

S.S 685 "DELLE TRE VALLI UMBRE"
TRATTO SPOLETO - ACQUASPARTA
1° stralcio: Madonna di Baiano-Firenzuola

PROGETTO ESECUTIVO

COD. **PG143**

PROGETTAZIONE: ATI SINTAGMA - GDG - ICARIA

IL RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:

Dott. Ing. Nando Granieri
 Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A351

IL GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

MANDATARIA:

MANDANTI:



Dott.Ing. N.Granieri
 Dott.Arch. N.Kamenicky
 Dott.Ing. V.Truffini
 Dott.Arch. A.Bracchini
 Dott.Ing. F.Durastanti
 Dott.Ing. E.Bartolucci
 Dott.Geol. G.Cerquiglini
 Geom. S.Scopetta
 Dott.Ing. L.Sbrenna
 Dott.Ing. E.Sellari
 Dott.Ing. L.Dinelli
 Dott.Ing. L.Nani
 Dott.Ing. F.Pambianco
 Dott. Agr. F.Berti Nulli

Dott. Ing. D.Carlaccini
 Dott. Ing. S.Sacconi
 Dott. Ing. C.Consorti
 Dott. Ing. E.Loffredo
 Dott. Ing. C.Chierichini

Dott. Ing. V.Rotisciani
 Dott. Ing. F.Macchioni
 Geom. C.Vischini
 Dott. Ing. V.Piunno
 Dott. Ing. G.Pulli
 Geom. C.Sugaroni

IL PROGETTISTA:

Dott. Ing. David Carlaccini
 Ordine degli Ingegneri della Prov. di Terni n° Terni n° A1245

IL GEOLOGO:

Dott. Geol. Giorgio Cerquiglini
 Ordine dei Geologi della Regione Umbria n°108

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

Dott. Ing. Filippo Pambianco
 Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A1373

Il Responsabile di Progetto

Arch. Pianificatore Marco Colazza

Il Responsabile del Procedimento

Dott. Ing. Alessandro Micheli



PROTOCOLLO

DATA

09.GALLERIE ARTIFICIALI
09.01 GALLERIA ROMANELLA

Relazione tecnica e di calcolo galleria

CODICE PROGETTO			NOME FILE	REVISIONE	SCALA:
PROGETTO	LIV. PROG.	ANNO	T00GA01OSTRE01A		
DTPG143	E	23	CODICE ELAB. T00GA01OSTRE01	A	-
A	Emissione		Ago 2023	D.Carlaccini	N.Granieri
REV.	DESCRIZIONE		DATA	REDATTO	APPROVATO

**GALLERIA ARTIFICIALE ROMANELLA:
relazione tecnica e di calcolo**

1	INTRODUZIONE	4
1.1	PREMESSE.....	4
1.2	DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI.....	4
1.3	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	7
1.4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI	7
2	MODELLO GEOTECNICO DI CALCOLO.....	8
3	DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA	10
3.1	INQUADRAMENTO SISMICO	10
3.2	METODO PSEUDO-STATICO	11
4	CRITERI DI ANALISI	12
4.1	METODO DI CALCOLO DELLA GALLERIA ARTIFICIALE	12
4.2	METODO DI CALCOLO DELLE SCARPATE PROVVISORIE.....	12
5	CRITERI DI VERIFICA	13
5.1	CRITERI NORMATIVI DI PROGETTO.....	13
5.2	ELEMENTI IN C.A.....	14
5.2.1	Criteri di verifica agli SLU	14
5.2.2	Criteri di verifica agli SLE	17
5.3	VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE.....	20

6	STABILITA' GLOBALE DELLE SCARPATE	21
6.1	DESCRIZIONE DELLE SEZIONI DI STUDIO	21
6.2	ANALISI DELLA SEZIONE S1	21
6.2.1	Geometria della sezione e modello di calcolo	21
6.2.2	Caratteristiche delle chiodature di sostegno.....	23
6.2.3	Valutazione dell'azione sismica.....	25
6.3	VERIFICHE.....	25
6.3.1	Verifiche di stabilità globale, Sezione S1	25
7	GALLERIA ARTIFICIALE	29
7.1	DESCRIZIONE DEI MODELLI DI CALCOLO	29
7.1.1	Fasi di calcolo	31
7.1.2	Definizione dell'azione sismica.....	32
7.2	RISULTATI DELLE ANALISI NUMERICHE	34
7.2.1	Sezione tipo 1	34
7.2.2	Sezione tipo 2	42
7.3	VERIFICHE STRUTTURALI	51
7.3.1	Descrizione degli elementi strutturali e indicazione delle sezioni di verifica – Sezione tipo 1	51
7.3.2	Verifiche SLU – Sezione tipo 1	51
7.3.3	Descrizione degli elementi strutturali e indicazione delle sezioni di verifica – Sezione tipo 2	58
7.3.4	Verifiche SLU – Sezione tipo 2.....	59

1 INTRODUZIONE

1.1 PREMESSE

Nell'ambito del Progetto Esecutivo "Strada delle tre valli umbre", tratto Eggi – Acquasparta, il presente elaborato costituisce la relazione di calcolo della galleria artificiale Romanella; nella stessa saranno altresì esplicitate le verifiche di stabilità delle scarpate provvisorie realizzate per il raggiungimento della quota di fondazione dei muri di imbocco.

Nel seguito, dopo aver descritto gli interventi e il contesto geotecnico nel quale sono calati, saranno illustrate le metodologie di analisi e di verifica adottate per il dimensionamento geotecnico-strutturale degli stessi, ai sensi delle Norme Tecniche per le Costruzioni 2018.

Saranno dunque illustrate le analisi svolte, i risultati ottenuti, nonché le verifiche geotecniche e strutturali.

Volendo anticipare quanto ottenuto dalle valutazioni svolte, le verifiche risultano soddisfatte.

1.2 DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI

La galleria artificiale Romanella oggetto di studio, riportata nello stralcio planimetrico in Figura 1 e nel profilo longitudinale in Figura 2 sarà realizzata in c.a. gettato in opera e si svilupperà per una lunghezza di 171.6 m.

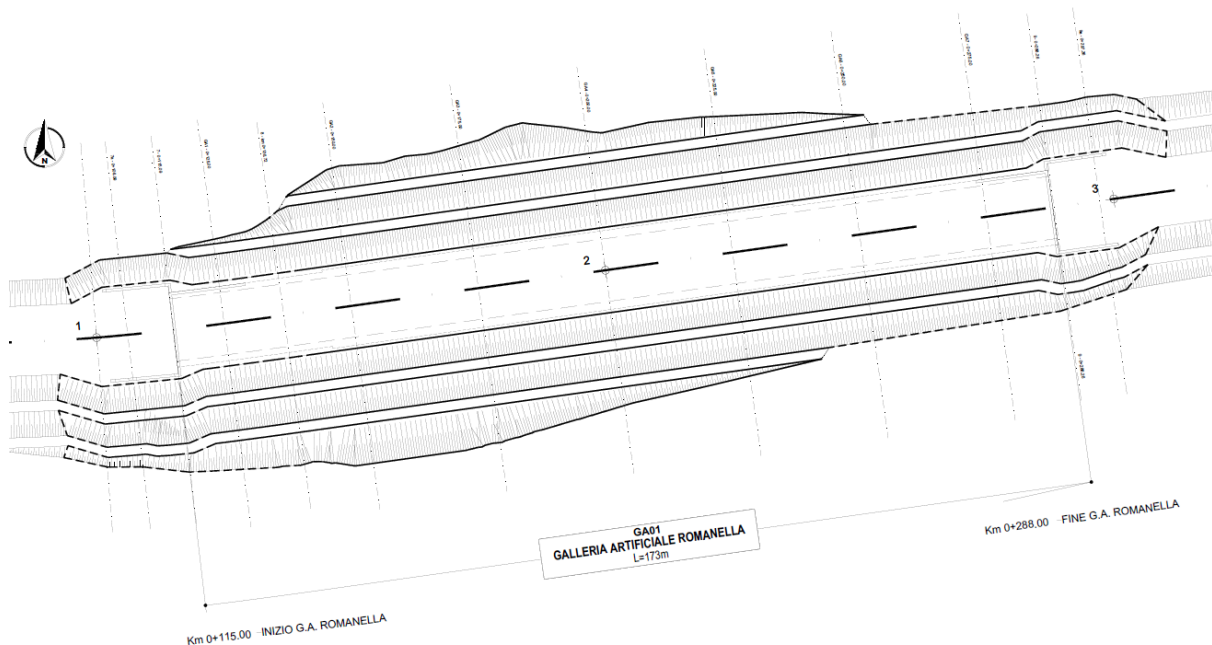


Figura 1: Stralcio planimetrico.

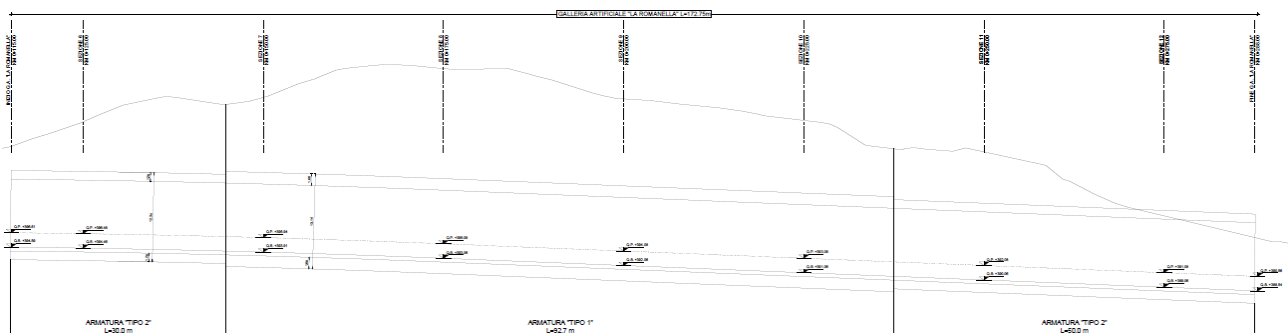


Figura 2: Profilo longitudinale.

Come si può osservare dal profilo, la galleria sarà realizzata con due carpenterie differenti applicate in funzione della copertura nelle quali si attesta. In dettaglio, si prevede una sezione tipo 1 (Figura 3), la quale presenta spessori minimi dei rivestimenti pari a 160 cm, ad esclusione delle sezioni di ringrosso in corrispondenza delle reni e delle murette, ed applicata da 0+145 a pk 0+238, ove le coperture sono massime pari a circa 15 m. Al di fuori di tali zone (da pk 0+115 a pk 0+145 e da pk 0+238 a pk 0+288) sarà applicata la sezione tipo 2, per la quale la galleria presenta uno spessore minimo dei rivestimenti pari a 120 cm (Figura 4).

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

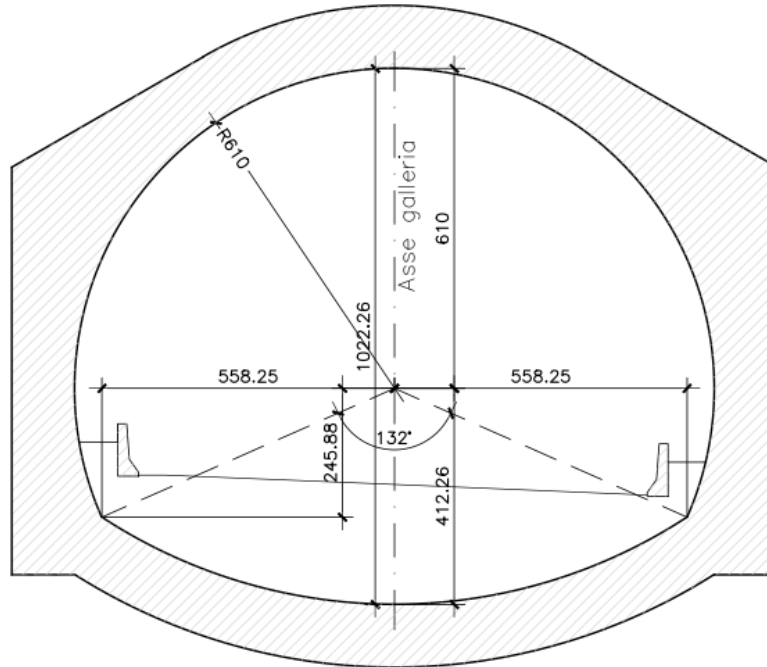


Figura 3: Sezione trasversale galleria artificiale_Tipo 1.

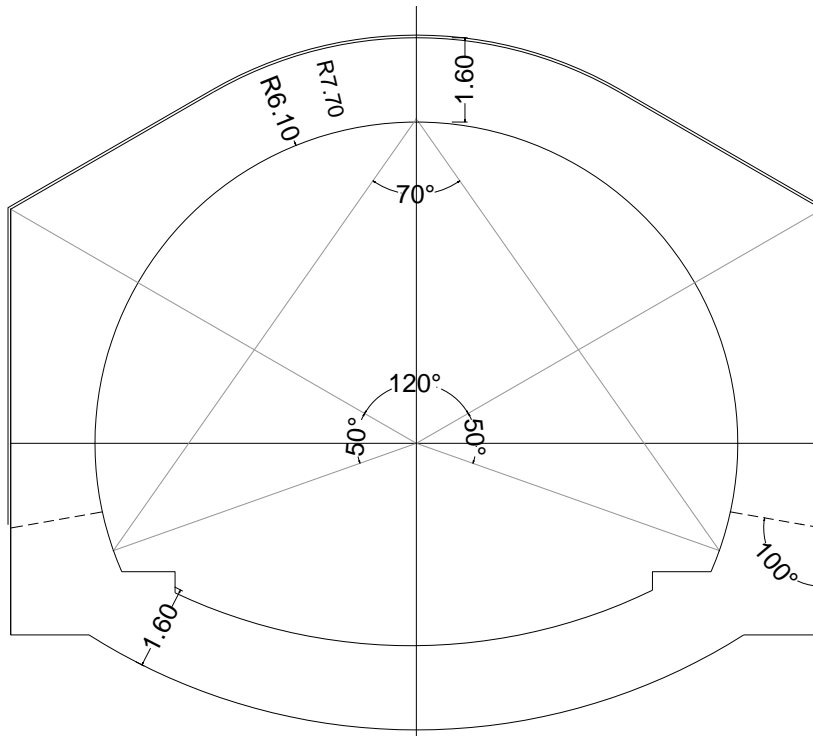


Figura 4: Sezione trasversale galleria artificiale_Tipo 2.

Per la realizzazione della galleria artificiale, sarà necessaria l'esecuzione di uno scavo che raggiunge una quota massima di circa 27 m. Nello specifico, le fasi di realizzazione prevedono uno sbancamento tramite realizzazione di una prima banca con inclinazione 1:1 di altezza variabile lungo il tracciato, seguita da sbancamenti con inclinazione 3:2 di altezza pari a 8 m. Le pareti di scavo saranno sostenute tramite chiodi di lunghezza pari a 8 m, posti in opera con interasse pari a 3 m in verticale e pari a 3 m in direzione longitudinale. Inoltre, le pareti di scavo saranno sostenute tramite la posa in opera di rete elettrosaldata e geogriglia con sola funzione di presidio nei confronti di distacchi del materiale più superficiale di natura scagliosa. Per evitare che la falda interferisca con lo scavo si prevede la posa in opera di un sistema di dreni tubolari sulle pareti di scavo.

All'imbocco della galleria si prevede la realizzazione di un muro con sezione a "U", i cui dettagli di dimensionamento e verifica sono riportati nell'elaborato specifico (elaborato T00GA01OSTRE01).

Nel seguito sono illustrate le soluzioni progettuali e le verifiche di dimensionamento degli elementi strutturali della galleria.

Al termine della realizzazione della galleria si procederà al ritombamento della porzione di terreno scavato, assegnando agli scavi di sbancamento una funzione provvisoria.

1.3 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

I calcoli strutturali sono stati redatti nella piena osservanza delle normative vigenti, con particolare riferimento al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018 «Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni» (in breve "NTC2018") e alla Circolare del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti 21 gennaio 2019, n. 7.

1.4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI

CALCESTRUZZO PER ARCO ROVESCIO, PIEDRITTI E CALOTTA

Classe C32/40

R_{ck} =	resistenza caratteristica cubica	MPa	40
f_{ck} =	resistenza caratteristica cilindrica	MPa	32

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

$f_{cd} =$	resistenza di progetto a compressione	MPa	18.1
$f_{cfk} =$	resistenza a trazione per flessione caratteristica	MPa	2.54
$f_{ctk} =$	resistenza a trazione caratteristica	MPa	2.12
$E_{cm} =$	Modulo elastico	MPa	33346
Classe di esposizione			XC2 - XA2

BARRE - ACCIAIO ARMATURA ORDINARIA

B450 C

$f_{yk} =$	tensione caratteristica di snervamento	MPa	450
$f_{yd} =$	resistenza di progetto	MPa	391
$E_s =$	modulo elastico	MPa	206000

Tensioni in esercizio

$\sigma_s = 0.8 f_{yk}$	tensione limite nell'acciaio in esercizio	MPa	360
-------------------------	---	-----	-----

ACCIAIO PER CHIODATURE

B550

$f_{yk} =$	tensione caratteristica di snervamento	MPa	550
$f_{yd} =$	resistenza di progetto	MPa	478
$E_s =$	modulo elastico	MPa	206000

2 MODELLO GEOTECNICO DI CALCOLO

Lo scavo della galleria Romanella avviene prevalentemente all'interno della formazione del Bisciario. In particolare, gli scavi avvengono per circa 14 m all'interno della formazione del Bisciario 1 (BI1), che si presenta come un terreno a grana fine, e proseguono all'interno della formazione litoide del Bisciario 2 (BI2). La caratterizzazione geotecnica è stata effettuata sulla base delle prove in sito e di laboratorio eseguite, come descritto in relazione geotecnica (elaborato T00GE05GETRE01). Sulla base di queste considerazioni e di quanto descritto nella relazione geotecnica sono stati dunque assunti i parametri riportati in Tabella 1. Nell'ambito di ciascuna parte d'opera saranno illustrate le scelte di dettaglio.

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

Tabella 1: Caratterizzazione geotecnica.

Formazione	γ	σ_c	GSI	m_i	ν	c	ϕ	E'
	[kN/m ³]	[MPa]	[-]	[-]	[-]	[kPa]	[°]	[MPa]
BI1	19 - 21	-	-	-	0.3	5 - 25	25 - 32	100 - 300
BI2	22 - 24	2 - 12	28 - 50	10 - 12	0.3	-	-	300 - 600

Lungo il tracciato è stata riscontrata la presenza di circolazione idrica all'interno dell'ammasso ad una profondità variabile da circa 20 m da p.c. per le sezioni di massima copertura a circa 11 m da p.c. per le sezioni a minima copertura.

Nell'ambito delle specifiche analisi saranno illustrate le scelte progettuali adottate in merito al regime delle pressioni interstiziali.

3 DEFINIZIONE DELL’AZIONE SISMICA

3.1 INQUADRAMENTO SISMICO

In conformità al paragrafo 2.4.3 delle *NTC2018*, al fine di caratterizzare l’azione sismica, si assume una vita nominale $V_N = 10$ anni per le opere a carattere provvisorio e $V_N = 50$ anni per quelle a carattere definitivo. Le azioni sismiche sulle costruzioni vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R , funzione del tipo di costruzione, che si ricava, moltiplicando la vita nominale di progetto V_N per il coefficiente d’uso C_U mediante l’espressione $V_R = V_N C_U$, dove C_U rappresenta il coefficiente d’uso, il quale è definito al variare della classe d’uso, come mostrato in Figura 5 (cfr. Tab. 2.4.II).

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d’uso C_U

CLASSE D’USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Figura 5: Valori del coefficiente d'uso C_U .

Con riferimento allo “stato limite di salvaguardia della vita” SLV, si assume un periodo di ritorno $T_R = -V_R / \ln(1 - P_{VR})$, essendo P_{VR} la probabilità di superamento nel periodo di riferimento, fissata da norma pari al 10%.

In merito alle condizioni di sottosuolo e topografiche, nel caso in esame si assume una categoria di sottosuolo tipo C ed una classe topografica T1.

I parametri sismici sono stati determinati utilizzando il foglio di calcolo Spettri – *NTC ver. 1.0.3*, con riferimento al comune di Spoleto.

In Tabella 2 e Tabella 3 si riportano i valori delle grandezze necessarie per la definizione dell’azione sismica rispettivamente per le opere provvisionali e per quelle definitive.

Tabella 2: Riepilogo grandezze necessarie per la definizione dell’azione sismica per le opere provvisionali.

V_N (anni)	C_U	V_R (anni)	T_R (anni)	a_g/g	Cat. terreno	S_T	F_0	S_s	a_{max}/g
10	2	35	332	0.186	C	1	2.393	1.432	0.266

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

Tabella 3: Riepilogo grandezze necessarie per la definizione dell'azione sismica per le opere definitive.

V_N (anni)	C_U	V_R (anni)	T_R (anni)	a_g/g	Cat. terreno	S_T	F_0	S_S	a_{max}/g
50	2	100	949	0.269	C	1	2.414	1.31	0.352

3.2 METODO PSEUDO-STATICO

La valutazione dell'azione sismica è avvenuta con riferimento al metodo pseudo-statico in conformità al § 7.11.4 delle *NTC2018*.

Nell'analisi pseudo-statica, l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Nelle verifiche, i valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le seguenti espressioni (§ 7.11.3.5.2):

$$F_h = k_h \cdot W$$

$$F_v = \pm k_v \cdot W$$

dove k_h è il coefficiente legato all'accelerazione di picco dalla relazione:

$$k_h = \beta \cdot \frac{a_{max}}{g} = \beta \cdot \frac{S_S \cdot S_T \cdot a_g}{g}$$

con:

- β = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;
- S_S = coefficiente che tiene conto dell'amplificazione stratigrafica;
- S_T = coefficiente di amplificazione topografica;
- a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento.

Il coefficiente k_v è pari a: $k_v = \pm 0.5k_h$.

4 CRITERI DI ANALISI

4.1 METODO DI CALCOLO DELLA GALLERIA ARTIFICIALE

La valutazione del comportamento meccanico delle opere è stata eseguita mediante analisi numeriche in grado di cogliere l'interazione terreno-struttura. Le analisi sono state sviluppate impiegando modelli piani bidimensionali con il codice di calcolo agli elementi finiti *Plaxis 2D* v.22.00.00.1733. Il *software* consente di simulare il terreno come mezzo continuo (elementi finiti triangolari a 18 nodi) e, attraverso l'aggiornamento delle porzioni di *mesh* attive, è possibile simulare le fasi costruttive delle opere.

4.2 METODO DI CALCOLO DELLE SCARPATE PROVVISORIE

Tutte le analisi di stabilità sono state eseguite nell'ipotesi di problema piano con i tradizionali metodi dell'equilibrio limite globale, schematizzando il terreno come un mezzo rigido plastico e adottando il criterio di rottura di *Mohr - Coulomb*. In particolare, è stato utilizzato il metodo delle strisce, nel quale la porzione di terreno delimitato dalla generica superficie *S* e dalla superficie topografica è suddivisa in settori verticali in modo da valutare, seppur in modo approssimato e discreto, la distribuzione della tensione efficace normale e della corrispondente resistenza a taglio lungo la superficie di scorrimento; in dettaglio, si è utilizzato il metodo di *Bishop* (*Bishop, 1955*). Tutte le analisi sono state effettuate con il codice di calcolo *SLIDE*.

Nel programma di calcolo è tracciata la geometria del terreno a monte e a valle della paratia, sono assegnate le proprietà geotecniche ai vari strati e le relative superfici piezometriche, se presenti. In automatico vengono generate delle superfici circolari a partire dalla superficie del terreno lungo le quali è calcolato il fattore di sicurezza. Si impone che tali superfici non possano intersecare la paratia e che passino al di sotto del piede della stessa.

5 CRITERI DI VERIFICA

5.1 CRITERI NORMATIVI DI PROGETTO

Tutte le analisi sono state effettuate con riferimento alle prescrizioni contenute nelle Norme Tecniche delle costruzioni del 17/01/2018 (*NTC 2018*) e alle Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" pubblicate il 21 gennaio 2019.

Le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi (*SLU*) consistono, in generale, nel verificare il rispetto della seguente condizione:

$$E_d < R_d$$

dove con E_d si indica il valore di progetto delle azioni, o degli effetti delle azioni, e con R_d il valore di progetto delle resistenze. La verifica di tale condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali definiti rispettivamente per le azioni ($A1$ e $A2$), per i parametri geotecnici ($M1$ e $M2$) e per le resistenze ($R1$, $R2$ e $R3$).

Le azioni di progetto, E_d , o, altresì, gli effetti delle azioni (sollecitazioni sui diaframmi e sugli elementi di contrasto, azioni sui pali di fondazione), sono valutabili a partire dalle azioni caratteristiche adottando per i coefficienti parziali γ_F i valori specificati nella seguente Figura 6 (Tabella 6.2.I delle *NTC 2018*).

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

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

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

Figura 6: Coefficienti parziali per le azioni o l'effetto delle azioni - Tabella 6.2.I.

Le resistenze di progetto, R_d , si determinano a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici di resistenza, divisi per i coefficienti parziali γ_M specificati in Figura

7 (Tabella 6.2.II delle *NTC 2018*) e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R , specifici per ciascun tipo di opera.

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

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

Figura 7: Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno - Tabella 6.2.II.

I valori da applicare alle resistenze sono specifici in relazione alla tipologia di opera e quindi vengono precisati nell'ambito della descrizione delle verifiche relative a ciascuna di esse.

Per le verifiche allo stato limite ultimo delle opere di sostegno, si è seguito il primo approccio previsto dalle *NTC 2018*, in cui sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti, conducendo separatamente 2 distinte analisi:

STR) $A1 + M1 + R1$

GEO) $A2 + M2 + R1$

I valori assunti dal coefficiente parziale *R1* sono pari all'unità.

5.2 ELEMENTI IN C.A.

Le strutture in c.a. sono state oggetto di verifiche strutturali sia agli Stati Limite Ultimi (*SLU*), sia agli Stati Limite di Esercizio (*SLE*).

Le sollecitazioni agenti su tali strutture sono state considerate come azioni caratteristiche permanenti.

5.2.1 Criteri di verifica agli SLU

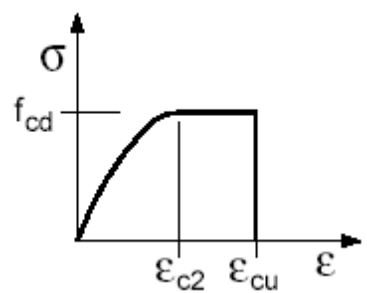
Per quanto concerne la valutazione della resistenza di progetto R_d , in maniera analoga a quanto previsto per elementi monodimensionali, si è distinto il comportamento per sforzi assiali-flessionali e sforzi taglianti.

➤ Verifiche a presso-flessione:

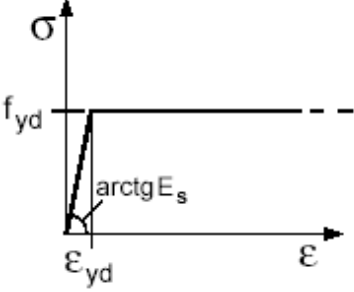
Di seguito sono richiamati i principali criteri di verifica agli SLU.

- Criterio di verifica: $M_{Rd} (N_{Ed}) \geq M_{Ed}$
- Ipotesi di calcolo:
 - conservazione delle sezioni piane;
 - perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
 - resistenza a trazione del calcestruzzo nulla;
 - rottura del calcestruzzo determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima a compressione;
 - rottura dell'armatura tesa determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima.
- Caratteristiche di calcolo dei materiali:

1. Calcestruzzo:

<p>- strutture in c.a. - C25/30:</p> <p>$f_{cd} = f_{ck,cyl} / \gamma_c = 16.60 \text{ N/mm}^2$</p> <p>ove:</p> <ul style="list-style-type: none"> - $\gamma_c = 1.5$ (fattore di sicurezza) - $\alpha_{cc} = 0.85$ (coefficiente riduttivo per gli effetti di lunga durata) 	
$\epsilon_{c2} = 0.20 \%$	
$\epsilon_{cu} = 0.35 \%$	

2. Acciaio:

<p>- B450C:</p> <p>$f_{yd} = f_{yk} / g_s = 391.30 \text{ N/mm}^2$</p> <p>$E_s = 206000 \text{ N/mm}^2$</p> <p>ove:</p> <p>- $\gamma_s = 1.15$ (fattore di sicurezza)</p>	
<p>$\varepsilon_{yd} = f_{yd} / E_{sd} = 0.19 \%$</p>	
<p>$\varepsilon_{ud} = 1.0 \%$</p>	

Operativamente le verifiche sono state effettuate controllando che i punti di coordinate M_d-N_d , rappresentativi dei valori di progetto degli effetti delle azioni di calcolo, ricadessero tutti all'interno del dominio resistente ultimo della sezione, determinato con il *software VCA SLU*.

➤ Verifiche a taglio

La verifica allo SLU per taglio, è stata condotta nel caso di sezioni armate a taglio sulla base dei criteri e delle ipotesi seguenti:

- Criterio di verifica: $V_{Rd} = \min (V_{Rsd}; V_{Rcd}) \geq V_{Ed}$
- Ipotesi di calcolo: la resistenza viene valutata sulla base di una schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono:
 - le armature trasversali (inclinate di un angolo " α ")
 - le armature longitudinali
 - il corrente compresso di calcestruzzo
 - i puntoni d'anima inclinati di un angolo " θ ".

La valutazione della capacità allo *SLU* per sforzi di taglio è eseguita, per queste sezioni, mediante espressioni che analizzano il meccanismo di rottura dell'armatura trasversale " V_{Rsd} " e quello dei puntoni compressi in calcestruzzo " V_{Rcd} "; il valore di resistenza è pari al valore minore tra:

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

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

ove:

- d = altezza utile della sezione;
- b_w = larghezza minima della sezione;
- A_{sw} è l'area dell'armatura trasversale;
- $f'_{cd} = 0.5 f_{cd}$ è la resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima;
- α_{cd} è il fattore maggiorativo dipendente dallo sforzo di compressione medio agente nella sezione di verifica.

Nel caso di sezioni non armate a taglio, invece, la sollecitazione di taglio V_{Ed} è stata confrontata con la resistenza a taglio V_{Rd} valutata tramite la seguente relazione:

$$V_{Rd} = \{0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp}\} \cdot b_w \cdot d$$

dove:

- $\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d}$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale;
- $\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c}$ è la tensione media di compressione della sezione;
- $k = 1 + (200/d)^{1/2}$

5.2.2 Criteri di verifica agli SLE

Le verifiche agli *SLE* effettuate sulle strutture definitive riguardano la tensione massima di compressione nel calcestruzzo σ_c (cfr. p.to 4.1.2.2.5 delle *NTC2018*) e la fessurazione nelle condizioni di lungo termine.

La verifica riguardante la tensione massima di compressione nel calcestruzzo, come previsto al punto 4.1.2.2.5.1 delle *NTC2018*, è stata effettuata controllando la seguente condizione:

$$\sigma_c \leq 0.45 \cdot f_{ck} = 11.5 \text{ MPa}$$

- Verifiche alle tensioni

La verifica delle tensioni in esercizio consiste nel controllare il rispetto dei limiti tensionali previsti per il calcestruzzo e per l'acciaio per ciascuna delle combinazioni di carico "caratteristica" e "quasi permanente", come riportato nel paragrafo 4.1.2.2.5.1 delle *NTC2018*.

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

Nello specifico i limiti sono di seguito elencati:

Per il calcestruzzo:

$$\sigma_{c,max} = 0.60f_{ck} \text{ (comb. Caratteristica)}$$

$$\sigma_{c,max} = 0.45f_{ck} \text{ (comb. Quasi perm.)}$$

mentre per l'acciaio:

$$\sigma_{s,max} = 0,80f_{yk} \text{ (comb. Caratteristica)}$$

- Verifiche a fessurazione

Lo stato limite di fessurazione è stato scelto seguendo le indicazioni riportate in Tabella 4 (cfr. Tab. 4.1.IV, NTC2018) e facendo riferimento alle condizioni ambientali aggressive (Figura 8), avendo adottato la classe di esposizione XC2-XA2.

Nel caso in esame si è fatto riferimento al limite di apertura delle fessure pari a: $w \leq w_1 = 0.20 \text{ mm}$ (armature poco sensibili).

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

Figura 8: Tab. 4.1.IV e Tab. 4.1.III della NTC-2018.

Tabella 4: Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione.

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
A	Ordinarie	Frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	Frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	Frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

La verifica dell'ampiezza di fessurazione è stata condotta utilizzando la procedura illustrata al punto C4.1.2.2.4 della Circolare 21 Gennaio 2019, n. 7.

Il valore caratteristico di calcolo è dato da:

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

$$w_k = 1.7w_m$$

in cui w_m rappresenta il valore medio dell'apertura calcolata in base alla deformazione unitaria media delle barre d'armatura ε_{sm} e alla distanza media tra le fessure s_{rm} , come di seguito espresso:

$$w_m = \varepsilon_{sm} \cdot s_{rm}$$

con:

$$s_{rm} = \left(k_3 c + k_1 k_2 k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}} \right) / 1.7$$

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

in cui:

- σ_s = tensione dell'armatura tesa considerando la sezione fessurata;
- E_s = modulo elastico dell'acciaio;
- f_{ctm} = valore medio della resistenza a trazione assiale;
- α_e = rapporto E_s/E_{cm} ;
- $\rho_{eff} = A_s/A_{c,eff}$ = rapporto tra l'area dell'armatura nella zona efficace e l'area della zona stessa;
- $A_{c,eff}$ = area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura, di altezza $h_{c,eff}$, dove $h_{c,eff}$ è il valore minore tra $2.5(h-d)$, $(h-x)/3$, $h/2$;
- K_t = fattore dipendente dalla durata del carico e risulta:

$$K_t = 0.6 \text{ per carichi di breve durata; } K_t = 0.4 \text{ per carichi di lunga durata;}$$

- ϕ = diametro delle barre;
- c = copriferro netto;
- k_1 = coefficiente relativo alla qualità di aderenza delle barre e risulta:

$$k_1 = 0.8, \text{ per barre ad aderenza migliorata;}$$

$k_1 = 1.6$, per barre lisce.

- k_2 è un coefficiente che tiene conto della distribuzione delle tensioni in regime non fessurato e risulta:

$k_2 = 0.5$ nel caso di flessione;

$k_2 = 1.0$ nel caso di trazione pura;

$k_2 = (\varepsilon_1 + \varepsilon_2)/(2\varepsilon_1)$, nel caso di trazione eccentrica o nel caso si consideri una sola parte della sezione, essendo ε_1 e ε_2 rispettivamente la più grande e la più piccola deformazione di trazione all'estremità della sezione considerata, calcolata considerando la sezione fessurata.

- $k_3 = 3.4$;
- $k_4 = 0.425$.

La massima tensione di compressione nel calcestruzzo e la massima tensione di trazione nell'acciaio sono state determinate utilizzando il *software VCA SLU*.

5.3 VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE

In condizioni statiche, le verifiche sono state effettuate secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II (Figura 6 e Figura 7) e 6.8.I (Figura 9).

Tab. 6.8.I - Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo

COEFFICIENTE	R2
γ_R	1,1

Figura 9: Coefficienti parziali γ_R .

In condizioni sismiche, le analisi sono state condotte ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici (§ 7.11.1) e impiegando le resistenze di progetto calcolate con un coefficiente parziale R_2 pari a 1.2.

6 STABILITA' GLOBALE DELLE SCARPATE

6.1 DESCRIZIONE DELLE SEZIONI DI STUDIO

Nei capitoli successivi vengono riportati i risultati delle analisi di stabilità globale effettuate sulle scarpate provvisorie in corrispondenza della sezione di massima copertura della galleria (Sez. S1), alla pk 0+180 circa. Gli scavi in tale sezione sono realizzati per circa 16 m all'interno della formazione a grana fine del Bisciario 1 (BI1) e successivamente all'interno della formazione lapidea del Bisciario 2 (BI2). Sono di seguito fornite le principali caratteristiche delle sezioni, quindi, i risultati del modello di calcolo e le verifiche.

Nelle analisi di stabilità globali il piano campagna è stato simulato con il reale profilo per tenere conto delle azioni in gioco anche a notevole distanza dall'opera di presidio degli scavi.

6.2 ANALISI DELLA SEZIONE S1

La sezione di studio corrisponde alla massima copertura della galleria, posta alla pk 0+180 circa ed è caratterizzata dalla realizzazione degli scavi all'interno della formazione del Bisciario.

6.2.1 Geometria della sezione e modello di calcolo

Nella sezione in esame gli scavi saranno realizzati mediante sbancamenti con pendenza variabile. In particolare, si prevede la realizzazione di una prima banca con inclinazione 1:1 mentre le successive due banche sono realizzate con inclinazione 3:2 e altezza pari a 8 m.

Per ciò che concerne il regime delle pressioni interstiziali, la falda si attesta a circa 20 m di profondità. Tuttavia, tenuto conto del sistema di regimentazione idraulica previsto in progetto, costituito da tubolari posti lungo le pareti di scavo, è possibile ritenere che il regime delle pressioni interstiziali venga temporaneamente abbattuto per la durata degli scavi provvisori; pertanto, le analisi sono state svolte in assenza di falda.

In Tabella 5, sono fornite le principali caratteristiche geometriche e stratigrafiche utilizzate nell'analisi per la sezione oggetto di studio.

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

Con riferimento alla formazione litoide BI2, i parametri di resistenza caratteristici del criterio di *Mohr Coulomb* sono stati determinati a partire dalla linearizzazione del criterio di *Hoek-Brown* mediante il software di calcolo *RocLab* (Roc Science). In particolare, con riferimento all'involuppo riferito ai pendii, la Tabella 6 riassume i risultati ottenuti, mentre in Tabella 7 si riportano i parametri caratteristici del terreno impiegati. La Figura 10 riporta il modello di calcolo adottato.

Tabella 5: Riepilogo caratteristiche geometriche della sezione Sez. S1.

Sezione di calcolo	Progr. km ~ 0+180
Scavo di sbancamento	1° banca: inclinazione 1:1, H = 6.9 m 2° banca: inclinazione 3:2, H = 8 m 3° banca: inclinazione 3:2, H = 8 m
Altezza scavo	H = 23 m
Stratigrafia di calcolo	Bisciaro 1 (BI1): 0 – 14 m Bisciaro 2 (BI2): > 14 m
Falda	-

Tabella 6: Determinazione dei parametri di Mohr Coulomb per la formazione BI2, Sez. S1.

Terreno	γ [kN/m ³]	GSI [-]	σ_c [kPa]	m_i [-]	D [-]	c_k' [kPa]	ϕ_k' [°]
BI2	22	33	5	10	0.7	34	29

Tabella 7: Parametri geotecnici utilizzati nell'analisi, Sez. S1.

Terreno	γ [kN/m ³]	c_k' [kPa]	ϕ_k' [°]	c_d' [kPa]	ϕ_d' [°]	c_u [kPa]	E' [MPa]
BI1	20	15	28	12	23.04	150	200
BI2	22	50	25	40	20.5	-	450

γ = peso di volume naturale del terreno
 c' = coesione
 ϕ' = angolo di resistenza al taglio
 c_u = coesione non drenata
 E' = modulo elastico

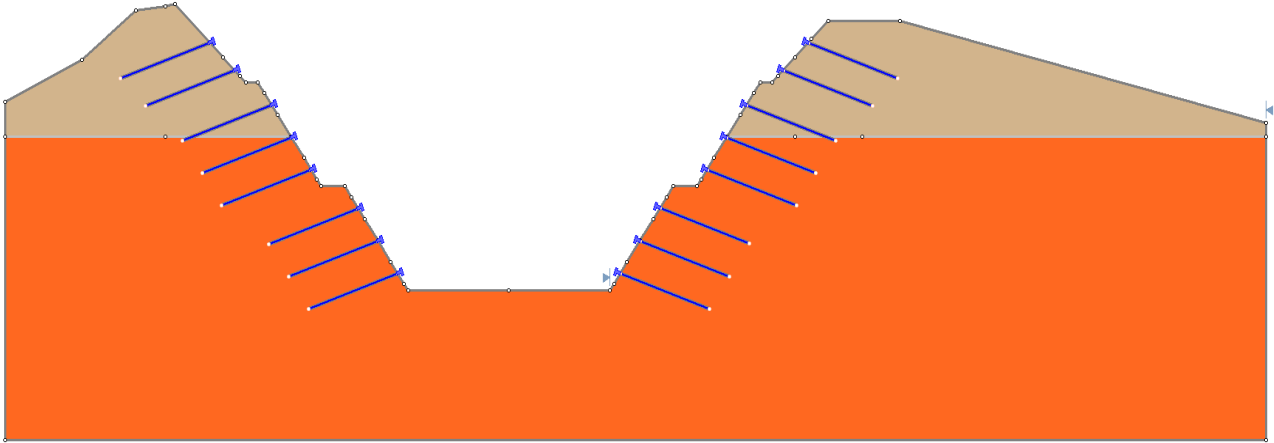


Figura 10: Modello di calcolo scarpate temporanee: raggiungimento del fondo scavo, Sez. S1.

6.2.2 Caratteristiche delle chiodature di sostegno

Per il sostegno degli scavi si prevede la realizzazione di una parete chiodata costituita da barre di acciaio disposte a quinconce e la posa in opera di una rete elettrosaldata e una geogriglia. Longitudinalmente al pendio la spaziatura delle barre prevista è di 3 m mentre, in direzione verticale è di 3 m. La realizzazione dell'intervento avverrà per scavi successivi, ognuno dei quali si approfondisce fino a 0.5 m sotto la quota di installazione dei chiodi, in modo tale da poter disporre di spazio sufficiente per le operazioni di installazione degli stessi. Sono previste perforazioni con un diametro di 9 cm, lunghezza 8 m e aventi un'inclinazione sulla orizzontale di 15-20°. Le barre avranno invece un diametro di 2.5 cm e analoga lunghezza delle perforazioni.

Gli elementi chiodi sono stati simulati tramite gli elementi "soil nails", presenti nella libreria del codice di calcolo Slide, ai quali è possibile assegnare un valore di resistenza a sfilamento, valutata secondo le indicazioni di Bustamante e Doix '85 e Viggiani '99. La resistenza a sfilamento caratteristica è determinata attraverso la seguente relazione:

$$N_{Rk} = \pi \cdot \phi_{perf.} \cdot \alpha \cdot \tau_{ak} \cdot L_a$$

dove:

- $N_{R,d}$ = resistenza a sfilamento di progetto dell'interfaccia chiodo-terreno;
- $\phi_{perf.}$ = diametro di perforazione del chiodo;

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

- α = coefficiente correttivo che tiene conto della tecnologia realizzativa dell’ancoraggio e del contesto geotecnico (Viggiani, '99) in funzione del tipo di iniezione e del litotipo di fondazione;
- τ_{ak} = tensione resistente a sfilamento caratteristica dell’interfaccia bulbo di fondazione-terreno;
- L_a = lunghezza della fondazione (l’input viene dato per metro lineare di lunghezza del chiodo, pertanto tale quantità è pari a 1 m);

Per la scelta di τ_{ak} si è fatto riferimento al diagramma valido per argille e limi che correla la resistenza tangenziale all’interfaccia con la pressione limite p_l , valutata secondo la formulazione di Baguelin e Jezequel:

$$p_l = \frac{0.75 \sqrt{c_u}}{\sqrt{0.21}}$$

Considerando un valore di resistenza non drenata c_u pari a 150 kPa, in definitiva si può quindi considerare un valore di $\tau_{ak} = 120$ kPa come mostrato nella figura a seguire:

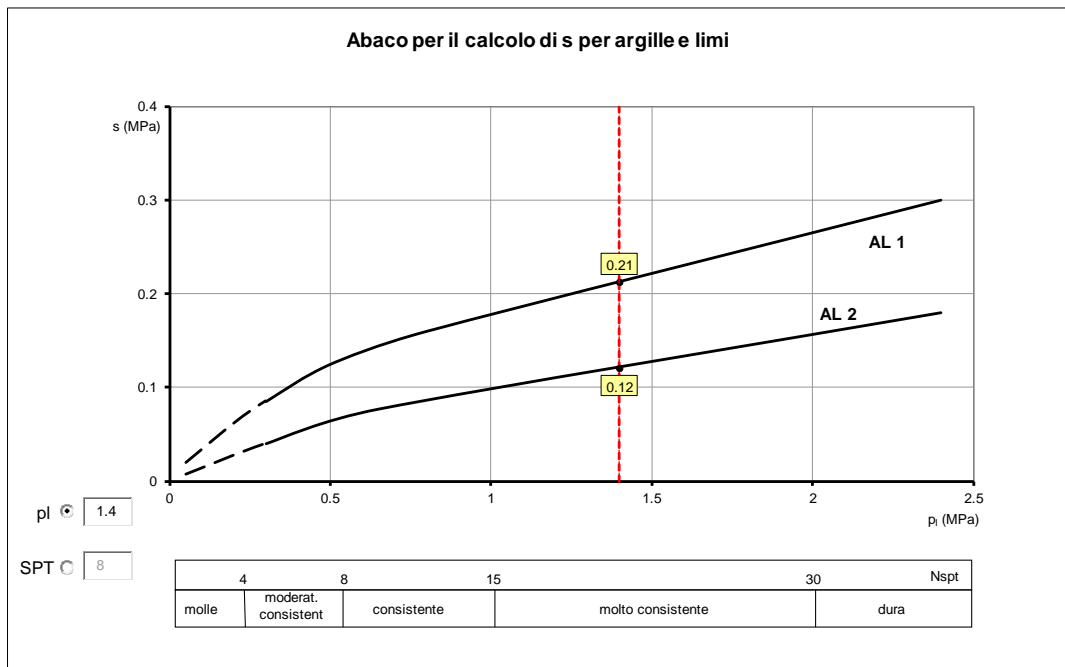


Figura 11: Diagramma per la valutazione di τ_{ak} .

La resistenza allo sfilamento, per metro lineare di chiodo, è quindi pari a circa 41 kN/m.

La resistenza a trazione del chiodo è invece pari a 270 kN ed è valutata come segue:

$$N_{yd} = f_{yk} \cdot A_{chiodo}$$

Di seguito si riassumono le caratteristiche delle chiodature previste:

Tabella 8: Riepilogo caratteristiche delle chiodature impiegate.

Scavo	L (m)	maglia	Inclinaz.
1a banca	8	3 m x 3 m	15-20°
2a banca	8	3 m x 3 m	15-20°
3a banca	8	3 m x 3 m	15-20°

6.2.3 Valutazione dell'azione sismica

Con riferimento alle analisi di stabilità globali in condizioni sismiche, la valutazione dei coefficienti pseudo-statici applicati nelle verifiche, sono stati valutati in conformità al § 7.11.4 delle *NTC2018*. In particolare, il coefficiente di riduzione sismica β è stato assunto pari a 0.38, con riferimento agli stati limite di salvaguardia della vita (*SLV*). In Tabella 9 si riporta una sintesi dei coefficienti pseudo-statici utilizzati, calcolati come descritto al § 3.2.

Tabella 9: Valutazione dei coefficienti pseudo-statici.

a_{max}/g	β	k_h	k_v
0.266	0.38	0.101	± 0.051

6.3 VERIFICHE

6.3.1 Verifiche di stabilità globale, Sezione S1

In Tabella 10 sono riepilogati i coefficienti di sicurezza FS ottenuti dalle verifiche di stabilità eseguite per la sezione S1; nelle figure Figura 12, Figura 13 e Figura 14 si riportano rispettivamente gli output delle analisi condotte sulla massima altezza di scavo in condizioni statiche e sismiche, queste ultime svolte con coefficiente pseudo-statico positivo k_v^+ e negativo k_v^- . Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

Tabella 10: Riepilogo coefficienti di stabilità globale, Sez. S1.

Condizione	FS	γ_R	Verifica
	(-)	(-)	
Statica	1.167	1.1	OK
Sisma kv+	1.230	1.2	OK
Sisma kv-	1.274	1.2	OK

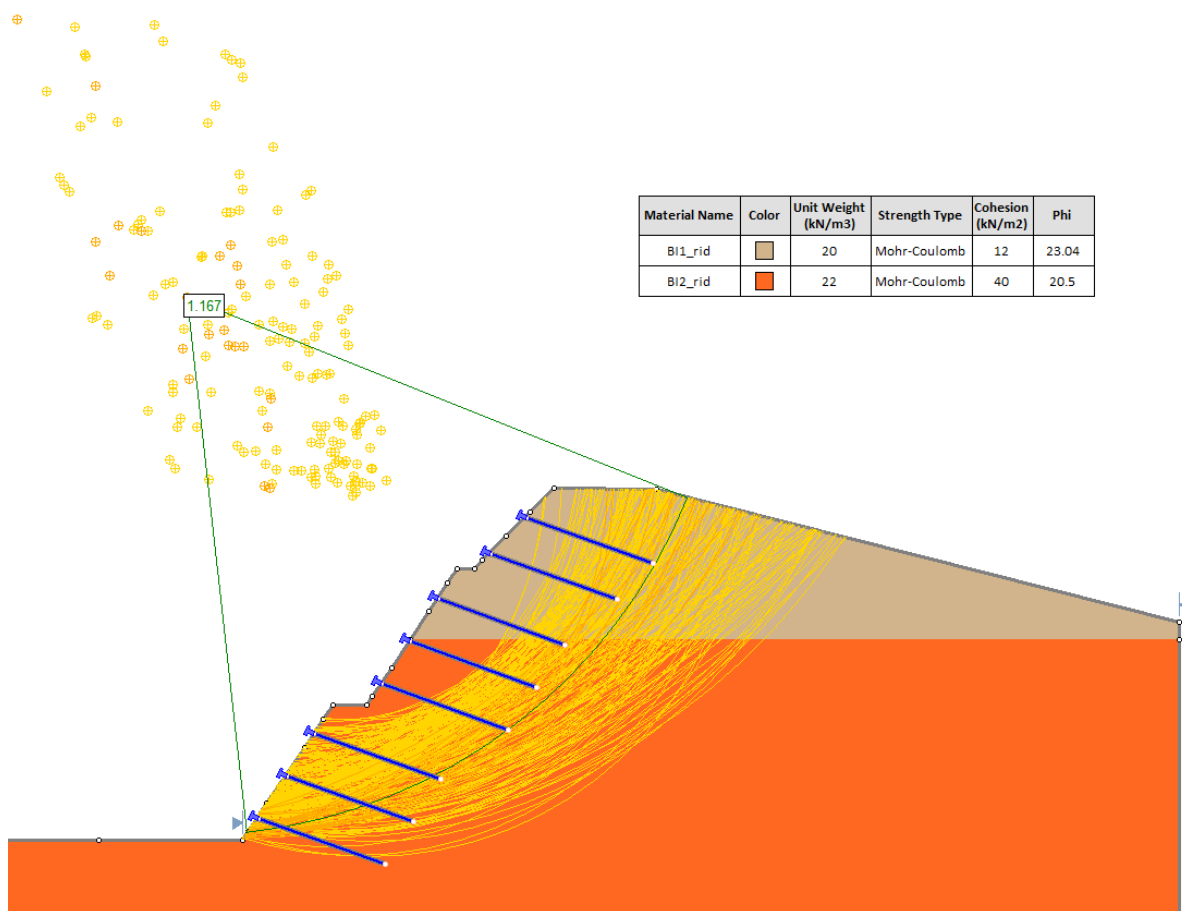


Figura 12: Verifica di stabilità globale a fondo scavo in condizioni statiche, Sez. S1.

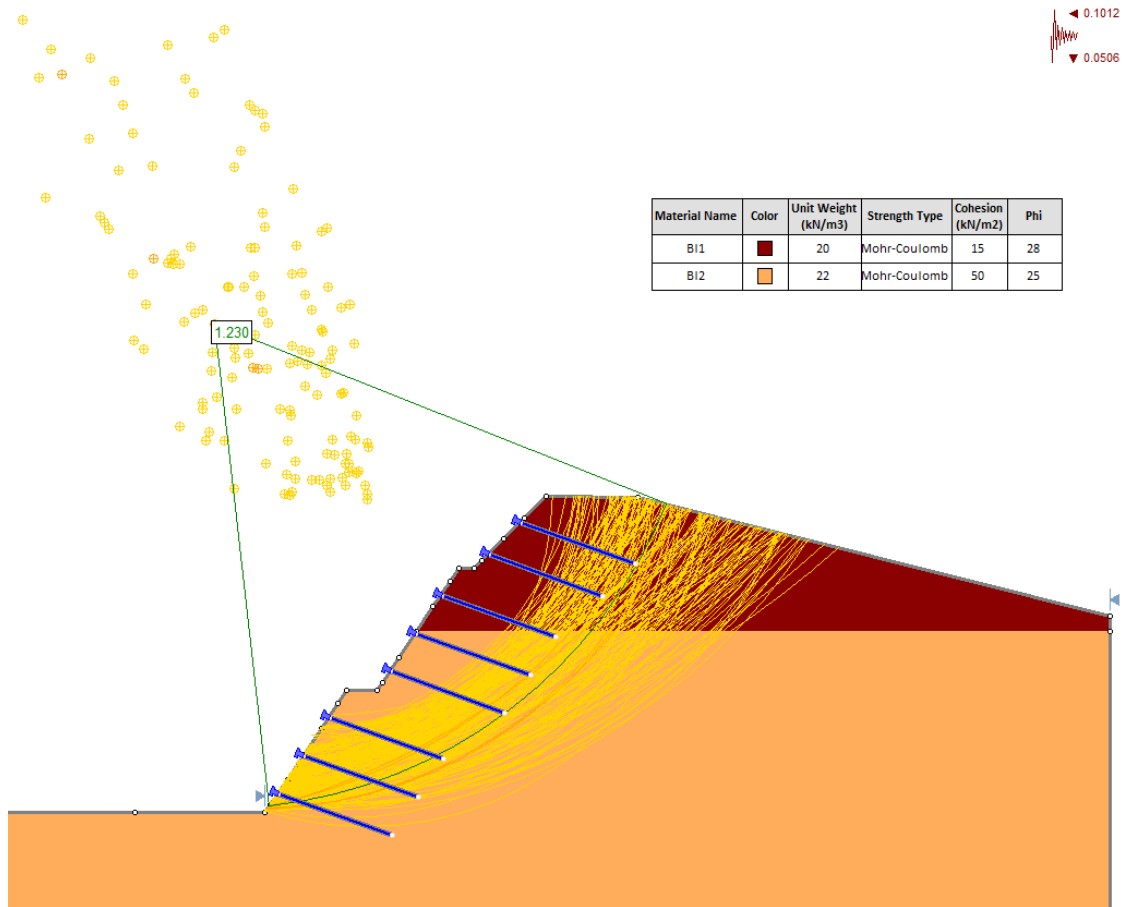


Figura 13: Verifica di stabilità globale a fondo scavo in condizioni sismiche (k_v^+), Sez.S1.

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

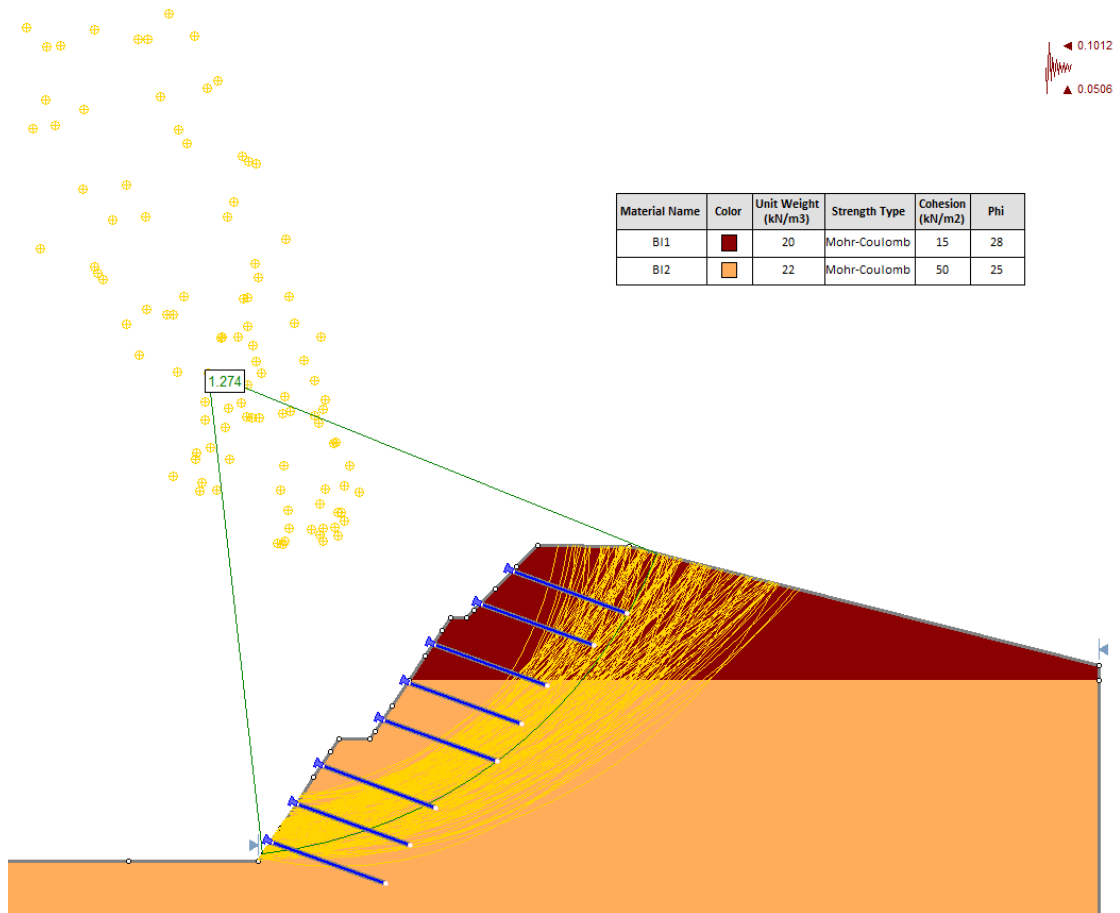


Figura 14: Verifica di stabilità globale a fondo scavo in condizioni sismiche (k_v), Sez.S1.

7 GALLERIA ARTIFICIALE

7.1 DESCRIZIONE DEI MODELLI DI CALCOLO

Nei successivi paragrafi si riporta la descrizione dei modelli di calcolo adottati, nonché i risultati ottenuti dalle simulazioni numeriche. A fronte della variabilità della copertura della galleria artificiale, sono state studiate due differenti sezioni, nel seguito denominate “Tipo 1” e “Tipo 2” rappresentative rispettivamente della copertura massima pari a circa 15 m e di una copertura media pari a 9 m. Le dimensioni dei domini di calcolo delle analisi numeriche sono state opportunamente calibrate tramite analisi di sensibilità della *mesh*; la larghezza del dominio di calcolo è stata fissata in modo tale che le variazioni del campo tensionale e deformativo nelle zone più periferiche siano trascurabili. In Figura 15 e in Figura 16 sono riportati i domini di calcolo adottati per le simulazioni svolte.

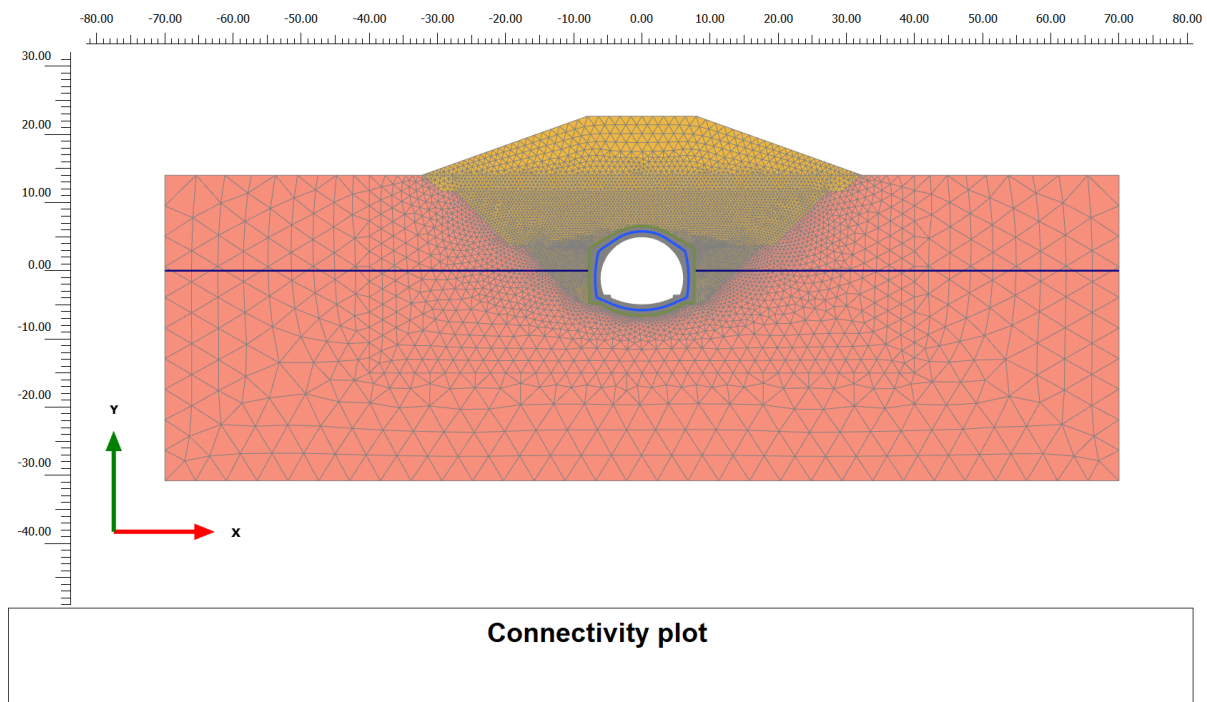


Figura 15: *Mesh* di calcolo – Sezione tipo 1 – h=15 m.

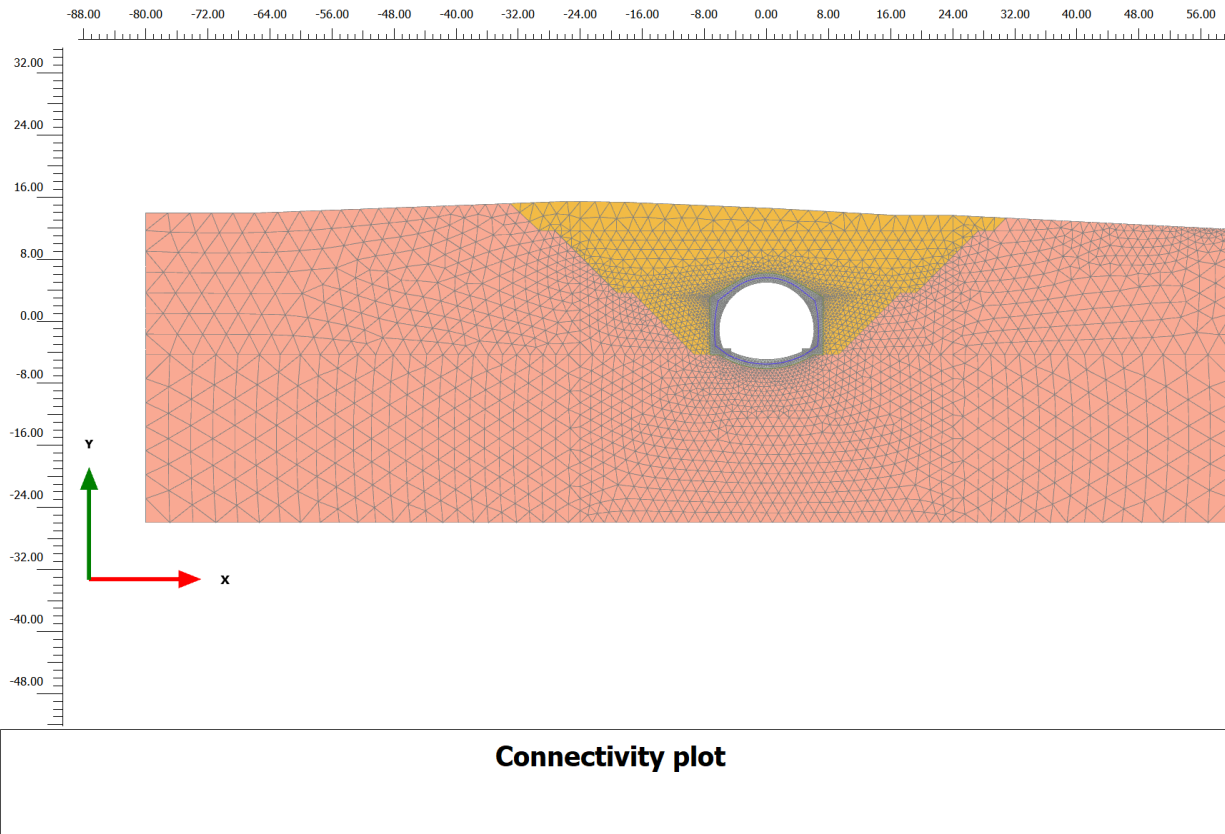


Figura 16: *Mesh* di calcolo – Sezione tipo 2 – h=9 m.

Le analisi sono state condotte schematizzando il terreno come un mezzo elasto-plastico perfetto e adottando il criterio di rottura di *Mohr Coulomb*.

Le quote di falda adottate nei modelli sono pari a 20 m da pc e 11 m da pc rispettivamente per le sezioni “Tipo 1” e “Tipo 2”.

La galleria artificiale è stata modellata con elementi di continuo ai quali è stato assegnato un legame costitutivo elastico-lineare; il peso dell’unità di volume γ è stato assunto pari a 25 kN/m^3 , mentre il valore del modulo di rigidezza assegnato è pari a 33.4 GPa. In particolare, nei modelli numerici la galleria è stata implementata con la reale geometria che tien conto della differenza delle carpenterie tra la sezione Tipo 1 e la sezione tipo 2 (cfr. Figura 3 e Figura 4).

Su tutti gli elementi strutturali costituenti la galleria a contatto con il terreno sono stati applicati elementi denominati *interface*, la cui funzione è quella di simulare il comportamento dell’interfaccia struttura/terreno; in particolare la superficie di contatto è

modellata mediante un opportuno valore del fattore di riduzione (R_{inter}) pari a $2/3$ delle caratteristiche di resistenza e rigidezza del terreno al contatto con l'elemento strutturale.

La stima delle caratteristiche della sollecitazione degli elementi strutturali modellati come mezzo continuo è avvenuta introducendo dei *plates* fittizi (posizionati in asse all'elemento strutturale) con caratteristiche di rigidezza abbattute di un fattore 10^{-6} rispetto a quelle reali.

7.1.1 Fasi di calcolo

Le fasi di calcolo adottate per le analisi sono:

- TIME 0 - Litostatico: è stata ricostruita in termini tensionali lo stato di sforzo attuale;
- TIME 1÷3 – Scavo: sono stati simulati sbancamenti per il raggiungimento della quota di fondazione della galleria artificiale;
- TIME 4÷5 – Realizzazione della galleria artificiale;
- TIME 6÷8 – Rinterro dell'opera fino al ripristino del piano campagna attuale¹;
- TIME 9÷12 – Applicazione del carico sismico pseudo-statico nelle combinazioni di seguito riportate (Figura 17 ÷ Figura 20).

¹ Per ciò che attiene i parametri di fisico-meccanico assegnati al materiale di rinterro si sono adottati valori tipici di terreni di riporto antropico e, in particolare, un valore del peso di unità di volume γ pari a 18 kN/m^3 , coesione c' nulla, angolo di attrito ϕ' pari a 35° e modulo di Young E pari a 15 MPa .

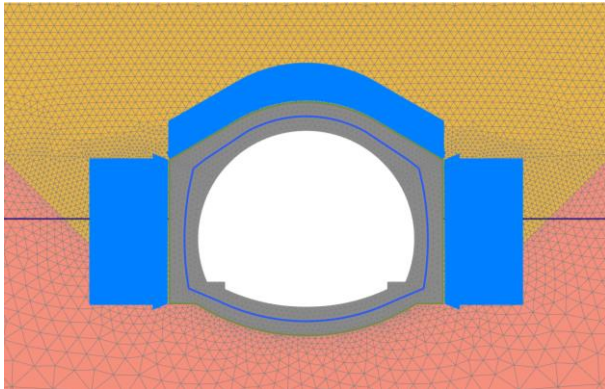


Figura 17: Sisma orizzontale verso l'interno,
sisma verticale verso l'alto.

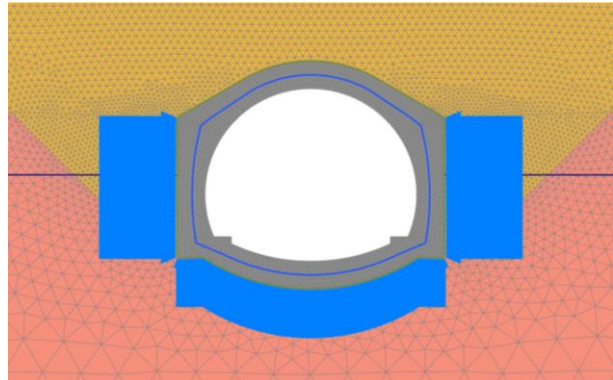


Figura 18: Sisma orizzontale verso destra, sisma
verticale verso l'alto

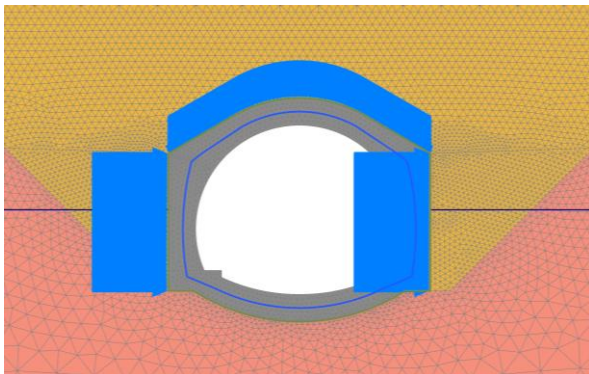


Figura 19: Sisma orizzontale verso l'interno,
sisma verticale verso il basso

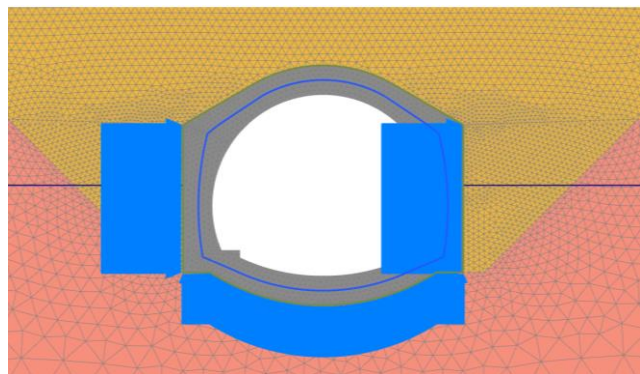


Figura 20: Sisma orizzontale verso destra, sisma
verticale verso il basso

7.1.2 Definizione dell'azione sismica

In Tabella 11 si riportano i valori delle grandezze necessarie per la valutazione dei coefficienti pseudo-statici.

Tabella 11: Valutazione dei coefficienti pseudo-statici.

a_{max}/g	β	k_h	k_v
0.307	1	0.307	± 0.153

L'incremento di spinta delle terre in fase sismica, tenuto conto che la galleria non subisce spostamenti laterali significativi, viene considerata applicando una distribuzione di azioni statiche equivalenti agenti sul rivestimento della galleria artificiale, assunta uniformemente distribuita. In dettaglio, detta z_{sup} la quota all'estradosso della calotta e z_{inf}

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

la quota d’imposta della galleria, si è valutato lo stato tensionale medio a tali quote $\sigma_{v,m}$. Il valore del carico sismico orizzontale $\Delta S_{E,h}$ applicato sui piedritti è pari a $\sigma_{v,m} \cdot k_h$. I valori del carico sismico verticale $\Delta S_{E,v}$ applicato verso il basso (+) alla quota z_{sup} sulla calotta e applicato verso l’alto (-) alla quota z_{inf} d’imposta della galleria sull’arco rovescio sono pari a:

$$- \Delta S_{E,v^+} = k_v \cdot \gamma_r \cdot z_{sup}$$

$$- \Delta S_{E,v^-} = k_v \cdot \gamma_{eq} \cdot z_{inf}$$

dove γ_r è il peso dell’unità di volume del materiale di rinterro e γ_{eq} è un valore equivalente del peso di volume che tiene conto del peso della struttura.

È stata inoltre considerata la componente dell’azione sismica inerziale indotta dal peso proprio delle strutture. In dettaglio, è stata considerata:

- un’aliquota di carico sismico da sommare al contributo $\Delta S_{E,h}$ uniformemente distribuito sui piedritti e pari a $k_h \cdot \gamma_{cls} \cdot s_p$, dove γ_{cls} è il peso dell’unità di volume del calcestruzzo e s_p è lo spessore dei piedritti;
- un’aliquota di carico sismico da sommare al contributo $\Delta S_{E,v^+}$ uniformemente distribuito sulla calotta e pari a $k_v \cdot \gamma_{cls} \cdot s_c$, dove γ_{cls} è il peso dell’unità di volume del calcestruzzo e s_c è lo spessore della calotta. Si trascura la componente inerziale nel carico pseudo-statico rivolto verso l’alto, in quanto il peso della struttura si è già tenuta in conto nella valutazione del γ_{eq} , nel calcolo di $\Delta S_{E,v^-}$.

In Tabella 12 si riportano i valori in kN/m/m dei carichi sismici uniformemente distribuiti adottati nelle analisi numeriche.

Tabella 12: Valutazione dei carichi sismici uniformemente distribuiti.

Analisi	$\Delta S_{E,h}$	$\Delta S_{E,v^+}$	$\Delta S_{E,v^-}$
Tipo 1	178	88	110
Tipo 2	135	66	88

7.2 RISULTATI DELLE ANALISI NUMERICHE

In questo capitolo saranno illustrati i risultati delle analisi numeriche espressi in termini di sollecitazioni agenti sui rivestimenti definitivi della galleria artificiale.

7.2.1 Sezione tipo 1

Da Figura 21 a Figura 23 si riportano le distribuzioni degli sforzi assiali, del taglio e del momento flettente nelle condizioni statiche di esercizio, e da Figura 24 a Figura 35 le distribuzioni di sollecitazioni nelle fasi di applicazione del sovraccarico sismico pseudostatico.

Le sollecitazioni dovranno essere amplificate per un fattore 10^6 .

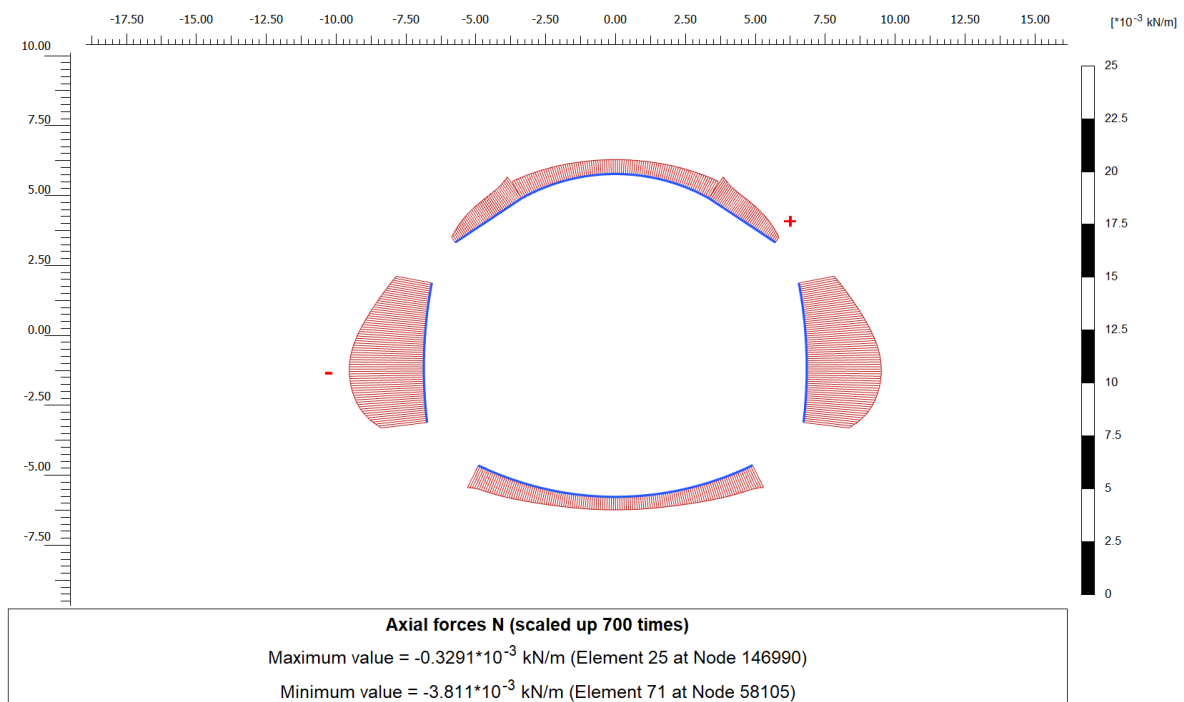


Figura 21: Distribuzione dello sforzo assiale - TIME 8.

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

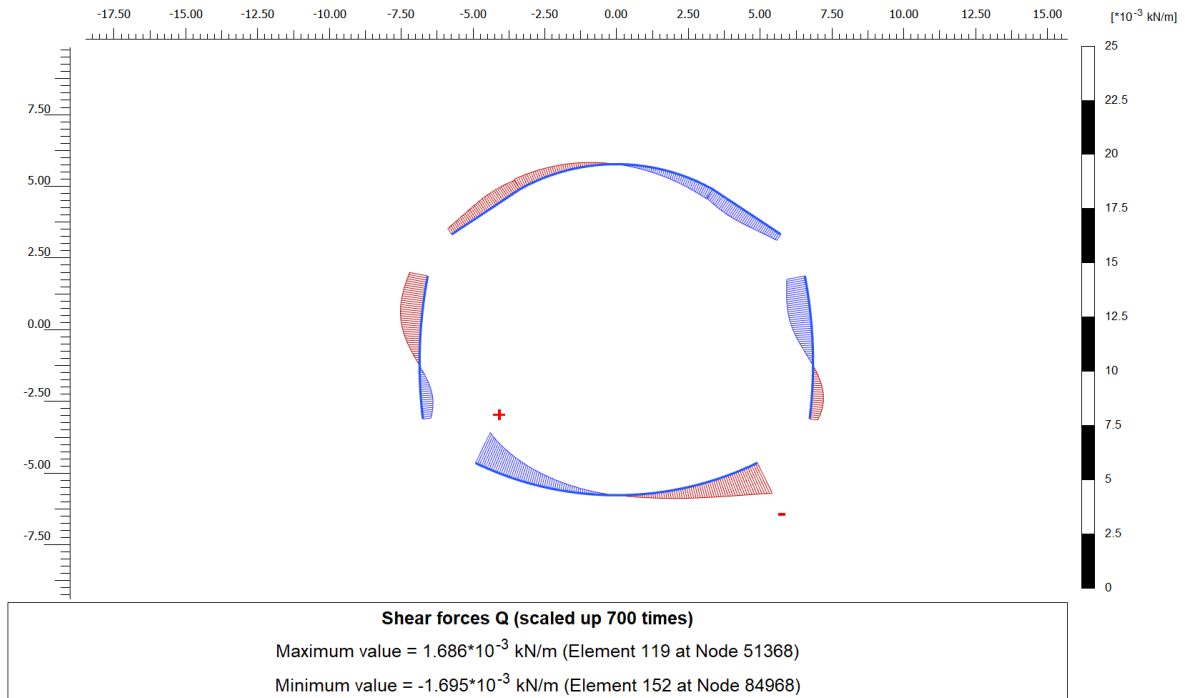


Figura 22: Distribuzione degli sforzi di taglio - TIME 8.

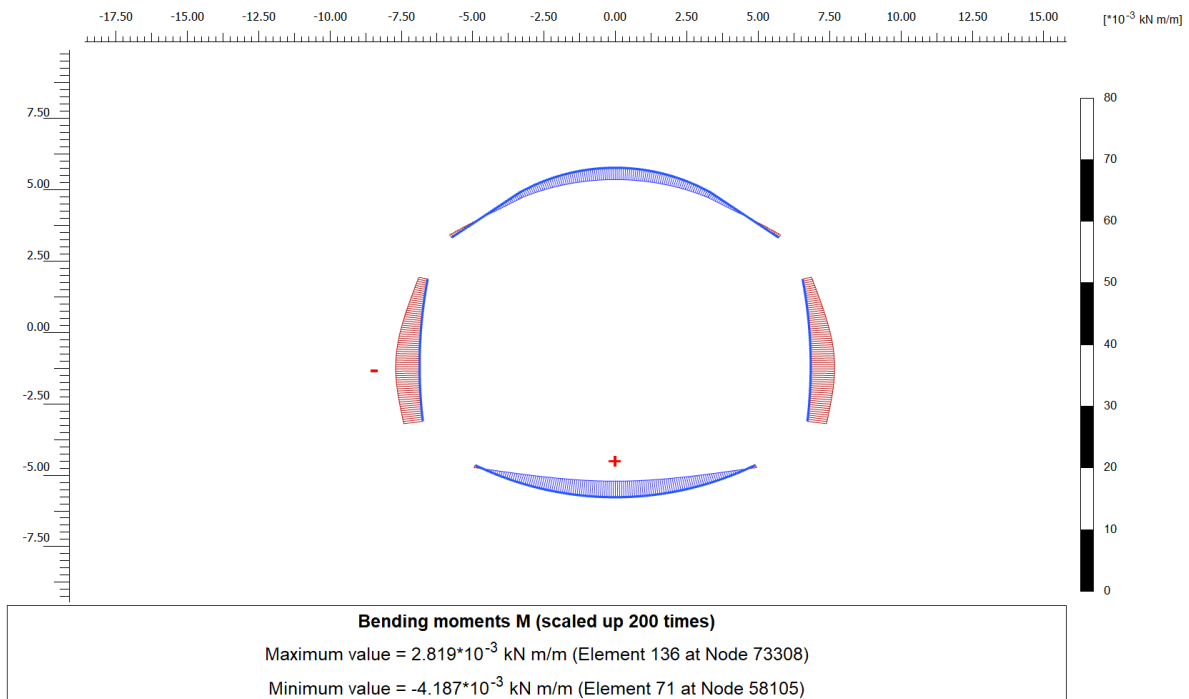


Figura 23: Distribuzione del momento flettente - TIME 8.

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

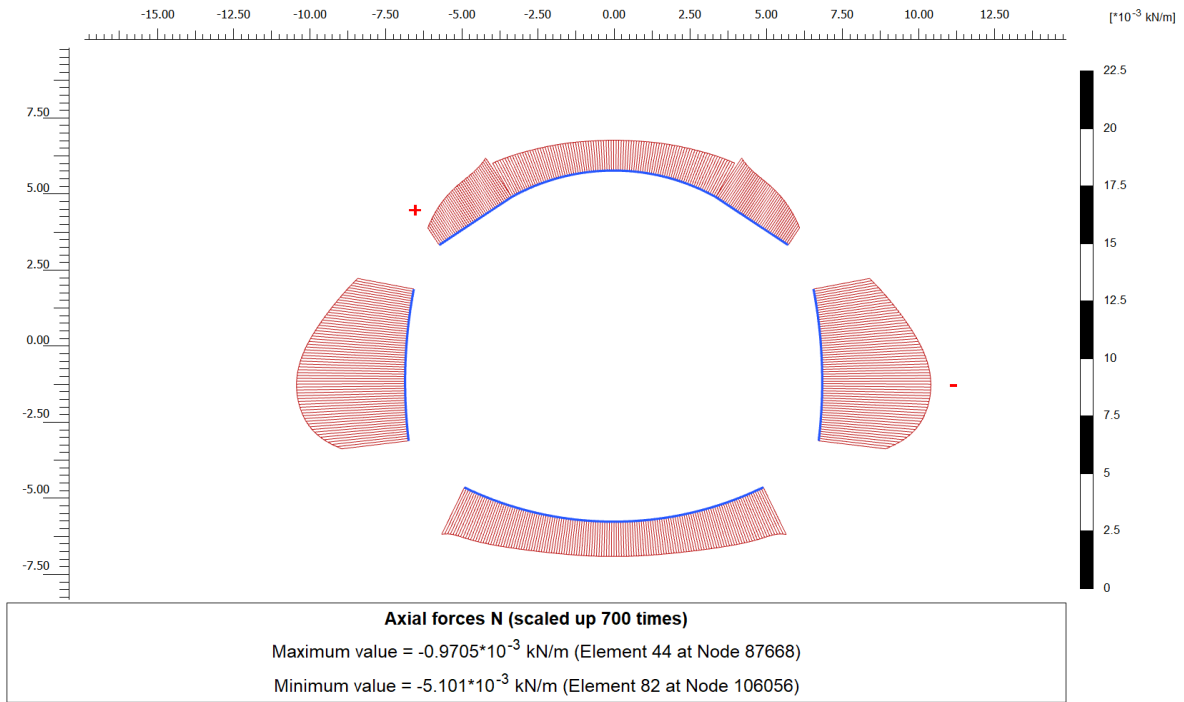


Figura 24: Distribuzione dello sforzo assiale - TIME 9.

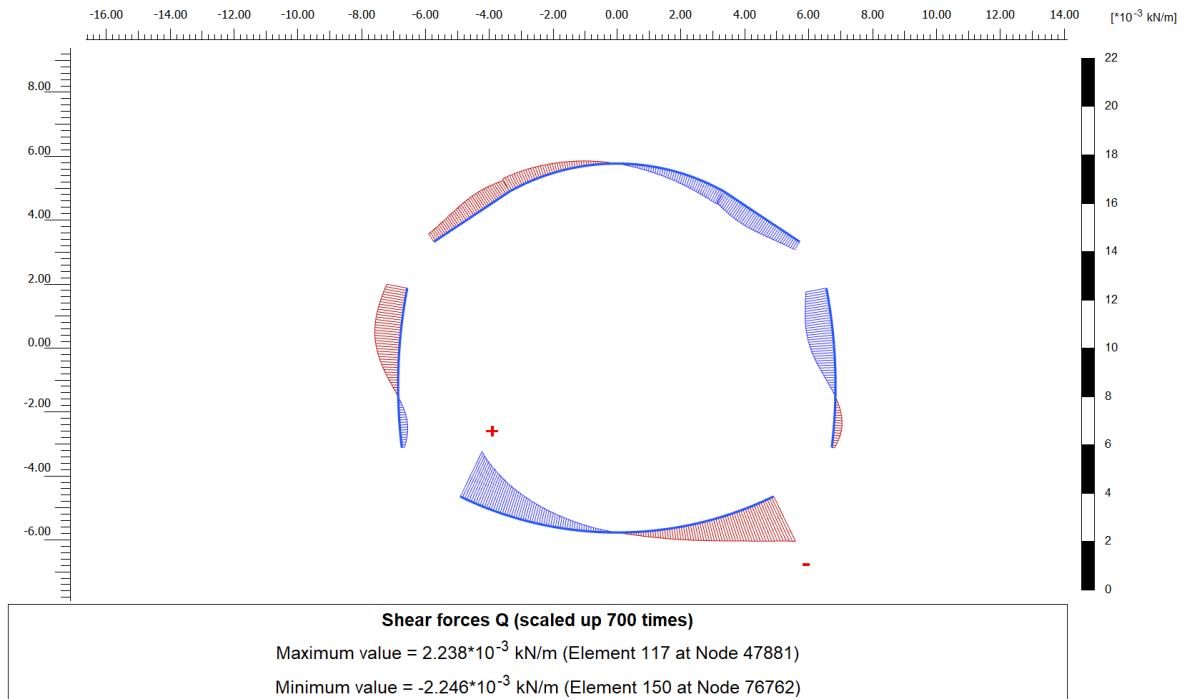


Figura 25: Distribuzione degli sforzi di taglio - TIME 9.

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

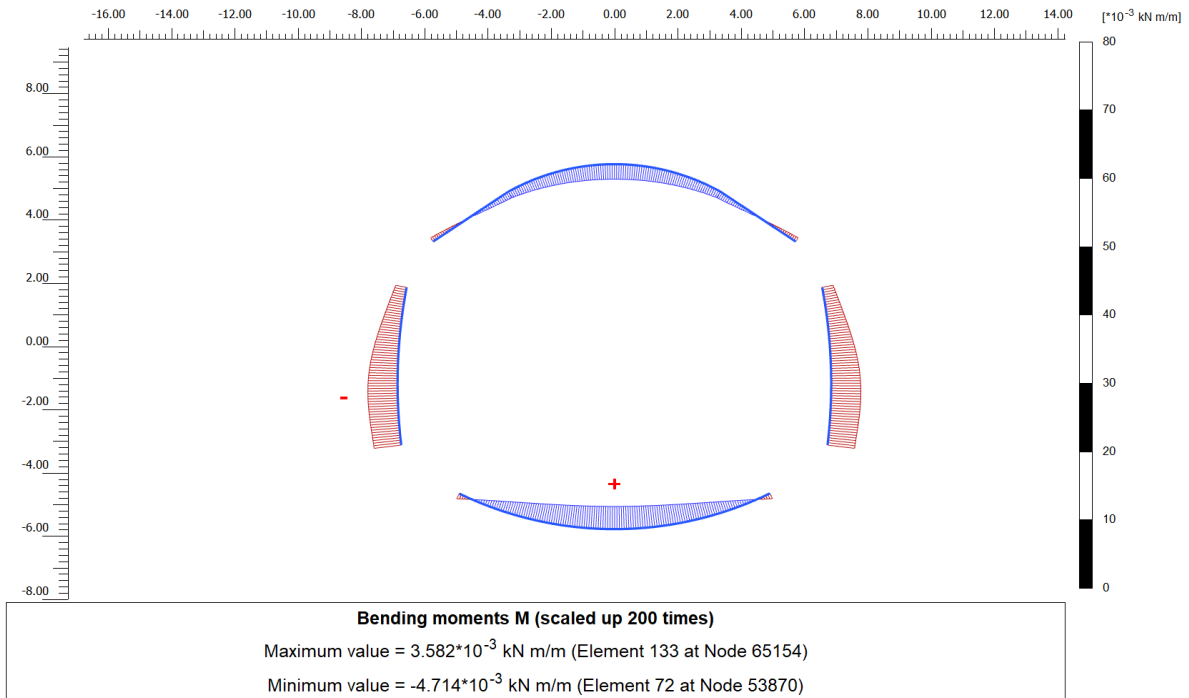


Figura 26: Distribuzione del momento flettente - TIME 9.

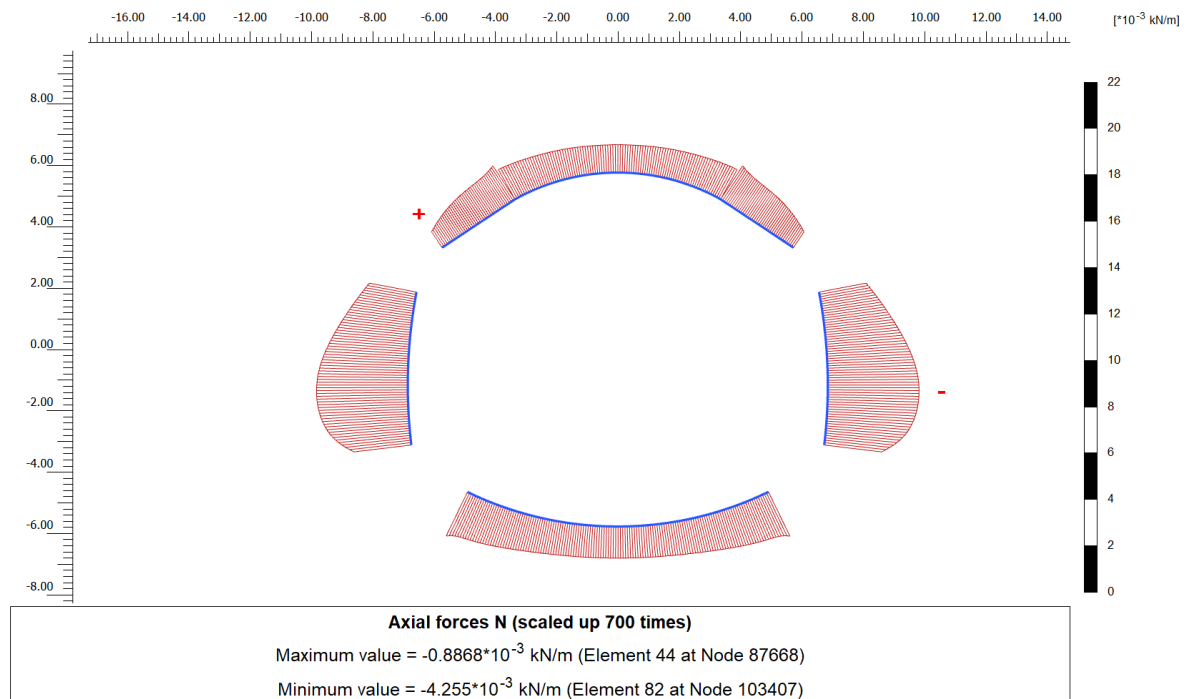


Figura 27: Distribuzione dello sforzo assiale - TIME 10.

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

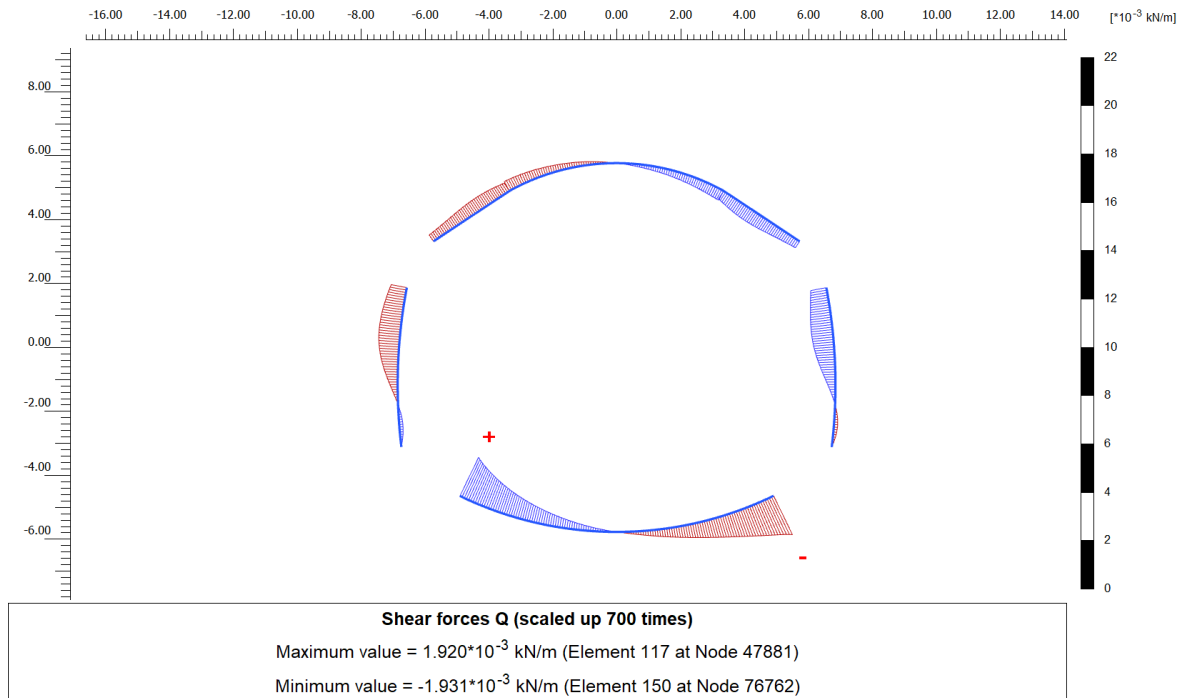


Figura 28: Distribuzione degli sforzi di taglio - TIME 10.

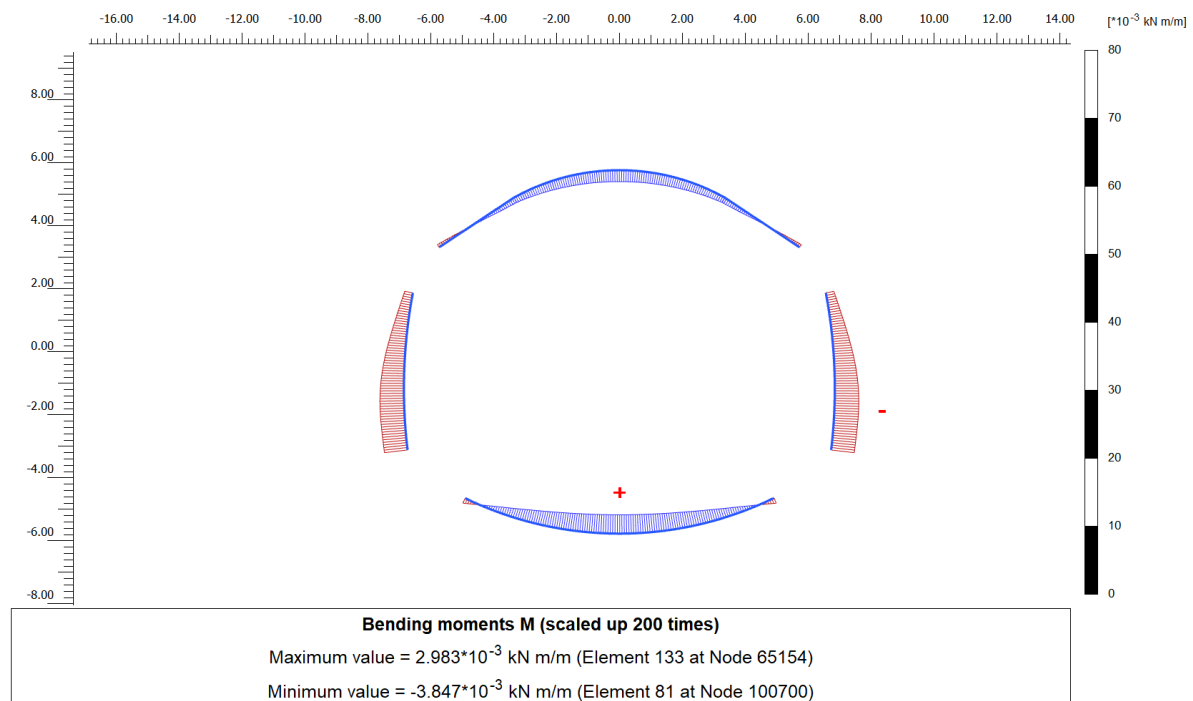


Figura 29: Distribuzione del momento flettente - TIME 10.

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

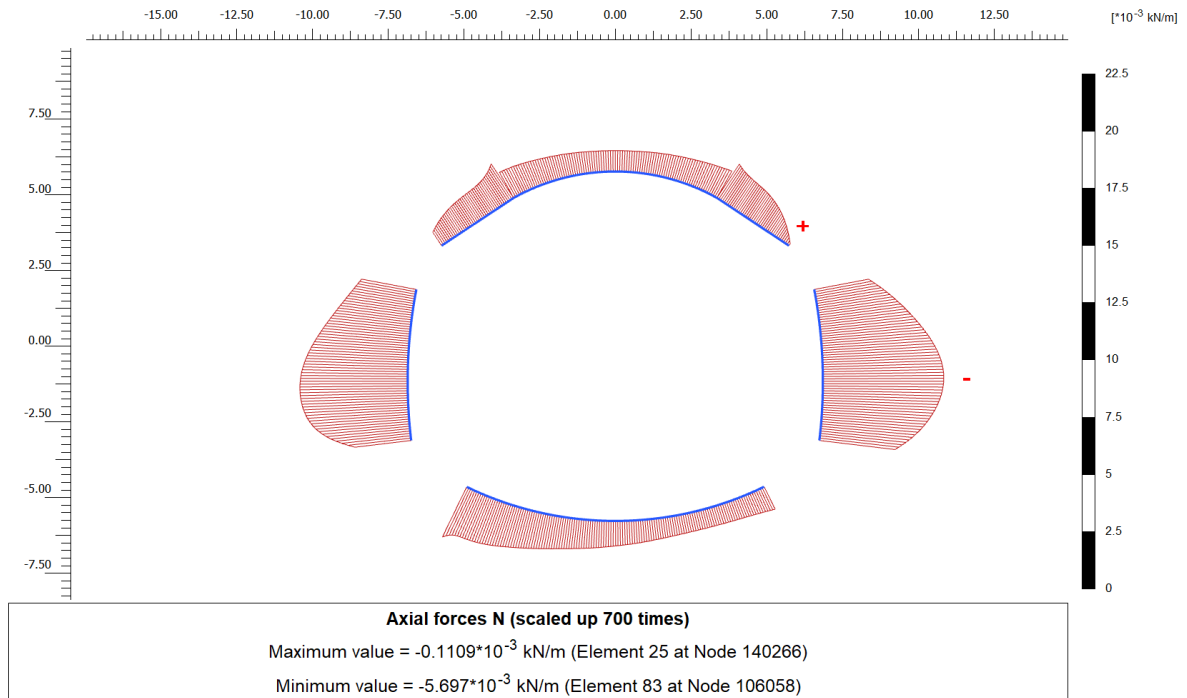


Figura 30: Distribuzione dello sforzo assiale - TIME 11.

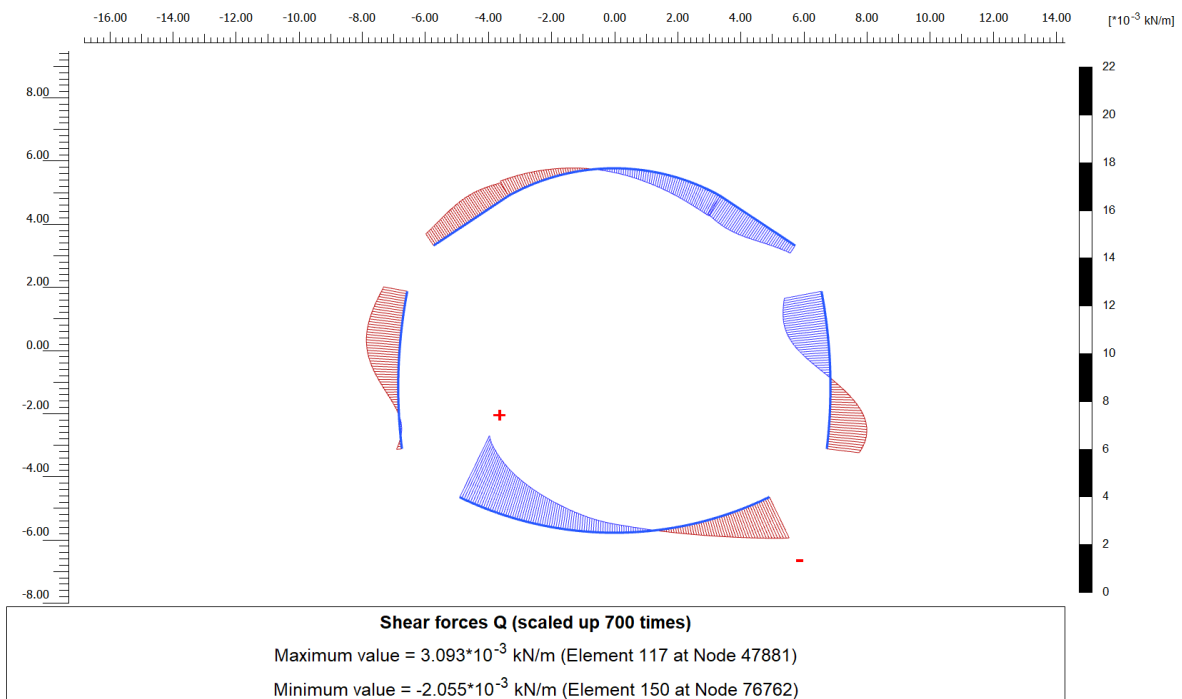


Figura 31: Distribuzione degli sforzi di taglio - TIME 11.

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

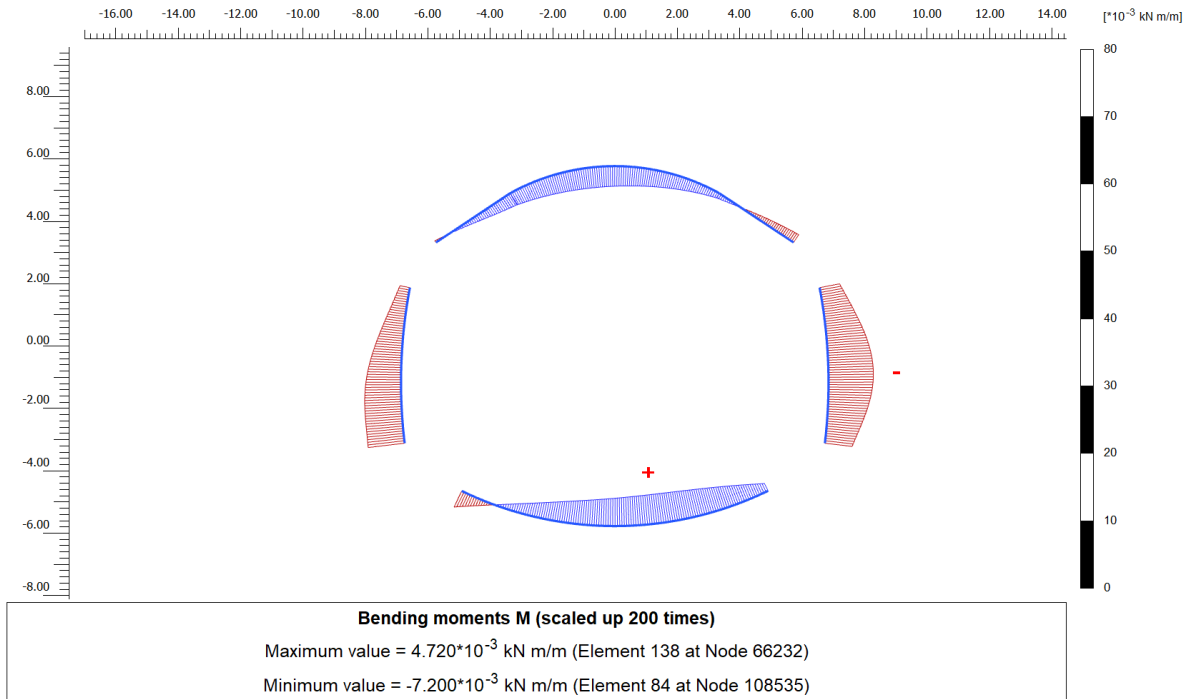


Figura 32: Distribuzione del momento flettente - TIME 11.

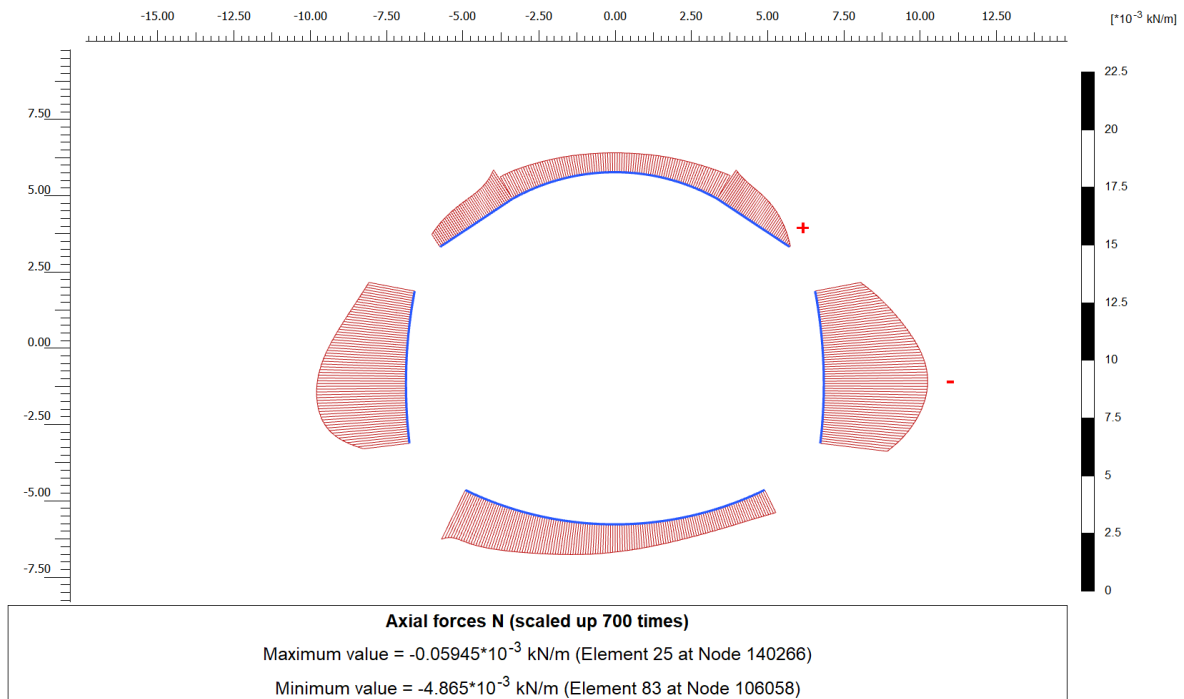


Figura 33: Distribuzione dello sforzo assiale - TIME 12.

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

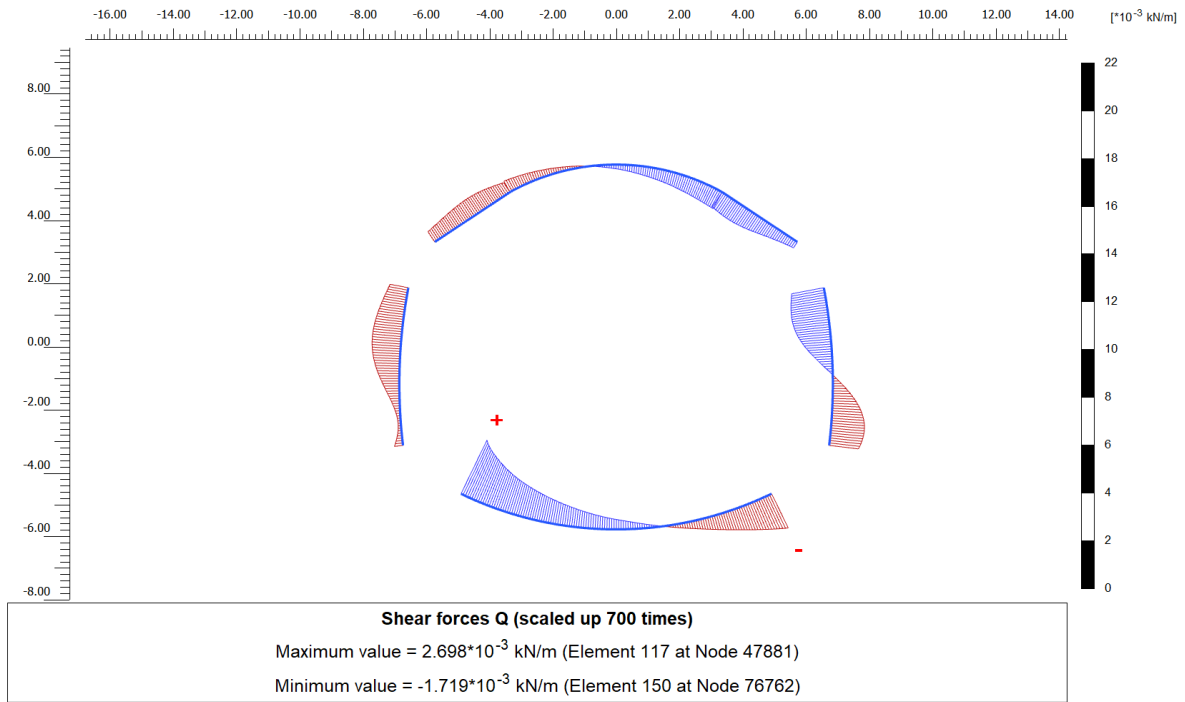


Figura 34: Distribuzione degli sforzi di taglio - TIME 12.

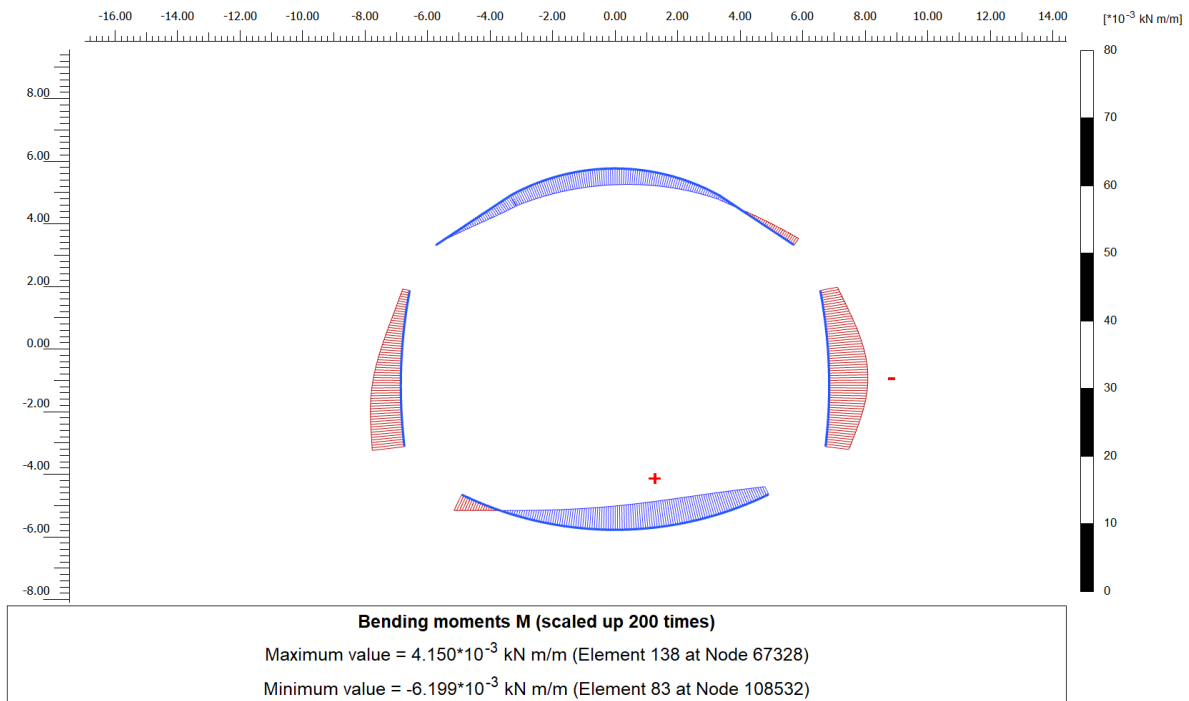


Figura 35: Distribuzione del momento flettente - TIME 12.

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

In Tabella 13 si riportano i valori massimi e minimi delle sollecitazioni valutate al metro lineare per calotta, piedritti e arco rovescio.

Tabella 13: Valori massimi e minimi delle sollecitazioni.

FASE DI CALCOLO	Elemento	N _{min}	N _{max}	T _{min}	T _{max}	M _{min}	M _{max}
	Strutturale	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kNm/m)	(kNm/m)
Rinterro – Time 8	Calotta	-1866.43	-886.75	-575.79	577.48	-514.08	1809.36
	Piedritto sx	-4253.63	-2238.61	-953.73	164.52	-3846.95	-1312.61
	Piedritto dx	-4254.81	-2236.57	-164.82	953.77	-3847.33	-1312.10
	Arco Rov.	-1272.97	-662.01	-1694.91	1685.57	-504.97	2818.56
Sisma 1 – Time 9	Calotta	-2195.42	-970.53	-757.85	759.10	-718.56	2374.06
	Piedritto sx	-5098.38	-2687.17	-1178.82	357.56	-4713.86	-1757.23
	Piedritto dx	-5100.59	-2684.86	-359.29	1177.24	-4709.37	-1758.64
	Arco Rov.	-2464.39	-1626.72	-2246.02	2237.98	-933.40	3582.48
Sisma 2 – Time 10	Calotta	-1866.43	-886.75	-575.79	577.48	-514.08	1809.36
	Piedritto sx	-4253.63	-2238.61	-953.73	164.52	-3846.95	-1312.61
	Piedritto dx	-4254.81	-2236.57	-164.82	953.77	-3847.33	-1312.10
	Arco Rov.	-2294.72	-1469.05	-1931.03	1920.44	-900.56	2983.23
Sisma 3 – Time 11	Calotta	-1920.70	-335.40	-1010.19	1072.75	-1505.02	3281.03
	Piedritto sx	-5080.67	-2628.34	-1546.17	86.17	-5892.93	-1626.80
	Piedritto dx	-5697.28	-2609.51	-1727.23	1915.81	-7199.90	-3258.05
	Arco Rov.	-2629.36	-892.13	-2054.78	3092.97	-2864.08	4719.94
Sisma 4 – Time 12	Calotta	-1620.60	-59.45	-821.02	872.23	-1290.62	2672.96
	Piedritto sx	-4187.33	-2167.85	-1310.15	-125.49	-5188.99	-1152.10
	Piedritto dx	-4864.84	-2172.11	-1509.03	1652.18	-6199.45	-2782.32
	Arco Rov.	-2553.02	-949.44	-1718.59	2697.99	-2864.08	-123.87

7.2.2 Sezione tipo 2

Da Figura 36 a Figura 38 si riportano le distribuzioni degli sforzi assiali, del taglio e del momento flettente nelle condizioni statiche di esercizio (Time 8), e da Figura 39 a Figura 50 le distribuzioni di sollecitazioni nelle fasi di applicazione del sovraccarico sismico pseudostatico (Time 9 ÷ 12).

Le sollecitazioni dovranno essere amplificate per un fattore 10^6 .

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO



Figura 36: Distribuzione dello sforzo assiale - TIME 8.

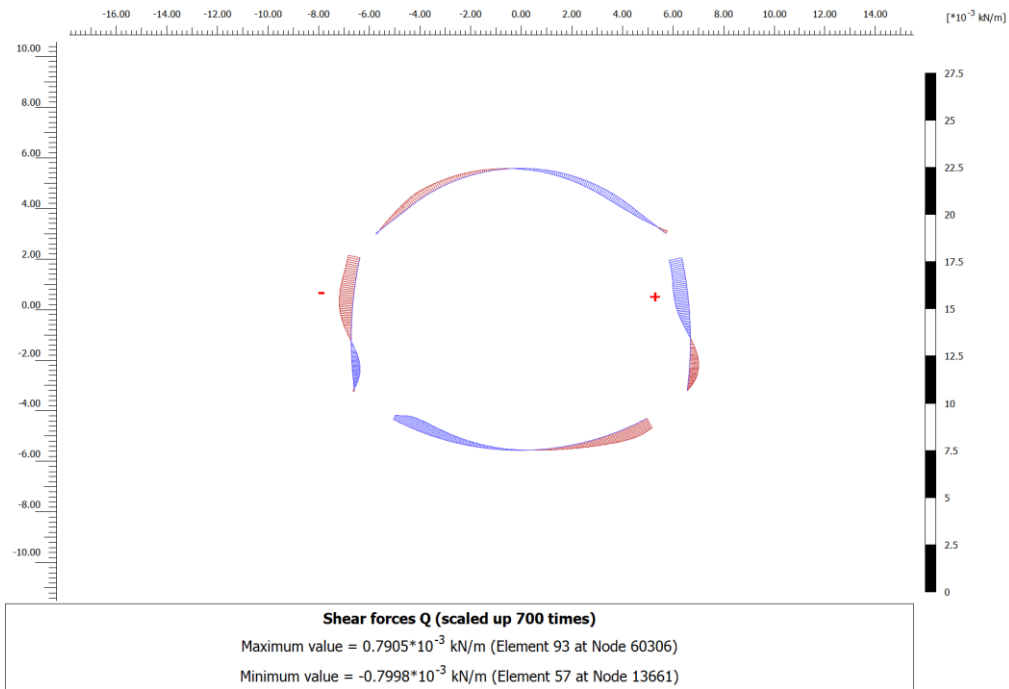


Figura 37: Distribuzione delle azioni di taglio - TIME 8.

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

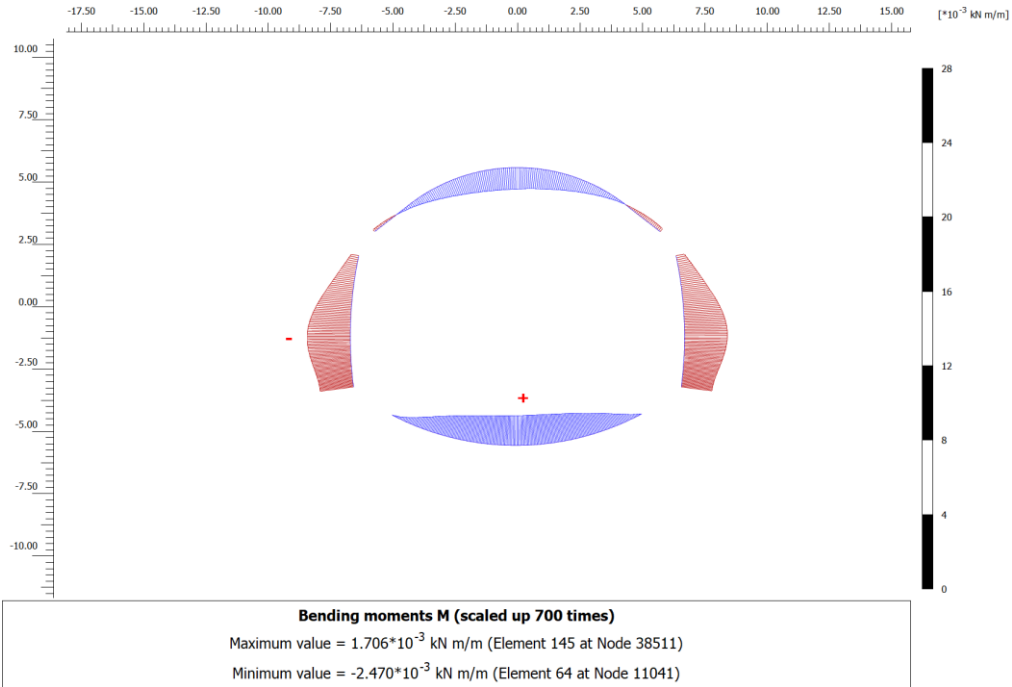


Figura 38: Distribuzione del momento flettente - TIME 8.

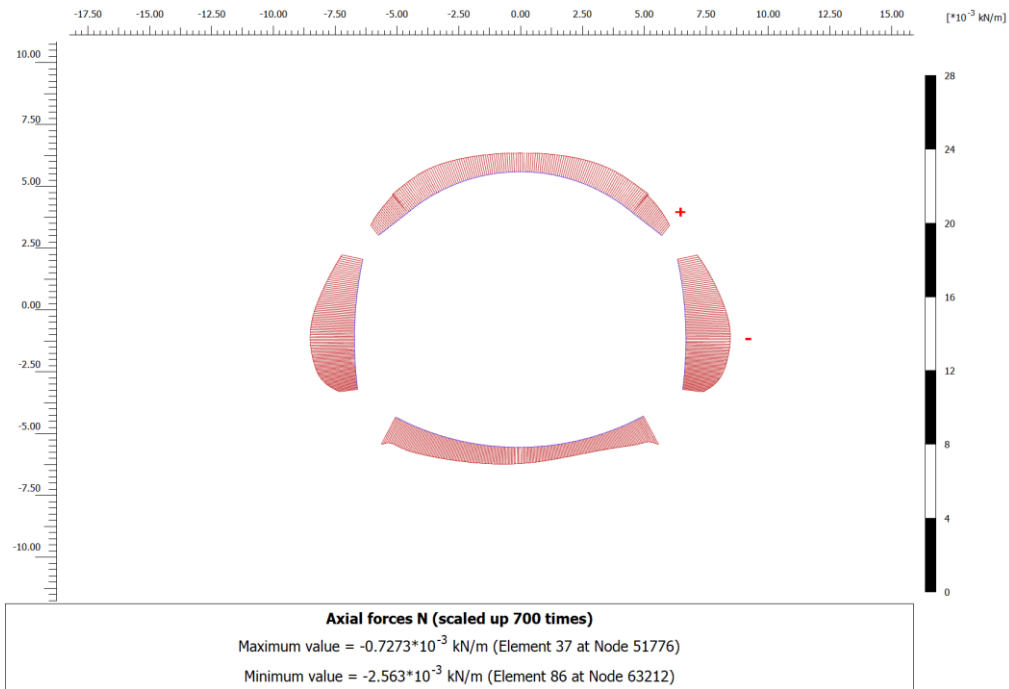


Figura 39: Distribuzione dello sforzo assiale - TIME 9.

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

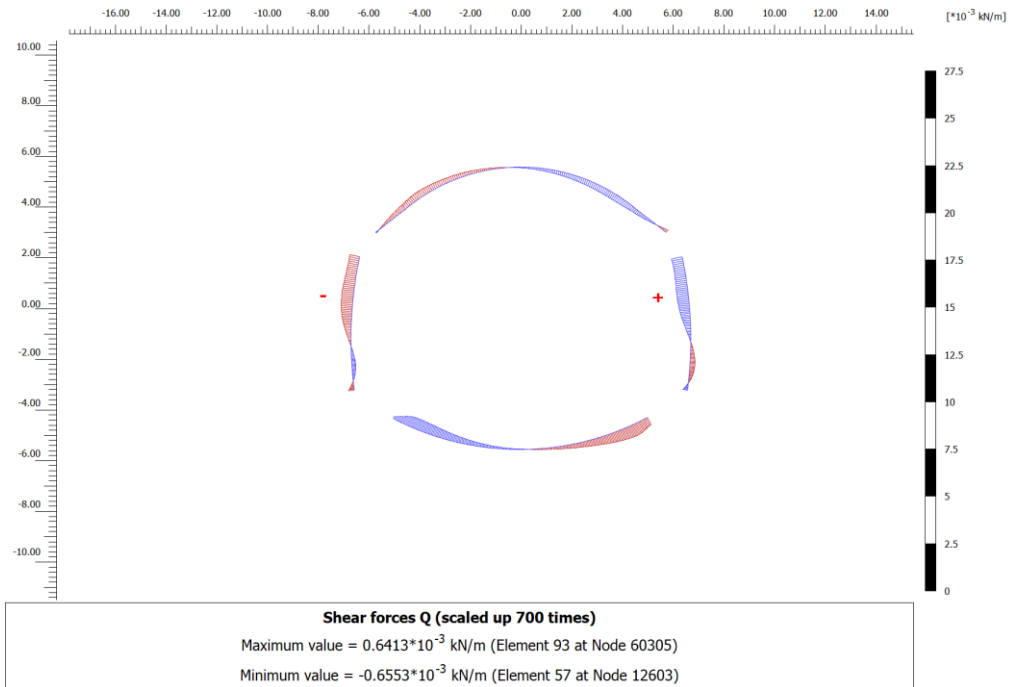


Figura 40: Distribuzione delle azioni di taglio - TIME 9.

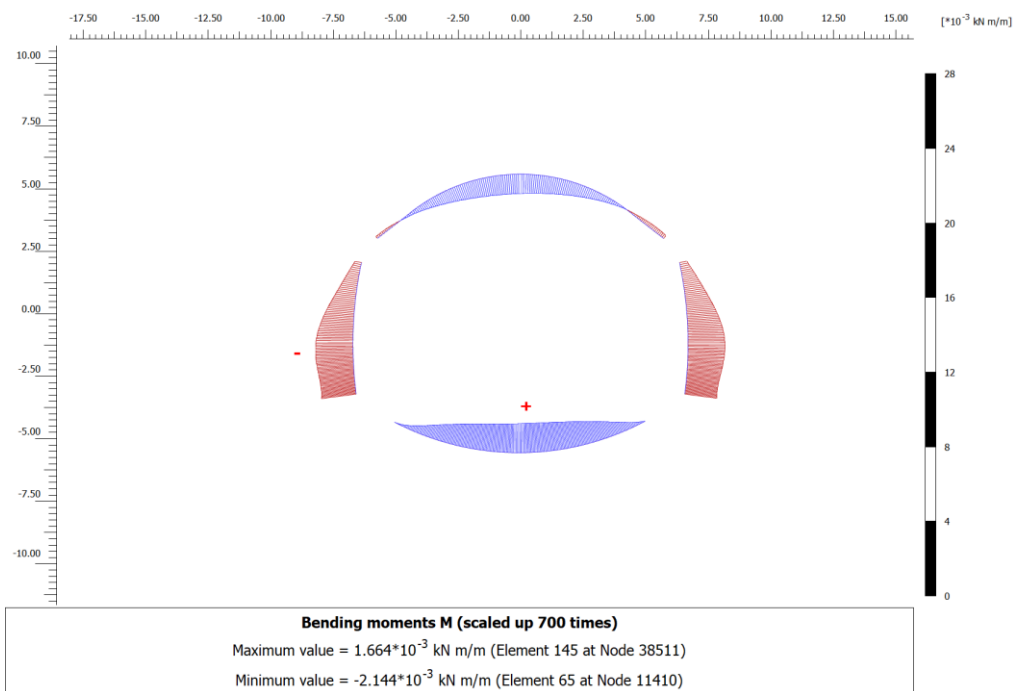


Figura 41: Distribuzione del momento flettente - TIME 9.

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

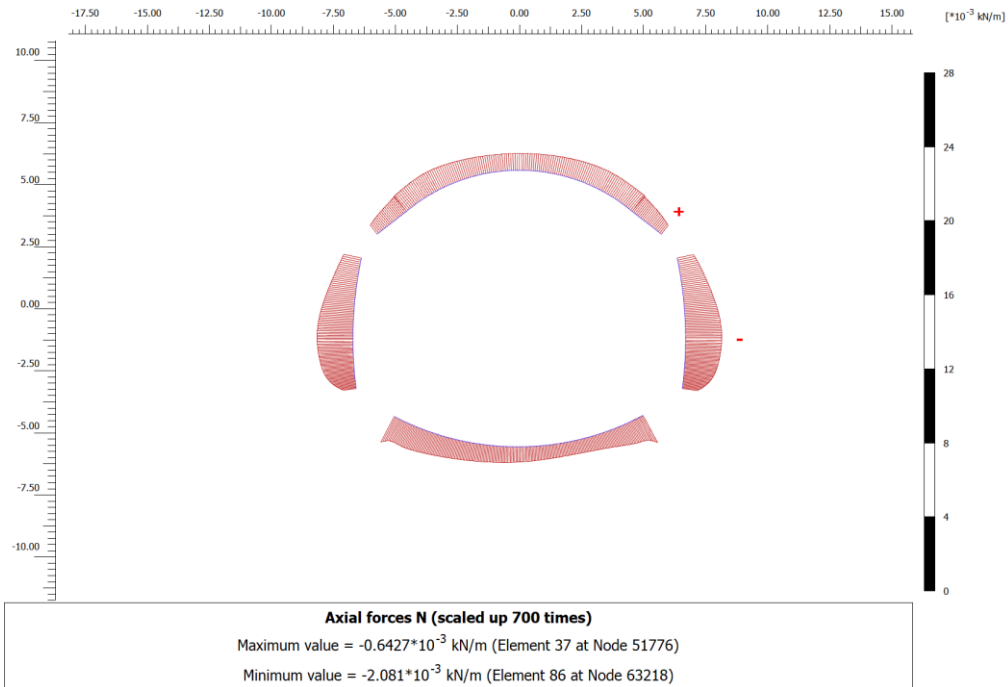


Figura 42: Distribuzione dello sforzo assiale - TIME 10.

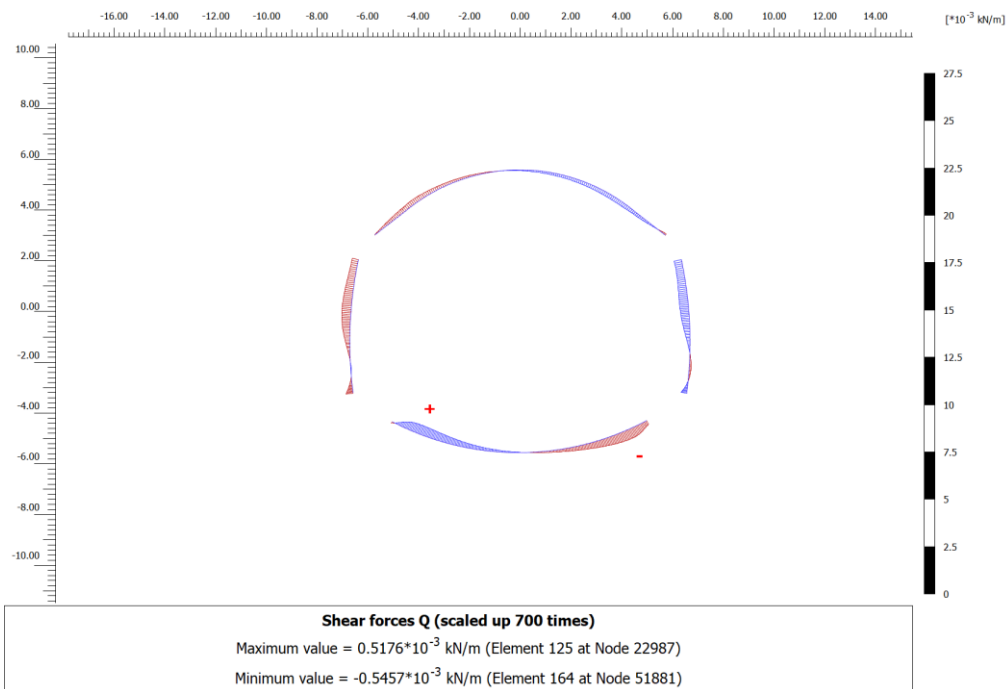


Figura 43: Distribuzione delle azioni di taglio - TIME 10.

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

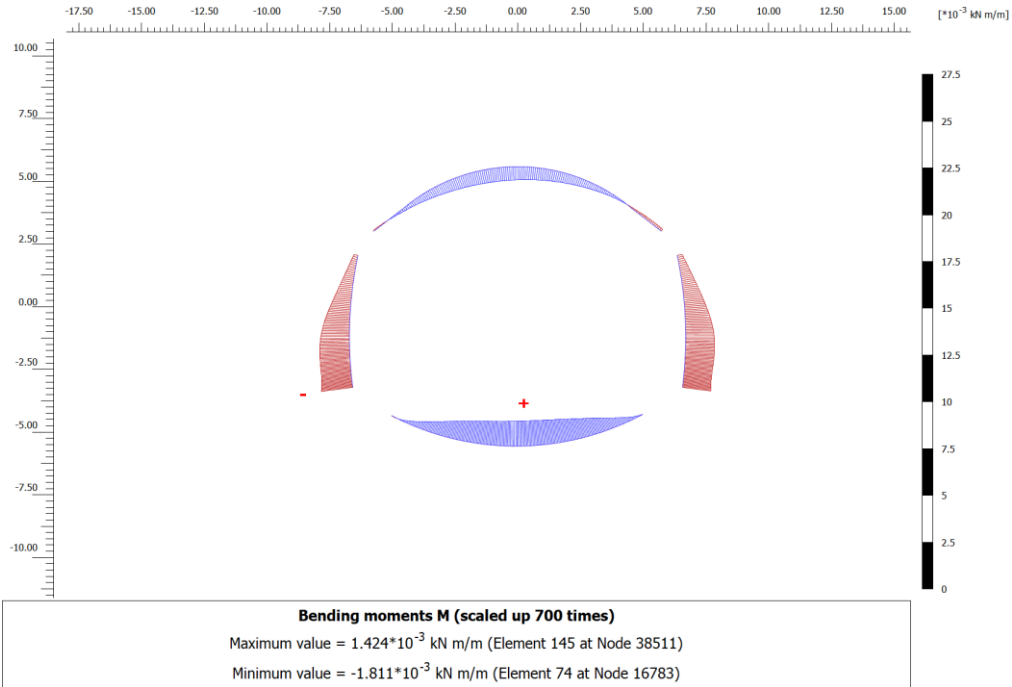


Figura 44: Distribuzione del momento flettente - TIME 10.

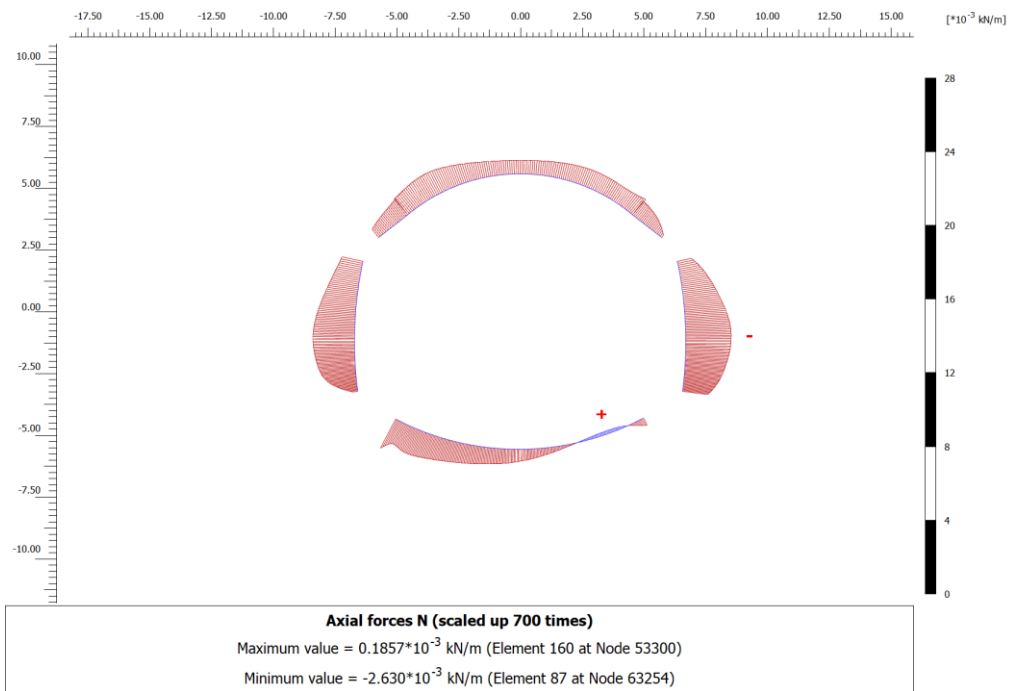


Figura 45: Distribuzione dello sforzo assiale - TIME 11.

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

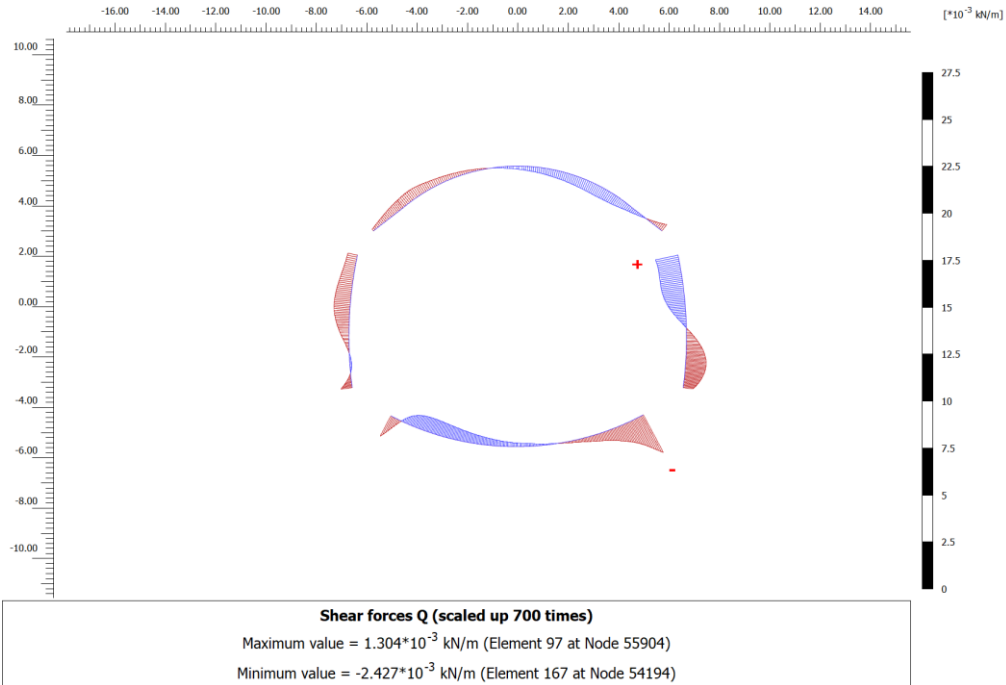


Figura 46: Distribuzione delle azioni di taglio - TIME 11.

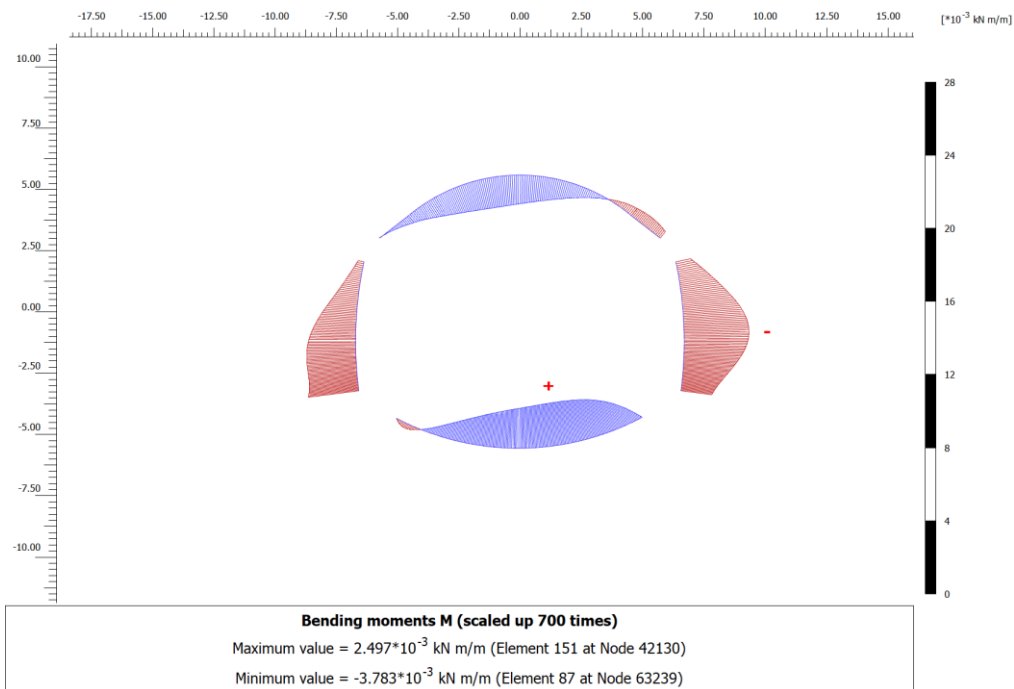


Figura 47: Distribuzione del momento flettente - TIME 11.

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

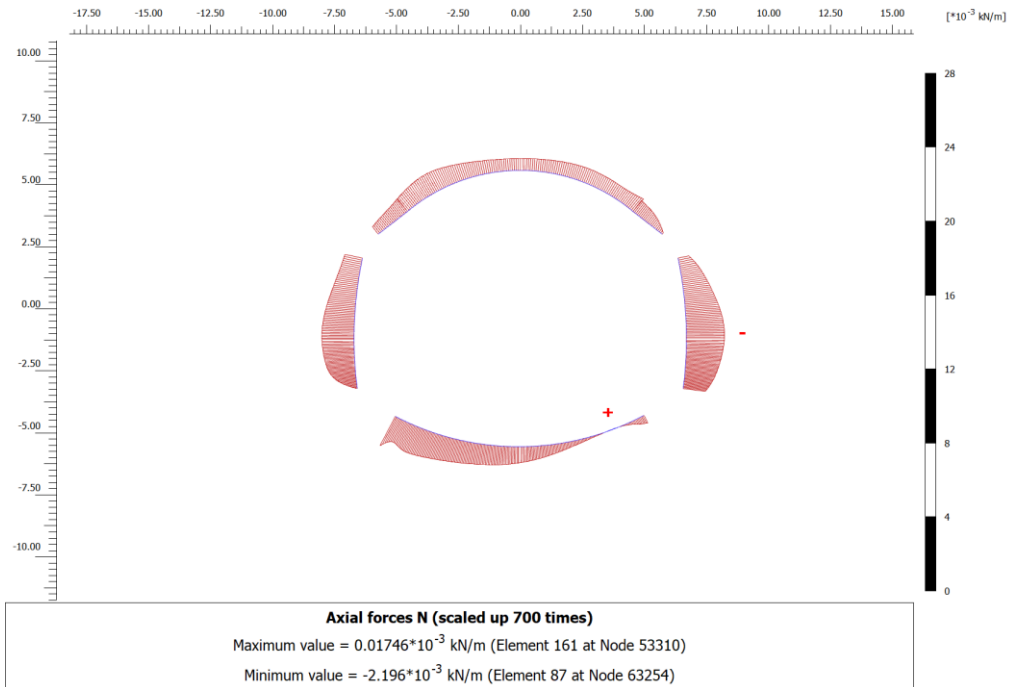


Figura 48: Distribuzione dello sforzo assiale - TIME 12.

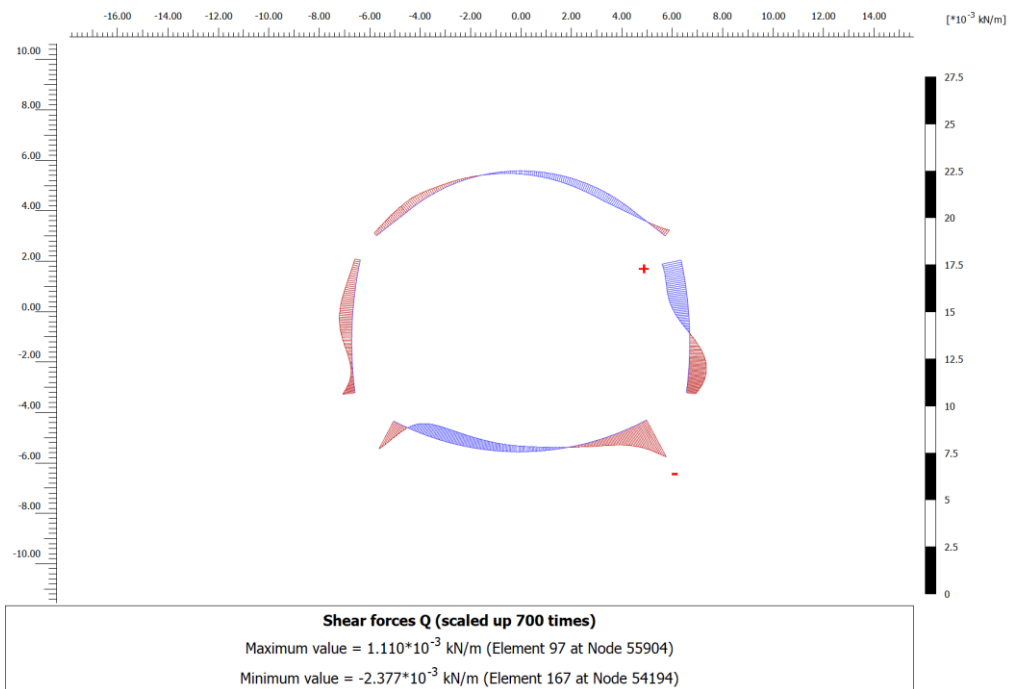


Figura 49: Distribuzione delle azioni di taglio - TIME 12.

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

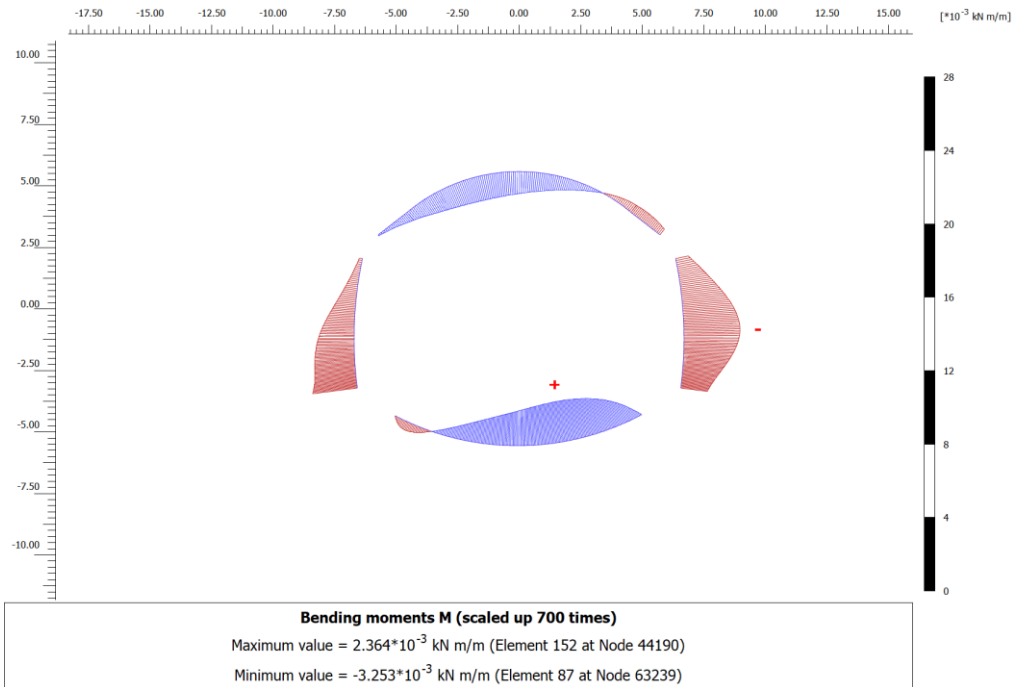


Figura 50: Distribuzione del momento flettente - TIME 12.

In Tabella 14 si riportano i valori massimi e minimi delle sollecitazioni valutate al metro lineare per calotta, piedritti e arco rovescio.

Tabella 14: Valori massimi e minimi delle sollecitazioni.

FASE DI CALCOLO	Elemento	N _{min}	N _{max}	T _{min}	T _{max}	M _{min}	M _{max}
	Strutturale	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kNm/m)	(kNm/m)
Rinterro – Time 8	Calotta	-979.77	-306.65	-414.37	394.36	-246.38	1238.96
	Piedritto sx	-2065.58	-749.52	-799.84	439.86	-2469.77	-429.53
	Piedritto dx	-2069.12	-808.98	-506.95	790.50	-2453.92	-480.12
	Arco Rov.	-1140.76	-201.79	-693.95	551.94	0.00	1706.09
Sisma 1 – Time 9	Calotta	-1454.02	-727.26	-376.00	357.19	-243.83	1115.41
	Piedritto sx	-2560.36	-1049.57	-655.27	211.48	-2143.91	-370.20
	Piedritto dx	-2563.08	-1160.36	-277.10	641.30	-2111.76	-420.37
	Arco Rov.	-1850.86	-795.57	-653.62	556.48	0.00	1664.09
Sisma 2 – Time 10	Calotta	-1225.51	-642.72	-262.72	228.29	-149.56	770.33
	Piedritto sx	-2066.81	-764.18	-516.73	31.36	-1810.66	-231.37
	Piedritto dx	-2080.95	-896.24	-105.04	488.67	-1653.21	-284.58

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

	Arco Rov.	-1761.58	-766.94	-545.70	499.96	0.00	1423.85
	Calotta	-1393.14	-161.45	-574.63	608.71	-641.45	1765.80
Sisma 3 – Time 11	Piedritto sx	-2396.38	-294.76	-912.09	101.81	-2974.43	-339.17
	Piedritto dx	-2630.38	-825.88	-1163.66	1304.01	-3783.11	-874.27
	Arco Rov.	-1434.66	185.69	-2426.74	831.99	0.00	2496.94
	Calotta	-1179.07	-89.94	-463.56	482.39	-573.43	1425.27
Sisma 4 – Time 12	Piedritto sx	-1855.65	-22.26	-747.07	-100.31	-2619.82	-177.06
	Piedritto dx	-2196.01	-637.82	-1001.80	1110.25	-3253.49	-743.78
	Arco Rov.	-1434.66	185.69	-2426.74	831.99	0.00	2496.94

7.3 VERIFICHE STRUTTURALI

7.3.1 Descrizione degli elementi strutturali e indicazione delle sezioni di verifica – Sezione tipo 1

La calotta ha uno spessore pari a 160 cm ed è armata con 2 strati di barre \varnothing 32/20 all'intradosso e \varnothing 32/20 e con uno strato di barre \varnothing 32/20 all'estradosso.

I piedritti hanno uno spessore variabile compreso tra 160 ÷ 200 cm, sono armati con 3 strati di barre \varnothing 32/20 all'estradosso e uno strato di barre \varnothing 32/20 all'intradosso.

L'arco rovescio ha spessore pari a 160 cm ed è armato con 3 strati di barre \varnothing 32/20 all'intradosso e 1 strato di barre \varnothing 32/20 all'estradosso.

L'armatura trasversale è costituita da spilli \varnothing 14/20 a 2.5 braccia per calotta e piedritti, mentre da \varnothing 16/20 a 2.5 braccia per arco rovescio.

Il copriferro considerato nelle verifiche è pari a 6.6 cm.

7.3.2 Verifiche SLU – Sezione tipo 1

7.3.2.1 Verifiche a pressoflessione

Le verifiche allo *SLU* per presso-flessione sono state eseguite secondo le disposizioni riportate nel § 5.2.1 per ciascuna fase di calcolo di interesse. In Tabella 15 si riporta una sintesi dei valori massimi delle sollecitazioni in condizioni di stato limite di esercizio (SLE) e in condizioni di stato limite ultimo statico e sismico (SLU, SLV) per le sezioni oggetto di studio.

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

Tabella 15: Sintesi delle sollecitazioni massime e minime.

Sez.	SLE			SLU			SLV		
	N (kN)	Q (kN)	M (kNm)	N (kN)	Q (kN)	M (kNm)	N (kN)	Q (kN)	M (kNm)
Calotta	731.5	-657.0	2077.9	731.5	-854.0	2701.3	1002.8	-1010.2	3281.0
A R	662.0	-1694.9	2818.6	662.0	-2203.4	3664.1	992.9	-2246.0	4719.9
Piedritto sx	3811.1	-1106.3	-4187.2	3811.1	-1438.2	5443.4	2167.8	-1546.2	5892.9
Piedritto dx	3810.2	1105.7	-4184.6	3810.2	1437.4	5440.0	5673.6	1915.8	7199.9

In Tabella 16 si riporta per ogni sezione verificata l'altezza della stessa, le armature considerate e il copriferro di calcolo; quest'ultimo è stato assunto pari a 50 mm (copriferro netto) + $\varnothing/2$ barra.

Tabella 16: Sintesi armature.

Sez.	Altezza (cm)	Armature			
		estradosso	Cestr. (cm)	intradosso	Cintr (cm)
Calotta	160	5 \varnothing 32	6.6	5+5 \varnothing 32	6.6
A R	160	5 \varnothing 32		5+5+5 \varnothing 32	
Piedritto sx	160	5+5+5 \varnothing 32		5 \varnothing 32	
Piedritto dx	160	5+5+5 \varnothing 32		5 \varnothing 32	

Da Figura 51 a Figura 53 sono riportate le verifiche a presso-flessione.

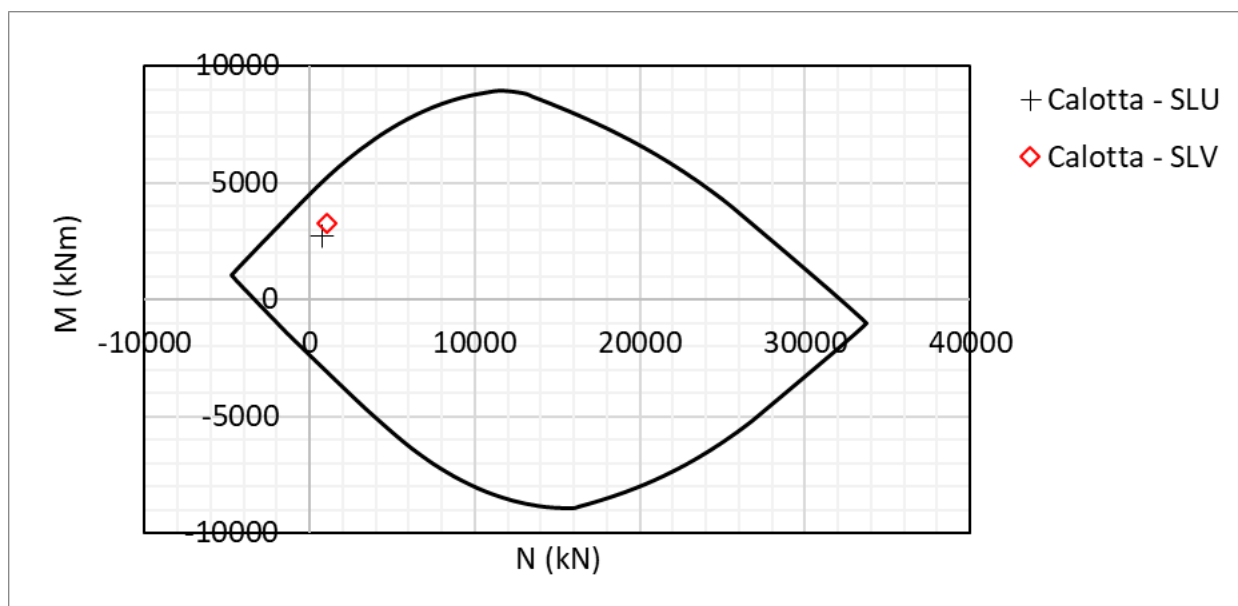


Figura 51: Verifica a presso-flessione_Calotta.

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

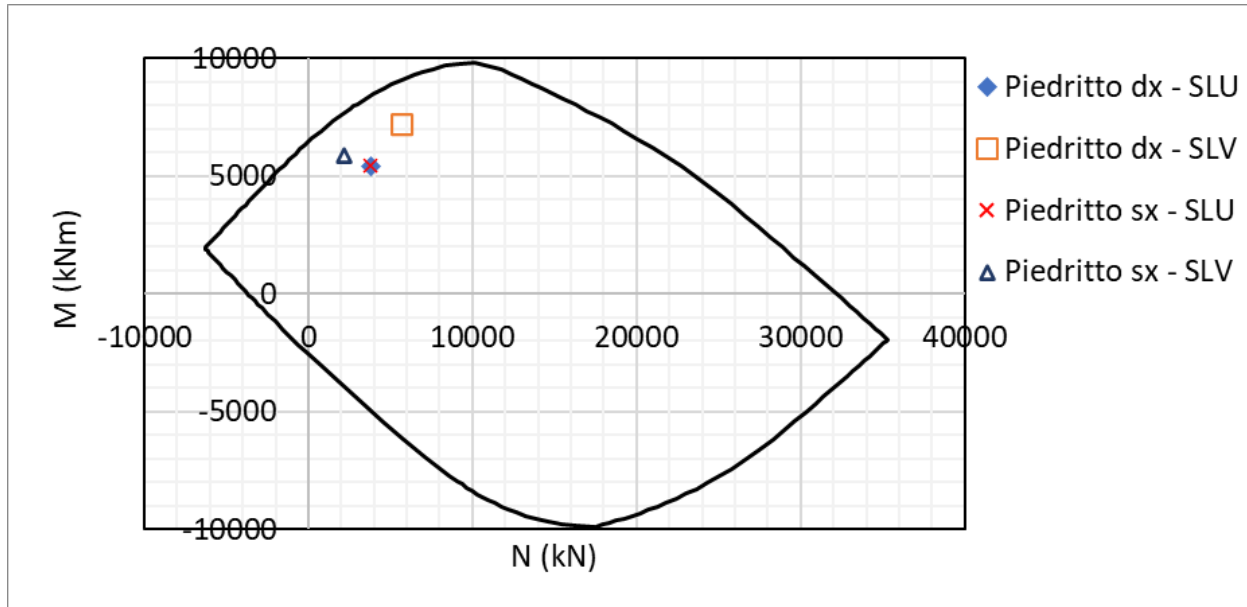


Figura 52: Verifica a presso-flessione_Piedritti.

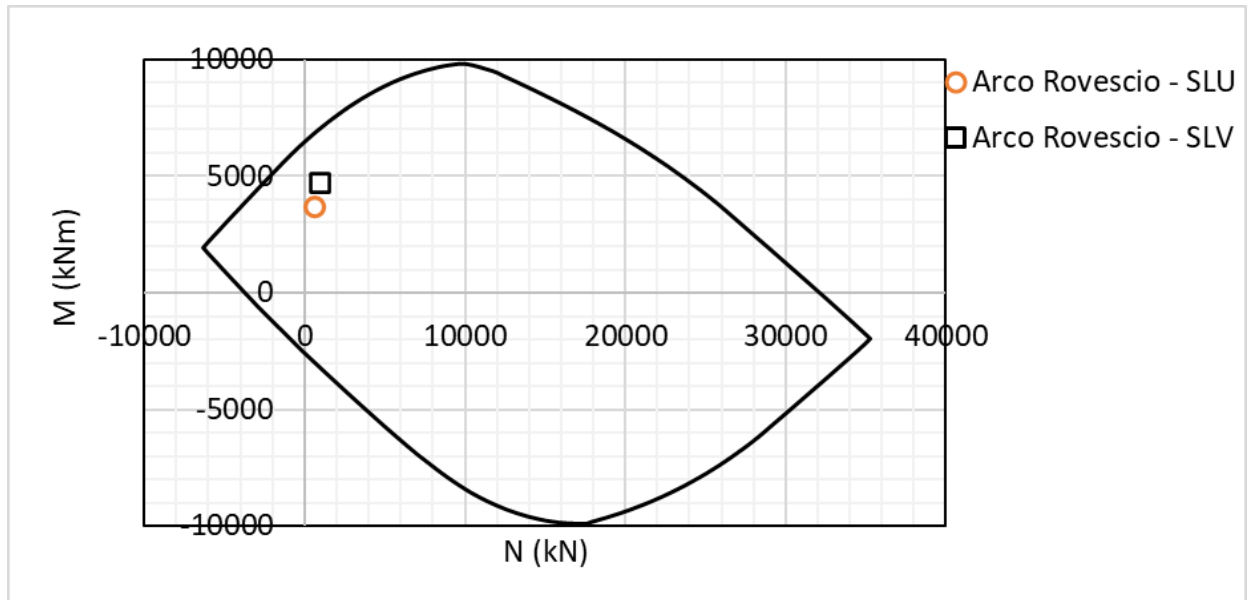


Figura 53: Verifica a presso-flessione_Arco Rovescio.

Le verifiche risultano soddisfatte.

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

7.3.2.2 Verifiche a taglio

Nel seguito si riportano le verifiche allo *SLU* per taglio, le quali sono state effettuate con riferimento alle sezioni più sollecitate (tra quelle al di fuori delle zone nodali) per calotta, piedritti e arco rovescio.

Cls

Rck=	40	MPa
fck=	33	MPa
γ_C =	1.50	
fcm=	41	MPa
α_{CC} =	0.85	
fcd=	19	MPa
fctm=	3.10	MPa
fctk _{0.05} =	2.17	MPa
fctk _{0.95} =	4.03	MPa
α_{ct} =	1.00	
fctd=	1.45	MPa

Acciaio c.a.

fyk=	450	MPa
γ_S =	1.15	
fyd=	391	MPa

Calotta

Azioni di taglio

		γ	
Gk	0	x1.30=	0 kN
Pk	0	x1.00=	0 kN
Qk	0	x1.00=	0 kN
Aed	-1010	x1.00=	-1010 kN
			V_{Ed} = -1010 kN

Nsd= **0** KN sforzo normale

bw =	1.000	m	larghezza (6.16)
h=	1.600	m	altezza totale
c=	0.066	m	copriferro
d =	1.534	m	altezza utile
Ac=	1.60	mq	area

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

Resistenza delle staffe:

$\phi_w =$	14.0	mm	diametro staffa
$n =$	2.50		numero braccia
$A_{sw} =$	3.85	cmq	
$z =$	1.38	m	$= 0.9 \cdot d$
$\sin \alpha =$	1		α angolo tra le staffe e l'asse della trave ($\alpha = 90^\circ$ per staffe verticali)
$\rho_w =$	0.19	%	$= A_{sw} / (s \cdot b_w \cdot \sin \alpha) \cdot 100 \geq$
$s =$	0.2	m	$=$ passo staffe \leq 1.15 m $= 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha)$
$\theta =$	21.8	°	$= \arcsin(\text{rad}(A_{sw} \cdot f_{yd}) / (b_w \cdot s \cdot \alpha_{cw} \cdot n \cdot f_{cd}))$ inclinazione puntone compresso, variabile tra 45° to 21.8°
$\tan \theta =$	0.40		valore tra 1 (for $\theta = 45^\circ$) e 0.4
$\cot \theta =$	2.50		valore tra 1 (for $\theta = 45^\circ$) and 2.5
$\rho_{w, \max} =$	0.75	=	$A_{sw, \max} \cdot f_{yd} / (b_w \cdot s) \leq 1/2 \cdot \alpha_{cw} \cdot v \cdot f_{cd} = 4.89$ verifica soddisfatta
$V_{Rd, s} =$	2599	kN	$= A_{sw} / s \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta$

Resistenza del puntone compresso:

$v =$	0.520		$= 0.6 \cdot (1 - f_{ck} / 250)$ (from EN 6.6N)
$\sigma_{cp} =$	0.00		$= N_{sd} / A_c$
$\alpha_{cw} =$	1.00		
$V_{Rd, \max} =$	4660	kN	$= \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta)$
$\gamma_{Bd1} =$	1.00		coefficiente di sicurezza (EN1998-2-5.6.2.b)
$V_{Rd} =$	2599	kN	$= \min(V_{Rd, s}; V_{Rd, \max}) / \gamma_{Bd1}$

$V_{Ed} = -1010$ minore o uguale di $V_{Rd} = 2599$ verifica soddisfatta

Piedritti

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

Azioni di taglio		γ	
Gk	0	x1.30=	0 kN
Pk	0	x1.00=	0 kN
Qk	0	x1.00=	0 kN
Aed	1916	x1.00=	1916 kN
			V_{Ed} = 1916 kN
Nsd=	0	KN	sforzo normale
bw =	1.000	m	larghezza (6.16)
h=	1.600	m	altezza totale
c=	0.066	m	copriferro
d =	1.534	m	altezza utile
Ac=	1.60	mq	area

Resistenza delle staffe:

ϕ_w =	14.0	mm	diametro staffa
n=	2.50		numero braccia
Asw=	3.85	cmq	
z=	1.38	m	=0.9*d
sen α =	1		α angolo tra le staffe e l'asse della trave ($\alpha=90^\circ$ per staffe verticali)
ρ_w =	0.19	%	=Asw/(s*bw*sin α)*100 >=
s=	0.2	m	=passo staffe <= 1.15 m =0.75*d*(1+cot α)
θ =	21.8	°	=arcsen(radq(Asw*fyd)/(bw*s*acw*n*fcd)) inclinazione puntone compresso, variabile tra 45° to 21.8°
tan θ =	0.40		valore tra 1 (for $\theta=45^\circ$) e 0.4
cot θ =	2.50		valore tra 1 (for $\theta=45^\circ$) and 2.5
$\rho_{w,max}$ =	0.75	=	$A_{sw,max} * f_{yd} / (bw * s) <= 1/2 * \alpha_{cw} * v * f_{cd} = 4.89$ verifica soddisfatta
V _{Rd,s} =	2599	kN	=Asw/s*z* fywd *cot θ

Resistenza del puntone compresso:

v=	0.520		=0.6*(1-fck/250) (from EN 6.6N)
σ_{cp} =	0.00		=Nsd/Ac
α_{cw} =	1.00		
V _{Rd,max} =	4660	kN	= $\alpha_{cw} * bw * z * v * f_{cd} / (cot\theta + tan\theta)$
γ_{Bd1}	1.00		coefficiente di sicurezza (EN1998-2-5.6.2.b)
V _{Rd} =	2599	kN	=min(V _{Rd,s} ; V _{Rd,max})/ γ_{Bd1}

V_{Ed} = 1916

minore o uguale di

V_{Rd}= 2599 verifica soddisfatta

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

Arco Rovescio

Azioni di taglio

		γ	
Gk	0	x1.30=	0 kN
Pk	0	x1.00=	0 kN
Qk	0	x1.00=	0 kN
Aed	3093	x1.00=	3093 kN
			V_{Ed} = 3093 kN

Nsd= **0** KN sforzo normale

bw =	1.000	m	larghezza (6.16)
h=	1.600	m	altezza totale
c=	0.066	m	copriferro
d =	1.534	m	altezza utile
Ac=	1.60	mq	area

Resistenza delle staffe:

ϕ_w =	16.0	mm	diametro staffa
n=	2.50		numero braccia
Asw=	5.03	cmq	
z=	1.38	m	=0.9*d
sen α =	1		α angolo tra le staffe e l'asse della trave ($\alpha=90^\circ$ per staffe verticali)
ρ_w =	0.25	%	=Asw/(s*bw*sin α)*100 >=
s=	0.2	m	=passo staffe <= 1.15 m =0.75*d*(1+cot α)
θ =	21.8	°	=arcsen(radq(Asw*fyd)/(bw*s*acw*n*fcd))
			inclinazione puntone compresso, variabile tra 45° to 21.8°
tan θ =	0.40		valore tra 1 (for $\theta=45^\circ$) e 0.4
cot θ =	2.50		valore tra 1 (for $\theta=45^\circ$) and 2.5
$\rho_{w,max}$ =	0.98	=	$A_{sw,max} * fyd / (bw * s) \leq 1/2 * \alpha_{cw} * v * fcd = 4.89$ verifica soddisfatta
V _{Rd,s} =	3395	kN	=Asw/s*z*fywd*cot θ

Resistenza del puntone compresso:

v=	0.520		=0.6*(1-fck/250) (from EN 6.6N)
σ_{cp} =	0.00		=Nsd/Ac
α_{cw} =	1.00		
V _{Rd,max} =	4660	kN	= $\alpha_{cw} * bw * z * v * fcd / (cot\theta + tan\theta)$
γ_{Bd1}	1.00		coefficiente di sicurezza (EN1998-2-5.6.2.b)
V _{Rd} =	3395	kN	=min(V _{Rd,s} ; V _{Rd,max})/ γ_{Bd1}

V_{Ed} = **3093** minore o uguale di V_{Rd}= **3395** verifica soddisfatta

Le verifiche risultano soddisfatte.

7.3.2.3 Verifiche SLE

Le verifiche agli *SLE* sono state condotte come illustrato nel § 5.2.2; la massima tensione di compressione nel calcestruzzo σ_c è stata confrontata con il valore limite di normativa ($\sigma_{c,lim}=0.45 \cdot f_{ck}$), mentre per le verifiche a fessurazione è stato calcolato il valore di apertura delle fessure e verificato che fosse inferiore a $w_1 = 0.2$ mm.

In Tabella 17 si riportano i valori delle tensioni σ_c e σ_s ottenute a partire dalle sollecitazioni agenti sulle sezioni di studio, la posizione dell'asse neutro rispetto al lembo compresso e il valore dell'apertura delle fessure.

Tabella 17: Sez. Tipo 2 - Verifiche a SLE.

Sez.	Azioni SLE		σ_c N/mm ²	σ_s N/mm ²	X_n mm	w mm
	N (kN)	M (kNm)				
Calotta	2077.93	-731.53	5.95	157.20	551.90	0.161
Piedritti	-4184.64	-3810.24	11.98	157.60	812.50	0.170
Arco Rovescio	2818.56	-662.01	7.16	167.40	599.50	0.193

Le verifiche risultano soddisfatte.

7.3.3 Descrizione degli elementi strutturali e indicazione delle sezioni di verifica – Sezione tipo 2

La calotta ha uno spessore pari a 120 cm ed è armata con 2 strati di barre $\varnothing 30/20$ all'intradosso e $\varnothing 30/20$ e con uno strato di barre $\varnothing 30/20$ all'estradosso.

I piedritti hanno uno spessore variabile compreso tra 120 ÷ 150 cm, sono armati con 3 strati di barre $\varnothing 30/20$ all'estradosso e uno strato di barre $\varnothing 32/20$ all'intradosso.

L'arco rovescio ha spessore pari a 120 cm ed è armato con 3 strati di barre $\varnothing 30/20$ all'intradosso e 1 strato di barre $\varnothing 30/20$ all'estradosso.

L'armatura trasversale è costituita da spilli $\varnothing 14/20$ a 2.5 braccia per calotta e piedritti, mentre da $\varnothing 16/20$ a 2.5 braccia per arco rovescio.

Il copriferro considerato nelle verifiche è pari a 6.5 cm.

7.3.4 Verifiche SLU – Sezione tipo 2

7.3.4.1 Verifiche a pressoflessione

Le verifiche allo *SLU* per presso-flessione sono state eseguite secondo le disposizioni riportate nel § 5.2.1 per ciascuna fase di calcolo di interesse. In Tabella 18 si riporta una sintesi dei valori massimi delle sollecitazioni in condizioni di stato limite di esercizio (SLE) e in condizioni di stato limite ultimo statico e sismico (SLU, SLV) per le sezioni oggetto di studio.

Tabella 18: Sintesi delle sollecitazioni massime e minime.

Sez.	SLE			SLU			SLV		
	N (kN)	Q (kN)	M (kNm)	N (kN)	Q (kN)	M (kNm)	N (kN)	Q (kN)	M (kNm)
Calotta	652.62	-414.4	1239.0	652.6	-538.7	1610.6	854.9	608.7	1765.8
A R	2060.86	-799.84	-2469.8	2060.9	-1039.8	3210.7	294.8	912.1	2974.4
Piedritto sx	2068.90	790.50	-2453.9	2068.9	1027.6	3190.1	2621.1	1304.0	3783.1
Piedritto dx	348.65	-693.95	1706.09	348.6	-902.1	2217.9	219.2	2426.7	2496.9

In Tabella 19 si riporta per ogni sezione verificata l'altezza della stessa, le armature considerate e il copriferro di calcolo; quest'ultimo è stato assunto pari a 50 mm (copriferro netto) + $\varnothing/2$ barra.

Tabella 19: Sintesi armature.

Sez.	Altezza (cm)	Armature			
		estradosso	Cestr. (cm)	intradosso	Cintr (cm)
Calotta	120	5 \varnothing 30	6.5	5+5 \varnothing 30	6.5
A R	120	5 \varnothing 30		5+5+5 \varnothing 30	
Piedritto sx	130	5+5+5 \varnothing 30		5 \varnothing 30	
Piedritto dx	130	5+5+5 \varnothing 30		5 \varnothing 30	

Da Figura 51 a Figura 53 sono riportate le verifiche a presso-flessione.

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

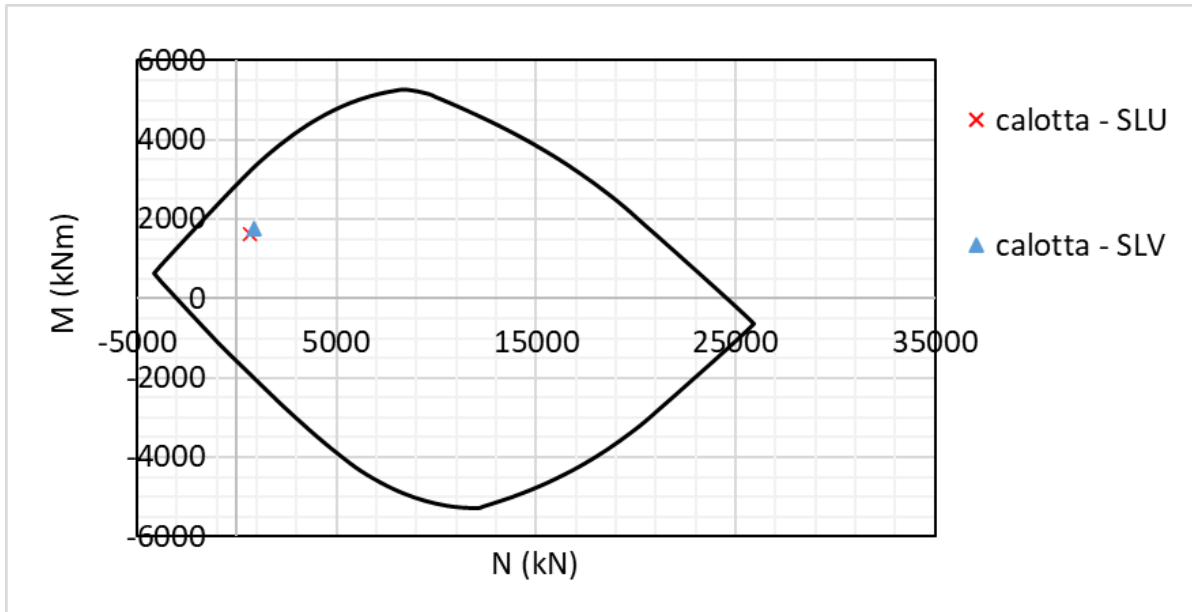


Figura 54: Verifica a presso-flessione_Calotta.

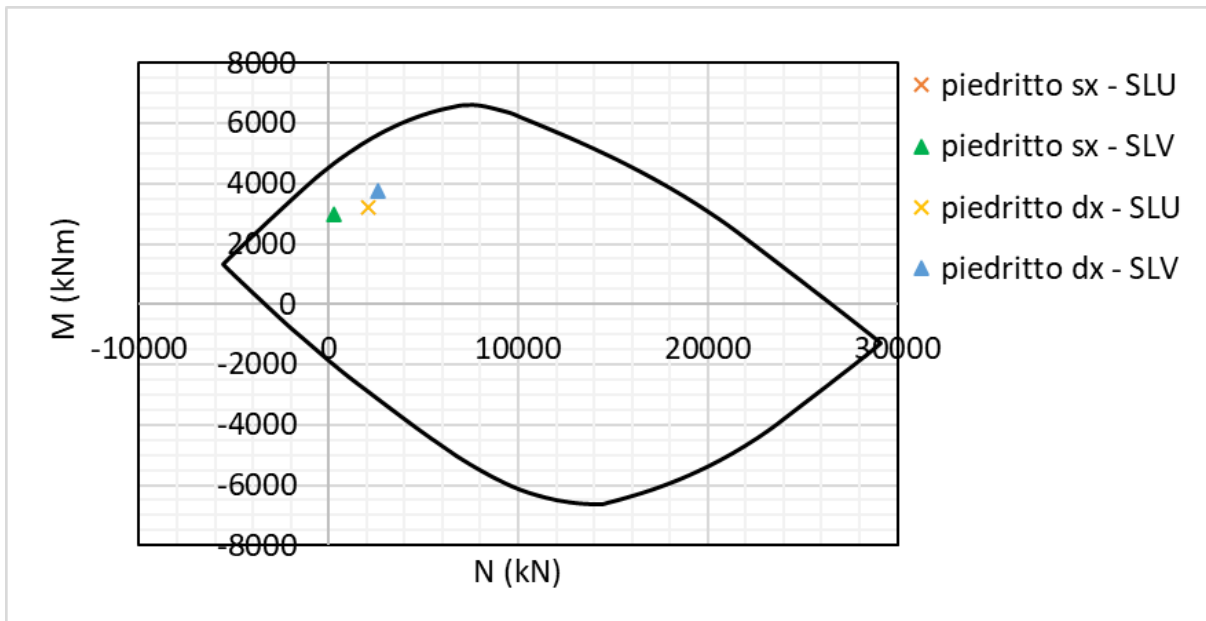


Figura 55: Verifica a presso-flessione_Piedritti.

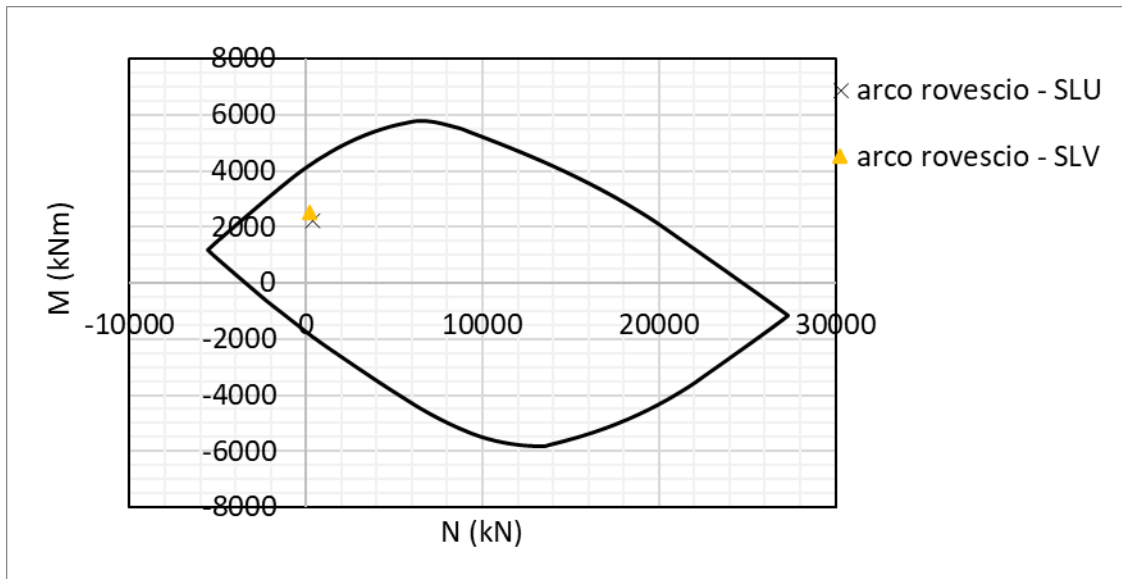


Figura 56: Verifica a presso-flessione_Arco Rovescio.

Le verifiche risultano soddisfatte.

7.3.4.2 Verifiche a taglio

Nel seguito si riportano le verifiche allo *SLU* per taglio, le quali sono state effettuate con riferimento alle sezioni più sollecitate (tra quelle al di fuori delle zone nodali) nelle sezioni di calotta, piedritto e arco rovescio.

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

Cls

Rck=	30	MPa
fck=	25	MPa
γ_c =	1.50	
fcm=	33	MPa
α_{cc} =	0.85	
fcd=	14	MPa
fctm=	2.56	MPa
fctk _{0.05} =	1.79	MPa
fctk _{0.95} =	3.33	MPa
α_{ct} =	1.00	
fctd=	1.19	MPa

Acciaio c.a.

fyk=	450	MPa
γ_s =	1.15	
fyd=	391	MPa

Calotta

Azioni di taglio

		γ	
Gk	0	x1.30=	0 kN
Pk	0	x1.00=	0 kN
Qk	0	x1.00=	0 kN
Aed	609	x1.00=	609 kN
			V_{Ed} = 609 kN

Nsd= **0** KN sforzo normale

bw =	1.000	m	larghezza (6.16)
h=	1.200	m	altezza totale
c=	0.075	m	copriferro
d =	1.125	m	altezza utile
Ac=	1.20	mq	area

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

Resistenza delle staffe:

$\phi_w =$	14.0	mm	diametro staffa
$n =$	2.50		numero braccia
$A_{sw} =$	3.85	cmq	
$z =$	1.01	m	$= 0.9 \cdot d$
$\sin \alpha =$	1		α angolo tra le staffe e l'asse della trave ($\alpha = 90^\circ$ per staffe verticali)
$\rho_w =$	0.19	%	$= A_{sw} / (s \cdot b_w \cdot \sin \alpha) \cdot 100 \geq$
$s =$	0.2	m	$=$ passo staffe \leq 0.84 m $= 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha)$
$\theta =$	21.8	°	$= \arcsin(\text{rad}(A_{sw} \cdot f_{yd}) / (b_w \cdot s \cdot \alpha_{cw} \cdot n \cdot f_{cd}))$ inclinazione puntone compresso, variabile tra 45° to 21.8°
$\tan \theta =$	0.40		valore tra 1 (for $\theta = 45^\circ$) e 0.4
$\cot \theta =$	2.50		valore tra 1 (for $\theta = 45^\circ$) and 2.5
$\rho_{w,max} =$	0.75	=	$A_{sw,max} \cdot f_{yd} / (b_w \cdot s) \leq 1/2 \cdot \alpha_{cw} \cdot v \cdot f_{cd} = 4.89$ verifica soddisfatta
$V_{Rd,s} =$	1906	kN	$= A_{sw} / s \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta$

Resistenza del puntone compresso:

$v =$	0.520		$= 0.6 \cdot (1 - f_{ck} / 250)$ (from EN 6.6N)
$\sigma_{cp} =$	0.00		$= N_{sd} / A_c$
$\alpha_{cw} =$	1.00		
$V_{Rd,max} =$	3418	kN	$= \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta)$
$\gamma_{Bd1} =$	1.00		coefficiente di sicurezza (EN1998-2-5.6.2.b)
$V_{Rd} =$	1906	kN	$= \min(V_{Rd,s}; V_{Rd,max}) / \gamma_{Bd1}$

$V_{Ed} = 609$ minore o uguale di $V_{Rd} = 1906$ verifica soddisfatta

Piedritti

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

Azioni di taglio

		γ	
Gk	0	x1.30=	0 kN
Pk	0	x1.00=	0 kN
Qk	0	x1.00=	0 kN
Aed	1304	x1.00=	1304 kN
			$V_{Ed} = 1304 \text{ kN}$

Nsd= **0** KN sforzo normale

bw =	1.000	m	larghezza (6.16)
h=	1.300	m	altezza totale
c=	0.075	m	copriferro
d =	1.225	m	altezza utile
Ac=	1.30	mq	area

Resistenza delle staffe:

ϕ_w =	14.0	mm	diámetro staffa
n=	2.50		numero braccia
Asw=	3.85	cmq	
z=	1.10	m	=0.9*d
sen α =	1		α angolo tra le staffe e l'asse della trave ($\alpha=90^\circ$ per staffe verticali)
ρ_w =	0.19	%	=Asw/(s*bw*sin α)*100 >=
s=	0.2	m	=passo staffe <= 0.92 m =0.75*d*(1+cot α)
θ =	21.8	°	=arcsen(radq(Asw*fyd)/(bw*s*acw*n*fcd)) inclinazione puntone compresso, variabile tra 45° to 21.8°
tan θ =	0.40		valore tra 1 (for $\theta=45^\circ$) e 0.4
cot θ =	2.50		valore tra 1 (for $\theta=45^\circ$) and 2.5
$\rho_{w,max}$ =	0.75	=	$A_{sw,max} * f_{yd} / (bw * s) <= 1/2 * \alpha_{cw} * v * f_{cd} = 4.89$ verifica soddisfatta
$V_{Rd,s}$ =	2075	kN	=Asw/s*z* fywd *cot θ

Resistenza del puntone compresso:

v=	0.520		=0.6*(1-fck/250) (from EN 6.6N)
σ_{cp} =	0.00		=Nsd/Ac
α_{cw} =	1.00		
$V_{Rd,max}$ =	3721	kN	= $\alpha_{cw} * bw * z * v * f_{cd} / (cot\theta + tan\theta)$
γ_{Bd1}	1.00		coefficiente di sicurezza (EN1998-2-5.6.2.b)
V_{Rd} =	2075	kN	=min($V_{Rd,s}; V_{Rd,max}$)/ γ_{Bd1}

$V_{Ed} = 1304$

minore o uguale di

$V_{Rd} = 2075$ verifica soddisfatta

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

Arco Rovescio

Azioni di taglio

		γ	
Gk	0	$\times 1.30 =$	0 kN
Pk	0	$\times 1.00 =$	0 kN
Qk	0	$\times 1.00 =$	0 kN
Aed	2427	$\times 1.00 =$	2427 kN
			$V_{Ed} = 2427$ kN

Nsd= **0** KN sforzo normale

bw =	1.000	m	larghezza (6.16)
h =	1.200	m	altezza totale
c =	0.075	m	copriferro
d =	1.125	m	altezza utile
Ac =	1.20	m ²	area

Resistenza delle staffe:

$\phi_w =$	16.0	mm	diámetro staffa
n =	2.50		numero braccia
Asw =	5.03	cm ²	
z =	1.01	m	$= 0.9 \cdot d$
$\sin \alpha =$	1		α angolo tra le staffe e l'asse della trave ($\alpha = 90^\circ$ per staffe verticali)
$\rho_w =$	0.25	%	$= Asw / (s \cdot bw \cdot \sin \alpha) \cdot 100 \geq$
s =	0.2	m	$=$ passo staffe \leq 0.84 m $= 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha)$
$\theta =$	21.8	$^\circ$	$= \arcsin(\text{radq}(Asw \cdot fy_d) / (bw \cdot s \cdot \alpha_{cw} \cdot n \cdot f_{cd}))$ inclinazione puntone compresso, variabile tra 45° to 21.8°
$\tan \theta =$	0.40		valore tra 1 (for $\theta = 45^\circ$) e 0.4
$\cot \theta =$	2.50		valore tra 1 (for $\theta = 45^\circ$) and 2.5
$\rho_{w,max} =$	0.98	=	$A_{s_{w,max}} \cdot fy_d / (bw \cdot s) \leq 1/2 \cdot \alpha_{cw} \cdot v \cdot f_{cd} = 4.89$ verifica soddisfatta
$V_{Rd,s} =$	2490	kN	$= Asw / s \cdot z \cdot fy_d \cdot \cot \theta$

Resistenza del puntone compresso:

v =	0.520		$= 0.6 \cdot (1 - f_{ck} / 250)$ (from EN 6.6N)
$\sigma_{cp} =$	0.00		$= Nsd / Ac$
$\alpha_{cw} =$	1.00		
$V_{Rd,max} =$	3418	kN	$= \alpha_{cw} \cdot bw \cdot z \cdot v \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta)$
$\gamma_{Bd1} =$	1.00		coefficiente di sicurezza (EN1998-2-5.6.2.b)
$V_{Rd} =$	2490	kN	$= \min(V_{Rd,s}; V_{Rd,max}) / \gamma_{Bd1}$

$V_{Ed} = 2427$

minore o uguale di

$V_{Rd} = 2490$ verifica soddisfatta

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

Le verifiche risultano soddisfatte.

7.3.4.3 Verifiche SLE

Le verifiche agli *SLE* sono state condotte come illustrato nel § 5.2.2; la massima tensione di compressione nel calcestruzzo σ_c è stata confrontata con il valore limite di normativa ($\sigma_{c,lim}=0.45 \cdot f_{ck}$), mentre per le verifiche a fessurazione è stato calcolato il valore di apertura delle fessure e verificato che fosse inferiore a $w_1 = 0.2$ mm.

In Tabella 20 si riportano i valori delle tensioni σ_c e σ_s ottenute a partire dalle sollecitazioni agenti sulle sezioni di studio, la posizione dell'asse neutro rispetto al lembo compresso e il valore dell'apertura delle fessure.

Tabella 20: Sez. Tipo 2 - Verifiche a SLE.

Sez.	Azioni SLE		σ_c N/mm ²	σ_s N/mm ²	X_n mm	w mm
	N (kN)	M (kNm)				
Calotta	1239.0	652.6	6.10	144.50	440.20	0.157
Piedritti	2469.8	2060.9	10.30	163.50	600.80	0.174
Arco Rovescio	2453.9	2068.9	10.27	161.60	602.60	0.171

Le verifiche risultano soddisfatte.