

S.S. 260 "PICENTE"
LAVORI DI ADEGUAMENTO PLANO ALTIMETRICO DELLA SEDE STRADALE

Lotto "3" – da San Pelino a Marana di Montereale (Aq)
Convenzione di Cofinanziamento ANAS – Regione Abruzzo – Provincia di L'Aquila in data 28/11/05 Rep. n°25597

CUP: F11B07000480001 – CIG: 665875741B

PROGETTO ESECUTIVO

GRUPPO DI PROGETTAZIONE:



Sede di Firenze
 Viale G. Amendola n.6 int.3
 50121 Firenze – 0552001660
 www.politecnica.it

Direttore della Progettazione Responsabile Opere stradali ed idrauliche	Responsabile Opere Strutturali Coordinatore Sicurezza in fase di progettazione	Responsabile Geologia	Direttore Tecnico Responsabile Opere Impiantistiche	Responsabile Ambientale
Ing. Marcello Mancone Ord. ing. di Firenze n.5723	Ing. Tommaso Conti Ord. ing. di Pistoia n.1149/A	Dott. Pietro Accolti Gil Ord. geol. della Toscana n.728	Ing. Francesco Frassinetti Ord. ing. Bologna n.5897/A	Arch. Maria Cristina Fregni Ord. arch. di Modena n.611

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Ing. *FRANCESCO RUOCCO*

IMPRESA ESECUTRICE :

Responsabile di Commessa
 Geom. *Giacomo Giona*
 Direttore Tecnico
 Ing. *Mauro Martini*



07–OPERE D'ARTE MAGGIORI
07.2–GALLERIA NATURALE

RELAZIONE DI CALCOLO DELLA GALLERIA NATURALE

CODICE PROGETTO	NOME FILE	PROGR. ELAB.	REV.	SCALA:
PROGETTO LIV. PROG. N. PROG.	07.44_P00_GN01_OST_RE01_A	07.44		
L0718B E 1801	CODICE ELAB. P00GN01OSTRE01		A	—
A	CONSEGNA LUGLIO 2018	07/2018	S.TRONCONI	T. CONTI
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO
				APPROVATO

INDICE

INDICE.....	1
1 PREMESSA	2
2 ELABORATI DI PROGETTO.....	3
3 NORMATIVA	4
4 MATERIALI	5
5 DESCRIZIONE DELLE OPERE	6
6 INQUADRAMENTO GEOLOGICO-GEOTECNICO	9
7 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	10
7.1 Stratigrafia di riferimento.....	10
7.2 Condizioni idrauliche al contorno	11
7.3 Caratteristiche meccaniche dei terreni.....	11
8 NORMATIVA: ESITO DELLE VERIFICHE EFFETTUATE.....	15
9 ANALISI SISMICA.....	17
10 METODO DI CALCOLO E MODELLI	19
10.1 Metodo di calcolo.....	19
10.2 Descrizione del codice di calcolo.....	21
10.3 Sezioni di calcolo di riferimento	24
10.4 Caratteristiche meccaniche degli elementi del modello.....	24
10.5 fasi di calcolo di riferimento	26
11 RISULTATI DELLE ANALISI	30
11.1 SEZIONE LONGITUDINALE	30
11.2 CURVE CARATTERISTICHE DEL CAVO	34
11.3 SOLLECITAZIONI NELLE MEMBRATURE – SEZIONE A MINIMA COPERTURA.....	37
11.4 SOLLECITAZIONI NELLE MEMBRATURE – SEZIONE A MASSIMA COPERTURA	42
11.5 SOLLECITAZIONI NELLE MEMBRATURE – TRATTO IN ARTIFICIALE.....	47
12 VERIFICHE AGLI SLU.....	53
12.1 VERIFICA EQU	53
12.2 VERIFICA STR	53
12.3 VERIFICA GEO	72
12.4 VERIFICA UPL	74
12.5 VERIFICA HYD	74
13 VERIFICHE AGLI SLE	75
13.1 VERIFICA DANNEGGIAMENTI LOCALI (FESSURAZIONI)	75
13.2 VERIFICA DANNI PER FATICA (TASSO DI LAVORO DEI MATERIALI	78
13.3 VERIFICA SPOSTAMENTI E DEFORMAZIONI	80
13.4 VERIFICA VIBRAZIONI	81
13.5 VERIFICA CORROSIONE.....	81
14 BECCO DI FLAUTO.....	82
14.1 ANALISI DEI CARICHI.....	85
14.2 COMBINAZIONI DI CARICO	88
14.3 MODELLO DI CALCOLO	90
14.4 RISULTATI DEL CALCOLO	92
14.5 VERIFICHE	101

1 PREMESSA

Il presente documento costituisce la relazione di calcolo per la galleria naturale e per i tratti di imbocco della stessa galleria realizzati come galleria artificiale presente lungo la Strata Statale Picente.

Nel presente documento si provvederà a:

- richiamare la stratigrafia di progetto;
- richiamare le proprietà meccaniche dei terreni e delle rocce;
- verificare la rispondenza delle opere alle prescrizioni della normativa vigente.

2 ELABORATI DI PROGETTO

L'analisi degli aspetti geotecnici viene condotta con riferimento ai seguenti elaborati:

07.44_P00_GN01_OST_RE01_A	RELAZIONE DI CALCOLO DELLA GALLERIA NATURALE	-
07.45_P00_GN01_OST_RE02_A	RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO IMBOCCHI	-
07.46_P00_GN01_OST_RE03_A	RELAZIONE TECNICA PER IL MONITORAGGIO IN CORSO D'OPERA.	-
07.47_P00_GN01_OST_DI01_A	PLANIMETRIA E PROFILO DI PROGETTO	1:200
07.48_P00_GN01_OST_FG01_A	PROFILO GEOMECCANICO	1:1000 - 1:100
07.49_P00_GN01_OST_CP01_A	GALLERIA NATURALE SEZIONE TIPO 1, LATO AQUILA - CARPENTERIA	1:100
07.50_P00_GN01_OST_CP02_A	GALLERIA NATURALE SEZIONI TIPO 1, LATO MARANA - CARPENTERIA	1:100
07.51_P00_GN01_OST_CP03_A	GALLERIA NATURALE SEZIONI TIPO 2 - CARPENTERIA	1:100
07.52_P00_GN01_OST_CP04_A	DIMA - CARPENTERIA	1:100
07.53_P00_GN01_OST_CP05_A	GALLERIA ARTIFICIALE LATO AQUILA - CARPENTERIA	1:100
07.54_P00_GN01_OST_CP06_A	GALLERIA ARTIFICIALE LATO MARANA - CARPENTERIA	1:100
07.55_P00_GN01_OST_CP07_A	BECCO DI FLAUTO LATO AQUILA - CARPENTERIA	1:100
07.56_P00_GN01_OST_CP08_A	BECCO DI FLAUTO LATO MARANA - CARPENTERIA	1:100
07.57_P00_GN01_OST_DC01_A	CARPENTERIA CENTINE E PARTICOLARI COSTRUTTIVI - SEZIONE TIPO 1	1:100
07.58_P00_GN01_OST_DC02_A	CARPENTERIA CENTINE E PARTICOLARI COSTRUTTIVI - SEZIONE TIPO 2	1:100
07.59_P00_GN01_OST_DC03_A	GALLERIA NATURALE - PREDALLES	1:100
07.60_P00_GN01_OST_AR01_A	GALLERIA NATURALE SEZIONE TIPO 1 - ARMATURA	1:100
07.61_P00_GN01_OST_AR02_A	GALLERIA NATURALE SEZIONE TIPO 2 - ARMATURA	1:100
07.62_P00_GN01_OST_AR03_A	GALLERIA NATURALE TRATTO ARTIFICIALE LATO AQUILA - ARMATURA	1:100
07.63_P00_GN01_OST_AR04_A	GALLERIA NATURALE TRATTO ARTIFICIALE LATO MARANA - ARMATURA	1:100
07.64_P00_GN01_OST_AR05_A	GALLERIA NATURALE, DIMA - ARMATURA	1:100
07.65_P00_GN01_OST_AR06_A	GALLERIA NATURALE BECCO DI FLAUTO LATO AQUILA - ARMATURA	1:100
07.66_P00_GN01_OST_AR07_A	GALLERIA NATURALE BECCO DI FLAUTO LATO MARANA - ARMATURA	1:100
07.67_P00_GN01_OST_PS01_A	IMBOCCO LATO AQUILA E MARANA - PROSPETTO CHIODATURE	1:100
07.68_P00_GN01_OST_SZ01_A	SEZIONI DI RIMODELLAMENTO SISTEMAZIONE FINALE - LATO AQUILA	1:200
07.69_P00_GN01_OST_SZ02_A	SEZIONI DI RIMODELLAMENTO SISTEMAZIONE FINALE - LATO MARANA	1:200
07.70_P00_GN01_OST_SE01_A	FASI ESECUTIVE	VAR.

3 **NORMATIVA**

La stesura della relazione viene compiuta in ottemperanza alle disposizioni contenute nelle norme di seguito elencate ed ai richiami normativi in queste contenute:

- Decreto Ministero delle Infrastrutture del 14 gennaio 2008 -Norme Tecniche per le Costruzioni (G.U. n. 29 del 04/02/2008 - Suppl. Ordinario n.30)
- Circolare 2 febbraio 2009, n.617 -Nuova Circolare delle Norme Tecniche per le Costruzioni (G.U. n. 27 del 26/02/2009 – Suppl. Ordinario n. 27)
- NT_03 D.M. 11 Marzo 1988: "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione".
- NT_04 Istruzioni relative alle "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione". Circ. Dir. Centr. Tecn. N° 97/81.
- Eurocodice 7 UNI EN 1997-1:2005 - "Progettazione geotecnica. Parte 1: Regole Generali"
- Eurocodice 8 UNI EN 1998-5:2002 - "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica. Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici"
- UNI EN 14490 - Lavori geotecnici speciali: Chiodatura del terreno (Soil Nailing)
- UNI EN 14475 - Lavori geotecnici speciali: Terra rinforzata - UNI EN 14487-1 – Calcestruzzo proiettato: definizioni, specificazioni e conformità - UNI EN 14487-2 – Calcestruzzo proiettato: esecuzione

4 MATERIALI

Si riportano di seguito le caratteristiche meccaniche dei materiali strutturali richiamati e utilizzati nel progetto.

ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO

- BARRE : B450C
- RETI ELETTROSALDATE : B450A
- CATENE CENTINE : B450C

MAGRONE DI PULIZIA E LIVELLAMENTO

- CLASSE DI RESISTENZA : C12/15
- CONTENUTO MINIMO DI CEMENTO : 150 kg/mc
- CLASSE DI ESPOSIZIONE : X0

RIVESTIMENTO STRUTTURALE DEFINITIVO

- CLASSE DI RESISTENZA : C28/35
- CLASSE DI ESPOSIZIONE : XC3
- CLASSE DI CONSISTENZA : S4
- DIAMETRO MASSIMO DELL'AGGREGATO : 20 mm
- MASSIMO RAPPORTO A/C : 0,45
- CONTENUTO MINIMO DI CEMENTO : 360 kg/mc
- CONTENUTO MINIMO DI ARIA : 3%
- COPRIFERRO NOMINALE ELEVAZIONE : C = 40 mm

Aggregati conformi alla UNI EN 12620 di adeguata resistenza al gelo/disgelo

PREDALLES

- CLASSE DI RESISTENZA : C35/45
- CLASSE DI ESPOSIZIONE : XC3
- CLASSE DI CONSISTENZA : S4
- DIAMETRO MASSIMO DELL'AGGREGATO : 20 mm
- MASSIMO RAPPORTO A/C : 0,55
- CONTENUTO MINIMO DI CEMENTO : 320 kg/mc

SPRITZ-BETON

- Rck (28gg) = 30N/mm²
- Rck (48ore) > 13N/mm²
- Cemento pozzolanico 42,5R - 500kg/mc

RAPPORTO ACQUA / CEMENTO, A/C ≤ 0,5
CLASSE CONSISTENZA S4 - S5
ADDITIVI ACCELERANTI E/O FLUIDIFICANTI
IN CONFORMITÀ AL CAPITOLATO

ACCIAIO DA CARPENTERIA

- TUBI PER MICROPALI S275
- CENTINE S355

MALTA CEMENTIZIA PER INFILAGGI SUBORIZZONTALI

Resistenza di rottura caratteristica Rck 30 MPa
Cemento tipo 425
Rapporto acqua-cemento A/C ≤ 0,50
Additivi 5-14 kg/mc
Inerti 1100-1300 kg/mc

IMPERMEABILIZZAZIONE

PVC dello spessore di 2mm, con strato di compensazione in geotessile non tessuto a filo continuo in polipropilene del peso di 500g/mq

5 DESCRIZIONE DELLE OPERE

La galleria in esame è descritta dettagliatamente negli elaborati grafici specifici dell'opera. La sezione corrente viene riportata nella seguente figura.

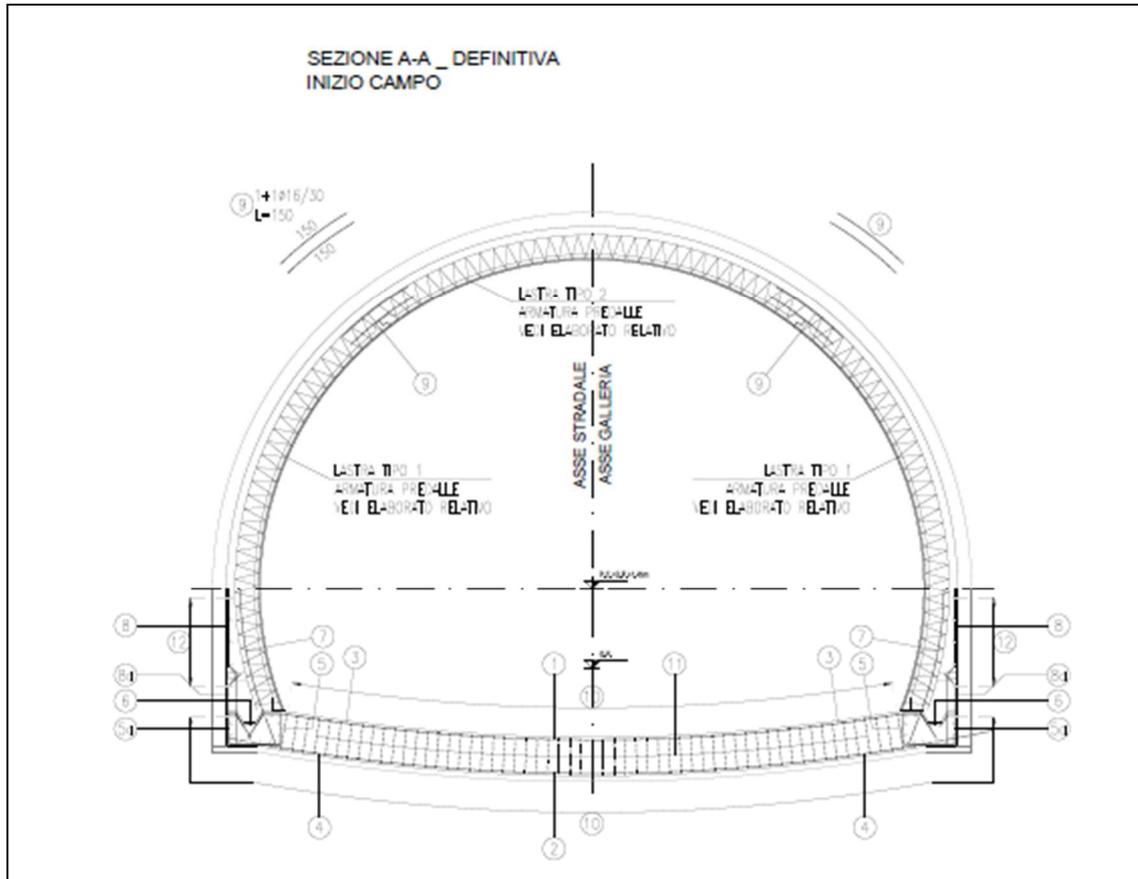


Figura 1. Sezione Corrente GN

Le sezioni più prossime agli imbocchi verranno realizzate a sezione variabile come riportato nella seguenti figure.

07.2- GALLERIA NATURALE- RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

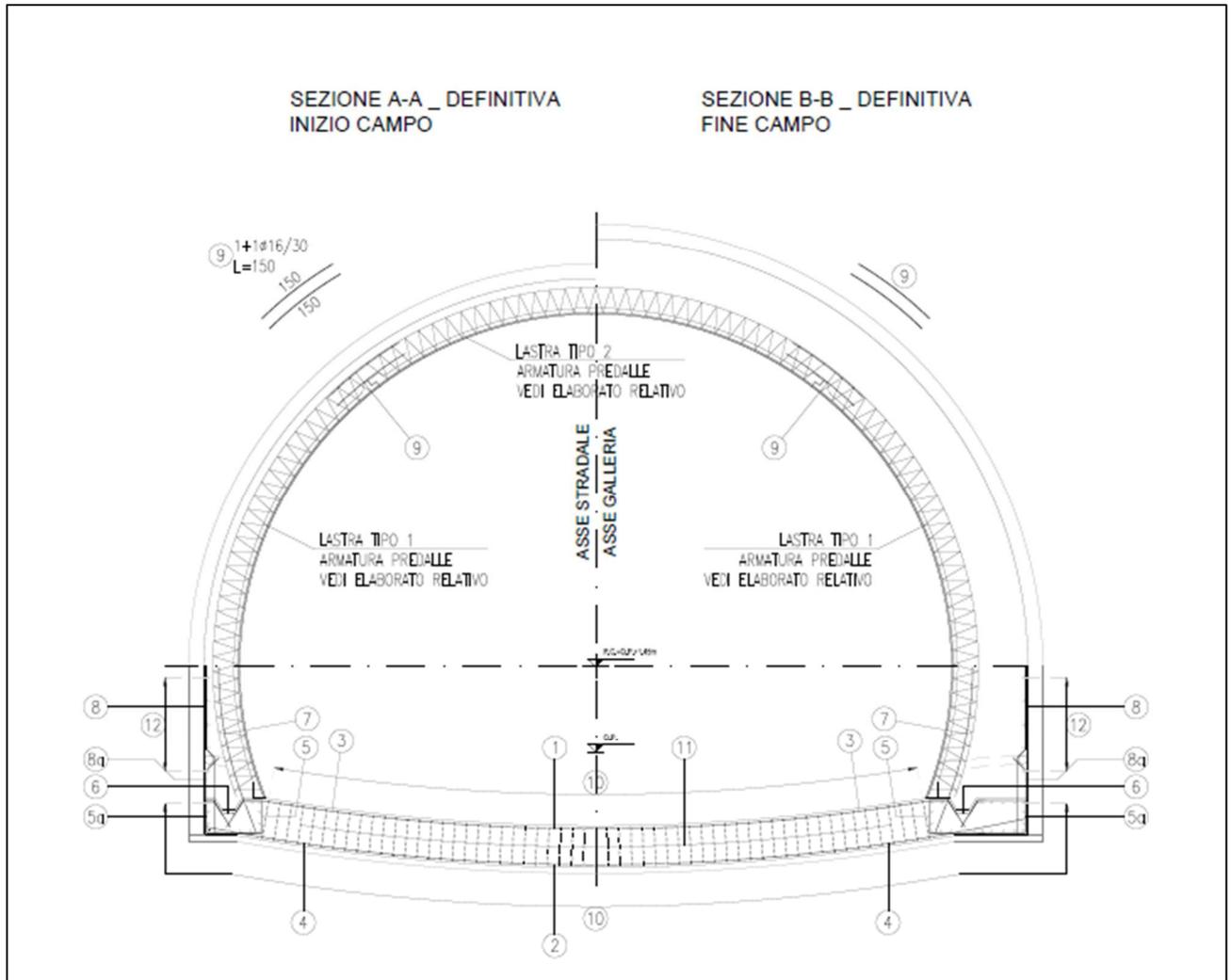


Figura 2. Sezione tratto iniziale GN

Tra le progressive dalla pk 1505 alla pk 1544- e dalla progressiva pk 1624 alla pk1646 si provvederà alla realizzazione di un tratto di galleria artificiale (secondo la metodologia “cut and cover”) con la realizzazione di una struttura in c.a. delle dimensioni geometriche espote nella seguente figura.

07.2- GALLERIA NATURALE- RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

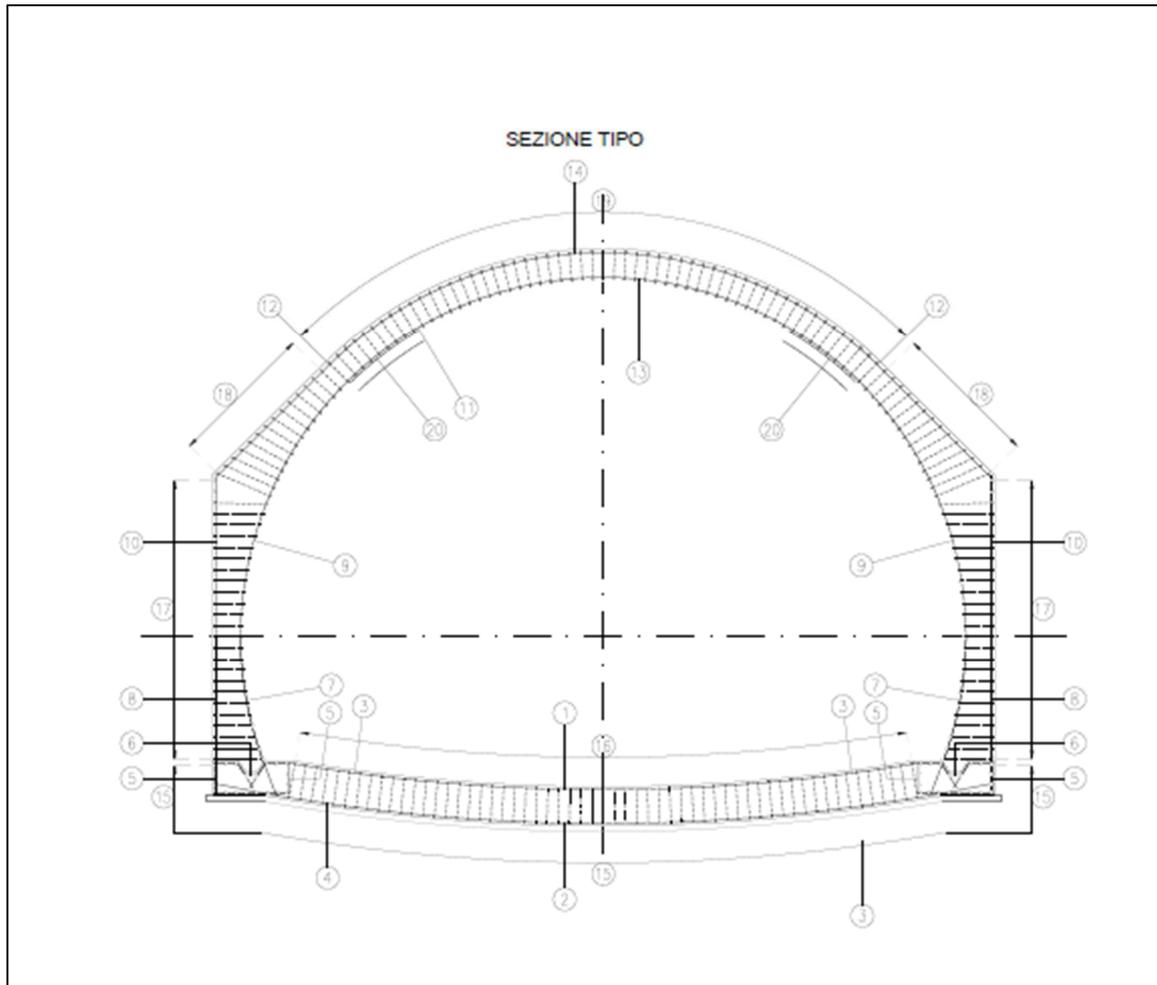


Figura 3. Sezione tratto in artificiale

6 INQUADRAMENTO GEOLOGICO-GEOTECNICO

La caratterizzazione geologico geotecnica dell'area è stata supportata da un'ampia campagna di indagini che ha consentito una definizione completa esaustiva delle caratteristiche geometriche fisiche e meccaniche dei terreni interagenti con le opere e delle condizioni idrauliche al contorno.

Per i dettagli riguardanti il modello geologico e geotecnico si rimanda alle relazioni specifiche.

7 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

7.1 Stratigrafia di riferimento

La stratigrafia di riferimento è riportata nella seguente figura, desunta dalle prospezioni sismiche effettuate nell'area, descritte e commentate nella Relazione Geotecnica Generale.

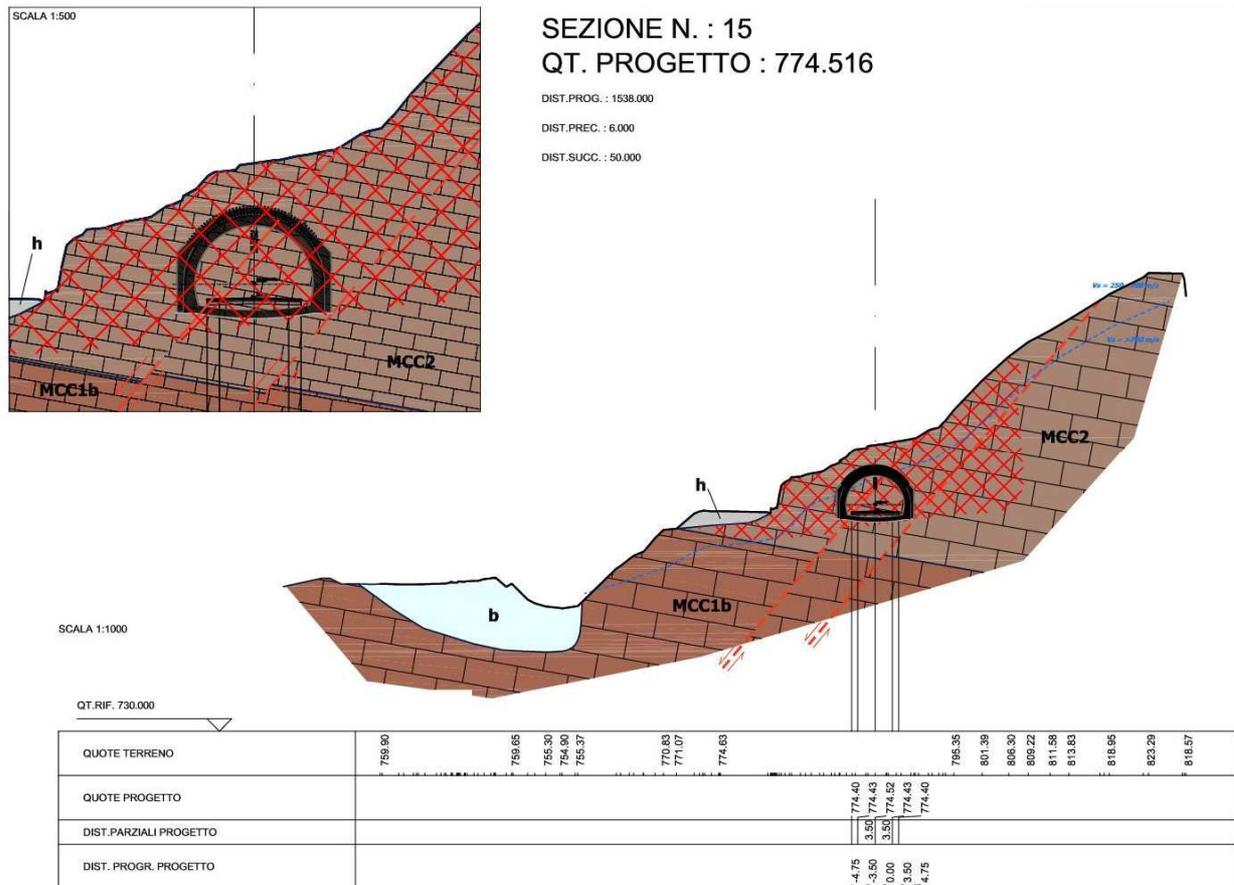


Figura 4. Stratigrafia di riferimento per sezione di calcolo galleria naturale

(nelle due sezioni è mantenuto costante lo spessore della roccia alterata)

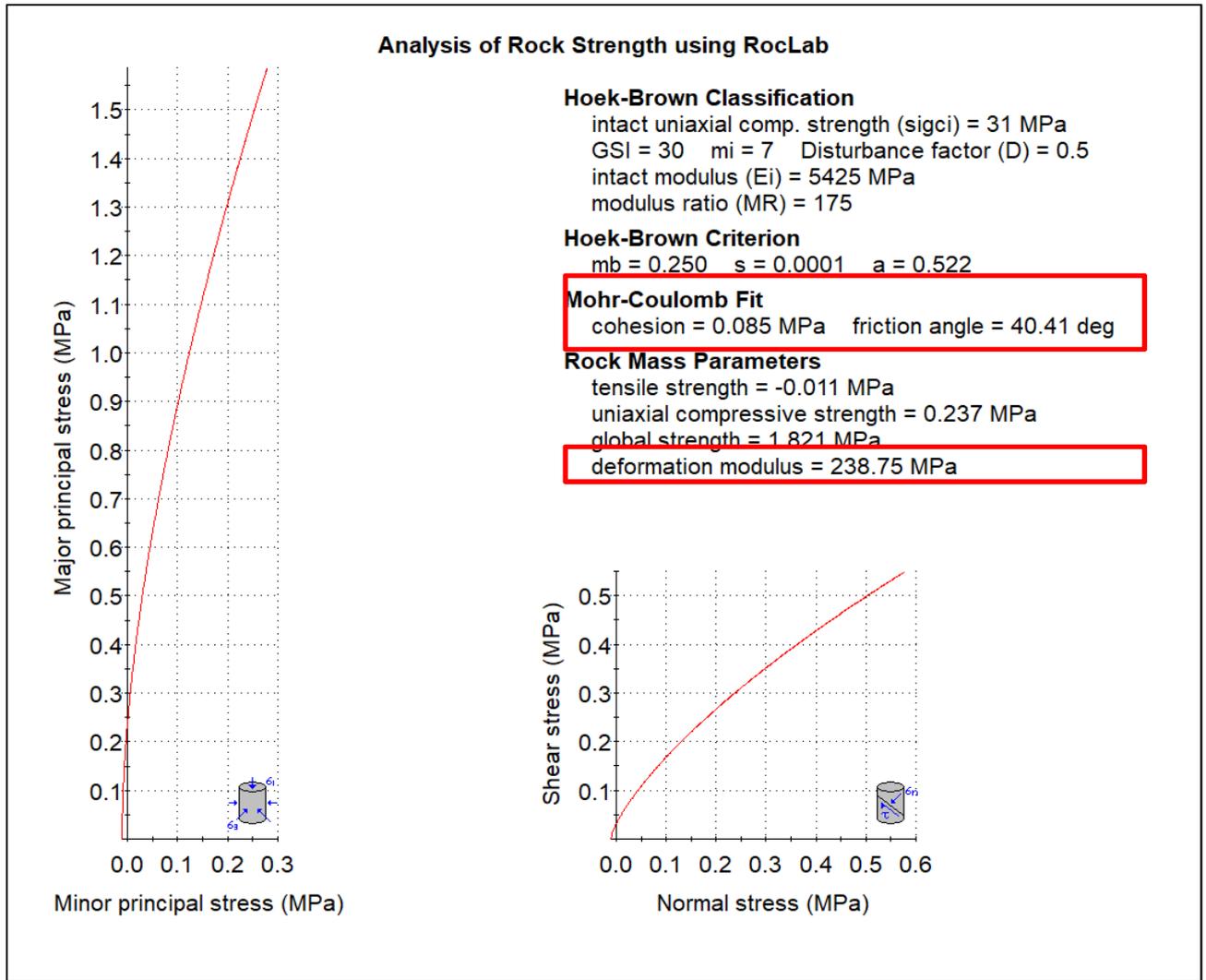


Figura 6. Caratterizzazione calcari non alterati. Evidenziate le caratteristiche dei materiali di progetto

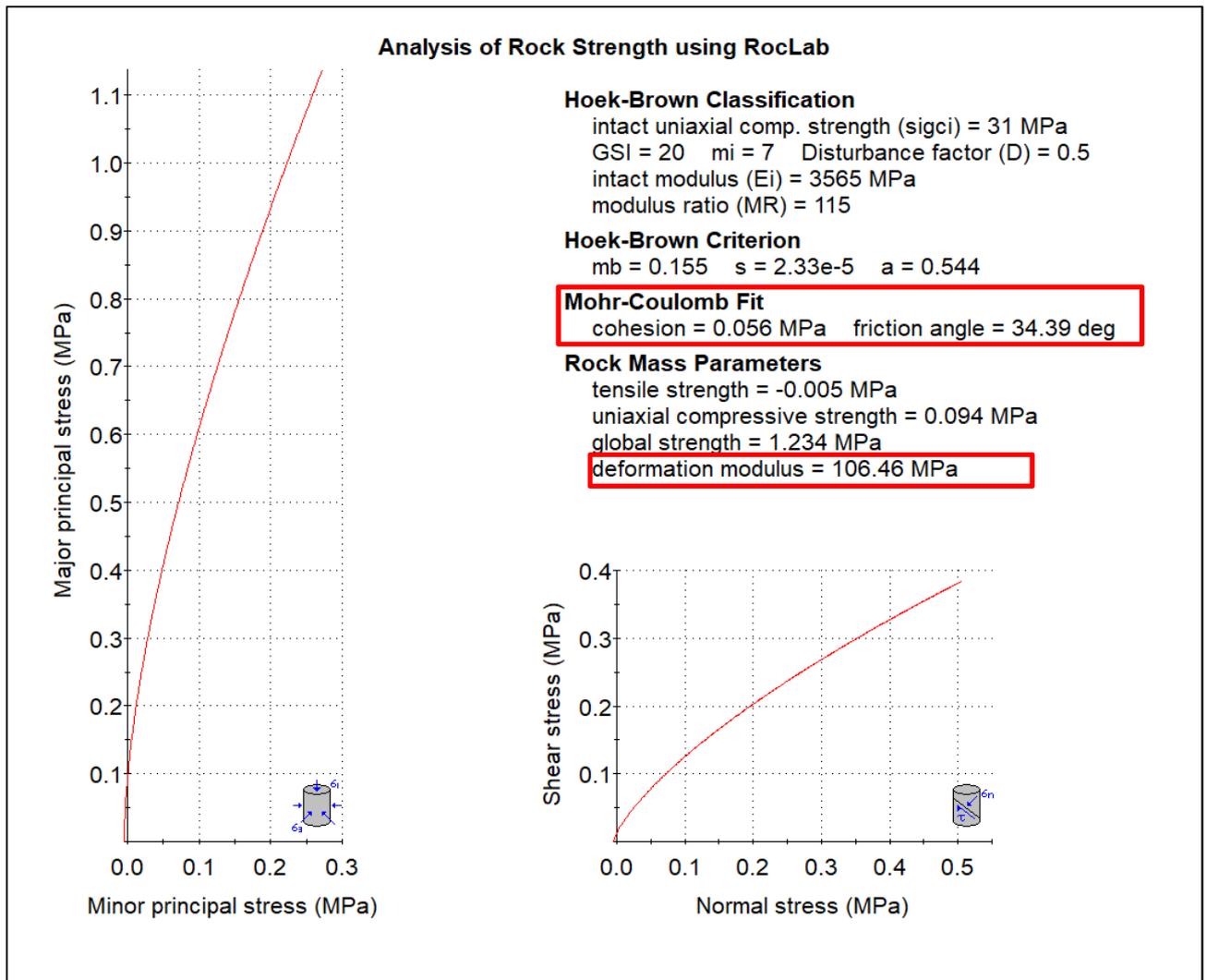


Figura 7. . Caratterizzazione calcari alterati Evidenziate le caratteristiche dei materiali di progetto

Si sottolinea che le rigidzze determinate con il metodo di Hoek e Brown sono leggermente più basse di quelle che si dedurrebbero ragionando in base ai risultati delle prove sismiche svolte nell'area.

Ad esempio per i calcari non alterati presenti lontani dagli imbocchi si può porre (si veda anche la figura seguente che riporta le velocità delle onde taglio misurate lungo l'asse della galleria)

$$V_{s \text{ med}} = 750 \text{ m/s}$$

Se ne deduce quindi, dato che la rigidzza al taglio a piccole deformazioni G_0 vale

$$G_0 = \rho V_s^2$$

ponendo $\rho = 2.4 \text{ kN/m}^3$

$$G_0 = 1350000 \text{ kPa}$$

E pertanto, dal momento che

$$E_0 = 2G_0(1 + \nu)$$

$E_0 = 3320000 \text{ kPa}$

Ipotizzando un decadimento del modulo di rigidezza in condizioni operative pari al 85% rispetto al modulo a piccole deformazioni si troverebbe

$E = 500 \text{ Mpa}$

Bisogna però sottolineare che è buona pratica nel caso di gallerie naturali utilizzare una certa cautela progettuale, anche per prevenire inconvenienti dovuti ad eventuali ad elementi imprevisi ed imprevedibili.

Lo scrivente progettista ritiene pertanto corretto caratterizzare il modulo elastico della roccia come

$E = 240 \text{ MPa}$ sia per le sezioni di imbocco, sia per le sezioni più interne.

8 **NORMATIVA: ESITO DELLE VERIFICHE EFFETTUATE**

Le analisi per il dimensionamento dell'opera sono svolte secondo la metodologia degli stati limite. Per la normativa vigente Le opere strutturali devono essere verificate:

- a) per gli stati limite ultimi che possono presentarsi, in conseguenza alle diverse combinazioni delle azioni;
- b) per gli stati limite di esercizio definiti in relazione alle prestazioni attese.

VERIFICHE STATO LIMITE ULTIMO

Nelle verifiche allo **Stato Limite Ultimo** deve essere rispettata la seguente relazione:

$$E_d < R_d$$

dove E_d sono le azioni di progetto agenti sul sistema considerato, R_d la resistenza di progetto del sistema considerato. Inoltre, valgono le seguenti relazioni:

$$E_d = \gamma_E E_k \left[F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R_k \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

Effetto delle azioni e resistenza sono espresse in funzione delle azioni di progetto $E_d = \gamma_E E_k$, dei parametri di progetto $X_d = X_k / \gamma_M$ e della geometria di progetto a_d . Nella formulazione di R_d compare esplicitamente il coefficiente γ_R che opera direttamente sulla resistenza del sistema.

Con riferimento al paragrafo al punto C.6.2.3.1 della Circolare 2 Febbraio 2009, n.617 – C.S.L.L. le verifiche svolte riguardano tutti i seguenti tipi di Stato Limite Ultimo:

- **EQU** (perdita di equilibrio della struttura, del terreno o dell'insieme terreno-struttura, considerati come corpi rigidi);
- **STR** (raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali, compresi gli elementi di fondazione);
- **GEO** (raggiungimento della resistenza del terreno interagente con la struttura con sviluppo di meccanismi di collasso dell'insieme terreno-struttura);
- **UPL** (perdita di equilibrio della struttura o del terreno, dovuta alla sottospinta dell'acqua, galleggiamento);
- **HYD** (erosione e sifonamento del terreno dovuta a gradienti idraulici).

I risultati delle verifiche, come si dimostrerà nel seguito della relazione, sono i seguenti

1.	VERIFICA EQU	SODDISFATTA;
2.	VERIFICA STR	SODDISFATTA;
3.	VERIFICA GEO	SODDISFATTA;
4.	VERIFICA UPL	NON NECESSARIA;
5.	VERIFICA HYD	NON NECESSARIA.

VERIFICHE STATO LIMITE DI ESERCIZIO

I principali Stati Limite di Esercizio, di cui al § 2.2 della normativa, sono elencati nel seguito:

- a) danneggiamenti locali (ad es. eccessiva fessurazione del calcestruzzo) che possano ridurre la durabilità della struttura, la sua efficienza o il suo aspetto;
- b) spostamenti e deformazioni che possano limitare l'uso della costruzione, la sua efficienza e il suo aspetto;
- c) spostamenti e deformazioni che possano compromettere l'efficienza e l'aspetto di elementi non strutturali, impianti, macchinari;
- d) vibrazioni che possano compromettere l'uso della costruzione;
- e) danni per fatica che possano compromettere la durabilità;
- f) corrosione e/o eccessivo degrado dei materiali in funzione dell'ambiente di esposizione;

Nel presente caso vista la tipologia di opere sono state svolte unicamente le prime a) b) ed e) dal momento che

- Non si prevedono vibrazioni significative sull'opera;
- Il copriferro adottato e la limitata fessurazione [vedi verifica a)] garantiscono circa eventuali fenomeni di corrosione delle armature.

Le verifiche effettuate hanno dato il seguente esito:

1	DURABILITA'	SODDISFATTA;
2	SPOSTAMENTI	SODDISFATTA;
3	DANNI PER FATICA	SODDISFATTA;

9 ANALISI SISMICA

Come chiaramente indicato nella normativa di riferimento le sollecitazioni sulle gallerie artificiali si calcolano unicamente in condizioni statiche.

Nel presente progetto pertanto sono state valutate le sollecitazioni in condizioni sismiche per il solo tratto in artificiale.

Per il calcolo dell'azione sismica ci si è riferiti all'accelerazione del pendio nel quale è realizzato lo scavo.

L'azione sismica può essere introdotta come una azione esterna equivalente di tipo statico, calcolabile secondo le espressioni:

$$F_H = \pm k_H W;$$

essendo F_H la risultante orizzontale delle forze d'inerzia applicate al baricentro della massa potenzialmente instabile, e W il peso della massa stessa.

Per la determinazione del coefficiente di intensità sismica k_H le Norme Tecniche per le Costruzioni, emanate il 14/01/2008, forniscono la formula seguente:

$$k_H = \beta \cdot S_s \cdot S_T \cdot a_g$$

In cui la a_g è il valore di accelerazione atteso nel sito specifico per un evento sismico associabile ad un determinato tempo di ritorno; gli altri fattori rappresentano dei coefficienti correttivi rappresentativi della azione amplificativa locale, funzione principalmente della litologia e della morfologia.

Pertanto noti allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV):

$$a_g = 0.33g$$

$$F_0 = 2.396$$

è possibile calcolare il coefficiente amplificativo S_s (categoria di suolo B) che risulta pari a:

$$S_s = 1.084$$

Per quanto concerne il fattore amplificativo S_T , rappresentativo della topografia del sito, la normativa suggerisce un coefficiente pari a 1.2, corrispondente alla categoria T2.

Ulteriore fattore da determinare è lo smorzamento β_s per il quale la normativa prevede una variabilità a seconda della a_g attesa e della tipologia di terreno, secondo la seguente tabella.

07.2- GALLERIA NATURALE- RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0,2 < a_d(g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_d(g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_d(g) \leq 0,1$	0,20	0,20

- **Tabella 1: variabilità del fattore di smorzamento β_s**

Nel caso specifico β_s è pari a 0.28

Concludendo, il coefficiente di intensità sismica da introdurre nelle verifiche di stabilità eseguite secondo il metodo pseudostatico, è dato dal prodotto dei seguenti fattori, come ricavati fin qui:

$$a_g = 0.33$$

$$S_s = 1.084$$

$$S_T = 1.2$$

$$\beta_s = 0.28$$

Risulta quindi:

- k_H pari a 0.12

10 METODO DI CALCOLO E MODELLI

10.1 Metodo di calcolo

L'analisi delle deformazioni, dello stato tensionale del terreno e delle sollecitazioni nelle membrature di una galleria naturale è un tipico esempio di problema geotecnico che andrebbe studiato considerando completamente le condizioni tridimensionali di deformazione e l'intera storia della costruzione.

Imponendo delle ipotesi semplificative il problema può però essere esaminato imponendo condizioni al contorno più semplici, ovvero in condizioni di deformazione piana.

In questo senso è utile richiamare i principi del cosiddetto metodo delle curve di convergenza confinamento definito da Panet nel 1982.

Senza entrare nel dettaglio, il metodo prevede l'analisi del comportamento della sezione trasversale mediante la definizione della curva che collega la "convergenza" del cavo della galleria (spostamento radiale verso l'interno) allo stato tensionale circostante la galleria.

La curva in questione (detta anche "*linea caratteristica del cavo*") risulta caratterizzata da un primo tratto lineare (elastico) in cui sostanzialmente il terreno circostante non è soggetto a plasticizzazione. Al progredire dello sviluppo di una zona di terreno plasticizzato intorno al cavo, conseguente alla riduzione della tensione intorno alla galleria, la curva aumenta la sua pendenza, allontanandosi dalle condizioni di linearità.

Nella Figura 8 (estratta da un lavoro scientifico di Vlachopoulos e Diederichs del 2009) la linea caratteristica del cavo denominata "Ground reaction curve" è identificata in un piano che ha sulle ascisse la convergenza normalizzata rispetto alla massimo spostamento del cavo e sulle ordinate la pressione normalizzata rispetto alla pressione litostatica.

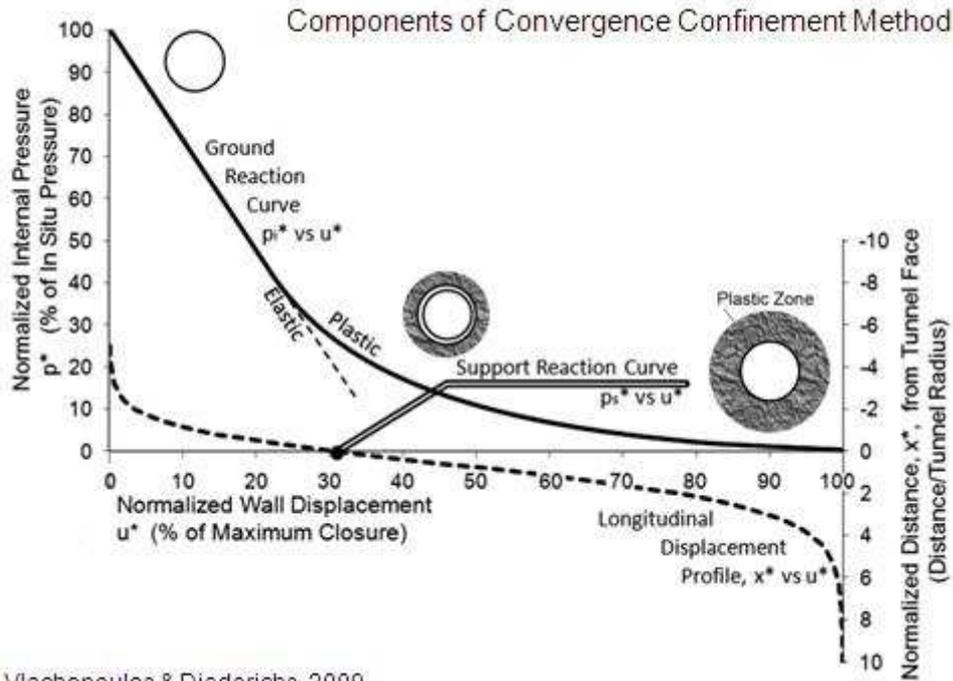
Lo stato tensionale circostante la galleria può essere correlato allo stato tensionale litostatico mediante la semplice relazione

$$\sigma = (1 - \lambda)\sigma_0$$

in cui σ è lo stato tensionale del terreno circostante la galleria in una data fase di scavo, σ_0 è lo stato tensionale litostatico σ_0 e λ è il cosiddetto tasso di deconfinamento, variabile tra 0 (nessun deconfinamento) e 1 (totale deconfinamento).

Nello stesso piano è possibile disegnare anche la curva caratteristica del rivestimento (nella figura indicata come "Support Reaction Curve"). Questa curva caratteristica è di fatto lineare, ipotizzando un comportamento elastico del rivestimento, e parte da un valore dello spostamento diverso da zero. Ciò perché il deconfinamento della galleria inizia ben prima che lo scavo raggiunga la sezione in esame (Figura 9)

07.2- GALLERIA NATURALE- RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO



Vlachopoulos & Diederichs, 2009

Figura 8. Curve Caratteristiche dell'ammasso e del rivestimento provvisorio.

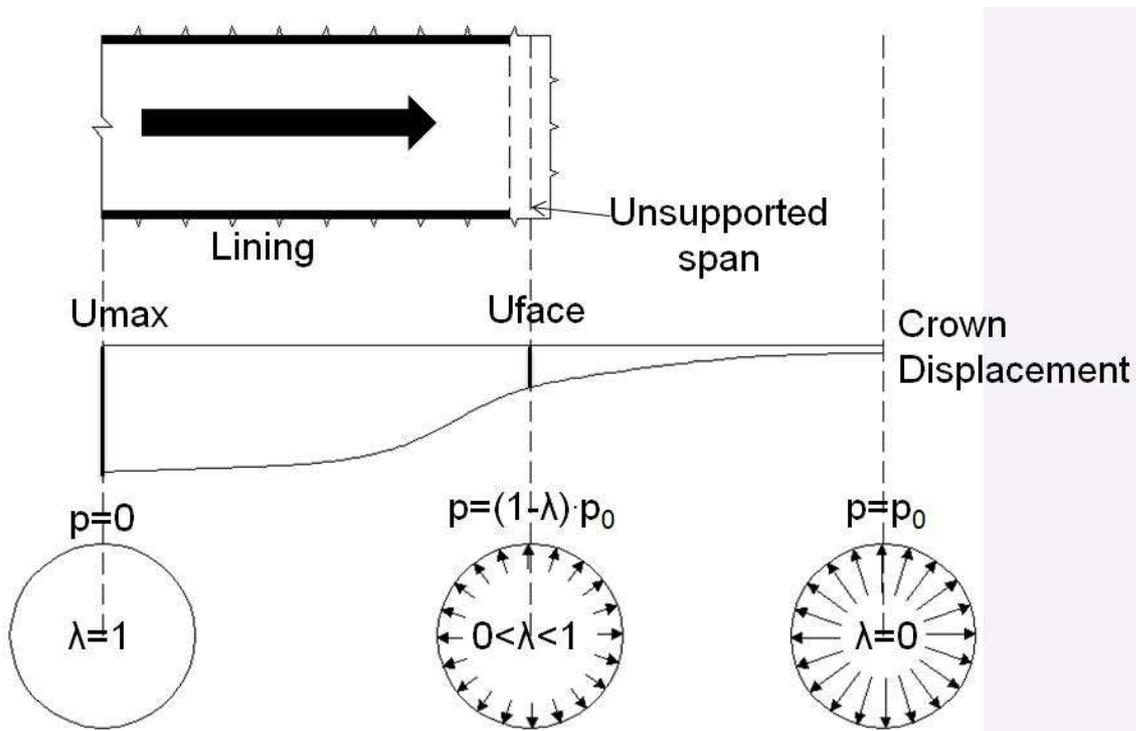


Figura 9. Deconfinamento in funzione della distanza dal fronte di scavo

Nel caso di gallerie molto profonde e a sezione circolare il problema può essere analizzato in condizioni assialsimmetriche e quindi con formulazioni semplici, mentre nel caso in esame in cui le condizioni sono molto lontane dall'assial-simmetria (galleria a sezione policentrica e parietale) la definizione della curva convergenza confinamento ha richiesto una specifica analisi con il metodo degli elementi finiti.

Anche la definizione dello spostamento della galleria al progredire dell'avanzamento dello scavo ha richiesto un'analisi specifica, in particolare un'analisi (semplificata) della sezione longitudinale della galleria.

Come spostamento di riferimento è stato preso lo spostamento del punto più alto della calotta della galleria.

Una volta noto lo spostamento in calotta nelle varie sezioni, questo è stato utilizzato per determinare il tasso di deconfinamento della sezione utilizzando le curve convergenza confinamento calcolate con i modelli delle sezioni trasversali.

10.2 Descrizione del codice di calcolo

La realizzazione di uno scavo coinvolge sia la struttura in progetto che il volume di terreno con essa interagente.

In generale, l'entità e l'estensione delle sollecitazioni nella struttura dipendono da numerosi fattori, tra i quali ricordiamo (Padfield & Mair 1983, Day 1994, Hight & Higgins 1995):

- le caratteristiche meccaniche dei terreni interessati;
- lo stato tensionale iniziale;
- le condizioni idrauliche nel sottosuolo;
- la tipologia e le caratteristiche geometriche della struttura di sostegno;
- la rigidità degli elementi di supporto;
- la tecnica di installazione impiegata;
- la tecnica di scavo impiegata;
- la sequenza temporale delle varie fasi costruttive;
- l'esperienza e l'abilità della manodopera.

Per una stima adeguata sarebbe quindi necessario mettere in conto tutti questi fattori nel modo quanto più possibile preciso. Tuttavia a prescindere dalla procedura di calcolo impiegata, tanto le proprietà meccaniche dei terreni coinvolti, ed il loro stato iniziale, quanto le caratteristiche geometriche e meccaniche della struttura di sostegno, la sequenza temporale delle fasi costruttive e gli effetti indotti dalla installazione della struttura nel terreno possono essere messi in conto in sede di progetto solo in maniera più o meno approssimata. Da ciò discende l'impossibilità di pervenire, in molte circostanze, ad una previsione accurata della risposta del sistema. Peraltro, l'obiettivo principale del progettista consiste, in questi casi, nello stabilire degli opportuni limiti inferiore e superiore per tale risposta, in base ai quali valutare l'accettabilità di una particolare soluzione o modificare opportunamente la soluzione adottata, utilizzando le procedure di calcolo a propria disposizione (Burland et al. 1979).

Per analizzare la validità e l'efficacia delle soluzioni di progetto, è stato costruito un modello numerico agli Elementi Finiti (FEM) che ha consentito di simulare le fasi di costruzione e scavo e l'evoluzione degli effetti sull'ambiente circostante.

Nel seguito verranno accennate le modalità di costruzione del modello e le procedure seguite al fine di sviluppare le analisi numeriche. È necessario altresì premettere che la modellazione parte da una semplificazione geometrica derivante anche da uno studio di sensibilità sul modello, che consente di ottenere dei risultati comunque accurati e di contenere allo stesso tempo i tempi di calcolo entro valori ragionevoli.

È da sottolineare infine che i modelli costruiti fanno riferimento a situazioni piane e che quindi le deformazioni calcolate sono da considerarsi un estremo superiore delle reali deformazioni che si stima avvengano in sito non essendo stato considerato l'effetto tridimensionale del problema. Tale effetto, infatti, minimizza fortemente le deformazioni calcolate numericamente tanto più quanto maggiore è la vicinanza con angoli o situazioni geometriche spiccatamente tridimensionali.

Per sviluppare un'analisi significativa è stato necessario utilizzare un software, specificatamente dedicato alle applicazioni geotecniche, che consente l'analisi di modelli bidimensionali. Il software in questione è il PLAXIS nella sua versione 2012 che è un codice di calcolo agli elementi finiti che permette di simulare situazioni reali riconducibili a condizioni di deformazione piane (plain strain).

Un'analisi agli elementi finiti, presuppone la preventiva creazione (fase di input) di una modellazione geometrica bidimensionale nel piano x-y composta da punti, linee ed altri componenti. Nel caso in esame sono stati utilizzati elementi triangolari a 15 nodi per modellare gli strati di terreno e gli altri materiali del modello (elementi di volume – clusters). Il triangolo a 15 nodi fornisce un'interpolazione del quarto ordine per gli spostamenti e l'integrazione numerica adopera dodici punti di Gauss (stress points) su cui viene calcolato lo stato tensionale e deformativo. Il triangolo a 15 nodi risulta perciò essere un elemento molto accurato e fornisce ottimi risultati anche quando impiegato in problemi estremamente complessi. L'uso degli elementi triangolari a 15 nodi comporta peraltro l'impiego sia di una grande quantità di memoria sia tempi di calcolo relativamente elevati.

Un elemento a 15 nodi può essere considerato come la composizione di quattro elementi a 6 nodi, poiché il numero totale di nodi e punti d'integrazione è uguale. Un elemento a 15 nodi è tuttavia più affidabile di quattro elementi a 6 nodi.

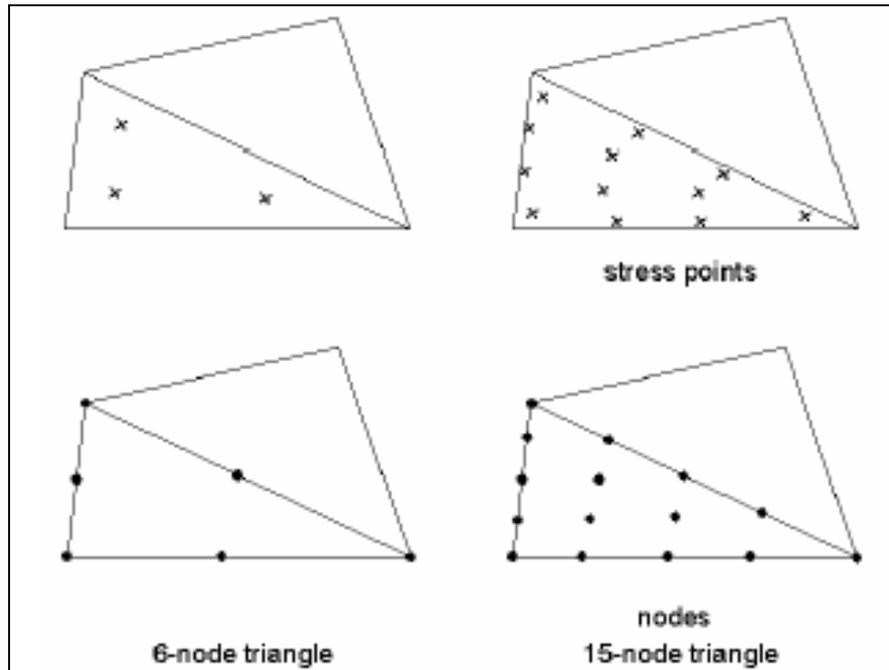


Figura 1: Elementi da 6 e da 15 nodi.

Come accennato, la creazione di un modello geometrico composto di punti, linee e clusters è il punto di partenza per l'analisi numerica; oltre a questi componenti di base si possono assegnare al modello oggetti strutturali o condizioni speciali in modo da simulare ogni tipo di opera quale: rivestimenti di galleria, setti, piastre, geosintetici, dreni, tiranti, oggetti tesi a simulare l'interazione terreno-struttura o sollecitazioni esterne quali forze distribuite o concentrate. Il modello geometrico deve comprendere con analoga approssimazione oltre alla situazione iniziale, anche quelle situazioni che si verificano nelle varie fasi di calcolo (ad esempio per simulare le diverse fasi di costruzione).

Quando il modello geometrico completo è stato definito e tutte le componenti della geometria hanno le loro proprietà iniziali, può essere generata la mesh agli elementi finiti che si identifica con il modello FEM utilizzato.

Una volta definita la geometria, e quindi determinate le basi per la generazione delle mesh di calcolo, possono essere introdotti tutti gli ulteriori elementi presenti nel modello (elementi strutturali).

Una volta costruita la geometria, definiti ed assegnati i materiali a tutti i clusters di terreno, definiti ed assegnati i valori agli elementi beam presenti e posizionato il livello della falda corrispondente a quello di progetto, si è pronti per eseguire il calcolo delle tensioni in – situ e delle pressioni interstiziali iniziali.

Il momento immediatamente successivo è quello della definizione delle diverse fasi di scavo e attivazione dei vari elementi componenti il problema in esame. Questo si realizza nel modulo di calcolo che precede la fase del calcolo vero e proprio.

10.3 Sezioni di calcolo di riferimento

Per le analisi effettuate sono state considerate le seguenti sezioni di calcolo:

- sezione longitudinale (per la stima del tasso di deconfinamento)
 1. sezione Pk = 1620 Scavo in naturale, minima copertura;
 2. sezione Pk = 1590 Scavo in naturale, massima copertura;
 3. sezione Pk = 1538 Scavo in artificiale;

10.4 Caratteristiche meccaniche degli elementi del modello

La seguente tabella riporta le proprietà meccaniche dei terreni interagenti con le opere

Property	Unit	Value	Value
Material set			
Identification number		1	2
Identification		calcari	calcari alt
Material model		Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
Drainage type		Drained	Drained
Colour		 RGB 161, 226, 232	 RGB 134, 234, 162
Comments			
General properties			
γ_{unsat}	kN/m ³		24.00
γ_{sat}	kN/m ³		24.00
Stiffness			
E	kN/m ²		240.0E3
ν (nu)			0.2300
Alternatives			
G	kN/m ²		97.56E3
E_{oed}	kN/m ²		278.2E3
Strength			
c_{ref}	kN/m ²		85.00
ϕ (phi)	°		40.00
ψ (psi)	°		0.000

Tabella 2 .caratteristiche meccaniche delle rocce.

I terreni di copertura che non interagiscono affatto con la galleria sono stati caratterizzati come un materiale elastico aventi le seguenti proprietà:

- $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ Peso per unità di volume
- $E = 30 \text{ MPa}$ Modulo elastico

$\gamma=0.23$

Modulo di Poisson

Nelle sezioni di calcolo trasversali il rivestimento provvisorio è stato schematizzato come una trave elastica. La seguente tabella ne riporta la stima delle rigidezze assiali e flessionali (centine- centine + calcestruzzo proiettato)

	B	H	E	A	I	EA	EI
	<i>m</i>	<i>m</i>	<i>kPa</i>	<i>m</i>		<i>kN/m</i>	<i>kN m²/m</i>
HEA200			2.10E+08	0.005383	0.0000251	1129800	5271
HEA180			2.10E+08	0.004525	0.00003692	950250	7753.2
Riv. Provv	1	0.3	2.00E+08	0.3	0.00225	60000000	450000

Tabella 3. Proprietà elementi trave

Il calcestruzzo del rivestimento definitivo è stato caratterizzato come un materiale elastico con proprietà concordi a quanto esposto nel capitolo 4.

Per i calcoli riguardanti la sezione longitudinale in asse alla galleria il rivestimento definitivo è stato schematizzato come un materiale a comportamento elastico.

La stima della rigidezza del materiale è stata effettuata scalando la rigidezza dell'elemento per la distanza delle due pareti laterali dello scavo. Questa posizione è cautelativa perché di fatto non considera né la forma curva del rivestimento (che aumenta la rigidezza strutturale dell'elemento) né la presenza della roccia a tergo del rivestimento stesso.

$$E^* = E \cdot d \cdot n/i$$

in cui E è il modulo elastico del calcestruzzo proiettato (20 MPa), d è lo spessore del rivestimento (30 cm) n è il numero di pareti (N=2) i è l'interasse tra le pareti (i= 13.0 m)

Si trova pertanto

$$E^* = 9230769 \text{ kPa}$$

10.5 fasi di calcolo di riferimento

Il calcolo delle sollecitazioni agenti sui rivestimenti e degli spostamenti è stato sviluppato come di seguito:

ANALISI SEZIONE LONGITUDINALE.

Questa analisi preliminare è necessaria per la valutazione del tasso di deconfinamento nelle varie fasi di scavo mediante lo studio della sezione longitudinale della galleria. In particolare si ricerca lo spostamento in calotta nelle varie sezioni utilizzando le seguenti fasi di calcolo:

- avanzamento dello scavo per un campo di 1.0 m;
- installazione del rivestimento provvisorio;
- nuovo avanzamento per un campo di 1.0 m.
- installazione del rivestimento provvisorio;
 - Ciò fino alla completa realizzazione della galleria;
- scavo dell'arco rovescio per campi di 10.0 m
- realizzazione del rivestimento definitivo
 - Ciò fino alla completa realizzazione della galleria;

Si sottolinea che nell'analisi sono stati compiutamente considerati sia i chiodi per la stabilizzazione del fronte di attacco della galleria, sia gli infilaggi in calotta.

ANALISI SEZIONE TRASVERSALE

Una volta noto lo spostamento in calotta nelle varie sezioni, questo è stato utilizzato per determinare il tasso di deconfinamento della sezione utilizzando le curve convergenza confinamento calcolate con i modelli delle sezioni trasversali.

si ricorda che il tasso di deconfinamento λ definito nella relazione

$$\sigma = (1 - \lambda)\sigma_0$$

permette di collegare lo stato tensionale σ del terreno circostante la galleria in una data fase di scavo allo stato tensionale litostatico σ_0 .

Si può così simulare anche nella sezione trasversale il progressivo deconfinamento del terreno circostante al cavo, associando ad ogni fase di calcolo un opportuno tasso di deconfinamento.

Si ricorda che il codice di calcolo PLAXIS consente di definire un avanzamento parziale della fase mediante il coefficiente

$$\Sigma_{\text{STAGE}}$$

Per le gallerie questo si traduce in una riduzione parziale dello stato tensionale del terreno all'atto dello scavo, proprio nello spirito del metodo del deconfinamento prima descritto.

Bisogna solo tenere presente che mentre il tasso di deconfinamento λ si riferisce allo stato iniziale, il valore di Σ_{STAGE} si riferisce allo stato tensionale della fase precedente.

E' possibile dimostrare che alla fase i-esima

$$\Sigma_{\text{STAGE}, i} = (\lambda_i - \lambda_{i-1}) / (1 - \lambda_{i-1})$$

Per ognuna delle singole sezioni trasversali esaminate sono state analizzate le seguenti fasi di calcolo:

1. generazione delle tensioni litostatiche;
2. avanzamento dello scavo fino ad 1.0 m oltre la sezione considerata (tasso di deconfinamento λ_1);
3. Installazione delle centine (tasso di deconfinamento λ_2);
4. Installazione del rivestimento provvisorio (tasso di deconfinamento λ_3);
5. Scavo dell'arco rovescio (tasso di deconfinamento λ_4);
6. Realizzazione del rivestimento definitivo ($\lambda = 1$);
7. condizioni di lungo termine (disattivazione rivestimento provvisorio);

Solo per la sezione del tratto in artificiale è stata analizzata la fase

8. Azione sismica

Nella sezione di calcolo n.3 sono stati compiutamente considerati anche i chiodi per la stabilizzazione del versante, necessari per raggiungere la quota di imposta arco rovescio. Le fasi di calcolo esaminate sono state pertanto le seguenti.

1. generazione delle tensioni litostatiche;
2. scavo fino a quota chiodo 1;
3. inserimento chiodo 1;
4. scavo fino a quota chiodo 2;
5. inserimento chiodo 2;
 - così fino a raggiungimento quota imposta arco rovescio;
6. Realizzazione della struttura in calcestruzzo Armato;
7. Ricopertura della struttura
8. Azione sismica

Si riportano nel seguito le immagini delle discretizzazioni nelle 4 sezioni di calcolo

07.2- GALLERIA NATURALE- RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

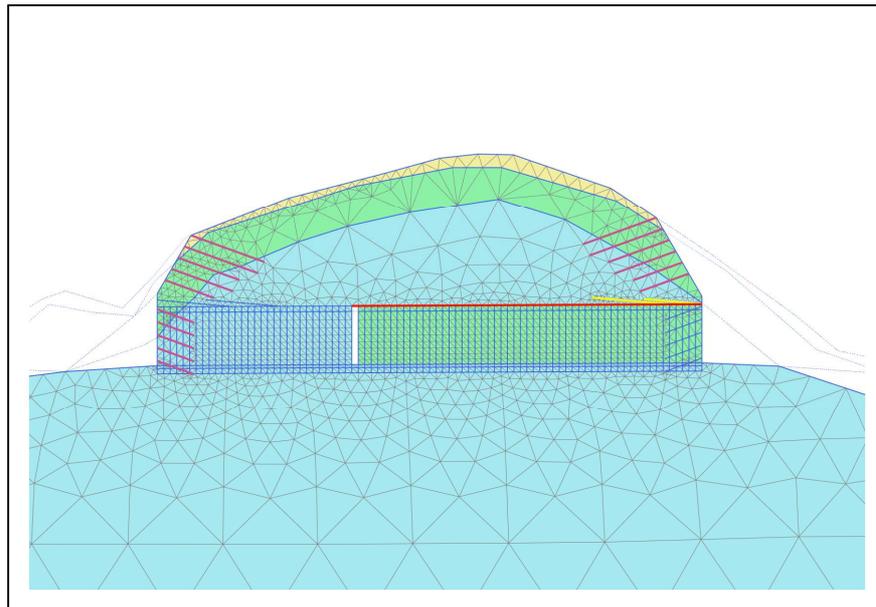


Figura 10. Sezione di calcolo longitudinale

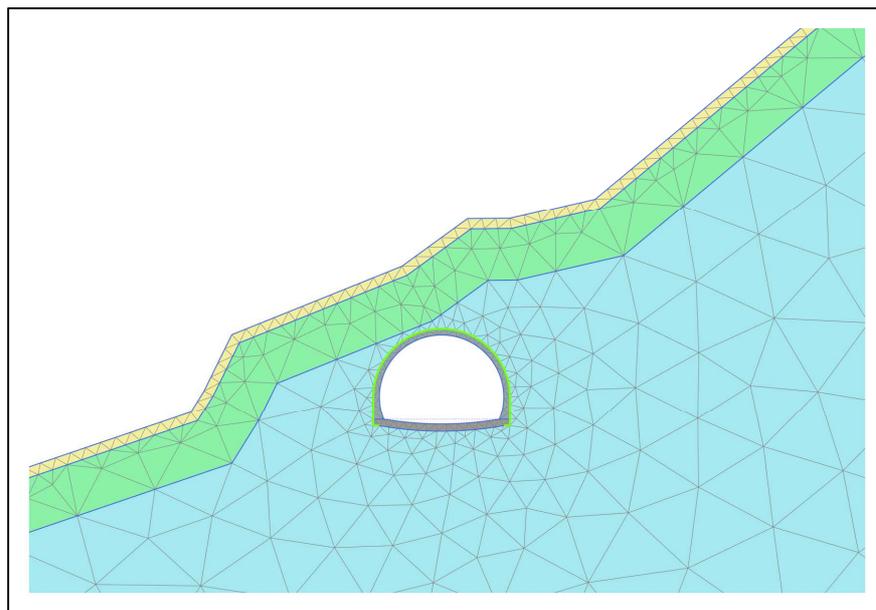


Figura 11. Sezione di calcolo trasversale 1 (minima copertura)

07.2- GALLERIA NATURALE- RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

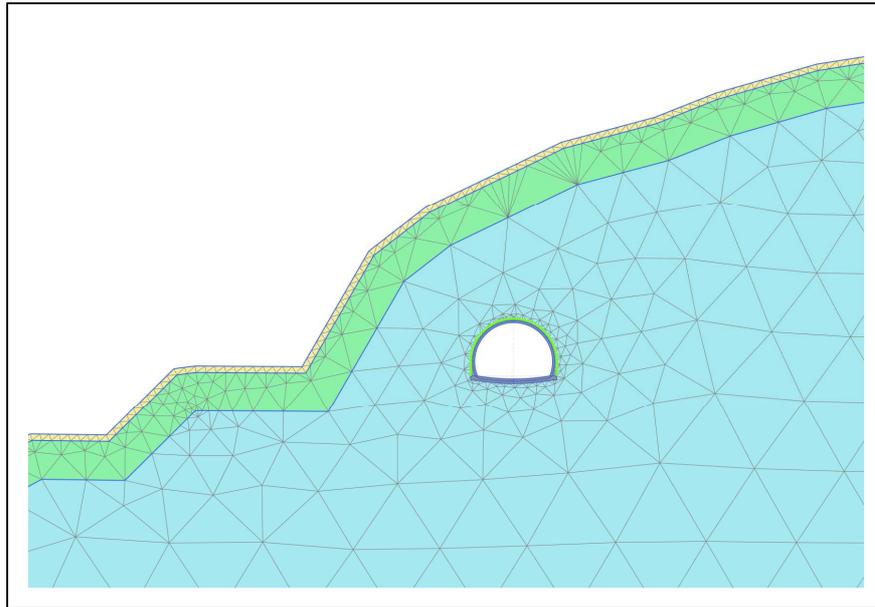


Figura 12. Sezione di calcolo trasversale 2 (massima copertura)

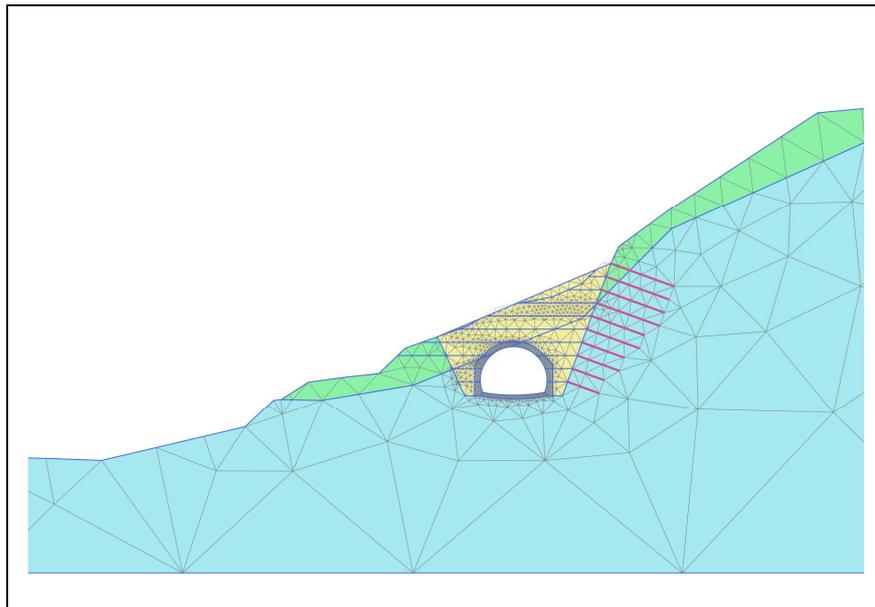


Figura 13. Sezione di calcolo trasversale 3 (Galleria Artificiale)

11 RISULTATI DELLE ANALISI

Si riportano di seguito i risultati delle analisi effettuate in termini di spostamenti calcolati nella sezione longitudinale, curva convergenza confinamento e sollecitazioni nei rivestimenti provvisori e definitivi.

11.1 SEZIONE LONGITUDINALE

Si riportano nel seguito i risultati dell'analisi lungo la sezione longitudinale della galleria in termini di spostamenti calcolati.

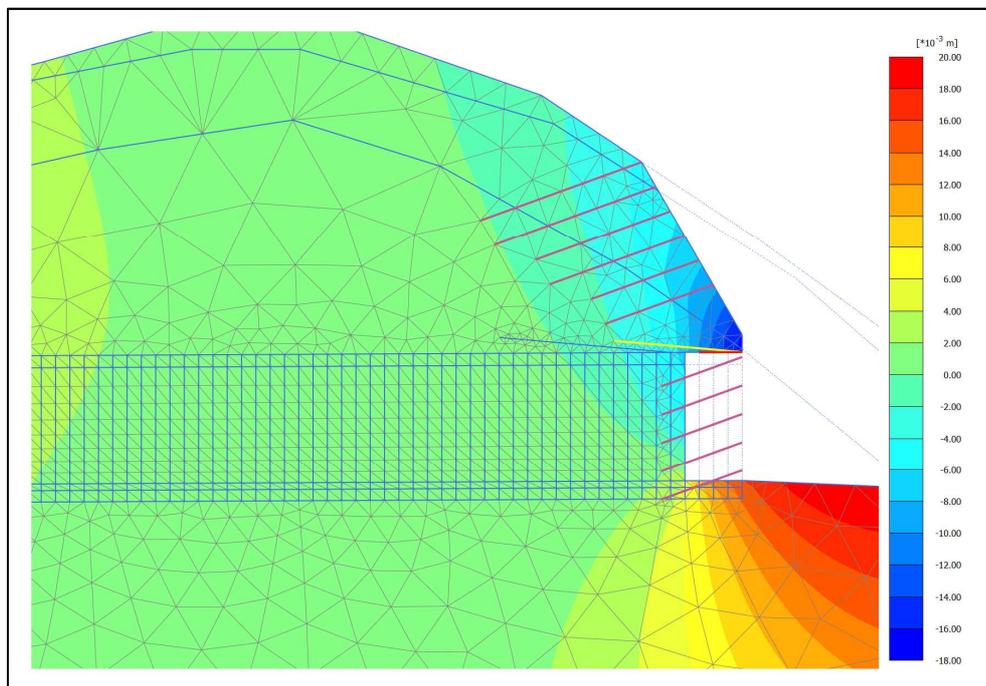


Figura 14. Spostamenti verticali sezione longitudinale- SCAVO 4° concio

07.2- GALLERIA NATURALE- RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

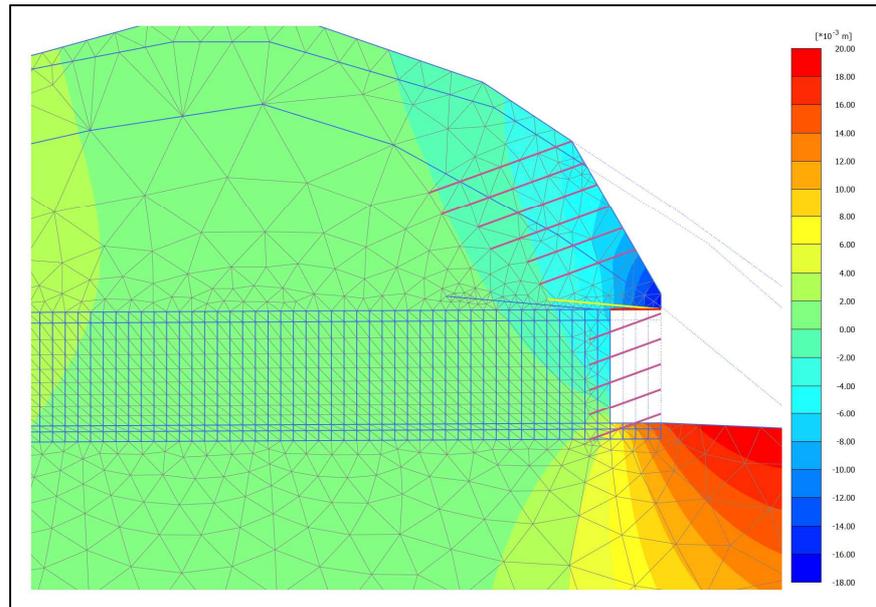


Figura 15. Spostamenti verticali sezione longitudinale- INSTALLAZIONE CENTINE 4° concio

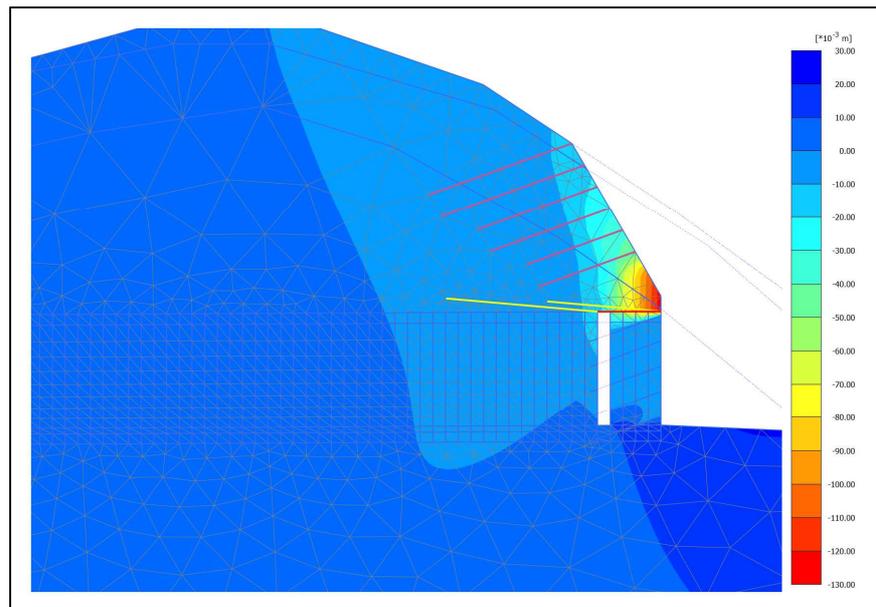


Figura 16. Spostamenti verticali sezione longitudinale- INSTALLAZIONE RIVESTIMENTO PROVVISORIO 4° concio

07.2- GALLERIA NATURALE- RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

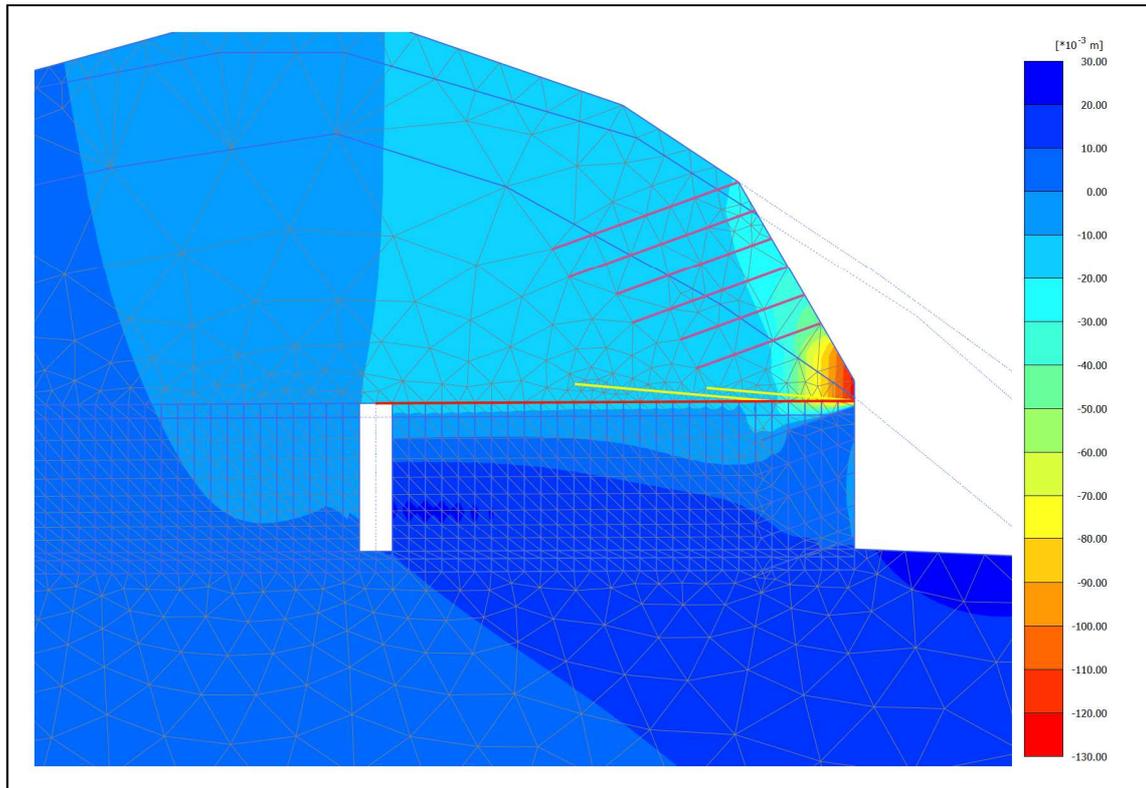


Figura 17. Spostamenti verticali sezione longitudinale- SCAVO SEZIONE MASSIMA COPERTURA

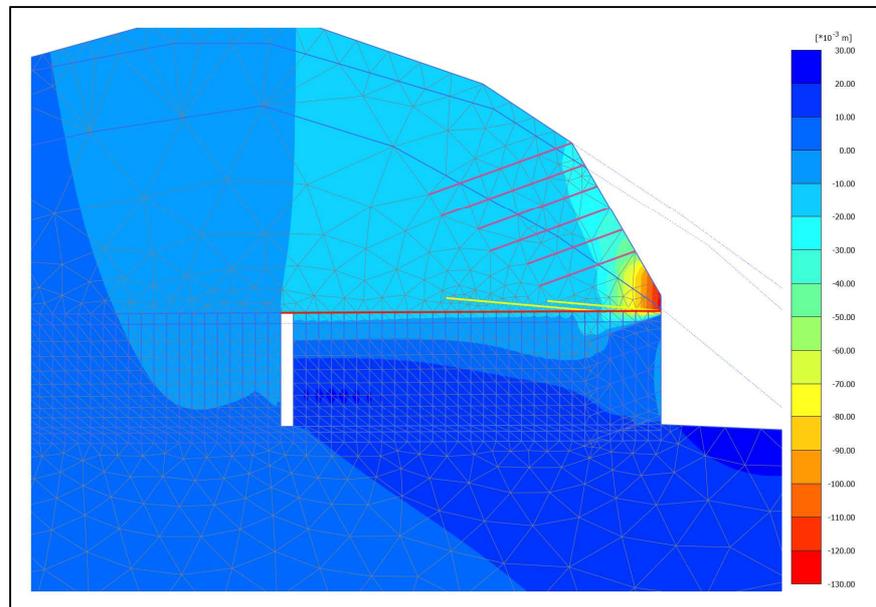


Figura 18. Spostamenti verticali sezione longitudinale- INSTALLAZIONE CENTINE SEZIONE MASSIMA COPERTURA

07.2- GALLERIA NATURALE- RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

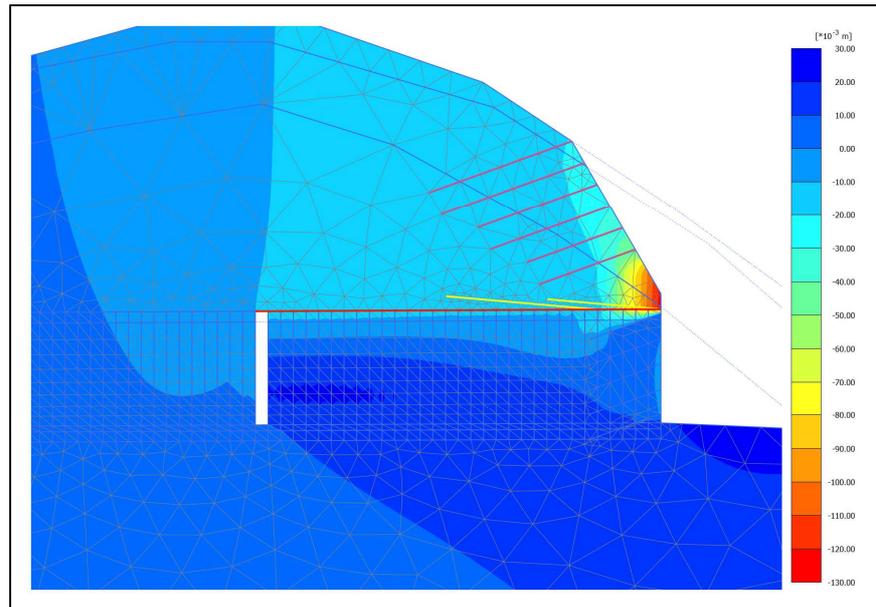


Figura 19. Spostamenti verticali sezione longitudinale-

INSTALLAZIONE RIVESTIMENTO PROVVISORIO SEZIONE MASSIMA COPERTURA

Si riportano nella seguente tabella gli spostamenti calcolati per le diverse fasi nella sezione di minima e massima copertura

FASE	u_y [m]
scavo	0.0156
centina	0.0157
prerivestimento	0.0170
scavo rovescio	0.0330

Tabella 4. Spostamenti calcolati- sezione minima copertura

FASE	u_y [m]
scavo	0.0124
centina	0.0127
prerivestimento	0.0137
scavo rovescio	0.0300

Tabella 5. Spostamenti calcolati- sezione minima copertura

11.2 CURVE CARATTERISTICHE DEL CAVO

Si riporta di seguito la curva caratteristica del cavo per la sezione a minima copertura

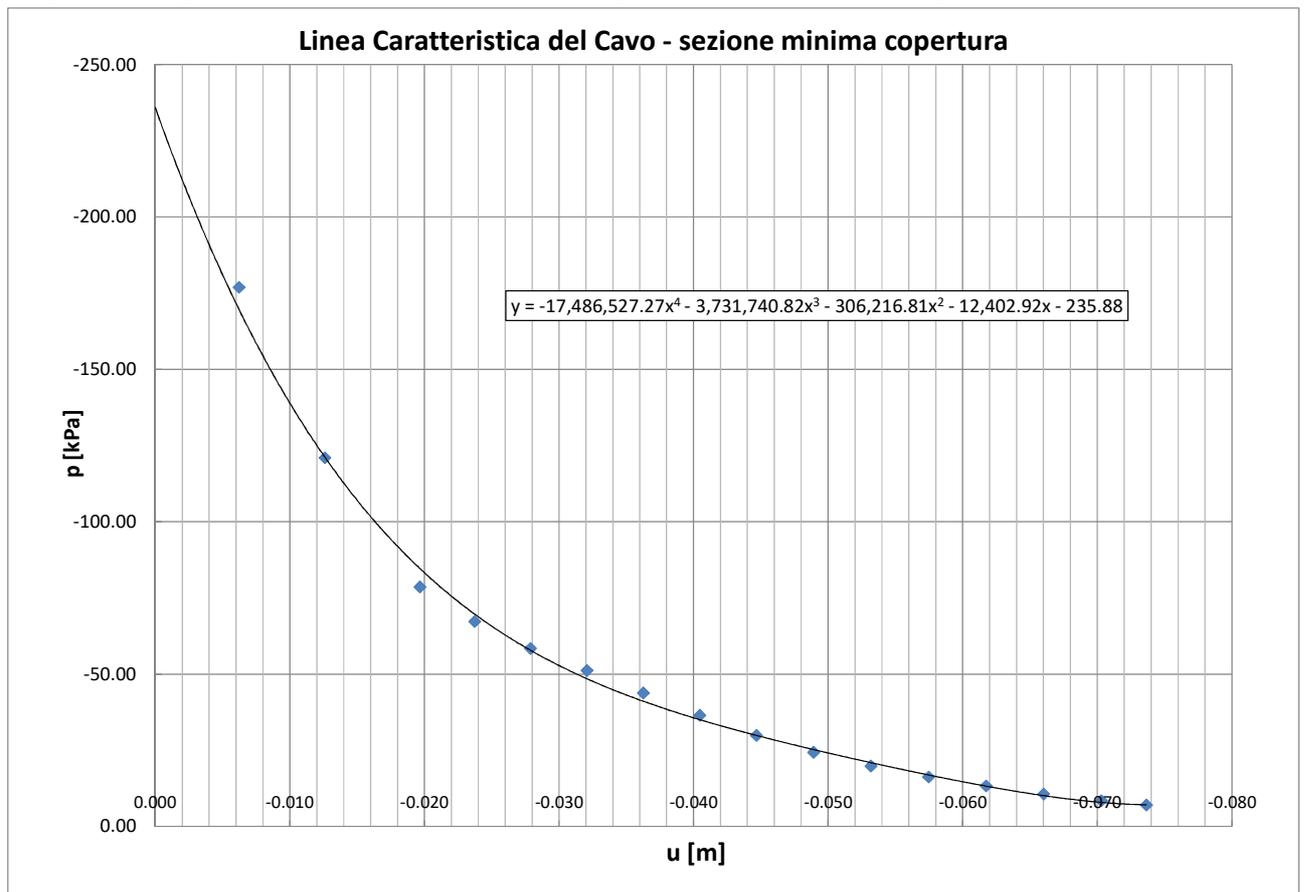


Figura 20. Curva convergenza del cavo – sezione a minima copertura.

Si riporta di seguito la curva caratteristica del cavo per la sezione a massima copertura

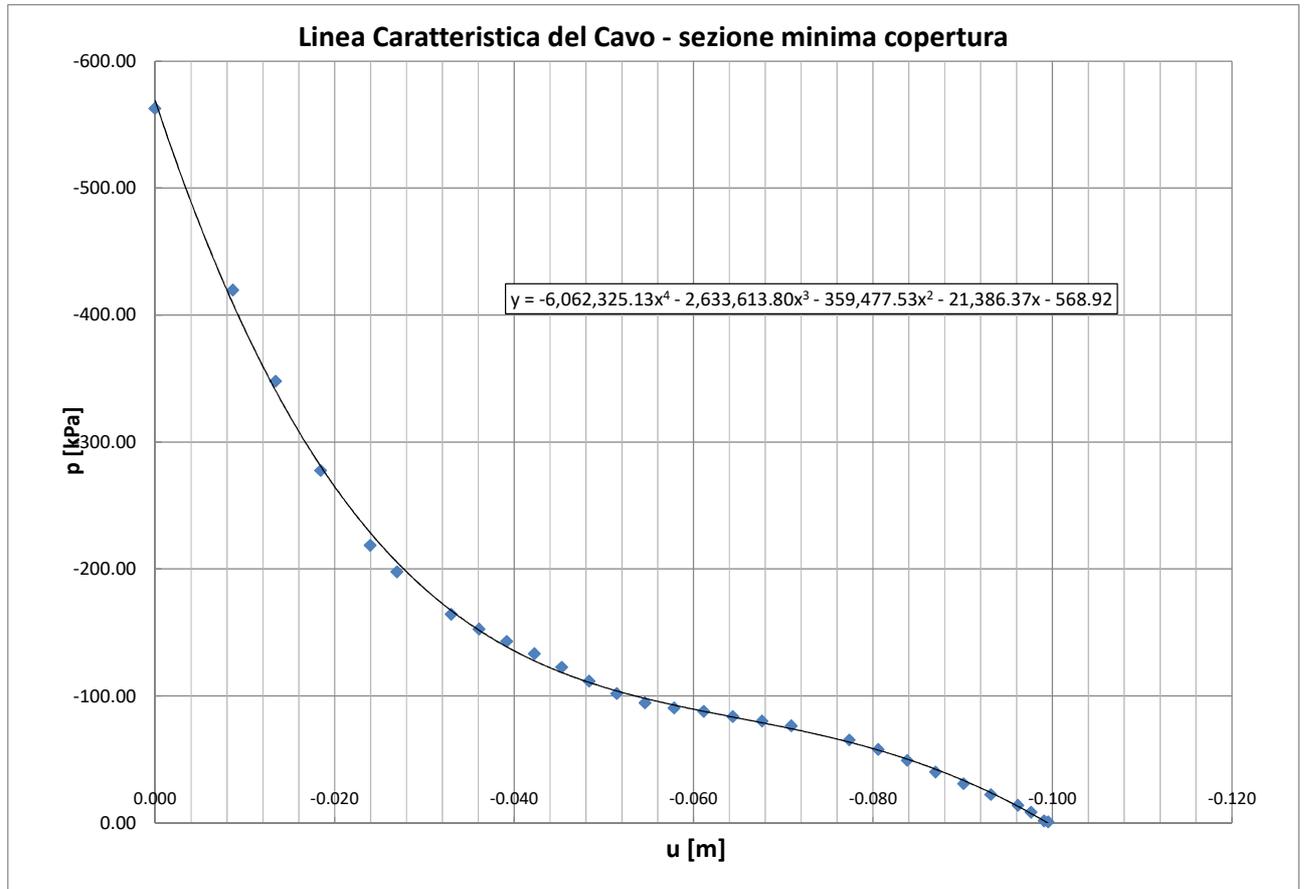


Figura 21. Curva convergenza del cavo – sezione a minima copertura.

Una volta determinate le curve caratteristiche del cavo è possibile ricavare i tassi di deconfinamento relativi alle diverse fasi di scavo e il valore corrispondente di Σ_{STAGE} (si vedano le seguenti tabelle)

07.2- GALLERIA NATURALE- RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

<i>FASE</i>	<i>u_y [m]</i>	<i>σ</i>	<i>λ</i>	<i>Σstage</i>
scavo	-0.0156	-103.784	0.560019	0.560
centina	-0.0157	-103.255	0.562263	0.005
prerivestimento	-0.0170	-96.6535	0.590248	0.064
scavo rovescio	-0.0330	-46.6838	0.802089	0.517

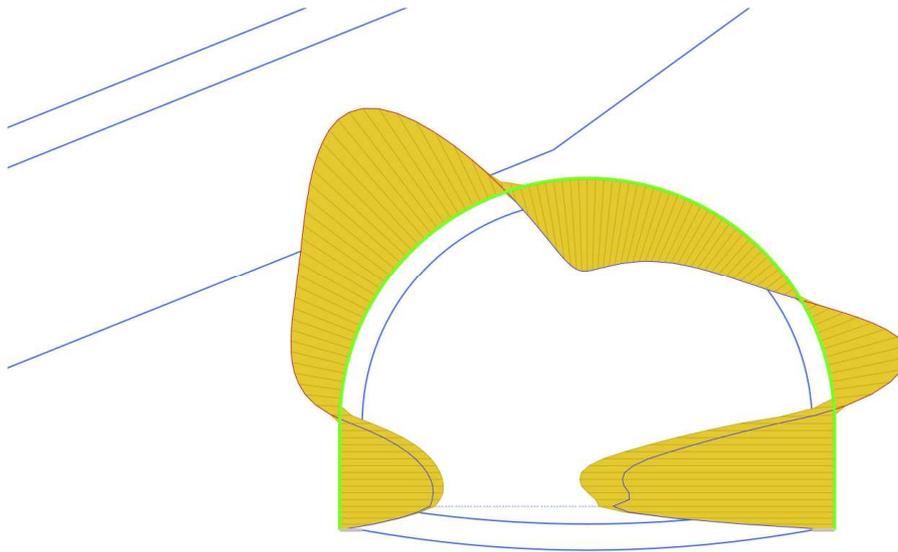
Tabella 6. Tassi di deconfinamento sezione a minima copertura

<i>FASE</i>	<i>u_y [m]</i>	<i>σ</i>	<i>λ</i>	<i>Σstage</i>
		kPa	□	
scavo	-0.0124	-354.067	0.377575	0.378
centina	-0.0127	-349.995	0.384734	0.012
prerivestimento	-0.0137	-336.762	0.407997	0.038
scavo rovescio	-0.0300	-185.772	0.707994	0.507

Tabella 7. Tassi di deconfinamento sezione a massima copertura

11.3 SOLLECITAZIONI NELLE MEMBRATURE – SEZIONE A MINIMA COPERTURA

Si riportano nel seguito le sollecitazioni nelle strutture per la sezione a minima copertura.



Bending moments M (scaled up 0.100 times)

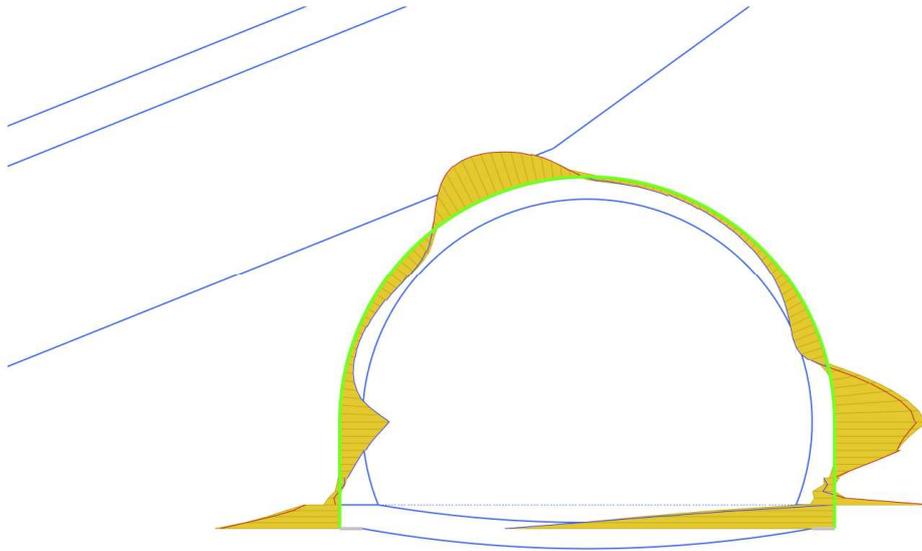
Maximum value = 67.96 kN m/m (Element 24 at Node 7157)

Minimum value = -39.31 kN m/m

Figura 22. Involuppo momenti flettenti nel rivestimento provvisorio

(fasi: da installazione centine a installazione rivestimento definitivo)

07.2- GALLERIA NATURALE- RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO



Shear forces Q (scaled up 0.0500 times)

Maximum value = 175.9 kN/m (Element 31 at Node 7355)

Minimum value = -66.61 kN/m

Figura 23. Involuppo tagli nel rivestimento provvisorio

(fasi: da installazione centine a installazione rivestimento definitivo)

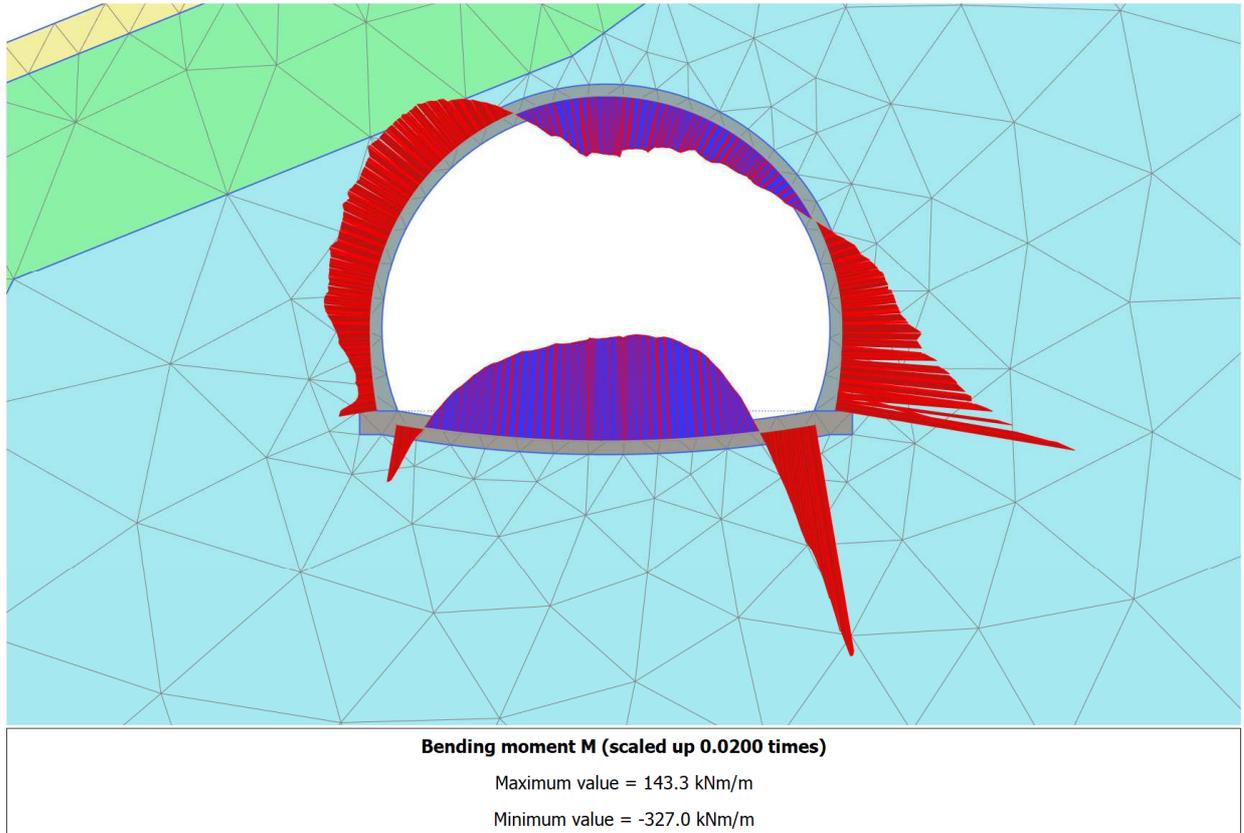
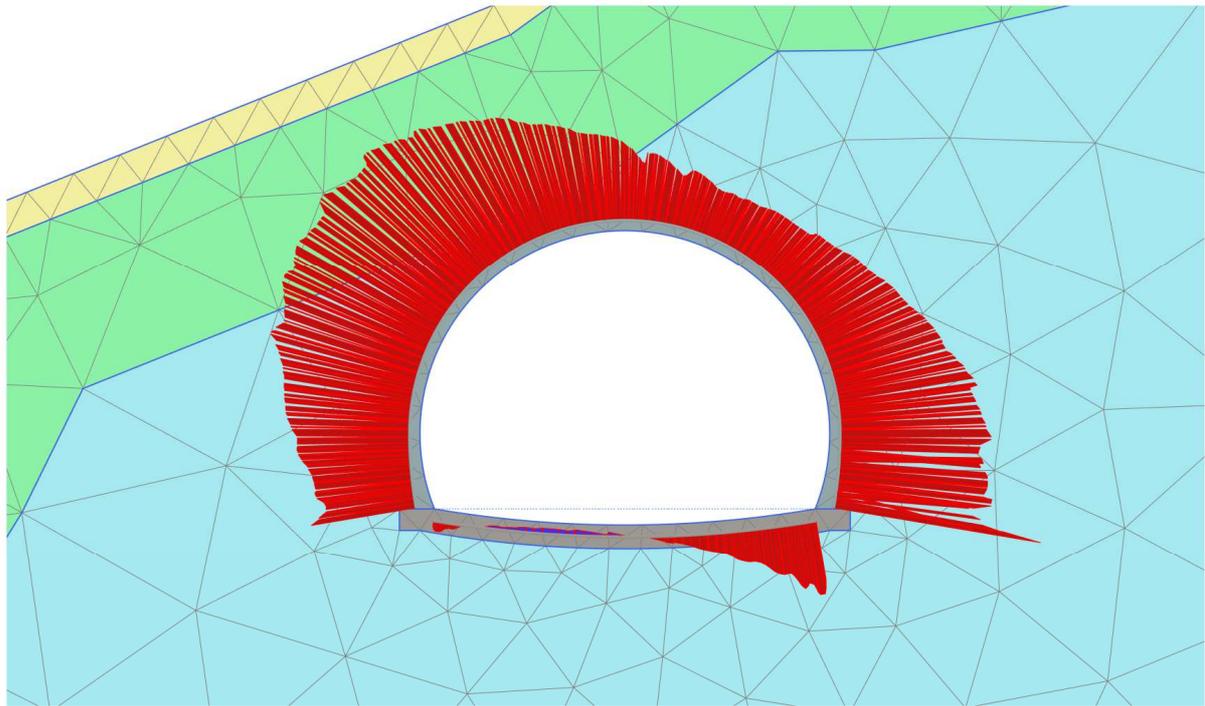


Figura 24. Momenti flettenti massimi, rivestimento definitivo–SEZIONE MINIMA COPERTURA.

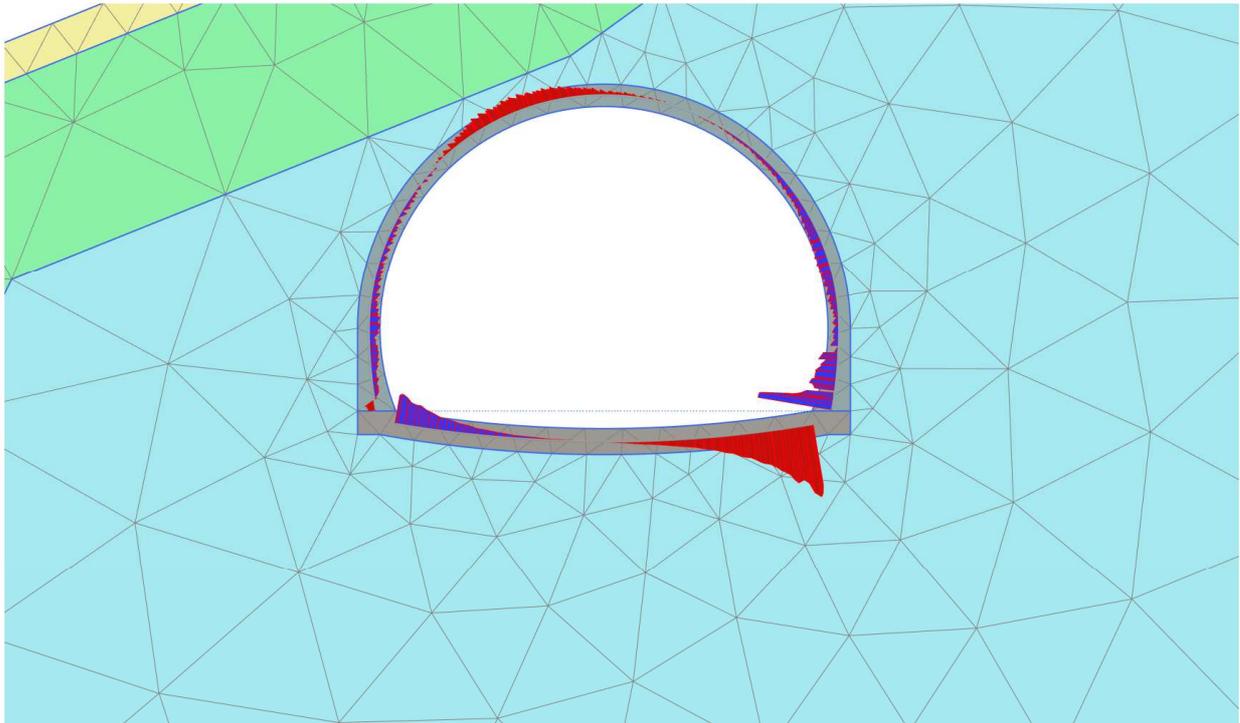


Axial forces N (scaled up $5.00 \cdot 10^{-3}$ times)

Maximum value = 35.73 kN/m

Minimum value = -1230 kN/m

Figura 25 Sforzi normali, rivestimento definitivo–SEZIONE MINIMA COPERTURA.



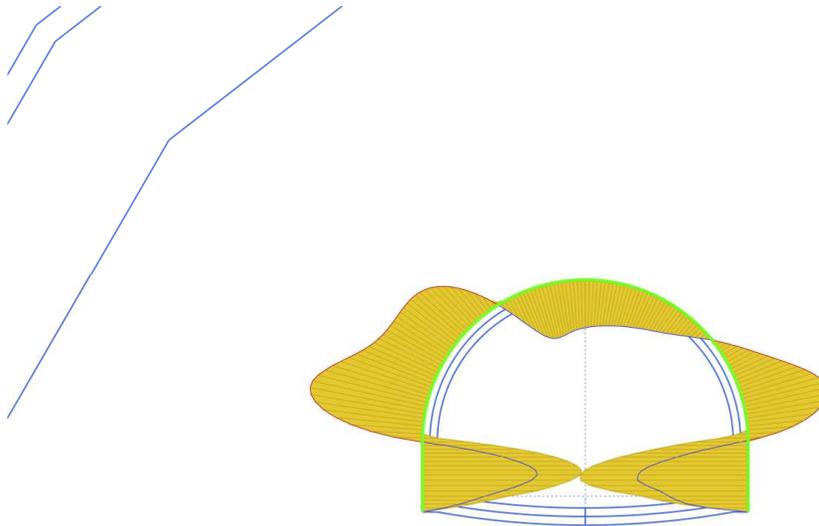
Shear forces Q (scaled up $5.00 \cdot 10^{-3}$ times)

Maximum value = 403.1 kN/m

Minimum value = -393.7 kN/m

Figura 26. Tagli massimi, rivestimento definitivo–SEZIONE MINIMA COPERTURA.

11.4 SOLLECITAZIONI NELLE MEMBRATURE – SEZIONE A MASSIMA COPERTURA



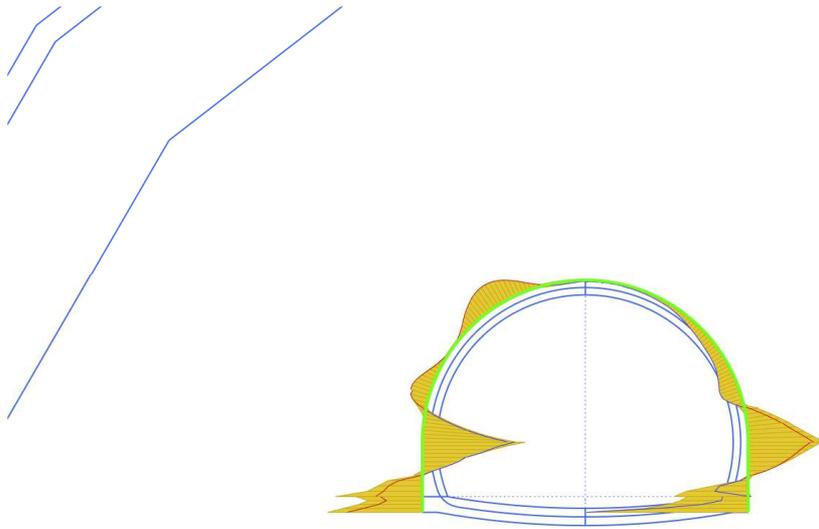
Bending moments M (scaled up 0.100 times)

Maximum value = 68.01 kN m/m (Element 74 at Node 10339)

Minimum value = -47.71 kN m/m

Figura 27 Momenti flettenti massimi, rivestimento provvisorio. –SEZIONE MASSIMA COPERTURA.

07.2- GALLERIA NATURALE- RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

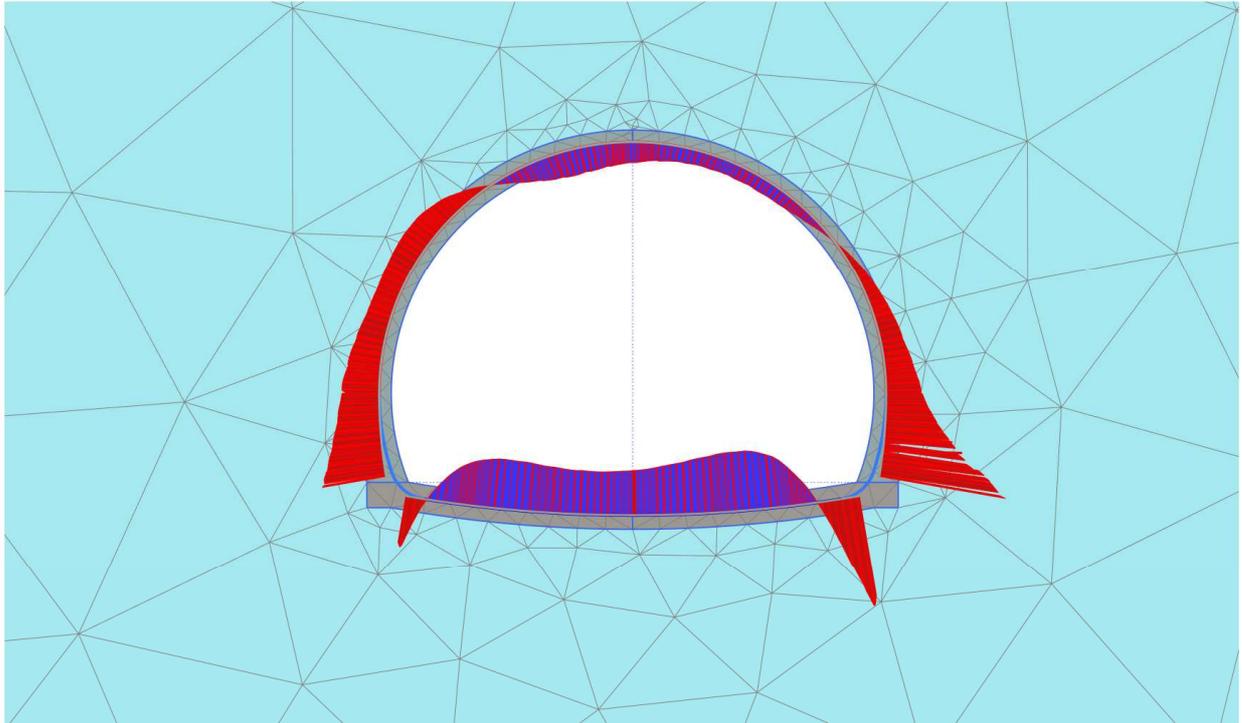


Shear forces Q (scaled up 0.0500 times)

Maximum value = 131.0 kN/m (Element 82 at Node 8877)

Minimum value = -76.85 kN/m

Figura 28 Tagli massimi, rivestimento provvisorio. –SEZIONE MASSIMA COPERTURA.

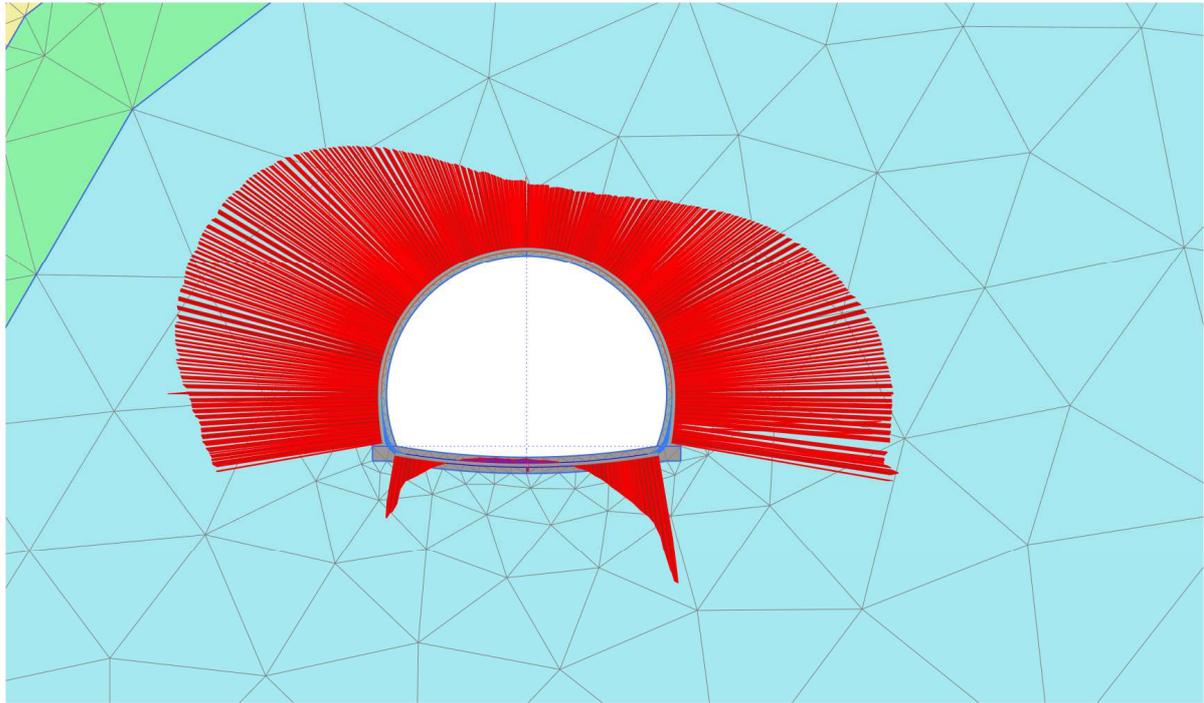


Bending moment M (scaled up $5.00 \cdot 10^{-3}$ times)

Maximum value = 297.2 kNm/m

Minimum value = -637.4 kNm/m

Figura 29. Momenti flettenti massimi, rivestimento definitivo. –SEZIONE MASSIMA COPERTURA.



Axial forces N (scaled up $5.00 \cdot 10^{-3}$ times)

Maximum value = 61.47 kN/m

Minimum value = -1978 kN/m

Figura 30. sforzi normali, rivestimento definitivo. –SEZIONE MASSIMA COPERTURA.

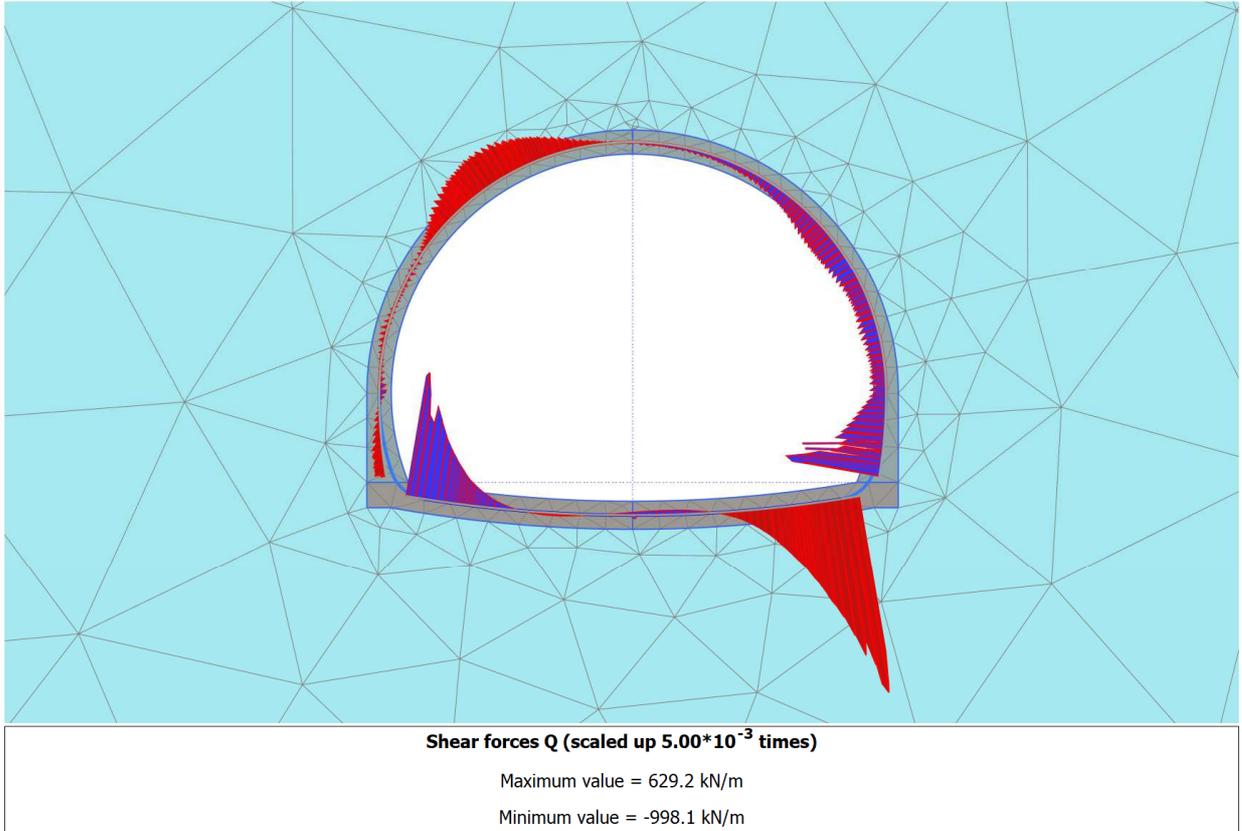


Figura 31. Tagli massimi, rivestimento definitivo. –SEZIONE MASSIMA COPERTURA.

11.5 SOLLECITAZIONI NELLE MEMBRATURE – TRATTO IN ARTIFICIALE

Si riportano nel seguito le sollecitazioni di progetto per il tratto in galleria artificiale

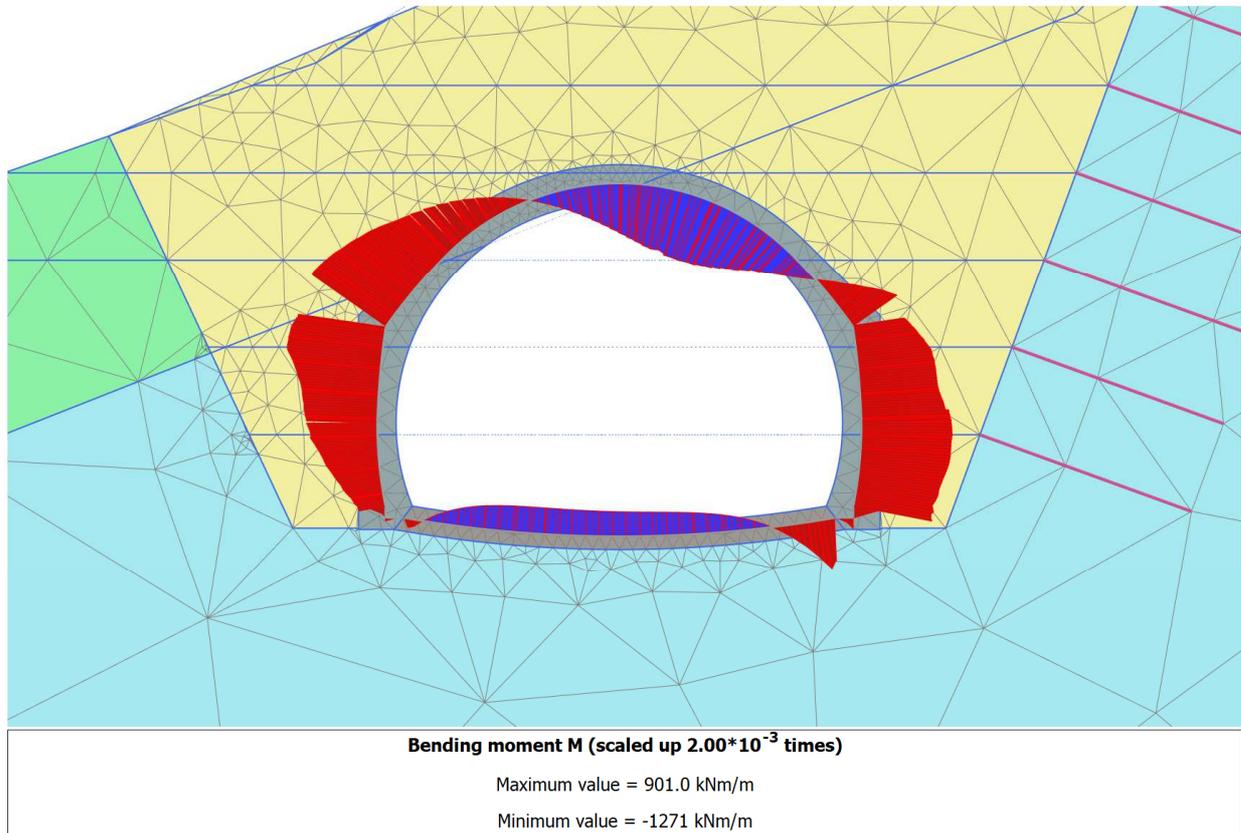


Figura 32. Momenti flettenti massimi– CONDIZIONE SLE, rivestimento definitivo. –TRATTO GALLERIA ARTIFICIALE.

07.2- GALLERIA NATURALE- RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

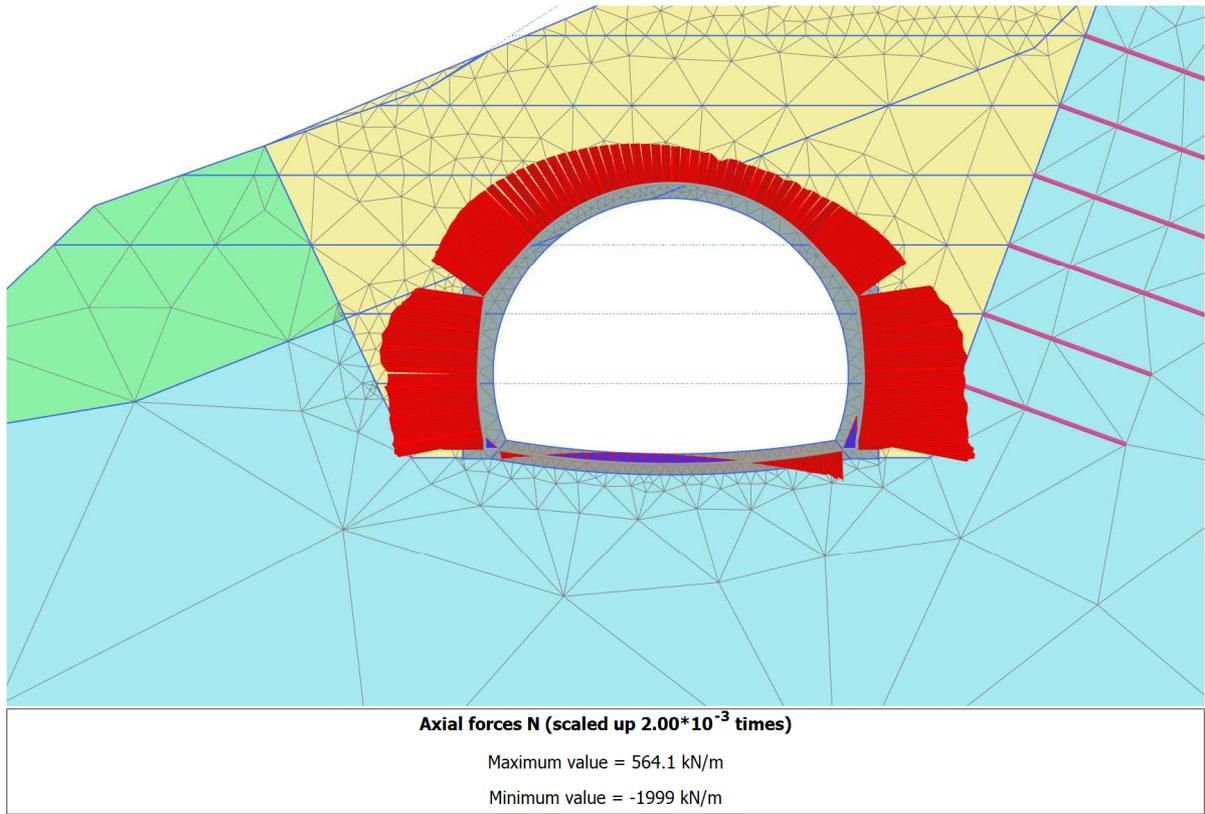


Figura 33 Sforzi normali– CONDIZIONE SLE, rivestimento definitivo. –TRATTO GALLERIA ARTIFICIALE.

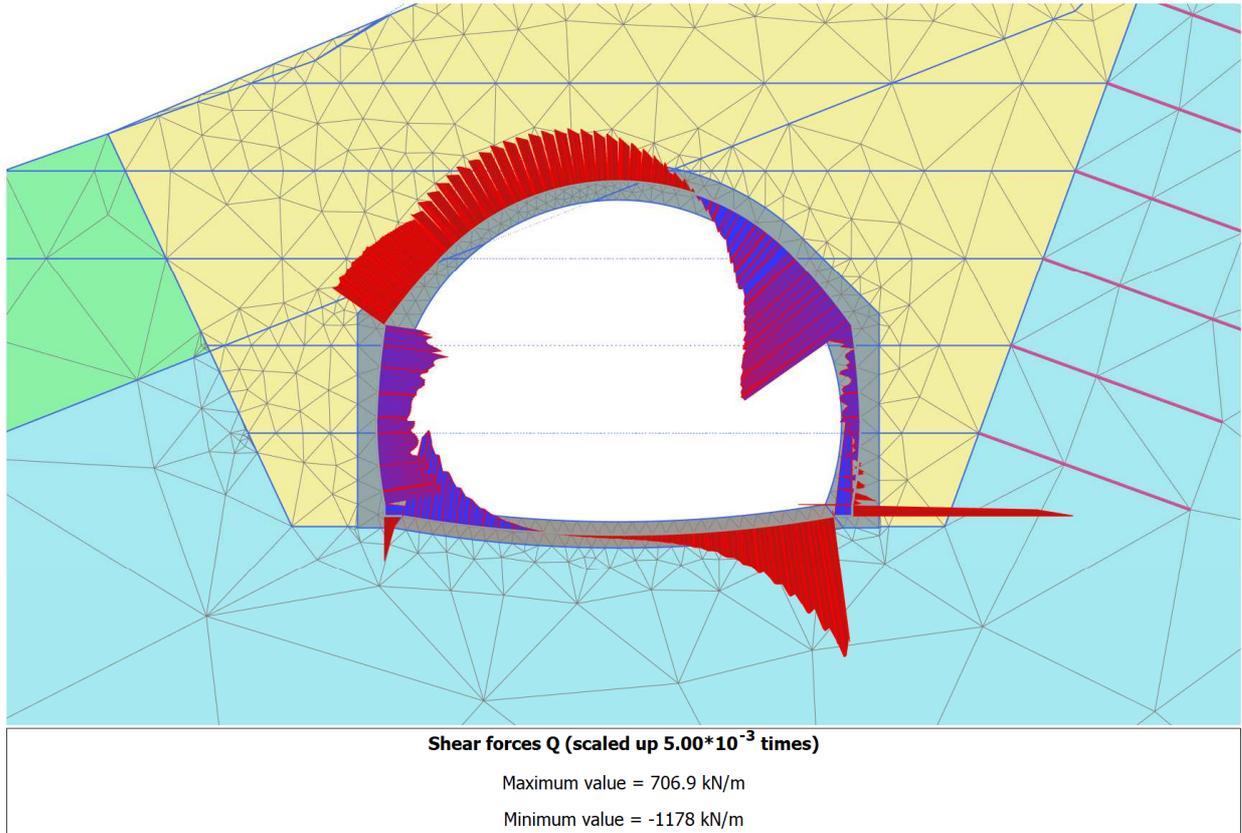


Figura 34. Tagli massimi- CONDIZIONE SLE, rivestimento definitivo. –TRATTO GALLERIA ARTIFICIALE.

Le sollecitazioni in condizioni SLU-STR verranno dedotti dalle sollecitazioni presentate nelle figure precedenti moltiplicandoli per un coefficiente pari a 1.3, in ottemperanza alle disposizioni della normativa vigente (non ci sono carichi variabili).

07.2- GALLERIA NATURALE- RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

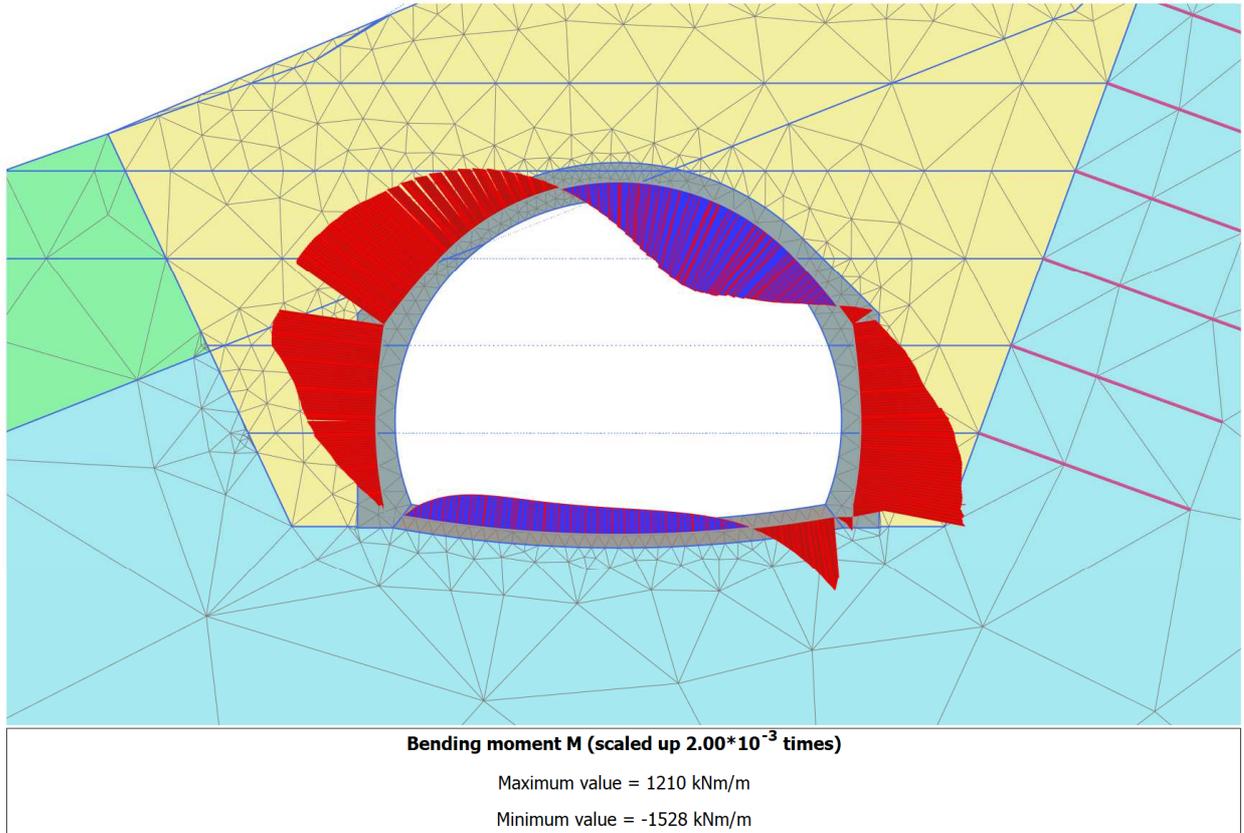


Figura 35. Momenti flettenti massimi– CONDIZIONE SLV, rivestimento definitivo. –TRATTO GALLERIA ARTIFICIALE.

07.2- GALLERIA NATURALE- RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

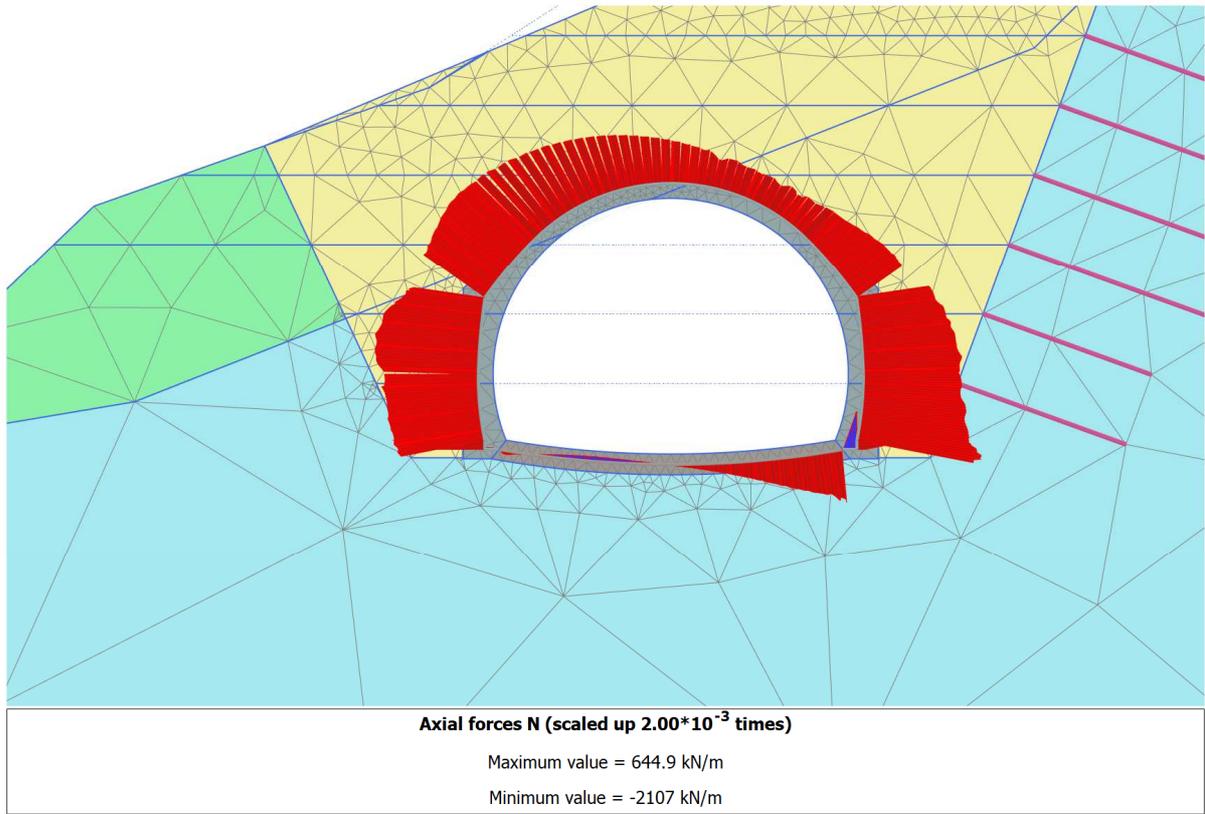


Figura 36 Sforzi Normali– CONDIZIONE SLV, rivestimento definitivo. –TRATTO GALLERIA ARTIFICIALE.

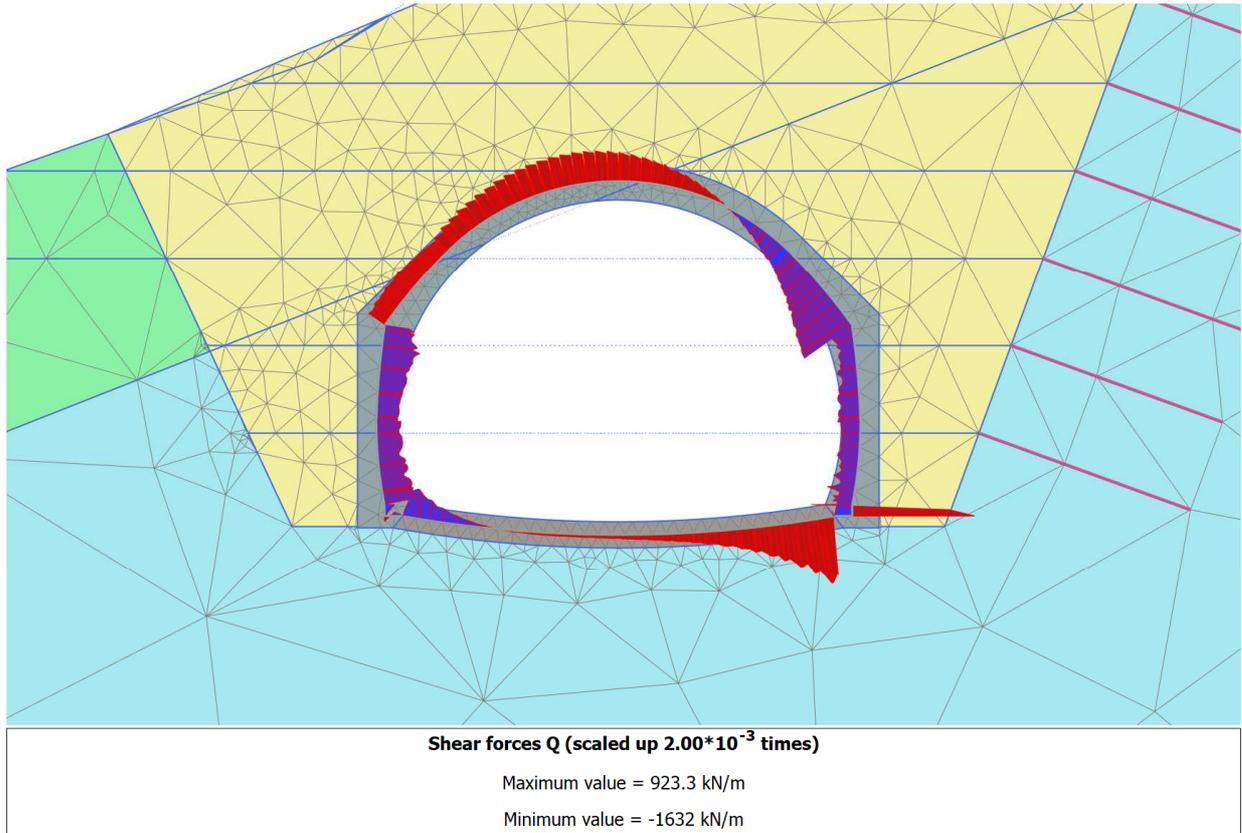


Figura 37. . Tagli massimi – CONDIZIONE SLV, rivestimento definitivo. –TRATTO GALLERIA ARTIFICIALE.

12 VERIFICHE AGLI SLU

12.1 VERIFICA EQU

Verifica senza significato fisico per l'argomento trattato.

12.2 VERIFICA STR

VERIFICA DEL RIVESTIMENTO PROVVISORIO

Ai fini della verifica del rivestimento provvisorio si riporta la verifica delle centine, ipotizzando cautelativamente che le sollecitazioni flessionali e di taglio ricadano solo su queste ultime

Le verifiche strutturali, che risultano soddisfatte, sono sintetizzate di seguito.

Note le massime sollecitazioni di taglio e momento flettente in condizione di SLU è possibile verificare l'acciaio delle palancole ricordando che la tensione ideale σ_{id} dell'acciaio, deve risultare non maggiore della tensione di progetto dell'acciaio f_{yd} :

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2)^{0.5} \leq f_{yd}$$

Esplicitando la relazione per il calcolo della tensione ideale si ottiene:

$$\sigma_{id} = \sqrt{\left(\frac{M_{\max}}{\Psi W}\right)^2 + 3\left(\frac{T_{\max}}{\chi A}\right)^2}$$

dove:

- σ_{id} è la tensione allo stato limite ultimo
- M_{\max} è il momento massimo di calcolo
- T_{\max} è il taglio massimo di calcolo
- A è l'area della sezione del profilato
- Ψ è il coefficiente di adattamento plastico del profilato
- χ è il coefficiente di forma del profilato
- W è il modulo di resistenza della sezione del profilato

Questo metodo risulta in ottemperanza a quanto dichiarato al paragrafo 4.2.4.1.2 delle NTC 2008, ovvero che *"Per la verifica delle travi la resistenza di calcolo da considerare dipende dalla classificazione delle sezioni.*

La verifica in campo elastico è ammessa per tutti i tipi di sezione, con l'avvertenza di tener conto degli effetti di instabilità locale per le sezioni di classe 4.

Le verifiche in campo elastico, per gli stati di sforzo piani tipici delle travi, si eseguono con riferimento al seguente criterio:

$$\sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{z,Ed}^2 - \sigma_{z,Ed} \sigma_{x,Ed} + 3 \tau_{Ed}^2 \leq (f_{yk} / \gamma M_0)^2$$

dove:

$\sigma_{x,Ed}$ è il valore di calcolo della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione parallela all'asse della membratura;

$\sigma_{z,Ed}$ è il valore di calcolo della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione ortogonale all'asse della membratura;

τ_{Ed} è il valore di calcolo della tensione tangenziale nel punto in esame, agente nel piano della sezione della membratura.

SEZIONE MINIMA COPERTURA

profilato	f_{yd}	W	A	N	M_{max}	T_{max}	σ_{id}
-	MPa	cm ³	cm ²	kN	kNm	kNm	MPa
hea200	338	388.6	53.8	0.0	87.1	228.8	322

SEZIONE MASSIMA COPERTURA

profilato	f_{yd}	W	A	N	M_{max}	T_{max}	σ_{id}
-	MPa	cm ³	cm ²	kN	kNm	kNm	MPa
hea200	338	388.6	53.8	0.0	88.4	170.3	278

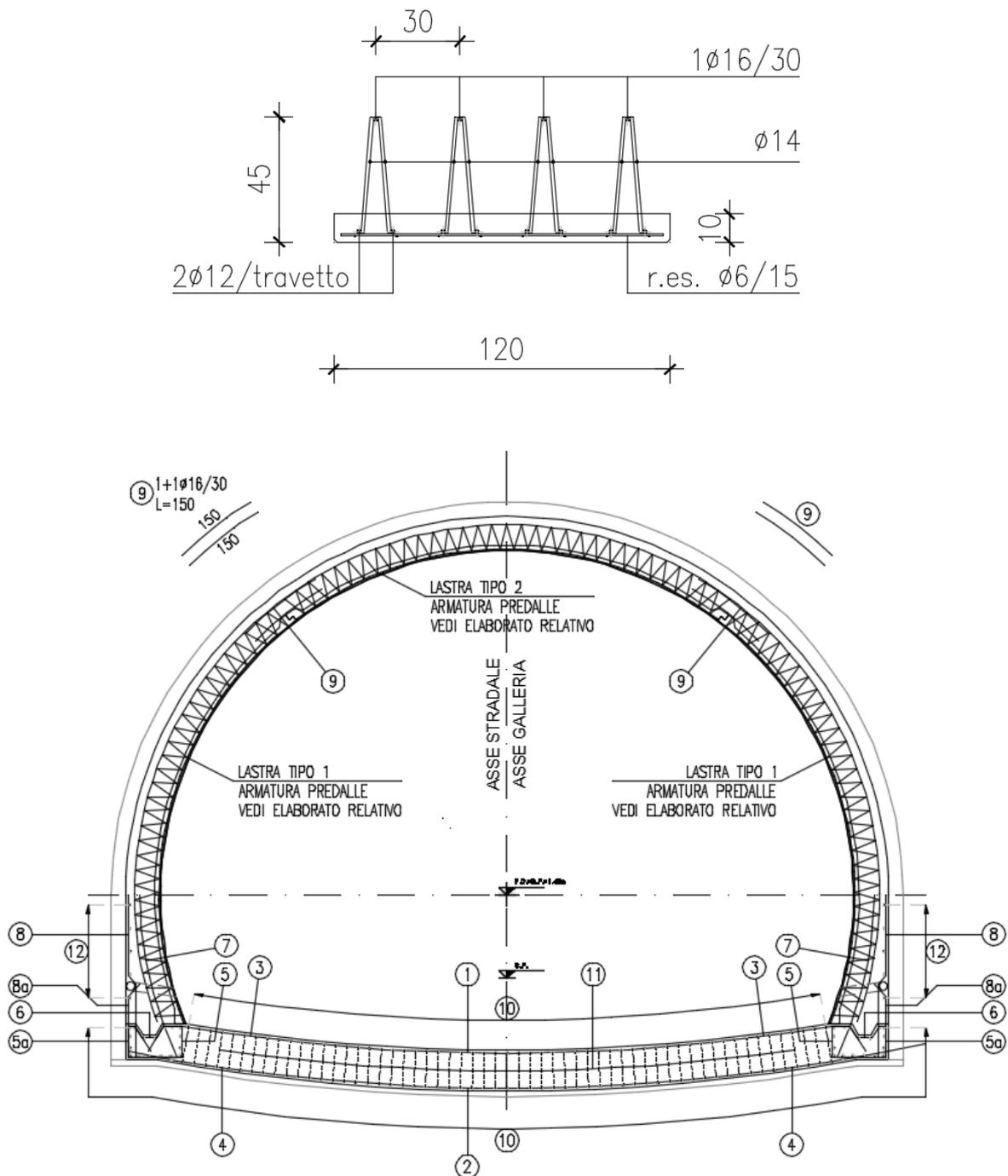
La verifica è soddisfatta, essendo $\sigma_{id} < f_{yd}$

VERIFICA DEL RIVESTIMENTO DEFINITIVO

GALLERIA NATURALE – calotta e piedritti

L'armatura della galleria naturale per la parte di calotta e piedritti di spessore 60 cm. totali è costituita sia per la parte di imbocco (di sezione variabile, minima da 60 cm.) che per la sezione corrente da lastre prefabbricate tipo pedalles da 1,2 metri armate come in figura seguente:

07.2- GALLERIA NATURALE- RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO



Seguono le verifiche con le massime sollecitazioni sia allo SLU che allo SLE.

In corrispondenza dei piedritti la sezione trasversale si allarga da 60 cm. a 104 cm. alla base. La verifica viene condotta per la sezione media pari a 82 cm.

VERIFICHE CALOTTA:

Verifica C.A. S.L.U. - File: sezione corrente calotta NO SISMA rev

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	120	60

N°	As [cm²]	d [cm]
1	8,04	15,8
2	9,05	56,3
3	2,26	57,9

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd}

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

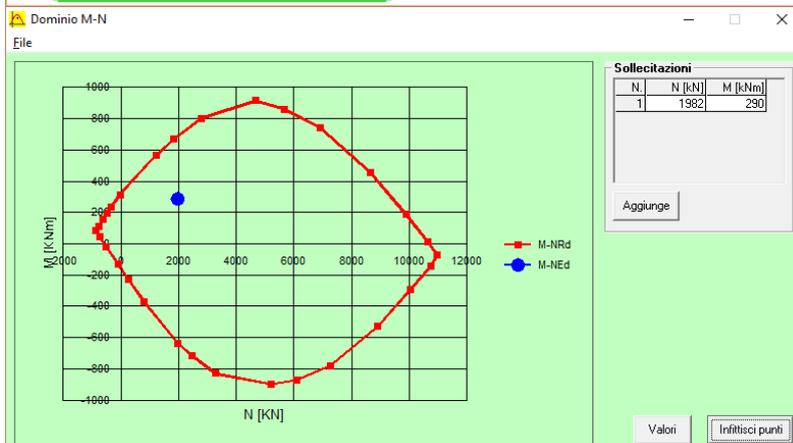
Calcola MRd Dominio M-N

L₀ cm Col. modello

Precompresso

Materiali
 B450C C25/30
 ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ε_{syd} ‰ σ_{c,adm} ‰
 σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} ‰
 τ_{c1} ‰

M_{xRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ε_c ‰
 ε_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ



DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TAGLIO DELLA SEZIONE

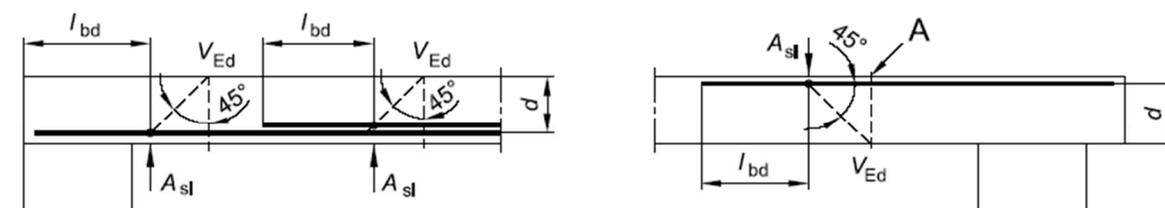
§ 4.1.2.1.3.1 - ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Azione di Taglio sollecitante a Stato Limite Ultimo	V_{Ed}	288	[kN]
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		no	[-]
Coefficiente $C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0,12	[-]
Coefficiente k	k	1,67	[-]
		1,67	[-]
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di $l_{bd} + d$	ρ_l	0,0014893	[-]
		0	[-]

figura 6.3 Definizione di A_{sl} nella espressione (6.2)

Legenda

A Sezione considerata



Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso

$V_{Rd,c}$ 0,00 [kN]

Resistenza minima del calcestruzzo teso

$V_{Rd,min}$ 203,33 [kN]

Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso

V_{Rd} 203,33 [kN]

§ 4.1.2.1.3.2 - ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Diametro delle staffe	ϕ_{sw}	10	[mm]
Numero di braccia	n_b	8	[-]
Passo delle staffe	s	300	[mm]
Inclinazione tra il puntone compresso e l'asse della trave	θ	45	[°]
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	α	85	[°]
Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio	A_{sw}	628	[mm ²]
Braccio della coppia interna	z	445	[mm]
Cotangente di θ	$\cot\theta$	1,00	[-]
		1,00	[-]
Cotangente di α	$\cot\alpha$	0,09	[-]
Seno di α	$\sin\alpha$	1,00	[-]

Resistenza offerta dall'armatura a taglio (meccanismo taglio - trazione)

V_{Rsd} 395,10 [kN]

Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima

f'_{cd} 7,08 [MPa]

Resistenza offerta dai puntoni (meccanismo taglio - compressione)

V_{Rcd} 2056,71 [kN]

Massima area efficace di armatura a taglio per $\cot\theta = 1$

$A_{sw,max}$ 3910,00 [mm²]

Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente

V_{Rd} 395,10 [kN]

§ 4.1.2.1.3.3 - TAGLIO MASSIMO SOPPORTABILE DALLA TRAVE

Resistenza massima a taglio della trave

V_{Rd} 1912,50 [kN]

07.2- GALLERIA NATURALE- RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

VERIFICHE PIEDRITTI:

Verifica C.A. S.L.U. - File: sezione corrente piedritti NO SISMA rev

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	120	82

N°	As [cm²]	d [cm]
1	8,04	27,8
2	9,05	78,3
3	2,26	79,9

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd}

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN
yN

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N
L₀ cm Col. modello

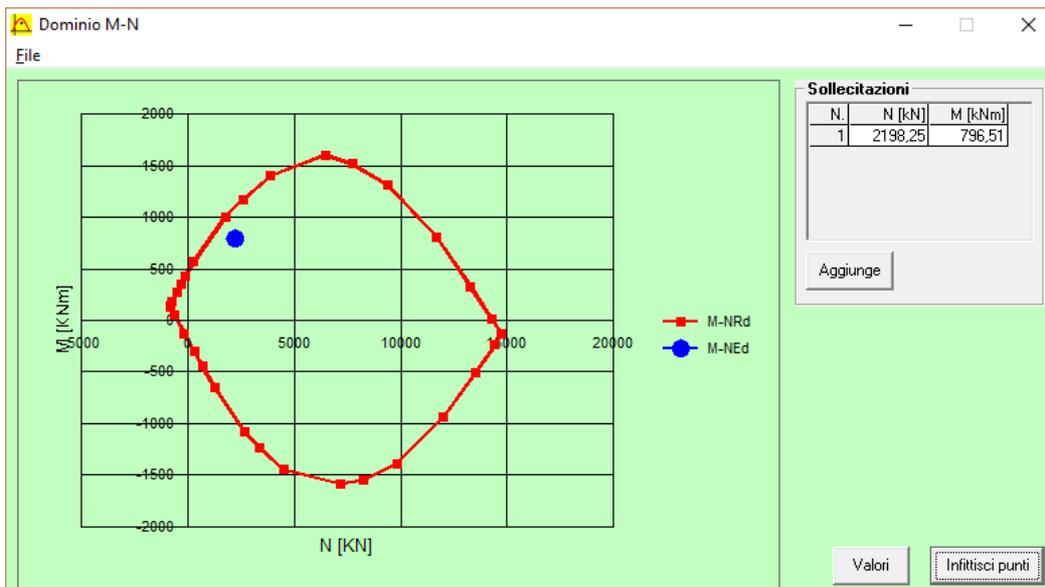
Precompresso

Materiali

ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰
E_s N/mm² f_{cd} ‰
E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
ε_{syd} ‰ σ_{c,adm} ‰
σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} ‰
τ_{c1} ‰

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²
σ_s N/mm²
ε_c ‰
ε_s ‰
d cm
x x/d
δ



07.2- GALLERIA NATURALE- RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TAGLIO DELLA SEZIONE

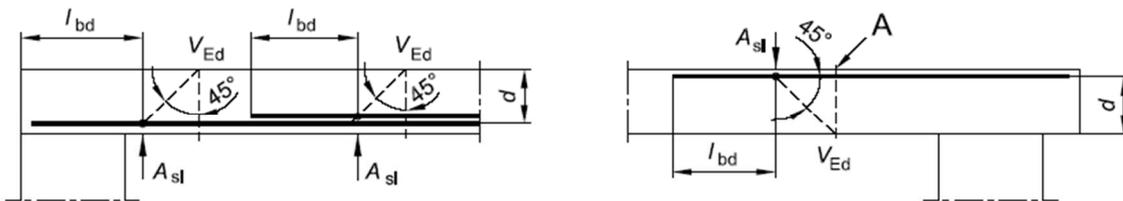
§ 4.1.2.1.3.1 - ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Azione di Taglio sollecitante a Stato Limite Ultimo	V_{Ed}	589	[kN]
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		no	[-]
Coefficiente $C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0,12	[-]
Coefficiente k	k	1,55	[-]
		1,55	[-]
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di $l_{bd} + d$	ρ_l	0,0010003	[-]
		0	[-]

figura 6.3 Definizione di A_{sl} nella espressione (6.2)

Legenda

A Sezione considerata



Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	$V_{Rd,c}$	0,00	[kN]
Resistenza minima del calcestruzzo teso	$V_{Rd,min}$	270,56	[kN]

Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso V_{Rd} **270,56** [kN]

§ 4.1.2.1.3.2 - ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Diametro delle staffe	ϕ_{sw}	10	[mm]
Numero di braccia	n_b	8	[-]
Passo delle staffe	s	300	[mm]
Inclinazione tra il puntone compresso e l'asse della trave	θ	45	[°]
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	α	85	[°]
Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio	A_{sw}	628	[mm ²]
Braccio della coppia interna	z	665	[mm]
Cotangente di θ	$\cot\theta$	1,00	[-]
		1,00	[-]
Cotangente di α	$\cot\alpha$	0,09	[-]
Seno di α	$\sin\alpha$	1,00	[-]

Resistenza offerta dall'armatura a taglio (meccanismo taglio - trazione) V_{Rsd} **590,42** [kN]

Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima	f'_{cd}	7,08	[MPa]
------------------------------------------------------------	-----------	------	-------

Resistenza offerta dai puntoni (meccanismo taglio - compressione) V_{Rcd} **3073,51** [kN]

Massima area efficace di armatura a taglio per $\cot\theta = 1$	$A_{sw,max}$	3910,00	[mm]
-----------------------------------------------------------------	--------------	---------	------

Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente V_{Rd} **590,42** [kN]

§ 4.1.2.1.3.3 - TAGLIO MASSIMO SOPPORTABILE DALLA TRAVE

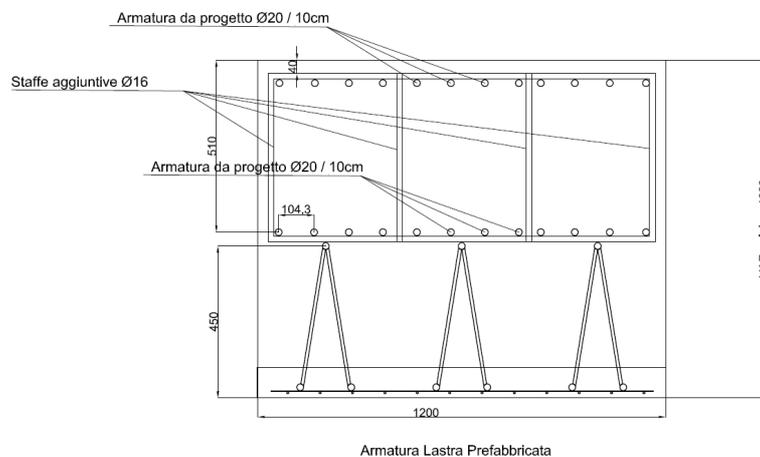
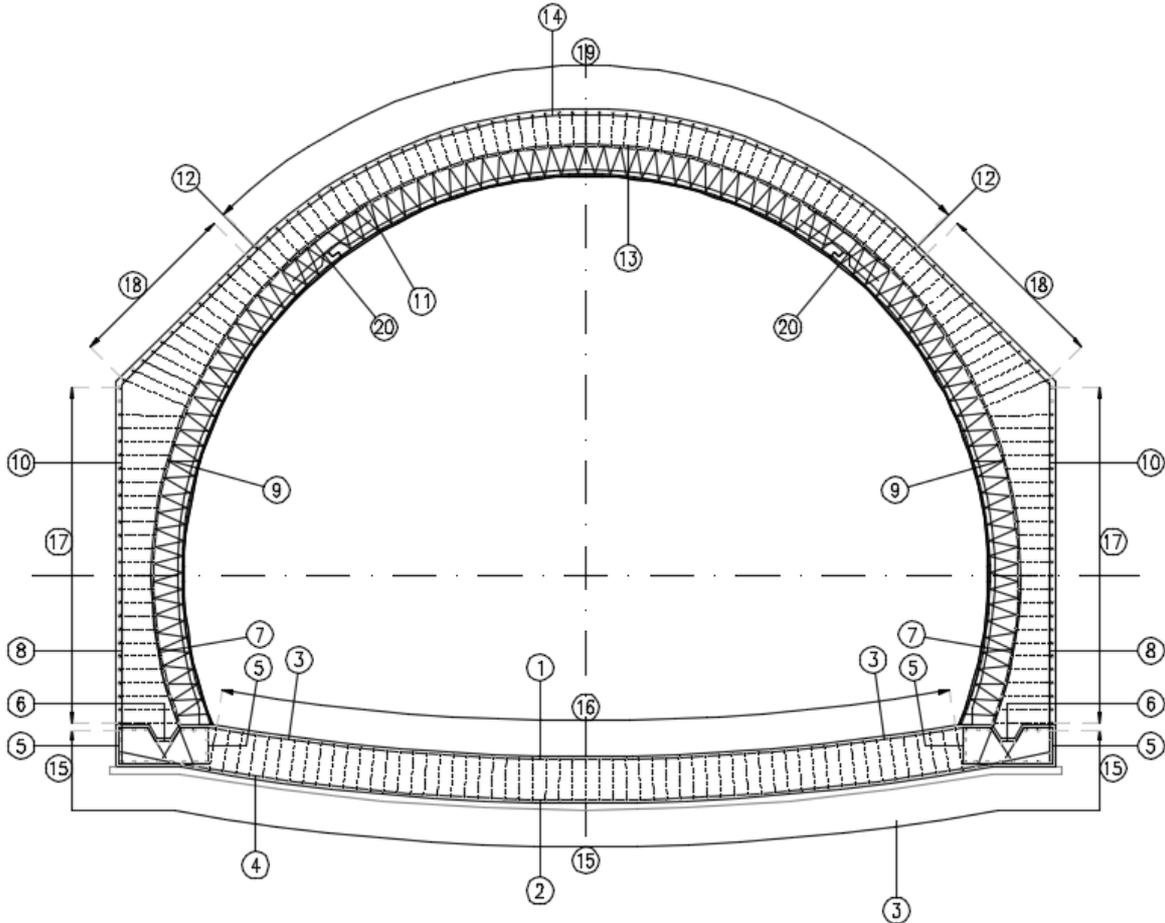
Resistenza massima a taglio della trave V_{Rd} **2847,50** [kN]

07.2- GALLERIA NATURALE- RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

GALLERIA ARTIFICIALE

Per quanto riguarda la parte di galleria in artificiale (lato L'Aquila) la sezione da 100 cm. verrà armata in parte con le medesime predalles della galleria naturale e dell'imbocco, nella restante parte verrà aggiunta armatura in opera come da immagini seguenti:

SEZIONE TIPO



07.2- GALLERIA NATURALE- RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

PIEDRITTI E CALOTTA (sollecitazione massima per la sezione minima=100 cm.)

Verifica C.A. S.L.U. - File: artificiale esterna piedritti rev

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO :

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 5 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	120	100

N°	As [cm²]	d [cm]
1	37,7	6,8
2	37,7	51
3	9,42	55
4	9,24	96,3
5	2,26	97,9

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 1778,57 0 kN
 M_{xEd} 1412,58 0 kNm
 M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

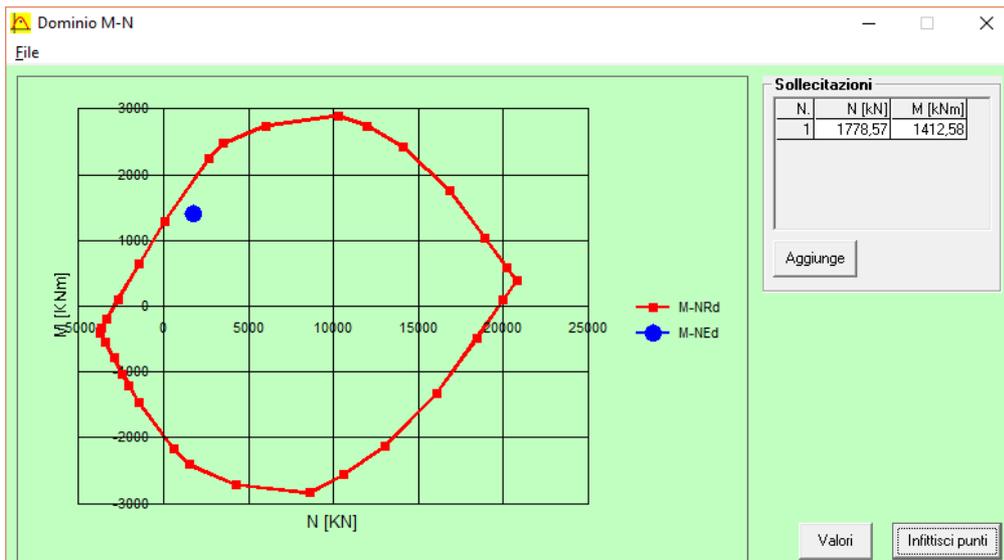
N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali
 B450C C25/30
 ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 14,17 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 9,75 N/mm²
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6
 τ_{c1} 1,829

M_{xRd} 1 975 kN m
 σ_c -14,17 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ε_c 3,5 ‰
 ε_s 14,67 ‰
 d 97,9 cm
 x 18,86 x/d 0,1926
 δ 0,7



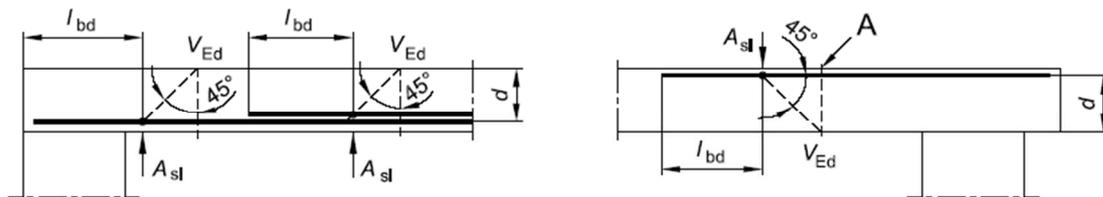
07.2- GALLERIA NATURALE- RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO
DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TAGLIO DELLA SEZIONE
§ 4.1.2.1.3.1 - ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Azione di Taglio sollecitante a Stato Limite Ultimo	V_{Ed}	670	[kN]
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		no	[-]
Coefficiente $C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0,12	[-]
Coefficiente k	k	1,45	[-]
		1,45	[-]
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di $l_{bd} + d$	ρ_l	0,0035087	[-]
		0	[-]

 figura 6.3 Definizione di A_{sl} nella espressione (6.2)

Legenda

A Sezione considerata



Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	$V_{Rd,c}$	0,00	[kN]
Resistenza minima del calcestruzzo teso	$V_{Rd,min}$	385,01	[kN]
Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	V_{Rd}	385,01	[kN]

§ 4.1.2.1.3.2 - ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Diametro delle staffe	ϕ_{sw}	10+16	[mm]
Numero di braccia	n_b	6+4	[-]
Passo delle staffe	s	380	[mm]
Inclinazione tra il puntone compresso e l'asse della trave	θ	45	[°]
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	α	90	[°]
Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio	A_{sw}	1275	[mm ²]
Braccio della coppia interna	z	550	[mm]
Cotangente di θ	cot θ	1,00	[-]
		1,00	[-]
Cotangente di α	cot α	0,00	[-]
Seno di α	sin α	1,00	[-]

Resistenza offerta dall'armatura a taglio (meccanismo taglio - trazione)	V_{Rsd}	722,11	[kN]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima	f'_{cd}	8,23	[MPa]
Resistenza offerta dai puntoni (meccanismo taglio - compressione)	V_{Rcd}	2716,18	[kN]
Massima area efficace di armatura a taglio per cot $\theta = 1$	$A_{sw,max}$	5755,00	[mm ²]

Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente	V_{Rd}	722,11	[kN]
-----------------------------------------------------------------	----------------------------	---------------	-------------

§ 4.1.2.1.3.3 - TAGLIO MASSIMO SOPPORTABILE DALLA TRAVE

Resistenza massima a taglio della trave	V_{Rd}	4790,35	[kN]
------------------------------------------------	----------------------------	----------------	-------------

07.2- GALLERIA NATURALE- RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

VERIFICA A FESSURAZIONE + TENSIONI DI ESERCIZIO - COND. CARATTERISTICA					
B	120 cm	Md	1772,14 kNm		
H	100 cm	Nd	4396,488 kN		
c	6 cm	Rck	30		
d	94 cm	fck	24,9		
nbarre	10	fctm	2,558119		
dmedio	2,00 cm	fctm/1.2	2,13 N/mm ²		
c'	5,00 cm	fyd	434,79 N/mm ²		
deff1	20,0 cm	fyk	500 N/mm ²		
deff2	22,29 cm				
deff	20,0 cm				
Determinazione asse neutro - sezione parzializzata - armatura simmetrica:					
PRESSOFLESSIONE RETTA			FLESSIONE SEMPLICE RETTA		
$y^3 + 3(e - H/2)y^2 + 12I\left(\frac{A_s}{b}\right)ey - 6\left(\frac{A_s}{b}\right)(hd + hc) = 0$			$\frac{by^2}{2} + nA'_s(y - c) - nA_s(d - y) = 0$		
ULS - determinazione σ_s					
b [cm] =	120	d [cm] =	94	c [cm] =	6
Md=	1772,14 kNm			n =	15
Nd=	4396,49 kN				
e=	40,31 cm				
A's=	11,50 cm ²				
As=	31,42 cm ²				
Ast=	42,91 cm ²				
h=	84,31 cm				
h'=	-3,69 cm				
Δ =	0,00 cm ³				
y=	55,42 cm				
Jid=	7932309,867 cm ⁴				
σ_{c_max}	12,38 N/mm ²	<	0,6fck=	14,94 N/mm ²	OK
σ_{s_max}	129,28 N/mm ²	<	0,8fck=	400 N/mm ²	OK
determinazione σ_{sr}					
B	120 cm				
Mfess	568,85 kNm				
b [cm] =	120	d [cm] =	94	c [cm] =	6
Md=	568,85 kNm	y_G =	51,04 cm	Jid =	11232560 cm ⁴
Nd=	4396,49 kN	H=	100 cm	Wid =	229421,8 cm ³
e=	12,93870161 cm	h=	56,94 cm	Aid=	12643,71 cm ²
A's=	11,50 cm ²	h'=	56,94 cm		
As=	31,42 cm ²				
Ast=	42,91 cm ²				
Δ =	0,00 cm ³				
y=	115,91 cm				
Jid=	64599252,32 cm ⁴				
σ_{c_max}	1,02 N/mm ²	<	0,6fc=	18 N/mm ²	OK
σ_{s_max}	-2,89 N/mm ²	<	fca=	500 N/mm ²	OK
determinazione ϵ_{sm}					
β_1	0,4			c'	5,00 cm
β_2	0,5			s	12,00 cm
E_s	206000 N/mm ²			k2	0,4
				k3	0,125
ϵ_{sm}	0,063%			ϕ	2,00 cm
				nbarre	10
s _{rm}	20,03943727 cm			As	31,42 cm ²
w _m	0,12574564 mm			b	120 cm
				Ac,eff	2400,00 cm ²
				ρ_r	0,01309
determinazione w _d					
w _d	0,214 mm	w _{lim}	0,3 mm		OK

07.2- GALLERIA NATURALE- RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

PIEDRITTI E CALOTTA (sezione maggiormente sollecitata - sezione variabile = 157cm.)

Verifica C.A. S.L.U. - File: artificiale esterna piedritti rev

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	120	157

N°	As [cm²]	d [cm]
1	37,7	6,8
2	94,7	51
3	9,42	55
4	9,239999	96,3
5	2,26	97,9

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd} kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
 B450C C35/45
 ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ε_{syd} ‰ σ_{c,adm} ‰
 σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} ‰
 τ_{c1} ‰

M_{xRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ε_c ‰
 ε_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

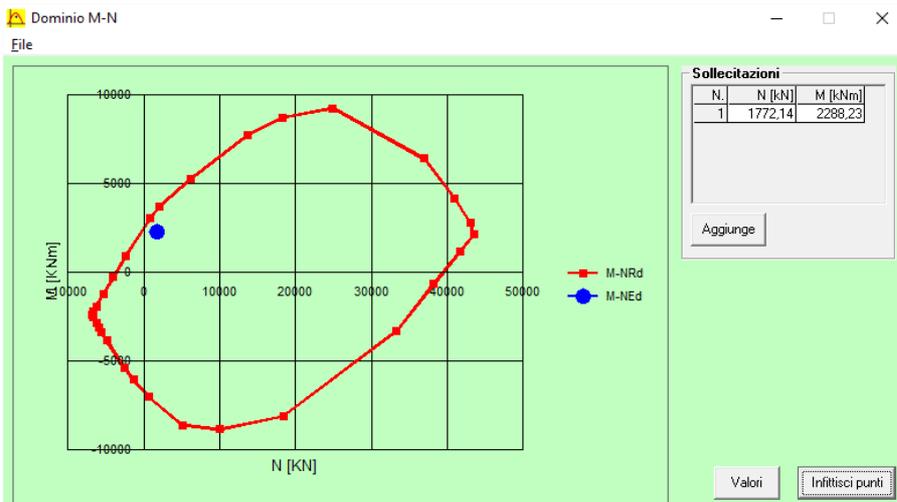
Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd cm cm
 Dominio M-N cm Col. modello

Precompresso



07.2- GALLERIA NATURALE- RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TAGLIO DELLA SEZIONE

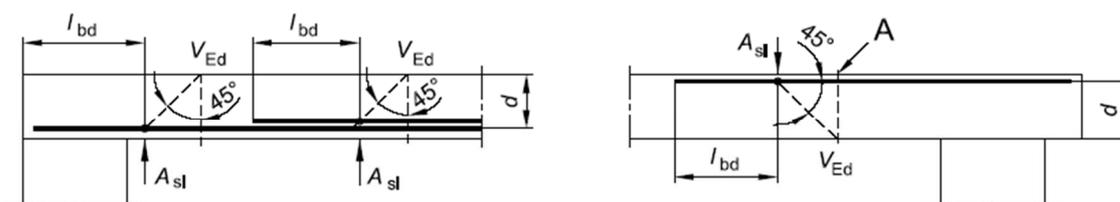
§ 4.1.2.1.3.1 - ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Azione di Taglio sollecitante a Stato Limite Ultimo	V_{Ed}	1184	[kN]
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		no	[-]
Coefficiente $C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0,12	[-]
Coefficiente k	k	1,36	[-]
		1,36	[-]
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di $l_{bd} + d$	ρ_l	0,0022391	[-]
		0	[-]

figura 6.3 Definizione di A_{sl} nella espressione (6.2)

Legenda

A Sezione considerata



Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	$V_{Rd,c}$	0,00	[kN]
Resistenza minima del calcestruzzo teso	$V_{Rd,min}$	547,37	[kN]

Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso V_{Rd} **547,37 [kN]**

§ 4.1.2.1.3.2 - ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Diametro delle staffe	ϕ_{sw}	10+16	[mm]
Numero di braccia	n_b	6+4	[-]
Passo delle staffe	s	380	[mm]
Inclinazione tra il puntone compresso e l'asse della trave	θ	45	[°]
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	α	90	[°]
Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio	A_{sw}	1275	[mm ²]
Braccio della coppia interna	z	950	[mm]
Cotangente di θ	$\cot\theta$	1,00	[-]
		1,00	[-]
Cotangente di α	$\cot\alpha$	0,00	[-]
Seno di α	$\sin\alpha$	1,00	[-]

Resistenza offerta dall'armatura a taglio (meccanismo taglio - trazione) V_{Rsd} **1247,28 [kN]**

Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima	f'_{cd}	8,23	[MPa]
------------------------------------------------------------	-----------	------	-------

Resistenza offerta dai puntoni (meccanismo taglio - compressione) V_{Rcd} **4691,58 [kN]**

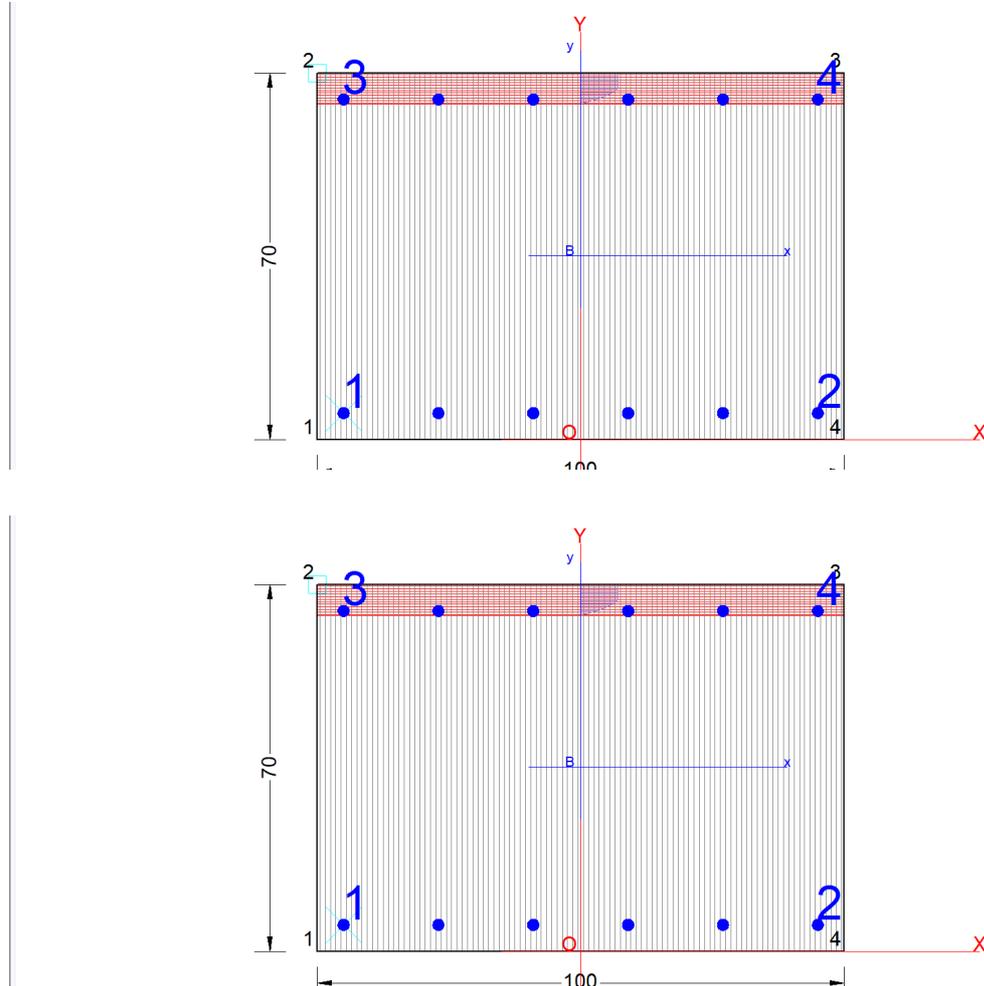
Massima area efficace di armatura a taglio per $\cot\theta = 1$	$A_{sw,max}$	5755,00	[mm]
-----------------------------------------------------------------	--------------	---------	------

Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente V_{Rd} **1247,28 [kN]**

§ 4.1.2.1.3.3 - TAGLIO MASSIMO SOPPORTABILE DALLA TRAVE

Resistenza massima a taglio della trave V_{Rd} **7506,52 [kN]**

ARCO ROVESCIO SEZIONE 1



sezione verificata

Tipo	Combinazione	N.Comb.	Comb. Non
S.L.E. Comb. Ultimo (Calcolo Resistenza)	3	2	
S.L.E. Comb. Rare (Esercizio)	2	0	
S.L.E. Comb. Frequenti (Esercizio)	1	0	
S.L.E. Comb. Quasi Permanenti (Esercizio)	0	0	

Combinazione N° 1 COMBINAZIONE VERIFICATA

Fless.Composta (S.L.U.): Misura sicur.=1.341 [OK se > 1.0]

Sforzi assegnati	Sforzi ultimi (assi princ. inerzia)	Defor.
Ni = 0 daN	Ni ult = 0 daN	Defor ma
Mx = 41200 daNm	Mx ult = 55263 daNm	Def. m
My = 0 daNm	My ult = 0 daNm	Def. l
		Def. ma
Curv. Ultima=0.000601181 1/cm		Def. m
Curv. Serviz.=0.00040262 1/cm		Ass
Asse		mezz
As. serviz.=13.4 m		

<

Taglio (S.L.U.): Misura sicurezza = 0.359 [OK se <= 1.0]

Sforzi Data/Ultimi	Staffe di Comb.	Staffe Inviluppo
TAGLIO:	Staffe: Af= 8.95	Staffe: As St =
Vy = 51200 daN	Diam.Staffe:0.10 mm	Diam.Staffe:0.10 mm
VSAj = 51200 daN	Passo Staffe = 25.0	Passo Staffe = 10.0
VRcd = 142799		
VRsd = 85879 daN		
bw = 100.0 cm		

<

Calcola e Visualizza

Sezione con tensioni e deformazioni

Dominio Mx-My S.L.Ultimi

Dominio N-Mx-My S.L.Ultimi

sezione verificata

Tipo	Combinazione	N.Comb.	Comb. Non
S.L.E. Comb. Ultimo (Calcolo Resistenza)	3	2	
S.L.E. Comb. Rare (Esercizio)	2	0	
S.L.E. Comb. Frequenti (Esercizio)	1	0	
S.L.E. Comb. Quasi Permanenti (Esercizio)	0	0	

Combinazione N° 1 COMBINAZIONE VERIFICATA

Fless.Composta (S.L.U.): Misura sicur.=1.341 [OK se > 1.0]

Sforzi assegnati	Sforzi ultimi (assi princ. inerzia)	Defor.
Ni = 0 daN	Ni ult = 0 daN	Defor ma
Mx = 41200 daNm	Mx ult = 55263 daNm	Def. m
My = 0 daNm	My ult = 0 daNm	Def. l
		Def. ma
Curv. Ultima=0.000601181 1/cm		Def. m
Curv. Serviz.=0.00040262 1/cm		Ass
Asse		mezz
As. serviz.=13.4 m		

<

Taglio (S.L.U.): Misura sicurezza = 0.359 [OK se <= 1.0]

Sforzi Data/Ultimi	Staffe di Comb.	Staffe Inviluppo
TAGLIO:	Staffe: Af= 8.95	Staffe: As St =
Vy = 51200 daN	Diam.Staffe:0.10 mm	Diam.Staffe:0.10 mm
VSAj = 51200 daN	Passo Staffe = 25.0	Passo Staffe = 10.0
VRcd = 142799		
VRsd = 85879 daN		
bw = 100.0 cm		

<

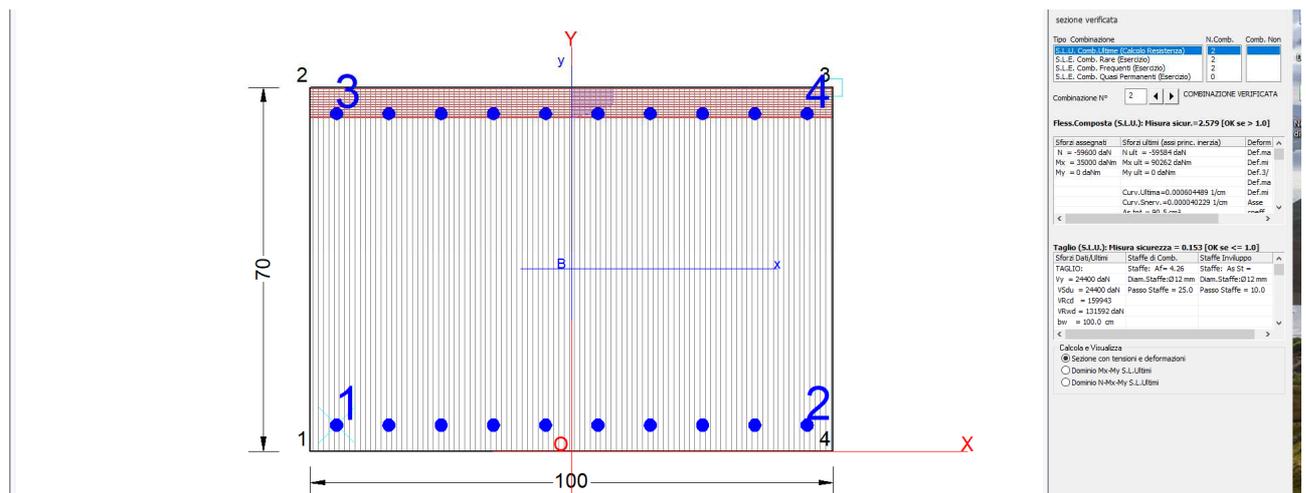
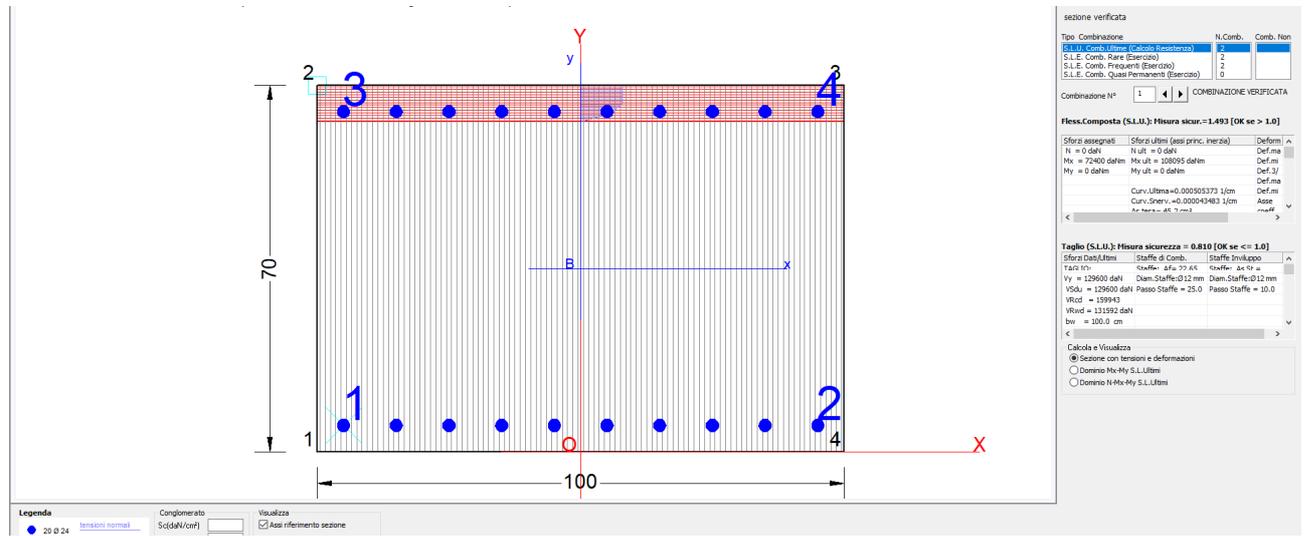
Calcola e Visualizza

Sezione con tensioni e deformazioni

Dominio Mx-My S.L.Ultimi

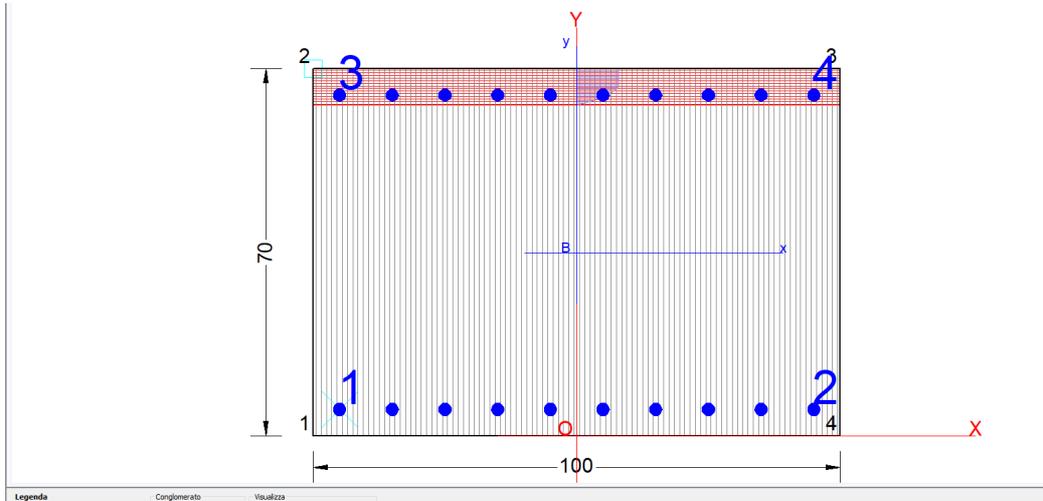
Dominio N-Mx-My S.L.Ultimi

ARCO ROVESCIO SEZIONE 2



ARCO ROVESCIO SEZIONE 3

07.2- GALLERIA NATURALE- RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO



Tipo Combinazione	N.Comb.	Comb. Non
S.I.E. Comb. Niente (Sicurezza)	1	2
S.I.E. Comb. Frequenti (Esercizio)	2	2
S.I.E. Comb. Quasi Permanenti (Esercizio)	2	2

Combinazione N° 1 COMBINAZIONE VERIFICATA

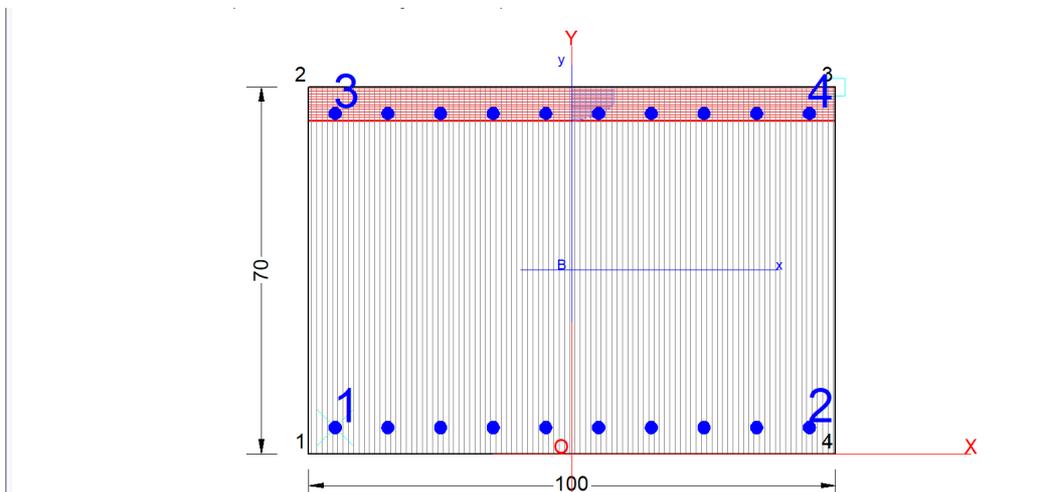
Fless.Composta (S.L.U.): Misura sicur.=1.187 [OK se > 1.0]

Sforzi assegnati	Sforzi Ultime (assi princ. inerzia)	Deforni
Ni = 0 daN	Ni Ut = 0 daN	Def.m
Mx = 91100 daNm	Mx Ut = 108095 daNm	Def.m
My = 0 daNm	My Ut = 0 daNm	Def.3/
		Def.ma
Curv.Ultima=0.000505373 1/cm		Def.m
Curv.Share=0.00043483 1/cm		Ass
As Tot = 45.7 cm²		mu=

Taglio (S.L.U.): Misura sicurezza = 0.591 [OK se <= 1.0]

Sforzi Dati/Ultime	Staffe di Comb.	Staffe Involuppo
TAGLIO:	Staffe: Af = 16.52	Staffe: As St =
Ni = 94500 daN	Diam.Staffe:0.12 mm	Diam.Staffe:0.12 mm
VSd = 94500 daN	Passo Staffe = 25.0	Passo Staffe = 10.0
VRcd = 159943		
VRcd = 129436 daN		
bw = 100.0 cm		

Calcoli e Visualizza
 Sezione con tensioni e deformazioni
 Dominio Mx-My S.L.Ultima
 Dominio N-Mx-My S.L.Ultima



Tipo Combinazione	N.Comb.	Comb. Non
S.I.E. Comb. Niente (Sicurezza)	1	2
S.I.E. Comb. Frequenti (Esercizio)	2	2
S.I.E. Comb. Quasi Permanenti (Esercizio)	2	2

Combinazione N° 2 COMBINAZIONE VERIFICATA

Fless.Composta (S.L.U.): Misura sicur.=2.294 [OK se > 1.0]

Sforzi assegnati	Sforzi Ultime (assi princ. inerzia)	Deforni
Ni = 17900 daN	Ni Ut = 17900 daN	Def.m
Mx = 44800 daNm	Mx Ut = 102755 daNm	Def.m
My = 0 daNm	My Ut = 0 daNm	Def.3/
		Def.ma
Curv.Ultima=0.000534319 1/cm		Def.m
Curv.Share=0.00042526 1/cm		Ass
As Tot = 49.7 cm²		mu=

Taglio (S.L.U.): Misura sicurezza = 0.000 [OK se <= 1.0]

Sforzi Dati/Ultime	Staffe di Comb.	Staffe Involuppo
TAGLIO:	Staffe: Af = 0.00	Staffe: As St =
Ni = 0 daN	Diam.Staffe:0.12 mm	Diam.Staffe:0.12 mm
VSd = 231917	Passo Staffe = 25.0	Passo Staffe = 10.0
VRcd = 51770 daN		
bw = 100.0 cm		
d = 65.0 cm		

Calcoli e Visualizza
 Sezione con tensioni e deformazioni
 Dominio Mx-My S.L.Ultima
 Dominio N-Mx-My S.L.Ultima

12.3 VERIFICA GEO

Si riportano nel seguito le verifiche di stabilità in tutte le sezioni, sviluppate nella combinazione indicata dalla normativa

A2+M2+R2

con R2= 1.1

Come si nota il coefficiente di sicurezza globale è sempre superiore al minimo di normativa e le verifiche risultano pertanto soddisfatte.

Si sottolinea che il tratto in artificiale ci si dovrà riferire alla relazione sui consolidamenti dell'imbocco.

SEZIONE 1

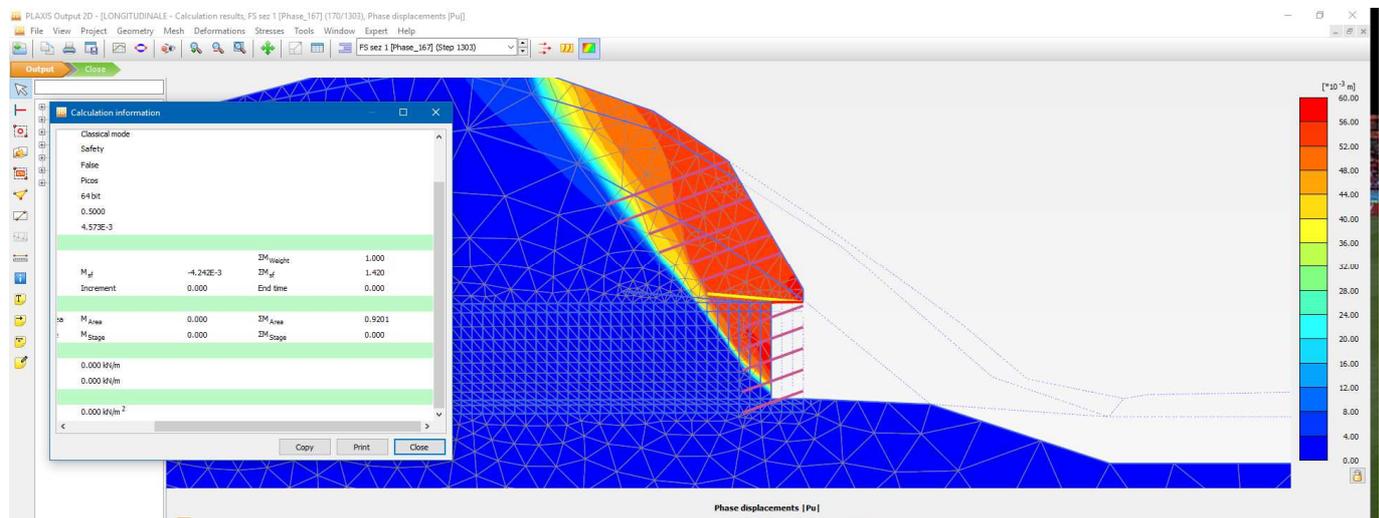


Figura 38 .Sezione 1- Verifica stabilità- longitudinale. FS = 1.4

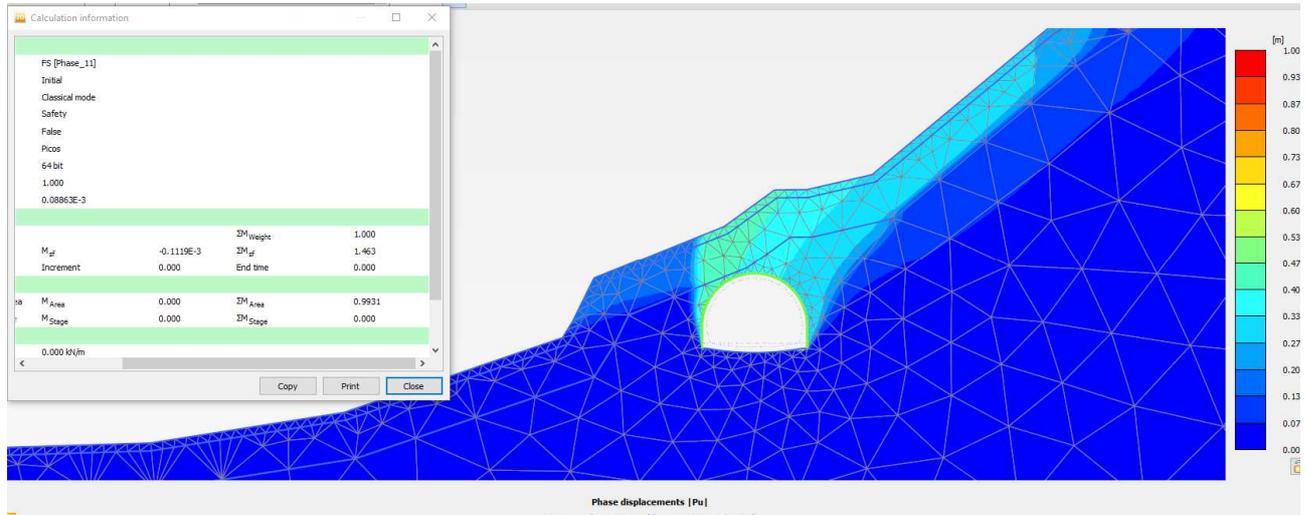


Figura 39. Sezione 1- Verifica stabilità- trasversale. FS = 1.5

SEZIONE 2

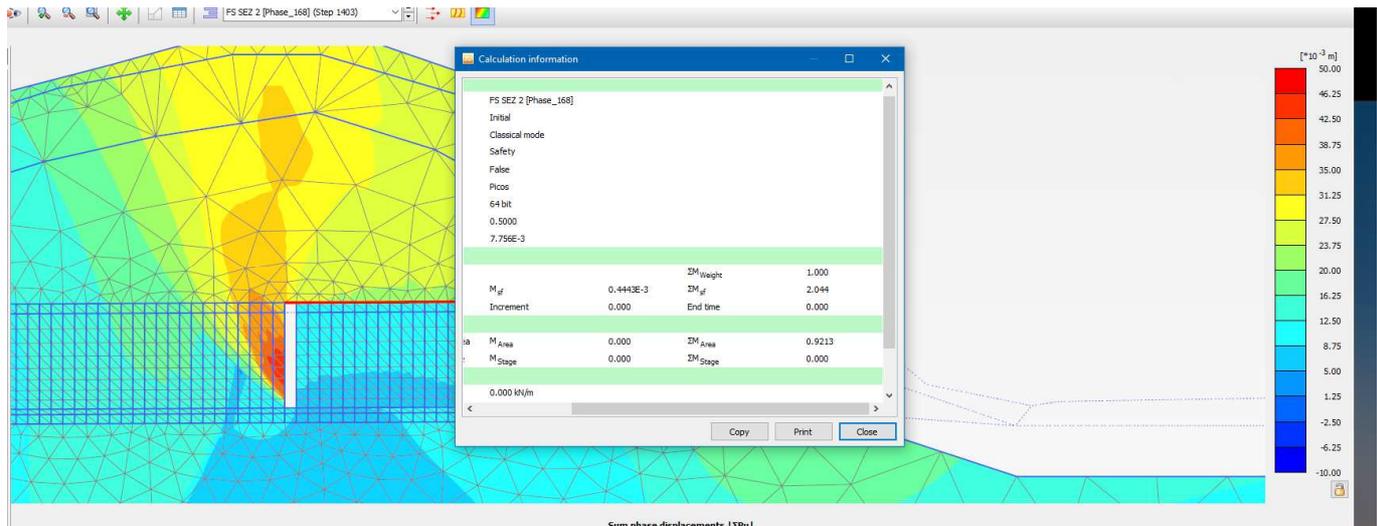


Figura 40. Sezione 2- Verifica stabilità- longitudinale. FS = 2.0

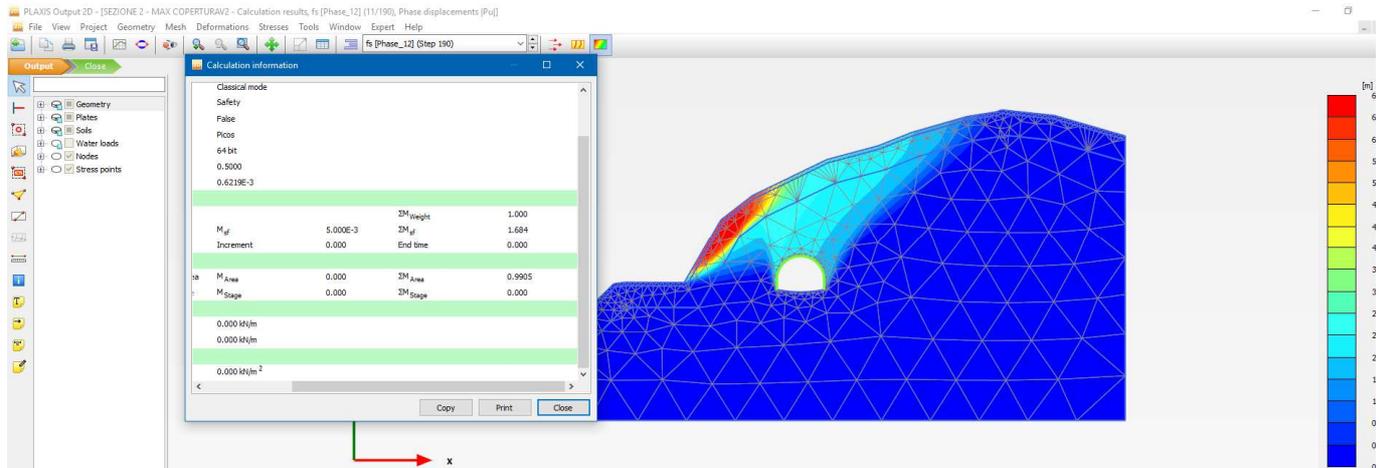


Figura 41 .Sezione 2- Verifica stabilità- trasversale. FS = 1.6

12.4 VERIFICA UPL

Verifica non necessaria, essendo assente la falda.

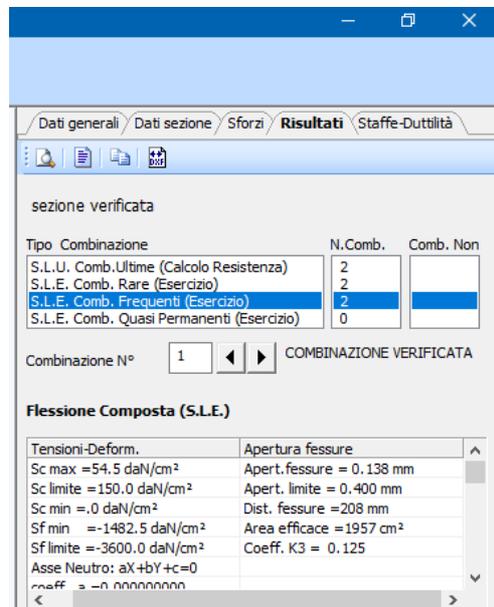
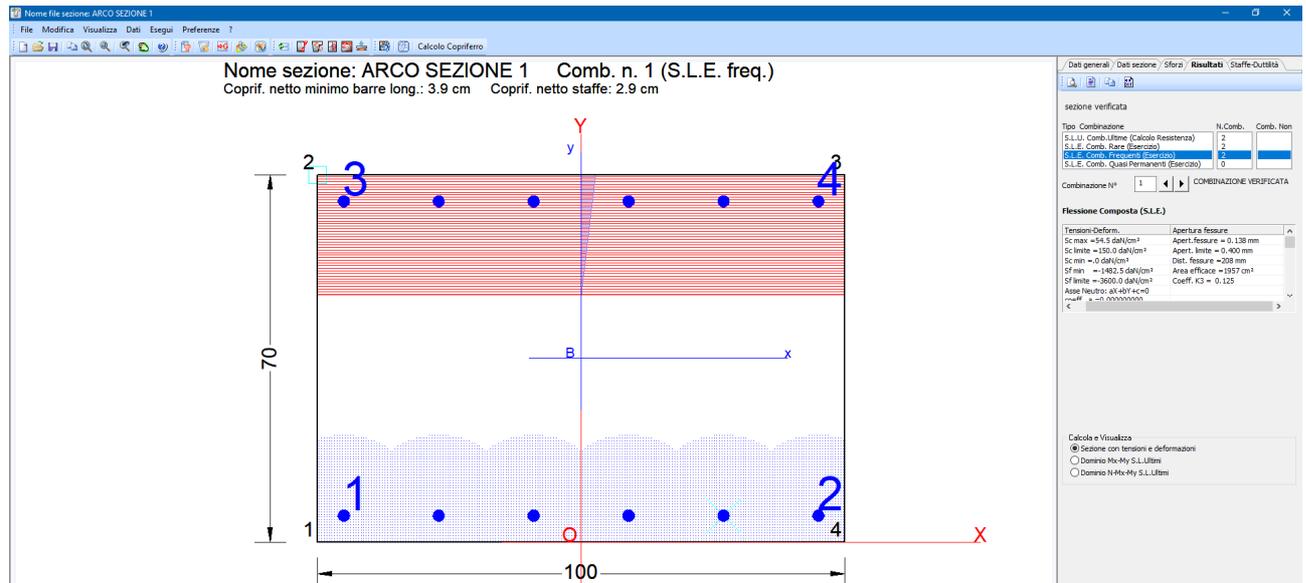
12.5 VERIFICA HYD

Verifica non necessaria, essendo assente la falda.

13 VERIFICHE AGLI SLE

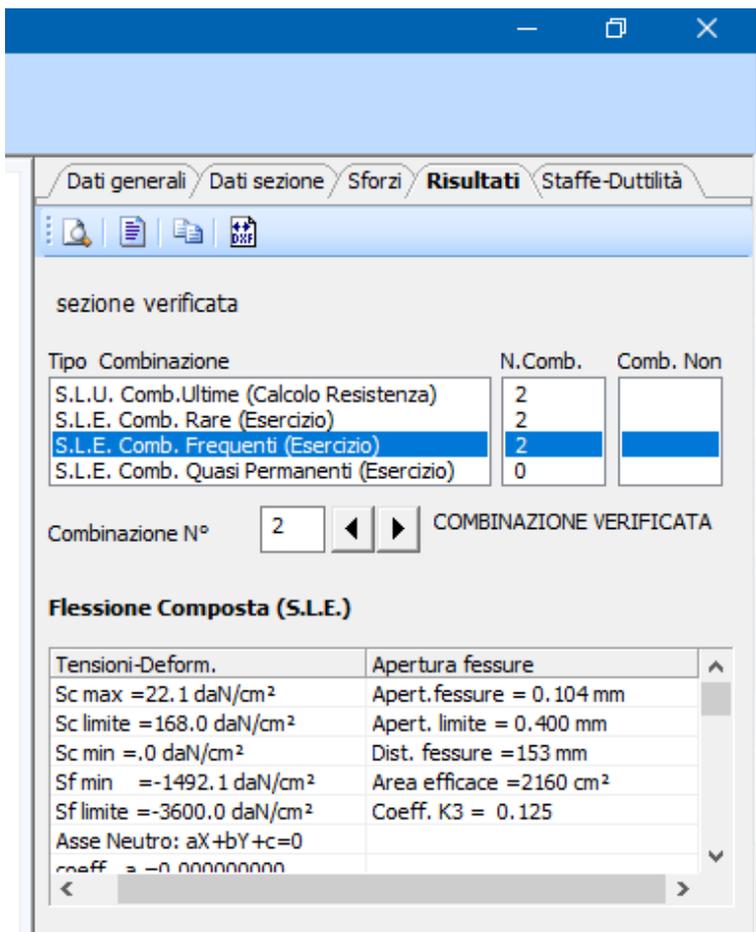
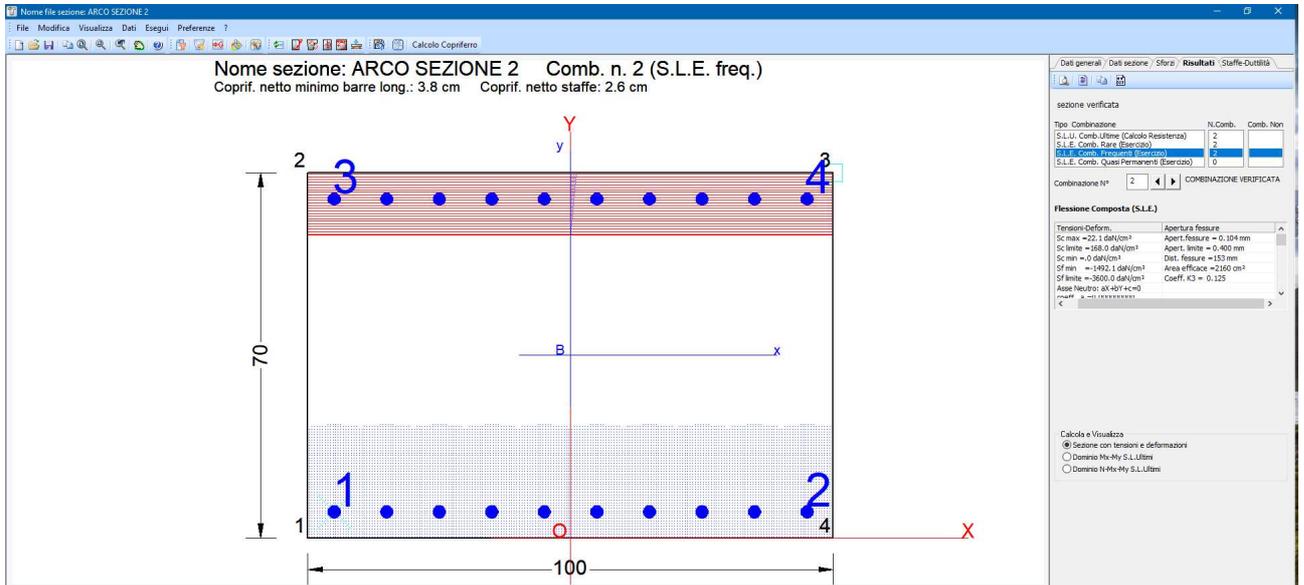
13.1 VERIFICA DANNEGGIAMENTI LOCALI (FESSURAZIONI)

ARCO ROVESCIO SZIONE 1



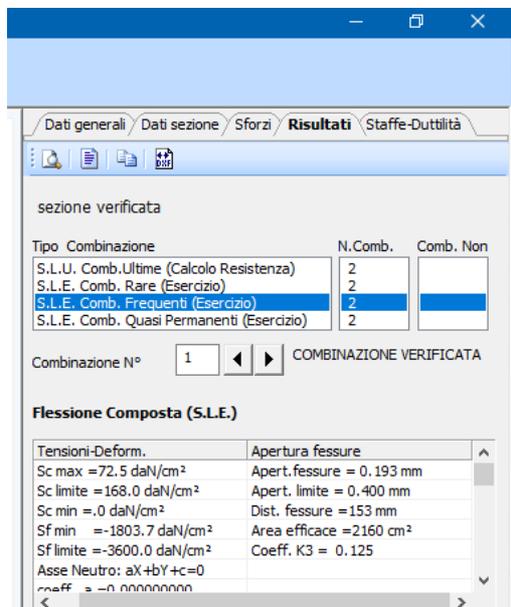
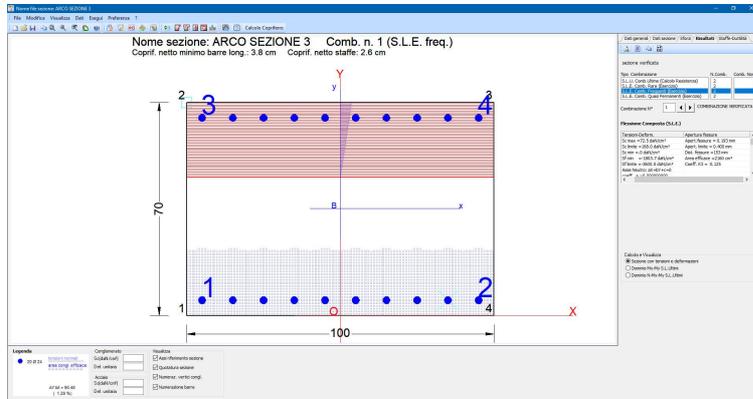
07.2- GALLERIA NATURALE- RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

ARCO ROVESCIO SZIONE 2



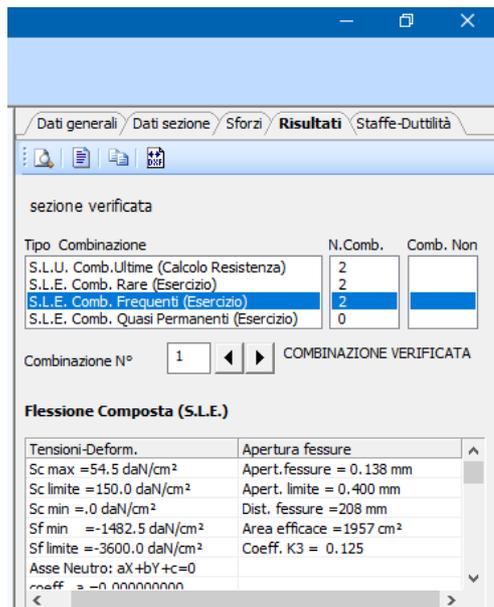
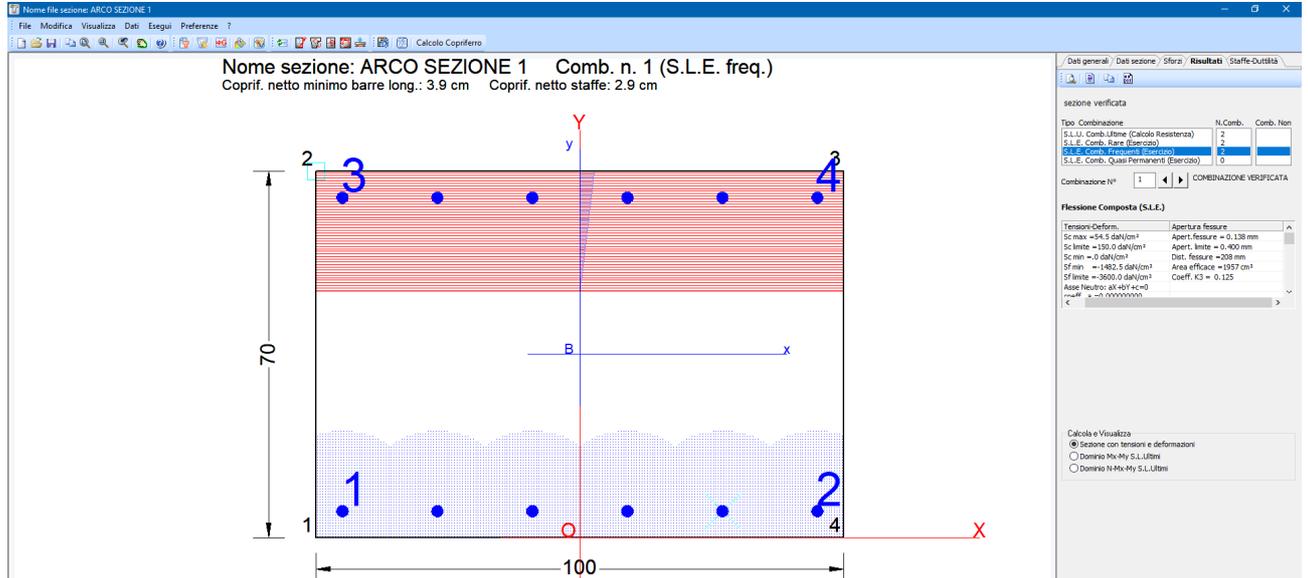
07.2- GALLERIA NATURALE- RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

ARCO ROVESCIO SEZIONE 3

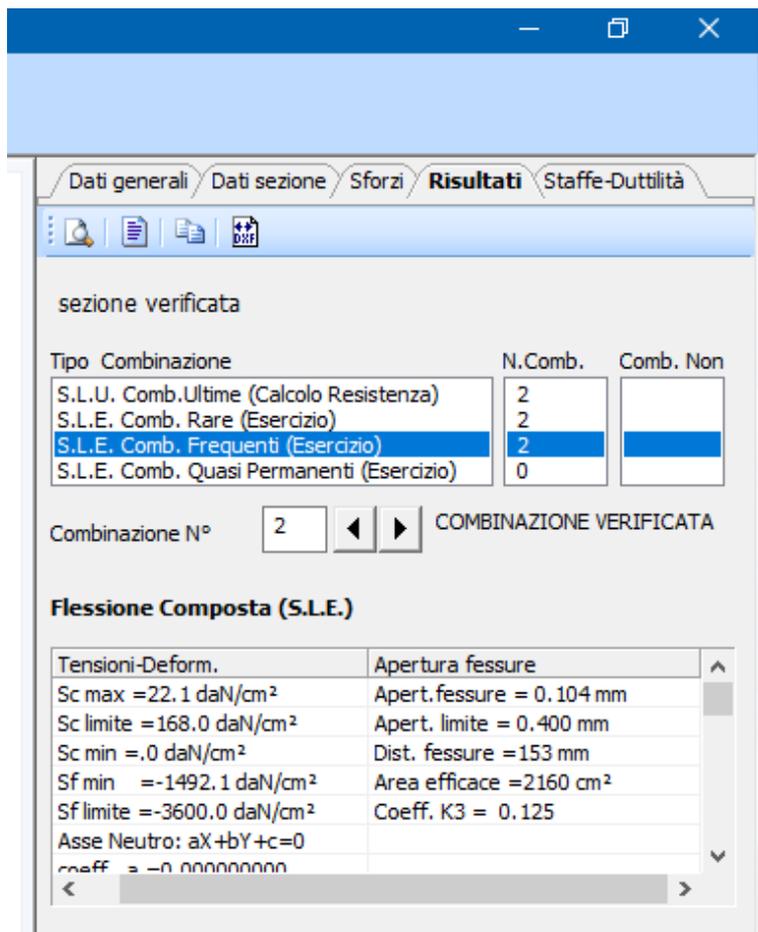
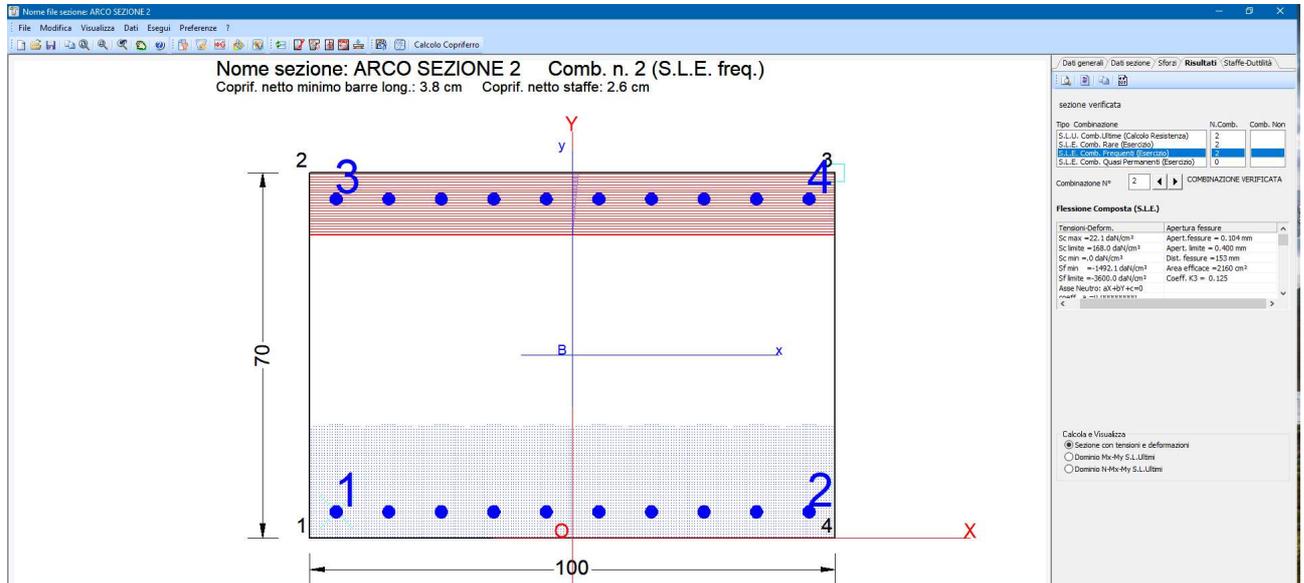


13.2 VERIFICA DANNI PER FATICA (TASSO DI LAVORO DEI MATERIALI)

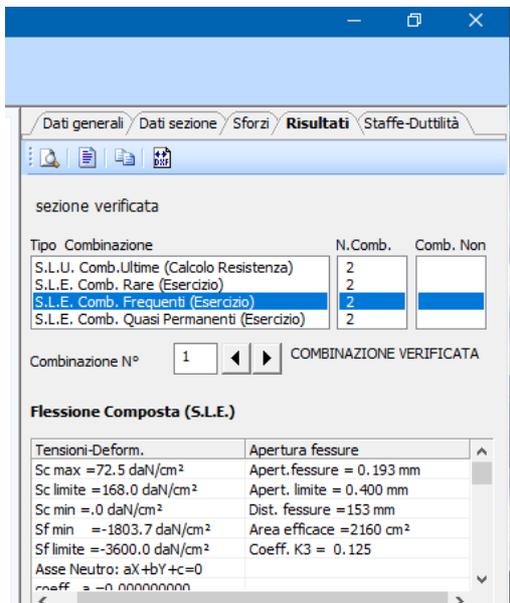
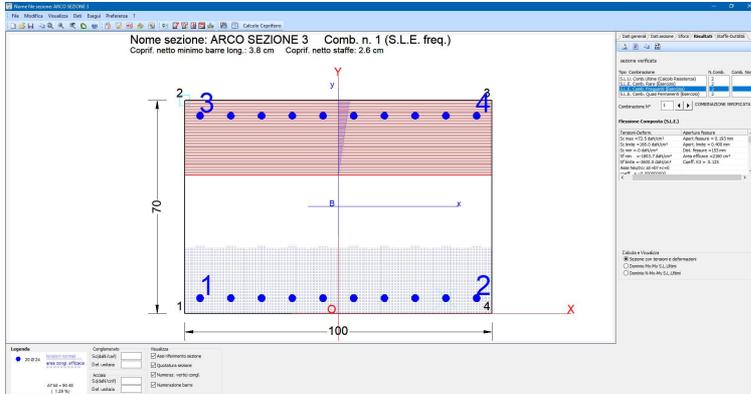
ARCO ROVESCIO SEZIONE 1



ARCO ROVESCIO SZIONE 2



ARCO ROVESCIO SEZIONE 3



13.3 VERIFICA SPOSTAMENTI E DEFORMAZIONI

Si segnala innanzitutto che non sono presenti opere esistenti coinvolte nell'eventuale cono di subsidenza provocato dagli scavi.

Gli spostamenti dell'opera in sé sono contenuti sempre entro pochi centimetri, valori tipici dello scavo di gallerie in roccia e comunque non sufficienti a causare danni o problemi di funzionalità né in fase di montaggio delle armature né durante l'esercizio della galleria.

La verifica si ritiene pertanto soddisfatta.

13.4 VERIFICA VIBRAZIONI

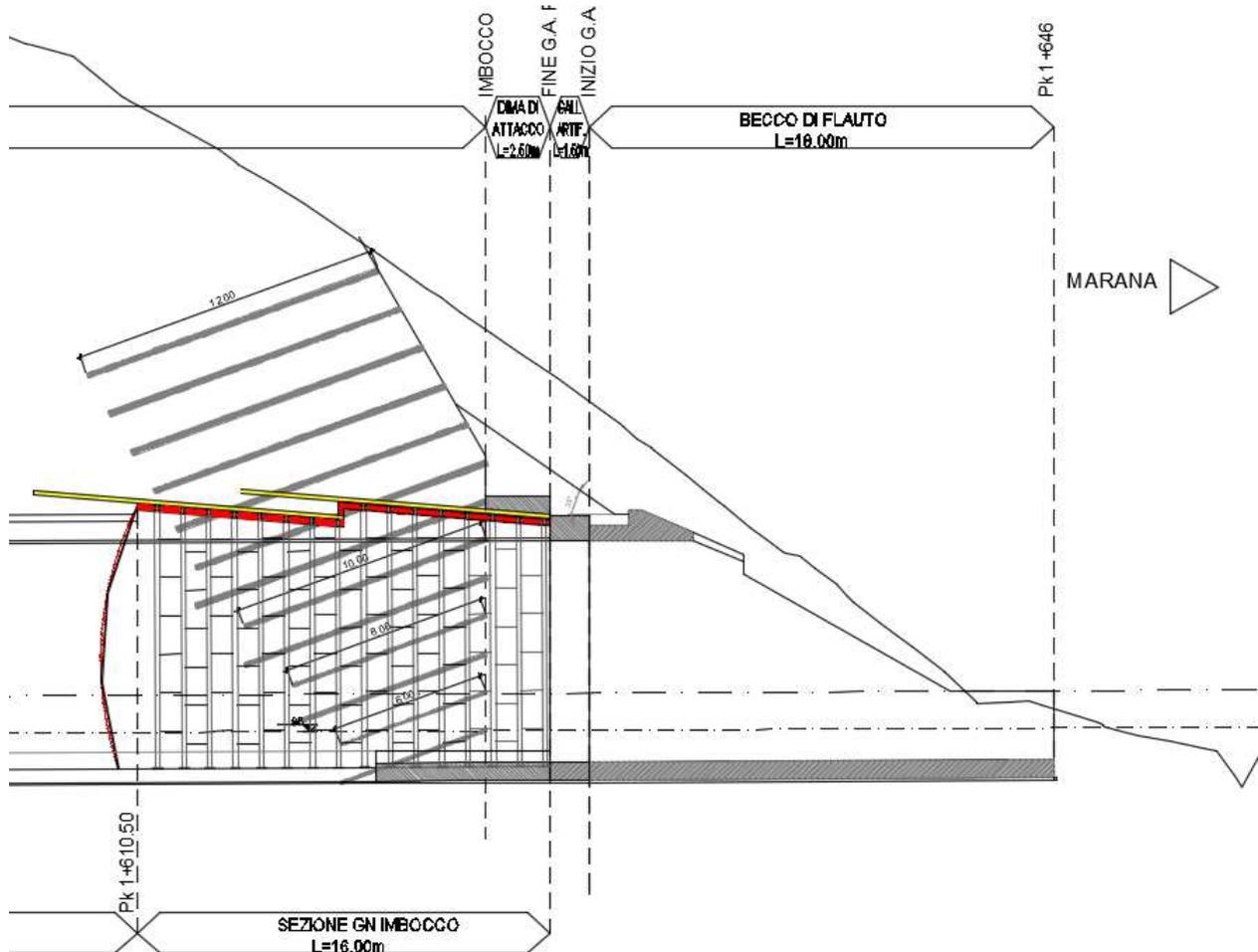
Verifica non necessaria

13.5 VERIFICA CORROSIONE

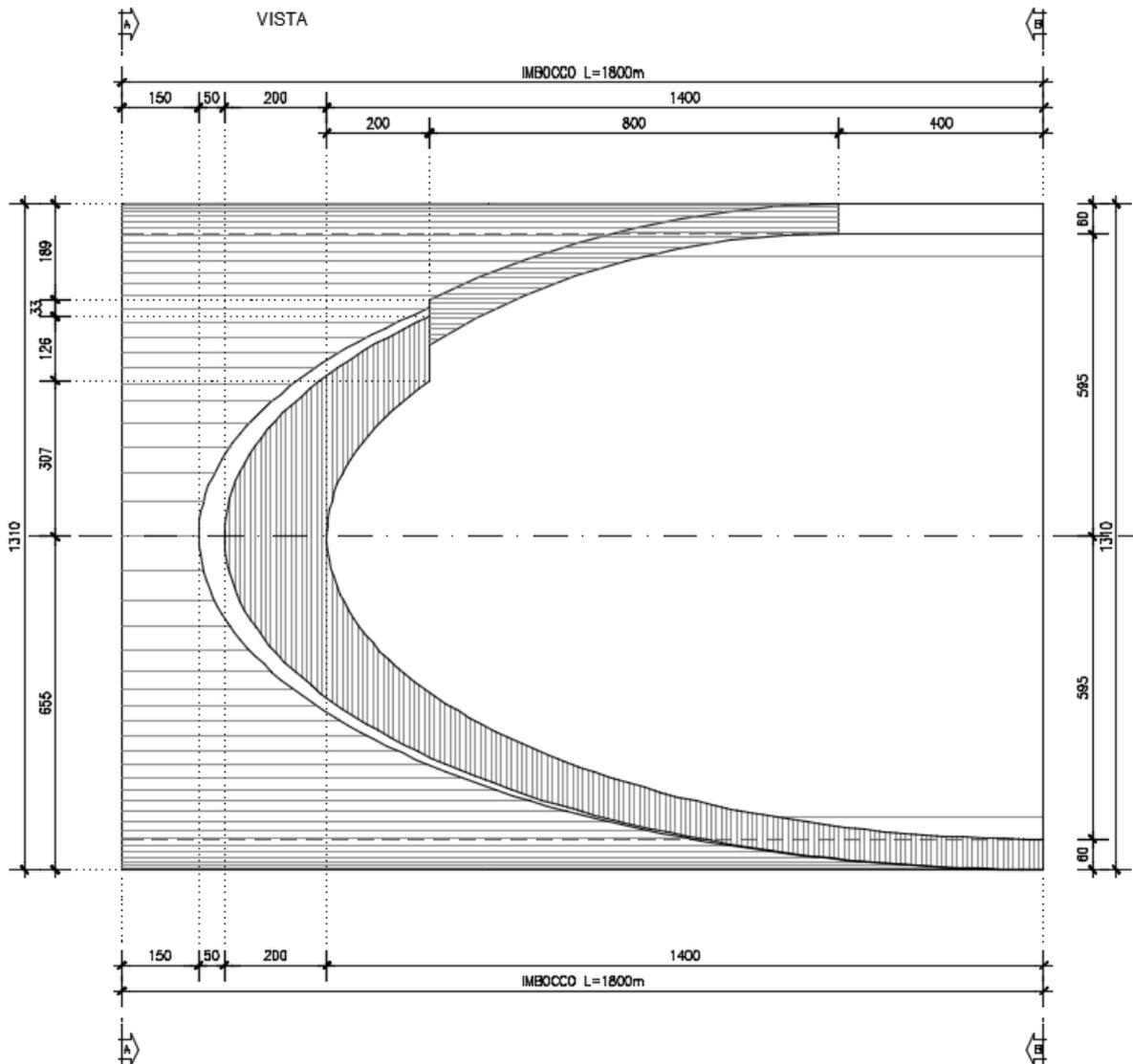
Verifica non necessaria (copriferro sufficiente ad impedire la corrosione)

14 BECCO DI FLAUTO

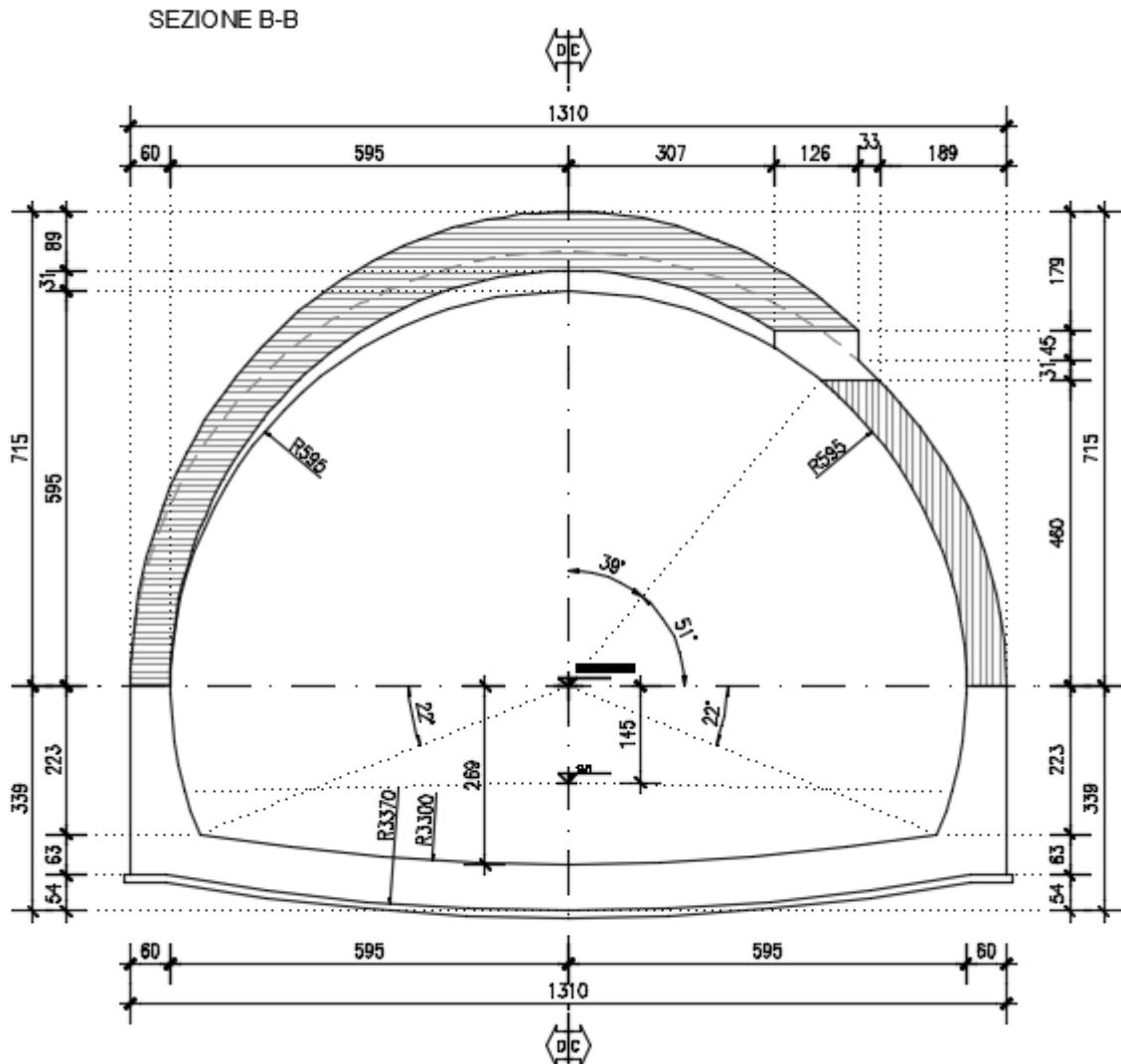
La sistemazione definitiva dell'imbocco prevede la realizzazione del cosiddetto "becco di flauto", ovvero la porzione di galleria esterna a sezione variabile longitudinalmente di raccordo tra la galleria e la viabilità successiva. Il becco di flauto è soggetto ai carichi del terreno di ricoprimento laterale posto all'uscita della galleria a completamento dell'opera.



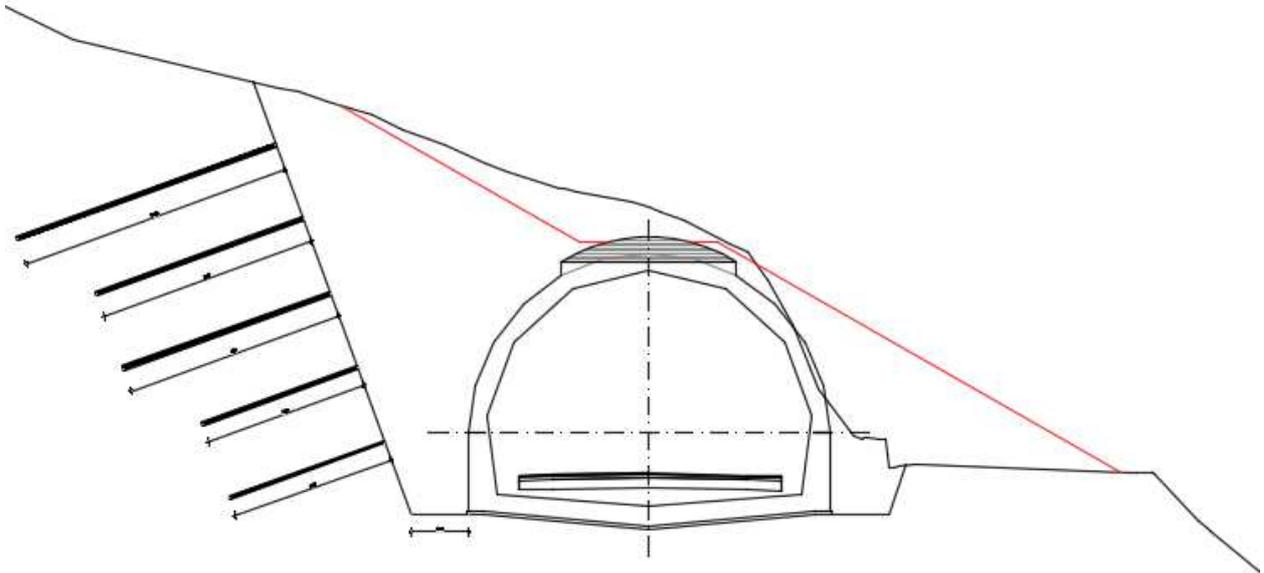
07.2- GALLERIA NATURALE- RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO



07.2- GALLERIA NATURALE- RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO



La sezione tipo all'uscita della galleria (inizio del becco di flauto), con il maggior ricoprimento del terreno di ritombamento (segnato in rosso) sulla sezione è la seguente e sulla base di tale sezione viene effettuato il calcolo considerando i massimi ricoprimenti e la massima spinta sia in condizioni statiche che sismiche del terreno di ricoprimento, sia da un lato che dall'altro del becco di flauto.



Le caratteristiche del terreno di ritombamento e i valori di spinta attiva, spinta passiva e spinta in condizioni sismiche sono riassunti di seguito:

peso specifico	18 kN/m ³
c	0 kPa
φ	32 °
ka	0,307 spinta attiva
ko	0,470 spinta a riposo
kp	3,255 spinta passiva
kh	0,102 g

14.1 ANALISI DEI CARICHI

Carichi permanenti strutturali

Il carico permanente strutturale è rappresentato dal peso proprio della struttura ed è considerato direttamente dal programma di calcolo.

Carichi Permanenti non strutturali

Il carico permanente portato (non strutturale) che interessa la struttura è rappresentato dal peso del terreno di ritombamento.

Nel modello di calcolo le spinte derivanti dall'azione del terreno sulla galleria sono valutate con riferimento sia alla condizione di spinta a riposo che di spinta attiva. Nelle combinazioni statiche la spinta del terreno è applicata su entrambi i lati della galleria, dal piano campagna fino al piano di imposta della fondazione; nelle combinazioni dinamiche, invece, la sovra-spinta dovuta all'azione sismica (valutata con il metodo di Mononobe-Okabe) viene applicata solo sul lato destro, dal piano campagna fino al piano di imposta della fondazione, al fine di massimizzare le sollecitazioni sulla struttura. La spinta passiva in entrambi i casi non viene considerata, in quanto il suo effetto viene esplicitato nel modello dalle molle a compressione che simulano la reazione del terreno alle azioni esterne in gioco.

Con riferimento ai parametri geotecnici definiti in precedenza, i coefficienti di spinta valgono:

	lato monte	lato valle
h_{max}	14,22	6,08 metri
Componente orizzontale (spinta attiva) $th_a = k_a \gamma h_{max}$	78,65 kN/m	33,63 kN/m
Componente orizzontale (spinta a riposo) $th_0 = k_0 \gamma h_{max}$	120,32 kN/m	51,45 kN/m

Carichi Accidentali

Il calcolo di tutte le sezioni analizzate, prende in considerazione la presenza di un carico accidentale uniformemente distribuito sulla superficie al di sopra della galleria, pari a $10,00 \text{ kN/m}^2$ ($q_v\text{-sx}$, $q_v\text{-dx}$).

La pressione orizzontale sulle pareti del becco di flauto prodotta dal sovraccarico accidentale verticale è definita sia in condizioni di spinta attiva che in condizioni di spinta a riposo.

Componente orizzontale uniforme (spinta attiva)

$$q_{ha\text{-sx}} = q_{ha\text{-dx}} = k_a q_v = 0,307 \times 10,00 = 3,073 \text{ kN/m}$$

Componente orizzontale uniforme (spinta a riposo)

$$th\text{-sx} = th\text{-dx} = k_0 q_v = 0,470 \times 10,00 = 4,701 \text{ kN/m}$$

Carico Sismico

L'analisi della sicurezza della galleria in condizioni sismiche è eseguita con il metodo pseudo-statico. Nell'analisi pseudostatica, l'azione sismica è rappresentata da un sistema di forze statiche equivalenti, pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Le forze sismiche prese in considerazione sono:

- forza d'inerzia orizzontale indotta dal peso proprio della struttura;
- forza d'inerzia verticale indotta dal peso proprio della struttura (diretta verso il basso e verso l'alto);
- spinta sismica orizzontale del terreno.

Inerzia sismica orizzontale della struttura

La struttura è soggetta a forze inerziali indotte dal sisma, date dal prodotto del peso per il coefficiente sismico orizzontale, k_h .

La forza inerziale orizzontale viene applicata come forza statica equivalente.

Il massimo peso a metro del becco di fluato della galleria (sulla larghezza di un metro) vale:

$$P = 24,18 \times 25,00 = 604,5 \text{ kN};$$

La forza inerziale risultante (applicata nel baricentro) vale:

$$in-h = k_h P = 0,102 \times 604,5 = 61,66 \text{ kN}.$$

Inerzia sismica verticale della struttura

Il coefficiente verticale è pari alla metà del coefficiente orizzontale per cui la forza inerziale risultante verticale è pari a:

$$in-h = k_v P = 0,051 \times 604,5 = 30,83 \text{ kN}.$$

Spinta sismica orizzontale terreno

La forza dinamica dovuta all'incremento di spinta del terreno viene stimata con riferimento al metodo di Mononobe-Okabe, che permette di calcolare i relativi coefficienti di spinta.

Con i coefficienti si calcolano le sovra-pressioni del terreno sulla struttura.

Pressione terreno
lato monte lato valle

hmax 14,22 6,08 metri

Incremento sismico orizzontale terreno
Componente orizzontale (spinta sismica)

26,11 kN/m 11,16 kN/m
delta tha sx delta tha dx

14.2 COMBINAZIONI DI CARICO

Ai fini delle verifiche agli stati limite (ultimi e di esercizio) sono state considerate le combinazioni di carico indicate nella normativa vigente

Combinazione fondamentale (SLU):

$$F_d = \gamma_G \gamma_{EG} G_k + \gamma_{Q1} \gamma_{EQ1} Q_{1k} + \sum_i (\psi_{0i} \gamma_{Qi} \gamma_{EQi} Q_{ik})$$

Combinazione rara (SLE):

$$F_d = G_k + Q_{1k} + \sum_i (\psi_{0i} Q_{ik})$$

Combinazione frequente (SLE):

$$F_d = G_k + \psi_{1i} Q_{1k} + \sum_i (\psi_{2i} Q_{ik})$$

Combinazione quasi permanente (SLE):

$$F_d = G_k + \psi_{2i} Q_{1k} + \sum_i (\psi_{2i} Q_{ik})$$

Combinazione sismica (SLE):

$$F_d = \gamma_{IE} + G_k + \sum_i (\psi_{2i} Q_{ki})$$

dove:

G_k = valore caratteristico delle azioni permanenti;

Q_{1k} = valore caratteristico dell'azione di base di ogni combinazione;

Q_{ik} = valori caratteristici delle azioni variabili tra loro indipendenti;

La normativa ai fini delle verifiche nei confronti degli stati limite ultimi e geotecnici prevede due diversi approcci, a ciascuno dei quali corrispondono due set di coefficienti da applicare rispettivamente alle azioni (A1, A2) ed ai parametri del terreno (M1 ed M2).

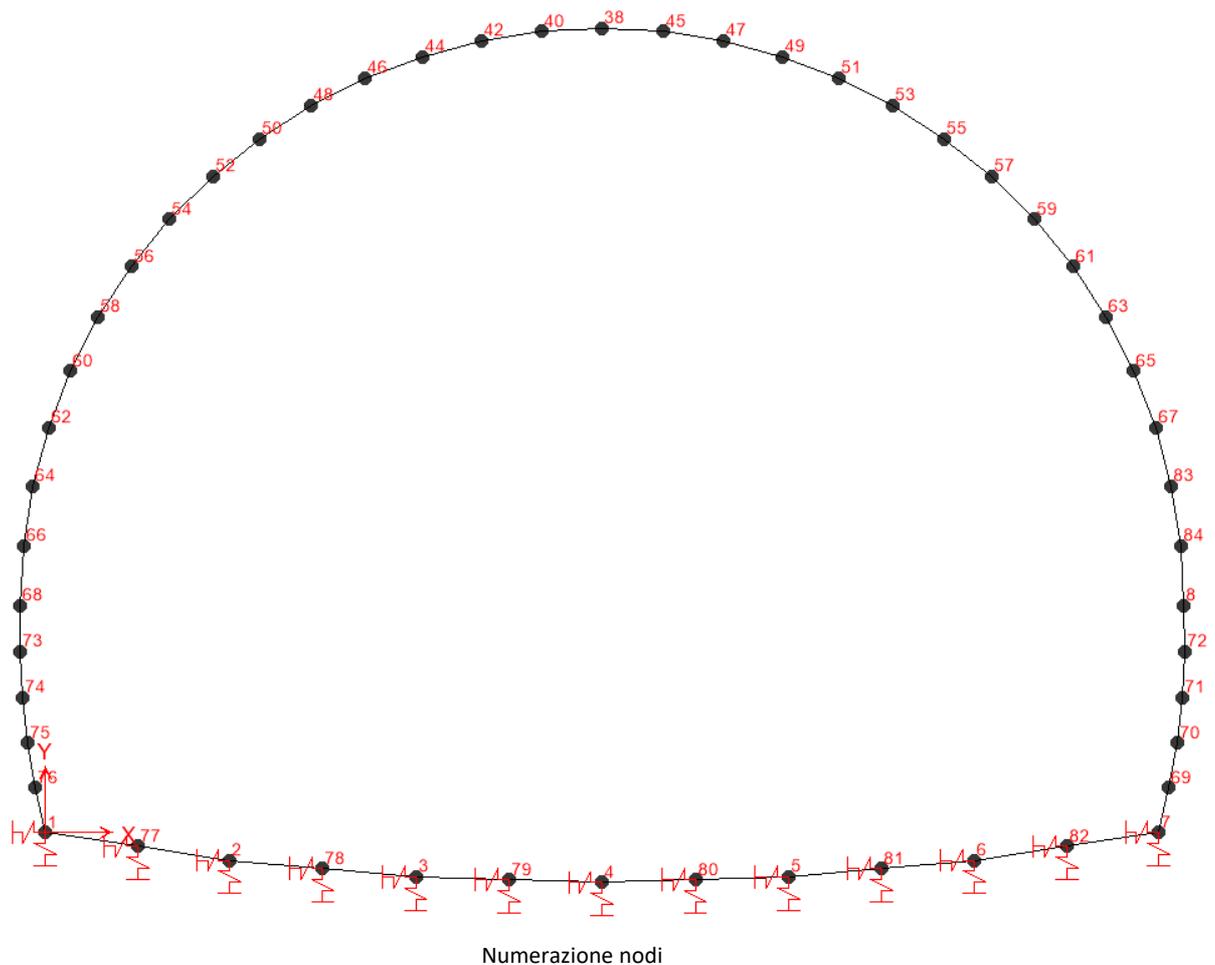
Seguono le combinazioni di carico considerate per i diversi casi di carico considerati:

Definizione Combinazioni SLU																				
Combinazione	Caso di Carico		Combinazione	Caso di Carico		Combinazione	Caso di Carico		Combinazione	Caso di Carico		Combinazione	Caso di Carico		Combinazione	Caso di Carico		Combinazione	Caso di Carico	
COMB SLU-1	DEAD	1,3	COMB SLU-2	DEAD	1,3	COMB SLU-3	DEAD	1,3	COMB SLU-4	DEAD	1,3	COMB SLU-5	DEAD	1,3	COMB SLU-6	DEAD	1,3	COMB SLU-7	DEAD	1,3
COMB SLU-1	tha-sx	1,3	COMB SLU-2	tha-sx	1,3	COMB SLU-3	tha-sx	1,3	COMB SLU-4	tha-sx	1,3	COMB SLU-5	th0-sx	1,3	COMB SLU-6	th0-sx	1,3	COMB SLU-7	th0-sx	1,3
COMB SLU-1	tha-dx	1,3	COMB SLU-2	tha-dx	1	COMB SLU-3	tha-dx	1,3	COMB SLU-4	tha-dx	1	COMB SLU-5	th0-dx	1,3	COMB SLU-6	th0-dx	1	COMB SLU-7	th0-dx	1,3
COMB SLU-1	qha-sx	1,5	COMB SLU-2	qha-sx	1,5							COMB SLU-5	qh0-sx	1,5	COMB SLU-6	qh0-sx	1,5			
COMB SLU-1	qha-dx	1,5	COMB SLU-2	qv-sx	1,5							COMB SLU-5	qh0-dx	1,5	COMB SLU-6	qv-sx	1,5			
COMB SLU-1	qv-sx	1,5										COMB SLU-5	qv-sx	1,5						
COMB SLU-1	qv-dx	1,5										COMB SLU-5	qv-dx	1,5						
Definizione Combinazioni SLE-RARA																				
Combinazione	Caso di Carico		Combinazione	Caso di Carico		Combinazione	Caso di Carico	oltiplicatore												
COMB SLE-R-1	DEAD	1	COMB SLE-R-2	DEAD	1	COMB SLE-R-3	DEAD	1	COMB SLE-R-4	DEAD	1	COMB SLE-R-5	DEAD	1	COMB SLE-R-6	DEAD	1			
COMB SLE-R-1	tha-sx	1	COMB SLE-R-2	tha-sx	1	COMB SLE-R-3	tha-sx	1	COMB SLE-R-4	th0-sx	1	COMB SLE-R-5	th0-sx	1	COMB SLE-R-6	th0-sx	1			
COMB SLE-R-1	tha-dx	1	COMB SLE-R-2	tha-dx	1	COMB SLE-R-3	tha-dx	1	COMB SLE-R-4	th0-dx	1	COMB SLE-R-5	th0-dx	1	COMB SLE-R-6	th0-dx	1			
COMB SLE-R-1	qha-sx	1	COMB SLE-R-2	qha-sx	1				COMB SLE-R-4	qh0-sx	1	COMB SLE-R-5	qh0-sx	1						
COMB SLE-R-1	qha-dx	1	COMB SLE-R-2	qv-sx	1				COMB SLE-R-4	qh0-dx	1	COMB SLE-R-5	qv-sx	1						
COMB SLE-R-1	qv-sx	1							COMB SLE-R-4	qv-sx	1									
COMB SLE-R-1	qv-dx	1							COMB SLE-R-4	qv-dx	1									
Definizione Combinazioni SLE-FREQUENTE																				
Combinazione	Caso di Carico		Combinazione	Caso di Carico		Combinazione	Caso di Carico		Combinazione	Caso di Carico		Combinazione	Caso di Carico		Combinazione	Caso di Carico				
COMB SLE-F-1	DEAD	1	COMB SLE-F-2	DEAD	1	COMB SLE-F-3	DEAD	1	COMB SLE-F-4	DEAD	1	COMB SLE-F-5	DEAD	1	COMB SLE-F-6	DEAD	1			
COMB SLE-F-1	tha-sx	1	COMB SLE-F-2	tha-sx	1	COMB SLE-F-3	tha-sx	1	COMB SLE-F-4	th0-sx	1	COMB SLE-F-5	th0-sx	1	COMB SLE-F-6	th0-sx	1			
COMB SLE-F-1	tha-dx	1	COMB SLE-F-2	tha-dx	1	COMB SLE-F-3	tha-dx	1	COMB SLE-F-4	th0-dx	1	COMB SLE-F-5	th0-dx	1	COMB SLE-F-6	th0-dx	1			
COMB SLE-F-1	qha-sx	0,5	COMB SLE-F-2	qha-sx	0,5				COMB SLE-F-4	qh0-sx	0,5	COMB SLE-F-5	qh0-sx	0,5						
COMB SLE-F-1	qha-dx	0,5	COMB SLE-F-2	qv-sx	0,5				COMB SLE-F-4	qh0-dx	0,5	COMB SLE-F-5	qv-sx	0,5						
COMB SLE-F-1	qv-sx	0,5							COMB SLE-F-4	qv-sx	0,5									
COMB SLE-F-1	qv-dx	0,5							COMB SLE-F-4	qv-dx	0,5									
Definizione Combinazioni SLE-QUASI PERMANENTE																				
Combinazione	Caso di Carico		Combinazione	Caso di Carico		Combinazione	Caso di Carico		Combinazione	Caso di Carico		Combinazione	Caso di Carico		Combinazione	Caso di Carico				
COMB SLE-OP-1	DEAD	1	COMB SLE-OP-2	DEAD	1	COMB SLE-OP-3	DEAD	1	COMB SLE-OP-4	DEAD	1	COMB SLE-OP-5	DEAD	1	COMB SLE-OP-6	DEAD	1			
COMB SLE-OP-1	tha-sx	1	COMB SLE-OP-2	tha-sx	1	COMB SLE-OP-3	tha-sx	1	COMB SLE-OP-4	th0-sx	1	COMB SLE-OP-5	th0-sx	1	COMB SLE-OP-6	th0-sx	1			
COMB SLE-OP-1	tha-dx	1	COMB SLE-OP-2	tha-dx	1	COMB SLE-OP-3	tha-dx	1	COMB SLE-OP-4	th0-dx	1	COMB SLE-OP-5	th0-dx	1	COMB SLE-OP-6	th0-dx	1			
COMB SLE-OP-1	qha-sx	0,2	COMB SLE-OP-2	qha-sx	0,2				COMB SLE-OP-4	qh0-sx	0,2	COMB SLE-OP-5	qh0-sx	0,2						
COMB SLE-OP-1	qha-dx	0,2	COMB SLE-OP-2	qv-sx	0,2				COMB SLE-OP-4	qh0-dx	0,2	COMB SLE-OP-5	qv-sx	0,2						
COMB SLE-OP-1	qv-sx	0,2							COMB SLE-OP-4	qv-sx	0,2									
COMB SLE-OP-1	qv-dx	0,2							COMB SLE-OP-4	qv-dx	0,2									
Definizione Combinazioni SLV-SISMICA																				
Combinazione	Caso di Carico		Combinazione	Caso di Carico		Combinazione	Caso di Carico		Combinazione	Caso di Carico		Combinazione	Caso di Carico		Combinazione	Caso di Carico				
COMB SIM-E-1	DEAD	1	COMB SIM-E-2	DEAD	1	COMB SIM-E-3	DEAD	1	COMB SIM-E-4	DEAD	1									
COMB SIM-E-1	tha-sx	1	COMB SIM-E-2	tha-sx	1	COMB SIM-E-3	tha-sx	1	COMB SIM-E-4	tha-sx	1									
COMB SIM-E-1	tha-dx	1	COMB SIM-E-2	tha-dx	1	COMB SIM-E-3	tha-dx	1	COMB SIM-E-4	tha-dx	1									
COMB SIM-E-1	delta tha sx	1	COMB SIM-E-2	delta tha sx	-1	COMB SIM-E-3	delta tha dx	1	COMB SIM-E-4	delta tha dx	-1									
COMB SIM-E-1	in-v	1	COMB SIM-E-2	in-v	-1	COMB SIM-E-3	in-v	1	COMB SIM-E-4	in-v	-1									
COMB SIM-E-1	in-h	1	COMB SIM-E-2	in-h	1	COMB SIM-E-3	in-h	-1	COMB SIM-E-4	in-h	-1									

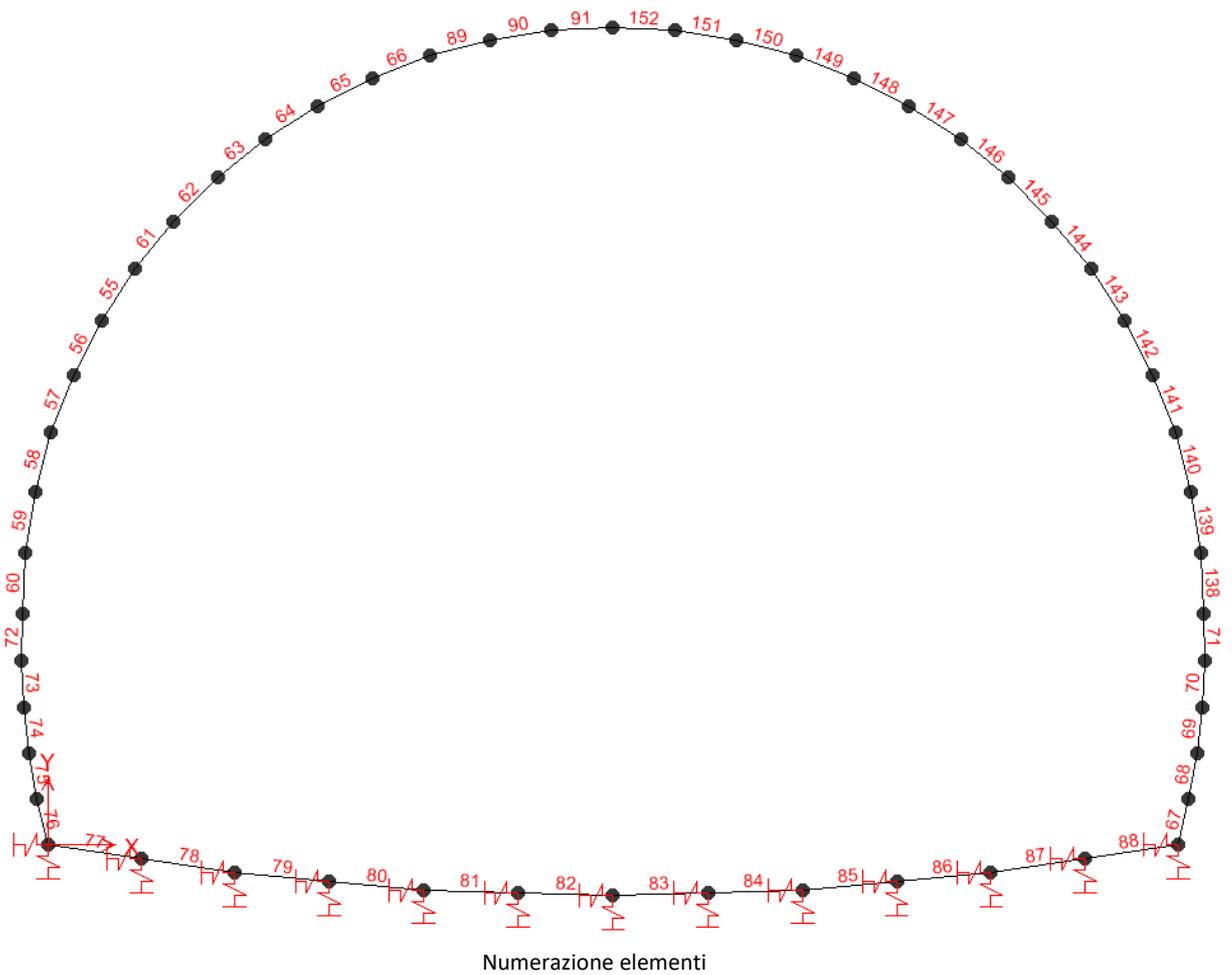
14.3 MODELLO DI CALCOLO

L'analisi della struttura é stata condotta attraverso una modellazione basata sul metodo degli elementi finiti, con l'ausilio del programma SAP2000 versione 16, distribuita dalla Computers and Structures Inc., Berkeley, California, U.S.A.. La struttura, per sua conformazione e per tipologia di carico applicate, e soggetta ad uno stato piano di deformazione. L'analisi, pertanto, é condotta considerando uno schema a telaio piano, composto da aste che convergono in nodi, localizzati lungo la linea media della sezione della galleria. A ciascuna asta sono stati applicati i carichi definiti in precedenza e sono state ricavate le caratteristiche di sollecitazione, successivamente, sono state effettuate le verifiche agli stati limite ultimi, agli stati limite di esercizio e le verifiche in condizioni simiche.

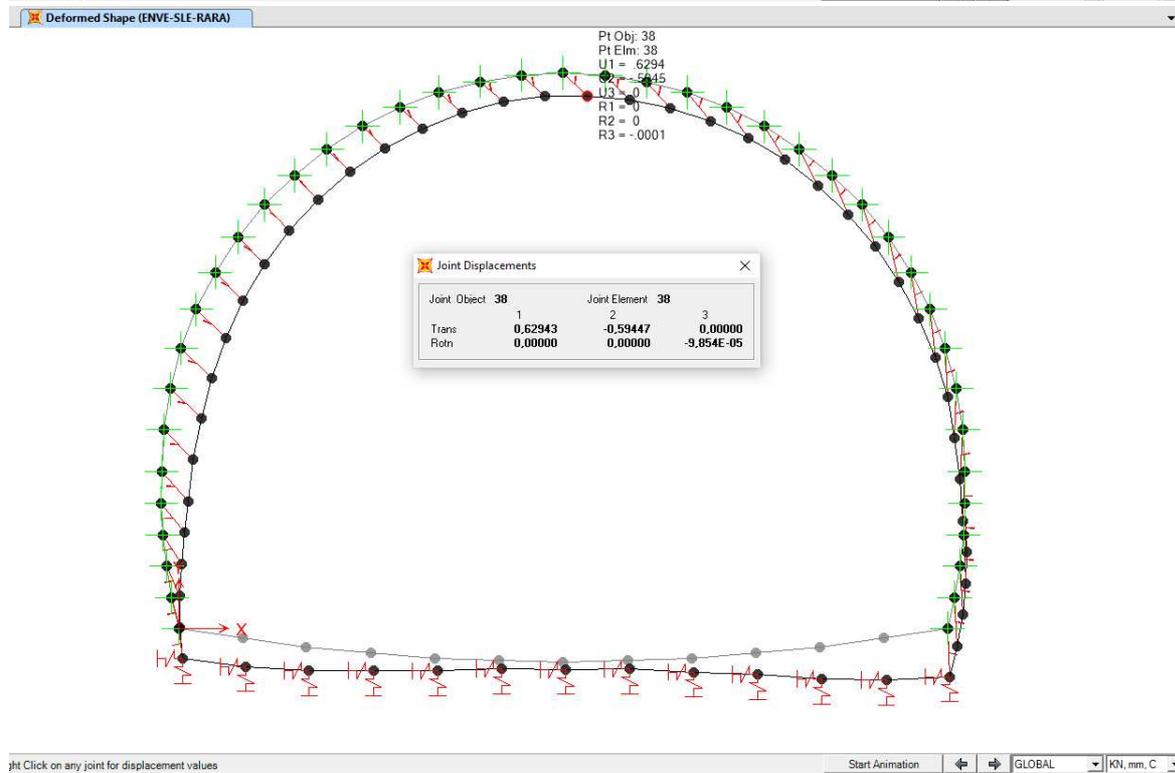
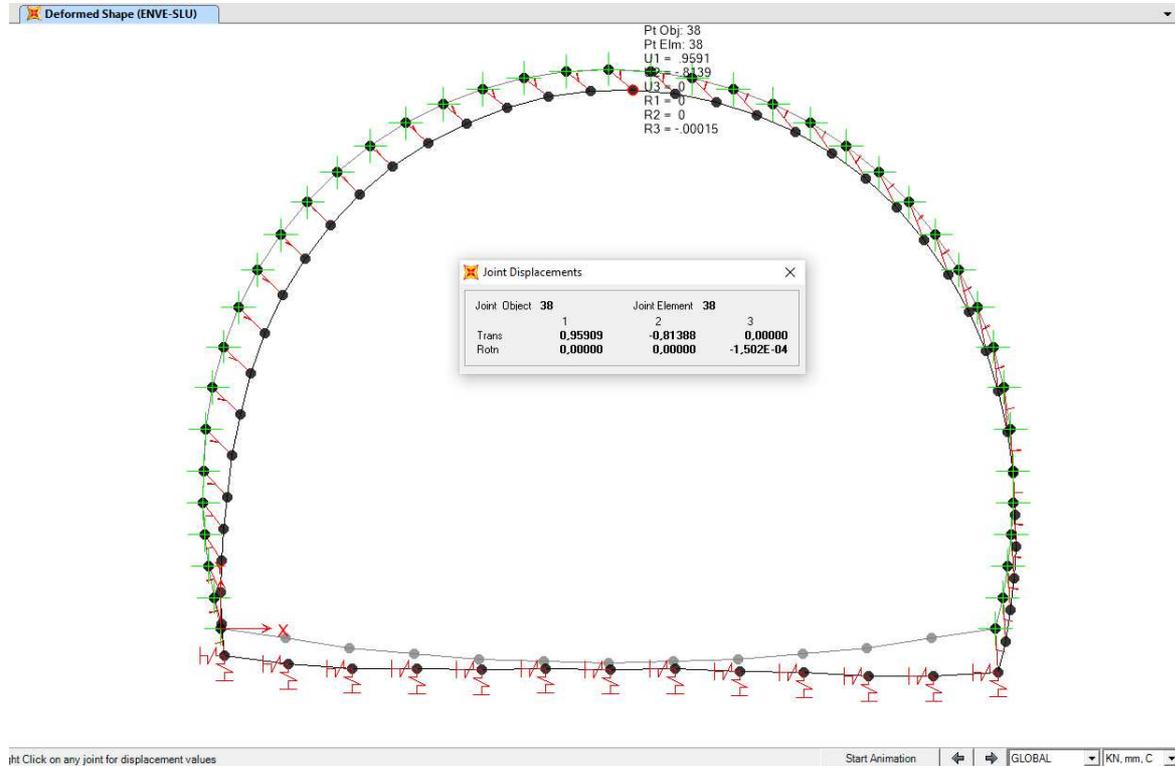
Il telaio é stato vincolato a terra, da una serie di molle elastiche aventi rigidezza pari ai moduli precedentemente determinati ($k_{winkler} = 41000 \text{ kN/m}^3$). Si é tenuto conto della non linearità del terreno, ossia della sua assoluta incapacità di resistere a sforzi di trazione, attribuendo alle molle rigidezza assiale esclusivamente nei confronti di sollecitazioni di compressione; per tale motivo la struttura é stata studiata mediante analisi statica elastica non lineare.



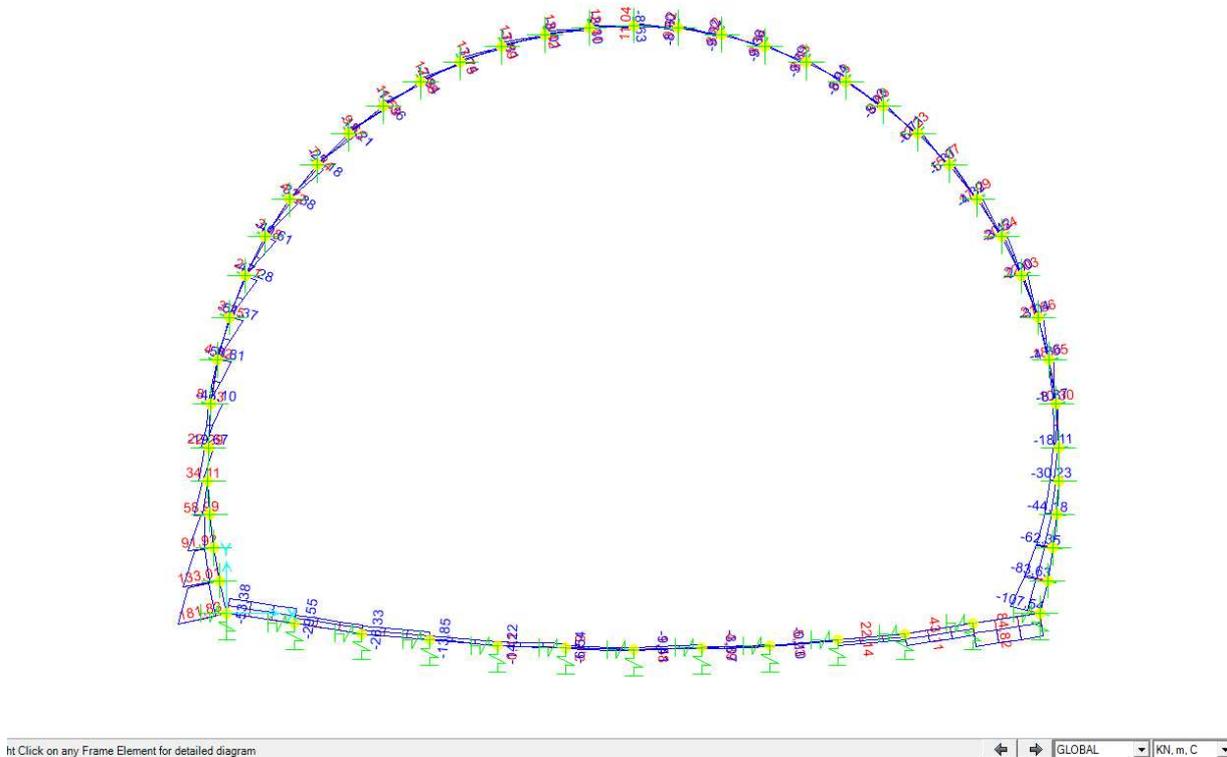
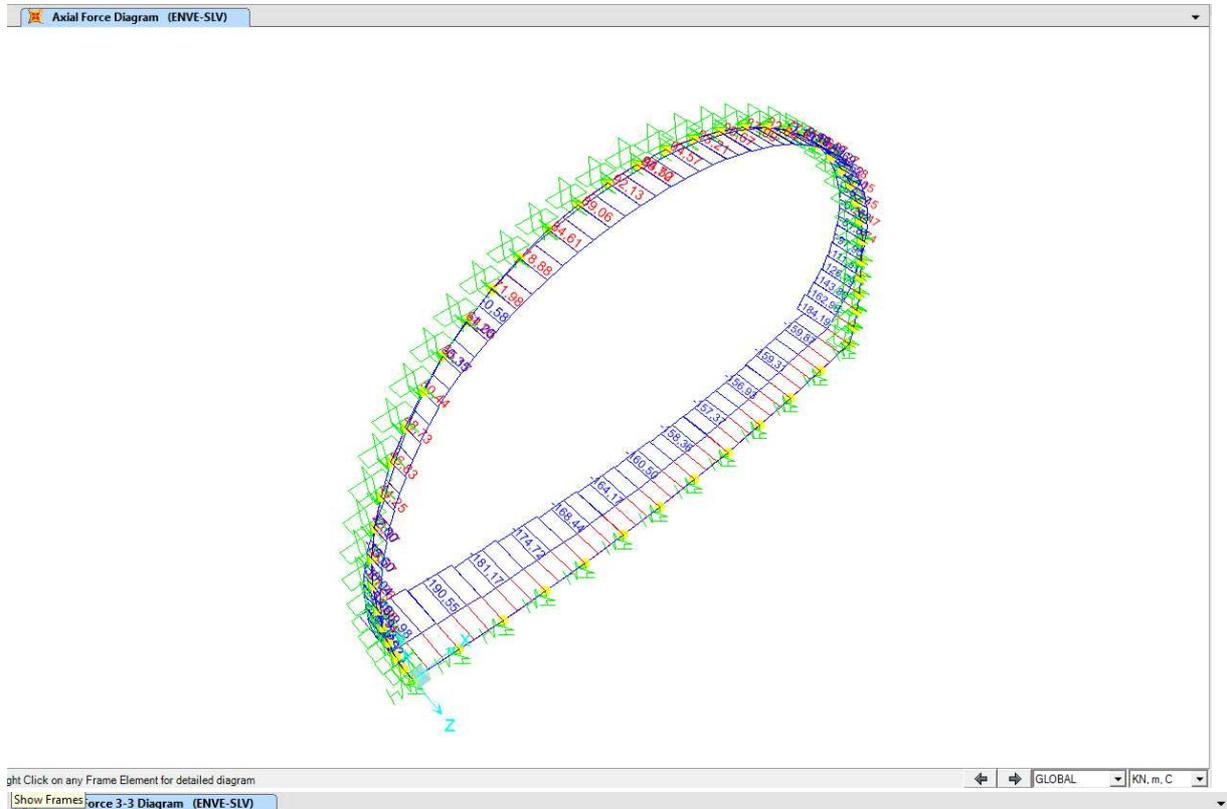
07.2- GALLERIA NATURALE- RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO



14.4 RISULTATI DEL CALCOLO

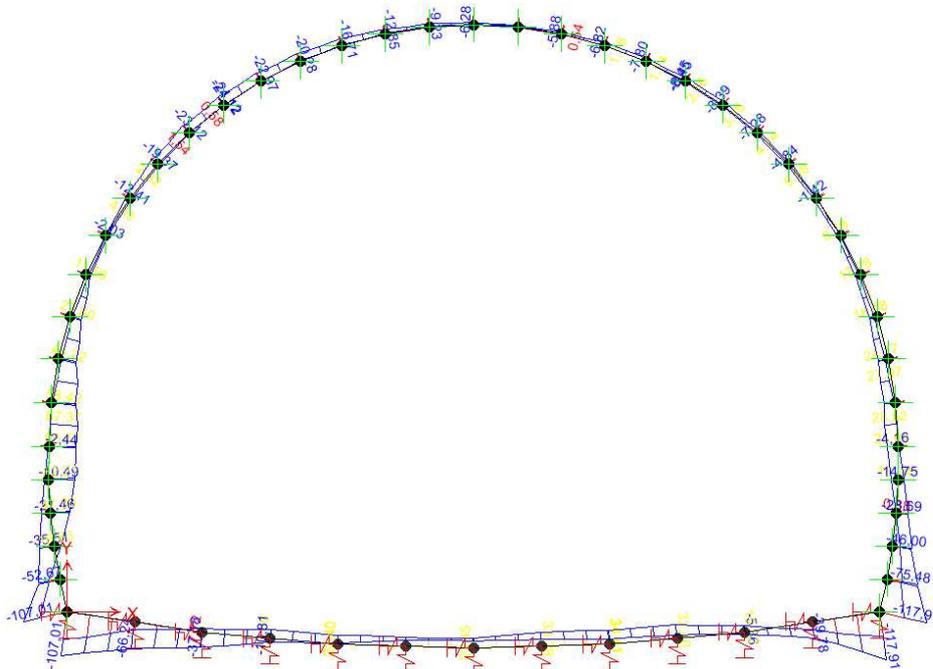


07.2- GALLERIA NATURALE- RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO



07.2- GALLERIA NATURALE- RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

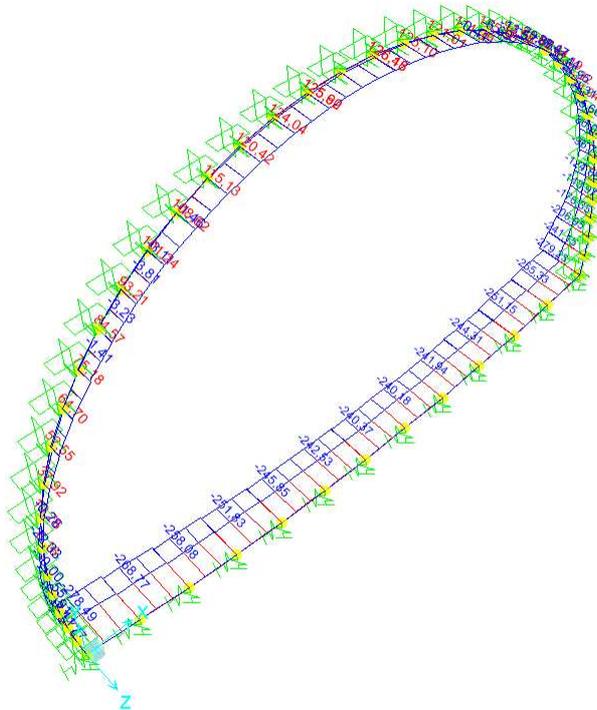
Moment 2-2 Diagram (ENVE-SLV)



ht Click on any Frame Element for detailed diagram

GLOBAL KN, m, C

Axial Force Diagram (ENVE-SLU)

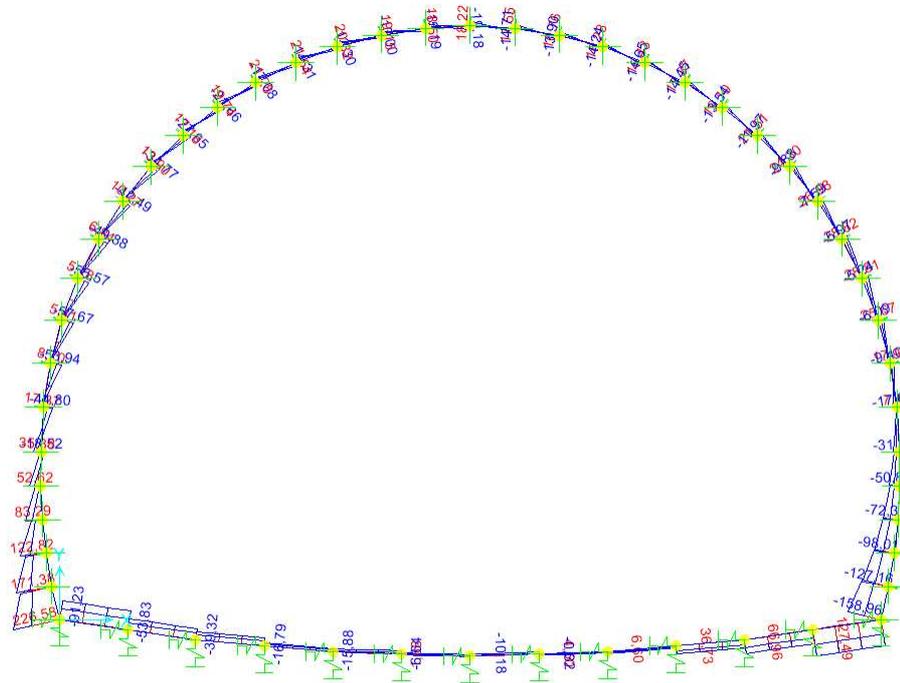


ht Click on any Frame Element for detailed diagram

GLOBAL KN, m, C

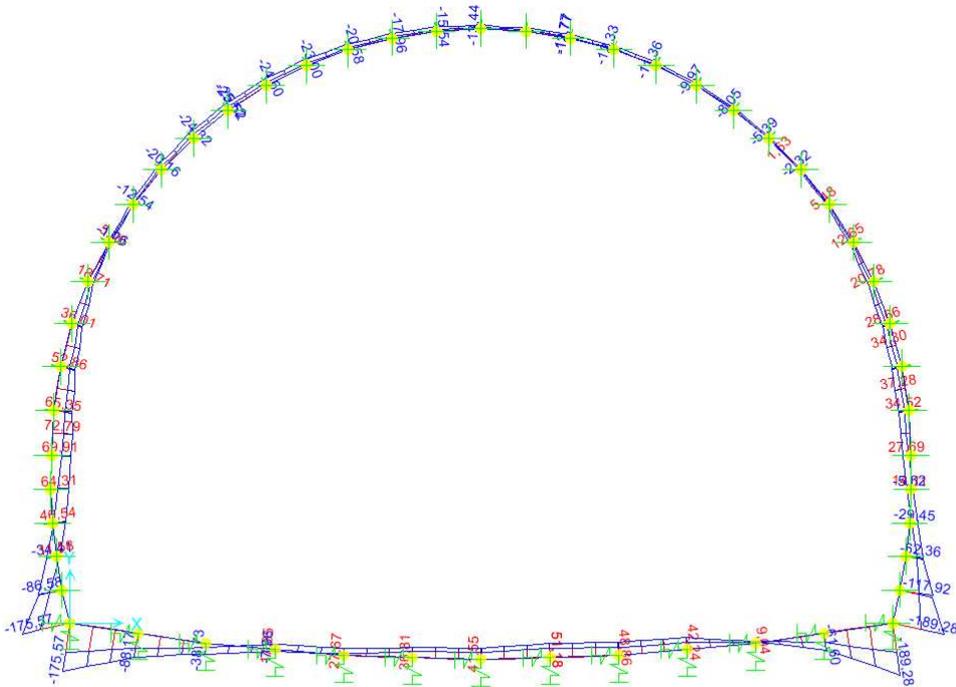
07.2- GALLERIA NATURALE- RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

Shear Force 3-3 Diagram (ENVE-SLU)



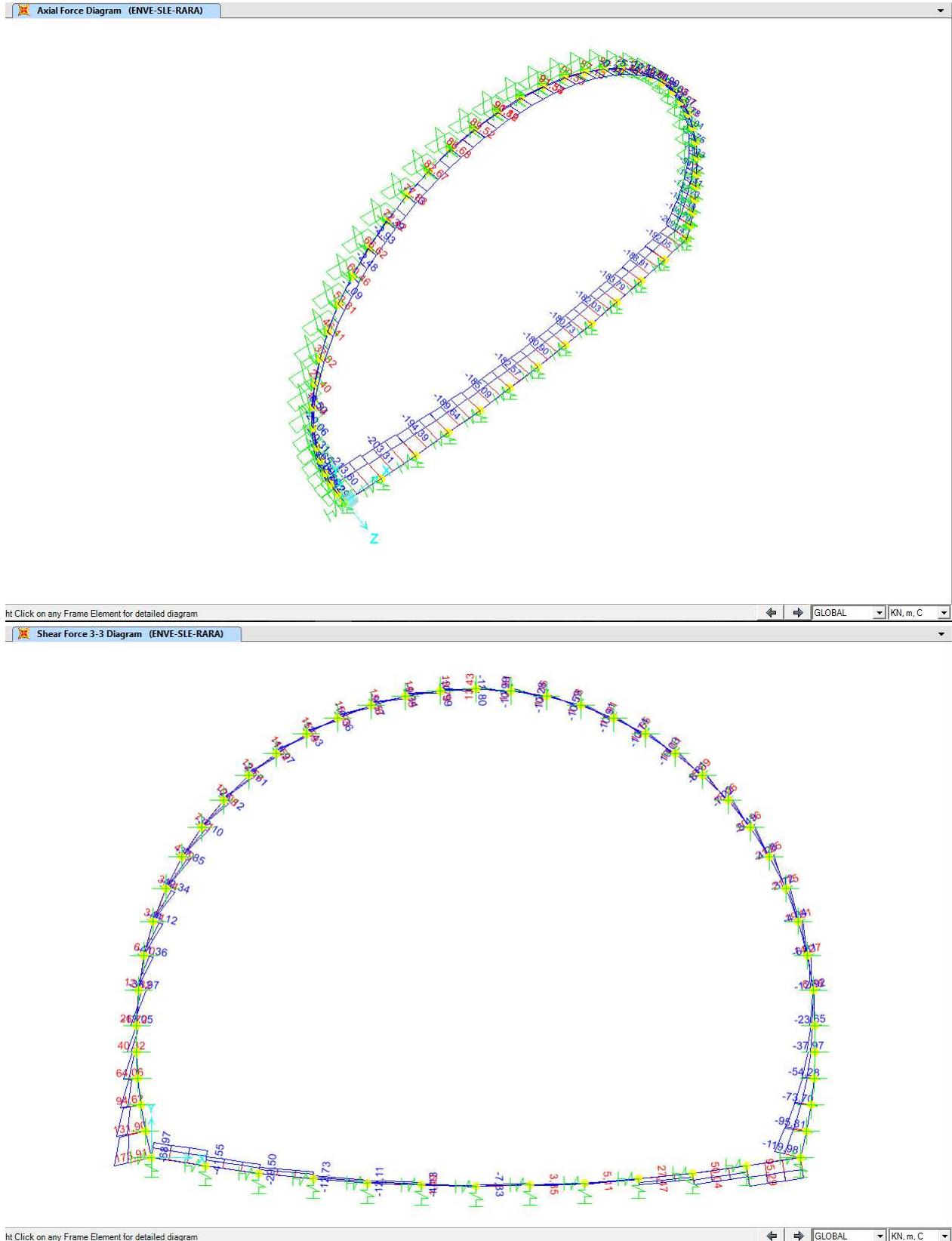
Click on any Frame Element for detailed diagram

Moment 2-2 Diagram (ENVE-SLU)

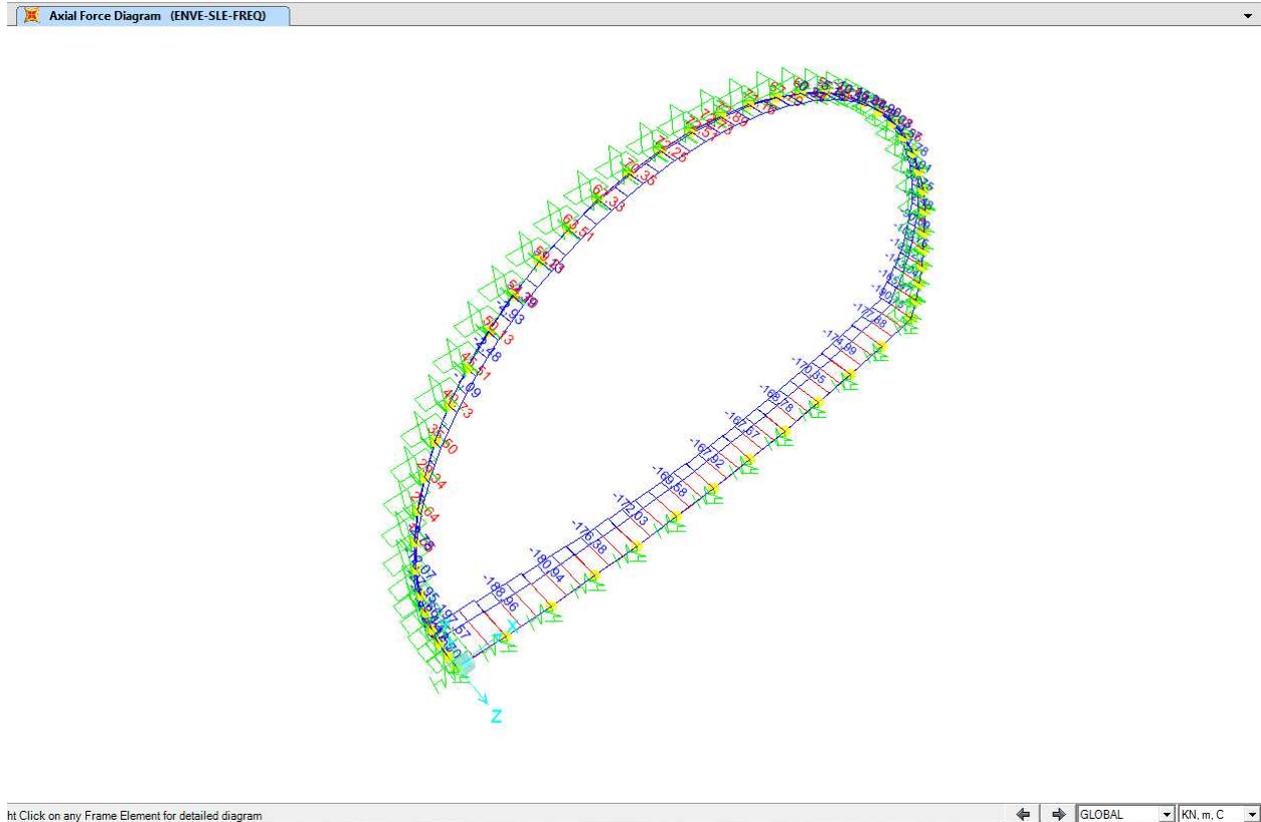
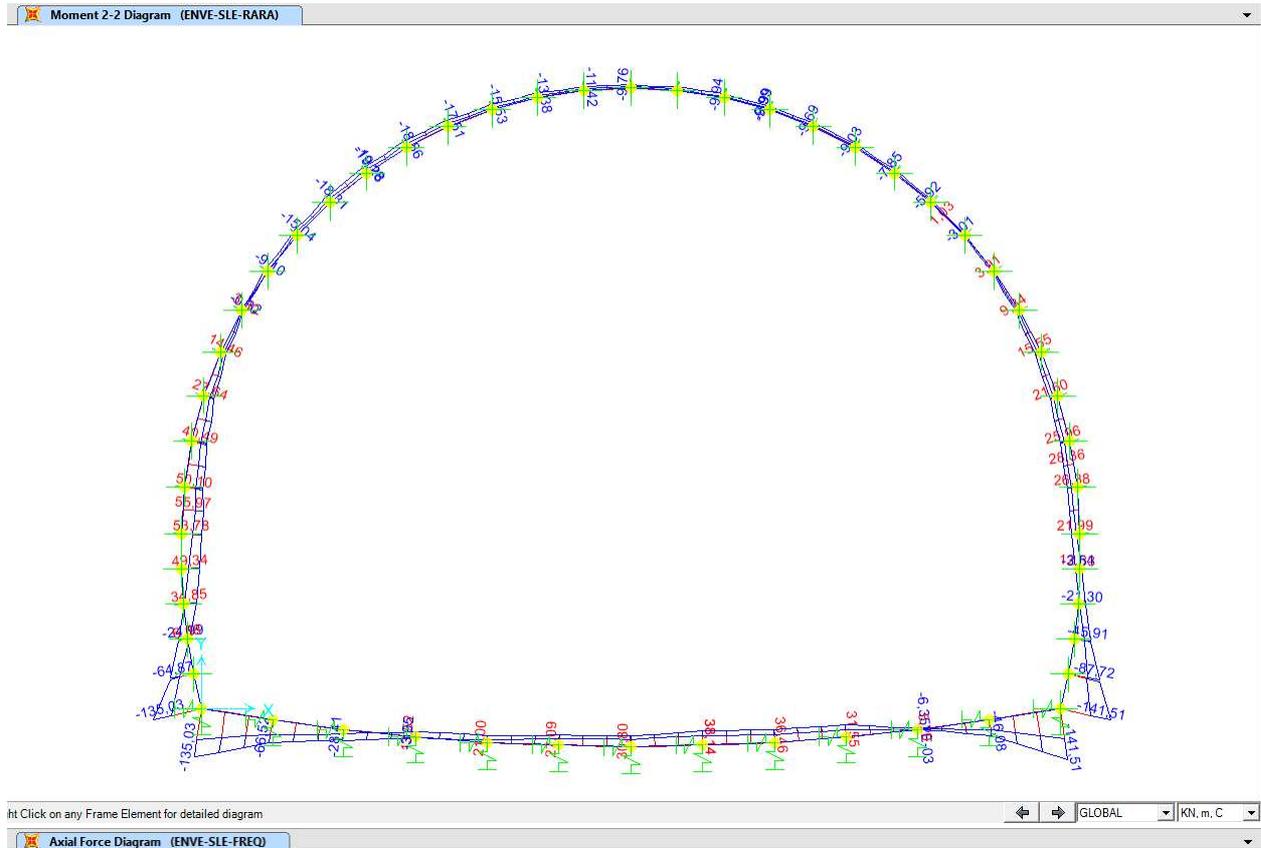


Click on any Frame Element for detailed diagram

07.2- GALLERIA NATURALE- RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

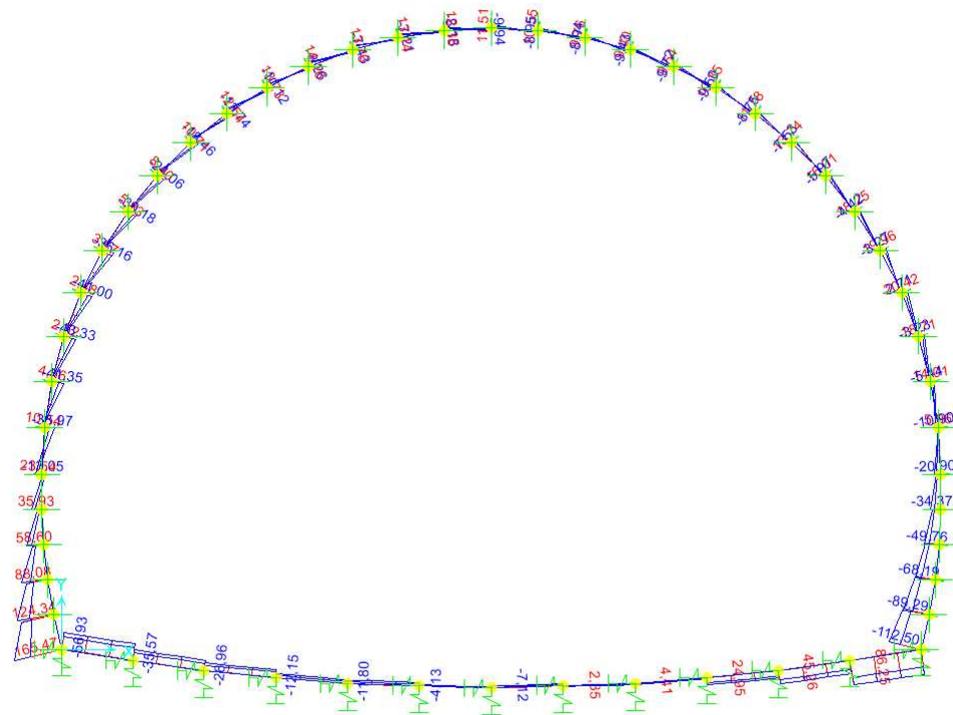


07.2- GALLERIA NATURALE- RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO



07.2- GALLERIA NATURALE- RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

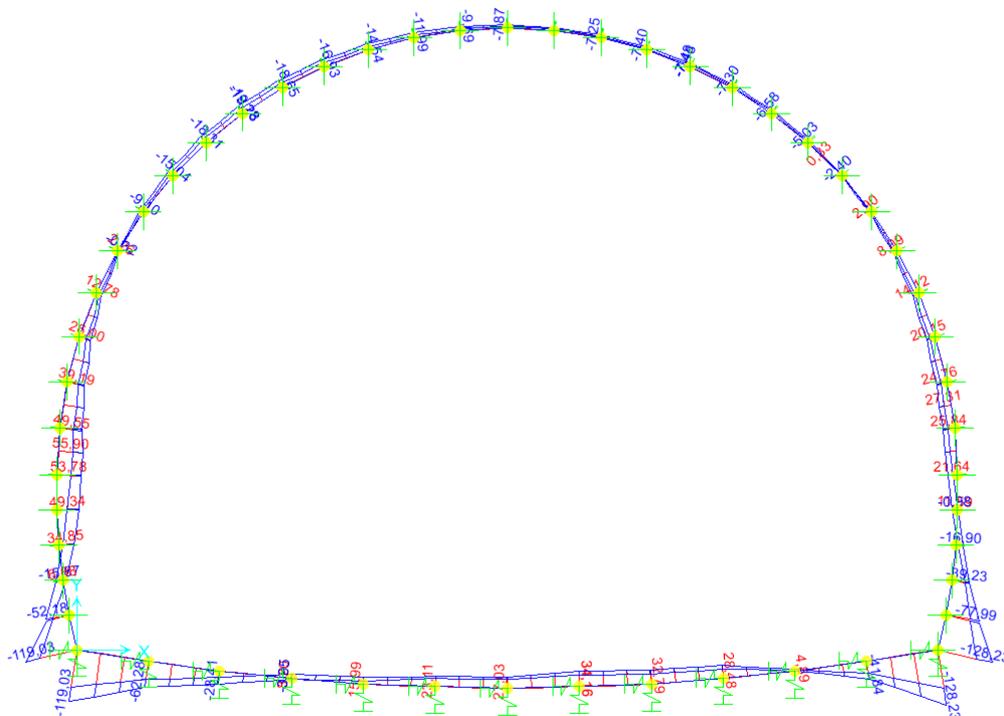
Shear Force 3-3 Diagram (ENVE-SLE-FREQ)



Click on any Frame Element for detailed diagram

GLOBAL KN, m, C

Moment 2-2 Diagram (ENVE-SLE-FREQ)

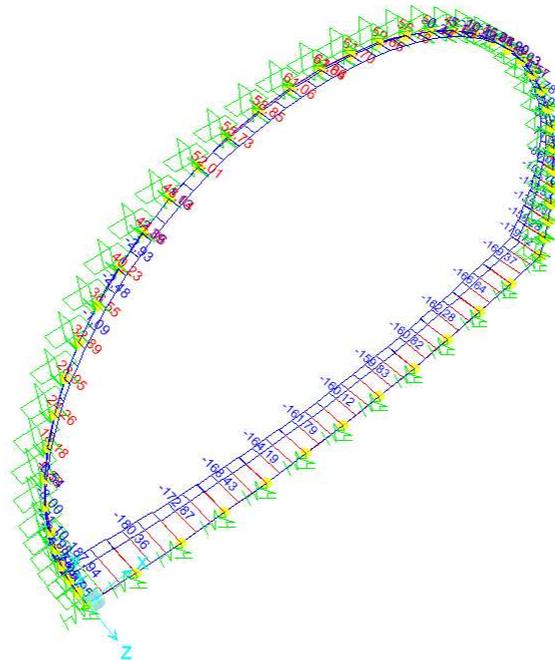


Click on any Frame Element for detailed diagram

GLOBAL KN, m, C

07.2- GALLERIA NATURALE- RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

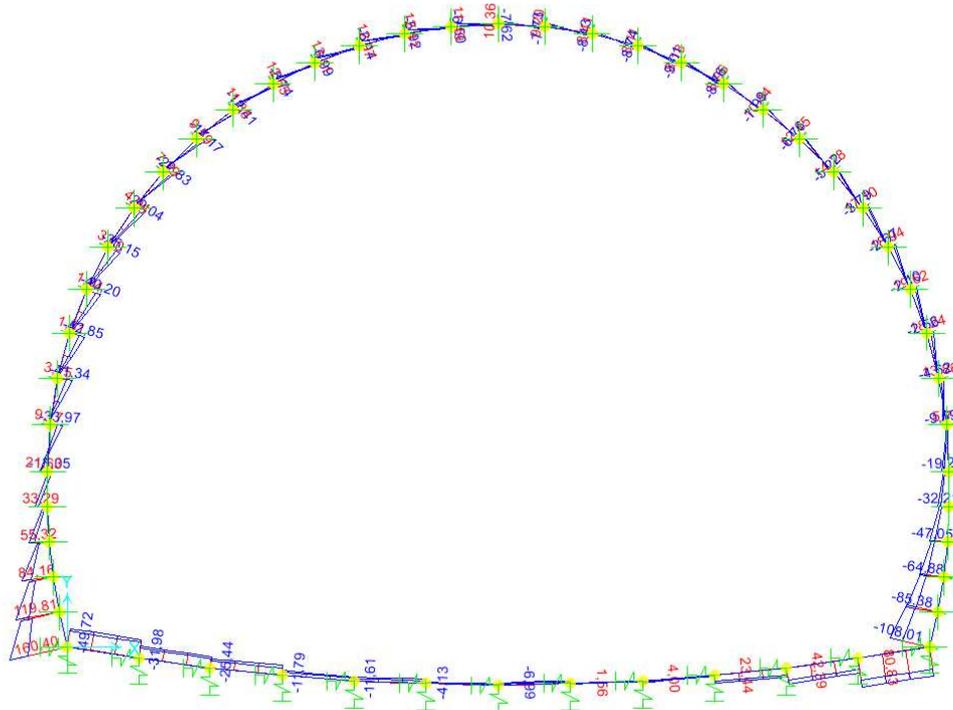
Axial Force Diagram (ENVE-SLE-QP)



Click on any Frame Element for detailed diagram

GLOBAL KN, m, C

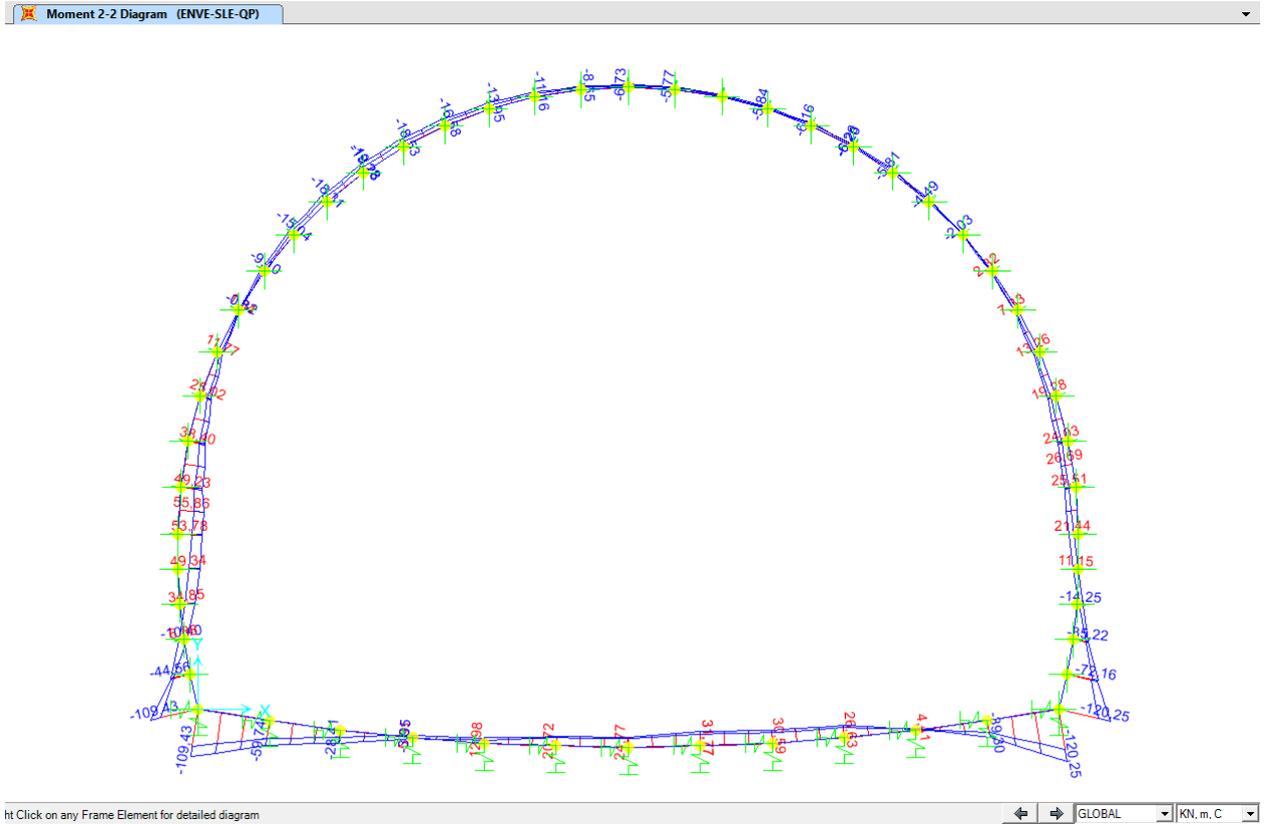
Shear Force 3-3 Diagram (ENVE-SLE-QP)



Click on any Frame Element for detailed diagram

GLOBAL KN, m, C

07.2- GALLERIA NATURALE- RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO



14.5 VERIFICHE

La parte a sezione costante da 60 cm. (calotta) che discende dalla cima della calotta fino a 1,45 metri da Q.P. (quota progetto) verrà armata con 5 ferri trasversali diametro 16 a metro (ϕ 16/20), mentre longitudinalmente si inseriscono ϕ 12 a passo 20.

Per quanto riguarda la parte rastremata (piedritti) al di sotto di 1,45 metri da Q.P. (quota progetto), dove la sezione passa da 60 cm. a circa 100 cm. (all'attacco con arco rovescio) i ferri trasversali ϕ 16 diventano ϕ 20, sempre a passo 20 cm., mentre longitudinalmente restano i ferri ϕ 12/20.

La parte di arco rovescio viene armata analogamente ai piedritti, ovvero ϕ 20/20 trasversali e ϕ 12/20 longitudinali.

VERIFICHE CALOTTA

Verifica C.A. S.L.U. - File: 100x60

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

Titolo: _____

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	60	1	10,05	6
			2	10,05	54

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C		C25/30	
ϵ_{su}	67,5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391,3 N/mm ²	ϵ_{cu}	3,5 ‰
E_s	200 000 N/mm ²	f_{cd}	14,17
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0,8
ϵ_{syd}	1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	9,75
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	T_{co}	0,6
		T_{c1}	1,829

M_{xRd} 210,9 kN m

σ_c -14,17 N/mm²

σ_s 391,3 N/mm²

ϵ_c 3,5 ‰

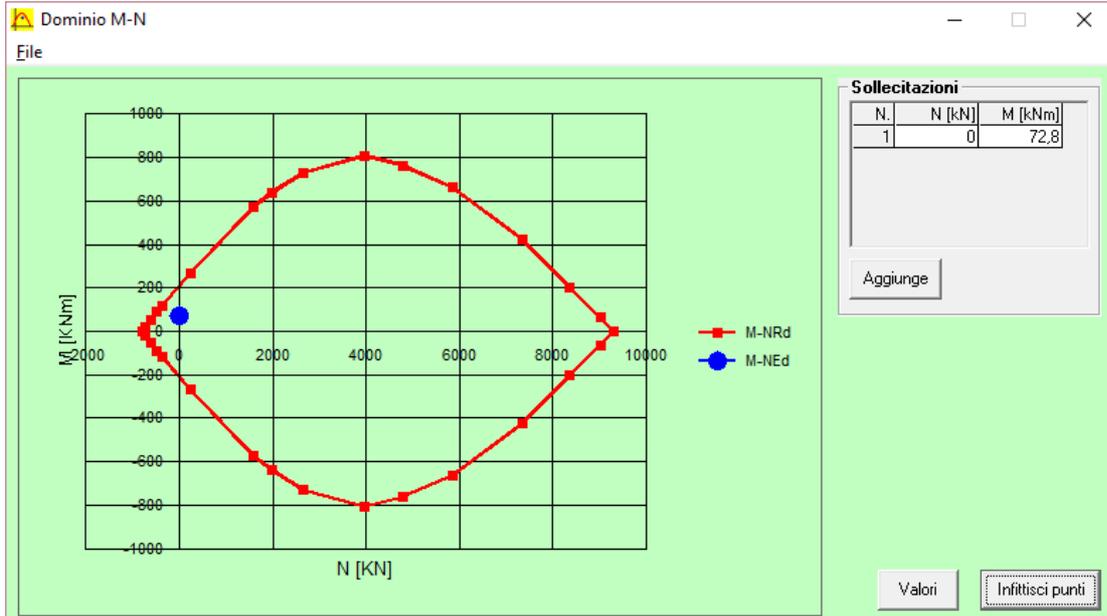
ϵ_s 35,41 ‰

d 54 cm

x 4,858 x/d 0,08995

δ 0,7

07.2- GALLERIA NATURALE- RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO



DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TAGLIO DELLA SEZIONE

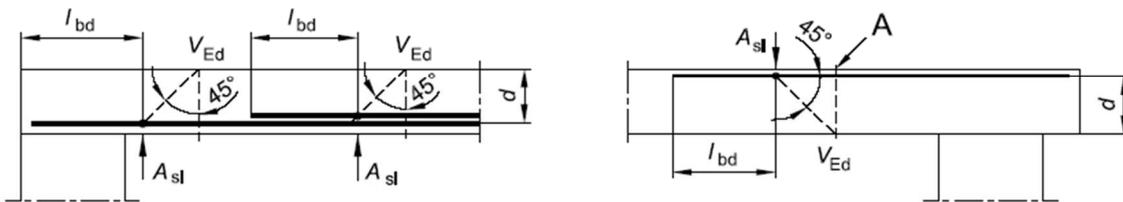
§ 4.1.2.1.3.1 - ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Azione di Taglio sollecitante a Stato Limite Ultimo	V_{Ed}	57,67	[kN]
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		no	[-]
Coefficiente $C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0,12	[-]
Coefficiente k	k	1,61	[-]
		1,61	[-]
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di $l_{bd} + d$	ρ_l	0,0018617	[-]
		0	[-]

figura 6.3 Definizione di A_{sl} nella espressione (6.2)

Legenda

A Sezione considerata



Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	$V_{Rd,c}$	0,00	[kN]
Resistenza minima del calcestruzzo teso	$V_{Rd,min}$	192,80	[kN]
Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	V_{Rd}	192,80	[kN]

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS
Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica

Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	56,0	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	600	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	60	[mm]
Altezza utile della sezione	d	540	[mm]
Area dell'armatura tesa	A_s	1005	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	$A's$	1005	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	107,70	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	3268859011	[mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	15	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	1,85	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	111,09	[MPa]

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS
Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente

Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	55,9	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	600	[-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[-]
Copriferro	d'	60	[-]
Altezza utile della sezione	d'	540	[-]
Area dell'armatura tesa	A_s	1005	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	$A's$	1005	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	107,70	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	3268859011	[mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	11,25	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	1,84	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	110,81	[MPa]

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS
Controllo tensionale per la Combinazione Frequente

Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	55,9	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	600	[MPa]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[-]
Copriferro	d'	60	[kNm]
Altezza utile della sezione	d'	540	[kNm]
Area dell'armatura tesa	A_s	1005	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	$A's$	1005	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	107,70	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	3268859011	[mm ⁴]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	1,84	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	110,89	[MPa]

07.2- GALLERIA NATURALE- RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

CONTROLLO DI FESSURAZIONE A SLS		
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	600 [mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000 [mm]
Copriferro	d'	60 [mm]
Altezza utile della sezione	d	540 [mm]
Area dell'armatura tesa	A _s	1005 [mm ²]
Area dell'armatura compressa	A' _s	1005 [mm ²]
Distanza tra il bordo del cls e l'armatura	c	50 [mm]
Distanza tra i baricentri delle barre	s	200 [mm]
Distanza massima di riferimento tra le barre	S _{r,max}	290 [mm]
Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente		
Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente	M_{Ed,q.p.}	55,86 [kNm]
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	107,70 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ _s	110,81 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	f _{ct,eff}	2,6 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k ₁	0,4 [-]
Altezza efficace	h _{c,eff}	150 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	A _{c,eff}	150000 [mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	p _{p,eff}	0,00670 [-]
Rapporto tra E _s /E _{cm}	α _e	6,35 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	ε _{sm} - ε _{cm}	-0,000244 [-]
		0,000332 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	φ _{eq}	16,00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k ₁	0,8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k ₂	0,5 [-]
	k ₃	3,4 [-]
	k ₄	0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	S _{r,max}	575,85 [mm]
		575,85 [mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0,1914 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0,2 [mm]
Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Frequente		
Momento sollecitante per la combinazione frequente	M_{Ed,req.}	55,9 [kNm]
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	107,70 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ _s	110,89 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	f _{ct,eff}	2,6 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k ₁	0,4 [-]
Altezza efficace	h _{c,eff}	150 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	A _{c,eff}	150000 [mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	p _{p,eff}	0,00670 [-]
Rapporto tra E _s /E _{cm}	α _e	6,35 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	ε _{sm} - ε _{cm}	-0,000244 [-]
		0,000333 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	φ _{eq}	16,00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k ₁	0,8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k ₂	0,5 [-]
	k ₃	3,4 [-]
	k ₄	0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	S _{r,max}	575,85 [mm]
		575,85 [mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0,1916 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0,2 [mm]
Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Caratteristica		
Momento sollecitante per la combinazione Caratteristica	M_{Ed,charatt.}	56 [kNm]
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	107,70 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ _s	111,09 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	f _{ct,eff}	2,6 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k ₁	0,4 [-]
Altezza efficace	h _{c,eff}	150 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	A _{c,eff}	150000 [mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	p _{p,eff}	0,00670 [-]
Rapporto tra E _s /E _{cm}	α _e	6,35 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	ε _{sm} - ε _{cm}	-0,000243 [-]
		0,000333 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	φ _{eq}	16,00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k ₁	0,8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k ₂	0,5 [-]
	k ₃	3,4 [-]
	k ₄	0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	S _{r,max}	575,85 [mm]
		575,85 [mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0,1919 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0,3 [mm]

07.2- GALLERIA NATURALE- RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

VERIFICHE PIEDRITTI

Verifica C.A. S.L.U. - File: 100x90

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo :

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	90

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15,71	6
2	15,71	84

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Retta Deviata

Precompresso

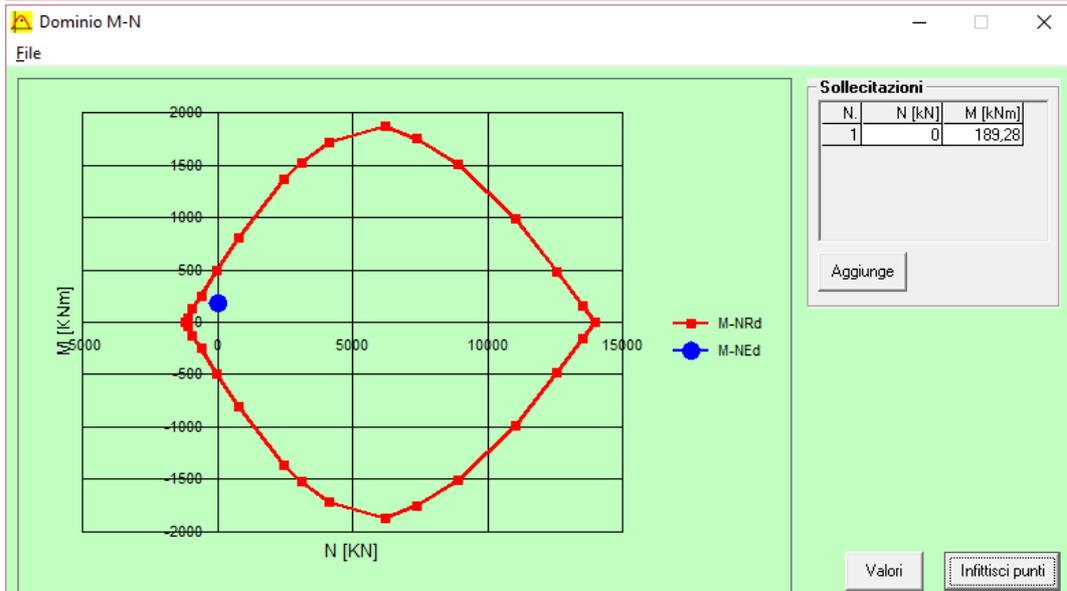
Sollecitazioni S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 189,28 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N
 Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
 B450C C25/30
 ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 14,17 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 9,75 N/mm²
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6
 τ_{c1} 1,829

M_{xRd} 503,2 kN m
 σ_c -14,17 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ε_c 3,5 ‰
 ε_s 47,62 ‰
 d 84 cm
 x 5,751 x/d 0,06847
 δ 0,7

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello



DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TAGLIO DELLA SEZIONE

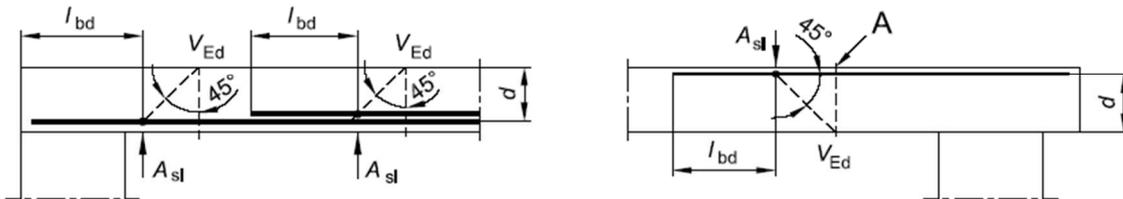
§ 4.1.2.1.3.1 - ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Azione di Taglio sollecitante a Stato Limite Ultimo	V_{Ed}	181	[kN]
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		no	[-]
Coefficiente $C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0,12	[-]
Coefficiente k	k	1,49	[-]
		1,49	[-]
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di $l_{bd} + d$	ρ_l	0,00187	[-]
		0	[-]

figura 6.3 Definizione di A_{sl} nella espressione (6.2)

Legenda

A Sezione considerata



Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	$V_{Rd,c}$	0,00	[kN]
Resistenza minima del calcestruzzo teso	$V_{Rd,min}$	266,81	[kN]
Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	V_{Rd}	266,81	[kN]

07.2- GALLERIA NATURALE- RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS			
Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	141,5	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	900	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	60	[mm]
Altezza utile della sezione	d	840	[mm]
Area dell'armatura tesa	A_s	1571	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	$A's$	1571	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	164,14	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	12492401109	[mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	15	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	1,84	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	114,84	[MPa]

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS			
Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	120,3	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	900	[-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[-]
Copriferro	d'	60	[-]
Altezza utile della sezione	d'	840	[-]
Area dell'armatura tesa	A_s	1571	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	$A's$	1571	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	164,14	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	12492401109	[mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	11,25	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	1,58	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	97,59	[MPa]

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS			
Controllo tensionale per la Combinazione Frequente			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	128,2	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	900	[MPa]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[-]
Copriferro	d'	60	[kNm]
Altezza utile della sezione	d'	840	[kNm]
Area dell'armatura tesa	A_s	1571	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	$A's$	1571	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	164,14	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	12492401109	[mm ⁴]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	1,68	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	104,06	[MPa]

07.2- GALLERIA NATURALE- RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

CONTROLLO DI FESSURAZIONE A SLS		
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	1000 [mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000 [mm]
Copriferro	d'	60 [mm]
Altezza utile della sezione	d	940 [mm]
Area dell'armatura tesa	A _s	1571 [mm ²]
Area dell'armatura compressa	A' _s	1571 [mm ²]
Distanza tra il bordo del cls e l'armatura	c	50 [mm]
Distanza tra i baricentri delle barre	s	200 [mm]
Distanza massima di riferimento tra le barre	S _{ref,max}	300 [mm]
Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente		
Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente	M_{Ed,q.p.}	120,25 [kNm]
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	175,01 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ _s	86,85 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	f _{ct,eff}	2,6 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k _t	0,4 [-]
Altezza efficace	h _{c,eff}	150 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	A _{c,eff}	150000 [mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	ρ _{p,eff}	0,01047 [-]
Rapporto tra E _s /E _{cm}	α _e	6,35 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	ε _{sm} - ε _{cm}	-0,000088 [-]
		0,000261 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	φ _{eq}	20,00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k ₁	0,8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k ₂	0,5 [-]
	k ₃	3,4 [-]
	k ₄	0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	S _{r,max}	494,68 [mm]
		494,68 [mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0,1289 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0,2 [mm]
Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Frequente		
Momento sollecitante per la combinazione Frequente	M_{Ed,freq.}	128,23 [kNm]
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	175,01 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ _s	92,62 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	f _{ct,eff}	2,6 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k _t	0,4 [-]
Altezza efficace	h _{c,eff}	150 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	A _{c,eff}	150000 [mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	ρ _{p,eff}	0,01047 [-]
Rapporto tra E _s /E _{cm}	α _e	6,35 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	ε _{sm} - ε _{cm}	-0,000059 [-]
		0,000278 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	φ _{eq}	20,00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k ₁	0,8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k ₂	0,5 [-]
	k ₃	3,4 [-]
	k ₄	0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	S _{r,max}	494,68 [mm]
		494,68 [mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0,1374 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0,2 [mm]
Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Caratteristica		
Momento sollecitante per la combinazione Caratteristica	M_{Ed,charatt.}	141,51 [kNm]
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	175,01 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ _s	102,21 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	f _{ct,eff}	2,6 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k _t	0,4 [-]
Altezza efficace	h _{c,eff}	150 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	A _{c,eff}	150000 [mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	ρ _{p,eff}	0,01047 [-]
Rapporto tra E _s /E _{cm}	α _e	6,35 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	ε _{sm} - ε _{cm}	-0,000011 [-]
		0,000307 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	φ _{eq}	20,00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k ₁	0,8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k ₂	0,5 [-]
	k ₃	3,4 [-]
	k ₄	0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	S _{r,max}	494,68 [mm]
		494,68 [mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0,1517 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0,3 [mm]

VERIFICHE ARCO ROVESCIO (i valori di sollecitazione sono assunti all'attacco dell'arco rovescio a 30 cm. dall'inizio dell'elemento)

Verifica C.A. S.L.U. - File: 100x60 arco

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	60

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15,71	6
2	15,71	54

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

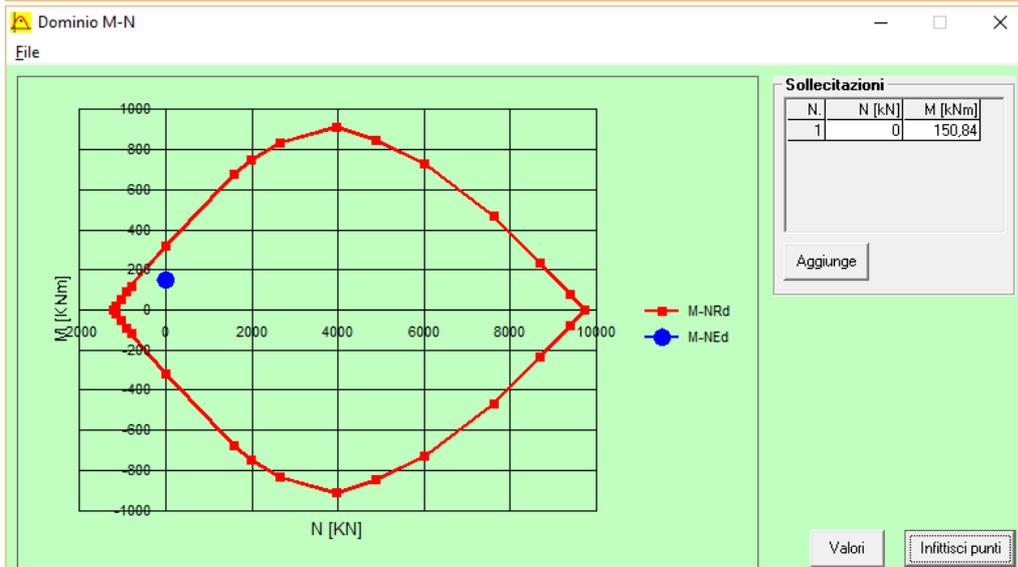
L₀ cm Col. modello

Precompresso

Materiali
 B450C C25/30

ε_{su} % ε_{c2} %
 f_{yd} N/mm² ε_{cu} %
 E_s N/mm² f_{cd} %
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ε_{syd} % σ_{c,adm} %
 σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} %
 τ_{c1} %

M_{xRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ε_c %
 ε_s %
 d cm
 x x/d
 δ



DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TAGLIO DELLA SEZIONE

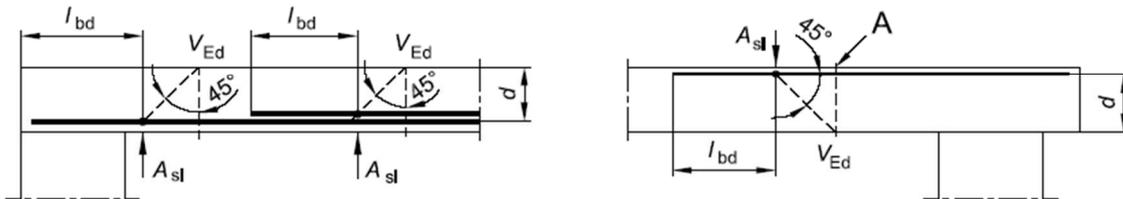
§ 4.1.2.1.3.1 - ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Azione di Taglio sollecitante a Stato Limite Ultimo	V_{Ed}	127,5	[kN]
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		no	[-]
Coefficiente $C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0,12	[-]
Coefficiente k	k	1,61	[-]
		1,61	[-]
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di $l_{bd} + d$	ρ_l	0,0029089	[-]
		0	[-]

figura 6.3 Definizione di A_{sl} nella espressione (6.2)

Legenda

A Sezione considerata



Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	$V_{Rd,c}$	0,00	[kN]
Resistenza minima del calcestruzzo teso	$V_{Rd,min}$	192,80	[kN]
Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	V_{Rd}	192,80	[kN]

07.2- GALLERIA NATURALE- RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

CONTROLLO DI FESSURAZIONE A SLS		
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	600 [mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000 [mm]
Copriferro	d'	60 [mm]
Altezza utile della sezione	d	540 [mm]
Area dell'armatura tesa	A _s	1571 [mm ²]
Area dell'armatura compressa	A' _s	1571 [mm ²]
Distanza tra il bordo del cls e l'armatura	c	50 [mm]
Distanza tra i baricentri delle barre	s	200 [mm]
Distanza massima di riferimento tra le barre	S _{ref,max}	300 [mm]
Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente		
Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente	M_{Ed,q.p.}	96 [kNm]
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	127,50 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ _s	123,56 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	f _{ct,eff}	2,6 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k ₁	0,4 [-]
Altezza efficace	h _{c,eff}	150 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	A _{c,eff}	150000 [mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	ρ _{p,eff}	0,01047 [-]
Rapporto tra E _s /E _{cm}	α _e	6,35 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	ε _{sm} - ε _{cm}	0,000095 [-] 0,000371 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	φ _{eq}	20,00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k ₁	0,8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k ₂	0,5 [-]
	k ₃	3,4 [-]
	k ₄	0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	S _{r,max}	494,68 [mm] 494,68 [mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0,1834 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0,2 [mm]
Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Frequente		
Momento sollecitante per la combinazione Frequente	M_{Ed,freq.}	102 [kNm]
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	127,50 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ _s	131,28 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	f _{ct,eff}	2,6 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k ₁	0,4 [-]
Altezza efficace	h _{c,eff}	150 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	A _{c,eff}	150000 [mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	ρ _{p,eff}	0,01047 [-]
Rapporto tra E _s /E _{cm}	α _e	6,35 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	ε _{sm} - ε _{cm}	0,000134 [-] 0,000394 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	φ _{eq}	20,00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k ₁	0,8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k ₂	0,5 [-]
	k ₃	3,4 [-]
	k ₄	0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	S _{r,max}	494,68 [mm] 494,68 [mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0,1948 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0,2 [mm]
Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Caratteristica		
Momento sollecitante per la combinazione Caratteristica	M_{Ed,charatt.}	112 [kNm]
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	127,50 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ _s	144,15 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	f _{ct,eff}	2,6 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k ₁	0,4 [-]
Altezza efficace	h _{c,eff}	150 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	A _{c,eff}	150000 [mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	ρ _{p,eff}	0,01047 [-]
Rapporto tra E _s /E _{cm}	α _e	6,35 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	ε _{sm} - ε _{cm}	0,000198 [-] 0,000432 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	φ _{eq}	20,00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k ₁	0,8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k ₂	0,5 [-]
	k ₃	3,4 [-]
	k ₄	0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	S _{r,max}	494,68 [mm] 494,68 [mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0,2139 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0,3 [mm]



Progettazione esecutiva ed esecuzione dei lavori: S.S. 260 "Picente". Lavori di adeguamento piano altimetrico della sede stradale – Lotto 3° – Tratto da San Pelino a Marana di Montereale

112 di 112

07.2- GALLERIA NATURALE- RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

Impresa



Progettista

