazione massima nel calcestruzzo  $s_{cmax} = 4.722 \text{ N/mm}^2$

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  $\epsilon_{psrm}$**

Modulo elastico del calcestruzzo  $E_c = 31476 \text{ N/mm}^2$   
 Modulo elastico delle armature  $E_s = 206000 \text{ N/mm}^2$   
 Tensione nell'armatura tesa in sezione fessurata  $\sigma_{smax} = 140.384 \text{ N/mm}^2$   
 Base della zona di calcestruzzo efficace entro cui le barre influenzano l'apertura delle fessure  $b_{eff} = 23.000 \text{ cm}$   
 Altezza della zona di calcestruzzo efficace  $[ \min(2.5(h-d); (h-x)/3; h/2) ]$   $h_{eff} = 14.467 \text{ cm}$   
 Area della zona di calcestruzzo efficace entro cui le barre influenzano l'apertura delle fessure  $A_{c,eff} = b_{eff} \cdot h_{eff} = 332.748 \text{ cm}^2$   
 Area della sezione di acciaio posta nell'area efficace  $A_s = 45.239 \text{ cm}^2$   
 Rapporto tra l'area della sezione di acciaio  $A_s$  e l'area di calcestruzzo efficace  $A_{c,eff}$   $\sigma_{s,eff} = A_s / A_{c,eff} = 0.135956$   
 Coefficiente per le condizioni di sollecitazione (0.6 azioni di breve durata, 0.4 azioni di lunga durata)  $k_t = 0.6$   
 Deformazione unitaria media dell'armatura  $\epsilon_{psrm} = 0.000578$   
 Deformazione unitaria media dell'armatura (limite inferiore) ( $\epsilon_{psrm,lim} = 0.6 \sigma_{smax} / E_s$ )  $\epsilon_{psrm,lim} = 0.000409$

**b) Calcolo della distanza media tra le fessure  $D_{sm}$**

Distanza tra le barre ( $l_{nt} - f_l$ )  $s_1 = 20.000 \text{ cm}$   
 Diametro equivalente delle barre tese  $f_l = 24 \text{ mm}$   
 Ricoprimento netto dell'armatura (YF-F/2)  $c = 3.600 \text{ cm}$   
 Distanza limite tra le barre da utilizzare nel calcolo ( $s = 5 \cdot (c + f_l / 2)$ )  $b = 26.000 \text{ cm}$   
 Rapporto tra l'area della sezione di acciaio  $A_s$  e l'area di calcestruzzo efficace  $A_{c,eff}$   $\sigma_{s,eff} = A_s / A_{c,eff} = 0.135956$   
 Deformazione di trazione massima in sezione fessurata  $\epsilon_{ps1} = 0.003361$   
 Deformazione di trazione minima in sezione fessurata  $\epsilon_{ps2} = 0.000000$   
 Coefficiente di aderenza calcestruzzo alla barra (0.8 per barre ad aderenza migliorata, 1.6 per barre lisce)  $k_1 = 0.800$   
 Coefficiente di forma del diagramma delle deformazioni di trazione nella sezione fessurata  $k_2 = 0.500$   
 Coefficiente  $k_3 = 3.400$   
 Coefficiente  $k_4 = 0.425$   
 Distanza media tra le fessure  $D_{sm} = 9.365 \text{ cm}$

**c) Calcolo del valore caratteristico dell'apertura delle fessure  $w_k$**

Deformazione unitaria media dell'armatura  $\epsilon_{psrm} = 0.000578$   
 Distanza media tra le fessure  $D_{sm} = 9.365 \text{ cm}$   
 Valore caratteristico dell'apertura delle fessure ( $w_k = 1.7 \epsilon_{psrm} D_{sm}$ )  $w_m = 0.692 \text{ mm}$

**e) Verifica**

Considerando secondo Normative :  
 Condizioni ambiente: Ordinarie  
 Combinazioni di azioni: Frequenti  
 Tipo di armatura: Poco sensibile  
 Valore nominale caratteristico dell'apertura delle fessure per la combinazione d'azioni considerata  $w_k = 0.400 \text{ mm}$

La sezione è verificata allo stato limite di apertura delle fessure

**VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE**

**TITOLO:** GALLERIA NATURALE DOSSO-SEZIONE B2 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  
 Sensibilità armatura  
 Condizioni ambientali  
 Combinazione di azioni

Aderenza migliorata  
 Poco sensibile  
 Ordinarie  
 Frequenti

**VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FORMAZIONE DELLE FESSURE**

Resistenza caratteristica cilindrica del conglomerato cementizio  $f_{ck} = 25.0 \text{ N/mm}^2$   
 Resistenza a trazione media del conglomerato cementizio ( $f_{ctm} = 0.30 (f_{ck})^{2/3}$ )  $f_{ctm} = 2.565 \text{ N/mm}^2$   
 Resistenza a trazione allo stato di formazione delle fessure ( $f_{ctk} = f_{ctm} \cdot 1.2$ )  $f_{ctk} = 2.137 \text{ N/mm}^2$

Per la combinazione di azioni prescelta si ha (sezione interamente reagente - sollecitazioni effettive):  
 Tensione di trazione massima nel calcestruzzo  $s_{cmax} = 2.942 \text{ N/mm}^2$

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  $\epsilon_{psrm}$**

Modulo elastico del calcestruzzo  $E_c = 31476 \text{ N/mm}^2$   
 Modulo elastico delle armature  $E_s = 206000 \text{ N/mm}^2$   
 Tensione nell'armatura tesa in sezione fessurata  $\sigma_{smax} = 118.347 \text{ N/mm}^2$   
 Base della zona di calcestruzzo efficace entro cui le barre influenzano l'apertura delle fessure  $b_{eff} = 20.000 \text{ cm}$   
 Altezza della zona di calcestruzzo efficace  $[ \min(2.5(h-d); (h-x)/3; h/2) ]$   $h_{eff} = 12.500 \text{ cm}$   
 Area della zona di calcestruzzo efficace entro cui le barre influenzano l'apertura delle fessure  $A_{c,eff} = b_{eff} \cdot h_{eff} = 250.000 \text{ cm}^2$   
 Area della sezione di acciaio posta nell'area efficace  $A_s = 15.708 \text{ cm}^2$   
 Rapporto tra l'area della sezione di acciaio  $A_s$  e l'area di calcestruzzo efficace  $A_{c,eff}$   $\sigma_{s,eff} = A_s / A_{c,eff} = 0.062832$   
 Coefficiente per le condizioni di sollecitazione (0.6 azioni di breve durata, 0.4 azioni di lunga durata)  $k_t = 0.6$   
 Deformazione unitaria media dell'armatura  $\epsilon_{psrm} = 0.000407$   
 Deformazione unitaria media dell'armatura (limite inferiore) ( $\epsilon_{psrm,lim} = 0.6 \sigma_{smax} / E_s$ )  $\epsilon_{psrm,lim} = 0.000345$

**b) Calcolo della distanza media tra le fessure  $D_{sm}$**

Distanza tra le barre ( $l_{nt} - f_l$ )  $s_1 = 20.000 \text{ cm}$   
 Diametro equivalente delle barre tese  $f_l = 20 \text{ mm}$   
 Ricoprimento netto dell'armatura (YF-F/2)  $c = 4.000 \text{ cm}$   
 Distanza limite tra le barre da utilizzare nel calcolo ( $s = 5 \cdot (c + f_l / 2)$ )  $b = 25.000 \text{ cm}$   
 Rapporto tra l'area della sezione di acciaio  $A_s$  e l'area di calcestruzzo efficace  $A_{c,eff}$   $\sigma_{s,eff} = A_s / A_{c,eff} = 0.062832$   
 Deformazione di trazione massima in sezione fessurata  $\epsilon_{ps1} = 0.002709$   
 Deformazione di trazione minima in sezione fessurata  $\epsilon_{ps2} = 0.000000$   
 Coefficiente di aderenza calcestruzzo alla barra (0.8 per barre ad aderenza migliorata, 1.6 per barre lisce)  $k_1 = 0.800$   
 Coefficiente di forma del diagramma delle deformazioni di trazione nella sezione fessurata  $k_2 = 0.500$   
 Coefficiente  $k_3 = 3.400$   
 Coefficiente  $k_4 = 0.425$   
 Distanza media tra le fessure  $D_{sm} = 11.183 \text{ cm}$

**c) Calcolo del valore caratteristico dell'apertura delle fessure  $w_k$**

Deformazione unitaria media dell'armatura  $\epsilon_{psrm} = 0.000407$   
 Distanza media tra le fessure  $D_{sm} = 11.183 \text{ cm}$   
 Valore caratteristico dell'apertura delle fessure ( $w_k = 1.7 \epsilon_{psrm} D_{sm}$ )  $w_m = 0.677 \text{ mm}$

**e) Verifica**

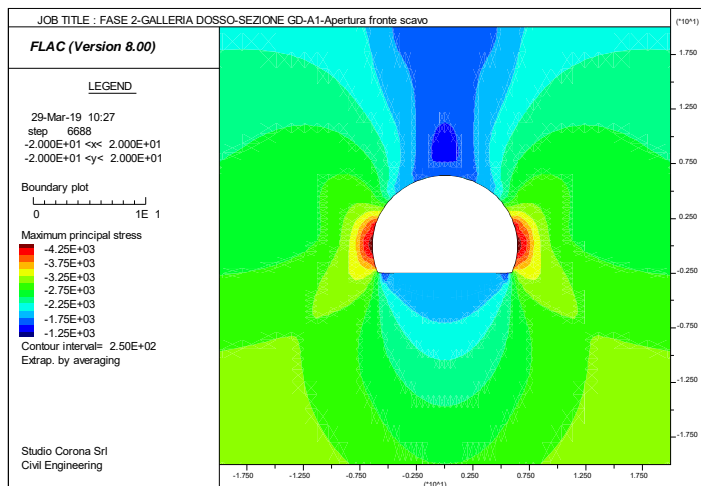
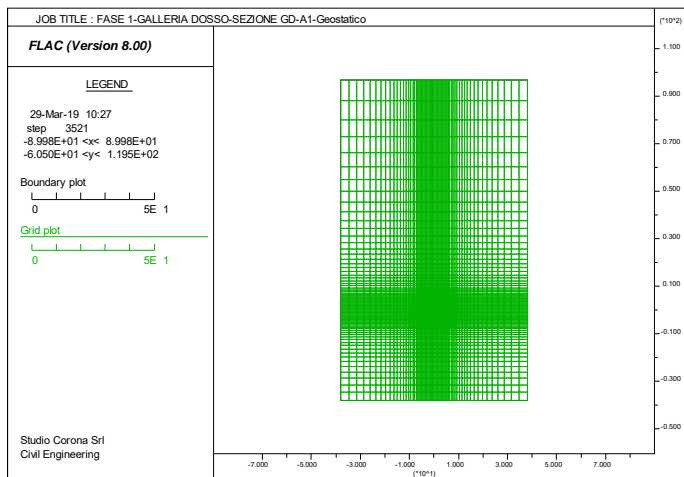
Considerando secondo Normative :  
 Condizioni ambiente: Ordinarie  
 Combinazioni di azioni: Frequenti  
 Tipo di armatura: Poco sensibile  
 Valore nominale caratteristico dell'apertura delle fessure per la combinazione d'azioni considerata  $w_k = 0.300 \text{ mm}$

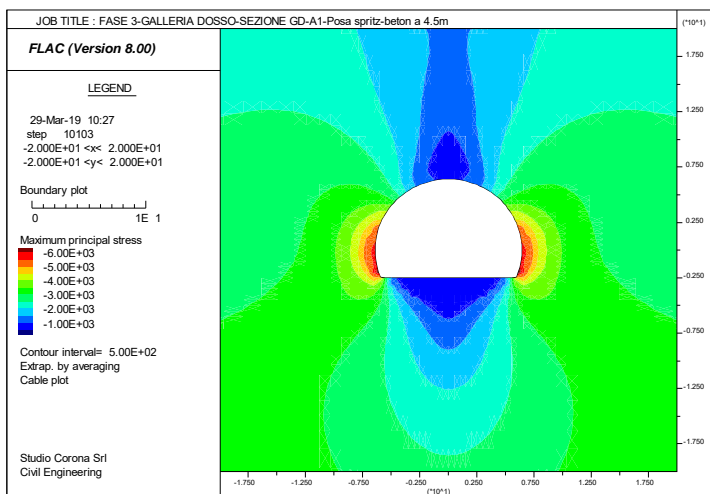
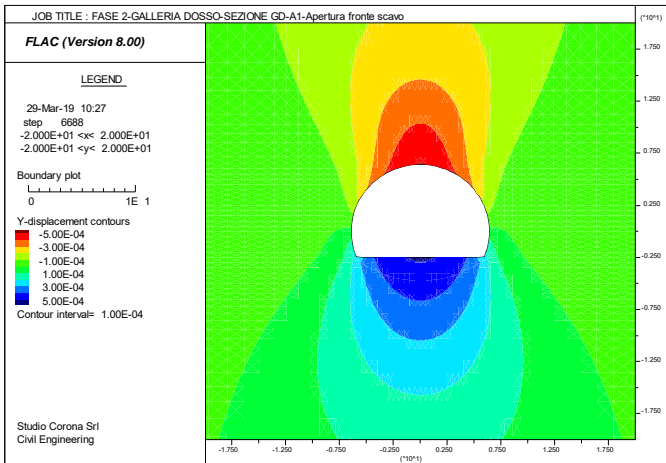
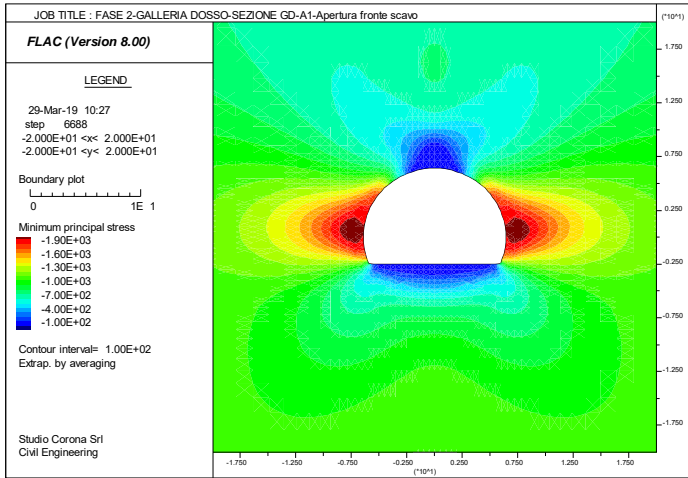
La sezione è verificata allo stato limite di apertura delle fessure

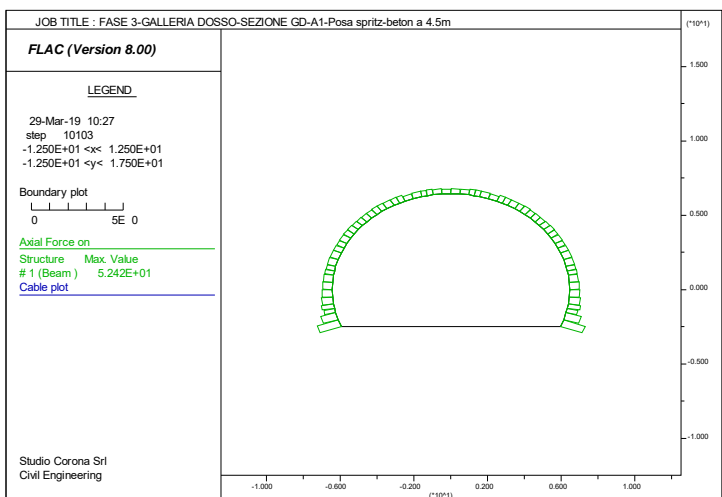
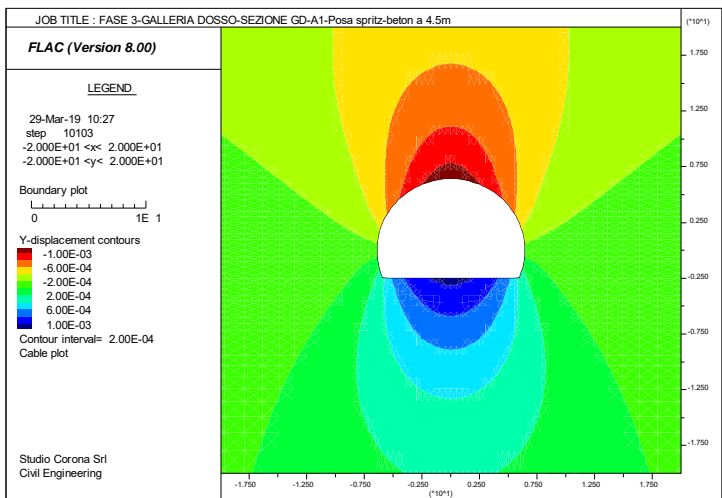
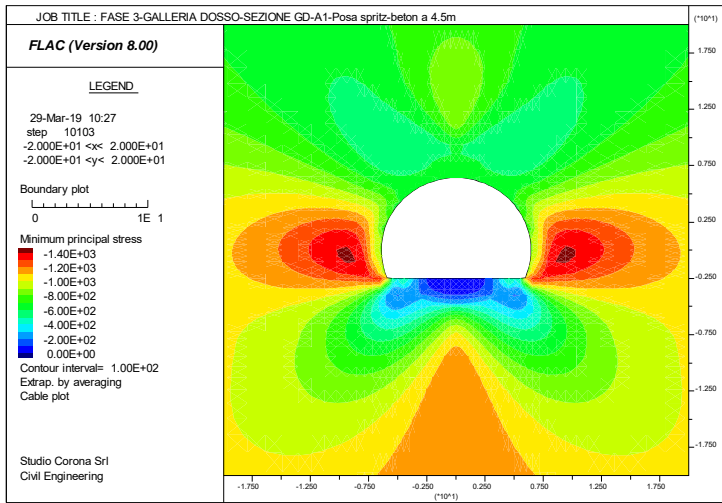
## 12 SEZIONE TIPO GD-A1 – TENSIONI E DEFORMATE SUI RIVESTIMENTI PROVVISORI E DEFINITIVI

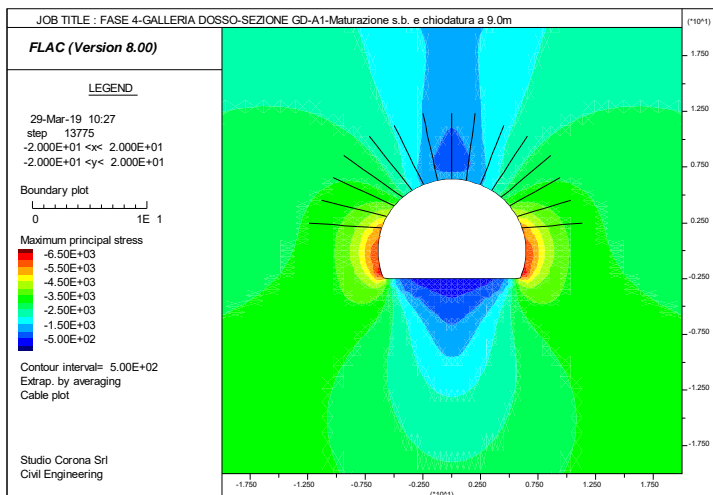
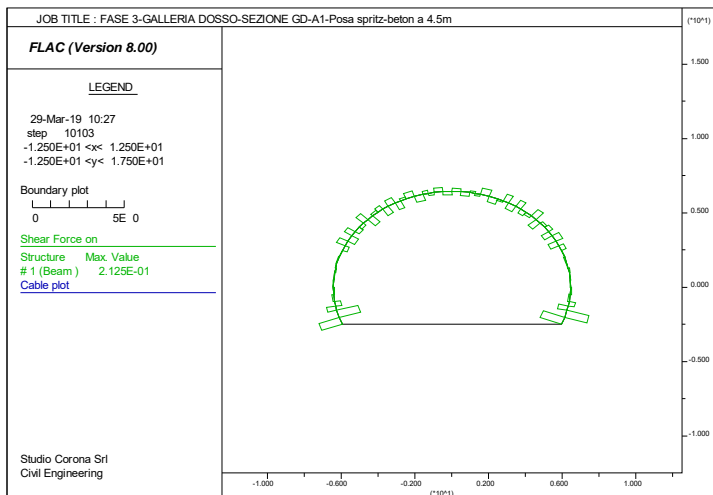
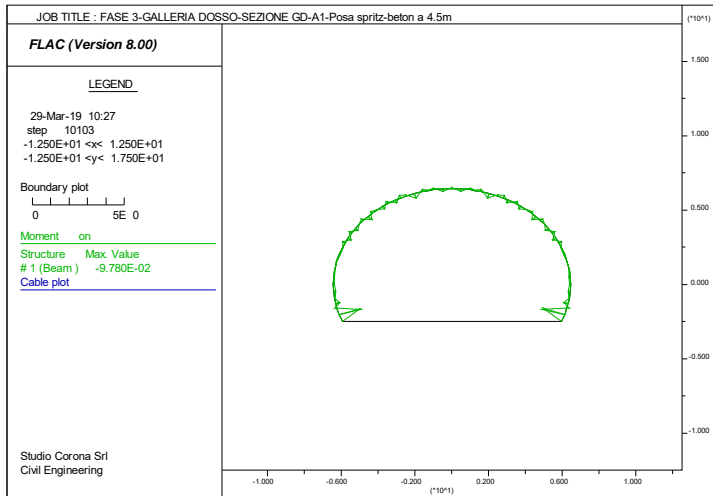
Si presentano i grafici rappresentativi per tutte le fasi di costruzione delle seguenti argomentazioni:

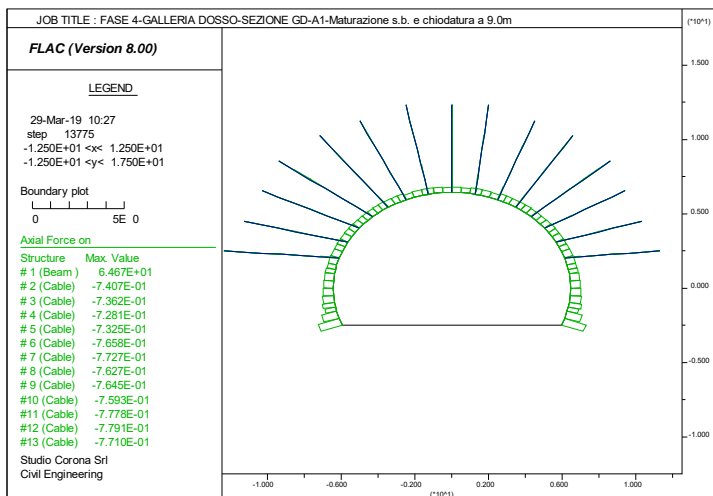
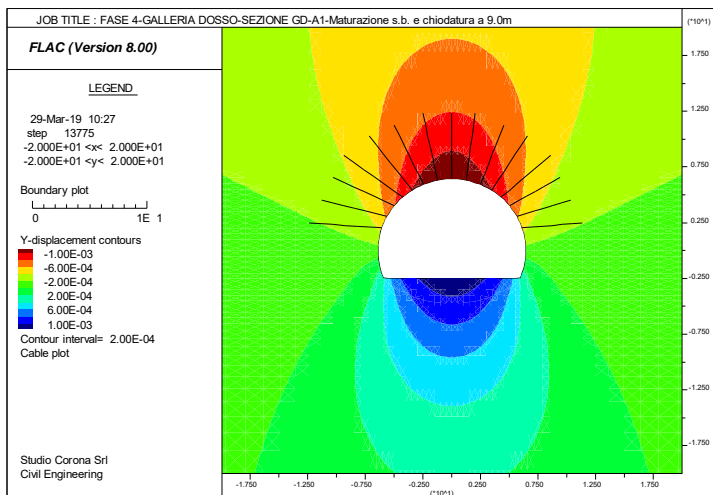
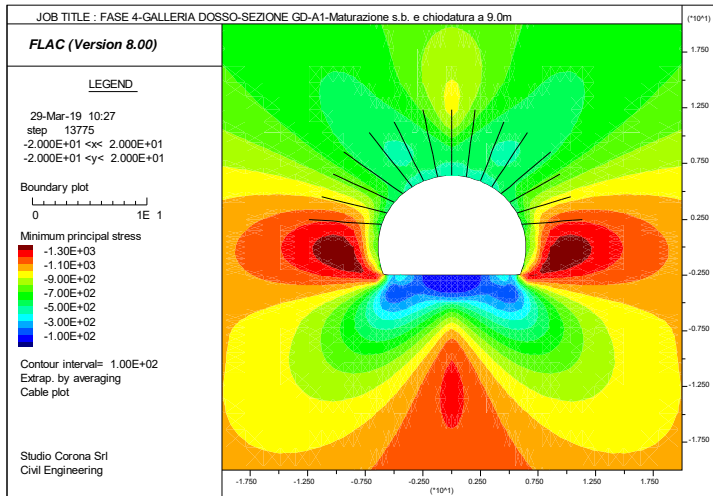
- Grigliato di calcolo;
- Tensione principale massima  $\sigma_1$  nell'ammasso;
- Tensione principale minima  $\sigma_3$  nell'ammasso;
- Spostamento verticale ydis nell'ammasso;
- Sollecitazioni sul rivestimento provvisorio e definitivo.

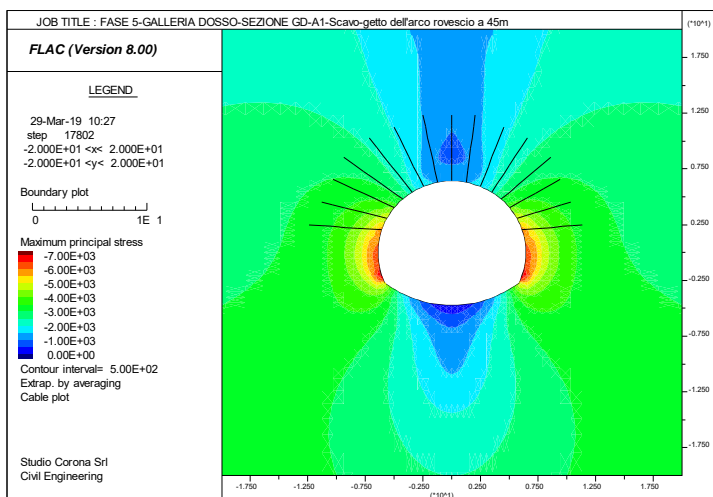
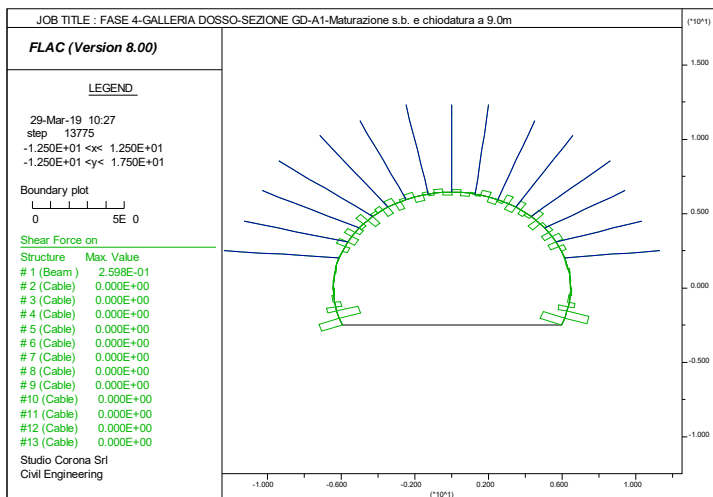
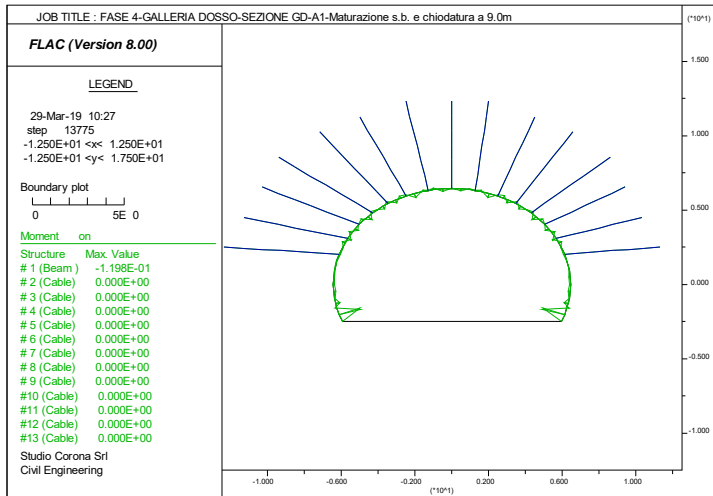




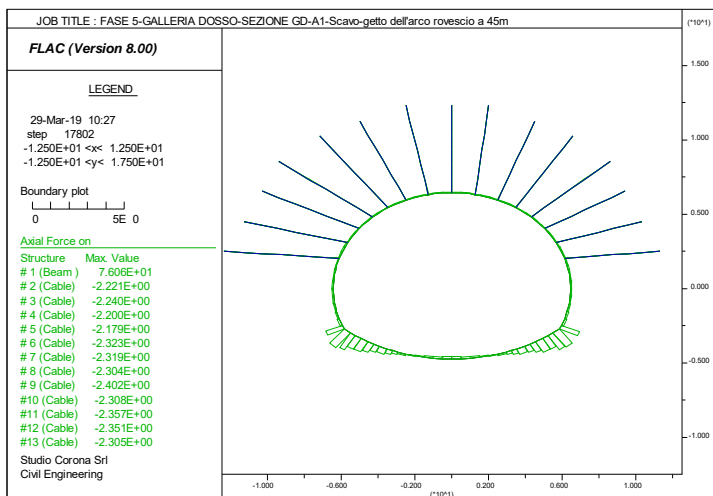
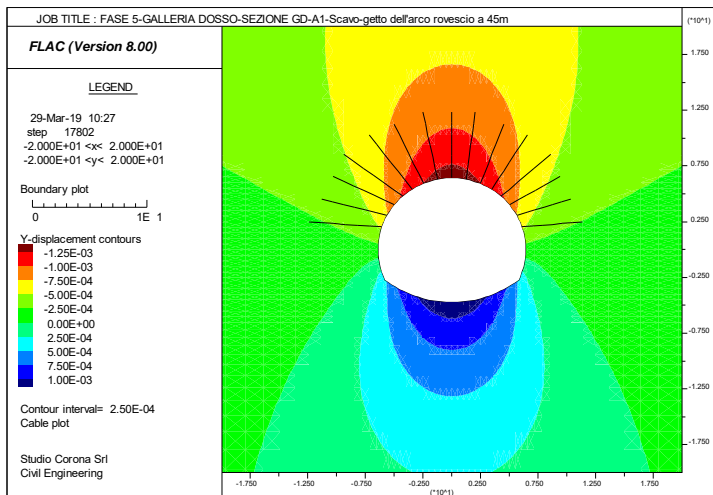
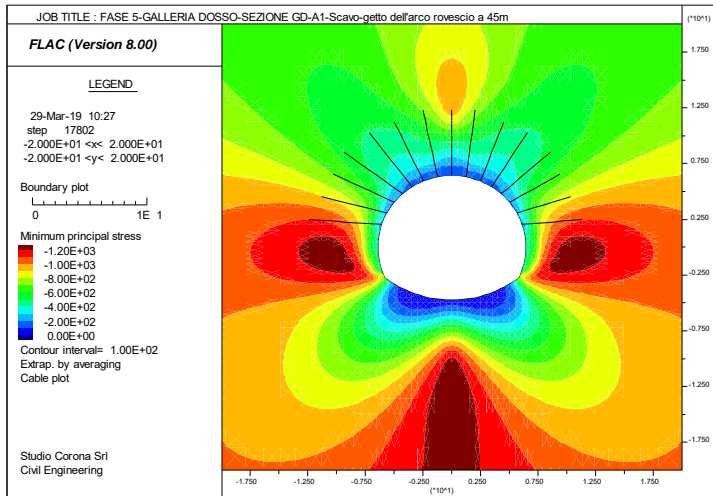


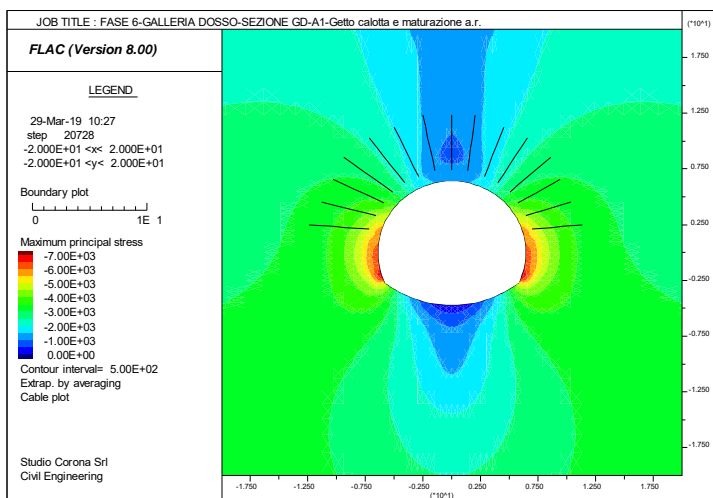
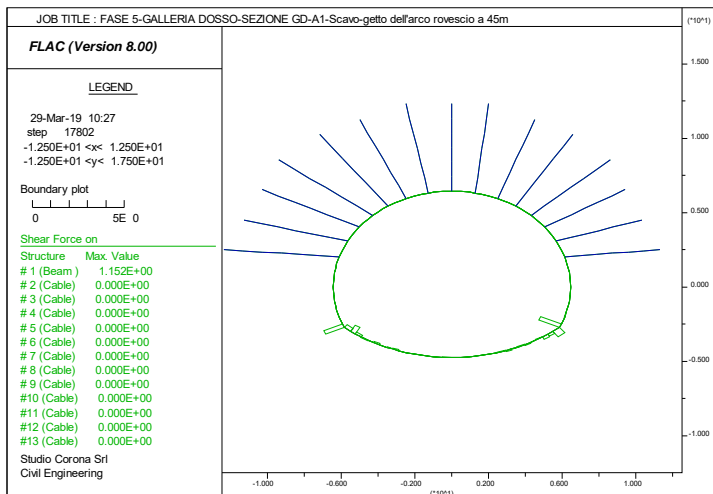
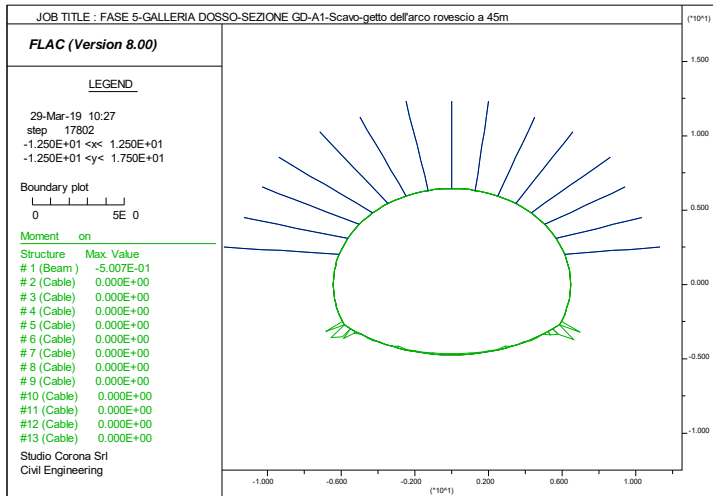


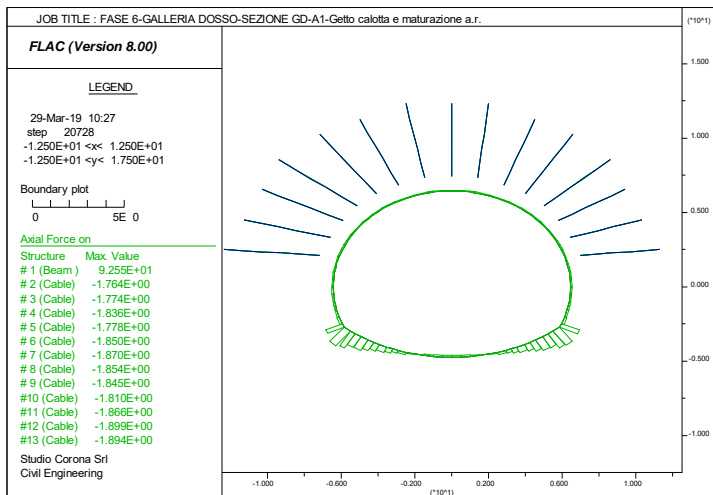
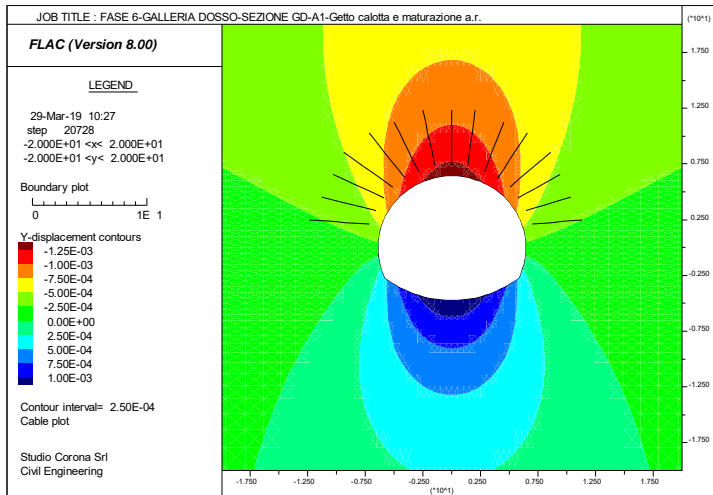
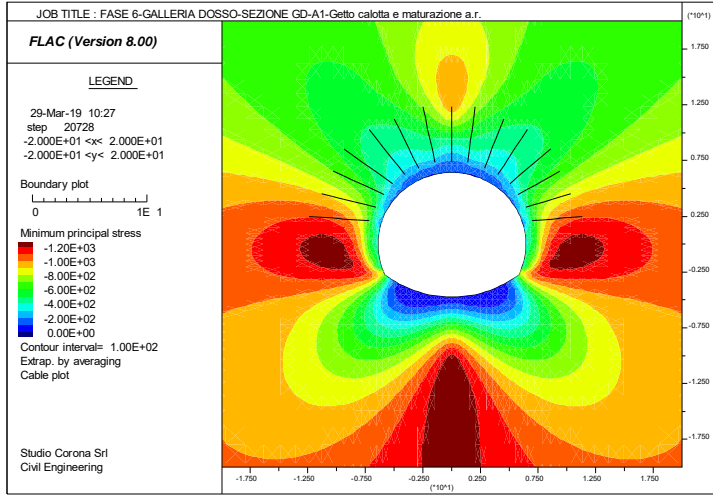


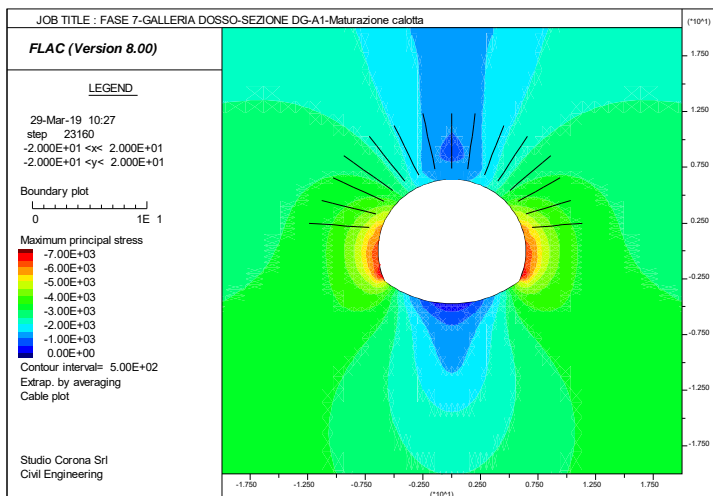
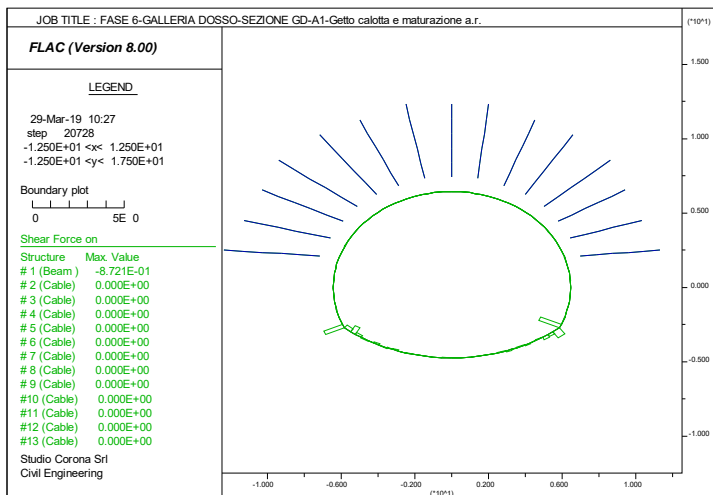
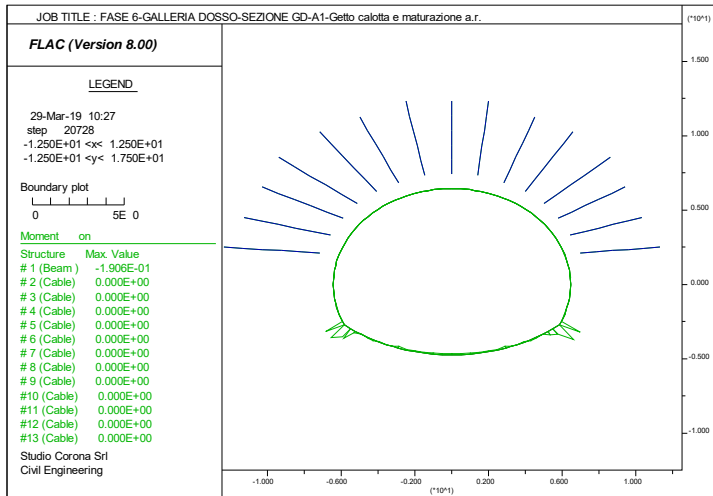


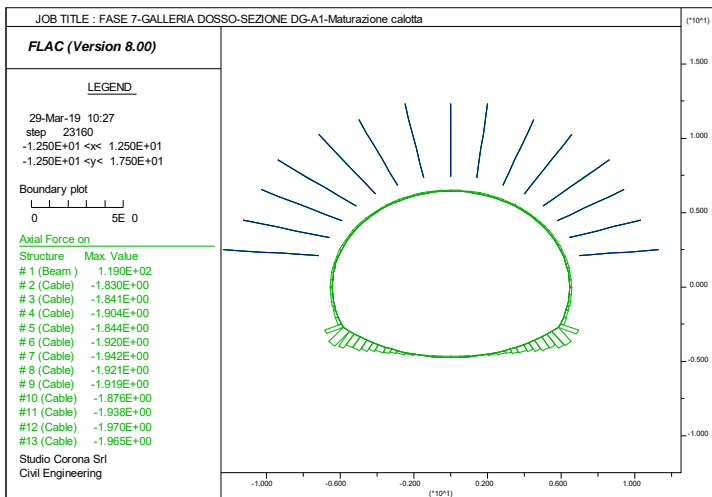
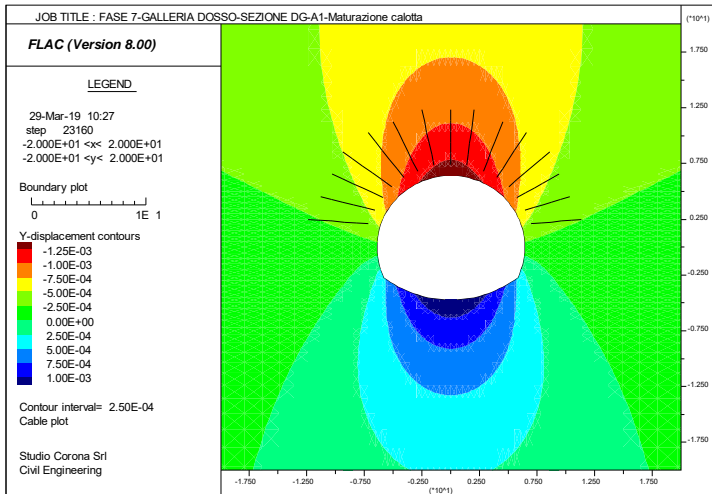
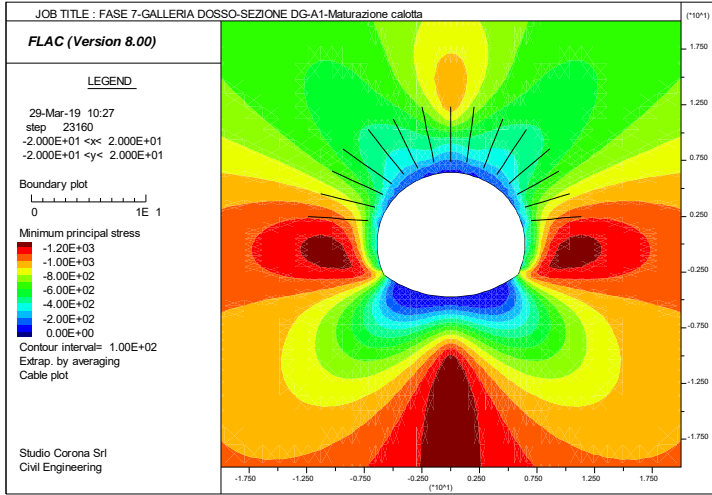


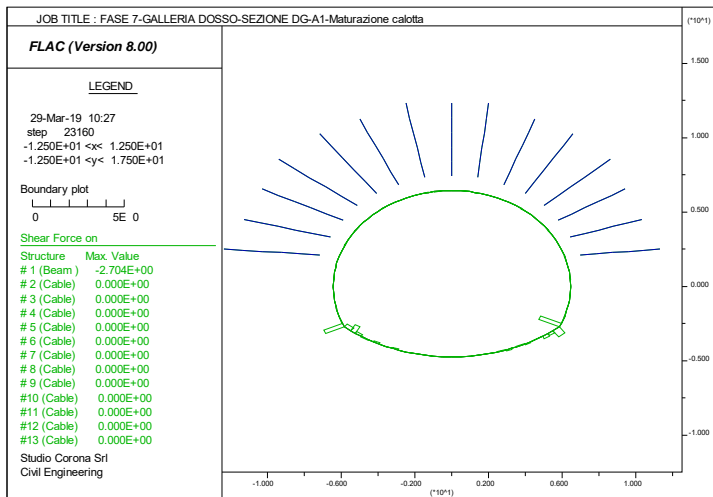
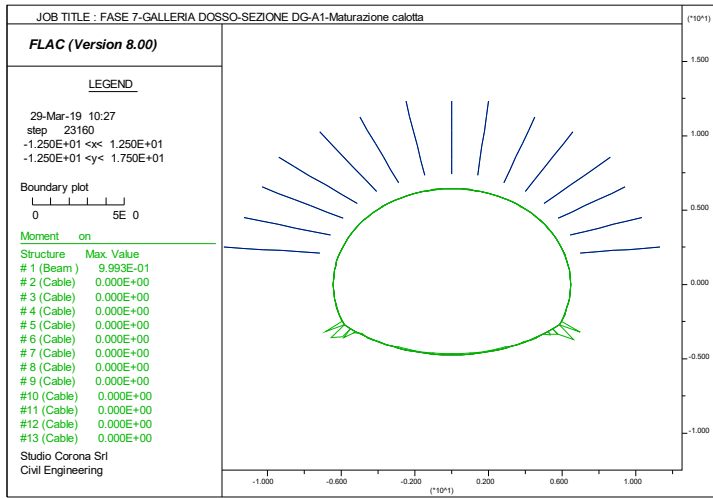








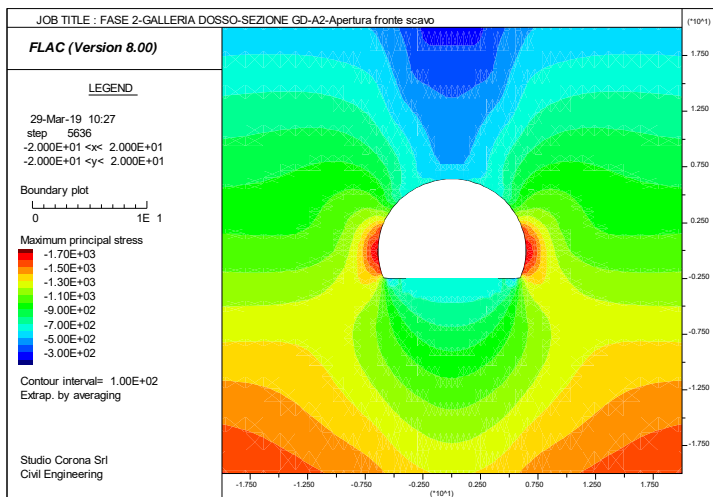
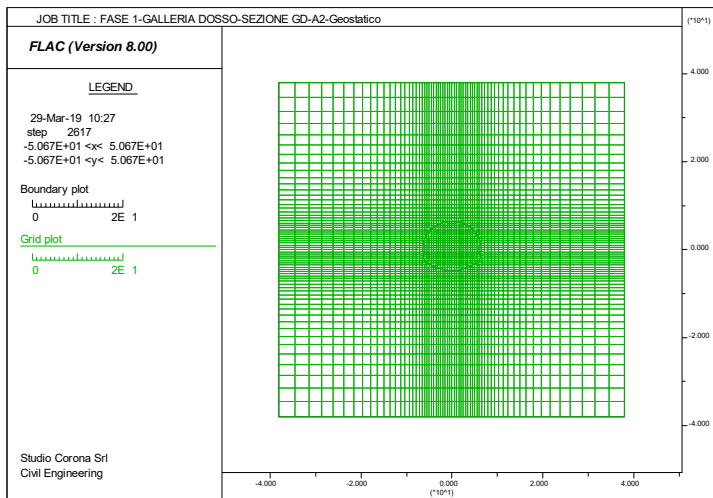


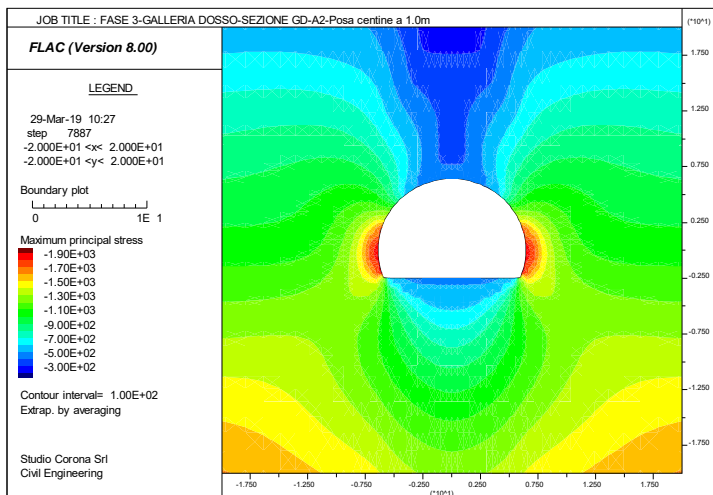
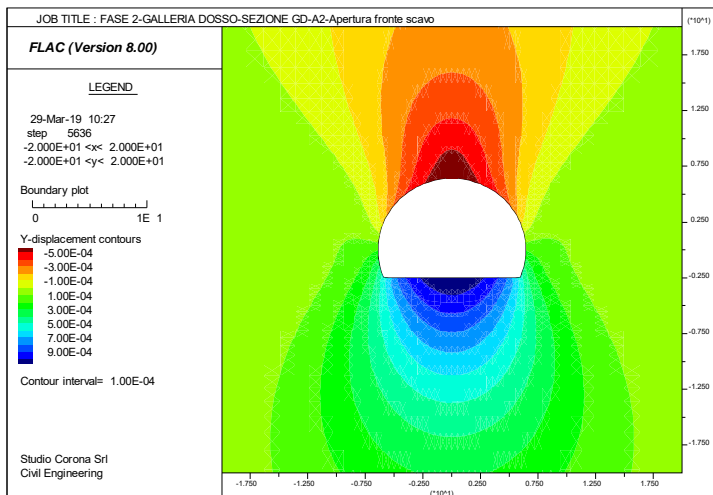
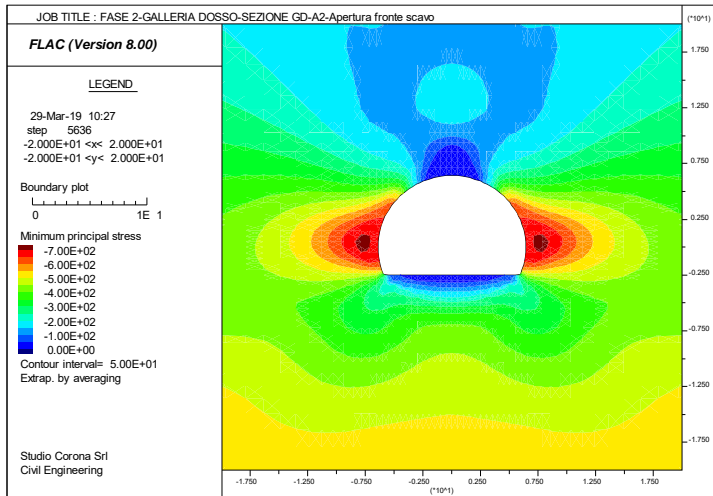


### 13 SEZIONE TIPO GD-A2 – TENSIONI E DEFORMATE SUI RIVESTIMENTI PROVVISORI E DEFINITIVI

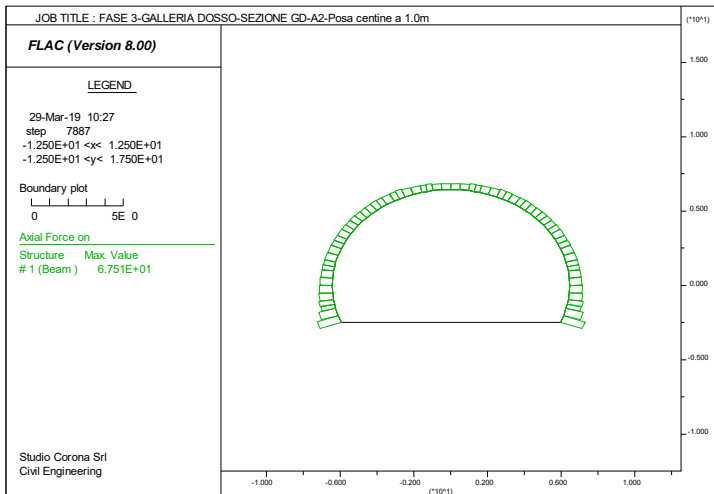
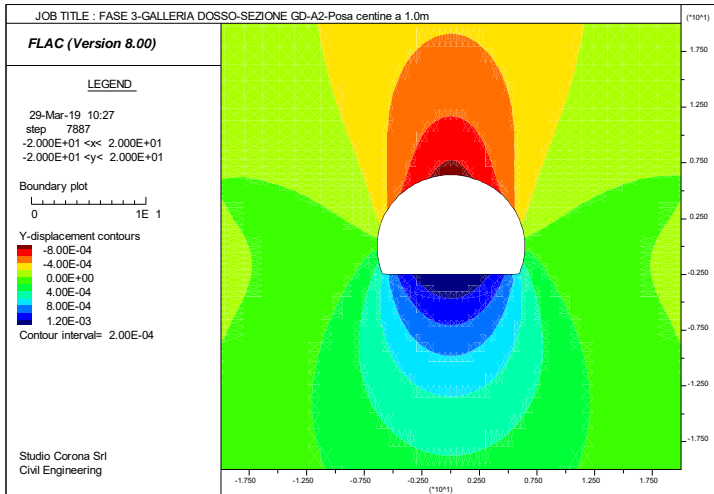
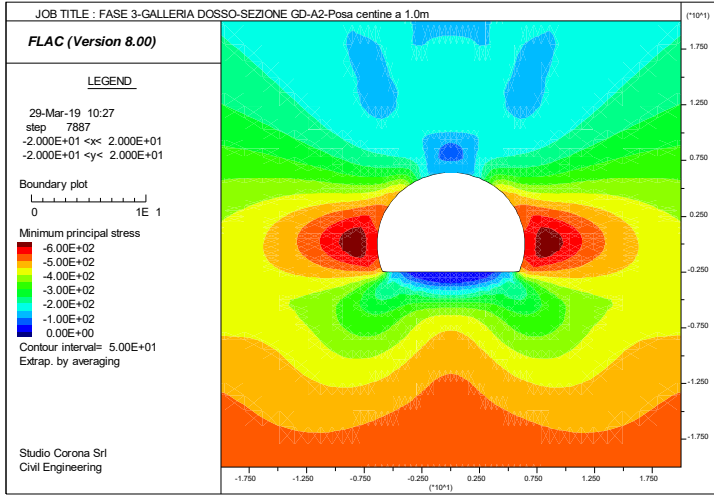
Si presentano i grafici rappresentativi per tutte le fasi di costruzione delle seguenti argomentazioni:

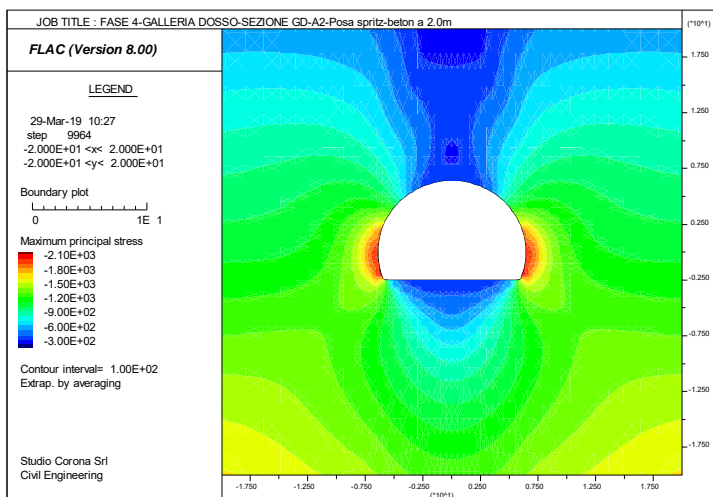
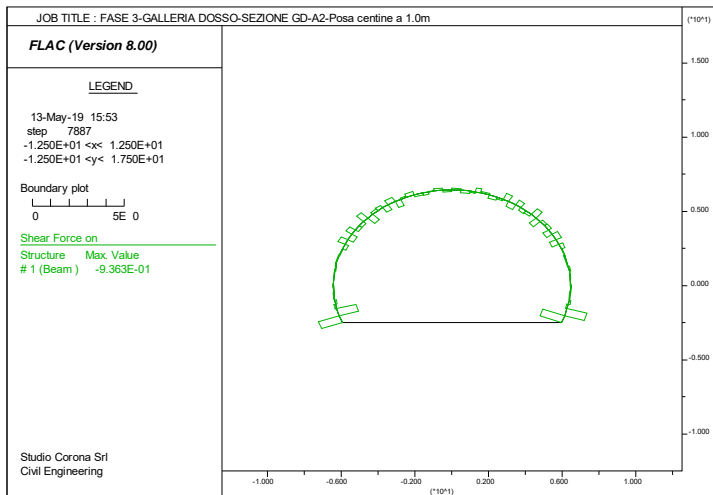
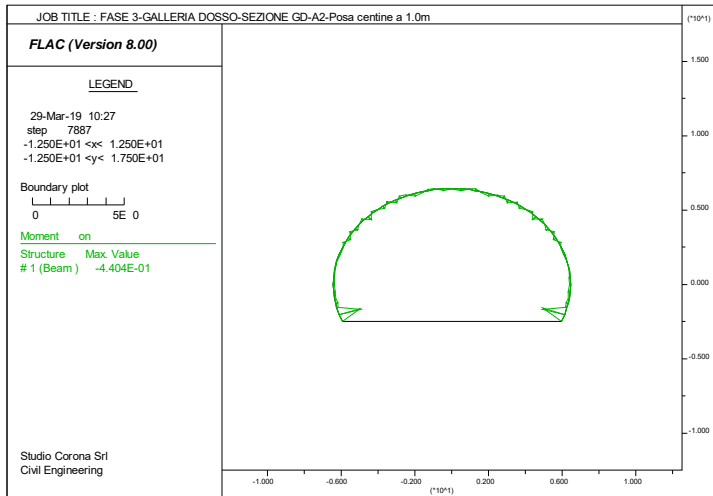
- Grigliato di calcolo;
- Tensione principale massima  $\sigma_1$  nell'ammasso;
- Tensione principale minima  $\sigma_3$  nell'ammasso;
- Spostamento verticale  $y_{dis}$  nell'ammasso;
- Sollecitazioni sul rivestimento provvisorio e definitivo.

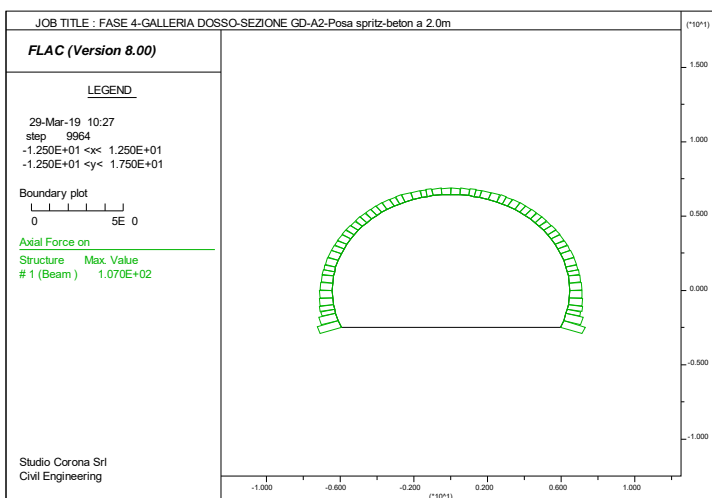
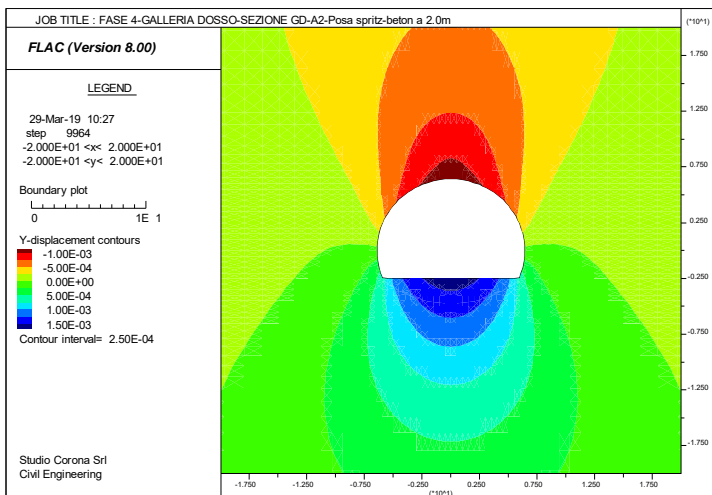
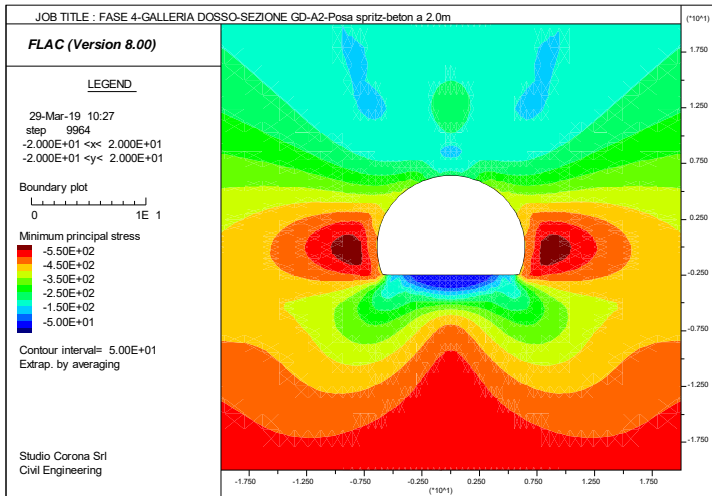


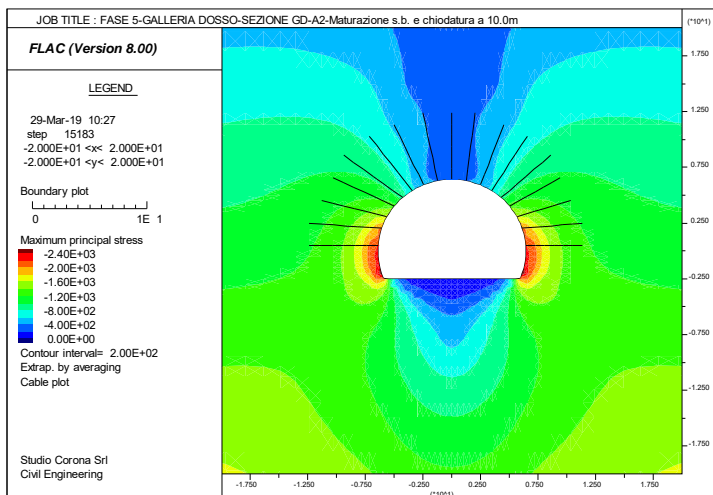
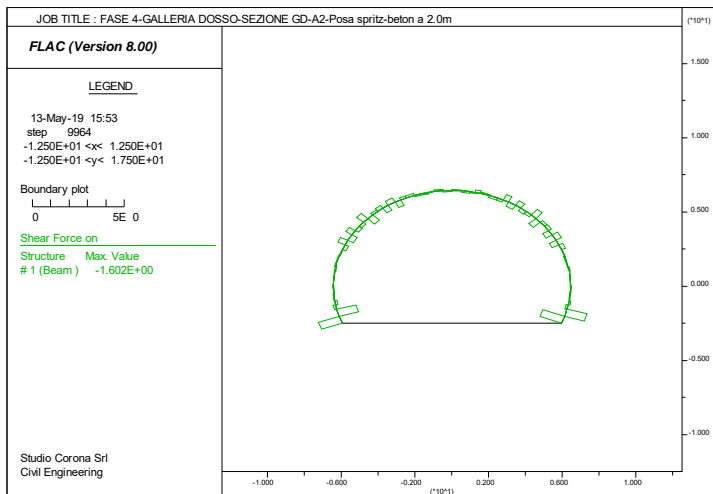
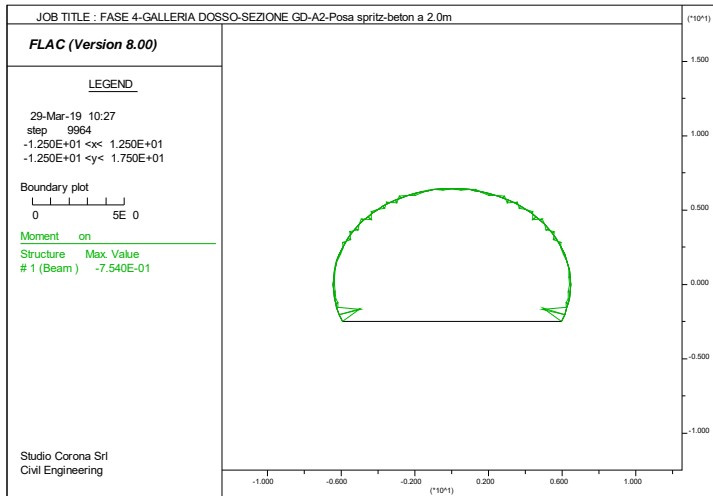


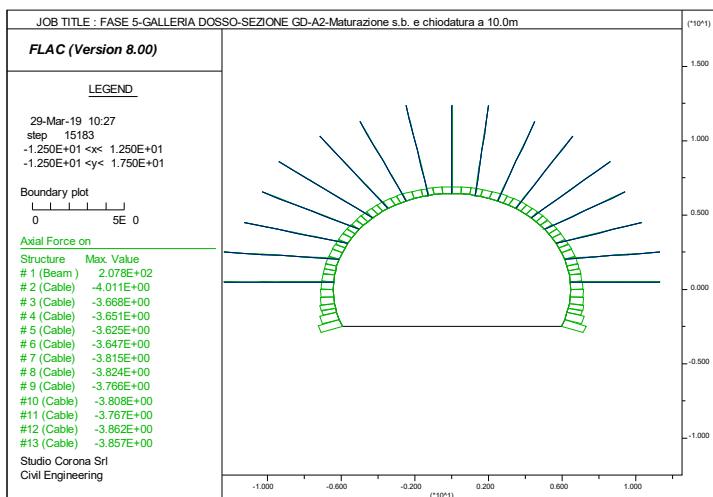
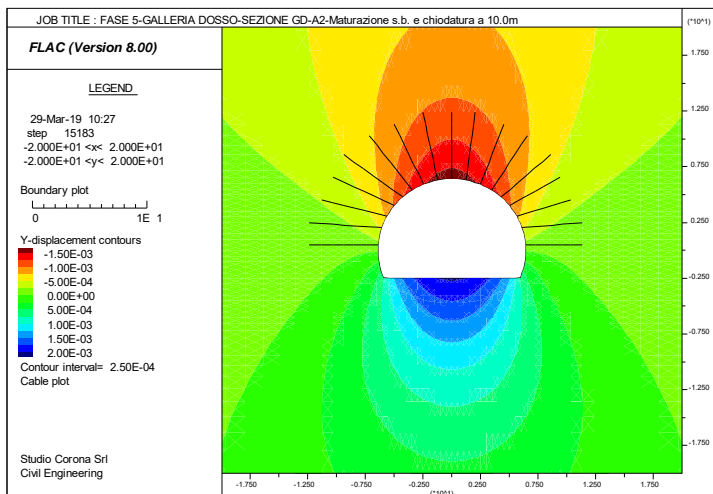
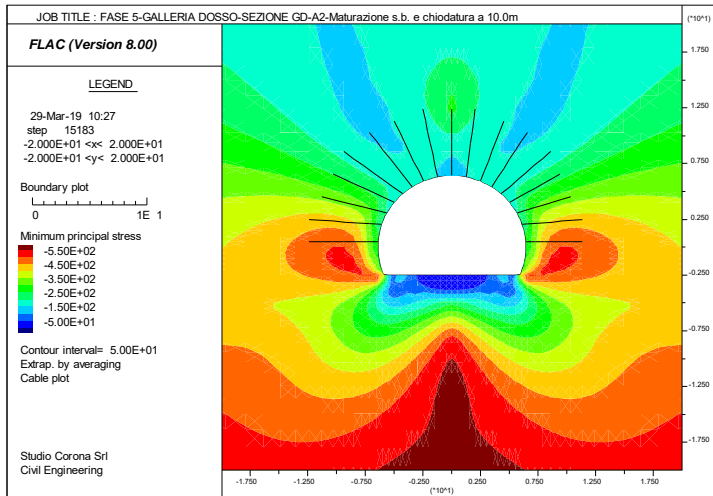


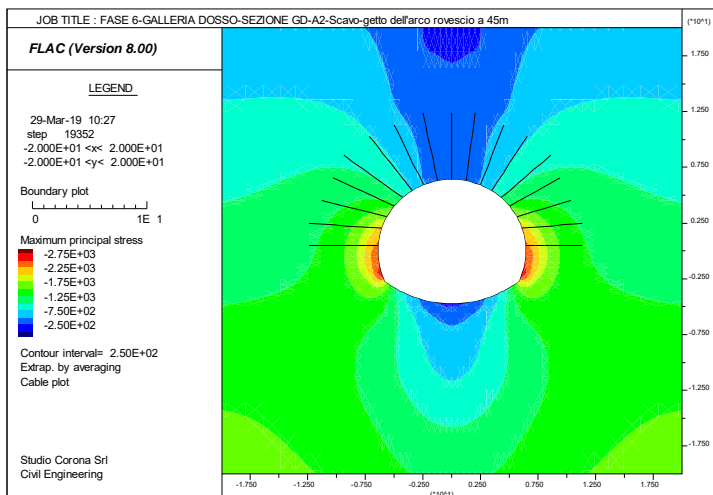
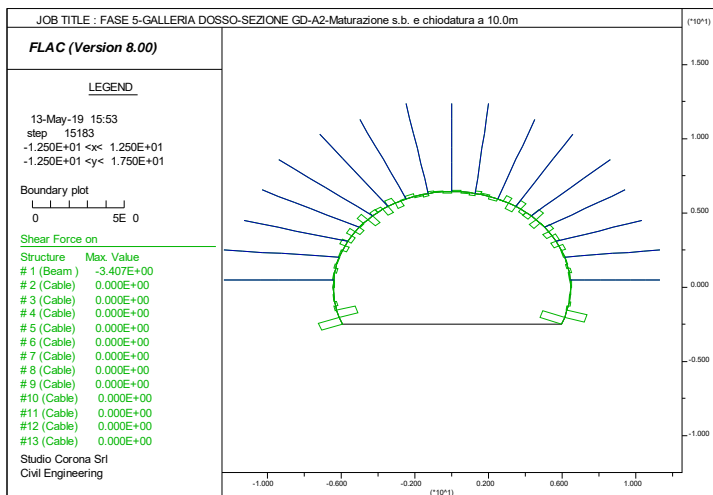
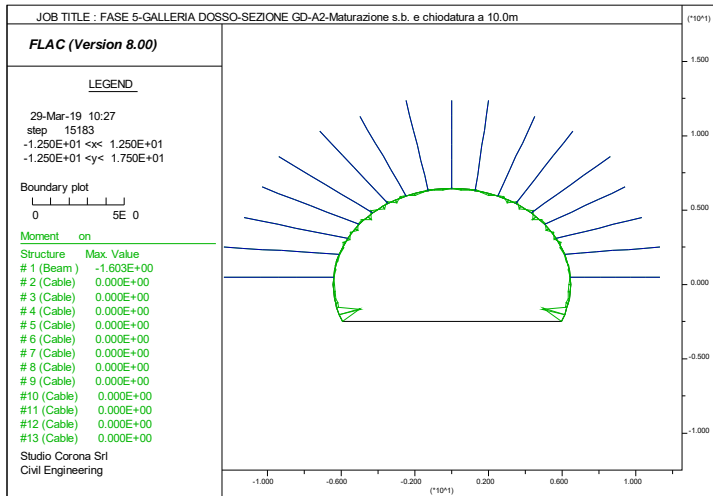


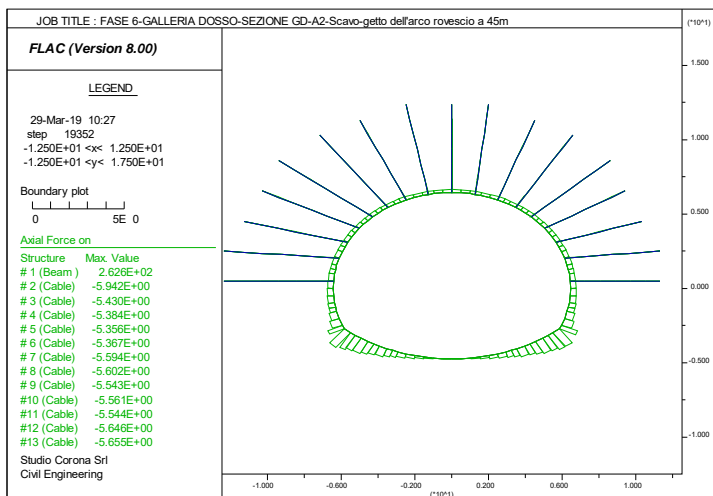
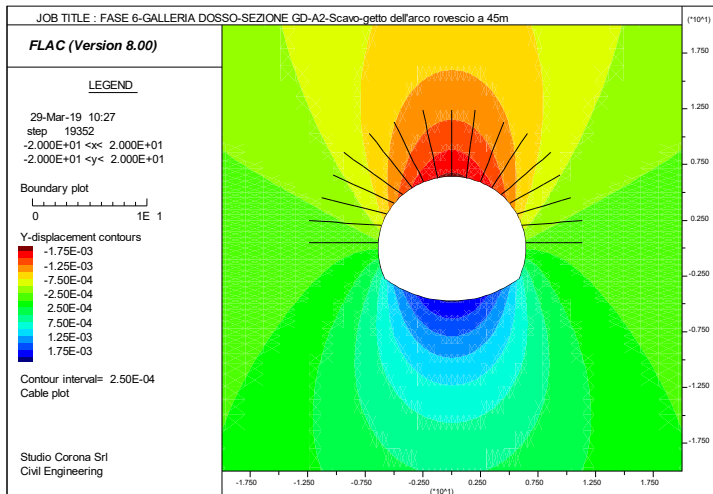
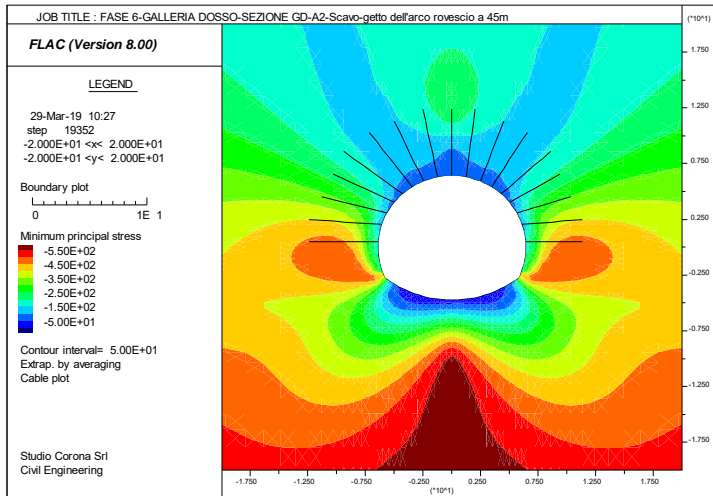


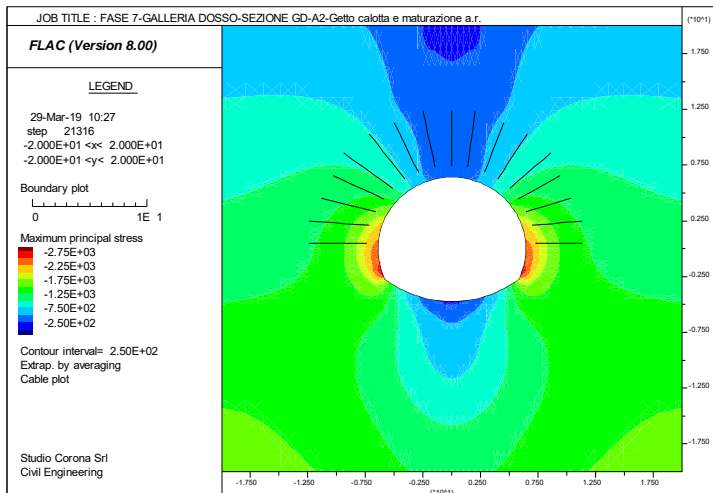
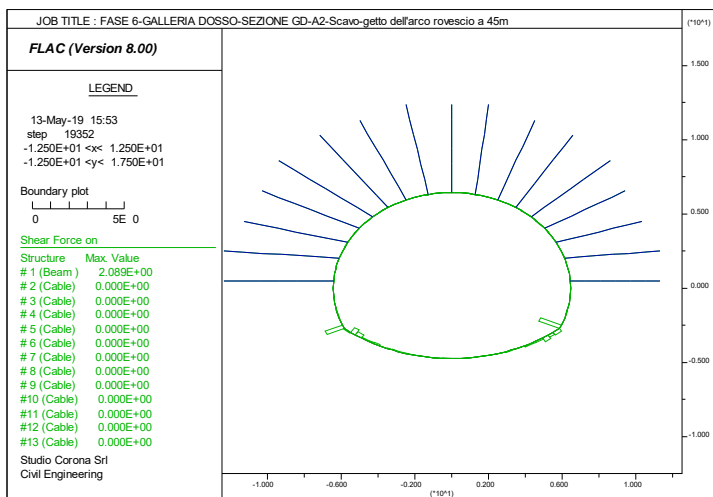
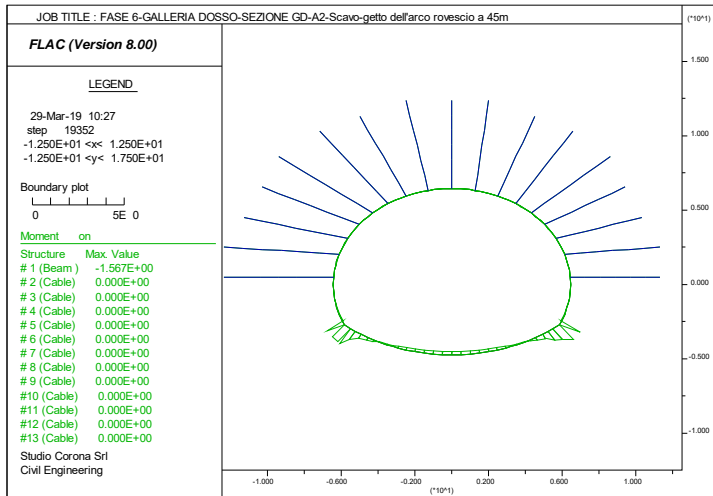




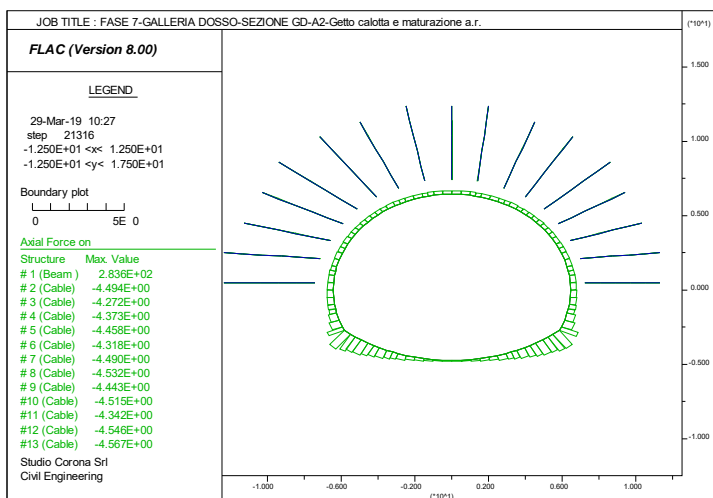
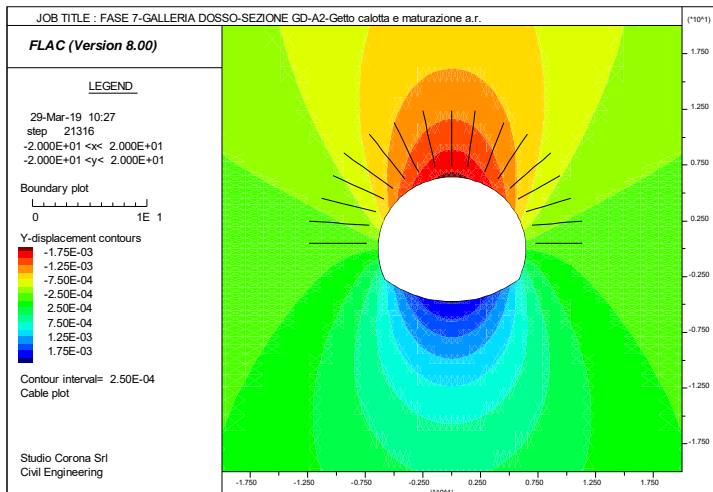
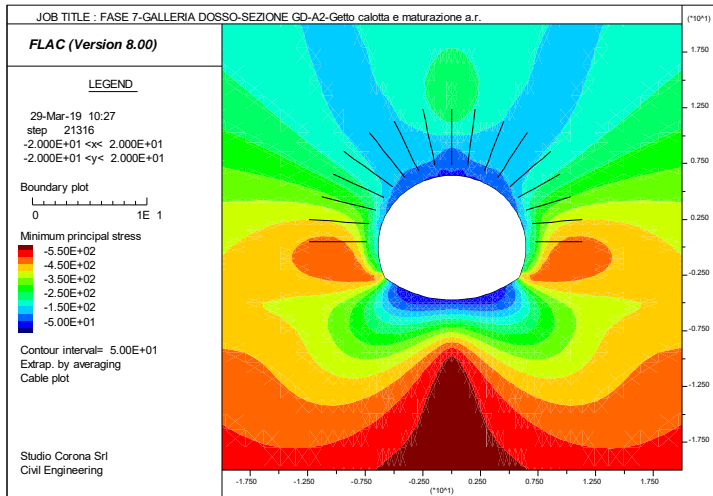


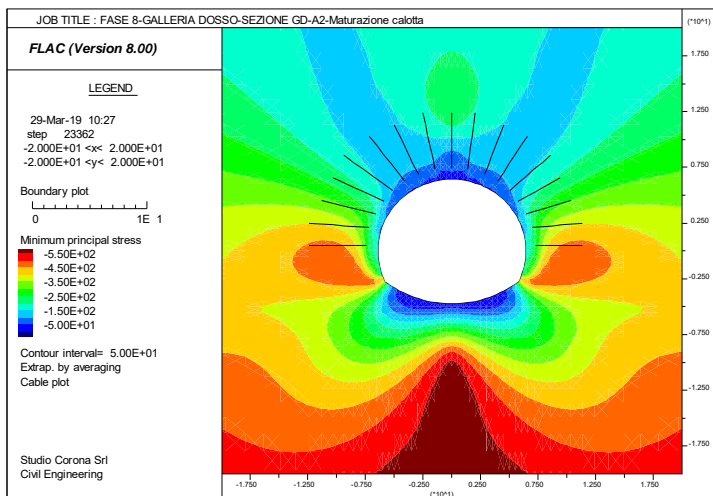
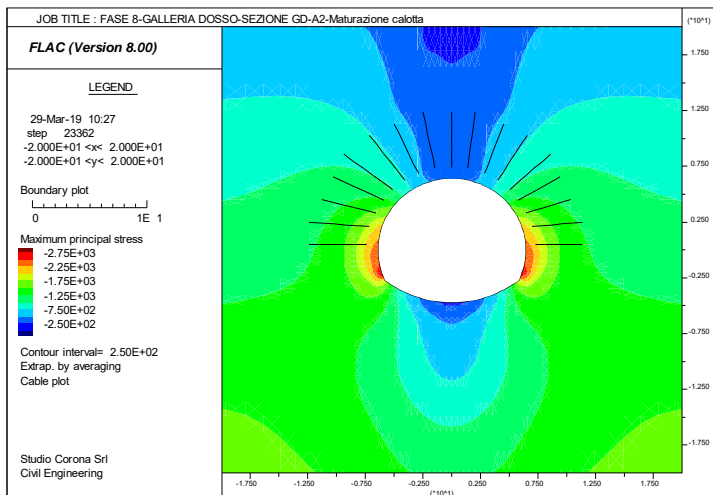
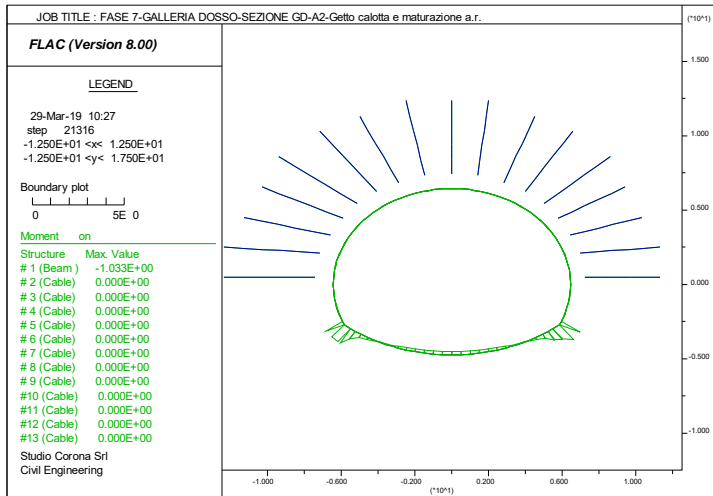


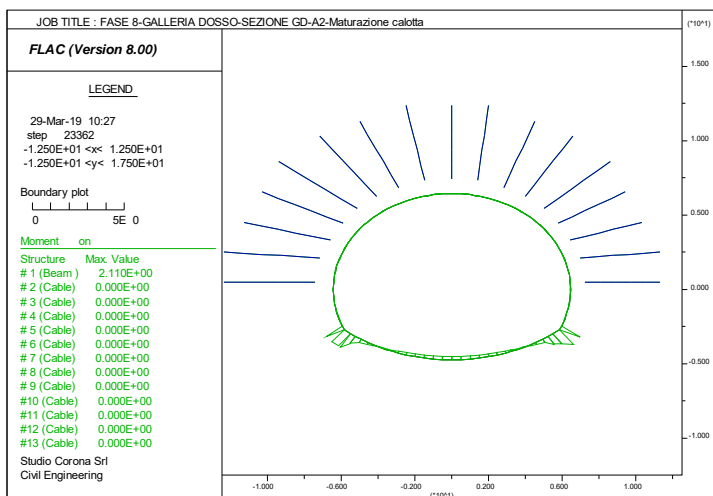
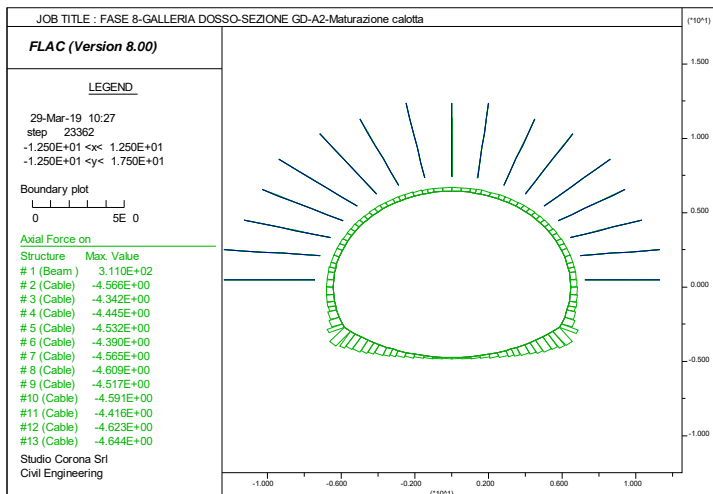
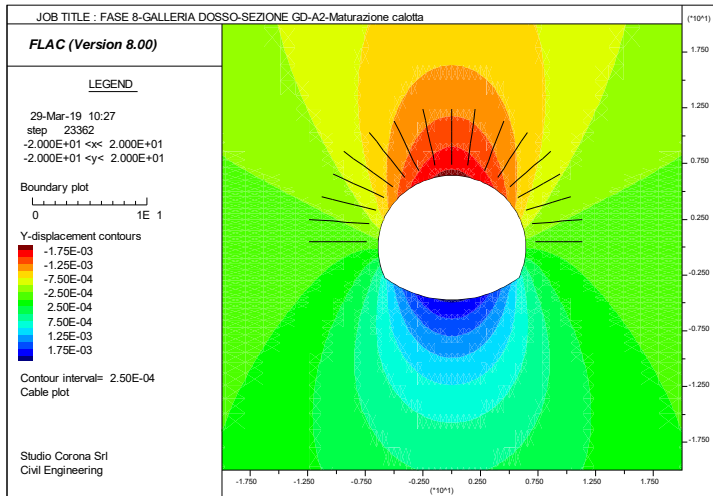


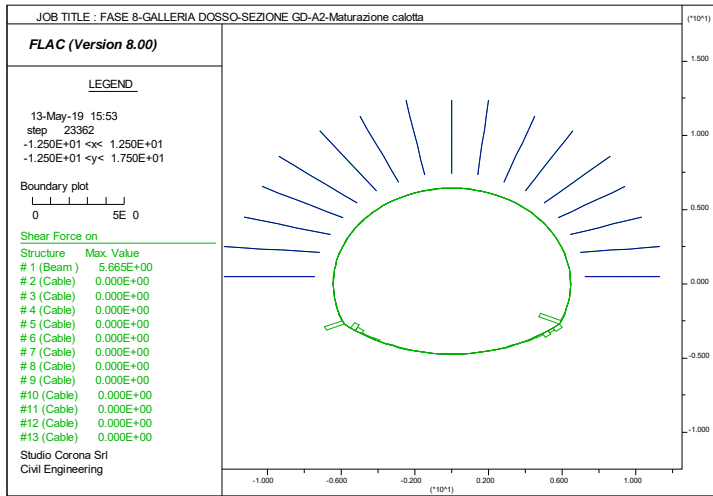








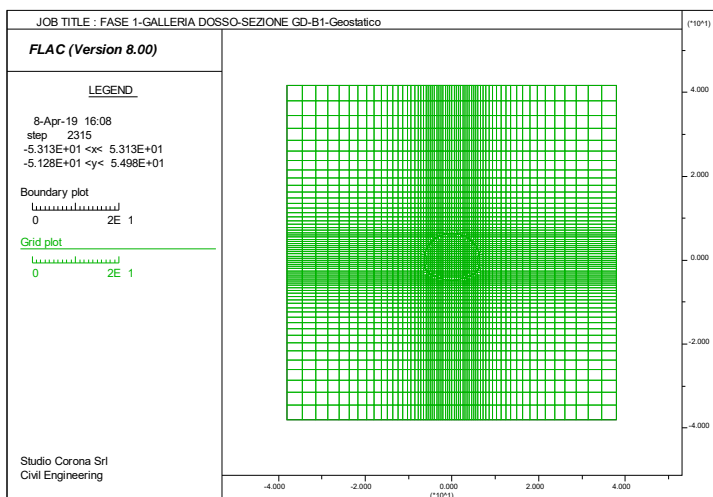


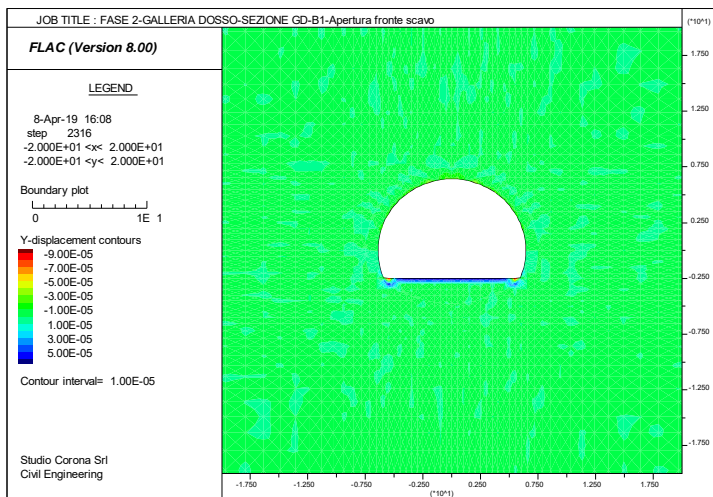
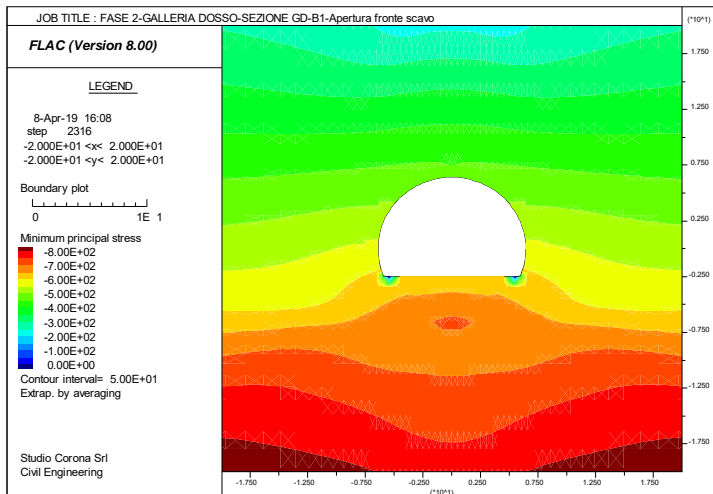
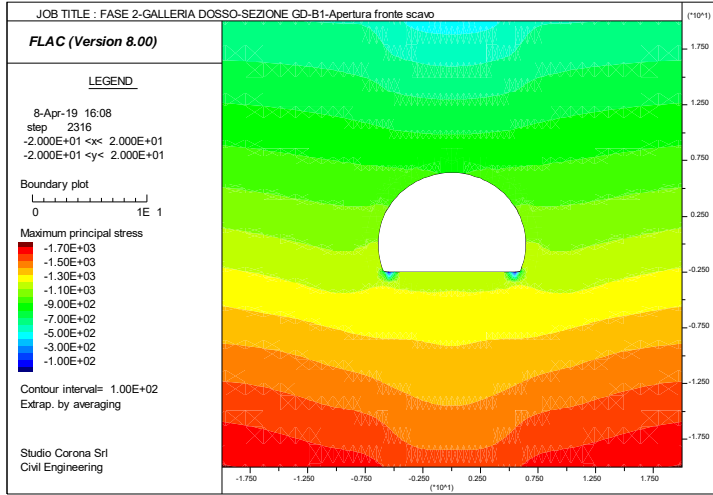


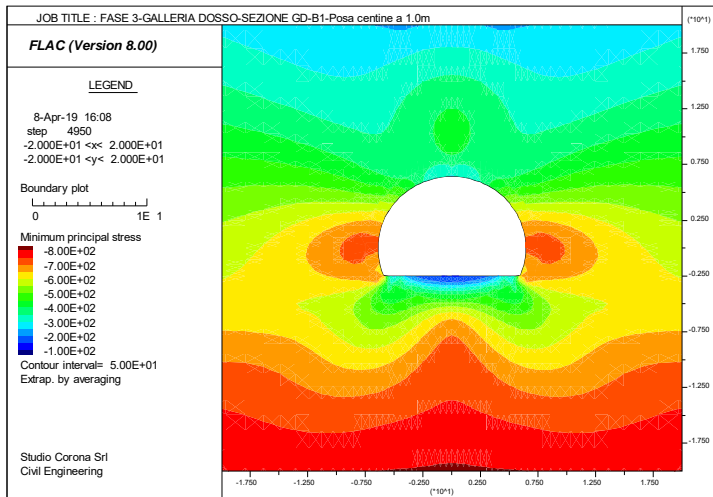
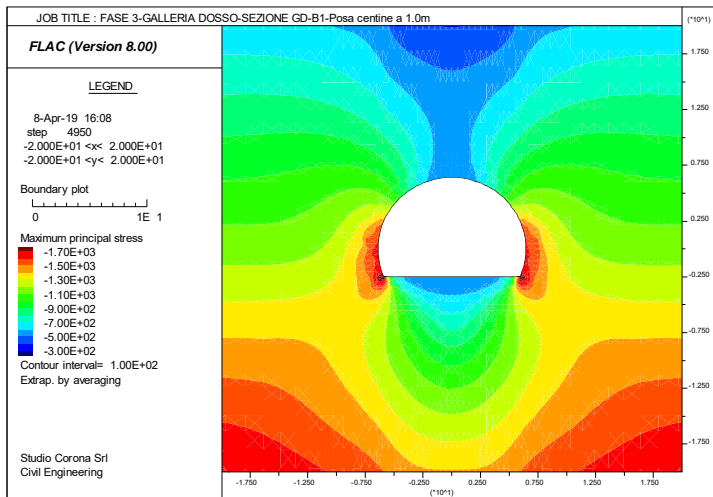
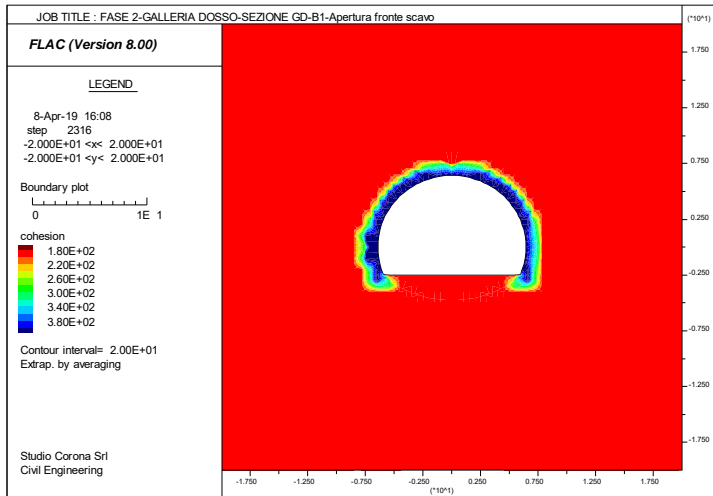
## 14 SEZIONE TIPO GD-B1 IN FAGLIA – TENSIONI E DEFORMATE SUI RIVESTIMENTI PROVVISORI E DEFINITIVI

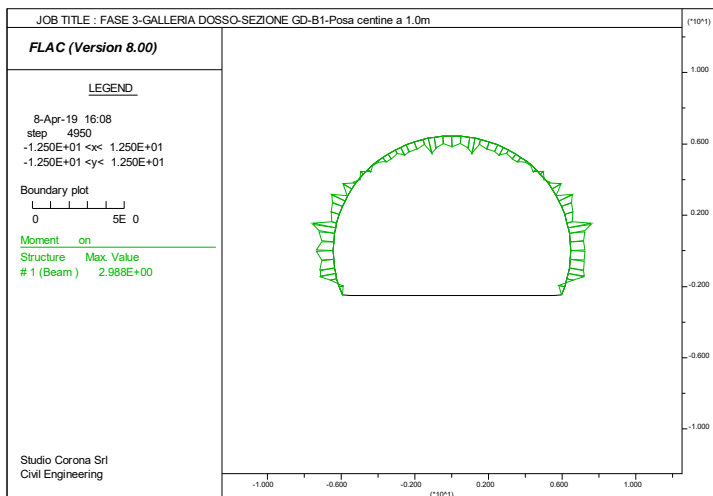
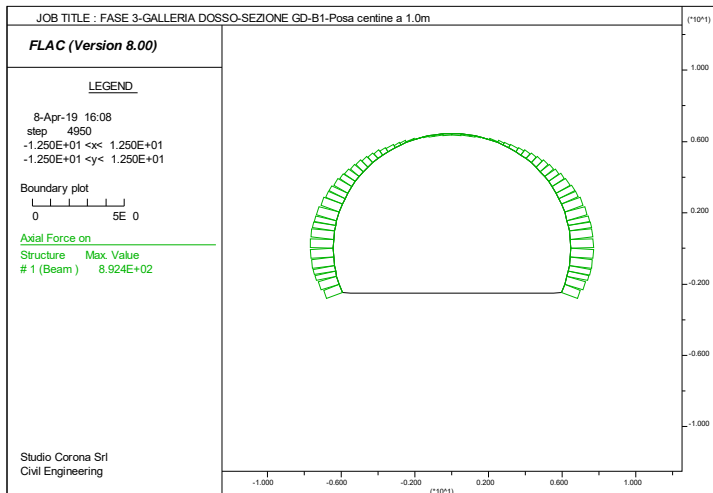
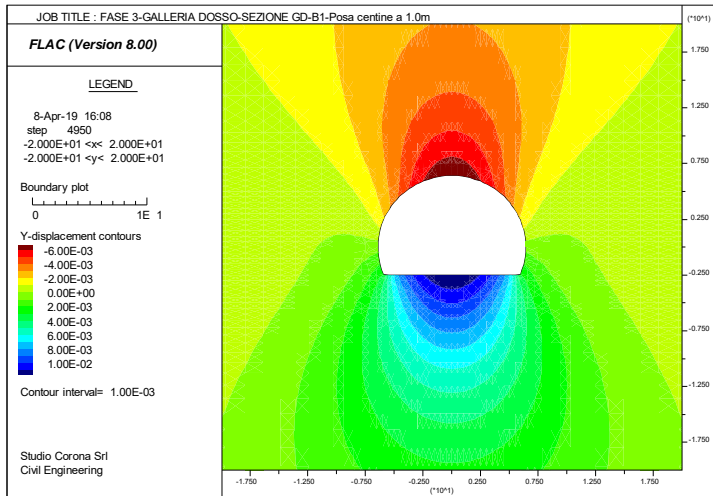
Si presentano i grafici rappresentativi per tutte le fasi di costruzione delle seguenti argomentazioni:

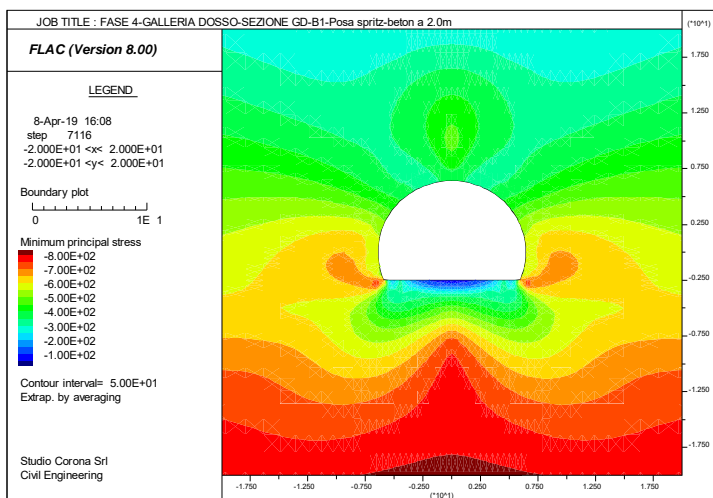
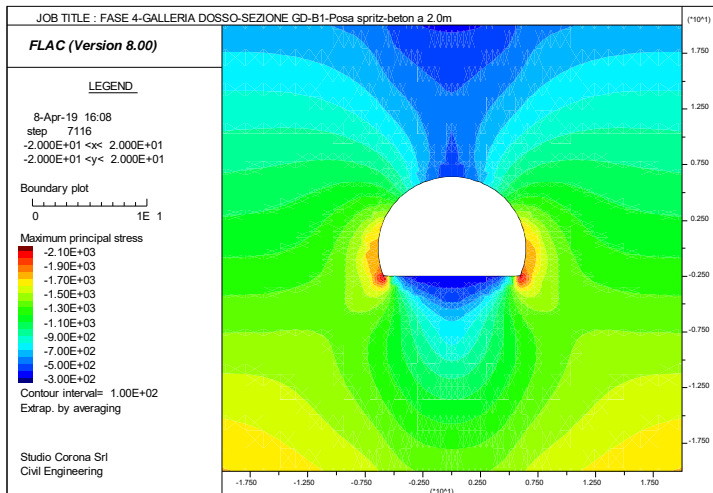
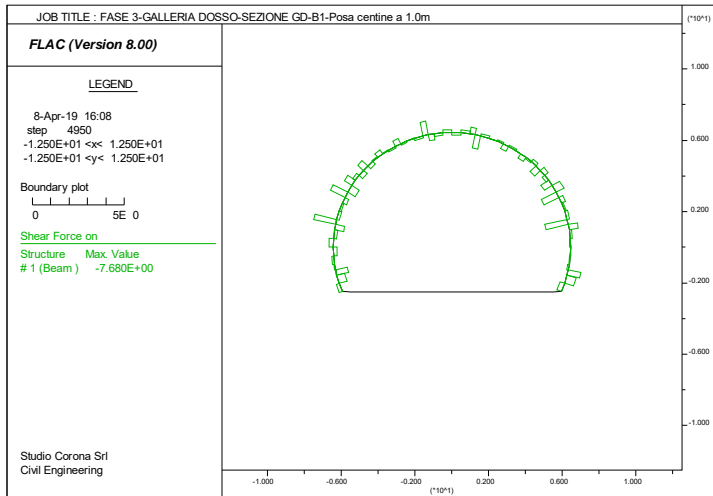
- Grigliato di calcolo;
- Tensione principale massima  $\sigma_1$  nell'ammasso;
- Tensione principale minima  $\sigma_3$  nell'ammasso;
- Spostamento verticale  $y_{dis}$  nell'ammasso;
- Sollecitazioni sul rivestimento provvisorio e definitivo.



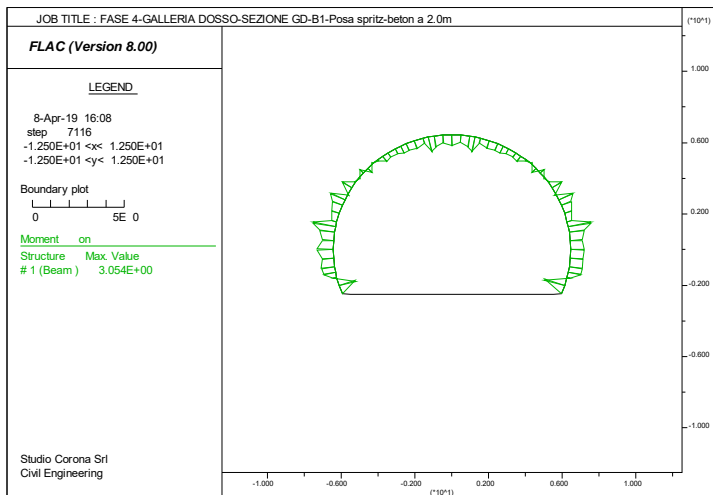
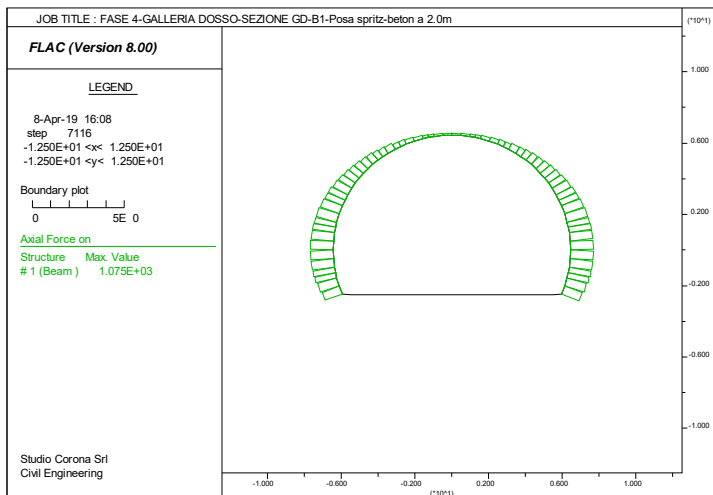
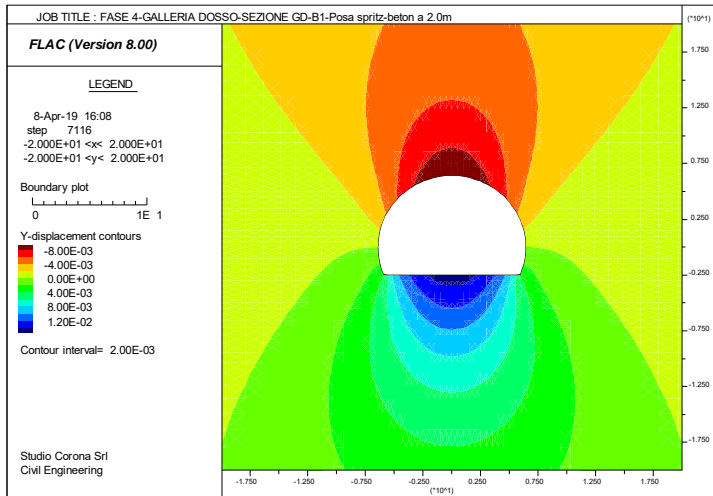


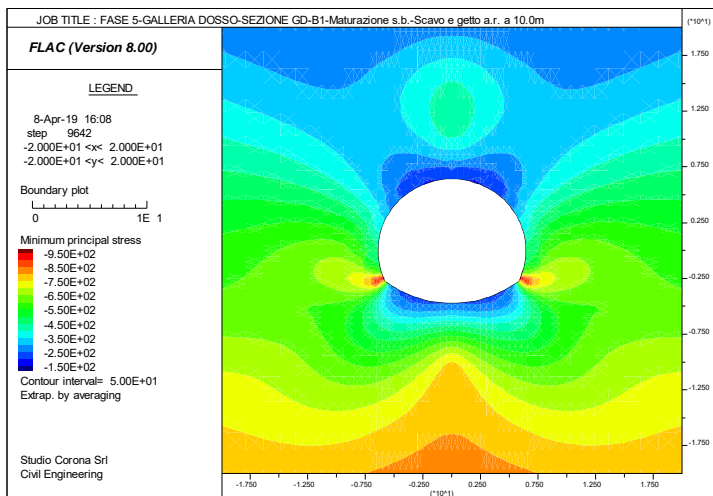
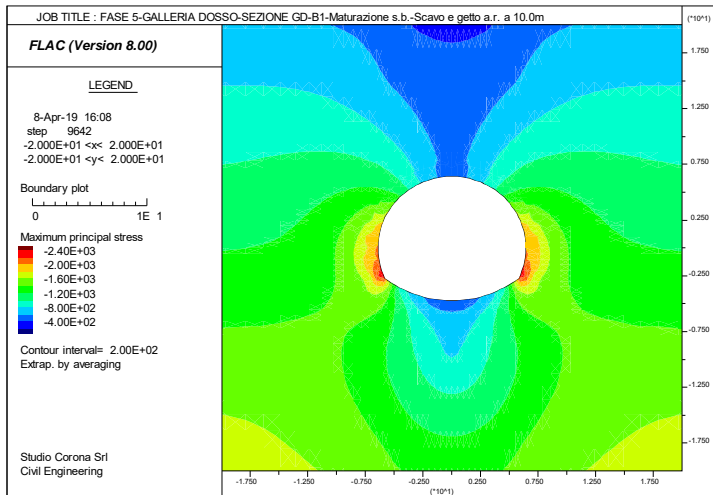
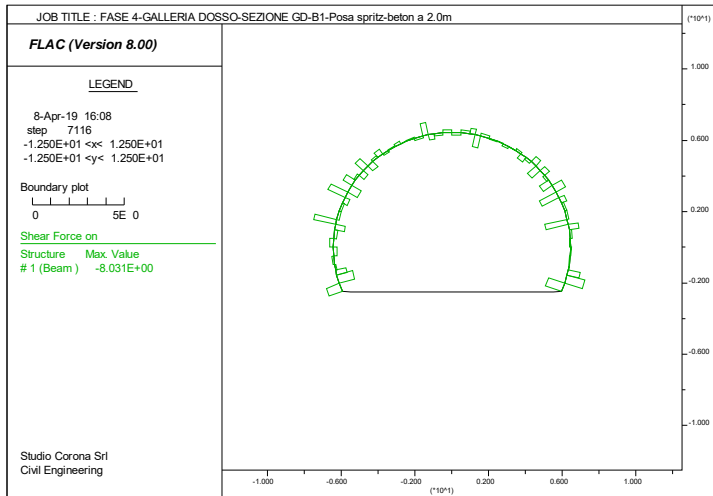


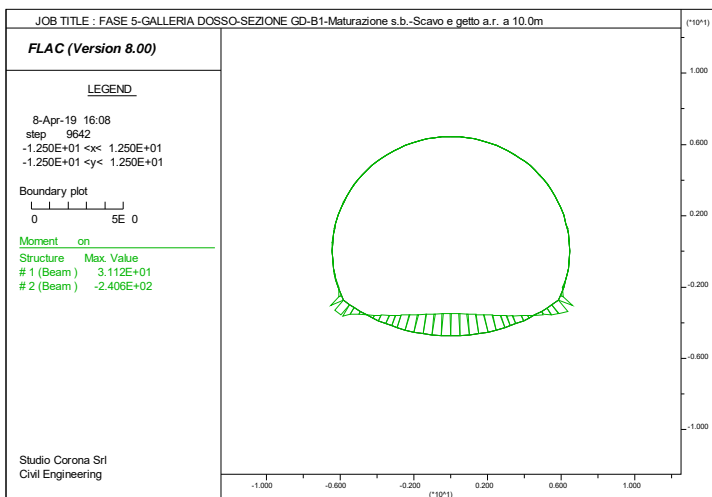
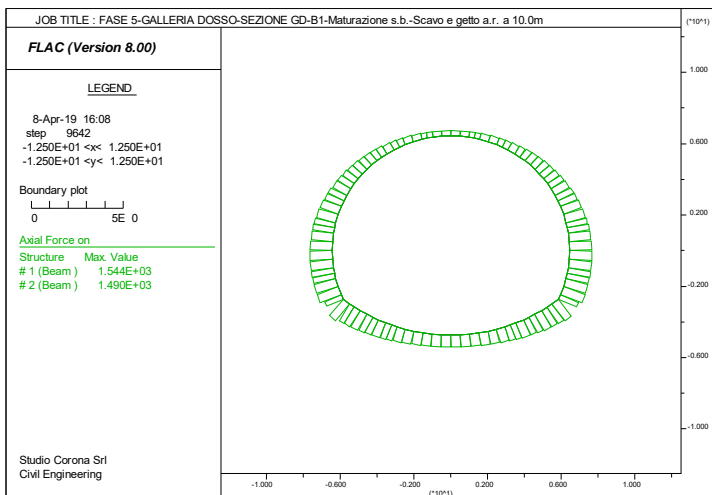
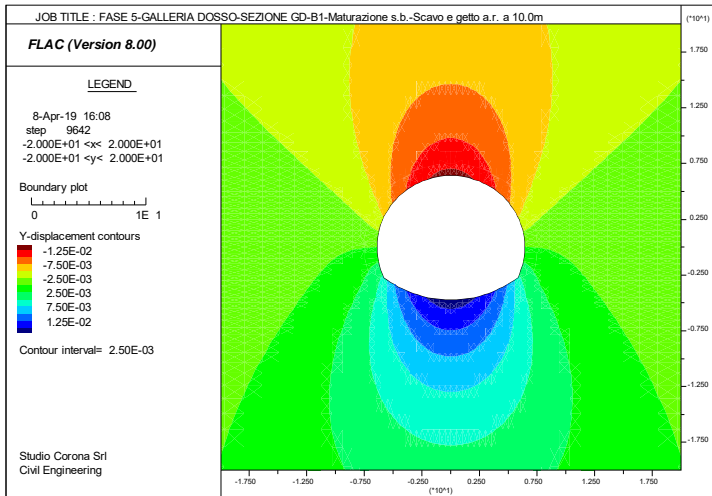


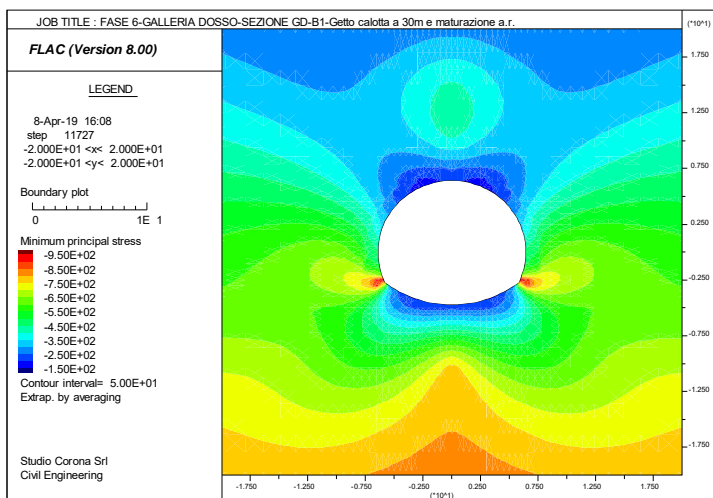
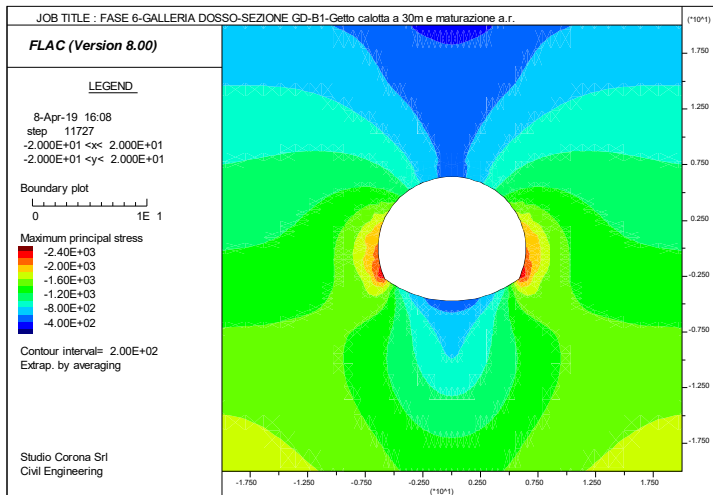
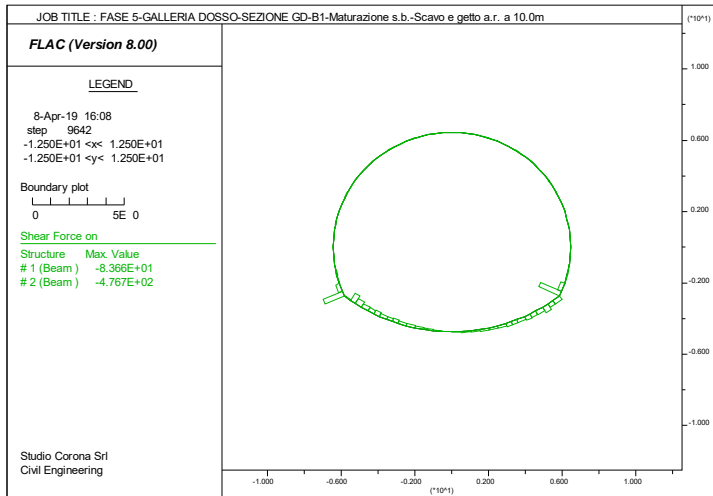


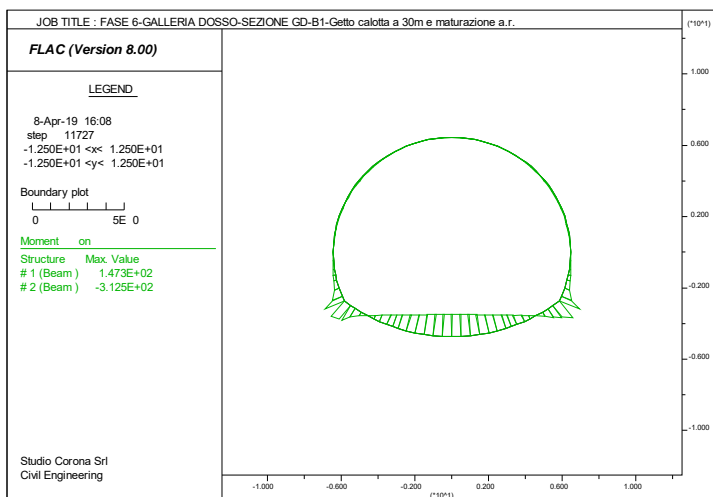
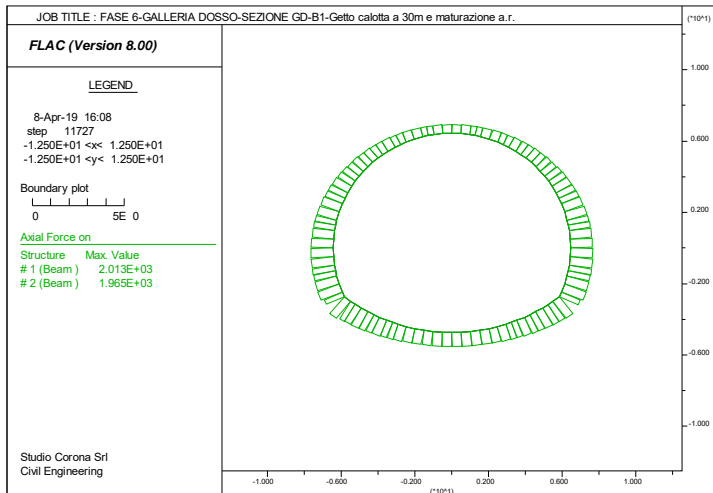
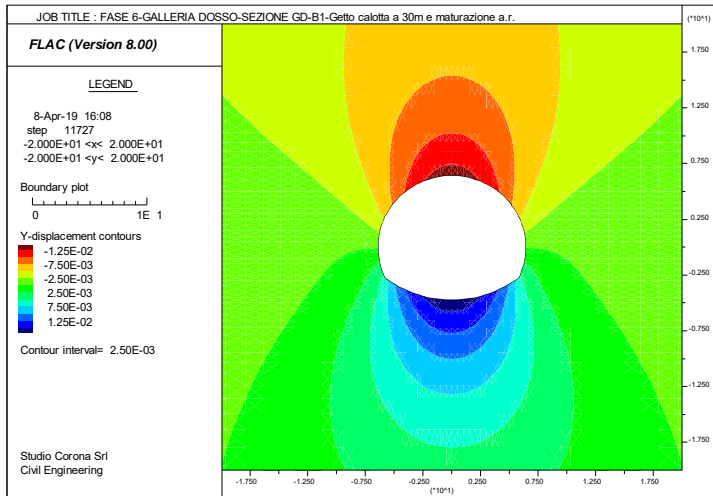


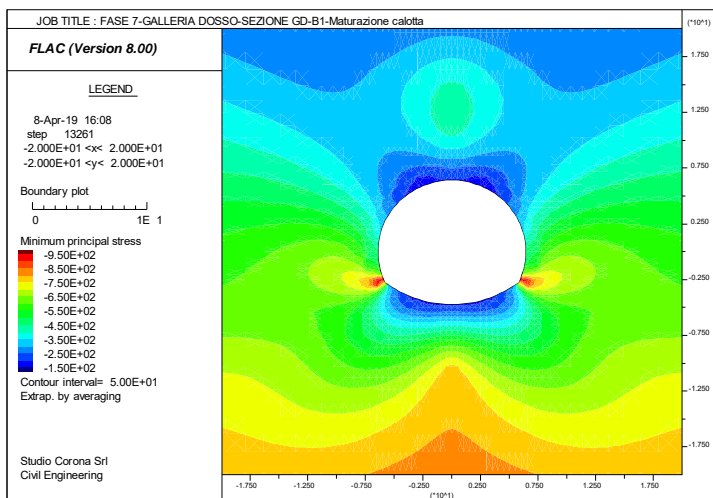
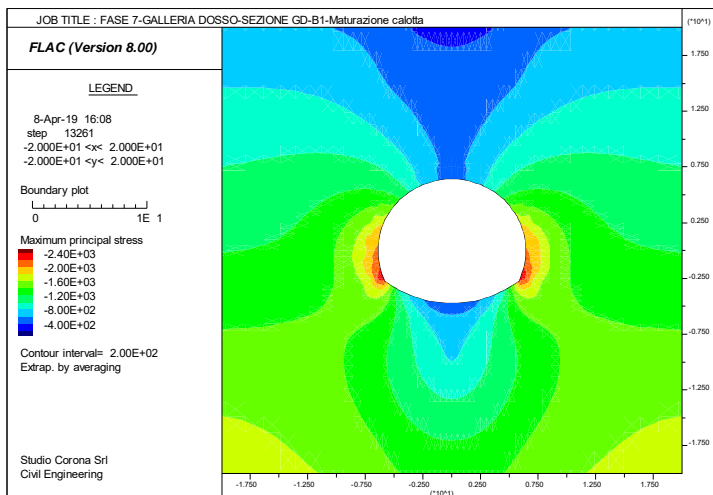
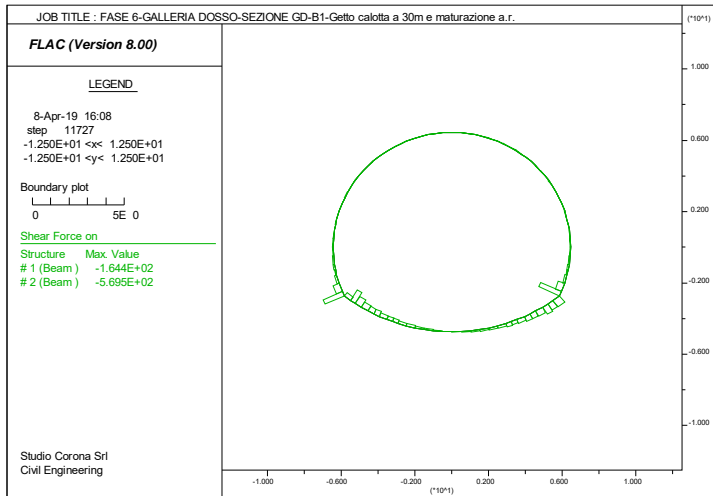


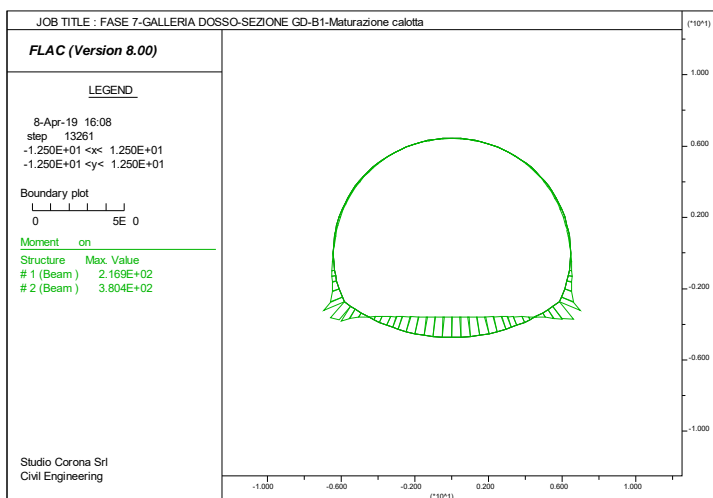
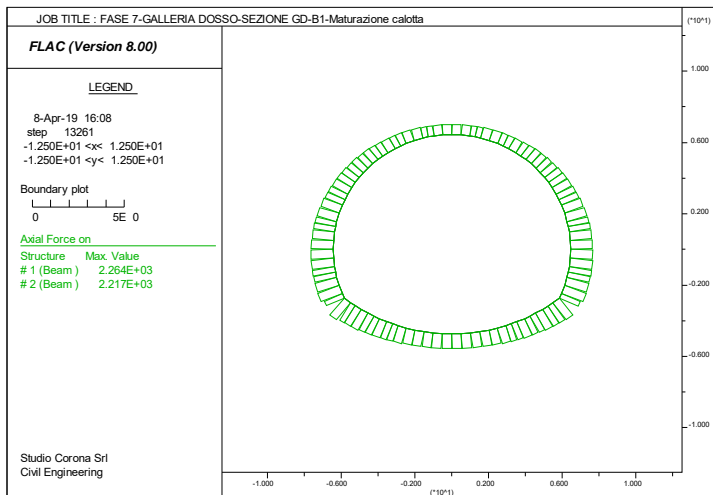
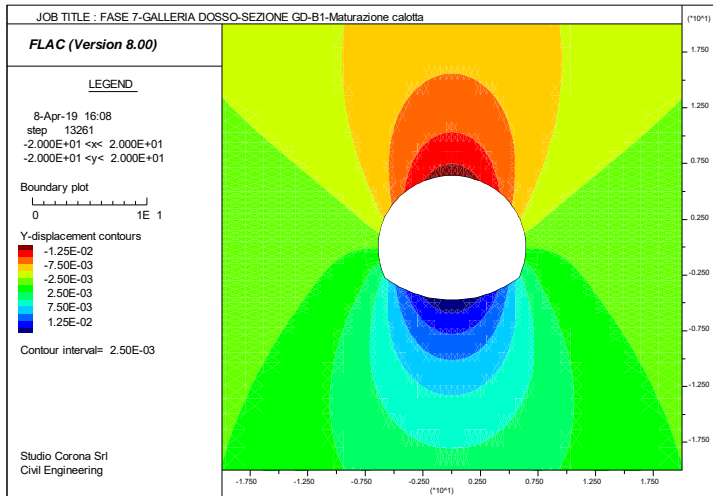


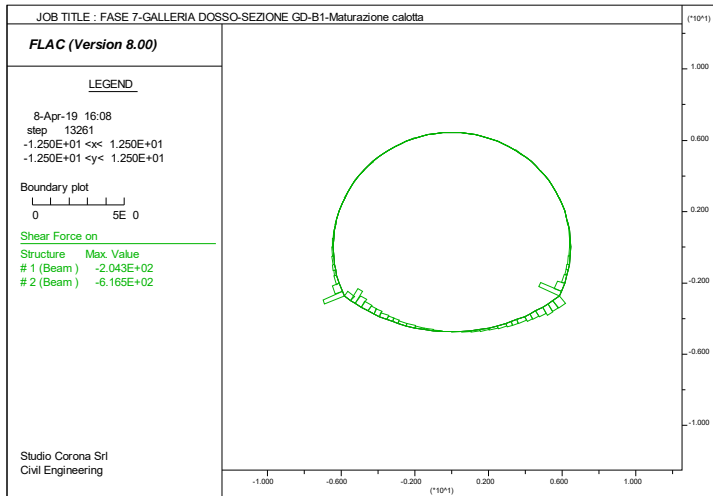












## 15 SEZIONE TIPO GD-B2 – TENSIONI E DEFORMATE SUI RIVESTIMENTI PROVVISORI E DEFINITIVI

Si presentano i grafici rappresentativi per tutte le fasi di costruzione delle seguenti argomentazioni:

- Grigliato di calcolo;
- Tensione principale massima  $\sigma_1$  nell'ammasso;
- Tensione principale minima  $\sigma_3$  nell'ammasso;
- Spostamento verticale  $y_{dis}$  nell'ammasso;
- Sollecitazioni sul rivestimento provvisorio e definitivo.

