

**SGC Grosseto Fano (E78).
Tratto Nodo di Arezzo (S. Zeno) - Selci Lama (E45).
Adeguamento a 4 corsie del tratto Le Ville - Selci Lama (E45).
Lotto 7.**

PROGETTO DEFINITIVO

PG 364

ANAS - DIREZIONE PROGETTAZIONE E REALIZZAZIONE LAVORI

<p>IL GEOLOGO <i>Dott. Geol. Salvatore Marino</i> Ordine dei geologi della Regione Lazio n. 1069</p>	<p>PROGETTISTI SPECIALISTICI <i>Ing. Ambrogio Signorelli</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. A35111</p>	<p>PROGETTAZIONE ATI: (Mandataria) GP INGENGERIA <i>GESTIONE PROGETTI INGENGERIA srl</i> (Mandante)  (Mandante) engeko (Mandante)  <i>Studio di Architettura e Ingegneria Moderna</i></p>
<p>COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE <i>Arch. Santo Salvatore Vermiglio</i> Ordine Architetti Provincia di Reggio Calabria n. 1270</p>	<p><i>Ing. Moreno Panfili</i> Ordine Ingegneri Provincia di Perugia n. A2657</p>	<p>IL PROGETTISTA RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE. (DPR207/10 ART 15 COMMA 12): <i>Dott. Ing. GIORGIO GUIDUCCI</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 14035</p>
<p>L'ARCHEOLOGO <i>Dott.ssa Maria Grazia Liseno</i> Elenco MIBACT n. 1646</p>	<p><i>Ing. Claudio Muller</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 15754</p>	<p></p>
<p>VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO <i>Ing. Michele Consumini</i></p>	<p><i>Ing. Giovanni Suraci</i> Ordine Ingegneri Provincia di RC n. A2895</p>	
<p>VISTO: IL RESP. DEL PROGETTO <i>Arch. Pianif. Marco Colazza</i></p>	<p><i>Ing. Giuseppe Resta</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 20629</p>	

OPERE D'ARTE MAGGIORI
Galleria Artificiale – Elaborati generali
Relazione di calcolo della galleria artificiale galleria Citerna

CODICE PROGETTO		NOME FILE			REVISIONE	SCALA
COMP.	PROGETTO	LIV.	ANNO	N.PROG.		
DP	LO702G	D2110				
CODICE ELAB.		T O O G A O O O S T R E O 6			A	-
D						
C						
B						
A	Emisione per Istr. ANAS Prot. CDG.U.0439522 23-05-2024	Giugno '24	A. Amoruso	A. Signorelli	G. Guiducci	
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO	

INDICE

1. PREMESSA	2
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	6
3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI	7
3.1. CALCESTRUZZO	7
3.2. ACCIAIO	7
4. MODELLO DI CALCOLO	8
4.1. INQUADRAMENTO GEOTECNICO	8
4.2. SOFTWARE	9
5. CRITERI DI VERIFICA	10
5.1. COMBINAZIONE DELLE AZIONI	10
5.2. COEFFICIENTI DELLE AZIONI	11
5.3. DIMENSIONAMENTO STRUTTURALE	11
5.4. VERIFICHE SLE	14
6. ANALISI DEI CARICHI	16
6.1. CARICHI PERMANENTI.....	16
6.2. AZIONE SISMICA.....	16
7. DEFINIZIONE DELL’AZIONE SISMICA	17
7.1. ACCELERAZIONE SISMICA DI PROGETTO	17
8. RISULTATI DELLE ANALISI.....	18
8.1. SOLLECITAZIONI IN CONDIZIONI STATICHE	18
8.2. SOLLECITAZIONI IN CONDIZIONI SISMICHE	19
9. VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	21
9.1. CALOTTA	21
9.1. PIEDRITTI	24
9.2. ARCO ROVESCIO.....	27
9.3. INCIDENZA DELL’ARMATURA.....	30

1. PREMESSA

Nell'ambito della progettazione definitiva "SGC Grosseto – Fano (E78). Tratto Nodo di Arezzo (San Zeno) – Selci Lama (E45). Adeguamento a 4 corsie del tratto Le Ville – Selci Lama (E45). Lotto 7" è prevista la realizzazione della galleria naturale "Citerna" e della galleria naturale "Le Ville".

Nella presente relazione sono riportati dimensionamento, analisi e verifica delle gallerie artificiali di imbocco GA05, GA06, GA07 e GA08 della galleria naturale Citerna.

Si riportano a seguire stralci di profilo, planimetria e sezioni tipologiche rappresentativi delle gallerie artificiali di imbocco.

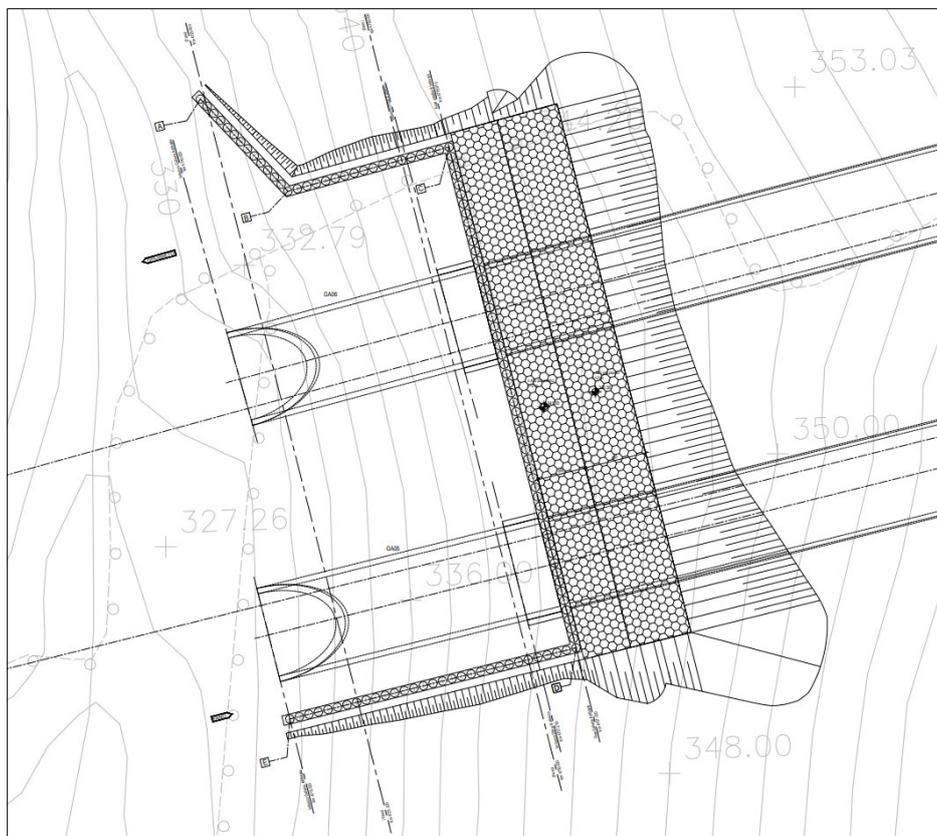


Figura 1.1 Planimetria delle gallerie artificiali di imbocco GA05 e GA06

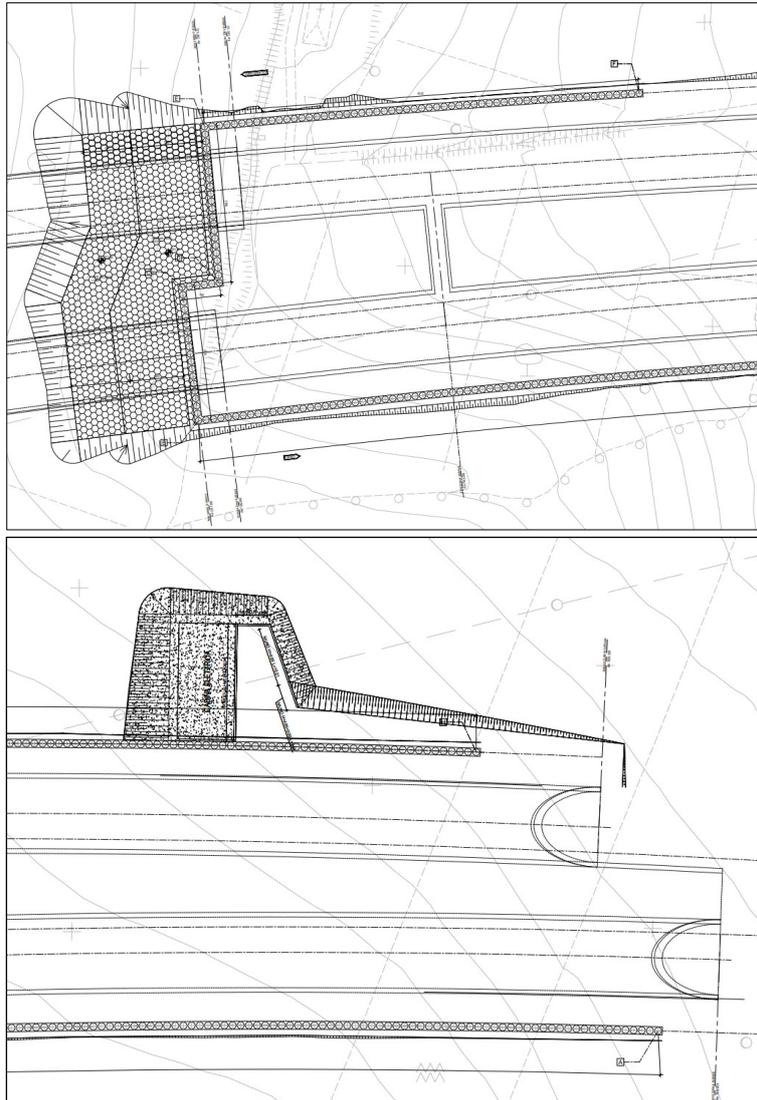


Figura 1.2 Planimetria delle gallerie artificiali di imbocco GA07 e GA08

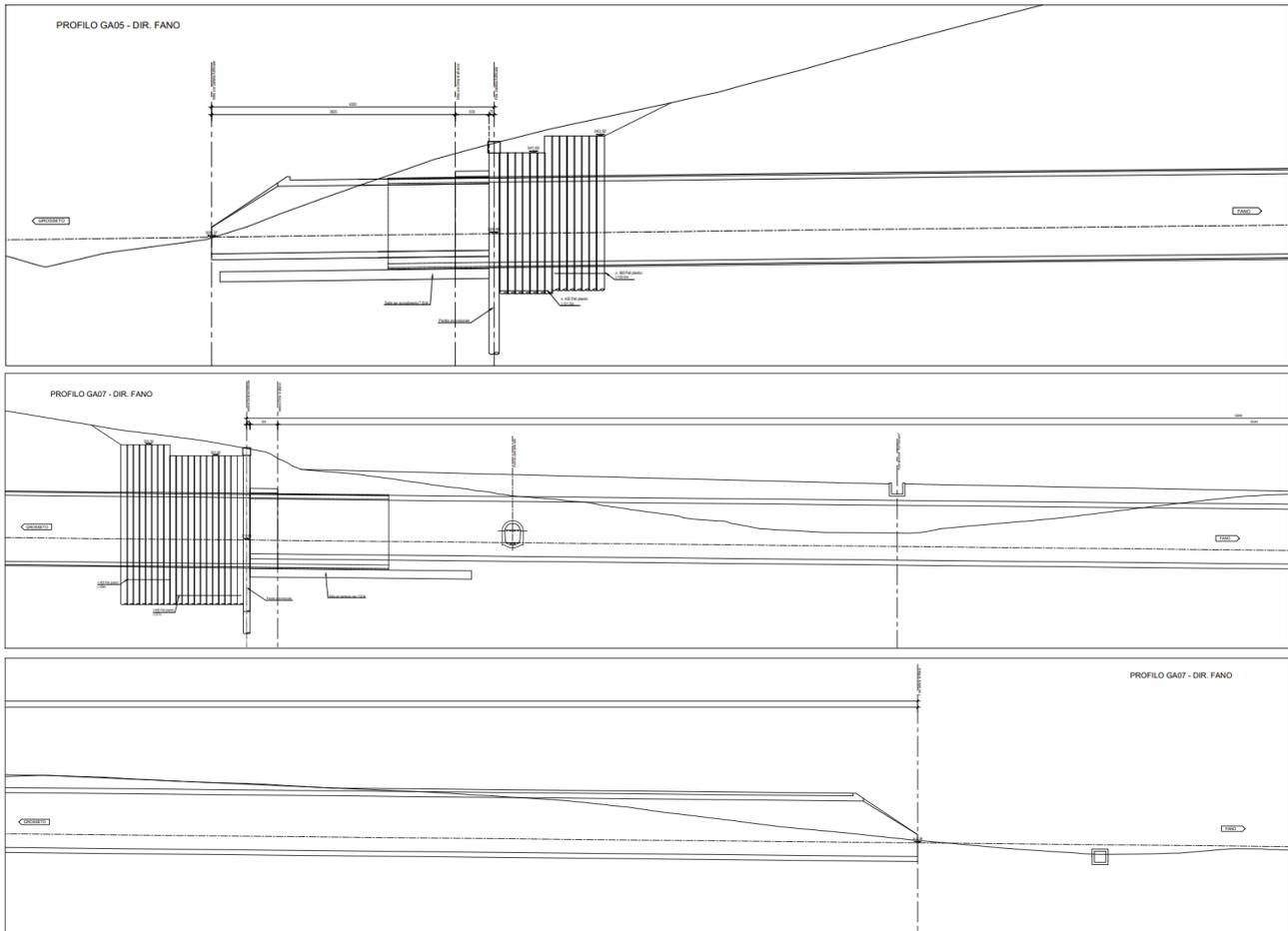


Figura 1.3 Profili delle gallerie artificiali di imbocco GA05 e GA07

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Decreto Ministero delle Infrastrutture e Trasporti 17/01/2018, Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”;

Circolare del 21/01/2019 n.7, “Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”;

UNI EN 1992-1-1: EUROCODICE 2 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo armato – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;

UNI EN 1997-1: EUROCODICE 7 – Progettazione Geotecnica – Parte 1: Regole Generali;

UNI EN 1998-5: EUROCODICE 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI

3.1. CALCESTRUZZO

Si fa riferimento alle indicazioni contenute nella norma UNI EN 206-1 (2006) e nella norma UNI 11104 (2016) per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo e per definirne la classe di resistenza in base alle condizioni ambientali.

Tabella 3.1 Calcestruzzo per magrone

Classe di resistenza minima	C12/15
-----------------------------	--------

Tabella 3.2 Calcestruzzo strutturale

Classe di resistenza minima	C32/40
Classe di esposizione	XC2 - XA2
Classe di consistenza (lavorabilità)	S4
Rapporto A/C	≤ 0.5
Dosaggio minimo di cemento	340 kg/m ³
Dimensione massima degli aggregati	D _{max} = 25 mm
Copriferro nominale	c = 50 mm

Per la definizione dei parametri relativi al calcestruzzo strutturale si fa riferimento alle formulazioni indicate in tabella.

Tabella 3.3 Parametri del calcestruzzo strutturale

Resistenza a compressione cubica	R _{ck}	40 MPa
Resistenza a compressione cilindrica	f _{ck}	32 MPa
Resistenza a compressione cilindrica media	f _{cm} = f _{ck} + 8	40 MPa
Resistenza media a trazione semplice per classi < C50/60	f _{ctm} = 0.30 f _{ck} ^{2/3}	3.03 MPa
Modulo elastico medio	E _{cm} = 22 000 (f _{cm} /10) ^{0.3}	33 346 MPa
Coefficiente di Poisson	ν	0.2

3.2. ACCIAIO

Si fa riferimento a barre ad aderenza migliorata di tipo B450C controllato in stabilimento.

Tabella 3.4 Acciaio per armature ordinarie

Tensione caratteristica di snervamento	f _{yk} ≥ 450 MPa
Tensione caratteristica di rottura	f _{tk} ≥ 540 MPa
Modulo elastico	E _s = 210 000 MPa

4. MODELLO DI CALCOLO

Nell'analisi si considera una sezione di galleria di larghezza unitaria e viene quindi definito un modello della struttura schematizzato con elementi *plate* di spessore 0.80 m. Nella figure seguenti sono mostrate la sezione geometrica dell'opera e le sezioni di verifica strutturale.

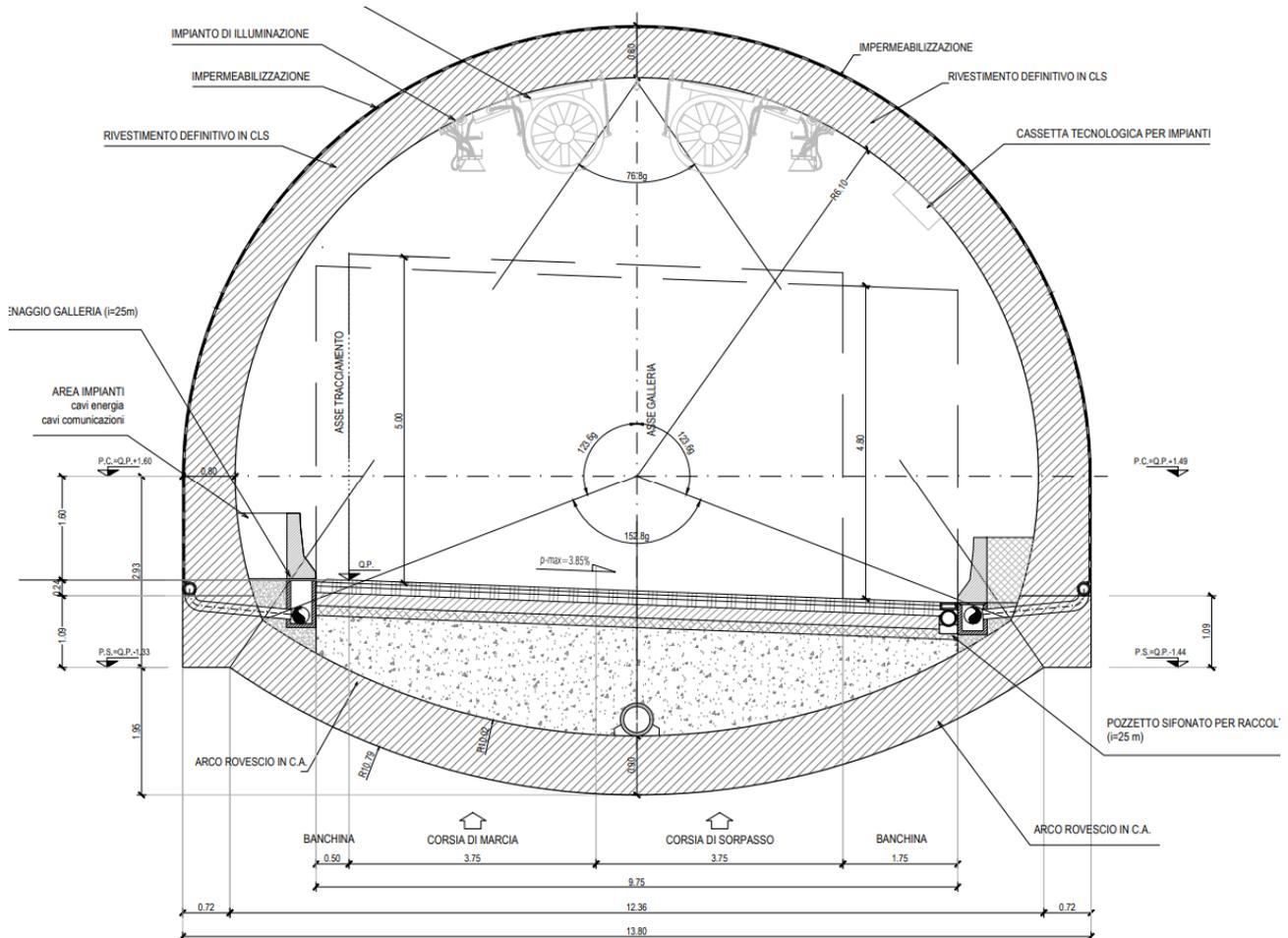


Figura 4.1 Sezione dell'opera in esame

4.1. INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Per l'inquadramento geologico e idrogeologico si veda quanto riportato negli specifici elaborati. Di seguito si riportano i valori caratteristici dei terreni presenti in sito, utilizzati per le successive analisi dell'opera in oggetto.

Tabella 4.1 Parametri geotecnici caratteristici

Descrizione	Unità	γ_{sat} [kN/m ³]	ϕ' [°]	c' [kPa]	E [MPa]
Materiale di tombamento		20	30	0	40
Suolo di fondazione	UG9	19	26	20	25

Si riportano a seguire la stratigrafia di calcolo e la mesh utilizzate per le analisi condotte per la galleria artificiale oggetto della presente relazione.

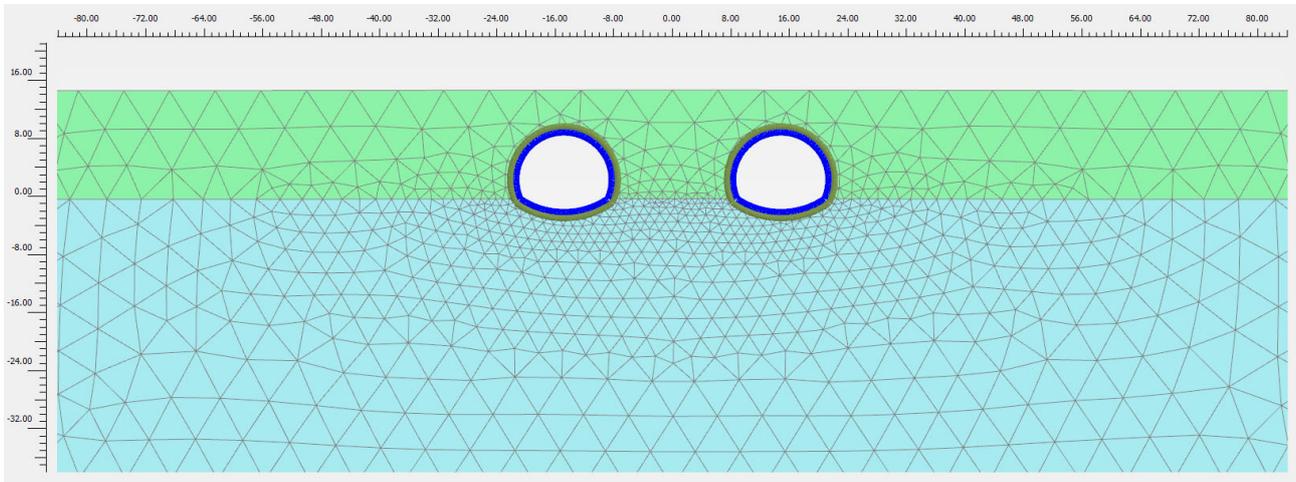


Figura 4.2 Stratigrafia di calcolo

4.2. SOFTWARE

I calcoli progettuali sono stati svolti con l'ausilio del codice di calcolo Plaxis 2D 2021 di Bentley Systems. La simulazione avviene analizzando il problema nel piano XY (considerando una profondità unitaria in direzione Z), dove i gradi di libertà attivi sono lo spostamento orizzontale lungo l'asse X, lo spostamento verticale lungo l'asse Y e la rotazione intorno all'asse Z.

In tale codice la schematizzazione dell'interazione tra galleria e terreno avviene considerando:

- la galleria come una serie di elementi *plate* il cui comportamento è caratterizzato dalla rigidità flessionale EJ e dalla rigidità assiale EA;
- il terreno come una mesh di elementi finiti triangolari il cui comportamento è caratterizzato dal modulo di deformazione E, la coesione c' e l'angolo d'attrito φ' .

Le verifiche delle sezioni in cemento armato sono state eseguite con l'ausilio del freeware VcaSlu distribuito dal Prof. Piero Gelfi dell'Università di Brescia e attraverso fogli di calcolo Microsoft Excel opportunamente predisposti.

5. CRITERI DI VERIFICA

Le verifiche contenute nel presente documento fanno riferimento a quanto prescritto per i sistemi fondazionali nelle NTC2018 e successiva circolare esplicativa.

Le verifiche strutturali sono eseguite nei confronti degli Stati Limite Ultimi (SLU) e degli Stati Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) riferiti allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione.

Gli stati limite di esercizio esaminati per il soddisfacimento delle prestazioni richieste ai manufatti sono:

- danneggiamenti locali che possono ridurre la durabilità della struttura, la sua efficienza o il suo aspetto (controllo delle tensioni massime e della fessurazione del calcestruzzo con verifiche sezionali);
- eccessive deformazioni che possono limitare l'uso della costruzione, la sua efficienza e il suo aspetto (verifica dei rapporti limite deformazione massima o spessore/luce di calcolo).

Per ogni stato limite deve essere rispettata la condizione espressa dall'equazione 6.2.1 delle NTC2018

$$E_d \leq R_d$$

con E_d valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione e R_d valore di progetto della resistenza della struttura o del sistema geotecnico.

5.1. COMBINAZIONE DELLE AZIONI

La progettazione e verifica degli elementi strutturali è condotta in conformità alla normativa vigente Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 (DM 17/01/2018).

Ai fini delle verifiche degli stati limite, si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):
 $\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$
- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:
 $G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$
- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:
 $G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$
- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:
 $G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$
- Combinazione sismica, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:
 $E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$

Le verifiche tensionali degli elementi strutturali sono eseguite col metodo degli stati limite. Ai fini del dimensionamento e delle verifiche sono stati presi in esame i seguenti approcci di calcolo, secondo quanto specificato in NTC 2018.

PROGETTAZIONE ATI:

SLU approccio 1:

- Combinazione fondamentale
- Combinazione sismica

SLE:

- Combinazione rara (SLE-R)
- Combinazione frequente (SLE-F)
- Combinazione quasi permanente (SLE-Q)

Per ognuno degli stati limite sopra definiti si adottano le combinazioni di carico definite precedentemente.

5.2. COEFFICIENTI DELLE AZIONI

Per la verifica agli SLU si adottano i valori dei coefficienti parziali della tabella sotto riportata (Tab. 6.2.1 delle NTC 2018):

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

5.3. DIMENSIONAMENTO STRUTTURALE

Per ogni stato limite ultimo SLU deve essere rispettata la condizione $E_d \leq R_d$ dove E_d è il valore di progetto delle azioni e R_d il valore di progetto della resistenza del sistema.

Effetto delle azioni sono espresse in funzione delle azioni di progetto $F_k \cdot \gamma_E$, dei parametri di progetto X_k / γ_M e della geometria di progetto. Nella formulazione della resistenza appare esplicitamente il coefficiente γ_R che opera direttamente sulla resistenza.

Combinazioni per analisi statiche SLU							
	Azioni (γ_F)				Proprietà del terreno (γ_M)		
	Permanenti		Variabili		tan φ'	c'	c _u
	Sfavorevoli	Favorevoli	Sfavorevoli	Favorevoli			
STR (A1 + M1)	1.30	1.00	1.50	0.00	1.00	1.00	1.00
GEO (A2 + M2)	1.00	1.00	1.30	0.00	1.25	1.25	1.40

Per i carichi permanenti G_1 si è considerato $\gamma_G = 1.3$ per le azioni sfavorevoli e $\gamma_G = 1$ per le azioni favorevoli.

Per i carichi permanenti G_2 si è considerato $\gamma_G = 1.5$ per le azioni sfavorevoli e $\gamma_G = 0.8$ per le azioni favorevoli.

Per tutti i carichi variabili Q si considerano i coefficienti $\gamma_Q = 1.5$, $\psi_0 = 0.75$, $\psi_1 = 0.75$ e $\psi_2 = 0$.

5.3.1. CONDIZIONI STATICHE

Per quanto concerne le verifiche agli stati limite ultimo per il dimensionamento strutturale (STR) le analisi saranno eseguite facendo riferimento alla Combinazione 1 (A1+M1+R1) in cui le azioni permanenti e variabili sono amplificate mediante i coefficienti parziali del gruppo A1, applicati direttamente sulle sollecitazioni caratteristiche.

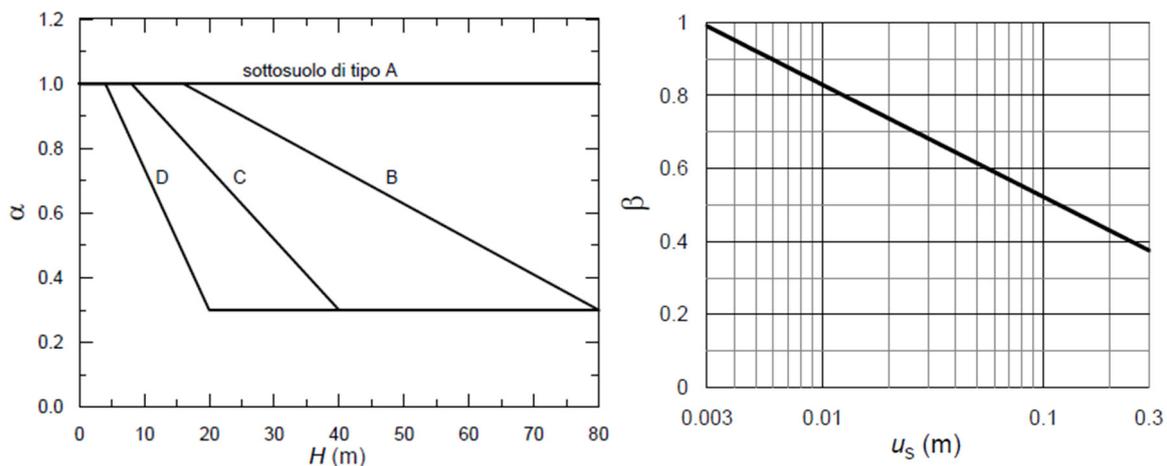
5.3.1. CONDIZIONI SISMICHE

Come prescritto dalle NTC2018 Al Par. 7.11.1, le verifiche si eseguono con coefficienti parziali unitari sulle azioni e sui parametri geotecnici e considerando le variazioni della spinta delle terre sulle superfici laterali della galleria.

In accordo con il Capitolo 7.11.6.3.1 delle NTC2018, l'analisi della spinta delle terre in condizioni sismiche può essere effettuata seguendo un metodo pseudo-statico. Questa tipologia di analisi consente di considerare l'azione dinamica indotta dal sisma attraverso una statica equivalente: essa è pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico. Nelle verifiche allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) l'accelerazione laterale di progetto può essere calcolata mediante la seguente espressione:

$$k_h = \alpha \cdot \beta \cdot \frac{a_{\max}}{g}$$

Dove il coefficiente α è funzione della deformabilità dei terreni interagenti con la struttura e dell'altezza dell'opera, mentre β dipende dalla capacità della struttura di subire spostamenti. Tali coefficienti possono essere dedotti a partire dalle Figure 7.11.2 e 7.11.3 presenti nelle NTC2018 e di seguito riportate.



Nel caso della galleria, data la notevole rigidezza dell'opera si terrà conto delle forze inerziali derivanti dalla spinta del terreno sono state considerate con una forza pseudo-statica valutata attraverso il noto metodo di Wood; metodo applicabile in quanto si di un'opera rigida completamente vincolata.

In questo caso le verifiche a cui far riferimento sono le seguenti:

- Resistenza a pressoflessione
- Resistenza a taglio

5.3.2. PRESSOFLESSIONE

La verifica alle sollecitazioni che provocano tensioni normali (sforzo normale, flessione semplice e flessione composta) è stata fatta con uno specifico programma in cui, inserendo le caratteristiche geometriche della sezione, delle armature e delle sollecitazioni desunte dai precitati tabulati di calcolo, si ottiene, per i materiali ipotizzati, il momento resistente che dovrà risultare maggiore del momento agente.

Con riferimento alla sezione pressoinflessa retta, la capacità, in termini di resistenza e duttilità, si determina in base alle ipotesi di calcolo e al modello di resistenza di tipo *stress-block*.

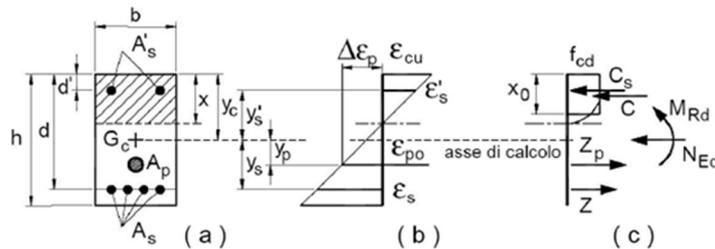


Figura 5.1 Schema di verifica a pressoflessione

Le verifiche a flessione vengono condotte confrontando le resistenze ultime e le sollecitazioni massime agenti, valutando il corrispondente fattore di sicurezza come rapporto tra la sollecitazione resistente e la massima agente.

$$FS = \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} \geq 1$$

Le verifiche a pressoflessione, invece, vengono condotte definendo un dominio di interazione N-M funzione delle caratteristiche meccaniche, geometriche e dal quantitativo d'armatura della sezione: per ogni combinazione si valuta che la coppia (N_{Ed}, M_{Ed}) agente risulti interna a tale dominio.

5.3.3. TAGLIO

Per la verifica di resistenza agli SLU, con riferimento alle sollecitazioni taglianti, deve risultare:

$$FS = \frac{V_{Rd}}{V_{Ed}} \geq 1$$

Per il valore resistente si fa riferimento ai seguenti valori qui di seguito riportati, tenendo conto di sezioni armate o non armate a taglio:

- resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura a taglio

$$V_{Rd,c} = \max \left\{ \left[\frac{0.18}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d; (v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right\}$$

- valore di progetto della forza di taglio che può essere sopportato dall'armatura a taglio alla tensione di snervamento delle armature

$$V_{Rd,s} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\cot(\alpha) + \cot(\theta)) \cdot \sin \alpha$$

- valore di progetto della massima forza di taglio che può essere sopportato dall'elemento, limitato dalla rottura delle bielle compresse

$$V_{Rd,max} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot f'_{cd} \cdot \frac{\cot(\alpha) + \cot(\theta)}{1 + \cot^2(\theta)}$$

Nelle espressioni precedenti, i simboli hanno i seguenti significati:

- $k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2.0$, con d espresso in mm;
- $\rho_l = A_{sl}/(b_w \cdot d) \leq 0.02$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale;
- A_{sl} è l'area dell'armatura tesa;
- b_w è la larghezza minima della sezione in zona tesa;
- $\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0.2 \cdot f_{cd}$ è la tensione media di compressione della sezione;
- A_c è l'area della sezione in calcestruzzo;
- $v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$;
- A_{sw} è l'area della sezione trasversale dell'armatura a taglio;
- s è il passo delle staffe;
- f_{yd} è la tensione di snervamento di progetto dell'armatura a taglio
- α è l'inclinazione dell'armatura resistente a taglio rispetto all'asse dell'elemento;
- θ è l'inclinazione della biella di calcestruzzo compressa e deve essere $1 \leq \cot \theta \leq 2.5$

5.4. VERIFICHE SLE

Le opere devono essere verificate nei confronti degli Stati Limite di Esercizio. Per ciascuno di essi deve essere rispettata la condizione $F_d \leq C_d$ dove F_d è il valore di esercizio dell'effetto delle azioni e C_d è il valore limite dell'effetto delle azioni secondo le prescrizioni normative.

5.4.1. FESSURAZIONE

Per gli Stati Limite di Esercizio occorre verificare che l'ampiezza delle fessure w_k , per gli elementi con armature lente, sia al di sotto del valore limite fissato per le classi di esposizione in oggetto.

Per l'individuazione di tali limiti si fa riferimento alle tabelle seguenti.

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

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

In particolare, per condizioni ambientali aggressive e armatura poco sensibile, devono essere rispettati i seguenti limiti:

- Combinazione di carico *frequente* $w_k \leq w_2 = 0.3 \text{ mm}$
- Combinazione di carico *quasi permanente* $w_k \leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$

L'ampiezza caratteristica w_k delle lesioni si valuta attraverso l'espressione:

$$w_k = (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) s_{r,max}$$

dove

- $s_{r,max}$ è il massimo interasse tra le fessure;
- ε_{sm} è il valor medio della deformazione nell'acciaio;
- ε_{cm} è il valor medio della deformazione nel calcestruzzo fra le fessure.

La differenza $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$ può valutarsi attraverso l'espressione:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - \frac{k_t}{\rho_{eff}} (1 + \alpha_e \rho_{eff})}{E_s} \geq 0.6 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

dove

- σ_s è la tensione nell'acciaio calcolata in sezione parzializzata;
- E_s è il modulo elastico dell'acciaio;
- ρ_{eff} è il rapporto tra l'area dell'armatura tesa e l'area effettiva di calcestruzzo in trazione;
- α_e è il rapporto tra il modulo elastico dell'acciaio e quello del calcestruzzo;
- $k_t = 0.4$ (carico di lunga durata).

Detta s la distanza massima tra le barre di armatura, il massimo interasse tra le fessure si può valutare attraverso l'espressione

$$\begin{cases} s_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\varnothing}{\rho_{eff}} & se \quad s \leq 5 (c + \varnothing/2) \\ s_{r,max} = 1.3 (H - x_n) & se \quad s > 5 (c + \varnothing/2) \end{cases}$$

dove

- c è il copriferro (distanza tra bordo del calcestruzzo e l'armatura);
- x_n è la distanza dell'asse neutro dal lembo superiore;
- \varnothing è il diametro delle barre;
- H è l'altezza della sezione;
- $k_1 = 0.8$ (per barre ad aderenza migliorata);
- $k_2 = 0.5$ (per flessione);
- $k_3 = 3.4$ (valore consigliato);
- $k_4 = 0.425$ (valore consigliato).

5.4.2. LIMITAZIONE DELLE TENSIONI

Allo SLE in riferimento alla combinazione *rara* (o caratteristica) è necessario verificare che le tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio rispettino i seguenti limiti:

- $\sigma_c \leq 0.60 \cdot f_{ck} = 19.2 \text{ MPa}$
- $\sigma_s \leq 0.8 \cdot f_{yk} = 360 \text{ MPa}$

Allo SLE in riferimento alla combinazione *quasi permanente* è necessario verificare che le tensioni nell'acciaio rispettino i seguenti limiti:

- $\sigma_c \leq 0.45 \cdot f_{ck} = 14.4 \text{ MPa}$

6. ANALISI DEI CARICHI

Si considerano i seguenti carichi nel calcolo delle sollecitazioni agenti sugli elementi strutturali:

- Carichi permanenti G_1 : peso proprio delle strutture;
- Carichi permanenti G_2 : peso proprio del terreno;
- Carichi permanenti G_3 : spinta delle terre;
- Carichi variabili Q : sovraccarico da traffico all'interno della galleria;
- Azione del sisma E : componente inerziale della spinta delle terre.

Il peso ad unità di volume del calcestruzzo armato è pari a $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$. Il sovraccarico stradale, generalmente stimato pari a 20 kPa, non è stato definito nel modello a vantaggio di sicurezza. Poiché il modello di calcolo utilizzato schematizza una striscia di opera profonda 1.00 m lungo lo sviluppo in direzione longitudinale, i carichi e le sollecitazioni si intendono riferiti a detta striscia unitaria.

6.1. CARICHI PERMANENTI

Le pressioni nel terreno sono determinate sulla base dei pesi specifici delle stratigrafie relative al manufatto. La falda non è presente lungo il tratto di messa in posa dell'opera.

La spinta delle terre viene valutata a partire dallo stato di sforzo verticale con la formulazione della spinta del terreno a riposo $K_0 = 1 - \sin \varphi'$ secondo Jacky.

6.2. AZIONE SISMICA

Nel caso in esame, data la notevole rigidità dell'opera si terrà conto delle forze inerziali derivanti dalla spinta del terreno sono state considerate con una forza pseudo-statica valutata attraverso il noto metodo di Wood (metodo applicabile in quanto si tratta di un'opera rigida completamente vincolata).

La spinta sismica agente sulla galleria è pertanto definita come $S_{\text{sisma}} = k_h \gamma z^2$.

7. DEFINIZIONE DELL’AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione. Essa costituisce l’elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} , nel periodo di riferimento V_R .

Ai fini della normativa vigente le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_C^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Ai fini delle verifiche strutturali, in accordo con la normativa vigente, si considera lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV).

Per la definizione del tempo di ritorno del sisma, è stata considerata una vita nominale della struttura pari a 50 anni e classe d’uso IV ($C_u = 2$), cosicché il periodo di riferimento dell’azione sismica risulta essere:

$$V_R = V_N \cdot C_u = 100 \text{ anni}$$

7.1. ACCELERAZIONE SISMICA DI PROGETTO

Per quanto concerne l’amplificazione stratigrafica e topografica si assumono la categoria di sottosuolo C e la categoria topografica T1.

Sulla base di quanto mostrato in precedenza sono riportati i parametri per la definizione dell’azione sismica massima di progetto la quale sarà necessaria per la definizione della forza pseudo-statica sismica per il sito di riferimento con latitudine (Lat. = 43.502052) e longitudine (Lng. = 12.143856).

Vengono qui di seguito riportati i principali parametri, oltre che l’azione sismica presente nella locazione specifica dei manufatti, sia allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita.

a_g	0.279 g	k_h	0.363
F_0	2.411	k_v	0.1815
T_C^*	0.309 s	a_{max}	3.558 m/s ²
S_T	1.00	β	1.00
S_S	1.30		
C_c	1.55		

8. RISULTATI DELLE ANALISI

Si riportano i diagrammi delle caratteristiche della sollecitazione in condizioni statiche e sismiche.

8.1. SOLLECITAZIONI IN CONDIZIONI STATICHE

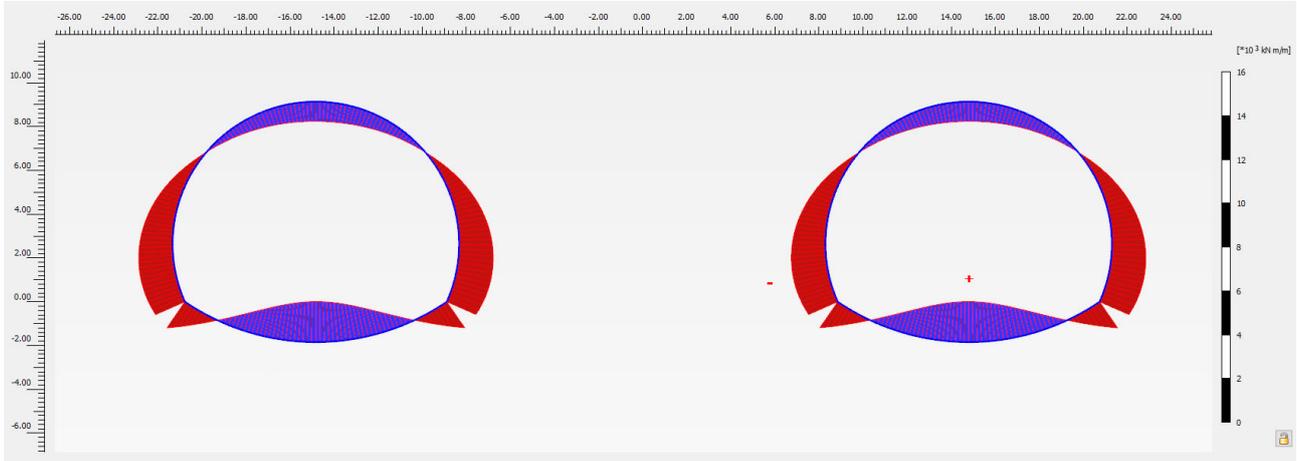


Figura 8.1 Diagramma del momento flettente

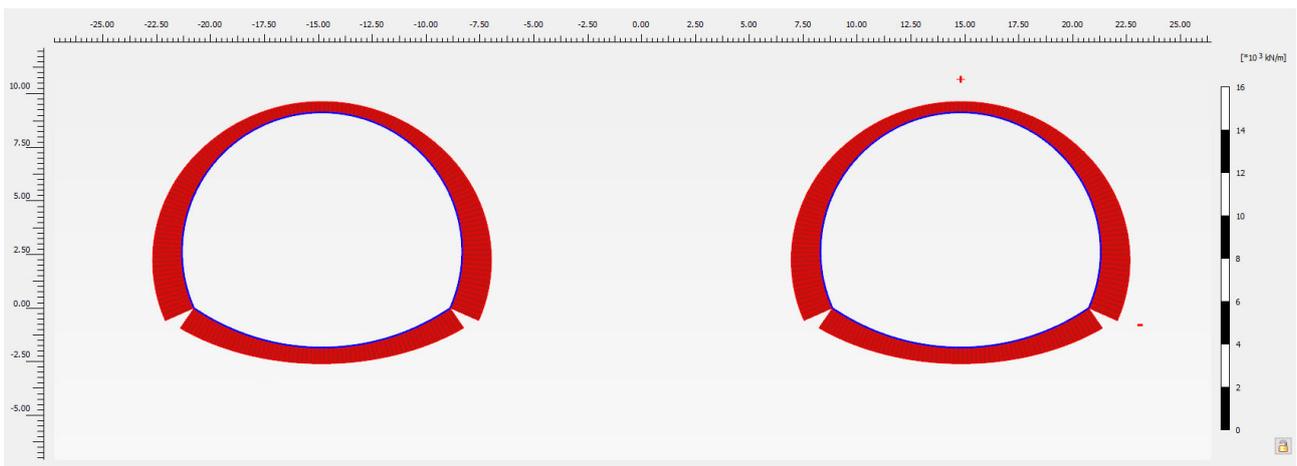


Figura 8.2 Diagramma dello sforzo normale

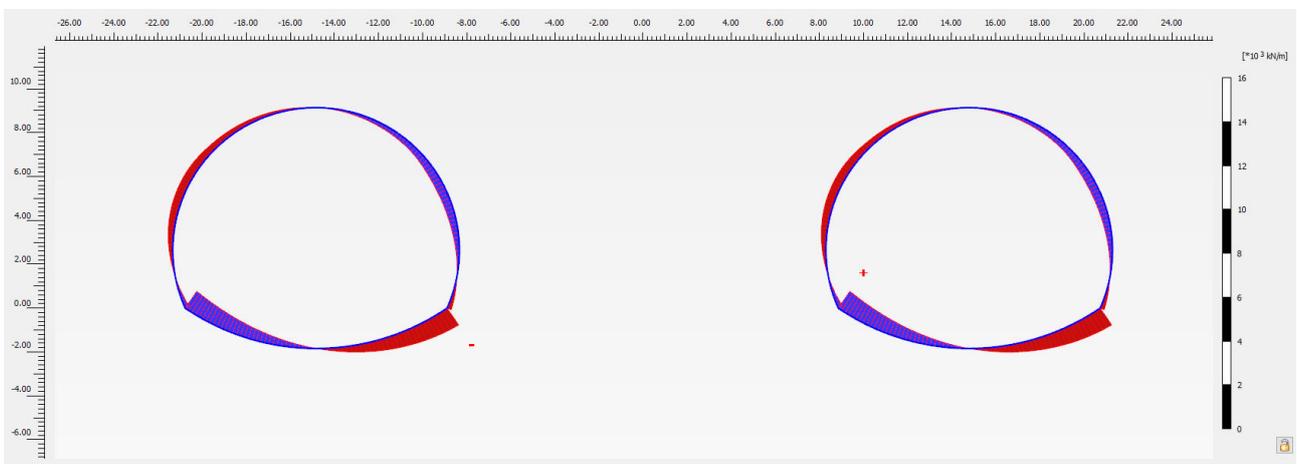


Figura 8.3 Diagramma del taglio

PROGETTAZIONE ATI:

8.2. SOLLECITAZIONI IN CONDIZIONI SISMICHE

8.2.1. COMPONENTE VERTICALE POSITIVA

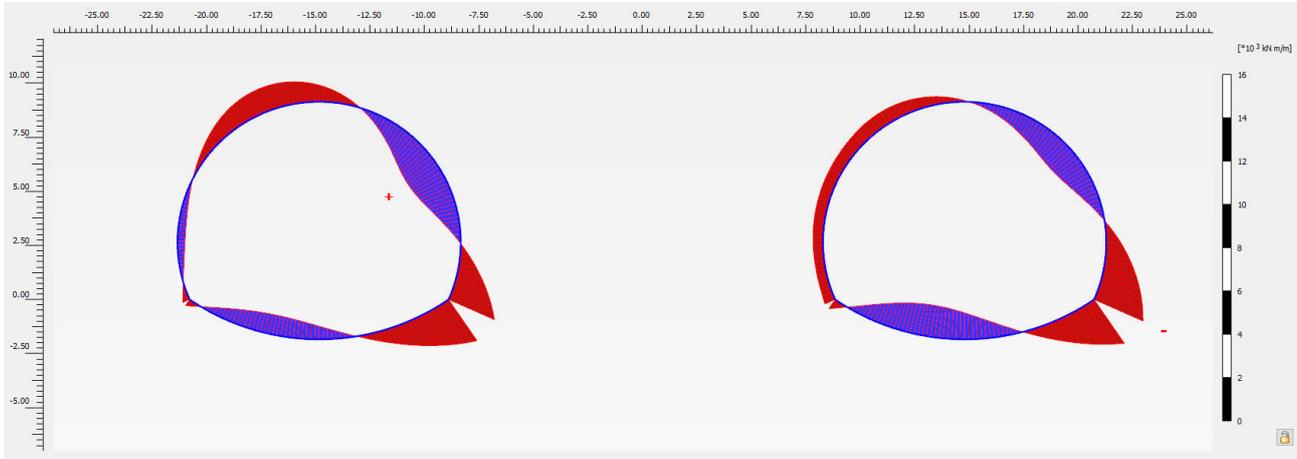


Figura 8.4 Diagramma del momento flettente

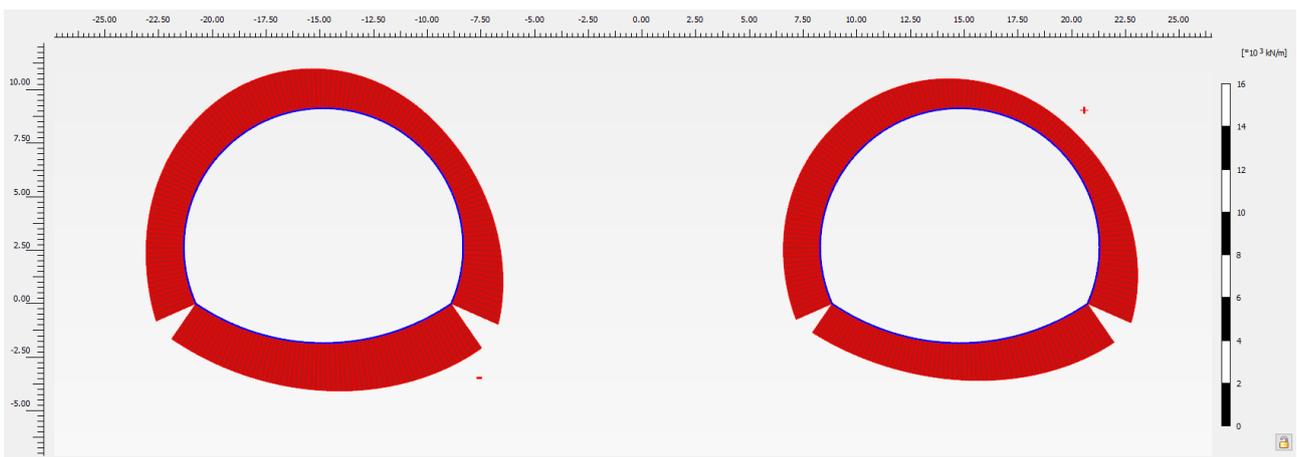


Figura 8.5 Diagramma dello sforzo normale

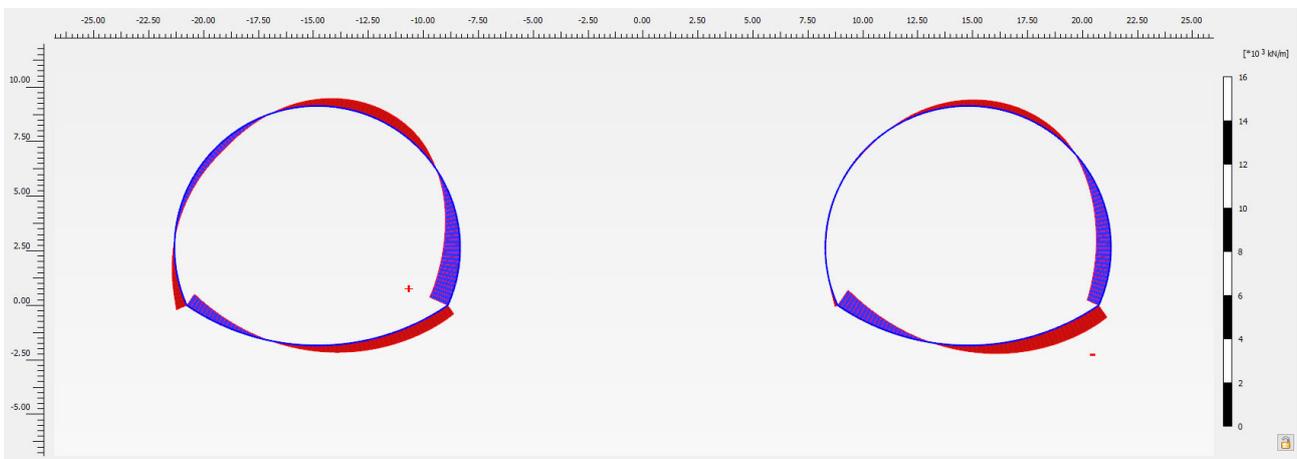


Figura 8.6 Diagramma del taglio

8.2.1. COMPONENTE VERTICALE NEGATIVA

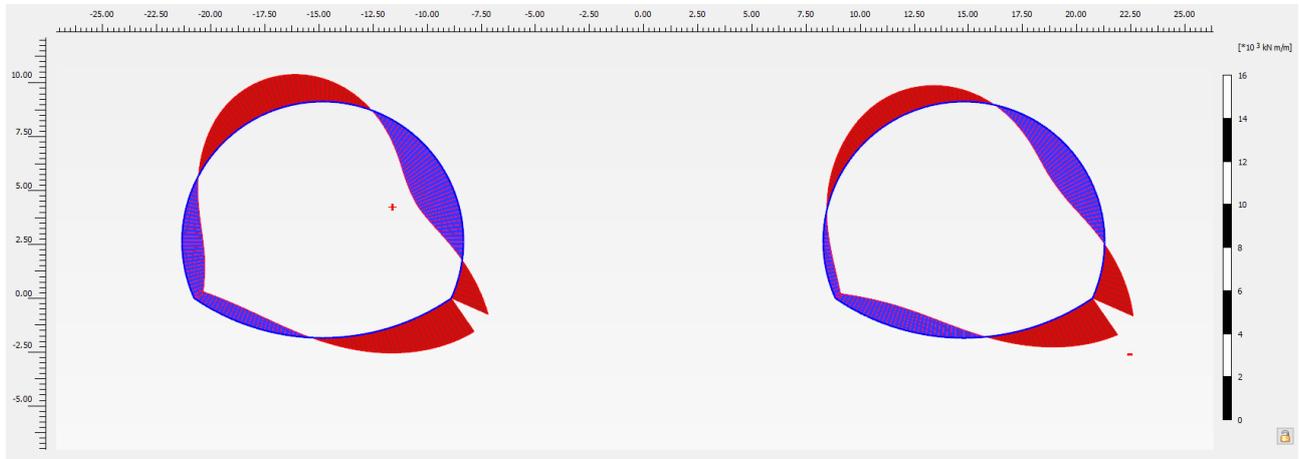


Figura 8.7 Diagramma del momento flettente

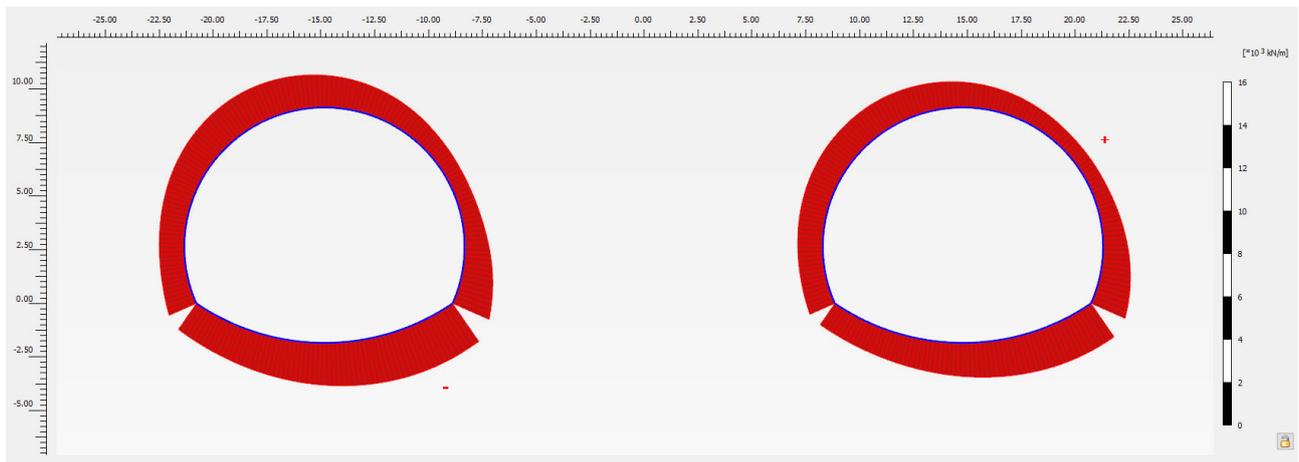


Figura 8.8 Diagramma dello sforzo normale

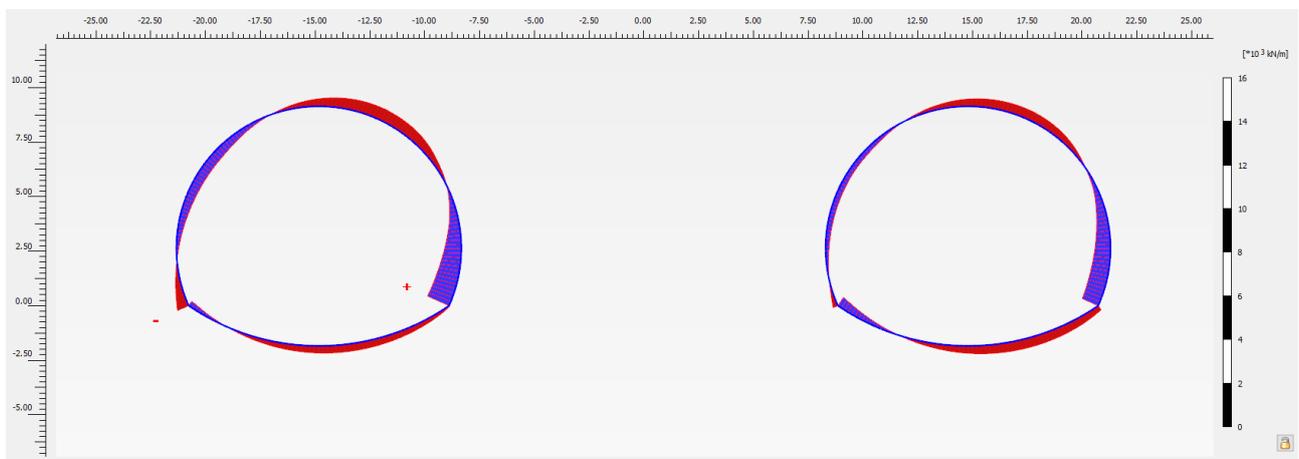


Figura 8.9 Diagramma del taglio

9. VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Di seguito si riportano le verifiche strutturali degli elementi che compongono la galleria artificiale. In figura sono mostrate le sezioni selezionate per le verifiche in base all'involuppo delle sollecitazioni in condizioni sismiche e in condizioni statiche.

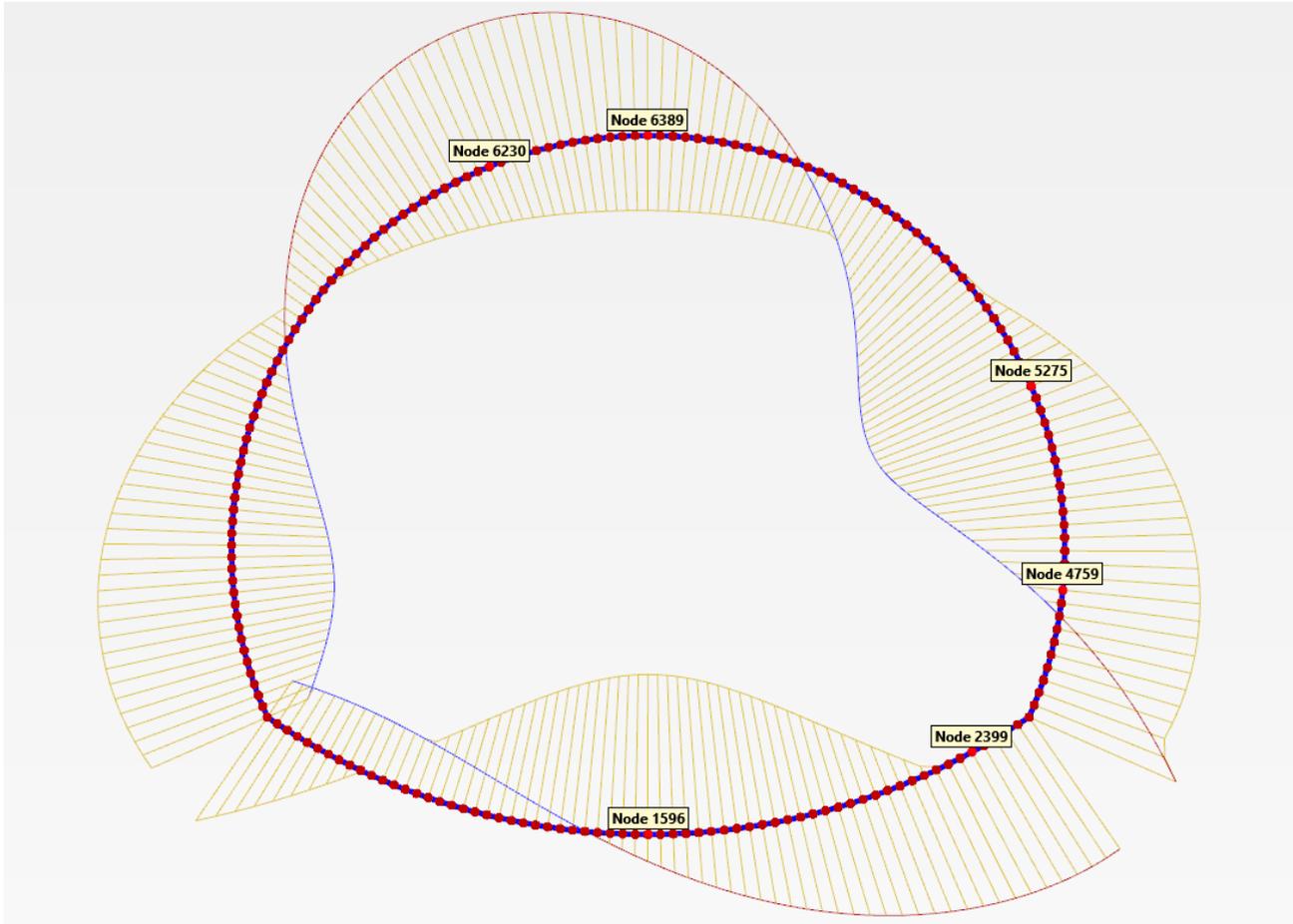


Figura 9.1 Sezioni di verifica in base all'involuppo del momento flettente

9.1. CALOTTA

Si riportano le azioni di progetto in condizioni statiche e sismiche delle sollecitazioni a cui è soggetto l'elemento strutturale.

Node 6389	SLU	SLV	SLE
N_s [kN/m]	-440.1	-1411.1	-440.1
M_s [kNm/m]	1022.4	-1102.1	786.5
Node 6230	SLU	SLV	SLE
N_s [kN/m]	-508.5	-1522.7	-508.5
M_s [kNm/m]	799.2	-1433.8	614.8

9.1.1. DIMENSIONAMENTO STRUTTURALE

Per il dimensionamento strutturale si fa riferimento all'involuppo di combinazione fondamentale (SLU) e combinazione sismica (SLV). Si fa riferimento ad una sezione con altezza pari a 1.00 m e si prescrivono come armatura a flessione 1Ø22/10 all'intradosso e 1Ø22/10 all'estradosso dell'elemento strutturale. Come armatura a taglio si prescrivono spilli Ø14/40/40.

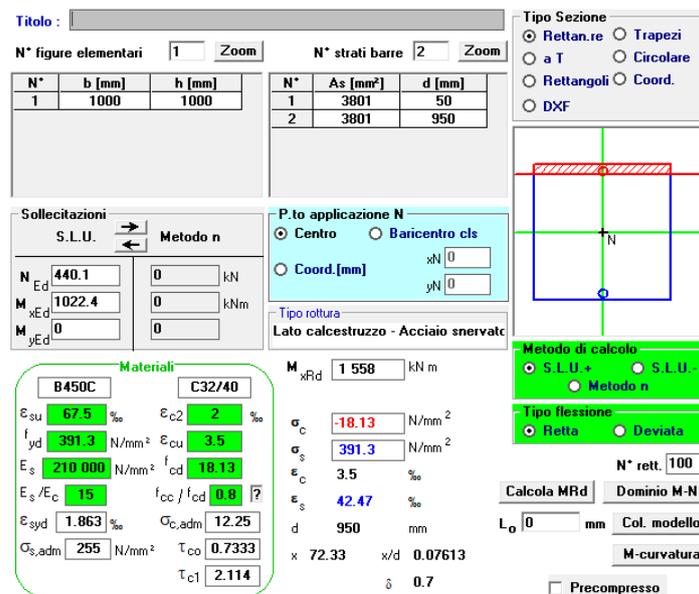


Figura 9.2 Verifica a pressoflessione SLU

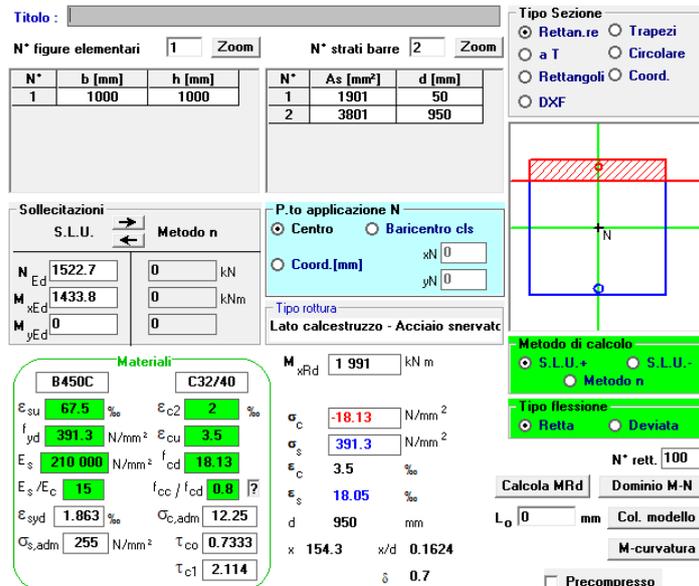


Figura 9.3 Verifica a pressoflessione SLV

La verifica a taglio è stata effettuata considerando il taglio massimo agente 518.1 kN/m considerato involucro delle sollecitazioni in condizioni sismiche e statiche.

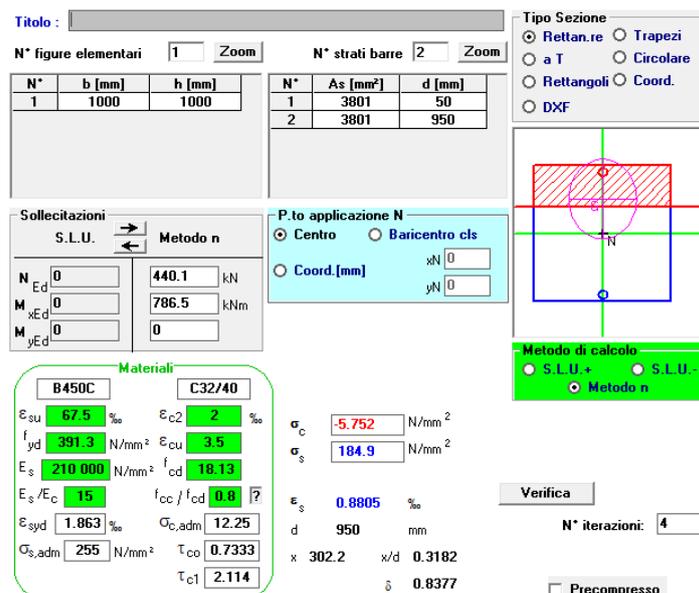
Larghezza della sezione	b_w	1000 mm	
Altezza della sezione	h	1000 mm	
Copriferro della sezione	$\bar{\delta}$	50 mm	
Altezza utile della sezione	d	950 mm	
Diametro dei ferri (staffe, spilli o barre a taglio)	d_w	14 mm	
Passo dei ferri	s	400 mm	
Numero di ferri al metro quadro	n	6.25	
Numero di ferri in direzione trasversale	n_w	2.50	
Area totale degli ferri in direzione trasversale	A_{sw}	384.7 mm ²	
Inclinazione dei ferri	α	90 °	
Inclinazione delle bielle compresse	θ	21.8 °	$\cot \theta = 2.5$
Coefficiente maggiorativo per sezioni compresse	α_c	1.00	
Resistenza a "taglio-trazione"	V_{Rsd}	804 kN	$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\ctg\alpha + \ctg\theta) \cdot \sin\alpha$
Resistenza a "taglio-compresione"	V_{Rcd}	2673 kN	$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\ctg\alpha + \ctg\theta) / (1 + \ctg^2\theta)$
Resistenza di progetto	V_{Rd}	804 kN	$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$

Figura 9.4 Verifica a taglio

Le verifiche sono soddisfatte.

9.1.2. VERIFICHE SLE

Per verificare le tensioni massime si fa riferimento alla combinazione *rara* (caratteristica) e alla combinazione *quasi permanente*. Per verificare la fessurazione si fa riferimento alla combinazione *frequente* e alla combinazione *quasi permanente*. In caso tali azioni coincidano, si esegue la verifica più restrittiva.



The screenshot shows a software interface for structural analysis. It includes several input and output fields:

- Titolo:** [Empty field]
- N° figure elementari:** 1 (Zoom)
- N° strati barre:** 2 (Zoom)
- Table 1:**

N°	b [mm]	h [mm]
1	1000	1000
- Table 2:**

N°	As [mm²]	d [mm]
1	3801	50
2	3801	950
- Sollecitazioni:** S.L.U. Metodo n
- N_{Ed}:** 0, **440.1 kN**
- M_{xEd}:** 0, **786.5 kNm**
- M_{yEd}:** 0, **0**
- P.to applicazione N:** Centro (selected), Baricentro cls, Coord. [mm] (xN, yN)
- Metodo di calcolo:** S.L.U. + (selected), S.L.U., Metodo n
- Materiali:**
 - B450C:** ϵ_{su} 67.5 ‰, f_{yd} 391.3 N/mm², E_s 210 000 N/mm², ϵ_{syd} 1.863 ‰, $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²
 - C32/40:** ϵ_{c2} 2 ‰, ϵ_{cu} 3.5 ‰, f_{cd} 18.13 N/mm², $\sigma_{c,adm}$ 12.25 N/mm², τ_{co} 0.7333 N/mm², τ_{c1} 2.114 N/mm²
- Results:**
 - σ_c -5.752 N/mm²
 - σ_s 184.9 N/mm²
 - ϵ_s 0.8805 ‰
 - d 950 mm
 - x 302.2 mm, x/d 0.3182
 - δ 0.8377
- Verifica:** N° iterazioni: 4
- Precompresso:** [Unselected checkbox]

Figura 9.5 Tensioni allo SLE

Allo Stato Limite di Esercizio in riferimento alla combinazione *rara* è verificato che

$$\sigma_s \leq 0.8 \cdot f_{yk} = 360 \text{ MPa}$$

Allo Stato Limite di Esercizio in riferimento alla combinazione *quasi permanente* è verificato che

$$\sigma_c \leq 0.45 \cdot f_{ck} = 14.4 \text{ MPa}$$

Allo Stato Limite di Esercizio in riferimento alla combinazione *quasi permanente* è verificato che

σ_s	184.9 N/mm ²	Tensione massima dell'armatura tesa nella sezione
x_n	302.2 mm	Asse neutro della sezione
R_{ck}	40 N/mm ²	Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo
ϕ_{long}	22 mm	Diametro delle barre longitudinali in zona tesa
ϕ_{trasv}	12 mm	Diametro di staffe o spirale
n	10	Numero di ferri longitudinali in zona tesa
c	50 mm	Copriferro
b	1000 mm	Larghezza della sezione
h	1000 mm	Altezza della sezione
k_1	0.4	0.6 (carichi di breve durata); 0.4 (carichi lunga durata)
k_2	0.5	0.5 (flessione); 1.0 (trazione semplice)
k_1	0.8	0.8 (barre ad aderenza migliorata); 1.6 (barre lisce)
w	0.2 mm	Valore limite di apertura delle fessure
d	950 mm	Altezza utile della sezione
δ	27 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
f_{ck}	32 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo
$A_{c,eff}$	125000 mm ²	Area efficace del calcestruzzo
$A_{s,long}$	3801 mm ²	Area dei ferri longitudinali in zona tesa
E_s	210000 N/mm ²	Modulo elastico dell'acciaio da c.a.
f_{ctm}	3.0 N/mm ²	Resistenza a trazione media del calcestruzzo
E_{cm}	33346 N/mm ²	Modulo elastico medio del calcestruzzo
α_e	6.30	Rapporto E_s/E_{cm}
f_{cm}	40 N/mm ²	Resistenza media del calcestruzzo
ρ_{eff}	3.04 %	Rapporto $A_{s,long}/A_{c,eff}$
ϵ_{sm}	0.07 %	Deformazione unitaria media
k_3	3.4	Coefficiente
k_4	0.425	Coefficiente
Δs_{max}	214.8 mm	Distanza massima tra le fessure
w_d	0.141 mm	Valore di calcolo di apertura delle fessure

Le verifiche sono soddisfatte.

9.1. PIEDRITTI

Si riportano le azioni di progetto in condizioni statiche e sismiche delle sollecitazioni a cui è soggetto l'elemento strutturale.

Node 4759	SLU	SLV	SLE
N_s [kN/m]	-1238.4	-1156.8	-1238.4
M_s [kNm/m]	-1866.0	350.1	-1435.4

Node 5275	SLU	SLV	SLE
N_s [kN/m]	-966.5	-701.1	-966.5
M_s [kNm/m]	-796.5	1797.7	-612.7

9.1.1. DIMENSIONAMENTO STRUTTURALE

Per il dimensionamento strutturale si fa riferimento all'involuppo di combinazione fondamentale (SLU) e combinazione sismica (SLV). Si fa riferimento ad una sezione con altezza pari a 1.00 m e si

PROGETTAZIONE ATI:

prescrivono come armatura a flessione $1\varnothing 26/10$ all'intradosso e $1\varnothing 26/10$ all'estradosso dell'elemento strutturale. Come armatura a taglio si prescrivono spilli $\varnothing 10/20/20$.

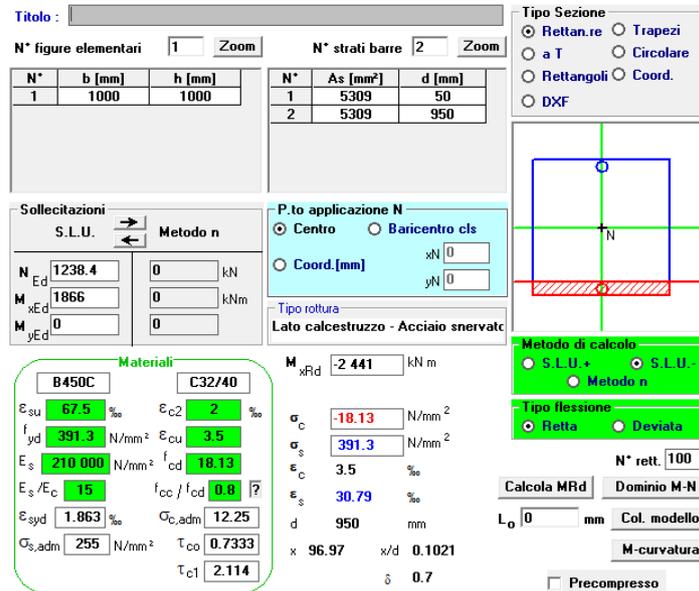


Figura 9.6 Verifica a pressoflessione SLU

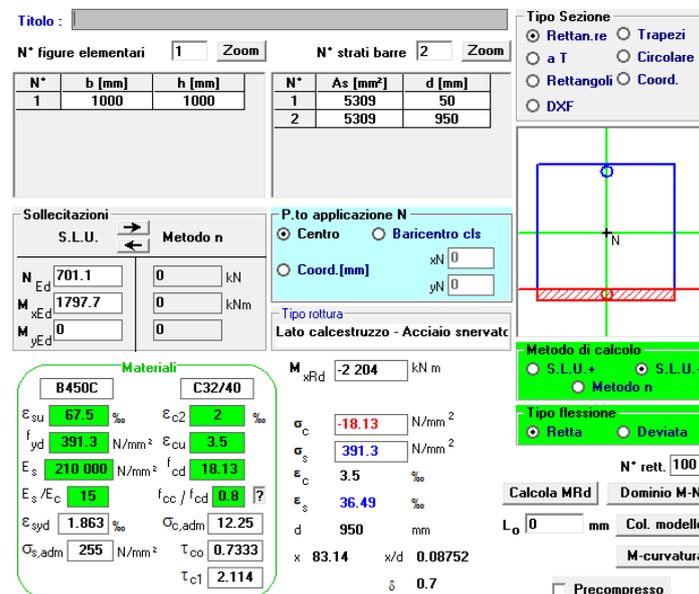


Figura 9.7 Verifica a pressoflessione SLV

La verifica a taglio è stata effettuata considerando il taglio massimo agente 1070 kN/m considerato iniluppo delle sollecitazioni in condizioni sismiche e statiche.

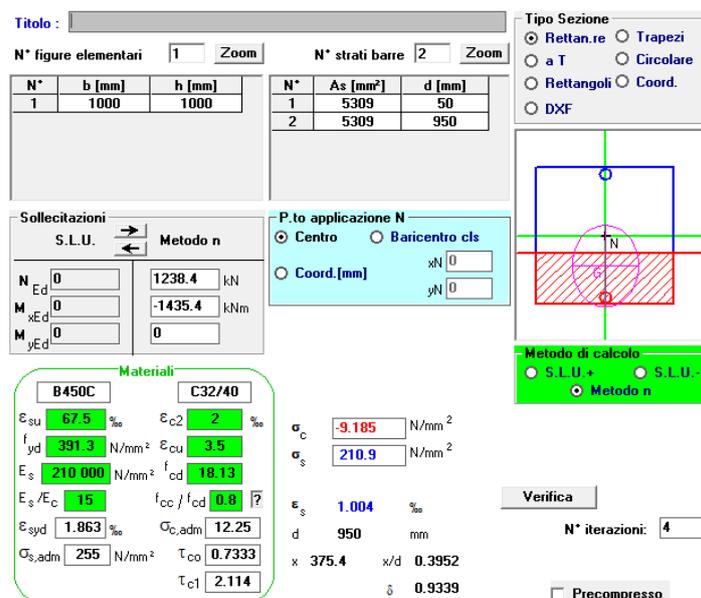
Larghezza della sezione	b_w	1000 mm	
Altezza della sezione	h	1000 mm	
Copriferro della sezione	δ	50 mm	
Altezza utile della sezione	d	950 mm	
Diametro dei ferri (staffe, spilli o barre a taglio)	d_w	10 mm	
Passo dei ferri	s	200 mm	
Numero di ferri al metro quadro	n	25.00	
Numero di ferri in direzione trasversale	n_w	5.00	
Area totale degli ferri in direzione trasversale	A_{sw}	392.5 mm ²	
Inclinazione dei ferri	α	90 °	
Inclinazione delle bielle compresse	θ	21.8 °	$\cot \theta = 2.5$
Coefficiente maggiorativo per sezioni compresse	α_c	1.00	
Resistenza a "taglio-trazione"	V_{Rsd}	1641 kN	$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$
Resistenza a "taglio-compresione"	V_{Rcd}	2673 kN	$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$
Resistenza di progetto	V_{Rd}	1641 kN	$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$

Figura 9.8 Verifica a taglio

Le verifiche sono soddisfatte.

9.1.2. VERIFICHE SLE

Per verificare le tensioni massime si fa riferimento alla combinazione *rara* (caratteristica) e alla combinazione *quasi permanente*. Per verificare la fessurazione si fa riferimento alla combinazione *frequente* e alla combinazione *quasi permanente*. In caso tali azioni coincidano, si esegue la verifica più restrittiva.



The screenshot shows a software interface for structural analysis. It includes a table for section properties, material properties for B450C and C32/40, and a verification section with various stress and strain values.

N°	b [mm]	h [mm]	N°	As [mm²]	d [mm]
1	1000	1000	1	5309	50
			2	5309	950

Materiali

Proprietà	B450C	C32/40
ϵ_{su}	67.5 ‰	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm²	3.5 N/mm²
E_s	210 000 N/mm²	18.13 N/mm²
E_s / E_c	15	
ϵ_{syd}	1.863 ‰	
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	
τ_{c1}	0.7333	2.114

Verifica

σ_c : -9.185 N/mm²
 σ_s : 210.9 N/mm²
 ϵ_s : 1.004 ‰
 d : 950 mm
 x : 375.4 mm, x/d : 0.3952
 δ : 0.9339

N° iterazioni: 4

Figura 9.9 Verifica delle tensioni

Allo Stato Limite di Esercizio in riferimento alla combinazione *rara* è verificato che

$$\sigma_s \leq 0.8 \cdot f_{yk} = 360 \text{ MPa}$$

Allo Stato Limite di Esercizio in riferimento alla combinazione *quasi permanente* è verificato che

$$\sigma_c \leq 0.45 \cdot f_{ck} = 14.4 \text{ MPa}$$

Allo Stato Limite di Esercizio in riferimento alla combinazione *quasi permanente* è verificato che

σ_s	210.9 N/mm ²	Tensione massima dell'armatura tesa nella sezione
x_n	357.9 mm	Asse neutro della sezione
R_{ck}	40 N/mm ²	Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo
ϕ_{long}	24 mm	Diametro delle barre longitudinali in zona tesa
ϕ_{trasv}	10 mm	Diametro di staffe o spirale
n	10	Numero di ferri longitudinali in zona tesa
c	50 mm	Copriferro
b	1000 mm	Larghezza della sezione
h	1000 mm	Altezza della sezione
k_1	0.4	0.6 (carichi di breve durata); 0.4 (carichi lunga durata)
k_2	0.5	0.5 (flessione); 1.0 (trazione semplice)
k_1	0.8	0.8 (barre ad aderenza migliorata); 1.6 (barre lisce)
w	0.2 mm	Valore limite di apertura delle fessure
d	950 mm	Altezza utile della sezione
δ	28 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
f_{ck}	32 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo
$A_{c,eff}$	125000 mm ²	Area efficace del calcestruzzo
$A_{s,long}$	4524 mm ²	Area dei ferri longitudinali in zona tesa
E_s	210000 N/mm ²	Modulo elastico dell'acciaio da c.a.
f_{ctm}	3.0 N/mm ²	Resistenza a trazione media del calcestruzzo
E_{cm}	33346 N/mm ²	Modulo elastico medio del calcestruzzo
α_e	6.30	Rapporto E_s/E_{cm}
f_{ctm}	40 N/mm ²	Resistenza media del calcestruzzo
ρ_{eff}	3.62 %	Rapporto $A_{s,long}/A_{c,eff}$
ϵ_{sm}	0.08 %	Deformazione unitaria media
k_3	3.4	Coefficiente
k_4	0.425	Coefficiente
Δs_{max}	207.9 mm	Distanza massima tra le fessure
w_d	0.168 mm	Valore di calcolo di apertura delle fessure

Le verifiche sono soddisfatte.

9.2. ARCO ROVESCIO

Si riportano le azioni di progetto in condizioni statiche e sismiche delle sollecitazioni a cui è soggetto l'elemento strutturale.

Node 1596	SLU	SLV	SLE
N_s [kN/m]	-684.8	-1861.7	-684.8
M_s [kNm/m]	2177.4	-223.7	1674.9

Node 2399	SLU	SLV	SLE
N_s [kN/m]	-934.5	-2054.6	-934.5
M_s [kNm/m]	-633.8	-1621.5	-487.6

PROGETTAZIONE ATI:

9.2.1. DIMENSIONAMENTO STRUTTURALE

Per il dimensionamento strutturale si fa riferimento all'involuppo di combinazione fondamentale (SLU) e combinazione sismica (SLV). Si fa riferimento ad una sezione con altezza pari a 1.00 m e si prescrivono come armatura a flessione $2\phi 20/10$ all'intradosso e $2\phi 20/10$ all'estradosso dell'elemento strutturale. Come armatura a taglio si prescrivono spilli $\phi 10/20/20$.

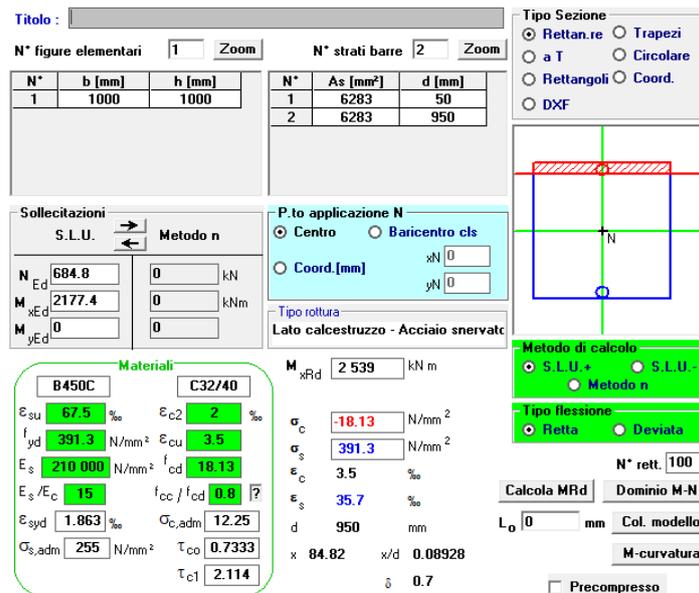


Figura 9.10 Verifica a pressoflessione SLU

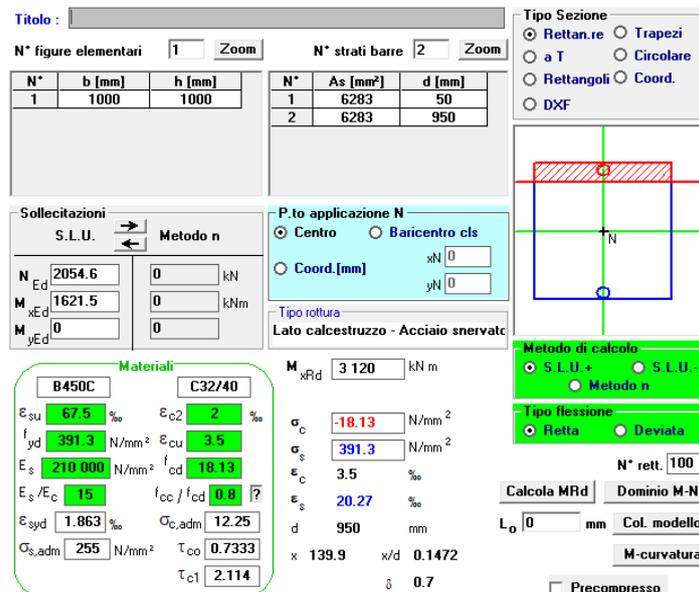


Figura 9.11 Verifica a pressoflessione SLV

La verifica a taglio è stata effettuata considerando il taglio massimo agente 1090 kN/m considerato involucro delle sollecitazioni in condizioni sismiche e statiche.

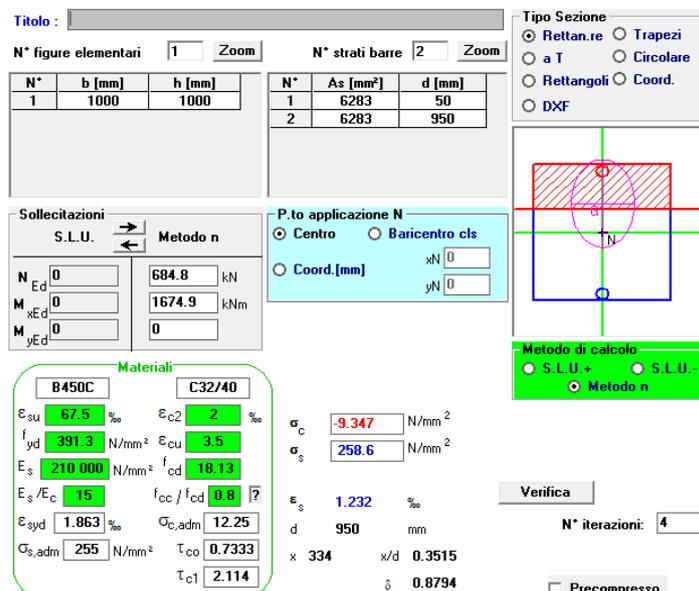
Larghezza della sezione	b_w	1000 mm	
Altezza della sezione	h	1000 mm	
Copriferro della sezione	δ	50 mm	
Altezza utile della sezione	d	950 mm	
Diametro dei ferri (staffe, spilli o barre a taglio)	d_w	10 mm	
Passo dei ferri	s	200 mm	
Numero di ferri al metro quadro	n	25.00	
Numero di ferri in direzione trasversale	n_w	5.00	
Area totale degli ferri in direzione trasversale	A_{sw}	392.5 mm ²	
Inclinazione dei ferri	α	90 °	
Inclinazione delle bielle compresse	θ	21.8 °	$\cot \theta = 2.5$
Coefficiente maggiorativo per sezioni compresse	α_c	1.00	
Resistenza a "taglio-trazione"	V_{Rsd}	1641 kN	$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\ctg\alpha + \ctg\theta) \cdot \sin\alpha$
Resistenza a "taglio-compressione"	V_{Rcd}	2673 kN	$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\ctg\alpha + \ctg\theta) / (1 + \ctg^2\theta)$
Resistenza di progetto	V_{Rd}	1641 kN	$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$

Figura 9.12 Verifica a taglio

Le verifiche sono soddisfatte.

9.2.1. VERIFICHE SLE

Per verificare le tensioni massime si fa riferimento alla combinazione *rara* (caratteristica) e alla combinazione *quasi permanente*. Per verificare la fessurazione si fa riferimento alla combinazione *frequente* e alla combinazione *quasi permanente*. In caso tali azioni coincidano, si esegue la verifica più restrittiva.



The screenshot shows a software interface for structural analysis. It includes a title bar, a table for section properties (width b, height h, area As, diameter d), a table for material properties (B450C and C32/40), and a table for calculation results. The results table shows values for stress (σc, σs), strain (εs), and other parameters. A diagram on the right shows the cross-section of the beam with the application point of the load.

N°	b [mm]	h [mm]	N°	As [mm²]	d [mm]
1	1000	1000	1	6283	50
			2	6283	950

Materiali	B450C	C32/40
εsu	67.5 ‰	2 ‰
fyd	391.3 N/mm²	3.5 ‰
Es	210 000 N/mm²	18.13 ‰
Es/Es	15 ‰	fcc/fcd 0.8
Esyd	1.863 ‰	Gc,adm 12.25
Gs,adm	255 N/mm²	τco 0.7333
		τc1 2.114

σc	-9.347 N/mm²
σs	258.6 N/mm²
εs	1.232 ‰
d	950 mm
x	334
x/d	0.3515
δ	0.8794

Verifica: N° iterazioni: 4

Figura 9.13 Verifica delle tensioni

Allo Stato Limite di Esercizio in riferimento alla combinazione *rara* è verificato che

$$\sigma_s \leq 0.8 \cdot f_{yk} = 360 \text{ MPa}$$

Allo Stato Limite di Esercizio in riferimento alla combinazione *quasi permanente* è verificato che

$$\sigma_c \leq 0.45 \cdot f_{ck} = 14.4 \text{ MPa}$$

Allo Stato Limite di Esercizio in riferimento alla combinazione *quasi permanente* è verificato che

σ_s	258.6 N/mm ²	Tensione massima dell'armatura tesa nella sezione
X_n	334.0 mm	Asse neutro della sezione
R_{ck}	40 N/mm ²	Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo
Φ_{long}	20 mm	Diametro delle barre longitudinali in zona tesa
Φ_{trasv}	10 mm	Diametro di staffe o spirale
n	20	Numero di ferri longitudinali in zona tesa
c	50 mm	Copriferro
b	1000 mm	Larghezza della sezione
h	1000 mm	Altezza della sezione
k_1	0.4	0.6 (carichi di breve durata); 0.4 (carichi lunga durata)
k_2	0.5	0.5 (flessione); 1.0 (trazione semplice)
k_1	0.8	0.8 (barre ad aderenza migliorata); 1.6 (barre lisce)
w	0.2 mm	Valore limite di apertura delle fessure
d	950 mm	Altezza utile della sezione
δ	30 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
f_{ck}	32 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo
$A_{c,eff}$	125000 mm ²	Area efficace del calcestruzzo
$A_{s,long}$	6283 mm ²	Area dei ferri longitudinali in zona tesa
E_s	210000 N/mm ²	Modulo elastico dell'acciaio da c.a.
f_{ctm}	3.0 N/mm ²	Resistenza a trazione media del calcestruzzo
E_{cm}	33346 N/mm ²	Modulo elastico medio del calcestruzzo
α_e	6.30	Rapporto E_s/E_{cm}
f_{ctm}	40 N/mm ²	Resistenza media del calcestruzzo
ρ_{eff}	5.03 %	Rapporto $A_{s,long}/A_{c,eff}$
ϵ_{sm}	0.11 %	Deformazione unitaria media
k_3	3.4	Coefficiente
k_4	0.425	Coefficiente
Δs_{max}	169.6 mm	Distanza massima tra le fessure
w_d	0.183 mm	Valore di calcolo di apertura delle fessure

Le verifiche sono soddisfatte.

9.3. INCIDENZA D'ARMATURA

Di seguito si riportano i valori di incidenza dell'acciaio nel cemento armato. Come armatura di ripartizione si considera 1Ø16/20 per tutti i segmenti.

Tabella 9.1 Valori di incidenza delle armature

Segmento	Sezioni di verifica	Spessore di calcolo	Armatura a flessione		Armatura a taglio	Incidenza [kg/m ³]
			intradosso	estradosso	trasversale	
Calotta \ Piedritti	6230-6389 \ 4759-5275	1.0 m	1Ø22/10	1Ø22/10	Ø14/40/40	95
Arco rovescio	1596-2399	1.0 m	2Ø20/10	2Ø20/10	Ø10/20/20	120