

**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

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

**07.1–GALLERIA ARTIFICIALE**

**RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO**

<b>CODICE PROGETTO</b>  PROGETTO      LIV. PROG.      N. PROG. <b>L0718B   E   1801</b>	<b>NOME FILE</b> <b>07.01_P00_GA01_STR_RE01_A</b>	<b>PROGR. ELAB.</b> <b>07.01</b>	<b>REV.</b> <b>A</b>	<b>SCALA:</b> <b>—</b>
	<b>CODICE ELAB.</b> <b>P00GA01STRRE01</b>			
<b>A</b>	CONSEGNA LUGLIO 2018	07/2018	S. TRONCONI	T. CONTI
<b>REV.</b>	<b>DESCRIZIONE</b>	<b>DATA</b>	<b>REDATTO</b>	<b>VERIFICATO</b>
				<b>APPROVATO</b>

## INDICE

INDICE.....	1
1 PREMESSA .....	3
2 ELABORATI DI PROGETTO.....	4
3 RIFERIMENTI NORMATIVI.....	5
1. NORMATIVA .....	5
4 MATERIALI .....	6
5 DESCRIZIONE DELLE OPERE .....	7
6 INQUADRAMENTO GEOLOGICO-GEOTECNICO .....	8
7 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	8
7.1 Stratigrafia di riferimento.....	8
7.2 Condizioni idrauliche al contorno .....	9
7.3 Caratteristiche meccaniche dei terreni .....	9
8 NORMATIVA: ESITO DELLE VERIFICHE EFFETTUATE.....	11
9 ANALISI SISMICA.....	13
10 METODO DI CALCOLO E MODELLI.....	16
10.1 Verifiche EQU .....	16
10.2 Verifiche STR.....	16
10.3 Verifiche GEO .....	16
10.4 Verifiche UPL .....	17
10.5 Verifiche HYD.....	18
10.6 Descrizione dei codici di calcolo .....	20
10.7 Sezioni di calcolo di riferimento .....	28
10.8 Caratteristiche meccaniche degli elementi del modello.....	28
10.9 fasi di calcolo di riferimento .....	37
10.10 Analisi di stabilita'-FEM .....	39
11 RISULTATI DELLE ANALISI .....	41
11.1 SEZIONE DI CALCOLO 1.....	41
11.2 SEZIONE DI CALCOLO 2.....	62
11.3 RIEPILOGO SOLLECITAZIONI .....	83
12 VERIFICHE AGLI SLU.....	84
12.1 VERIFICA EQU .....	84
12.2 VERIFICA STR .....	84
12.3 VERIFICA GEO .....	93
12.4 VERIFICA A CARICO LIMITE VERTICALE DEI PALI .....	95
12.5 VERIFICA DI STABILITA' GLOBALE FRONTI DI SCAVO .....	98
12.6 VERIFICA UPL .....	102
12.7 VERIFICA HYD .....	102
13 VERIFICHE AGLI SLE .....	103
13.1 VERIFICA DANNEGGIAMENTI LOCALI (FESSURAZIONI) .....	103
13.2 VERIFICA DANNI PER FATICA (TASSO DI LAVORO DEI MATERIALI) .....	105
13.3 VERIFICA SPOSTAMENTI E DEFORMAZIONI .....	108
13.4 VERIFICA VIBRAZIONI .....	108
13.5 VERIFICA CORROSIONE.....	108

14	VERIFICA DELLE FODERE.....	109
15	VERIFICA DELLO SCATOLARE TRA I DUE TRATTI DI GALLERIA ARTIFICIALE.....	119
	15.1 ANALISI DEI CARICHI.....	120
	15.2 COMBINAZIONI DI CARICO.....	123
	15.3 MODELLO DI CALCOLO.....	125
	15.4 RISULTATI DEL CALCOLO.....	128
	15.5 VERIFICHE.....	137
16	VERIFICA DEI TRATTI DI IMBOCCO.....	147
	16.1 ANALISI DEI CARICHI.....	152
	16.2 COMBINAZIONI DI CARICO LATO L'AQUILA.....	161
	16.3 MODELLO DI CALCOLO LATO L'AQUILA.....	163
	16.4 RISULTATI DEL CALCOLO LATO L'AQUILA.....	166
	16.5 VERIFICHE LATO L'AQUILA.....	175
	16.6 COMBINAZIONI DI CARICO LATO MARANA.....	185
	16.7 MODELLO DI CALCOLO LATO MARANA.....	187
	16.8 RISULTATI DEL CALCOLO LATO MARANA.....	190
	16.9 VERIFICHE LATO MARANA.....	199
17	VERIFICA DELLE CHIODATURE.....	213
	17.1 MATERIALI.....	213
	17.2 Caratteristiche meccaniche dei terreni.....	213
	17.3 NORMATIVA: ESITO DELLE VERIFICHE EFFETTUATE.....	213
	17.4 NORMATIVA: PROCEDURE E METODI.....	215
	17.5 ANALISI SISMICA.....	217
	17.6 METODO DI CALCOLO E MODELLI.....	218
	17.7 Sezioni di calcolo di riferimento.....	221
	17.8 RISULTATI DELLE ANALISI.....	221
	17.9 TRAVI PREFABBRICATE.....	223

## **1 PREMESSA**

Il presente documento costituisce la relazione di calcolo per la galleria artificiale "San Pelino" lungo la Strada 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:

07.01_P00_GA01_STR_RE01_A	RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO	-
07.02_P00_GA01_STR_PL01_A	PLANIMETRIA DI PROGETTO	1:500
07.03_P00_GA01_STR_PT01_A	PIANTA SCAVI e TRACCIAMENTO - TAV. 1/3	1:100
07.04_P00_GA01_STR_PT02_A	PIANTA SCAVI e TRACCIAMENTO - TAV. 2/3	1:100
07.05_P00_GA01_STR_PT03_A	PIANTA SCAVI e TRACCIAMENTO - TAV. 3/3	1:100
07.06_P00_GA01_STR_PIO1_A	PIANTA COPERTURA - TAV. 1/3	1:100
07.07_P00_GA01_STR_PIO2_A	PIANTA COPERTURA - TAV. 2/3	1:100
07.08_P00_GA01_STR_PIO3_A	PIANTA COPERTURA - TAV. 3/3	1:100
07.09_P00_GA01_STR_PIO4_A	PIANTA QUOTA STRADA - TAV. 1/3	1:100
07.10_P00_GA01_STR_PIO5_A	PIANTA QUOTA STRADA - TAV. 2/3	1:100
07.11_P00_GA01_STR_PIO6_A	PIANTA QUOTA STRADA - TAV. 3/3	1:100
07.12_P00_GA01_STR_PIO7_A	PIANTA SISTEMAZIONE FINALE - TAV. 1/3	1:100
07.13_P00_GA01_STR_PIO8_A	PIANTA SISTEMAZIONE FINALE - TAV. 2/3	1:100
07.14_P00_GA01_STR_PIO9_A	PIANTA SISTEMAZIONE FINALE - TAV. 3/3	1:100
07.15_P00_GA01_STR_ST01_A	SEZIONI TIPOLOGICHE E FINITURE GALLERIA ARTIFICIALE	1:100
07.16_P00_GA01_STR_ST02_A	SEZIONE TIPO 1A E 1B - CARPENTERIA E ARMATURA	VAR.
07.17_P00_GA01_STR_ST03_A	SEZIONE TIPO 2 - CARPENTERIA E ARMATURA	VAR.
07.18_P00_GA01_STR_ST04_A	SEZIONE TIPO 3A E 3B - CARPENTERIA E ARMATURA	VAR.
07.19_P00_GA01_STR_FL01_A	PROSPETTO LATO VALLE - TAV. 1/2	1:100
07.20_P00_GA01_STR_FL02_A	PROSPETTO LATO VALLE - TAV. 2/2	1:100
07.21_P00_GA01_STR_FL03_A	PROFILO LONGITUDINALE IN ASSE - TAV. 1/2	1:100
07.22_P00_GA01_STR_FL04_A	PROFILO LONGITUDINALE IN ASSE - TAV. 2/2	1:100
07.23_P00_GA01_STR_FL05_A	PROSPETTO LATO MONTE - TAV. 1/2	1:100
07.24_P00_GA01_STR_FL06_A	PROSPETTO LATO MONTE - TAV. 2/2	1:100
07.25_P00_GA01_STR_SE01_A	SEZIONE TIPO 1 - FASI ESECUTIVE SEZIONI TIPO 1A, 1B, 3A E 3B	1:100
07.26_P00_GA01_STR_SE02_A	SEZIONE TIPO 2 - FASI ESECUTIVE SEZIONE TIPO 2	1:100
07.27_P00_GA01_STR_AR01_A	ARMATURA PALI	1:100
07.28_P00_GA01_STR_D101_A	TRAVI PREFABBRICATE - PLANIMETRIA DISPOSIZIONE TRAVI E DETTAGLI	VAR.
07.29_P00_GA01_STR_D102_A	TRAVI PREFABBRICATE - TRAVE TIPO A1 - CARPENTERIA E ARMATURA	VAR.
07.30_P00_GA01_STR_D103_A	TRAVI PREFABBRICATE - TRAVE TIPO A2 - CARPENTERIA E ARMATURA	VAR.
07.31_P00_GA01_STR_D104_A	TRAVI PREFABBRICATE - TRAVE TIPO A3 - CARPENTERIA E ARMATURA	VAR.
07.32_P00_GA01_STR_D105_A	TRAVI PREFABBRICATE - TRAVE TIPO B1 - CARPENTERIA E ARMATURA	VAR.
07.33_P00_GA01_STR_D106_A	TRAVI PREFABBRICATE - TRAVE TIPO B2 - CARPENTERIA E ARMATURA	VAR.
07.34_P00_GA01_STR_D107_A	TRAVI PREFABBRICATE - TRAVE TIPO C1 - CARPENTERIA E ARMATURA	VAR.
07.35_P00_GA01_STR_D108_A	TRAVI PREFABBRICATE - TRAVE TIPO C2 - CARPENTERIA E ARMATURA	VAR.
07.36_P00_GA01_STR_D109_A	TRAVI PREFABBRICATE - TRAVE TIPO C3 - CARPENTERIA E ARMATURA	VAR.
07.37_P00_GA01_STR_CA01_A	IMBOCCO AQUILA - CARPENTERIA	1:100
07.38_P00_GA01_STR_CA02_A	IMBOCCO MARANA - CARPENTERIA	1:100
07.39_P00_GA01_STR_AR02_A	IMBOCCO AQUILA - ARMATURA	1:100
07.40_P00_GA01_STR_AR03_A	IMBOCCO MARANA - ARMATURA	1:100
07.41_P00_GA01_STR_DI10_A	CONSOLIDAMENTO CON CHIODATURE - PROSPETTI E SEZIONI	1:100
07.42_P00_GA01_STR_DCO1_A	DETTAGLI COSTRUTTIVI E IMPERMEABILIZZAZIONI	VAR.
07.43_P00_GA01_STR_SZ01_A	SEZIONI DI RIMODELLAMENTO E SISTEMAZIONE FINALE	1:200

### **3 RIFERIMENTI NORMATIVI**

#### **1. 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

### ACCIAIO ARMONICO STABILIZZATO PER TREFOLI

- TENSIONE CARATTERISTICA DI ROTTURA :  $F_{ptk}=1860$  MPa
- TENSIONE CARATT. ALL'1% DI DEFORMAZ. TOTALE :  $F_p(0,1)_k=1670$  MPa
- ALLUNGAMENTO SOTTO CARICO MASSIMO Agt :  $\geq 3,5$  %

### SOLETTA DI FONDAZIONE

- CLASSE DI RESISTENZA : C28/35
- CLASSE DI ESPOSIZIONE : XC2
- CLASSE DI CONSISTENZA : S4
- DIAMETRO MASSIMO DELL'AGGREGATO : 25 mm
- MASSIMO RAPPORTO A/C : 0,45
- CONTENUTO MINIMO DI CEMENTO : 360 kg/mc
- CONTENUTO MINIMO DI ARIA : 3%
- COPRIFERRO NOMINALE FONDAZIONE : C = 50 mm

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

### SOLETTA COLLABORANTE E TRAVERSI GETTATI IN OPERA

- CLASSE DI RESISTENZA : C28/35
- CLASSE DI ESPOSIZIONE : XC2
- CLASSE DI CONSISTENZA : S4
- DIAMETRO MASSIMO DELL'AGGREGATO : 25 mm
- MASSIMO RAPPORTO A/C : 0,45
- CONTENUTO MINIMO DI CEMENTO : 360 kg/mc
- CONTENUTO MINIMO DI ARIA : 3%
- COPRIFERRO NOMINALE : C = 40 mm

### TRAVI PREFABBRICATE IN C.A.P.

- CLASSE DI RESISTENZA : C45/55
- RESISTENZA A FINE MATURAZIONE : C28/35
- CLASSE DI ESPOSIZIONE : XC3
- CLASSE DI CONSISTENZA : S5
- DIAMETRO MASSIMO DELL'AGGREGATO : 16 mm
- MASSIMO RAPPORTO A/C : 0,55
- CONTENUTO MINIMO DI CEMENTO : 320 kg/mc
- COPRIFERRO ARMATURA ORDINARIA : C = 35 mm
- COPRIFERRO ARMATURA PRETESA : C = 45 mm

### TRAVE DI CORONAMENTO E PARETI INTERNE

- CLASSE DI RESISTENZA : C28/35
- CLASSE DI ESPOSIZIONE : XC2
- CLASSE DI CONSISTENZA : SCC
- 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 : C = 40 mm

### PALI DI FONDAZIONE

- CLASSE DI RESISTENZA : C25/30
- CLASSE DI ESPOSIZIONE : XC2
- CLASSE DI CONSISTENZA : S3
- DIAMETRO MASSIMO DELL'AGGREGATO : 25 mm
- MASSIMO RAPPORTO A/C : 0,60
- CONTENUTO MINIMO DI CEMENTO : 300 kg/mc
- COPRIFERRO NOMINALE (contro terreno) : C = 60 mm

## **5 DESCRIZIONE DELLE OPERE**

La galleria in esame è descritta dettagliatamente negli elaborati grafici specifici.

La realizzazione della galleria comporterà un prescavo fino alla quota di testa pali.

Successivamente alla realizzazione di questi ultimi, si provvederà alla realizzazione del cordolo di testata e alla messa in opera della trave di copertura (prefabbricata e precompressa)

Una volta "chiusa" la sezione resistente, si provvederà allo scavo all'interno della galleria (metodo "cover and cut").

Infine si realizzeranno le opere interne (soletta di fondo e fodere).

La galleria è realizzata in due tratti, inframmezzati, dove manca la necessaria copertura, da un tratto realizzato all'interno di uno scatolare in c.a.

Il primo tratto in galleria artificiale si estende dalla progressiva pk +365 alla progressiva pk +448.

Il secondo tratto in galleria artificiale si estende dalla progressiva pk +496 alla progressiva pk +545.

I pali laterali della galleria si estenderanno fino a 4.0 m al di sotto della massima profondità di scavo e saranno caratterizzati da un diametro di 1.0 m e da un interasse di 1.10 m.

## 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

Le stratigrafie di riferimento sono riportate nelle seguenti figure, desunte dalle indagini in sito, descritte e commentate nella Relazione Geotecnica Generale.

Bisogna sottolineare che i due tratti di galleria verranno in due condizioni stratigrafico geotecniche decisamente diverse, come evidenziato anche nella carta geologica.

Le due figure sono estratte dagli elaborati geologici e sono state utilizzate come base per la stratigrafia di progetto utilizzata nelle analisi.

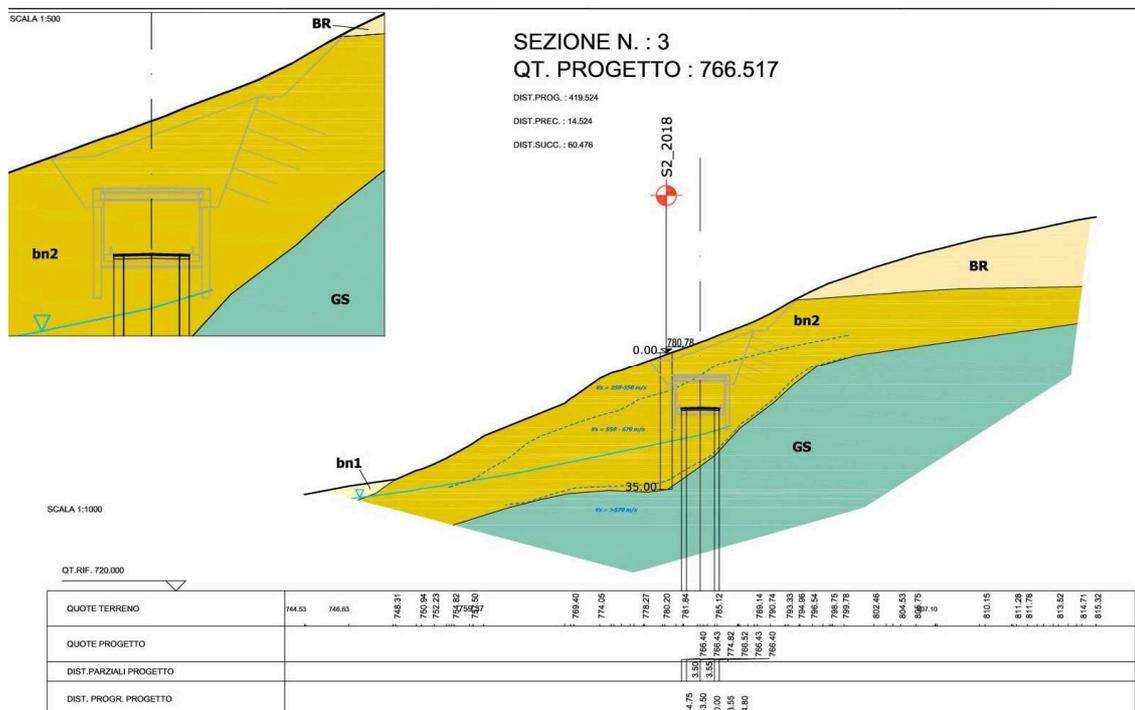
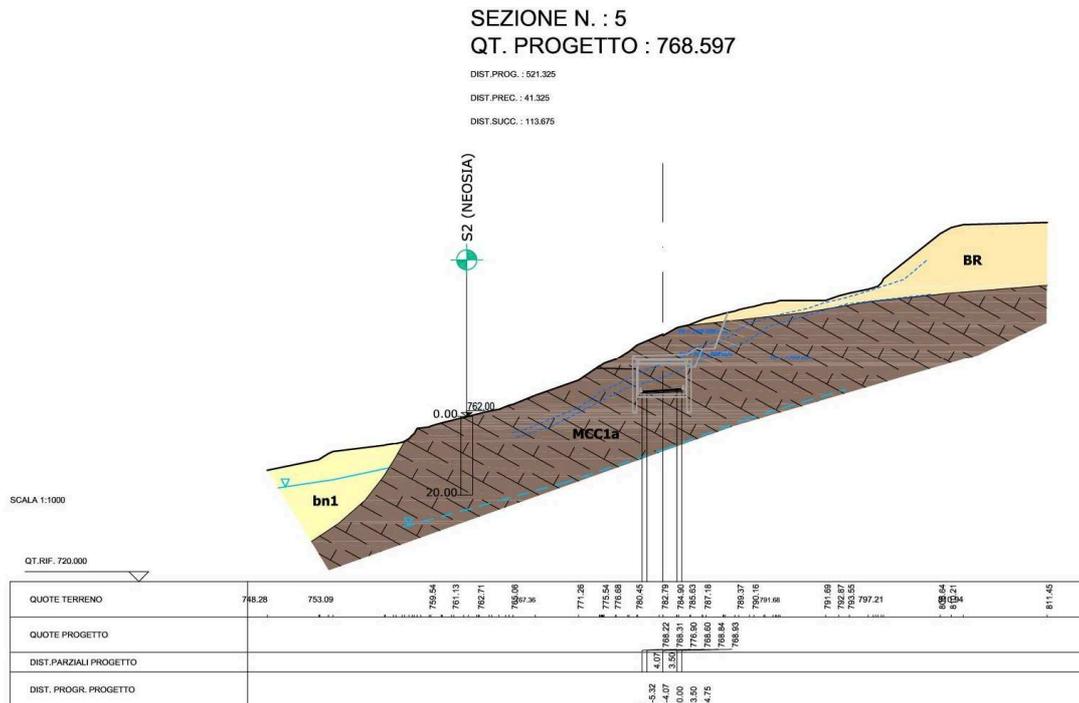


Figura 1. Stratigrafia di riferimento per sezione di calcolo galleria artificiale, primo tratto

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



**Figura 2. Stratigrafia di riferimento per sezione di calcolo galleria artificiale, secondo tratto**

## 7.2 Condizioni idrauliche al contorno

Come testimoniato dalle indicazioni sperimentali per le presenti verifiche la falda può essere considerata assente

## 7.3 Caratteristiche meccaniche dei terreni

Per le analisi di seguito descritte e commentate ci si riferirà ai seguenti parametri fisici e meccanici, desunti dalla relazione geotecnica di progetto.

Si sottolinea che le caratteristiche meccaniche delle Breccie e dell'unità ALT-1 sono state determinate attraverso analisi a ritroso della stabilità dei versanti (vedasi la Relazione Geotecnica). Pertanto i parametri devono essere ritenuti già come caratteristici in ossequio alla Normativa Vigente (paragrafo 6.3.1.2)

		MCC1a	Brecce-BR	Bn2	Rinterro
$\gamma$	$kN/m^3$		22	18	18
$\sigma_{ci}$	$MPa$	<b>31</b>			
$m_i$	-	7			
GSI	-	25			
D	-	0.5			
c	$kPa$	90	19	27	0
$\varphi$	$^\circ$	34.35	32	40	35

*Tabella 1. Parametri meccanici di terreni e rocce. Evidenziati i parametri desunti da analisi a ritroso (da non fattorizzare).*

## 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:

- per gli stati limite ultimi che possono presentarsi, in conseguenza alle diverse combinazioni delle azioni;
- 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  $\gamma_R$  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.	<b>VERIFICA EQU</b>	<b>SODDISFATTA;</b>
2.	<b>VERIFICA STR</b>	<b>SODDISFATTA;</b>
3.	<b>VERIFICA GEO</b>	<b>SODDISFATTA;</b>
4.	<b>VERIFICA UPL</b>	<b>NON NECESSARIA;</b>
5.	<b>VERIFICA HYD</b>	<b>NON NECESSARIA.</b>

### 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) 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	<b>DURABILITA'</b>	<b>SODDISFATTA;</b>
2	<b>DANNI PER FATICA</b>	<b>SODDISFATTA;</b>
3	<b>SPOSTAMENTI E DEFORMAZIONI</b>	<b>SODDISFATTA;</b>

## 9 ANALISI SISMICA

L'entità delle azioni sismiche è stata stimata utilizzando il metodo pseudo statico e determinando i parametri sismici in ottemperanza NTC08 (DM 14.01.09). Le verifiche sono state realizzate allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV).

Le Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC08) prevedono, per la valutazione delle azioni sismiche, di fare riferimento alla zonazione di dettaglio del territorio nazionale redatta dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia. Secondo tale modello, su tutto il territorio nazionale si è disposta una maglia di punti per ognuno dei quali è assegnato un valore di accelerazione massima su substrato rigido  $a_g$ , un fattore di amplificazione spettrale  $F_0$  ed un periodo caratteristico  $T^*_c$  relativi all'evento sismico atteso in un dato tempo di ritorno, quest'ultimo essendo funzione della vita attesa dell'opera e della classe di utilizzo.

Note le coordinate geografiche del punto di interesse, è possibile trovare i quattro punti della maglia che lo circoscrivono e ricavare le tre grandezze citate per il punto specifico interpolando tra i valori dei punti forniti dall'INGV.

Note le coordinate del sito, per determinare i parametri sismici è stato necessario definire la vita nominale dell'opera (numero di anni per i quali la struttura deve poter essere utilizzata per lo scopo al quale è destinata – VN) ed il coefficiente d'uso  $C_U$  (definito a partire dalla classe d'uso della struttura). Nel caso specifico sono stati stimati i seguenti valori per la vita nominale dell'opera ed il coefficiente d'uso.

- VN è pari a 50 anni;
- $C_U = 2$

Come chiarito nelle relazioni generali

L'accelerazione su substrato rigido vale

$$a_g = 0.33$$

Il coefficiente  $S_s$  vale (per terreni di categoria B):

$$S_s = 1.084$$

Stante la particolare orografia del terreno e la posizione dell'opera nel presente caso si trova:

$$S_t = 1.2$$

Si trova pertanto

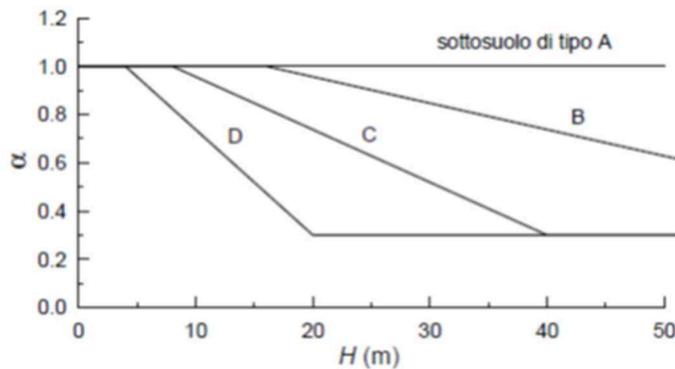
$$a_{max} = a_g \cdot S_s \cdot S_t = 0.429$$

Al fine di valutare le azioni sismiche sulla paratia, la Normativa Vigente propone di utilizzare il metodo pseudostatico, valutando le forze di massa inerziali con un coefficiente  $k_h$  moltiplicativo della effettiva

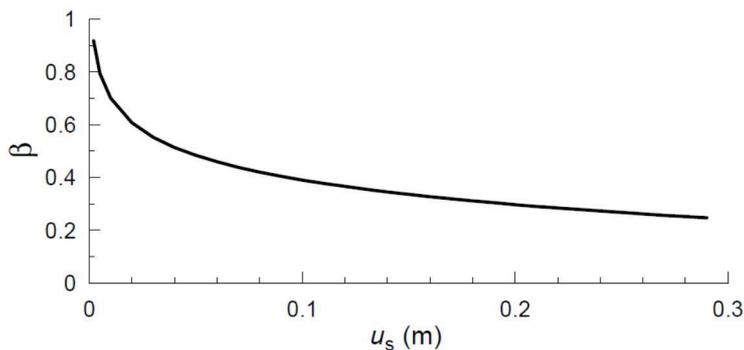
massa dell'elemento di volume di terreno. Il coefficiente  $k_h$  può essere valutato ponendo

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

Con  $\alpha$  e  $\beta$  deducibili dai grafici di seguito riportati, in cui i coefficienti dipendono dalla classe sismica del terreno, dalla lunghezza totale della paratia (H) e dallo spostamento della paratia atteso sotto sisma.



**Figura 1. Abaco per la valutazione del coefficiente riduttivo  $\alpha$**



**Figura 2. Abaco per la valutazione del coefficiente riduttivo  $\beta$**

In questo caso si cautelativamente posto

$$\alpha = 1$$

mentre il valore di  $\beta$  è stato calcolato in corrispondenza di uno spostamento sismico accettabile pari a 5.0 cm. Si trova

$$\beta = 0.476$$

Il coefficiente di forze di massa sismica vale pertanto

$$k_h = 0.204 \text{ g}$$

Per il calcolo dello scatolare si è utilizzato l'approccio di normativa previsto per i muri di sostegno.

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):

$$a_g = 0.33$$

$$F_0 = 2.396$$

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, è stato adottato un coefficiente pari a 1.2, corrispondente alla categoria T2.

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

**Tabella 2: variabilità del fattore di smorzamento  $\beta_s$**

	Categorie di suolo di fondazione	
	A	B, C, D, E
	$\beta_s$	$\beta_s$
$0.2 < a_g \text{ (g)} \leq 0.4$	0.31	0.31
$0.1 < a_g \text{ (g)} \leq 0.2$	0.29	0.24
$a_g \text{ (g)} \leq 0.1$	0.20	0.18

Nel caso specifico  $\beta_s$  è pari a 0.31.

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:

$$a_g = 0.330$$

$$S_s = 1.084$$

$$S_T = 1.20$$

$$\beta_s = 0.31$$

Risulta quindi:

- $k_H$  pari a 0.133;

## **10 METODO DI CALCOLO E MODELLI**

### **10.1 Verifiche EQU**

Le analisi sono state svolte con riferimento alle fasi calcolo riportate precedentemente.

Il programma di calcolo utilizzato garantisce il soddisfacimento degli equilibri:

1. a spostamento orizzontale
2. a spostamento verticale
3. alla rotazione

Il raggiungimento della convergenza del calcolo assicura che il coefficiente di sicurezza allo SLU di rotazione intorno ad un punto sia almeno superiore all'unità.

### **10.2 Verifiche STR**

Le verifiche sono state svolte secondo le disposizioni di cui al par. 4.1 delle NTC 2008, normativa attualmente vigente.

### **10.3 Verifiche GEO**

Le verifiche sono state svolte secondo le disposizioni di cui al par. 6.5 ED IN PARTICOLARE AL PAR. 6.5.3.1.2 delle NTC 2008, normativa attualmente vigente.

Le verifiche dei fronti di scavo sono state condotte nel rispetto delle D.M. 14 Gennaio 2008 - Nuove Norme tecniche per le Costruzioni, paragrafo 6.8.

Nelle verifiche è stata rispettata la condizione:  $E_d \leq R_d$

In cui:

$E_d$ = valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;

$R_d$ = valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Le verifiche sono state effettuate secondo l'Approccio 1 - Combinazione 2 (A2+M2+R2) in cui:

A2 sono i coefficienti parziali per i carichi (vedi tabella 6.2.I delle NTC 2008, riportata qui di seguito):

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

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

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

In particolare:

- i coefficienti parziali per i carichi permanenti sono da considerarsi pari a  $\gamma_{G1}=1$ ;
- i coefficienti parziali per i carichi variabili sono da considerarsi pari a  $\gamma_{Q1}=1.3$  in condizioni statiche e  $\gamma_{Q1}=1.0$  in condizioni sismiche.

M2 sono i coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (vedi tabella 6.2.II delle NTC 2008, riportata qui di seguito):

## 10.4 Verifiche UPL

Citando la Normativa Vigente:

*“Le opere geotecniche devono essere verificate nei confronti dei possibili stati limite di sollevamento. Per la stabilità al sollevamento deve risultare che il valore di progetto dell'azione instabilizzante  $V_{inst,d}$ , combinazione di azioni permanenti ( $G_{inst,d}$ ) e variabili ( $Q_{inst,d}$ ), sia non maggiore della combinazione dei valori di progetto delle azioni stabilizzanti ( $G_{stb,d}$ ) e delle resistenze ( $R_d$ ):*

$$V_{inst,d} < G_{stb,d} + R_d$$

dove  $V_{inst,d} = G_{inst,d} + Q_{inst,d}$

*Per le verifiche di stabilità al sollevamento, i relativi coefficienti parziali sulle azioni sono indicati nella tabella seguente. Tali coefficienti devono essere combinati in modo opportuno con quelli relativi ai parametri geotecnici (M2)”.*

**Tabella 6.2.III – Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sollevamento.**

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	SOLLEVAMENTO (UPL)
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9
	Sfavorevole		1,1
Permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,0
	Sfavorevole		1,5
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,0
	Sfavorevole		1,5

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

## 10.5 Verifiche HYD

Citando la Normativa Vigente:

*Il controllo della stabilità al sifonamento si esegue verificando che il valore di progetto della pressione interstiziale instabilizzante ( $u_{inst,d}$ ) risulti non superiore al valore di progetto della tensione totale stabilizzante ( $\sigma_{stb,d}$ ), tenendo conto dei coefficienti parziali della tabella seguente:*

$$u_{inst,d} \leq \sigma_{stb,d}$$

*In entrambe le verifiche, nella valutazione delle pressioni interstiziali, si devono assumere le condizioni più sfavorevoli, considerando i possibili effetti delle successioni stratigrafiche sul regime di pressione dell'acqua.*

*Nelle verifiche al sifonamento, in presenza di adeguate conoscenze sul regime delle pressioni interstiziali, i coefficienti di sicurezza minimi sono indicati nella tabella seguente. Valori superiori possono essere assunti e giustificati tenendo presente della pericolosità del fenomeno in relazione alla natura del terreno nonché dei possibili effetti della condizione di collasso.*

**Tabella 6.2.IV – Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sifonamento.**

CARICHI	EFFETTO	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	SIFONAMENTO (HYD)
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9
	Sfavorevole		1,3
Permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,0
	Sfavorevole		1,5
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,0
	Sfavorevole		1,5

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

## **10.6 Descrizione dei codici di calcolo**

L'analisi delle deformazioni, dello stato tensionale del terreno e delle sollecitazioni di un'opera deve necessariamente tenere in considerazione la mutua interazione di tutti gli elementi, geotecnici e strutturali coinvolti, possibilmente considerando il terreno come un continuo tridimensionale o almeno bidimensionale.

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.

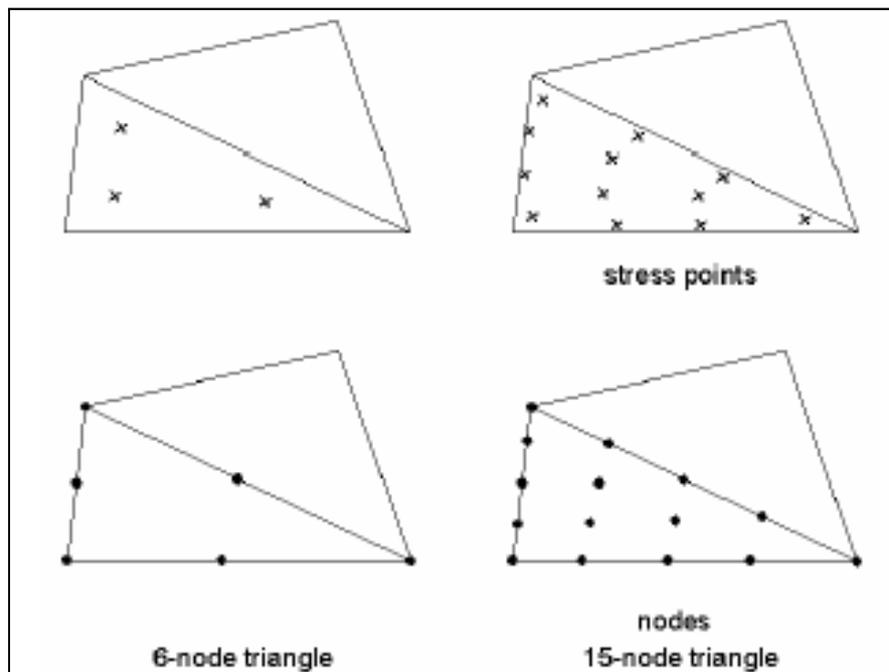
Nel seguito verranno accennate le modalità di costruzione del modello e le procedure seguite al fine di sviluppare le analisi numeriche. È necessario altresì premettere che la modellazione parte da una semplificazione geometrica derivante anche da uno studio di sensibilità sul modello, che consente di 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 3: 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.

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.

Già da alcuni anni il programma Plaxis, rende disponibile agli utenti un modello costitutivo denominato Hardening Soil, (HS) che consente di cogliere e riprodurre i principali aspetti del comportamento tenso-deformativi dei materiali naturali, con conseguenti vantaggi nella simulazione di problemi di natura geotecnica, soprattutto quelli di scavo.

Come per la maggioranza degli altri modelli costitutivi nel modello HSS il terreno è assimilato ad un mezzo poroso continuo, in modo da poter condurre analisi accoppiate. La caratteristica principale del legame costitutivo è la presenza di una superficie di snervamento chiusa (vedasi Errore. L'origine

referimento non è stata trovata.) a cui è associata una legge di incrudimento isotropo regolata dalle deformazioni volumetriche plastiche (con legge flusso associato) e distorsionali plastiche (con legge di flusso non associato).

Le principali caratteristiche del modello HSS sono:

- differente legame costitutivo per percorsi tensionali di primo carico (verso l'esterno della superficie di snervamento) e di scarico-ricarico (all'interno della superficie di snervamento);
- sviluppo di deformazioni plastiche sia per aumento delle tensioni deviatoriche, con legge di flusso non associata, sia per aumento delle tensioni sferiche, con legge di flusso associata;
- criterio di rottura di tipo Mohr-Coulomb;

il modulo di rigidezza secante  $E_{50}$  per percorsi tensionali di primo carico (verso l'esterno della superficie di snervamento) è funzione della tensione di confinamento applicata e della resistenza del materiale (Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.):

$$E_{50} = E_{50ref} \left[ \frac{(c' \cos \varphi' - \sigma'_{min} \sin \varphi')}{(c' \cos \varphi' + p_{ref} \sin \varphi')} \right]^m$$

dove:

$p_{ref} = 100$  kPa è la pressione di riferimento,

$\sigma'_{min}$  è la tensione efficace principale minore,

$E_{50ref}$  è il modulo di rigidezza secante alla pressione di riferimento ( $\sigma'_{min} = p_{ref}$ ),

$m$  è un coefficiente esponenziale che regola la dipendenza della rigidezza dallo stato tensionale,

$E_{50}$  è il modulo di rigidezza secante (al 50% della rottura) riferito alla tensione  $\sigma'_{min}$ ;

il modulo di rigidezza  $E_{ur}$ , che caratterizza i percorsi tensionali interni alla superficie di snervamento è funzione della tensione di confinamento applicata e della resistenza del materiale:

$$E_{ur} = E_{urref} \left[ \frac{(c' \cos \varphi' - \sigma'_{min} \sin \varphi')}{(c' \cos \varphi' + p_{ref} \sin \varphi')} \right]^m ;$$

$$E_{ur} = E_{urref} \cdot k_{-1}$$

Dove:

$p_{ref} = 100$  kPa è la pressione di riferimento,

$\sigma'_{min}$  è la tensione efficace principale minore,

$E_{urref}$  è il modulo di rigidezza secante alla pressione di riferimento ( $\sigma'_{min} = p_{ref}$ ),

$m$  è un coefficiente esponenziale che regola la dipendenza della rigidezza dallo stato tensionale,

$E_{ur}$  è il modulo di rigidezza secante alla tensione  $\sigma'_{min}$ ;

- Per considerare il decadimento di rigidezza al taglio in funzione dello stato deformativo dell'elemento di volume, la rigidezza secante a taglio  $G$  nel modello risulta funzione dell'ampiezza della deformazione a taglio  $\gamma$  (Figura 6) e della tensione di confinamento applicata secondo l'espressione :

$$G = \frac{G_0}{\left(1 + a \frac{|\gamma|}{|\gamma_{0.7}|}\right)}$$

dove:

$G_0$  è la rigidezza a taglio in campo dinamico,  $a = 3/7$ ,

$\gamma_{0.7}$  è la deformazione a taglio in corrispondenza della quale  $G_0$  si riduce al 70% del suo valore iniziale.

Il legame funzionale fra  $G_0$  e lo stato tensionale è espresso dalla seguente relazione:

$$G_0 = G_{0ref} \left[ \frac{(c' \cos \varphi' - \sigma'_{min} \sin \varphi')}{(c' \cos \varphi' + p_{ref} \sin \varphi')} \right]^m$$

Il valore del parametro  $\gamma_{0.7}$  è correlato alla tensione di confinamento ed alla rigidezza del materiale mediante la seguente relazione:

$$\gamma_{0.7} = 1/(9 \cdot G_{0ref}) \cdot [(2c'(1 + \cos(2 \varphi')) - \sigma'_1 (1 + K_0) \sin(2 \varphi'))]$$

Dove:

$p_{ref} = 100$  kPa è la pressione di riferimento,

$\sigma'_{min}$  è la tensione efficace principale minore,

$G_{0ref}$  è il modulo di rigidezza secante alla pressione di riferimento ( $\sigma'_{min} = p_{ref}$ ),

$m$  è un coefficiente esponenziale che regola la dipendenza della rigidezza dallo stato tensionale,

$G_0$  è il modulo di rigidezza a taglio alla tensione  $\sigma'_{min}$ .

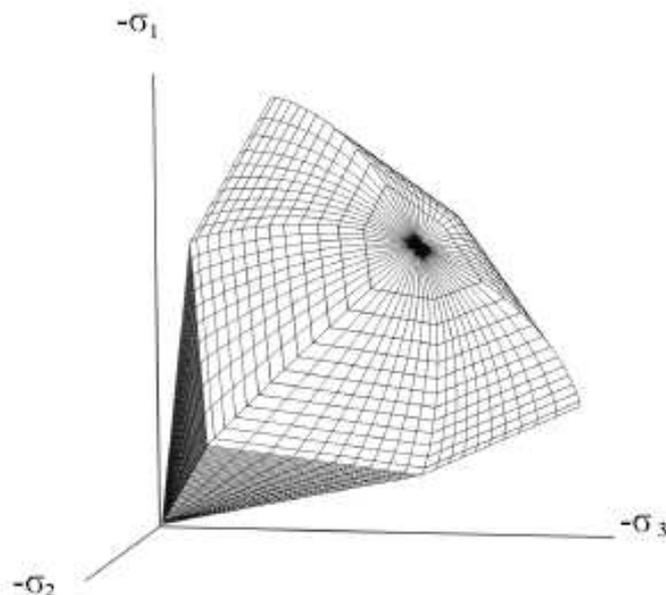


Figura 4 Superficie di snervamento chiusa (Hardening Soil model).

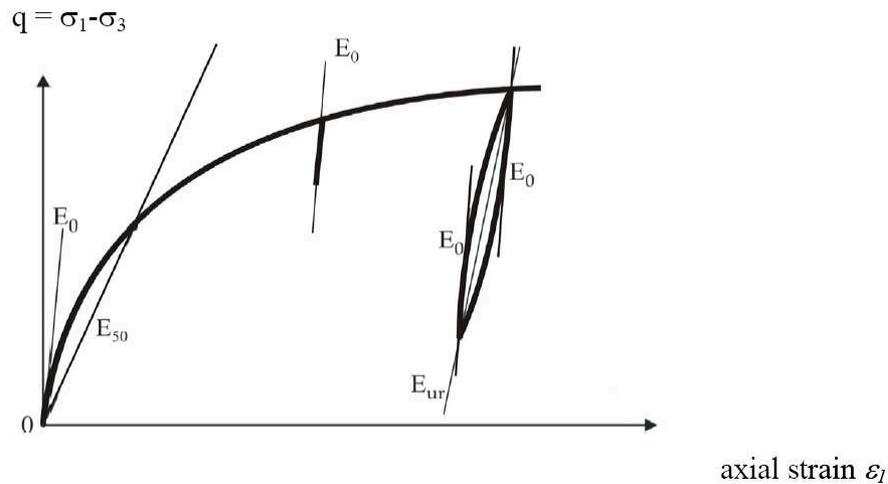


Figura 5 Definizione di  $E_0$ ,  $E_{50}$  e  $E_{ur}$  nel modello costitutivo "HSSmall".

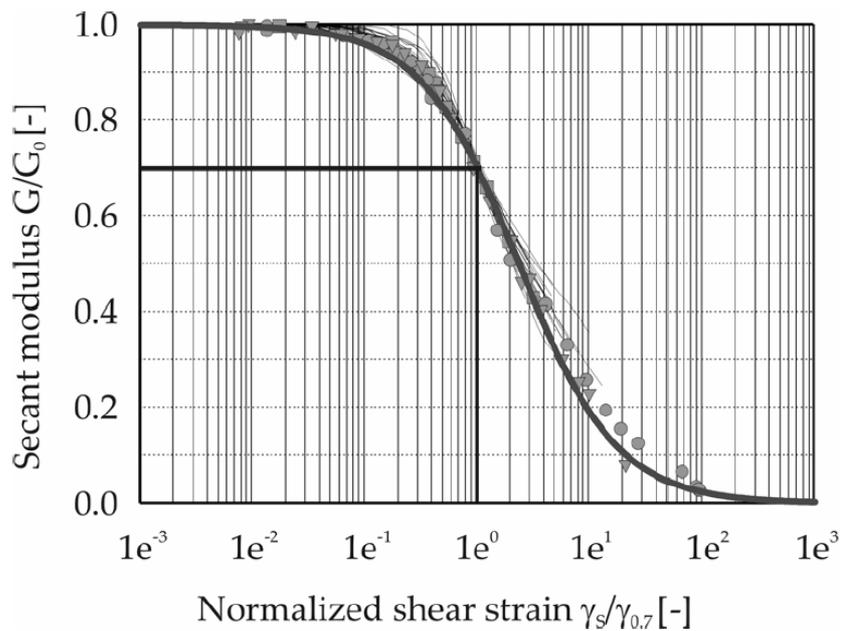


Figura 6 Riduzione del modulo  $G_0$  in funzione di  $\gamma$ .

Per la verifica della stabilità dei fronti di scavo sono stati utilizzati i metodi dell'equilibrio dell'equilibrio limite.

Le verifiche di stabilità con i metodi dell'equilibrio limite rispondono a requisiti di semplicità e rapidità e sono correntemente impiegate, malgrado le loro limitazioni, nella pratica professionale e nella ricerca; ognuno dei metodi disponibili fornisce un'equazione finale che permette di determinare il coefficiente di sicurezza. [Tancredi, 1996].

Ogni metodo assume una serie di ipotesi semplificative così da poter rendere risolvibile il sistema di equazioni che, come vedremo, risulta essere staticamente indeterminato.

Alcuni di questi metodi sono stati risolti con metodo iterativo, vale a dire creando una procedura di calcolo che facilita la loro implementazione su macchina. Tra questi ci interessa maggiormente approfondire il metodo implementato dal programma di calcolo SLOPE/W, che è il metodo di Bishop (1955) e la sua semplificazione.

Le analisi di stabilità che adottano tali metodi sono quelle dell'equilibrio limite globale. Tale verifica si conduce esaminando un certo numero di possibili superfici di scivolamento per ricercare quella che rappresenta il rapporto minimo tra la resistenza a rottura disponibile e quella effettivamente mobilitata; il valore di questo rapporto costituisce il coefficiente di sicurezza del pendio. Scelta quindi una superficie di rottura si suddivide in conci la parte instabile, si studia dapprima l'equilibrio della singola striscia e poi si passa alla stabilità globale.

Dato l'elevato numero di incognite, ogni metodo assume delle ipotesi semplificative che rendono risolvibile il sistema e sono proprio tali ipotesi che differenziano un metodo dall'altro.

Esistono diverse formulazioni ascrivibili a diversi autori per il calcolo e la soluzione di problemi relativi alla stabilità dei pendii tramite metodi dell'equilibrio limite, tutti questi metodi si basano su ipotesi comuni, che sono:

- Il coefficiente di sicurezza è definito come il rapporto tra la resistenza al taglio lungo un'ipotetica superficie di scorrimento e lo sforzo di taglio mobilitato lungo la stessa superficie;
- La rottura avviene, per il raggiungimento della resistenza limite, contemporaneamente in tutti i punti della superficie di scorrimento.
- Il coefficiente di sicurezza è costante in tutti i punti della superficie di scorrimento.
- La resistenza al taglio è espressa dal criterio di Coulomb.

Nell'utilizzare tali metodi di calcolo si fa sempre riferimento a problemi piani nei quali, quindi, la superficie di scorrimento è rappresentata da una curva e si trascura ogni effetto dovuto alle sezioni adiacenti. Tali schematizzazioni sono giustificabili se le proprietà meccaniche dei terreni sono omogenee in direzione trasversale e quando l'estensione del pendio è predominante sulla dimensione trasversale.

In generale la massa di terreno compresa tra la superficie di scorrimento e la superficie del suolo viene suddivisa in conci e le forze che agiscono su ciascuna striscia possono essere calcolate imponendo le condizioni di equilibrio. L'equilibrio dell'intera massa è dato poi dalla composizione delle forze che agiscono su ciascuna striscia. [Tancredi, 1996]

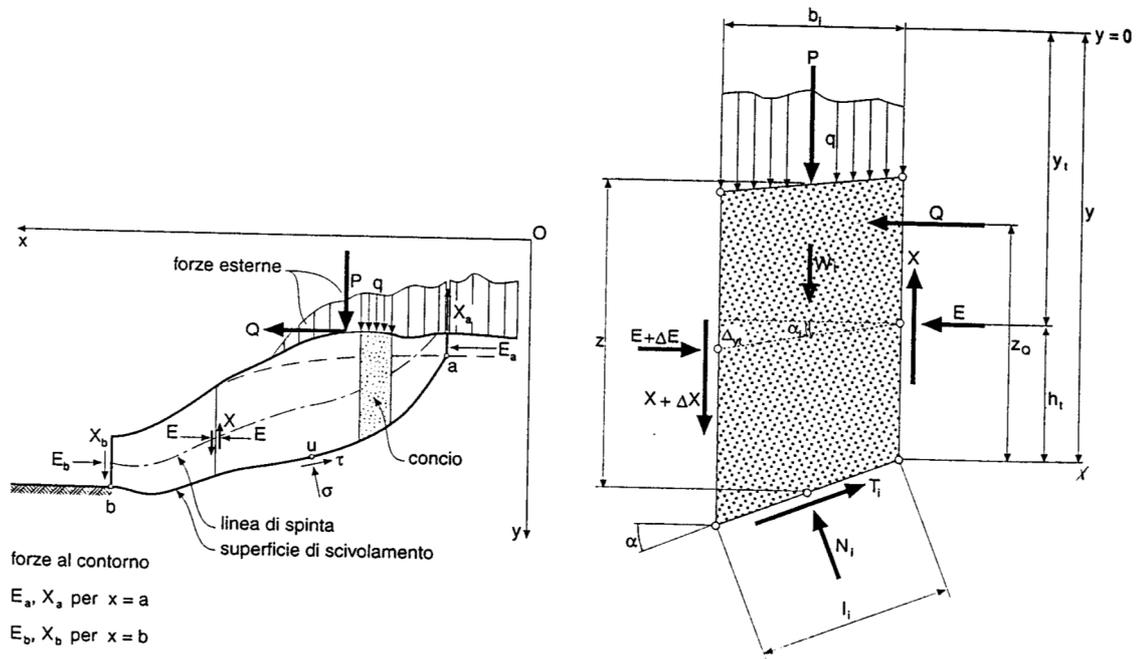


Figura 7- Metodo delle strisce

Le forze agenti su ciascun concio sono, con riferimento alla figura precedente: Il peso  $W$ , l'azione tangenziale alla base  $T$ , l'azione normale efficace alla base  $N$ , la spinta dell'acqua sulla base  $U$ , gli sforzi tangenziali  $X$  e quelli normali  $E$  sulle superfici la TRATTO 1 terali (forze d'interfaccia).

Le condizioni di equilibrio di ciascun concio sono date dalle tre equazioni della statica, pertanto, ammettendo di suddividere il volume di terreno in esame in  $n$  conci, si hanno a disposizione  $3n$  equazioni, mentre le incognite del problema risultano essere  $5n-2$  così composte:

- $n$  valori per l'azione delle forze normali efficaci alla base.
- $n-1$  valori per ciascuna delle forze d'interfaccia ( $X$  ed  $E$ )
- $n-1$  valori per il punto di applicazione delle forze d'interfaccia in direzione orizzontale.
- $n$  valori per il punto di applicazione degli sforzi normali efficaci alla base.
- 1 valore del coefficiente di sicurezza.

Come già accennato, dal bilancio fra le equazioni disponibili e il numero delle incognite risulta che si hanno  $2n-2$  incognite sovrabbondanti e quindi il problema risulta staticamente indeterminato, per riportarlo a staticamente determinato e rendere possibile la soluzione del sistema di equazioni che descrivono l'equilibrio della massa di terreno potenzialmente instabile, è necessario introdurre alcune ipotesi semplificative che consentono di ridurre il numero delle incognite del problema. La prima tra tutte, che risulta, tra le altre cose, comune a tutti i metodi, è quella di considerare centrata la forza agente alla base della striscia, il che è accettabile nel caso in cui i conci siano di larghezza limitata. Le altre ipotesi necessarie per risolvere il sistema di equazioni sono diverse caso per caso e sono queste stesse che caratterizzano un metodo da un altro. L'esistenza di molti metodi di calcolo porta alcune

volte alla indeterminatezza della soluzione, è bene quindi sottolineare che da studi comparativi effettuati per indagare la risposta dei diversi metodi di calcolo, indicano che, quelli che soddisfano tutte le condizioni di equilibrio danno sostanzialmente gli stessi risultati in termini di coefficiente di sicurezza, o meglio che non differiscono tra loro più del 5%. [Duncan, 1980]

### **10.7 Sezioni di calcolo di riferimento**

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

- **sezione Pk = 405**      **massimo scavo, primo tratto di galleria artificiale**
- **sezione Pk = 530**      massimo scavo, primo tratto di galleria artificiale e presenza strada di arroccamento

### **10.8 Caratteristiche meccaniche degli elementi del modello**

La resistenza e la rigidezza dell'unità BN2 (che è una roccia tenera a comportamento meccanico prossimo a quello di un suolo) è stata definita utilizzando le caratteristiche dei terreni riportate nella relazione geotecnica, specializzando il valore dei parametri geotecnici di resistenza in base ai risultati delle prove sismiche svolte nei pressi dell'opera.

In particolare, dal momento che i parametri

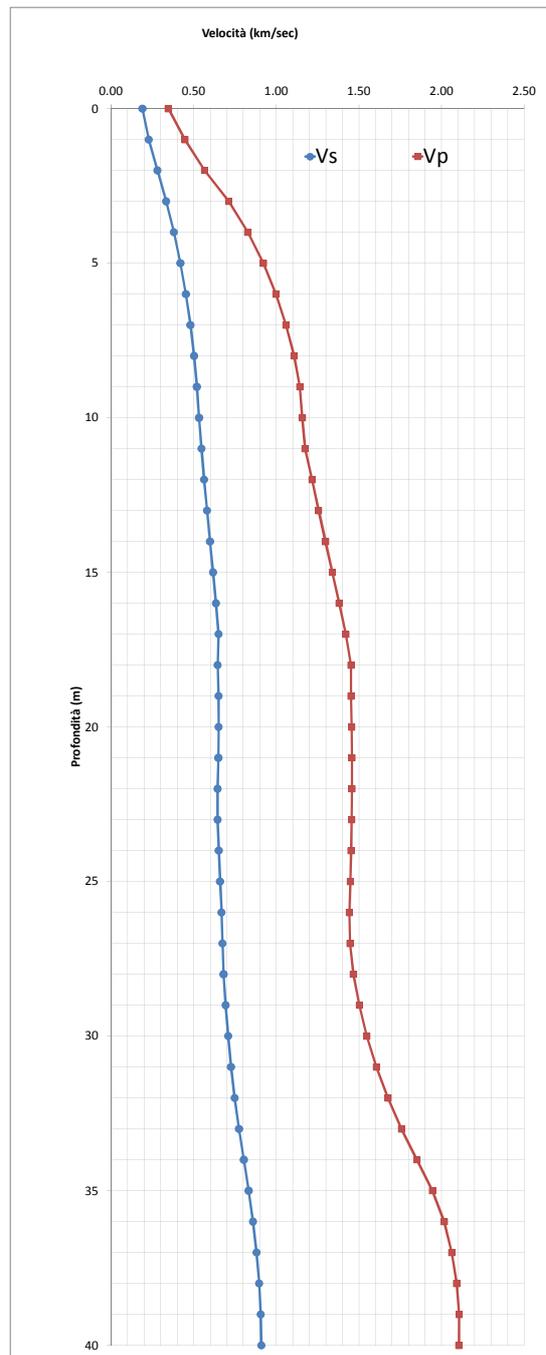
- $E_{ref}^{50}$
- $E_{ref}^{ur}$
- $G_{0ref}$
- $\gamma_{07}$

sono riferiti ad una pressione di riferimento media di 100 kPa e tra di loro collegati dalle relazioni di cui si da conto al paragrafo 10.6, è possibile definire, noti appunto i valori dei parametri di rigidezza, il profilo di  $G_0$  del modello di calcolo.

Parimenti pertanto è possibile effettuare un'analisi a ritroso che consente di definire il set di parametri che meglio approssima il profilo di rigidezza a piccole deformazioni dedotto dalle prove sismiche, ovvero elaborando le velocità delle onde di taglio secondo la relazione

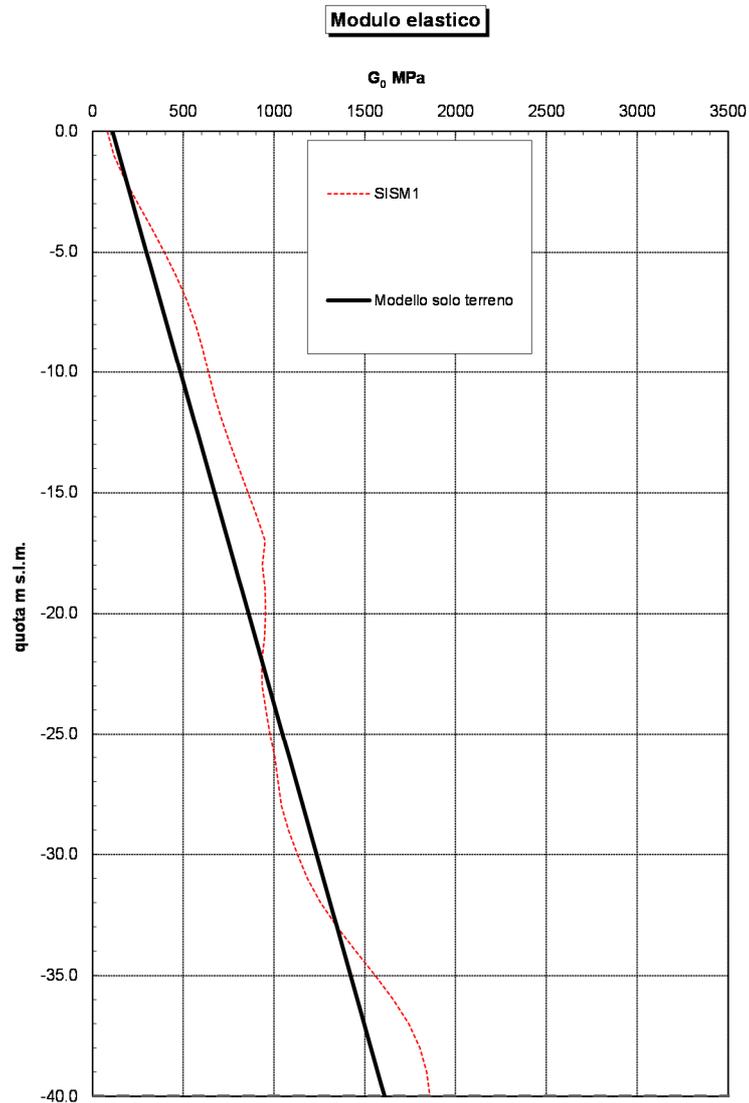
$$G_0 = \rho V_s^2$$

Si riporta nella seguente figura il profilo delle onde sismiche di taglio e compressione nella sezione di calcolo (pk = 405)



**Figura 3. Profilo velocità onde di taglio sezione di calcolo 1.**

La taratura è stata svolta secondo quanto esposto nella seguente figura.



**Figura 8 taratura dei moduli di rigidezza materiale BN2**

Per i materiali BN2 si trova pertanto

	<b>ALT1</b>
$\gamma$	<b>22.0</b>
$k_0$	<b>0.50</b>
$G_{0,ref}$	<b>450</b>
$m$	<b>1.00</b>
$c'$	<b>27</b>
$\phi'$	<b>40</b>
$E_{50,ref}$	<b>110.7</b>
$E_{ur,ref}$	<b>276.8</b>

**Tabella 3 .caratteristiche meccaniche delle rocce (BN2).**

Per tarare la rigidezza delle rocce MCC si è provveduto sempre ad utilizzare i risultati delle prove sismiche in sito, ma in maniera diversa rispetto ai materiali ALT-1. Gli ammassi rocciosi propriamente detti infatti non esibiscono un degrado del modulo di rigidezza tanto evidente quanto i terreni. Pertanto il modello costitutivo scelto non contempla un comportamento diverso a piccole e medie deformazioni.

La rigidezza del materiale è stata tarata scalando del 90 % la rigidezza a dedotta dalle prove sismiche come esposto nei seguenti grafici e tabelle

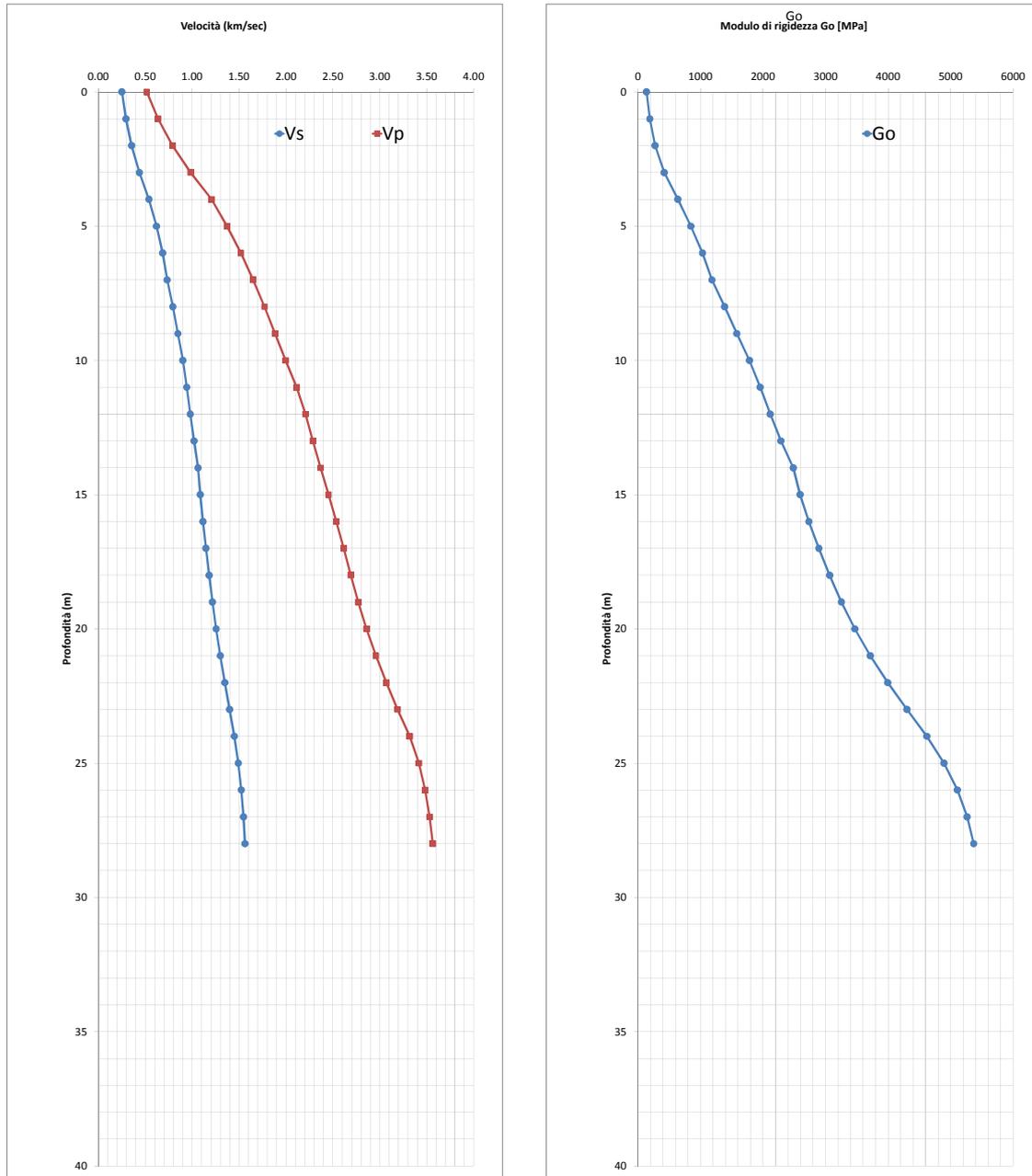


Figura 4. velocità di onde sismiche e rigidezza materiale sezione 2

Cautelativamente, osservando il grafico della rigidezza  $G_0$  si può porre

$$G_0 = 850 \text{ MPa}$$

pertanto

$$E_0 = 2080 \text{ Mpa}$$

e

$$E_{50} = 310 \text{ MPa}$$

Si trova pertanto

	<b>MCC</b>
$\gamma$	<b>24.0</b>
$k_0$	<b>0.50</b>
$m$	<b>1.00</b>
$c'$	<b>90</b>
$\phi'$	<b>34.35</b>
$E_{50,ref}$	<b>310</b>
$E_{ur,ref}$	<b>775</b>

**Tabella 4 .caratteristiche meccaniche delle rocce (MCC1A).**

Identification number	6	
Identification	RINTERRO	
Material model	Mohr-Coulomb	
Drainage type	Drained	
Colour	 RGB 249, 170, 159	
Comments		
<b>General properties</b>		
$\gamma_{unsat}$	kN/m <sup>3</sup>	17.00
$\gamma_{sat}$	kN/m <sup>3</sup>	17.00
<b>Stiffness</b>		
E	kN/m <sup>2</sup>	50.00E3
$\nu$ (nu)		0.2300
<b>Alternatives</b>		
G	kN/m <sup>2</sup>	20.33E3
$E_{oed}$	kN/m <sup>2</sup>	57.96E3
<b>Strength</b>		
$c_{ref}$	kN/m <sup>2</sup>	1.000
$\phi$ (phi)	°	35.00
$\psi$ (psi)	°	0.000

**Tabella 5 .caratteristiche meccaniche rinterro (entrambe le sezioni)**

I valori assunti per caratterizzare il riempimento sono assolutamente coerenti tra loro e aderenti a quanto verrà posto in opera.

L'angolo di attrito pari a 35° è corrispondente, per uno spessore di 3.0 m ad una densità relativa pari a

$D_r = 0.31$

Si ricorda che l'angolo di attrito è ricavabile, per sabbie fini ben gradate con proposta da Schmertmann (1977):

$\varphi' = 31.5 + 0.115 \cdot D_R$  valida per sabbia fine ben gradata e sabbia media uniforme

La densità relativa è correlata anche all'indice dei vuoti del materiale, in quanti

$$D_r = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}}$$

in cui  $e_{max}$  ed  $e_{min}$  sono il valore massimo e minimo dell'indice dei vuoti "e" del materiale

Per ricavare i valori di  $e_{max}$  ed  $e_{min}$  è utile riferirsi alle relazioni proposte da Miura et al (1997)

$$e_{max} = 1.67e_{min}$$

e Cubrinovsky e Ishiara (2002) che per sabbie con contenuto di fini compreso tra il 5 ed il 15% hanno trovato sperimentalmente che

$$e_{max} = 0.25 + 1.37e_{min}$$

Mettendo a sistema le due relazioni si trova

$$e_{max} = 1.62$$

$$e_{max} = 1.00$$

$$e_{max} - e_{min} = 0.62$$

Pertanto, sostituendo nella relazioni di Schmertmann si trova

$$0.31 = \frac{1.62 - e}{0.62}$$

$e = 1.43$

e quindi la porosità n

$$n = \frac{e}{1 + e} = 0.59$$

l'indice dei vuoti è utile per ricavare il peso per unità di volume del terreno.

Ipotizzando cautelativamente un grado di saturazione pari a

$S = 95\%$

e una densità dei grani

$\rho_s = 2.7 \text{ kN/m}^3$

e quindi il la densità specifica (rapporto tra densità del solido e dell'acqua) vale

$G_s = 2.7$

dal momento che il grado di saturazione

$$S = \frac{wG_s}{e}$$

il contenuto d'acqua w è pari a

$w = 0.5$

noti il contenuto d'acqua e l'indice di porosità è possibile calcolare la densità secca

$$\rho_d = (1 - n)\rho_s$$

e si trova

$$\rho_d = 1.11 \text{ t/m}^3$$

la densità del terreno è quindi pari a

$$\rho = (1 + w)\rho_d$$

si trova

$$\rho = 1.67 \text{ t/m}^3$$

e moltiplicando per l'accelerazione di gravità si ottiene il peso per unità di volume

$$\gamma = 16.3 \text{ kN/m}^3$$

cautelativamente arrotondato a

$$\gamma = 17.0 \text{ kN/m}^3$$

Per la stima della rigidezza dei pali perimetrali si è provveduto ad individuare una rigidezza equivalente dell'elemento continuo del modello (cluster) in modo che la rigidezza flessionale risultasse effettivamente quella dei pali, considerando anche l'interasse tra gli stessi

Pertanto, una volta posto

$$E \cdot I^* = EI/i$$

in cui "E\*" è la rigidezza equivalente, "I\*" il modulo d'inerzia dell'elemento, "E" la rigidezza del calcestruzzo, "I" il modulo d'inerzia del singolo palo e "i" l'interasse tra i pali si trova

Si trova pertanto

$$E^* = 16855 \text{ MPa}$$

Le caratteristiche di rigidezza della trave di testa sono state comunicate dalla società produttrice e sono riportate sono state pienamente riprodotte nel modello.

Al fine di leggere più chiaramente le sollecitazioni sui pali e sulla trave è stato introdotto, in asse ai cluster che rappresentano gli elementi strutturali, una trave fittizia ("dummy beam") avente come caratteristiche di rigidezza assiale e flessionale EA ed EI tali che

$$EA = EA_{\text{reale}}/1000000$$

$$EI = EI_{\text{reale}}/1000000$$

In cui EA<sub>reale</sub> ed EI<sub>reale</sub> sono le rigidezza assiale e flessionale della trave (o del palo).

In questo modo spostamenti e rotazione della trave fittizia sono i medesimi della trave reale. Le sollecitazioni lette sulla trave fittizia sono pertanto uguali a quelle dell'elemento strutturale reale, ma ridotte di un milionesimo.

Di ciò si dovrà tenere conto quando si esporranno le sollecitazioni degli elementi strutturali nel cap. 10 .

I chiodi sono stati schematizzati come travi elastiche connesse al terreno da un interfaccia avente resistenza

$$\tau = 300 \text{ kPa}$$

La rigidezza dei chiodi riproduce la rigidezza dei chiodi utilizzati in progetto (si veda il cap. 3), e tiene conto dell'effettivo interasse dei chiodi.

I carichi stradali, ove presenti sono stati schematizzati come un carico uniforme di intensità

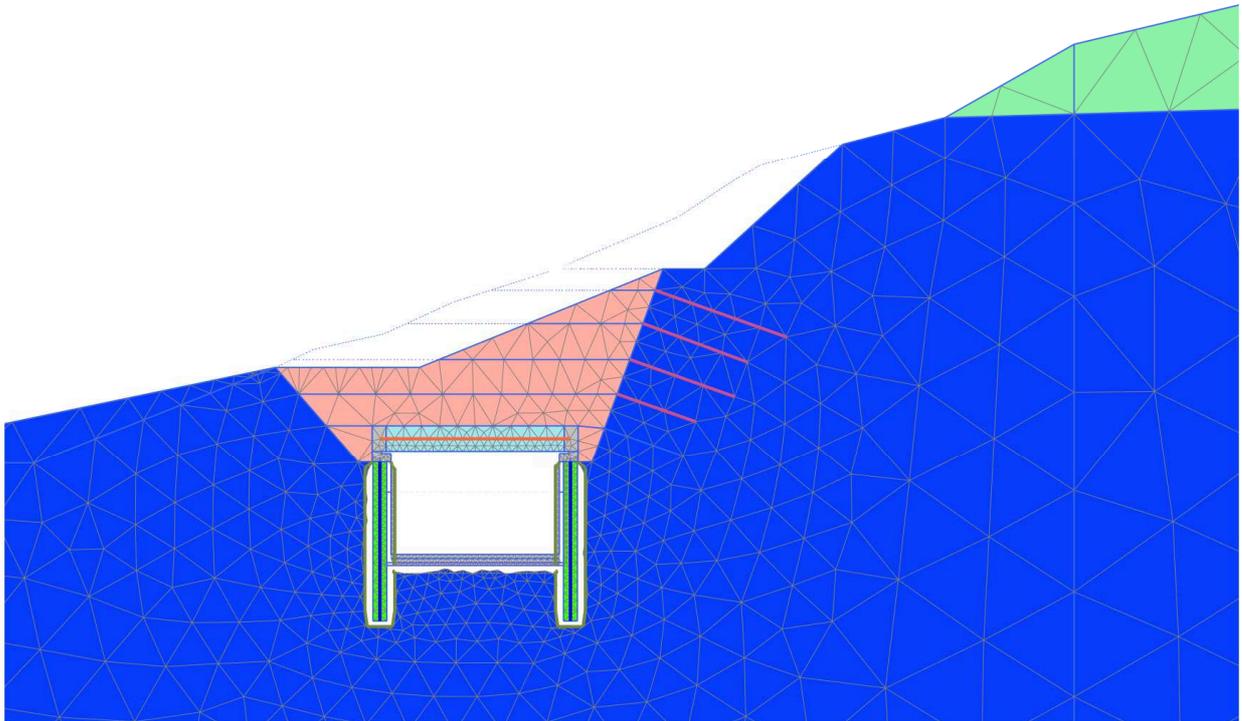
$$q = 20 \text{ kPa.}$$

### 10.9 fasi di calcolo di riferimento

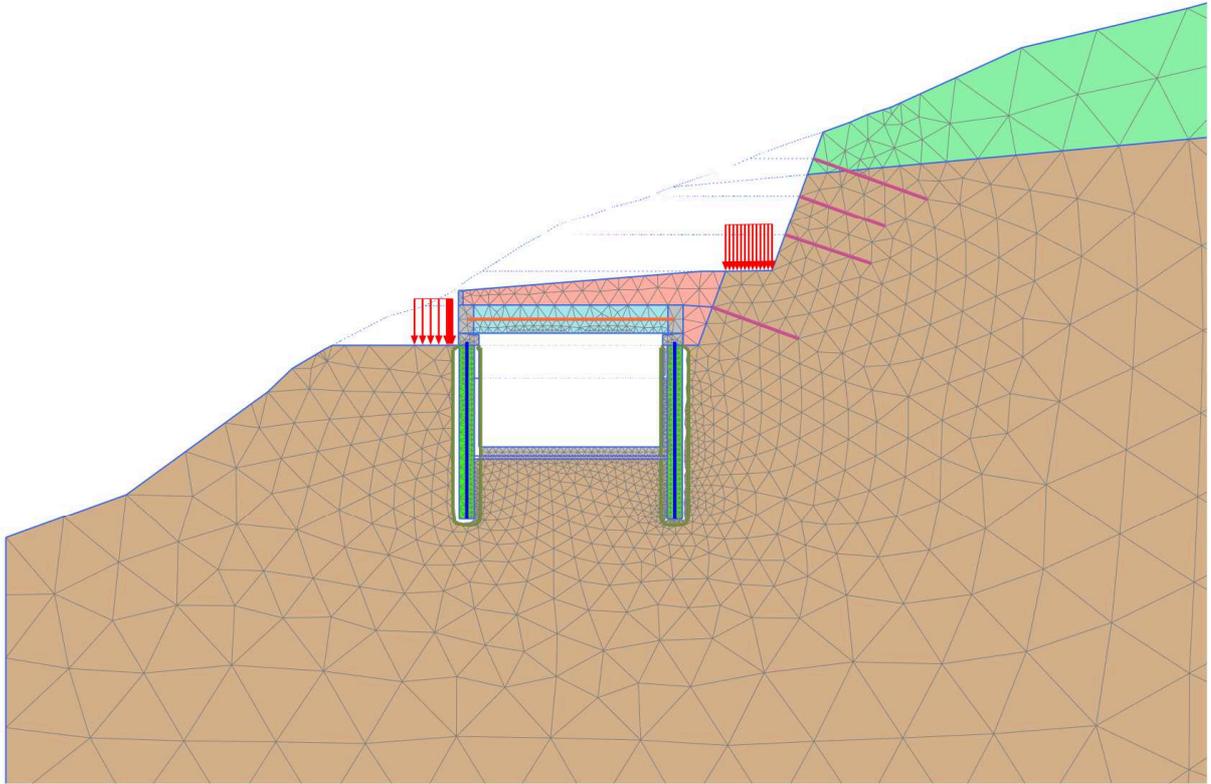
Il calcolo delle sollecitazioni come di seguito:

1. generazione delle tensioni litostatiche;
2. scavo fino a quota del chiodo 1
3. installazione del chiodo 1
  - così fino al raggiungimento del fondo scavo
4. installazione dei pali
5. scavo fino a -2.2 m da quota testa pali
6. installazione della trave di copertura
7. reinterro
8. realizzazione della soletta di fondo e delle fodere
9. Azione sismica

Si riportano nel seguito le immagini delle discretizzazioni nelle 2 sezioni di calcolo



**Figura 5. Sezione di calcolo 1**



**Figura 6 Sezione di calcolo 2**

### 10.10 Analisi di stabilità'-FEM

La determinazione del coefficiente di sicurezza avviene mediante un algoritmo iterativo ( $\phi' - c'$  reduction method, Dawson, Roth and Drescher, 1999) che, sulla base dei dati di partenza ( $c'$  e  $\tan \phi'$ ), determina successive condizioni di equilibrio del sistema eseguendo, ad ogni ciclo, una progressiva riduzione delle resistenze fino al raggiungimento del collasso (condizione di non equilibrio del sistema):

$$c'_{\text{prova}} = c' / FS_{\text{prova}}$$

$$\phi'_{\text{prova}} = \arctan(\tan \phi' / FS_{\text{prova}})$$

In Figura 9 la progressiva riduzione delle resistenze è rappresentata nel piano di Mohr-Coulomb per il singolo elemento di terreno. Si osserva che i parametri di deformabilità non influenzano in maniera apprezzabile i risultati del calcolo e, pertanto, possono essere considerati senza particolari affinamenti.

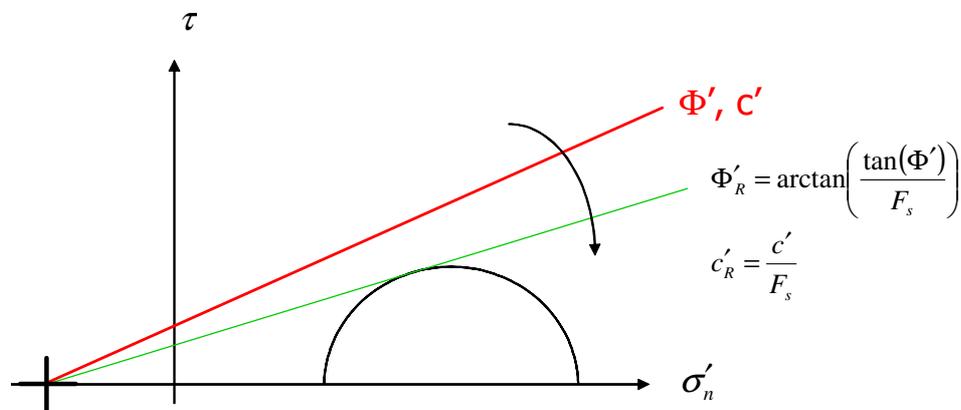


Figura 9. Phi-c reduction method

Rispetto ai classici metodi dell'equilibrio limite presenta numerosi vantaggi (e.g. Dawson and Roth, 1999, and Cala and Flisiak, 2001):

- le superfici di rottura si propagano in maniera "naturale"; quindi non occorre specificare preventivamente i cinematismi e le potenziali superfici di rottura su cui ricercare il coefficiente di sicurezza minimo;
- non richiede al definizione di ipotesi di calcolo "artificiali" (es. ipotesi sulle forze di interfaccia);
- la metodologia non implica limitazioni sulla forma e la modalità di propagazione delle potenziali superfici di rottura (anche multiple e/o con propagazioni complesse delle zone di snervamento) in funzione delle esigenze del sistema;
- l'interazione con eventuali elementi strutturali vengono modellate in maniera realistica con una mobilitazione delle resistenze in funzione della deformazione relativa rispetto al terreno circostante e non semplicemente mediante forze equivalenti.

- la soluzione converge in un meccanismo che è cinematicamente ammissibile (si noti che i metodi classici dell'equilibrio limite prescindono dalla valutazione degli spostamenti e non richiedono pertanto la conoscenza dei legami tensioni-deformazioni ma del solo criterio di resistenza dei terreni interessati).

Tale analisi di stabilità è generalmente svolta a partire dalla configurazione di progetto maggiormente cautelativa che risulta essere generalmente la fase di raggiungimento della massima profondità di scavo, prima di gettare la soletta in c.a. a fondo scavo.

Tali analisi equivalgono alla verifica SLU (GEO) prevista dalla normativa vigente: combinazione 2 (A2+M2+R2)

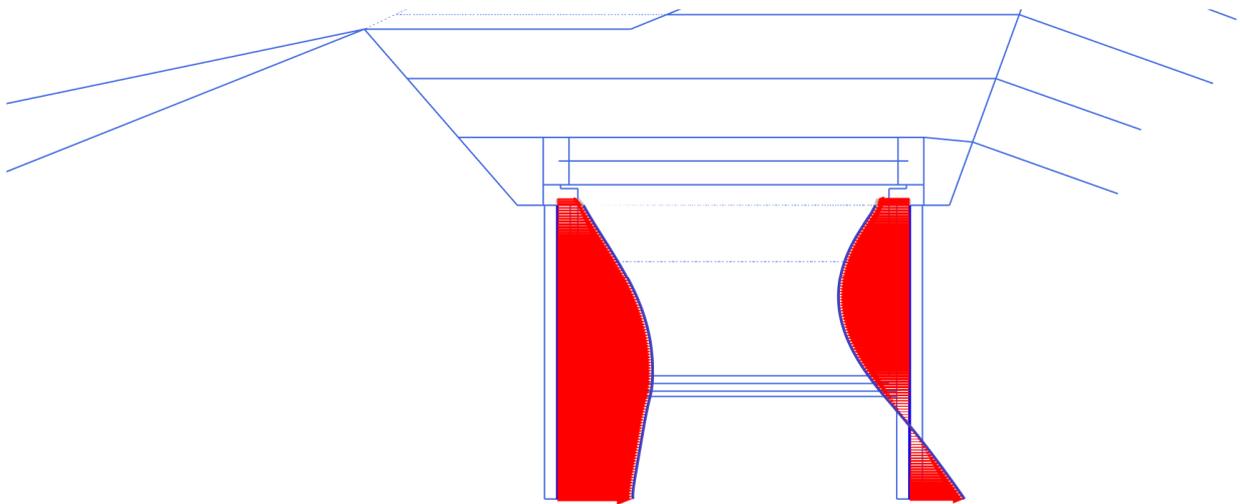
## 11 RISULTATI DELLE ANALISI

Si riportano di seguito i risultati delle analisi effettuate in termini di spostamenti sollecitazioni negli elementi strutturali.

### 11.1 SEZIONE DI CALCOLO 1

#### SPOSTAMENTI

Si riportano nel seguito gli spostamenti calcolati in condizioni statiche

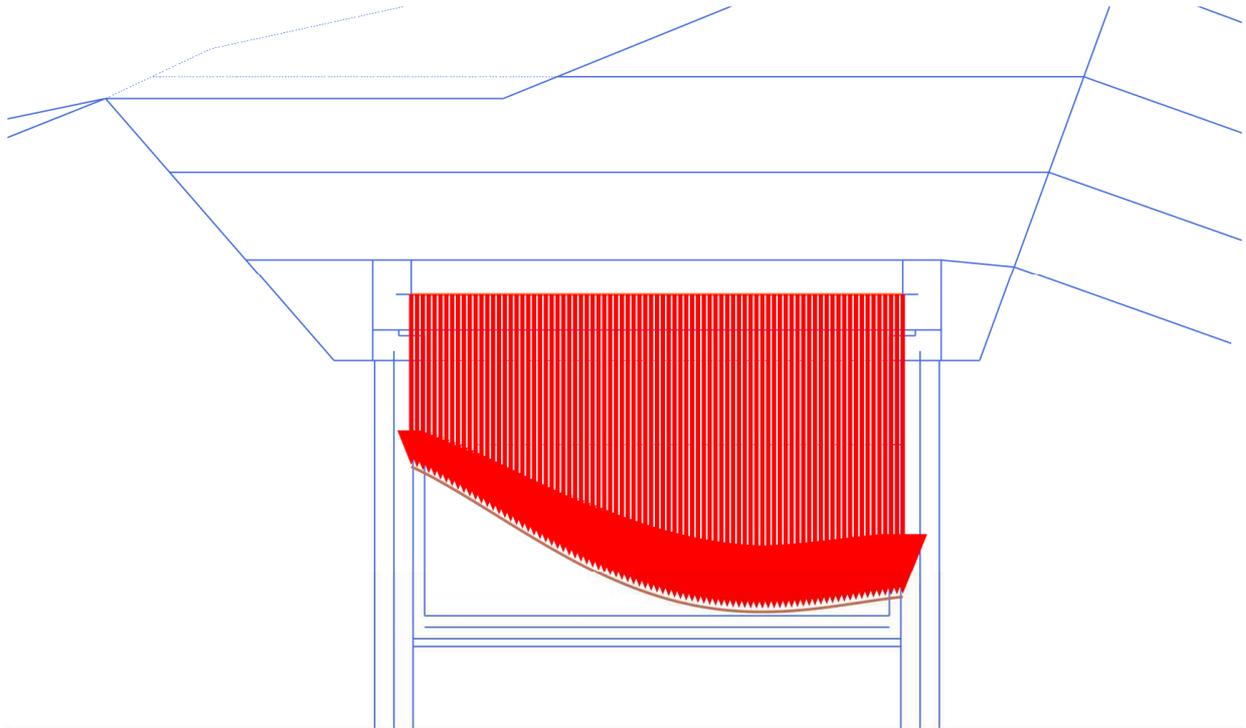


**Total displacements  $u_x$  (scaled up 500 times)**

Maximum value =  $7.408 \cdot 10^{-3}$  m (Element 64 at Node 21235)

Minimum value =  $-5.535 \cdot 10^{-3}$  m (Element 44 at Node 2086)

**Figura 7. Spostamenti totali dei pali- condizioni statiche**

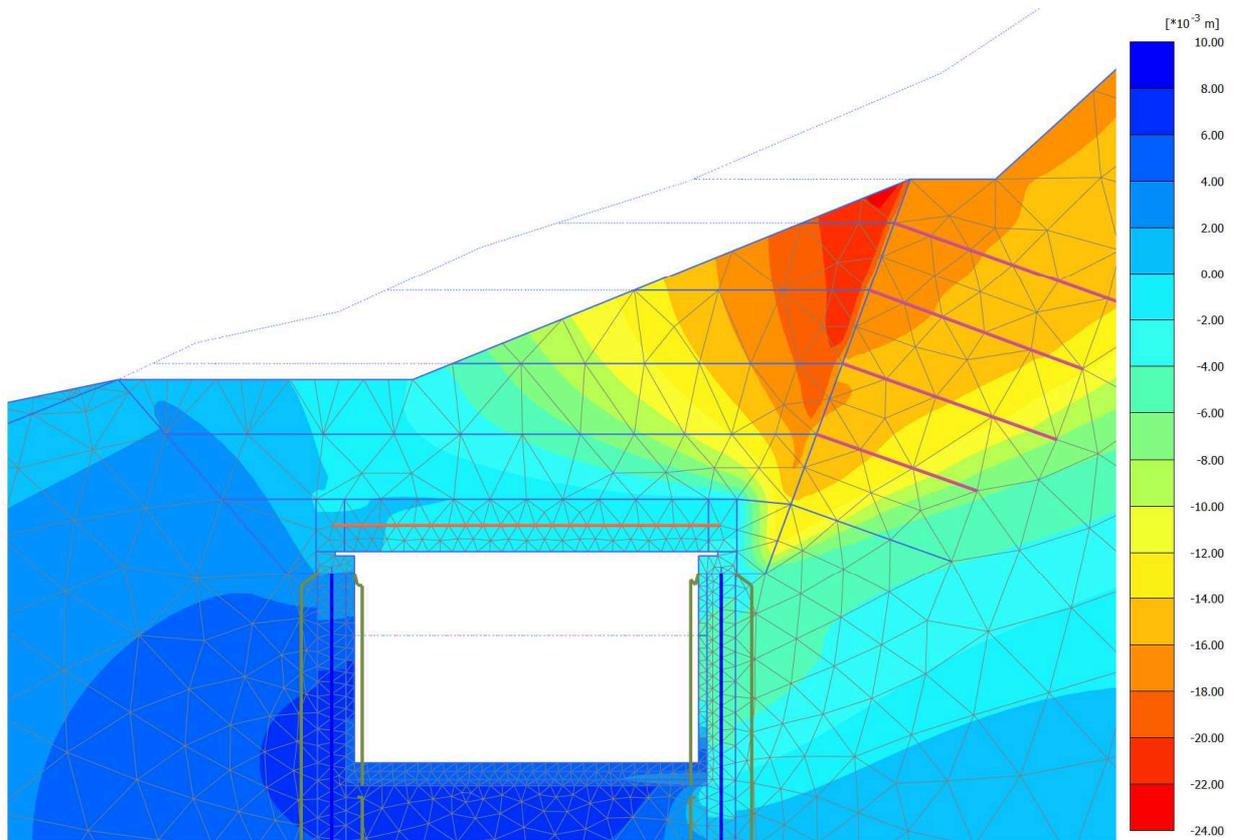


**Sum phase displacements  $\Sigma Pu_y$  (scaled up 500 times)**

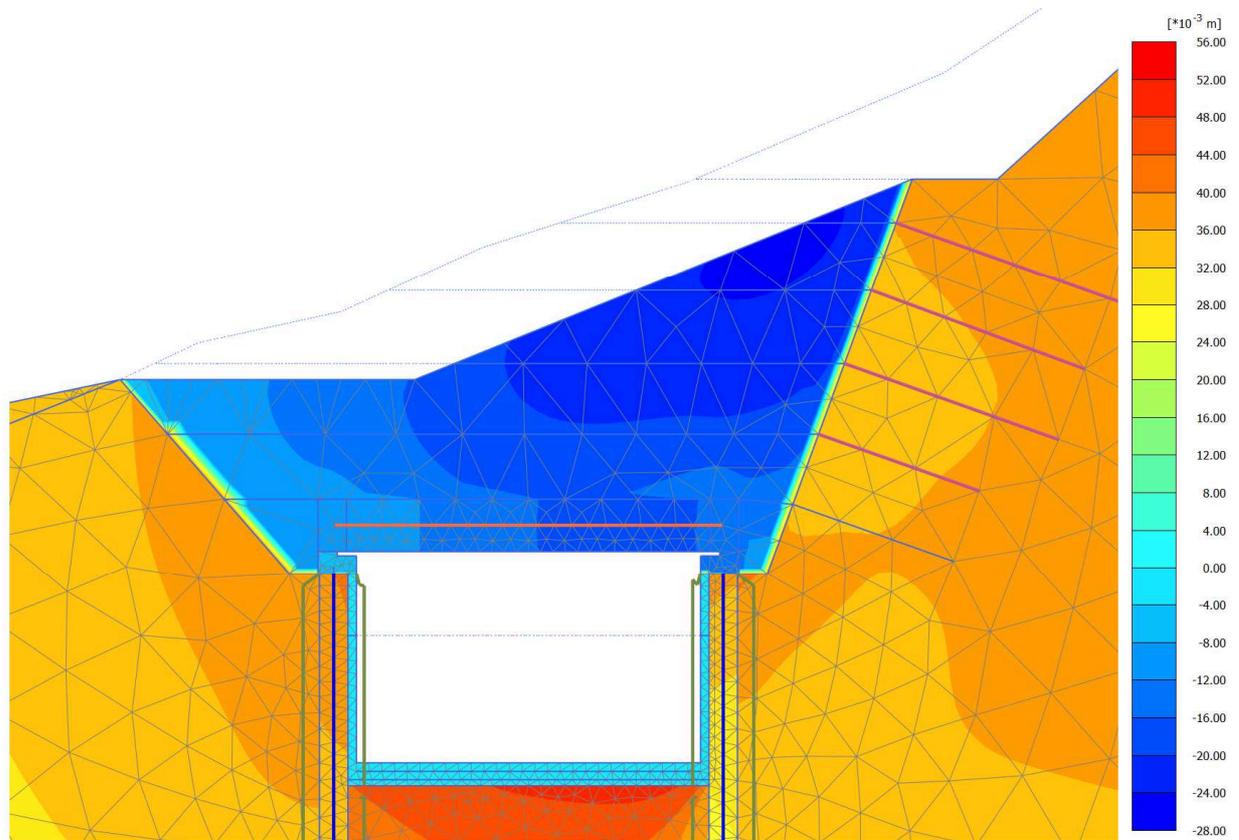
Maximum value =  $-9.006 \cdot 10^{-3}$  m (Element 2 at Node 18236)

Minimum value = -0.01666 m (Element 16 at Node 11826)

**Figura 8. Spostamenti totali trave di copertura- condizioni statiche**



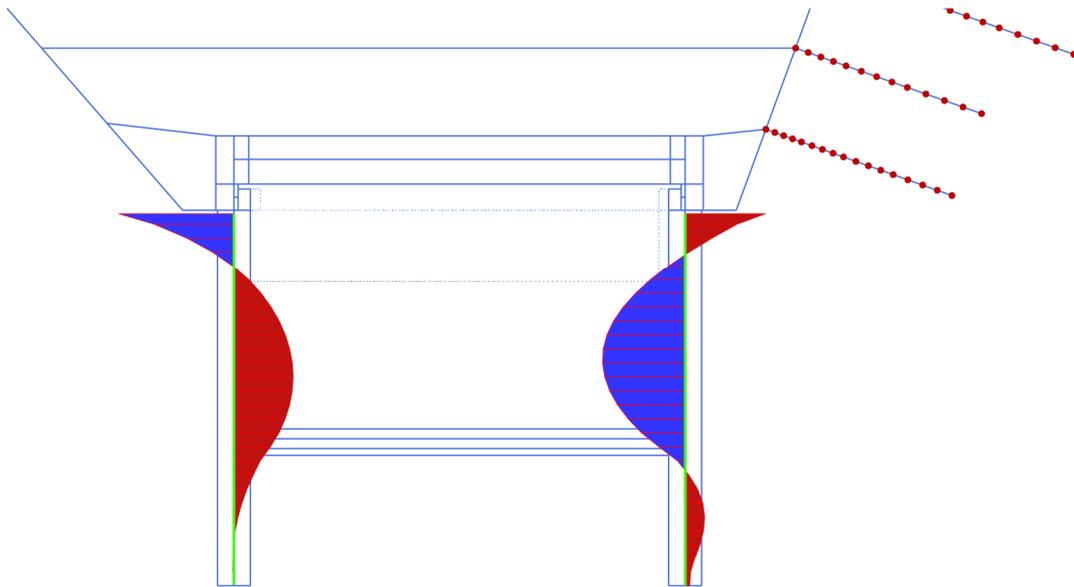
**Figura 9. Spostamenti orizzontali – intero modello**



**Figura 10. Spostamenti verticali – intero modello.**

**SOLLECITAZIONI – CONDIZIONI SLE**

Si riportano nel seguito l'involuppo delle sollecitazioni in condizioni SLE rare dei pali perimetrali.



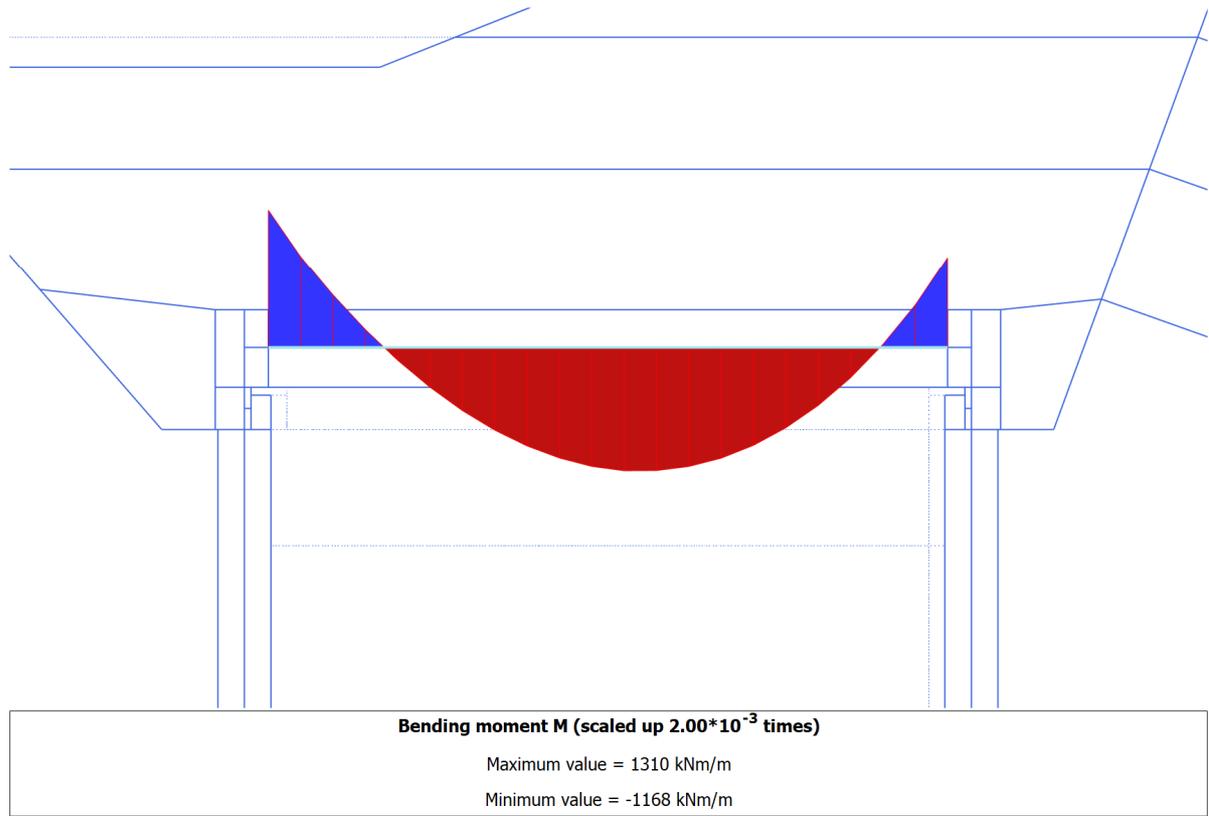
**Bending moment M (scaled up  $5.00 \cdot 10^{-3}$  times)**

Maximum value = 699.5 kNm/m

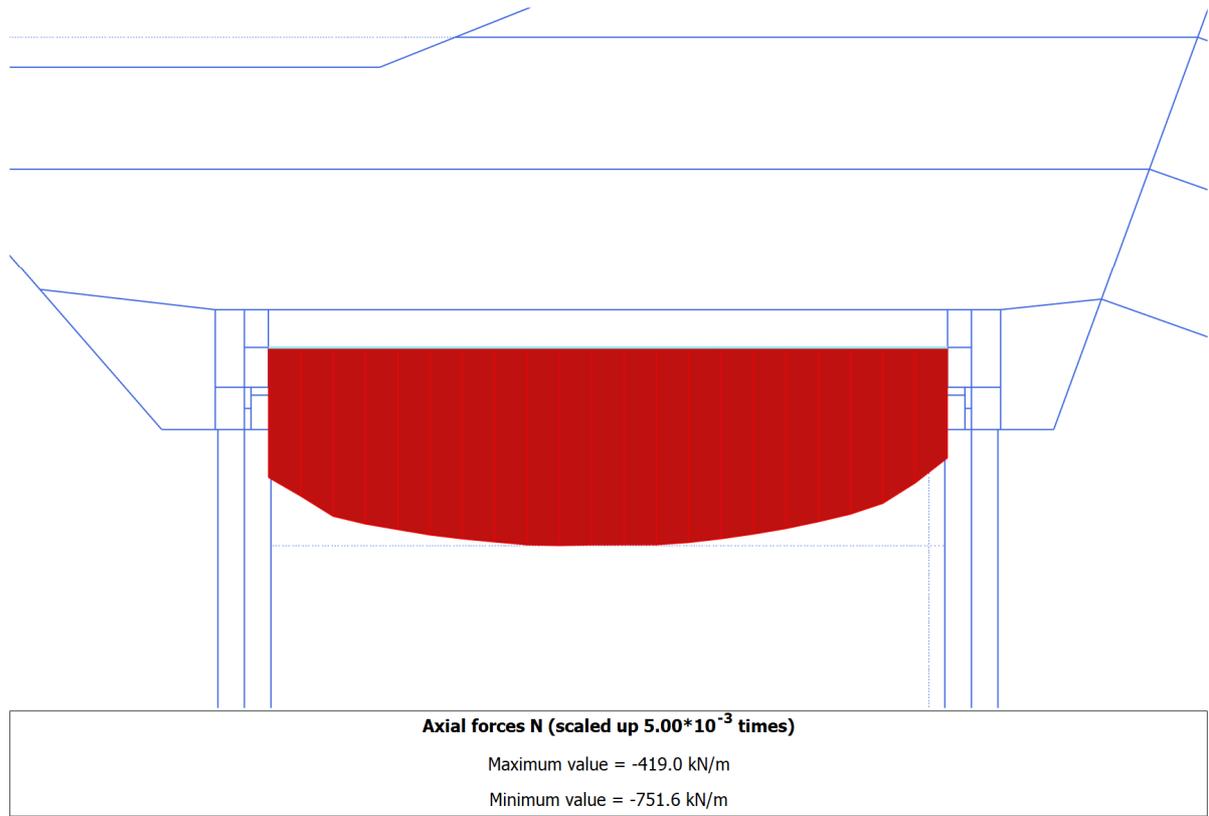
Minimum value = -487.6 kNm/m

**Figura 11** Momenti flettenti sui pali perimetrali.  $M_{max} = 699 \text{ kN m/m}$

Si riportano nel seguito l'involuppo delle sollecitazioni in condizioni SLE rare della trave di testata.



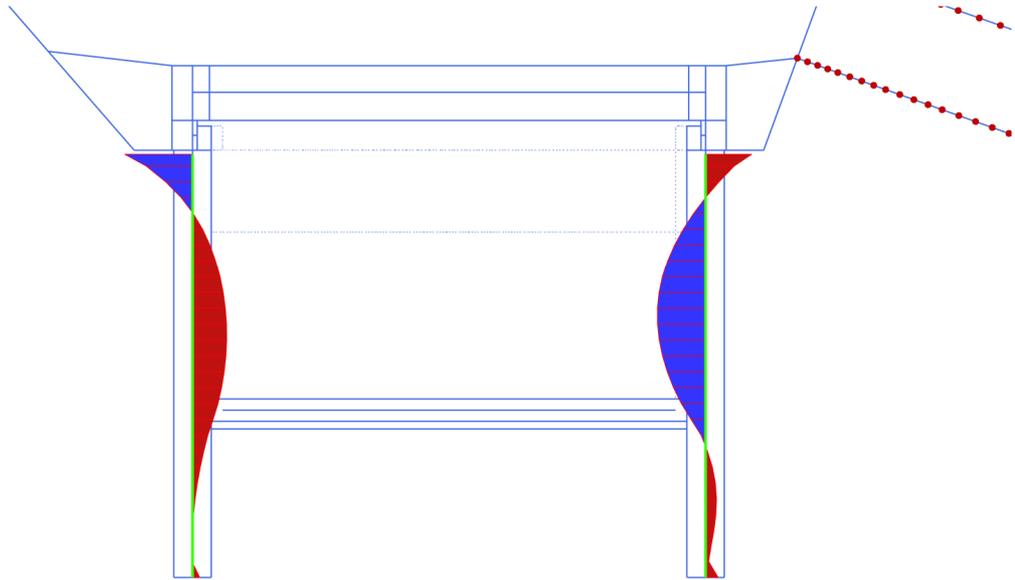
**Figura 12** Momenti flettenti sulla trave di testata.  $M_{max} = 1310 \text{ kN m/m}$



**Figura 13. Sforzi normali nella trave di testata.. Compressione massima 750 kN**

**SOLLECITAZIONI – CONDIZIONI SLU STATICO E SISMICO (SLV)**

Si riporta nel seguito l'involuppo (in condizioni di Stato limite Ultimo statico- STR e sismico, Stato Limite di salvaguardia della Vita) delle sollecitazioni sui pali perimetrali

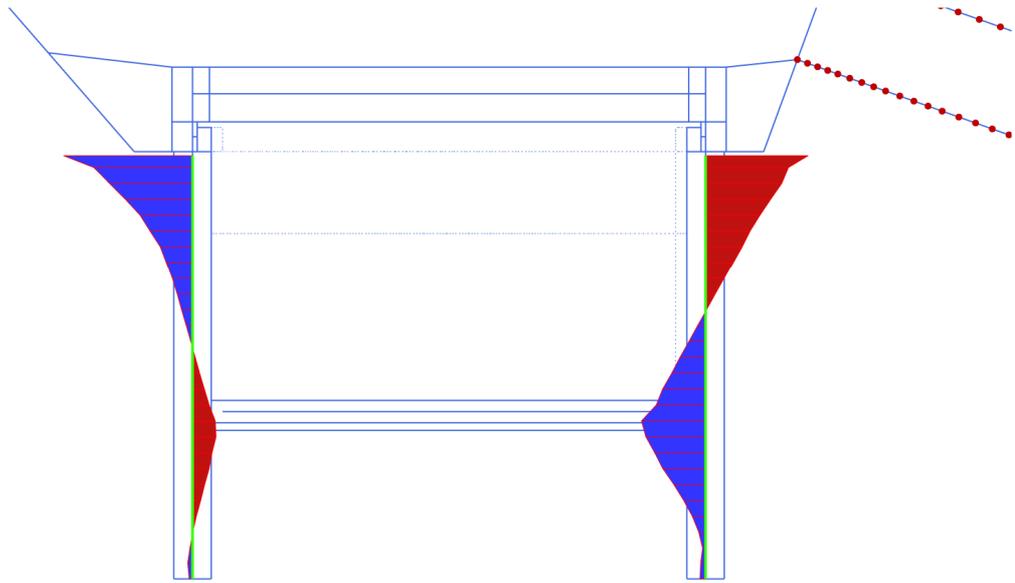


**Bending moment M (scaled up  $2.00 \cdot 10^{-3}$  times)**

Maximum value = 908.7 kNm/m

Minimum value = -616.6 kNm/m

**Figura 14. Sollecitazioni nei pali in condizioni SLU statiche m MAX = 908.7 Kn M/M**

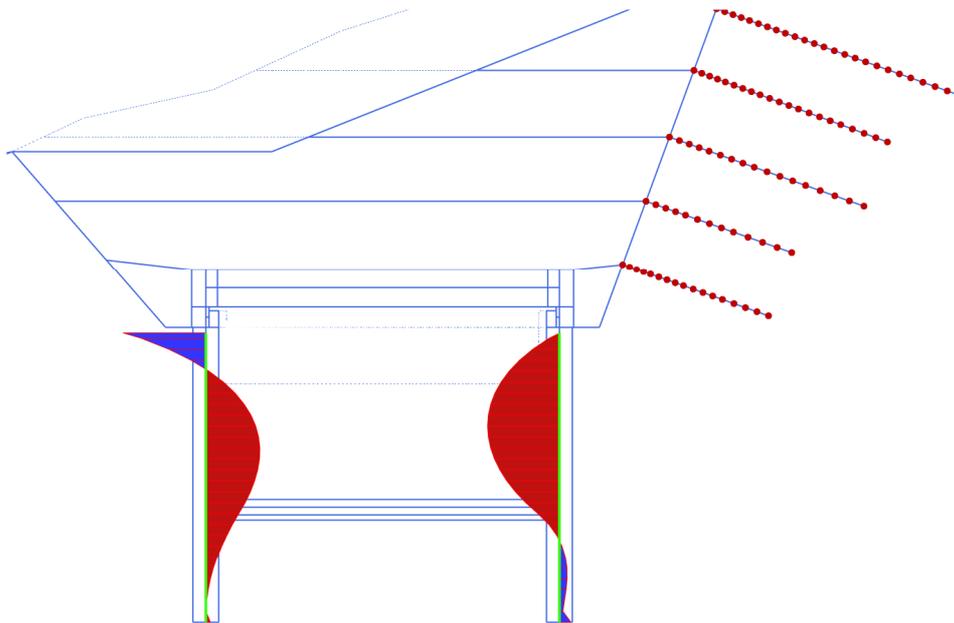


Shear forces Q (scaled up  $5.00 \cdot 10^{-3}$  times)

Maximum value = 690.0 kN/m

Minimum value = -548.0 kN/m

**Figura 15. Sollecitazioni nei pali in condizioni SLU statiche T MAX = 690 kN/m**

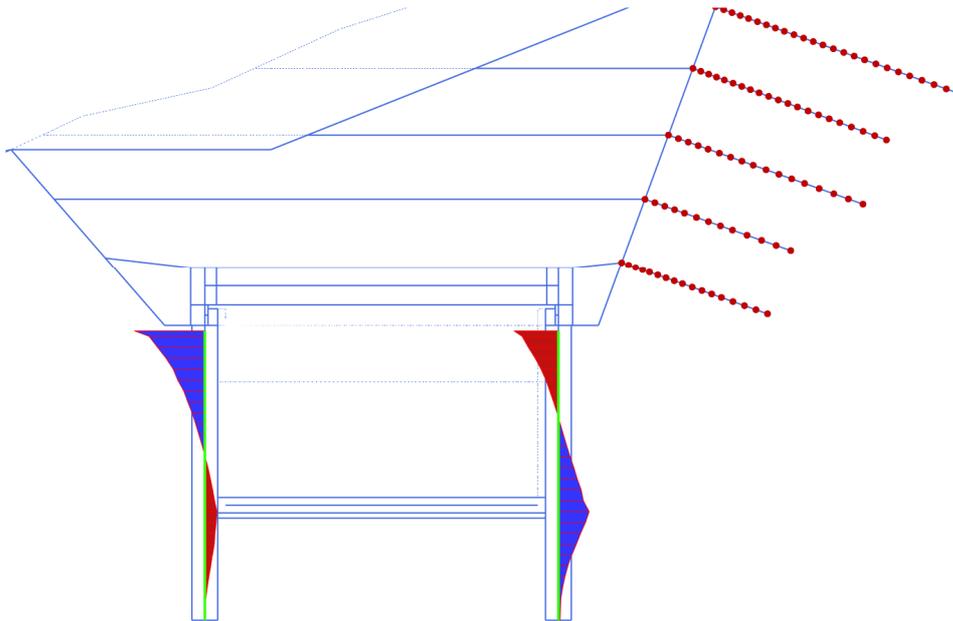


**Bending moment M (scaled up  $2.00 \cdot 10^{-3}$  times)**

Maximum value = 1607 kNm/m

Minimum value = -1392 kNm/m

**Figura 16. Sollecitazioni nei pali in condizioni SLU sismiche**

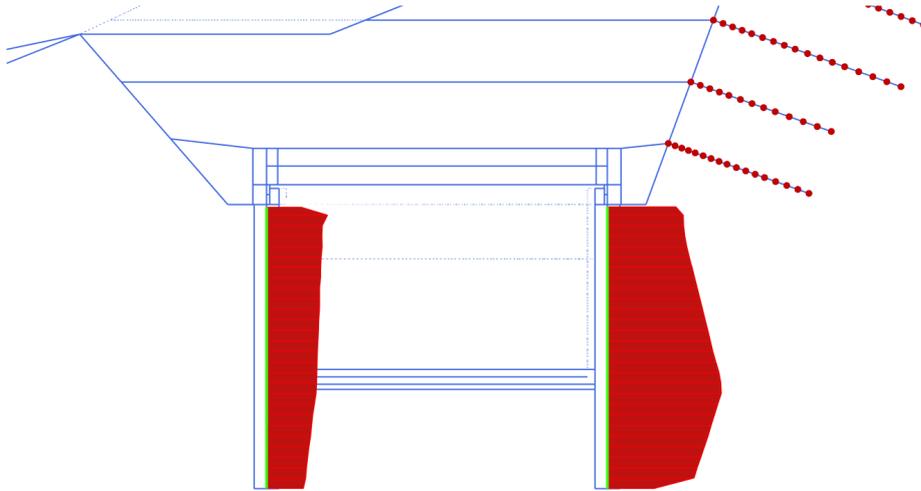


**Shear forces Q (scaled up  $2.00 \cdot 10^{-3}$  times)**

Maximum value = 1367 kN/m

Minimum value = -861.2 kN/m

*. Tagli sui pali perimetrali condizioni SLU sismiche*



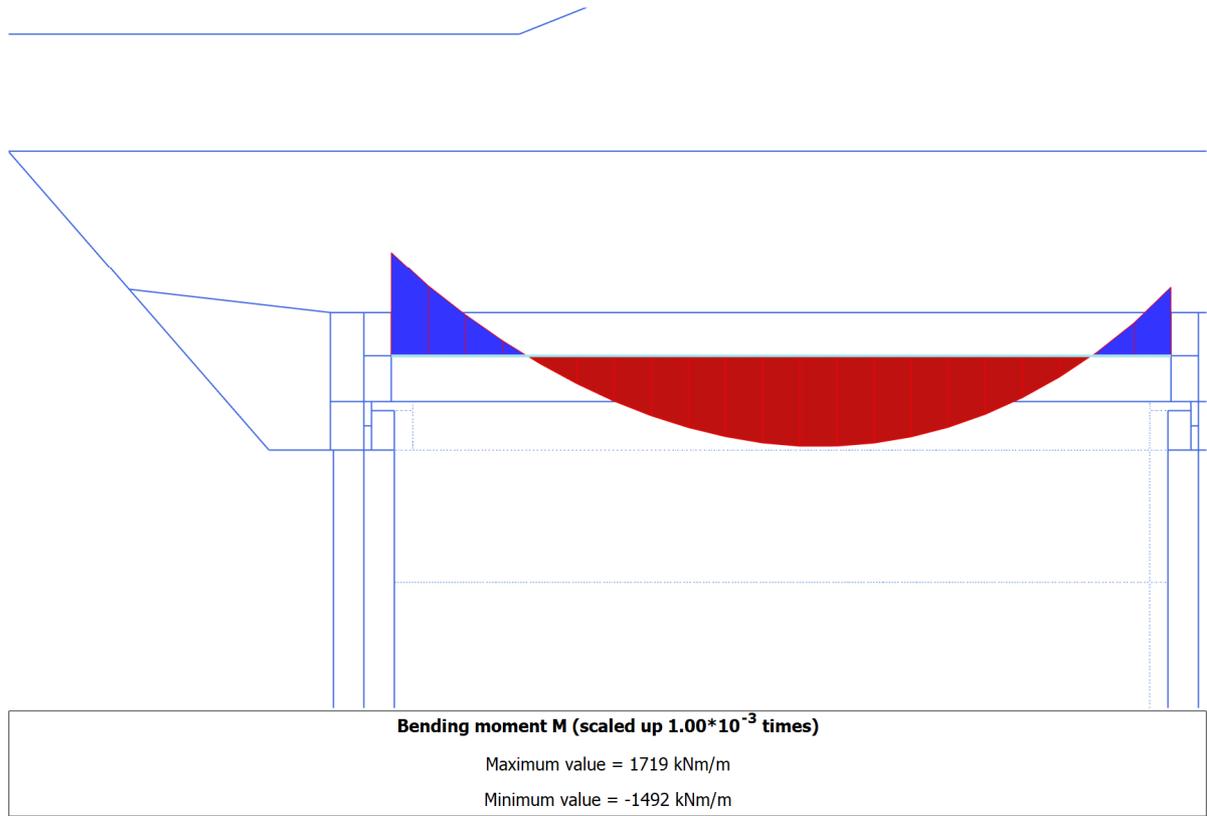
**Axial forces N (scaled up  $2.00 \cdot 10^{-3}$  times)**

Maximum value = -702.4 kN/m

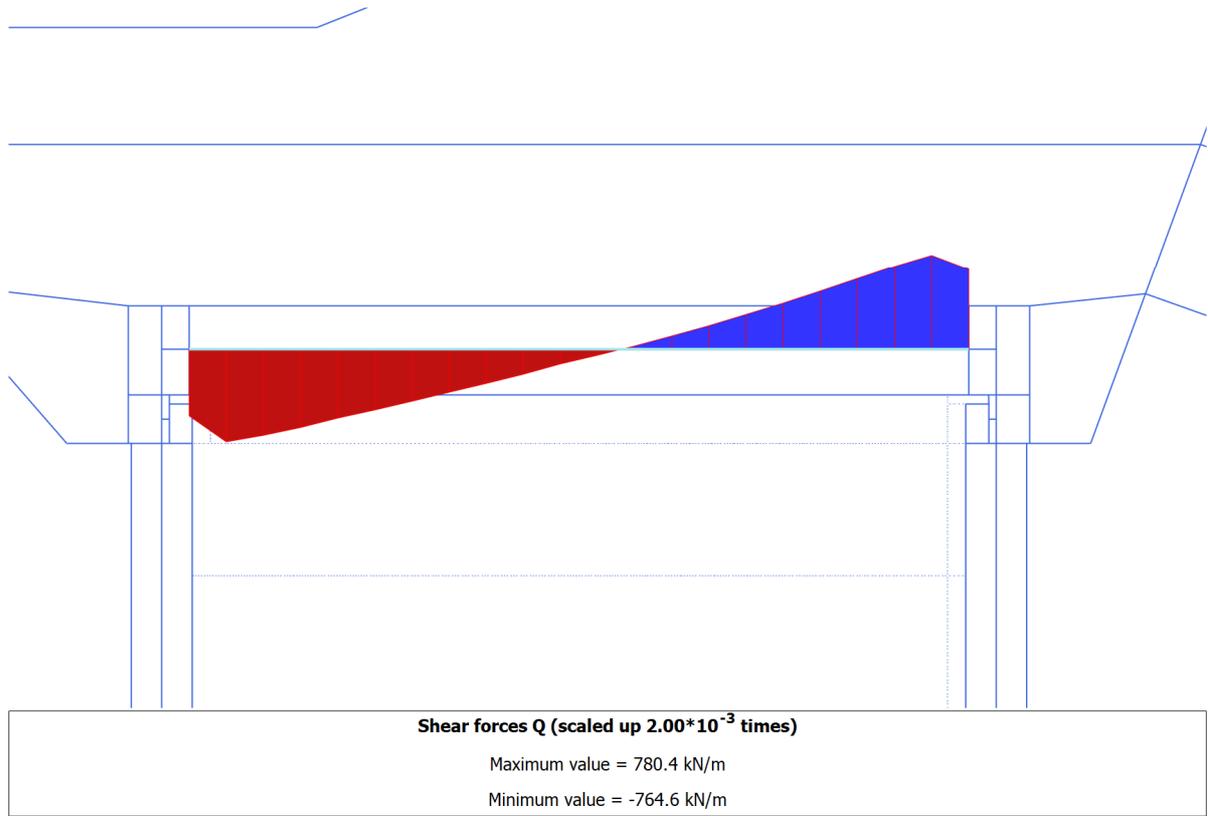
Minimum value = -2292 kN/m

**Figura 17 Sforzi Normali sui pali perimetrali.  $N_{max} = 2292 \text{ kN/m}$**

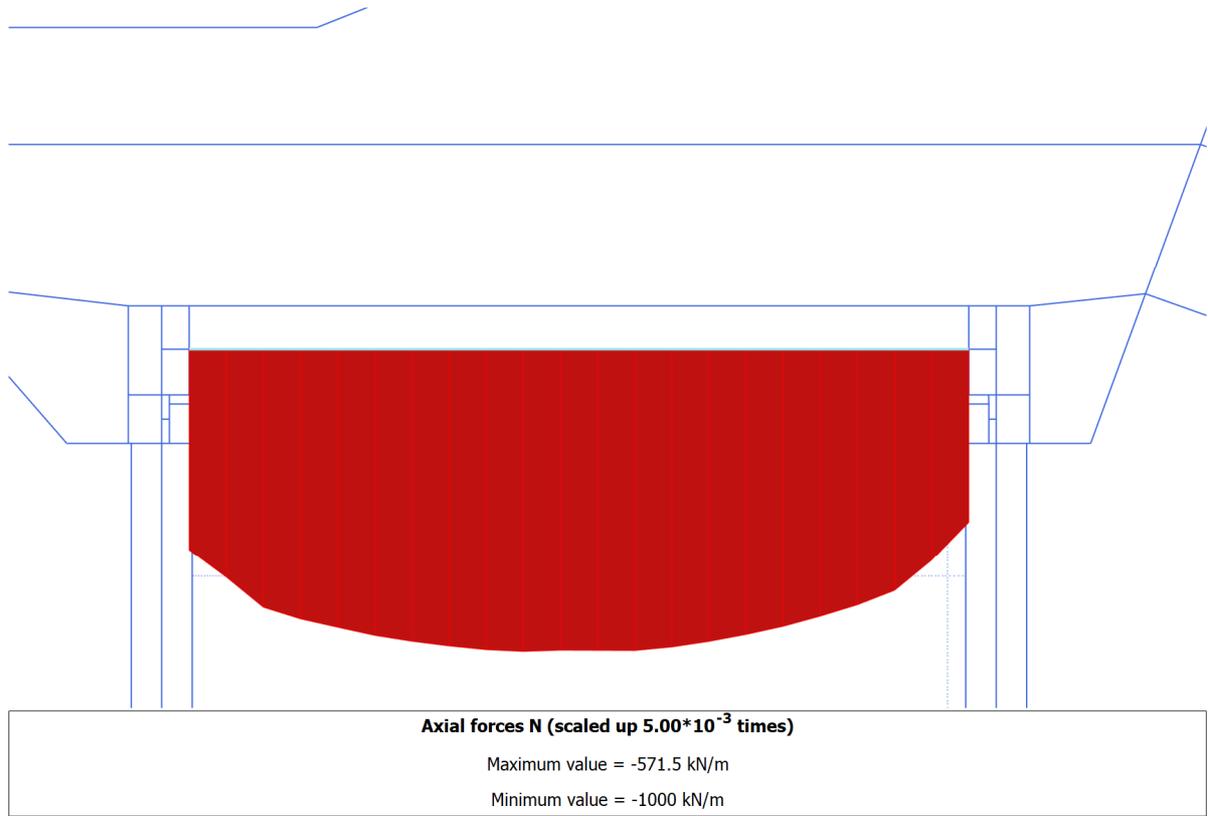
Si riportano di seguito gli involuipi delle sollecitazioni sulle travi di testata



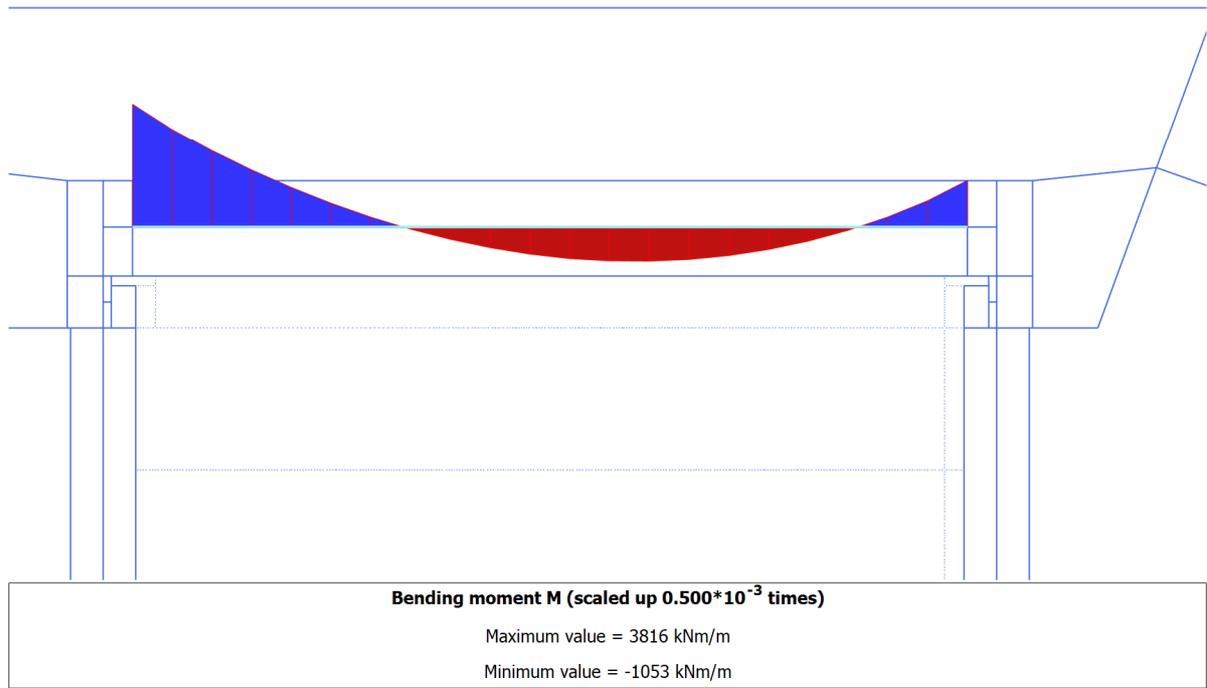
**Figura 18. Momenti flettenti sulla trave di testata,  $M_{max} = 1719 \text{ kN m/m}$  (SLU STATICO)**



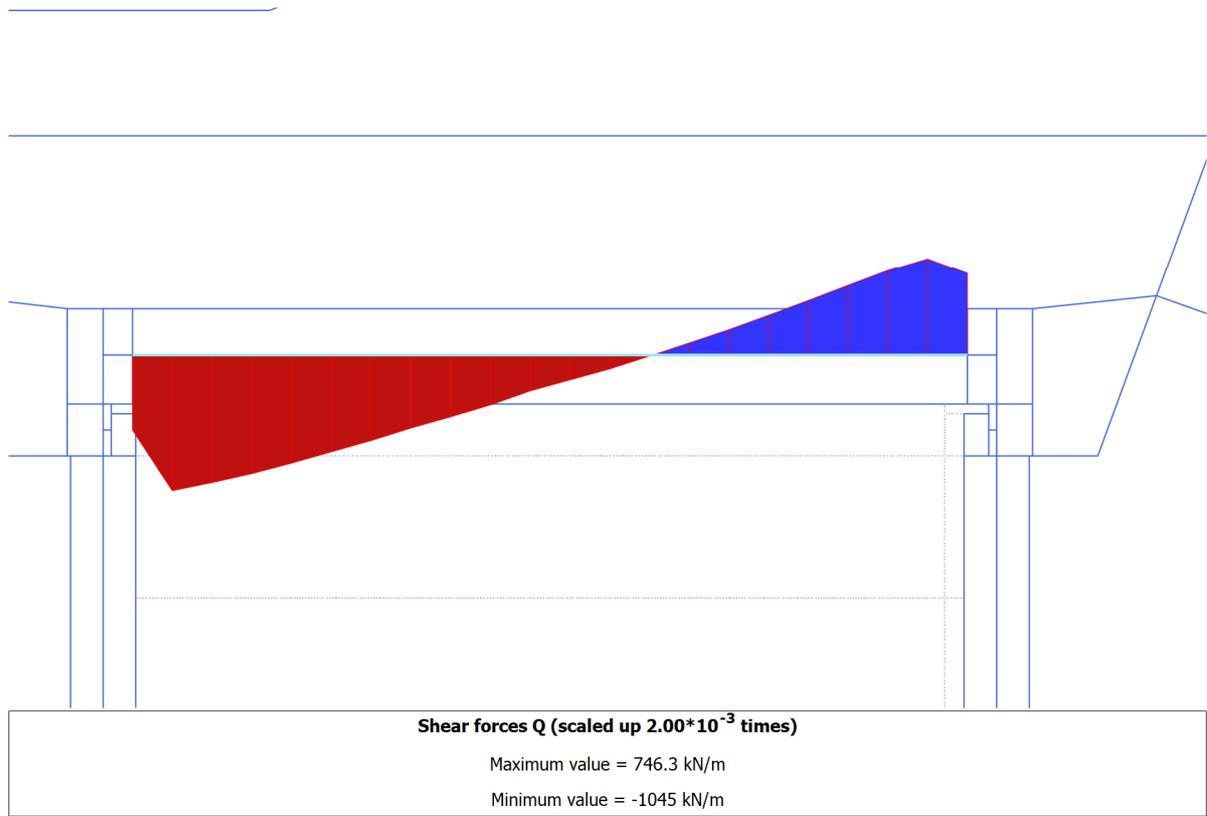
**Figura 19. Tagli sulla trave di testata,  $T_{max} = 780 \text{ kN/m}$  (SLU STATICO)**



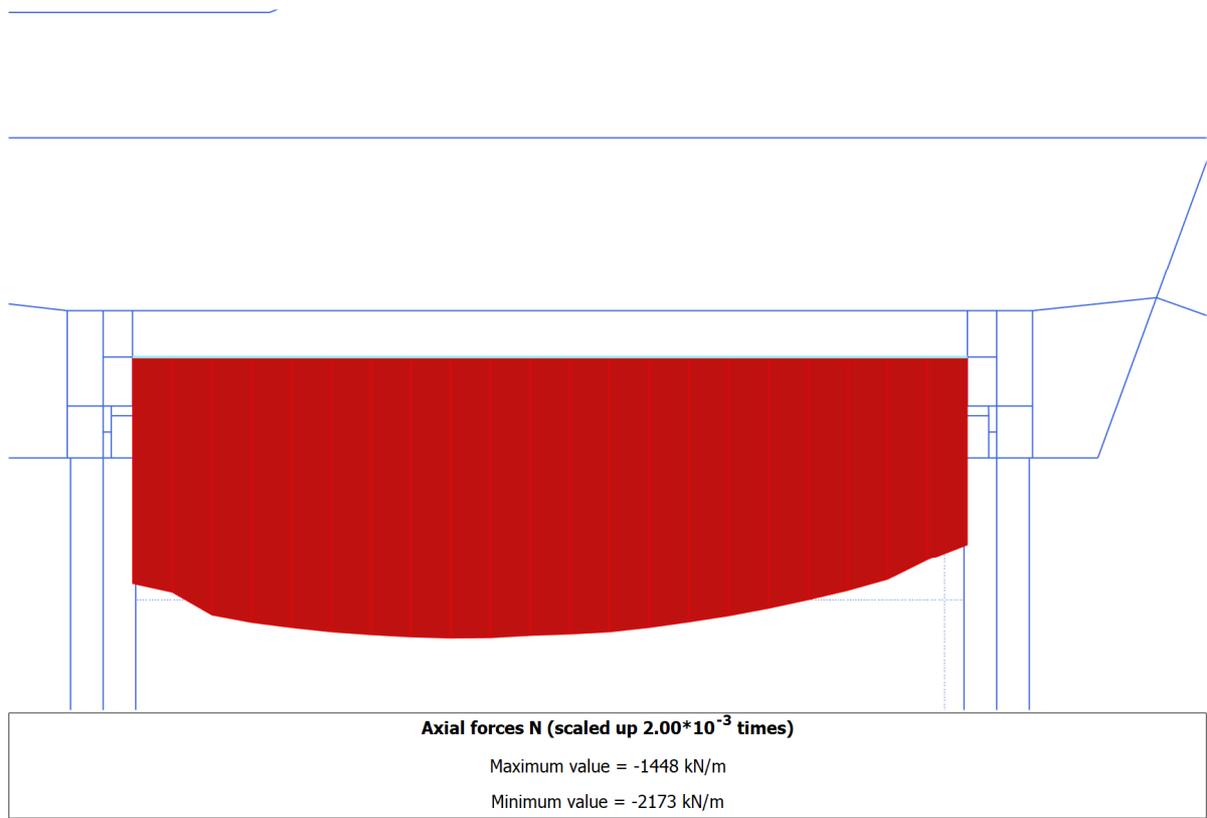
**Figura 20. Sforzi norm sulla trave di testata,  $T_{max} = 1000 \text{ kN/m}$  (SLU SISMICO)**



**Figura 21. Momenti flettenti sulla trave di testata,  $M_{max} = 3816 \text{ kN m/m}$  (SLU SISMICO)**



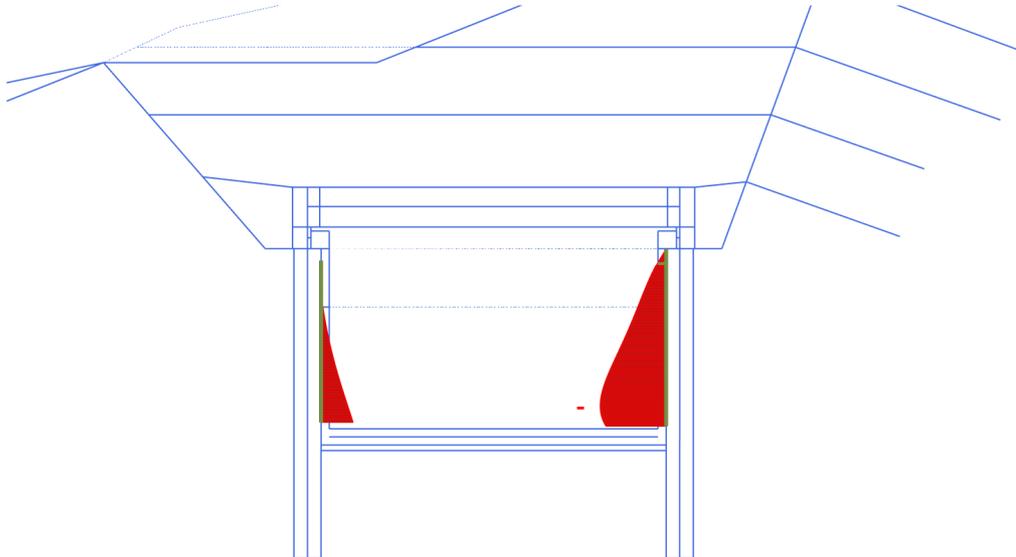
**Figura 22. Tagli sulla trave di testata,  $T_{max} = 1045 \text{ kN/m}$  (SLU SISMICO)**



**Figura 23. Sforzi norm sulla trave di testata,  $T_{max} = 2173 \text{ kN/m}$  (SLU SISMICO)**

**SOLLECITAZIONI FODERE –SLU**

Si riportano nel seguito le azioni sulle fodere in condizioni SLU. Le sollecitazioni in condizioni STATICHE sono praticamente nulle



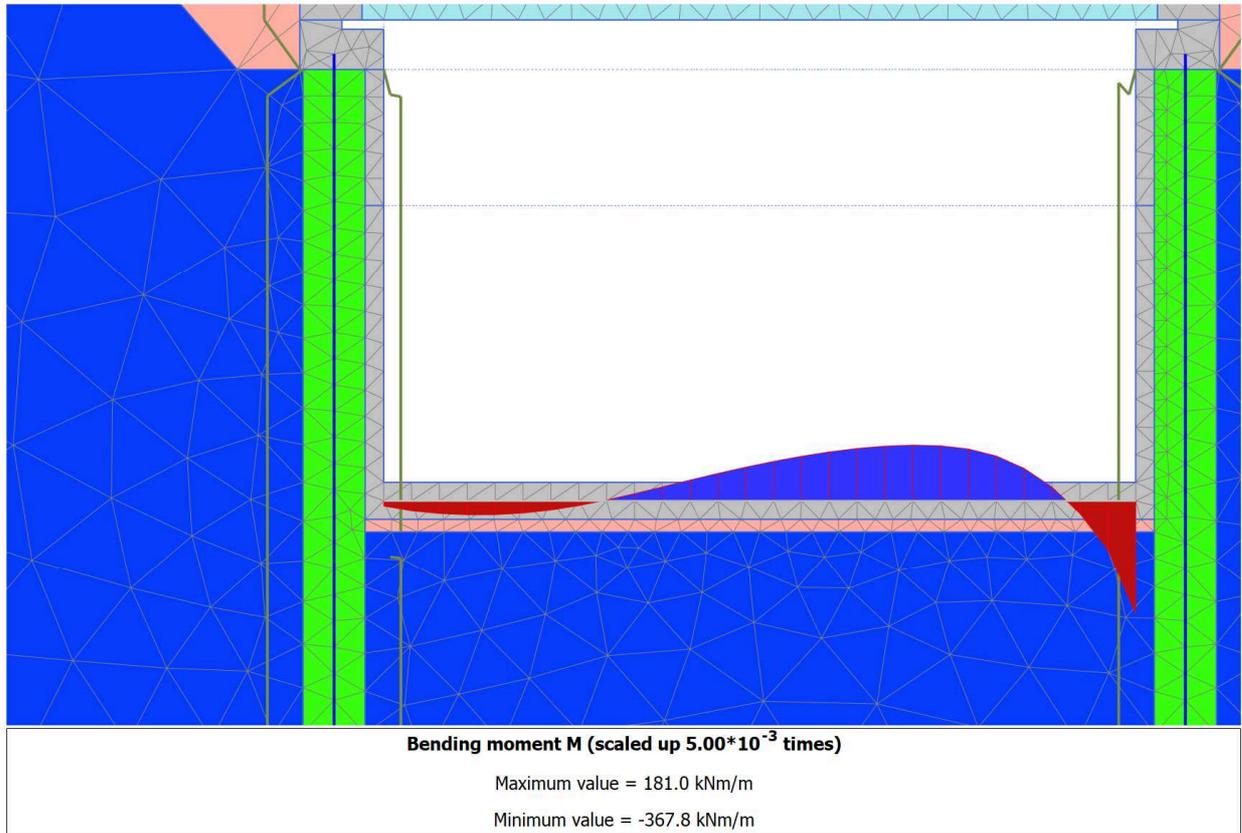
**Total normal stresses  $\sigma_N$  (scaled up 0.0400 times)**

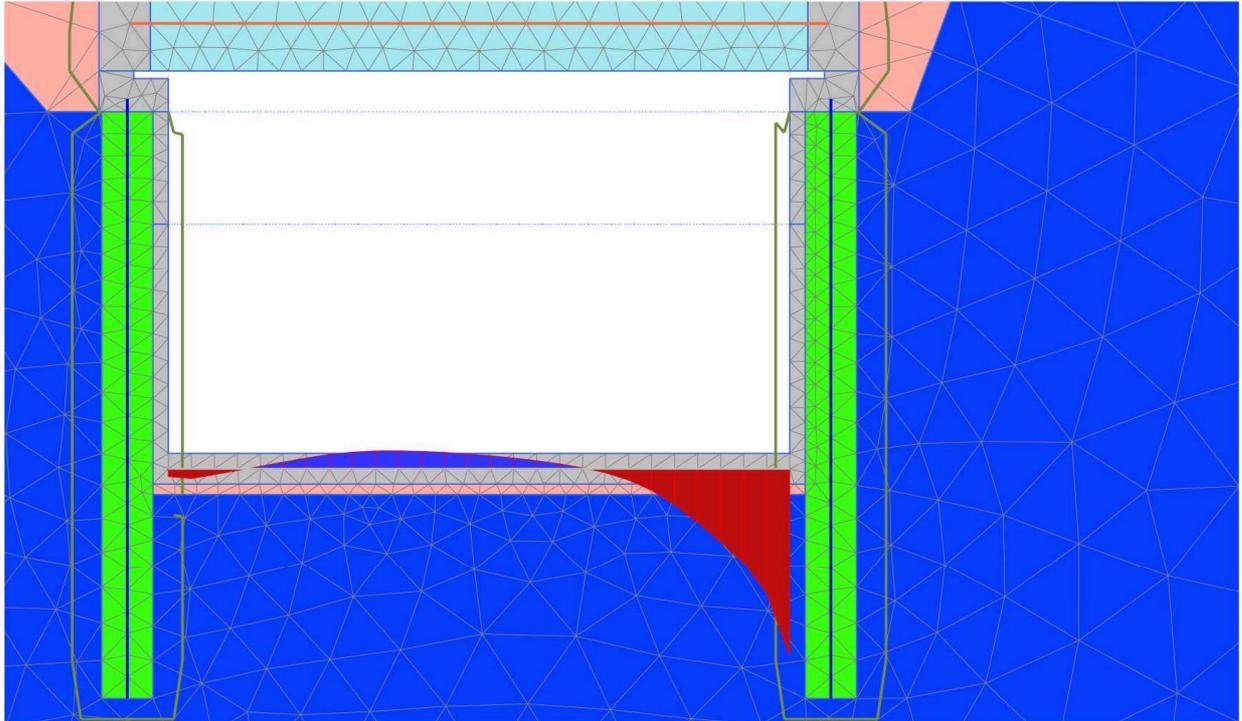
Maximum value = 0.000 kN/m<sup>2</sup> (Element 35 at Node 21264)

Minimum value = -60.82 kN/m<sup>2</sup> (Element 66 at Node 5314)

### **SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDO SLU-SLV**

Si riportano nel seguito le sollecitazioni flessionali e di taglio di progetto





**Shear forces Q (scaled up 0.0100 times)**

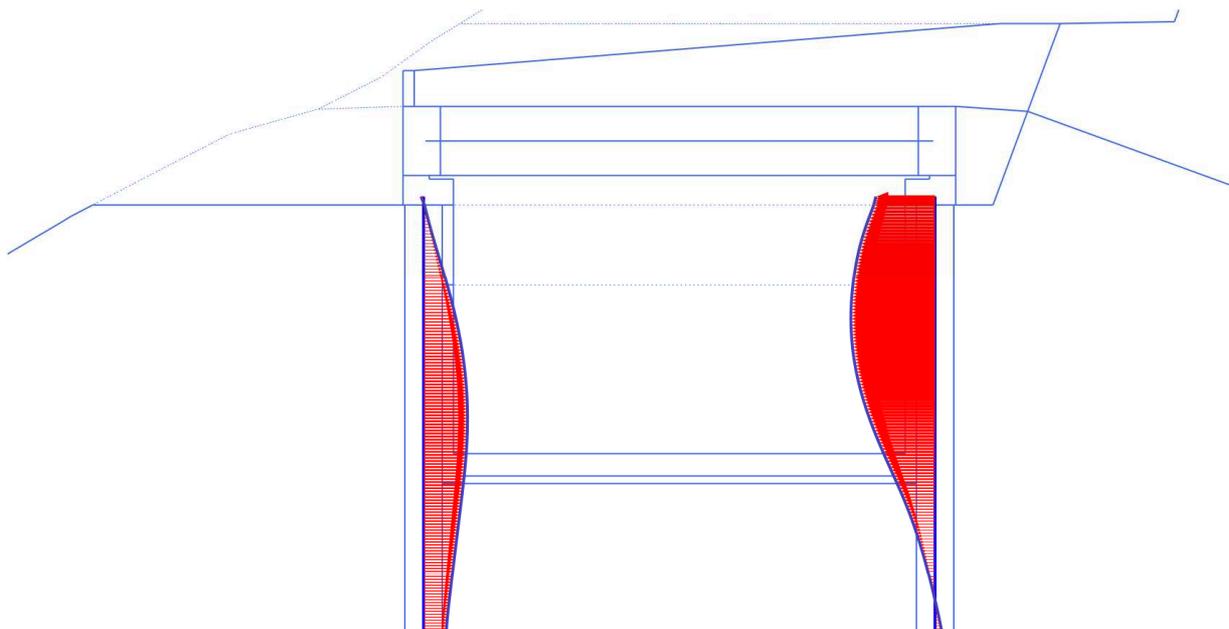
Maximum value = 35.21 kN/m

Minimum value = -368.2 kN/m

## 11.2 SEZIONE DI CALCOLO 2

### SPOSTAMENTI

Si riportano nel seguito gli spostamenti calcolati in condizioni statiche

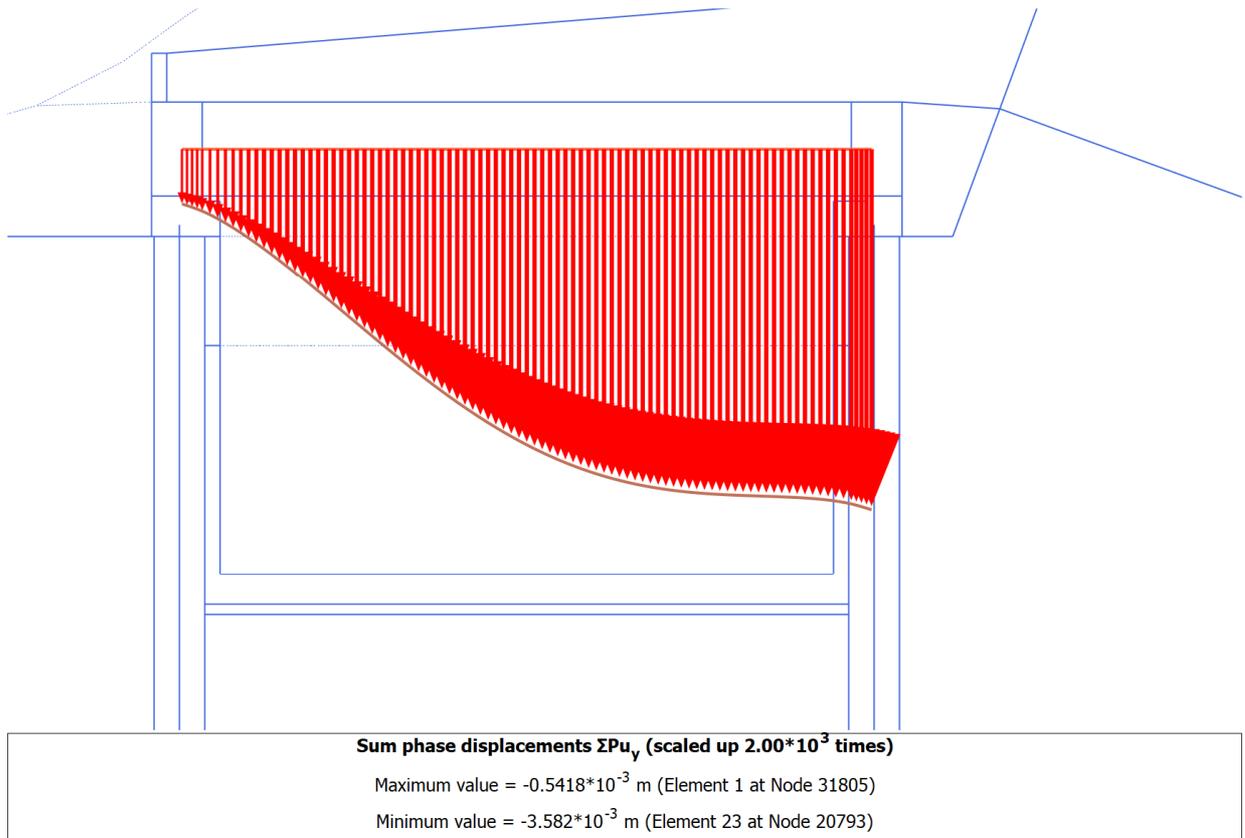


**Total displacements  $u_x$  (scaled up 500 times)**

Maximum value =  $2.353 \cdot 10^{-3}$  m (Element 79 at Node 31415)

Minimum value =  $-4.508 \cdot 10^{-3}$  m (Element 51 at Node 8124)

**Figura 24. Spostamenti totali dei pali- condizioni statiche**



**Figura 25. Spostamenti totali trave di copertura- condizioni statiche.  $U_{max} = 3.5$  mm**

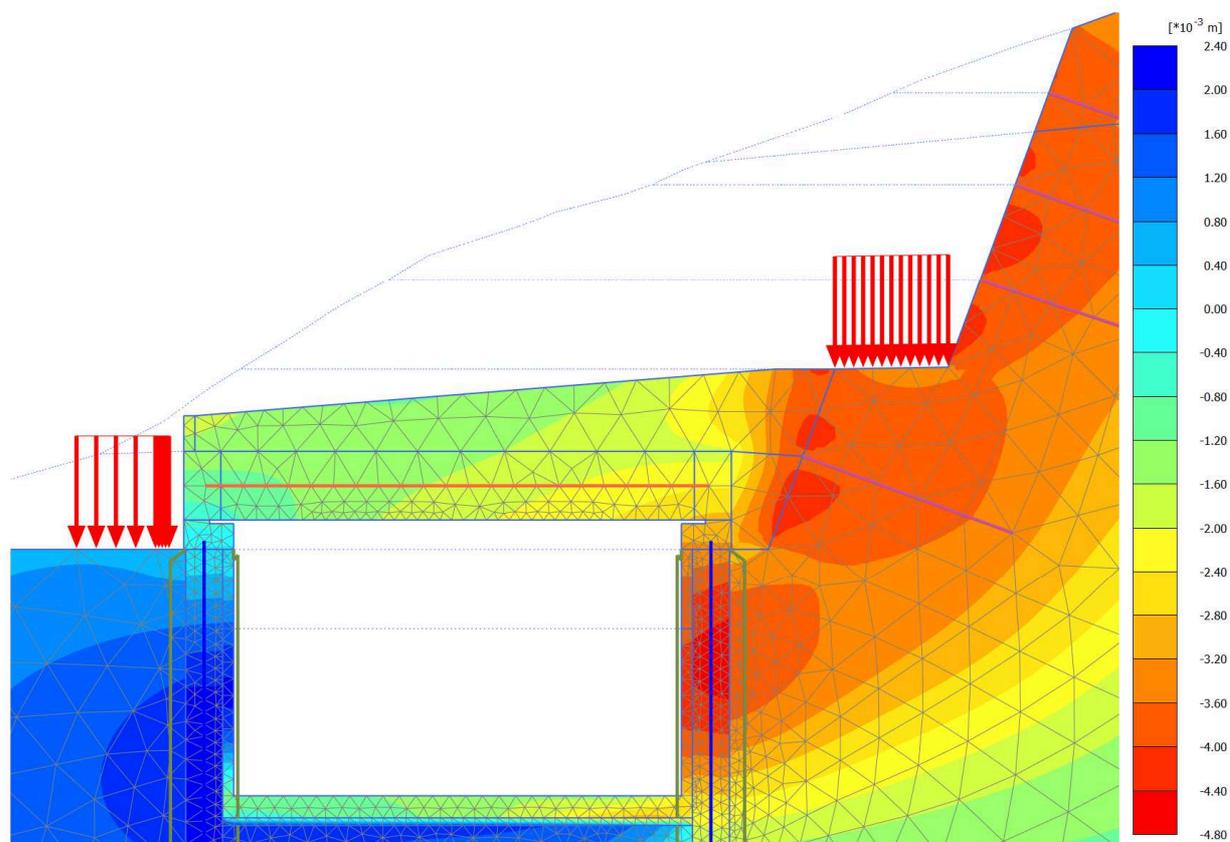
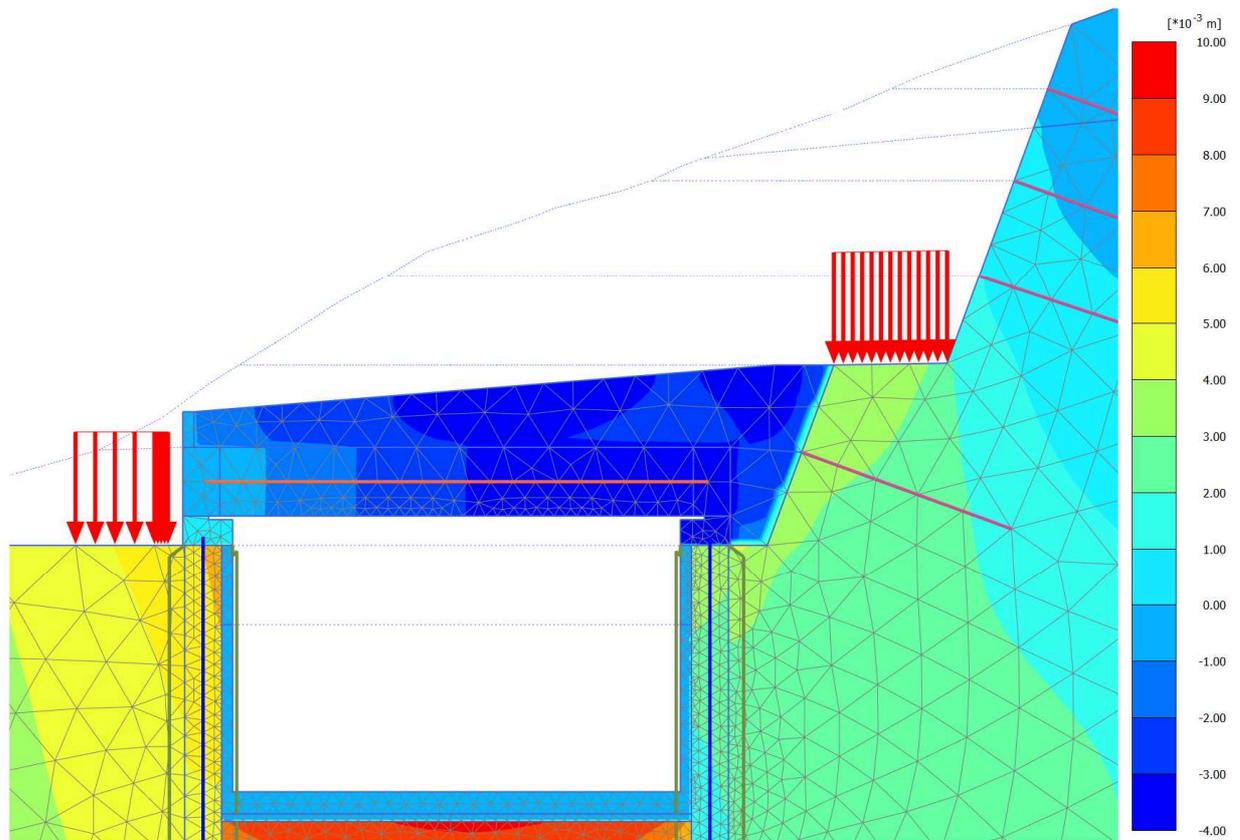


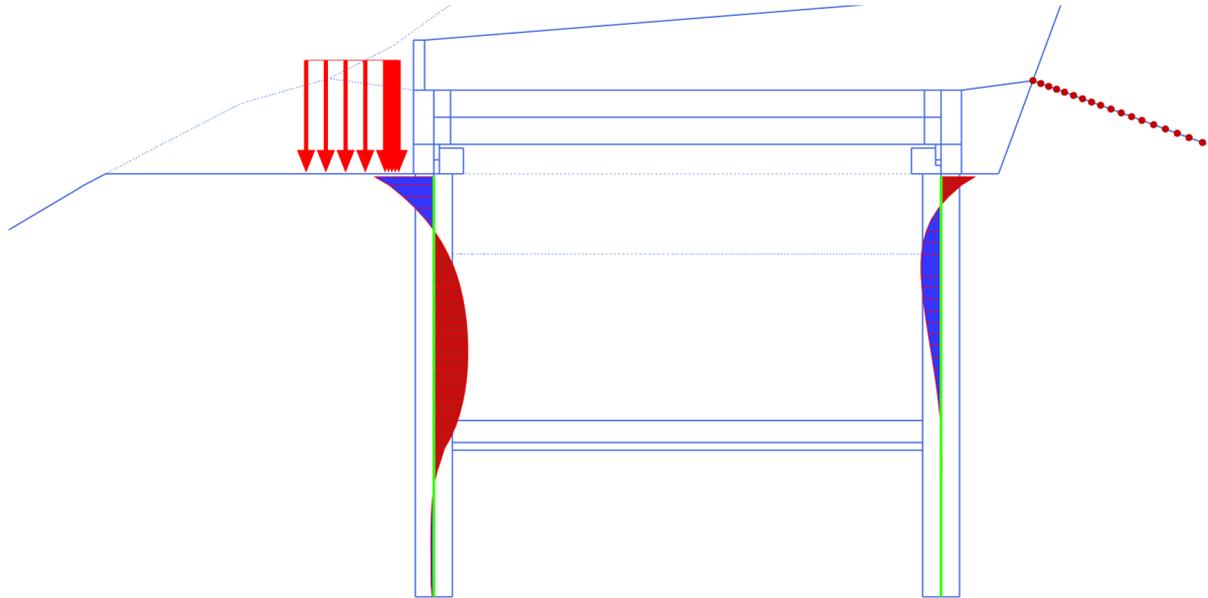
Figura 26. Spostamenti orizzontali – intero modello



*Figura 27. Spostamenti verticali – intero modello.*

**SOLLECITAZIONI – CONDIZIONI SLE RARA**

Si riportano nel seguito l'involuppo delle sollecitazioni in condizioni SLE rare dei pali perimetrali.



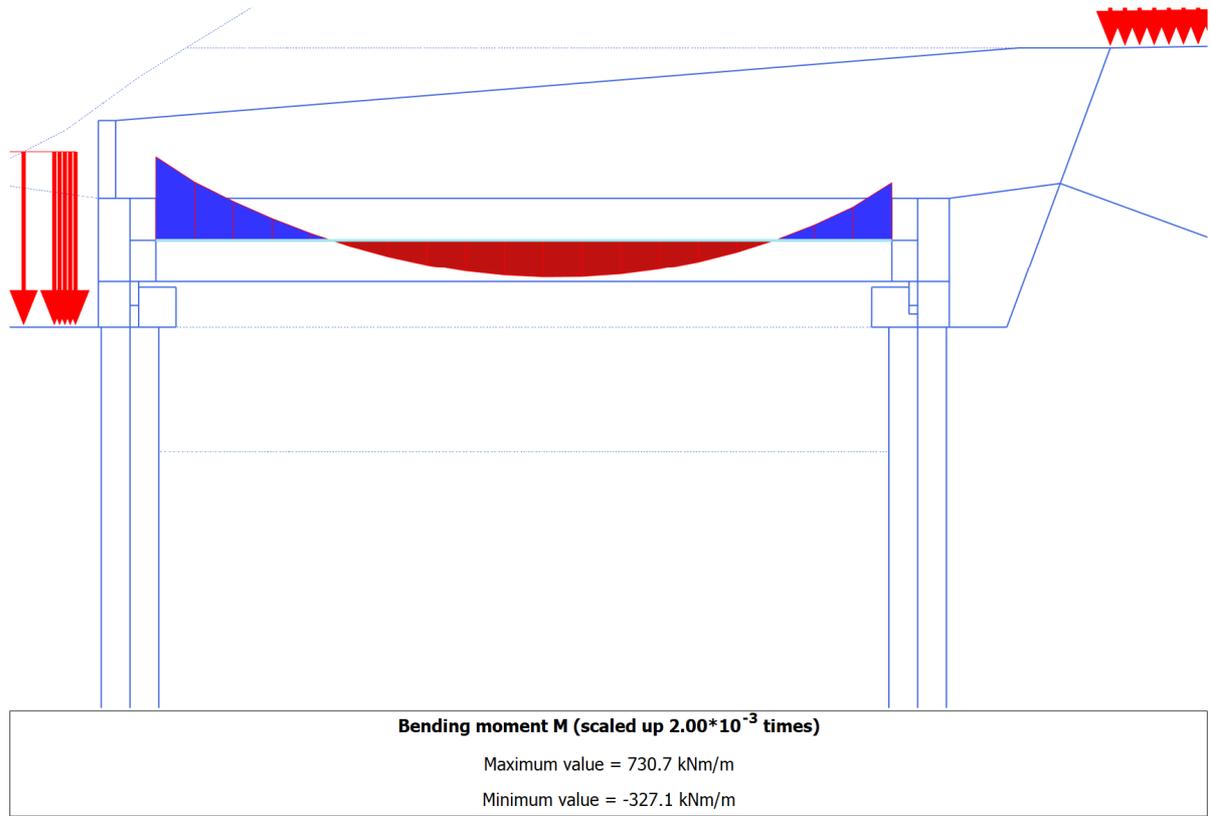
**Bending moment M (scaled up  $5.00 \cdot 10^{-3}$  times)**

Maximum value = 321.9 kNm/m

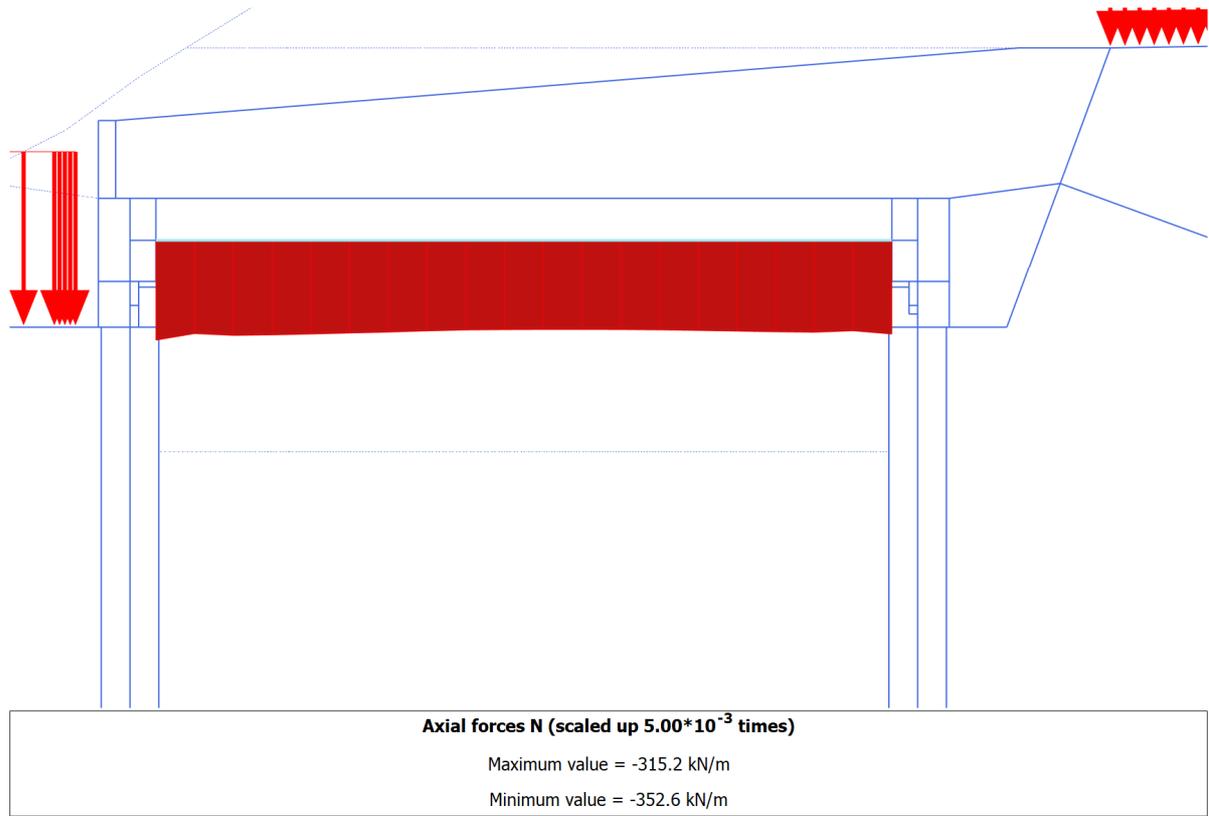
Minimum value = -184.7 kNm/m

**Figura 28. Momenti Flettenti nei pali-  $M_{max} = 321 \text{ kN m / m}$**

Si riportano nel seguito l'involuppo delle sollecitazioni in condizioni SLE rare della trave di testata.



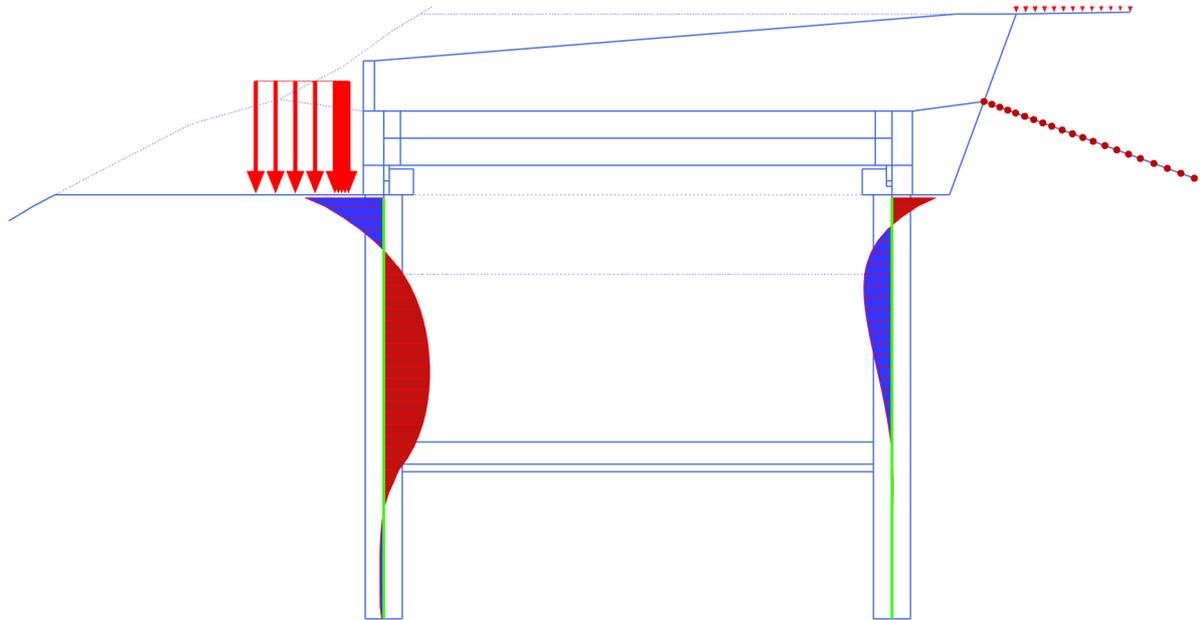
**Figura 29. Momenti flettenti nella trave di testata.  $M_{max} = 730 \text{ kN m / m}$**



**Figura 30. sforzi assiali nella trave di testata. . Compressione massima 353 kN/m**

**SOLLECITAZIONI – CONDIZIONI SLU STATICO E SISMICO (SLV)**

Si riporta nel seguito l'involuppo (in condizioni di Stato limite Ultimo statico- STR e sismico, Stato Limite di salvaguardia della Vita) delle sollecitazioni sui pali perimetrali

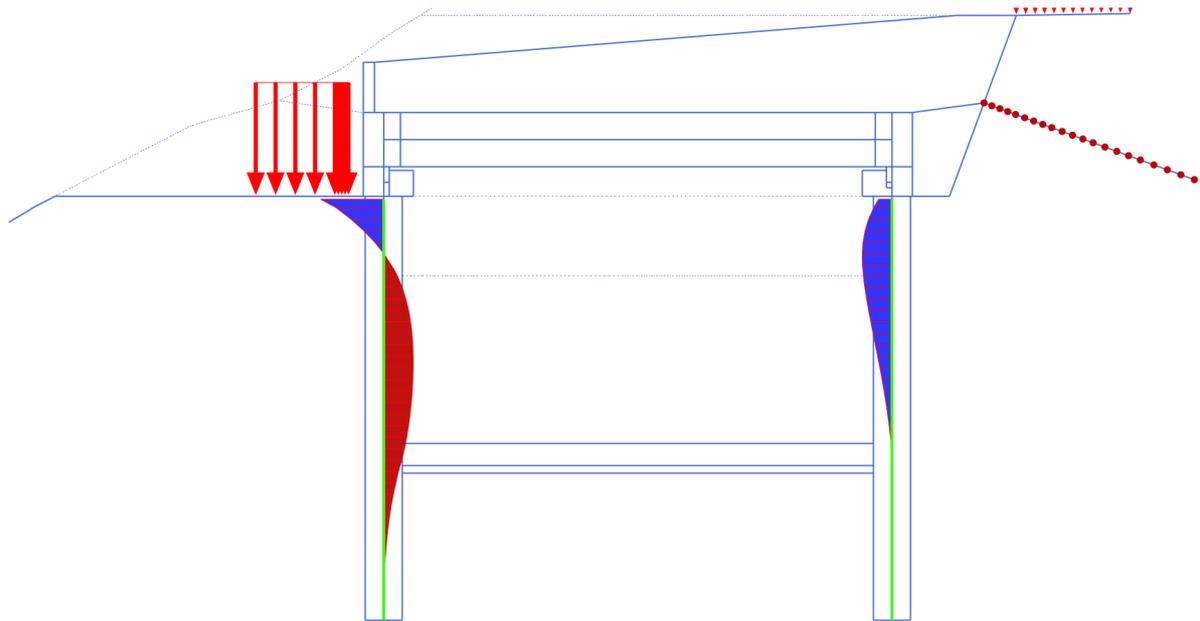


**Bending moment M (scaled up  $5.00 \cdot 10^{-3}$  times)**

Maximum value = 425.8 kNm/m

Minimum value = -247.8 kNm/m

**Figura 31. Momenti flettenti sui pali perimetrali.SLU STATICO  $M_{max} = 423 \text{ kN m/m}$**

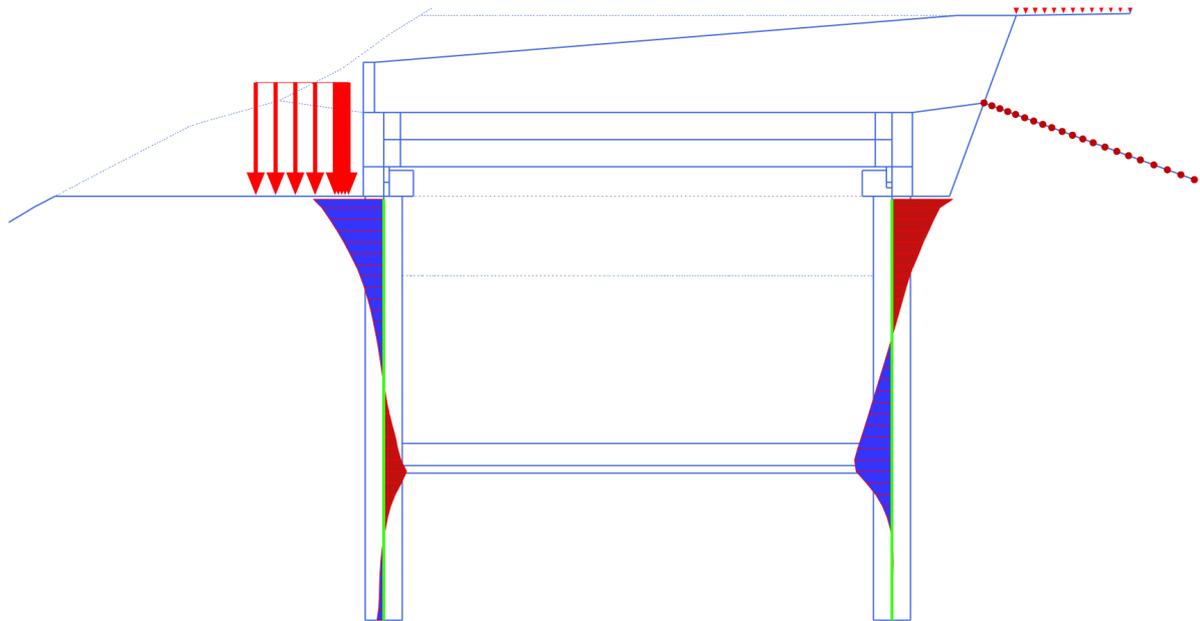


**Bending moment M (scaled up  $2.00 \cdot 10^{-3}$  times)**

Maximum value = 853.3 kNm/m

Minimum value = -397.4 kNm/m

**Figura 32. Momenti flettenti sui pali perimetrali.SLU SISMICO  $M_{max} = 853 \text{ kN m/m}$**

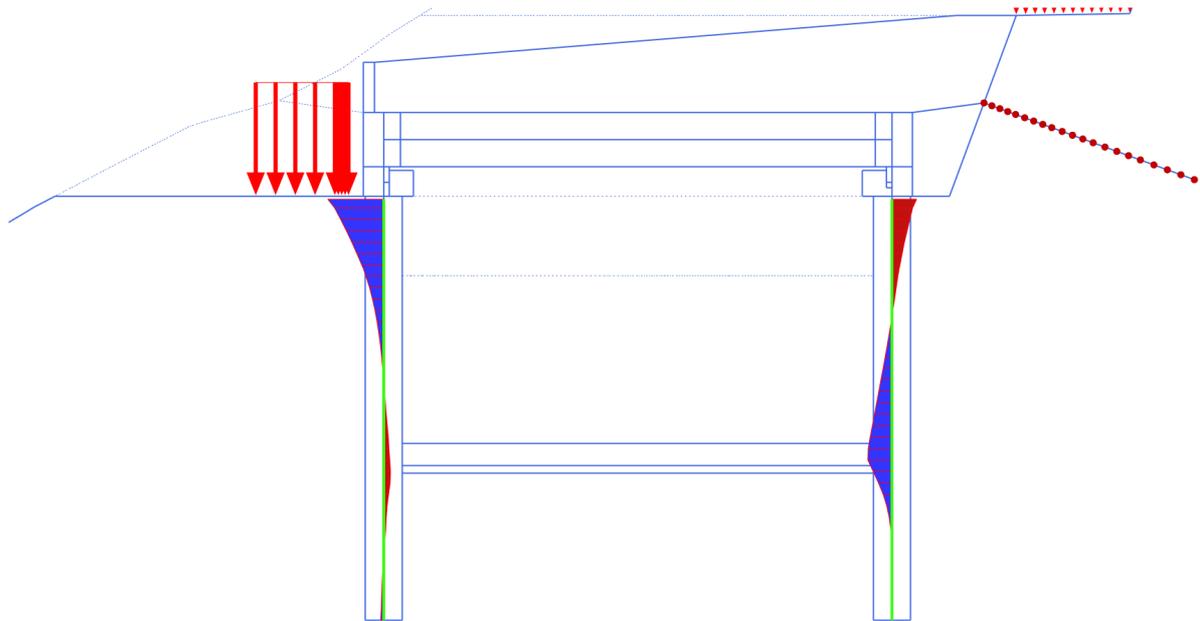


Shear forces Q (scaled up  $5.00 \cdot 10^{-3}$  times)

Maximum value = 380.1 kN/m

Minimum value = -328.5 kN/m

**Figura 33. Tagli sui pali perimetrali. SLU STATICO  $T_{max} = 380$  kN /m**

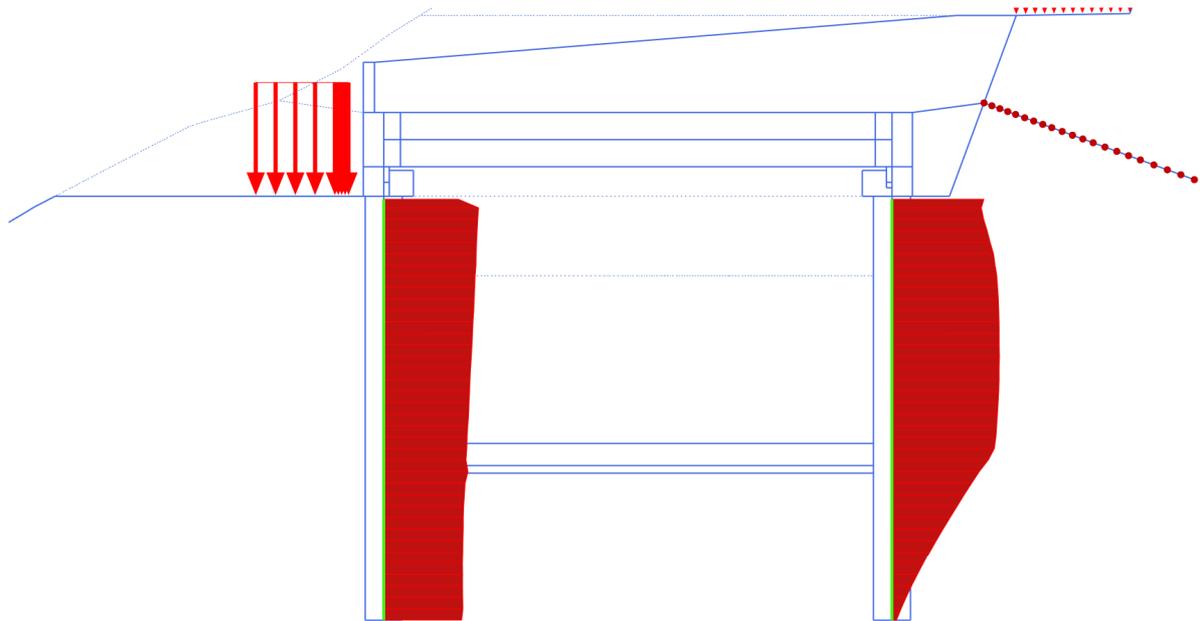


Shear forces Q (scaled up  $2.00 \cdot 10^{-3}$  times)

Maximum value = 755.5 kN/m

Minimum value = -333.0 kN/m

**Figura 34. Tagli sui pali perimetrali.SLU SLV  $T_{max} = 755 \text{ kN/m}$**



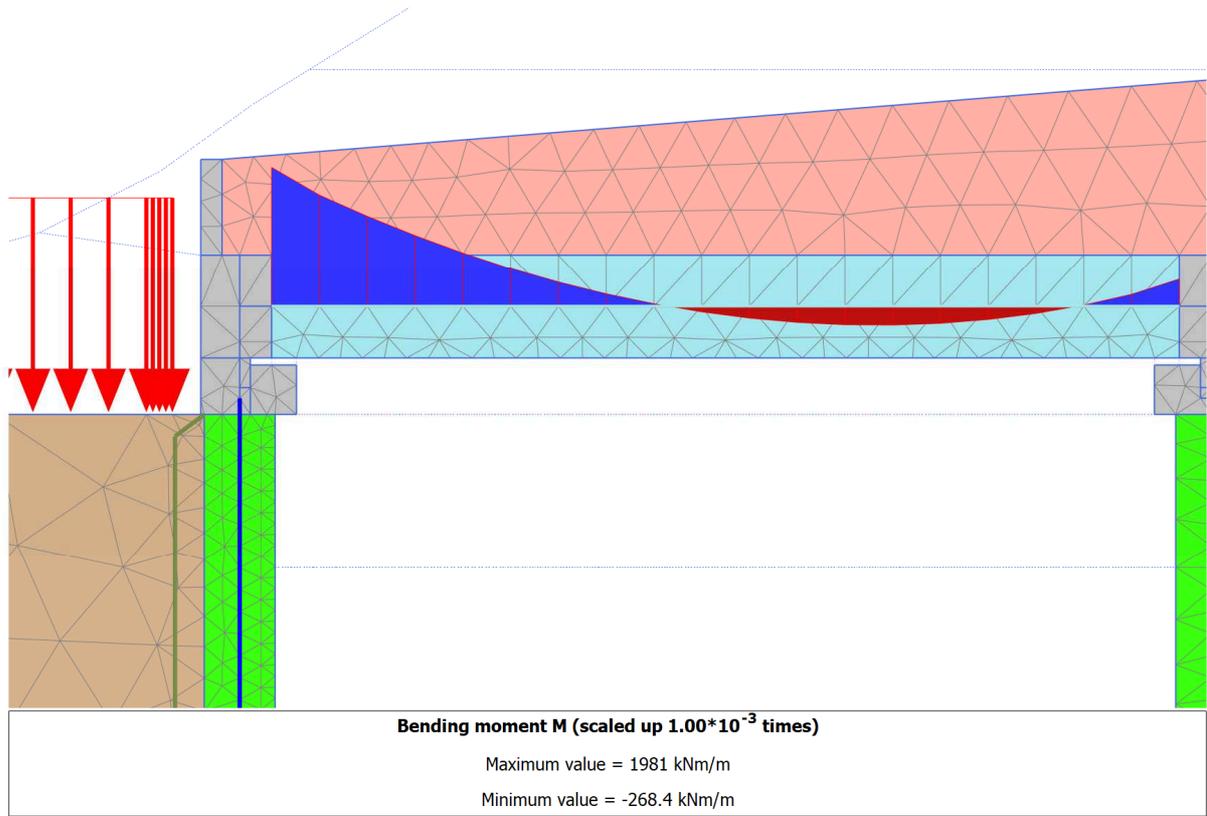
**Axial forces N (scaled up  $5.00 \cdot 10^{-3}$  times)**

Maximum value = -24.44 kN/m

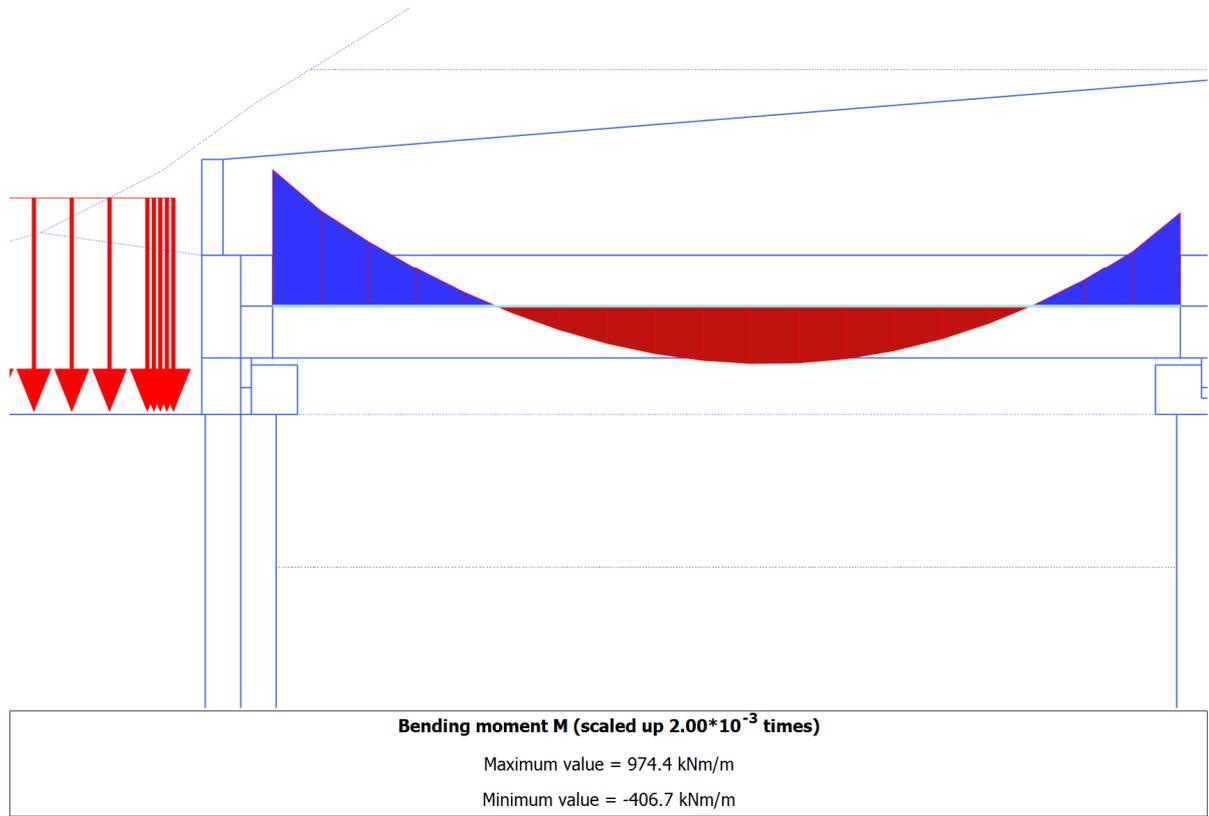
Minimum value = -579.5 kN/m

**Figura 35** Sforzi normalisui pali perimetrali.  $N_{max} = 579 \text{ kN/m}$

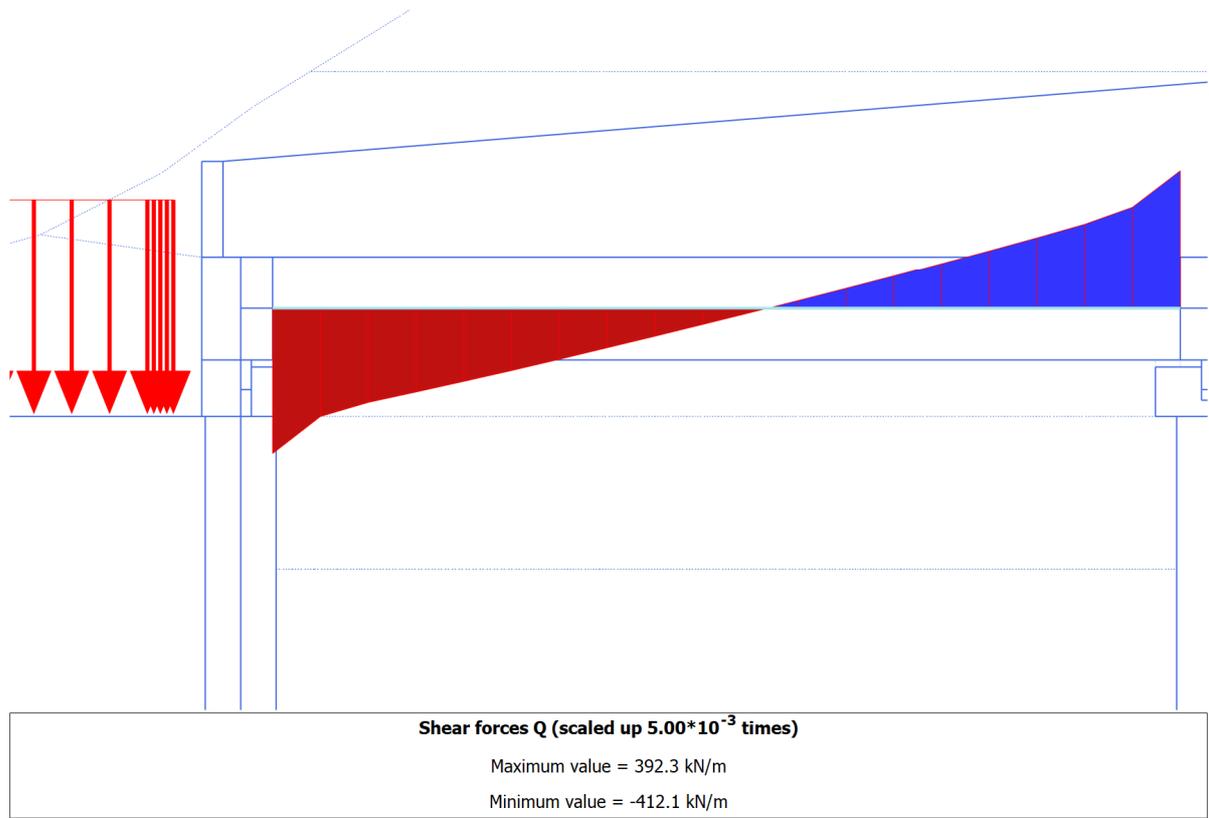
Si riportano di seguito gli inviluppi delle sollecitazioni sulle travi di testata



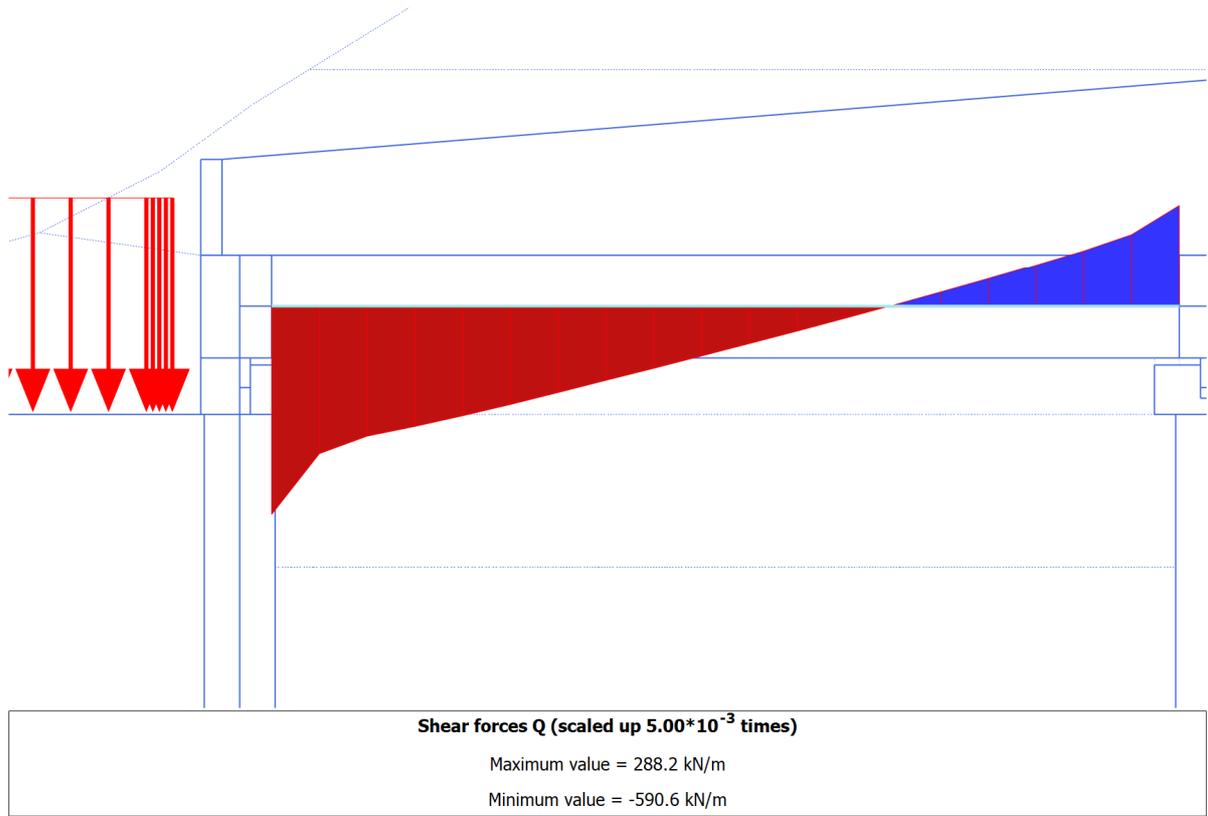
**Figura 36. Momenti flettenti sulla trave di testata, SLU SISMICO  $M_{max} = 1981 \text{ kN m/m}$**



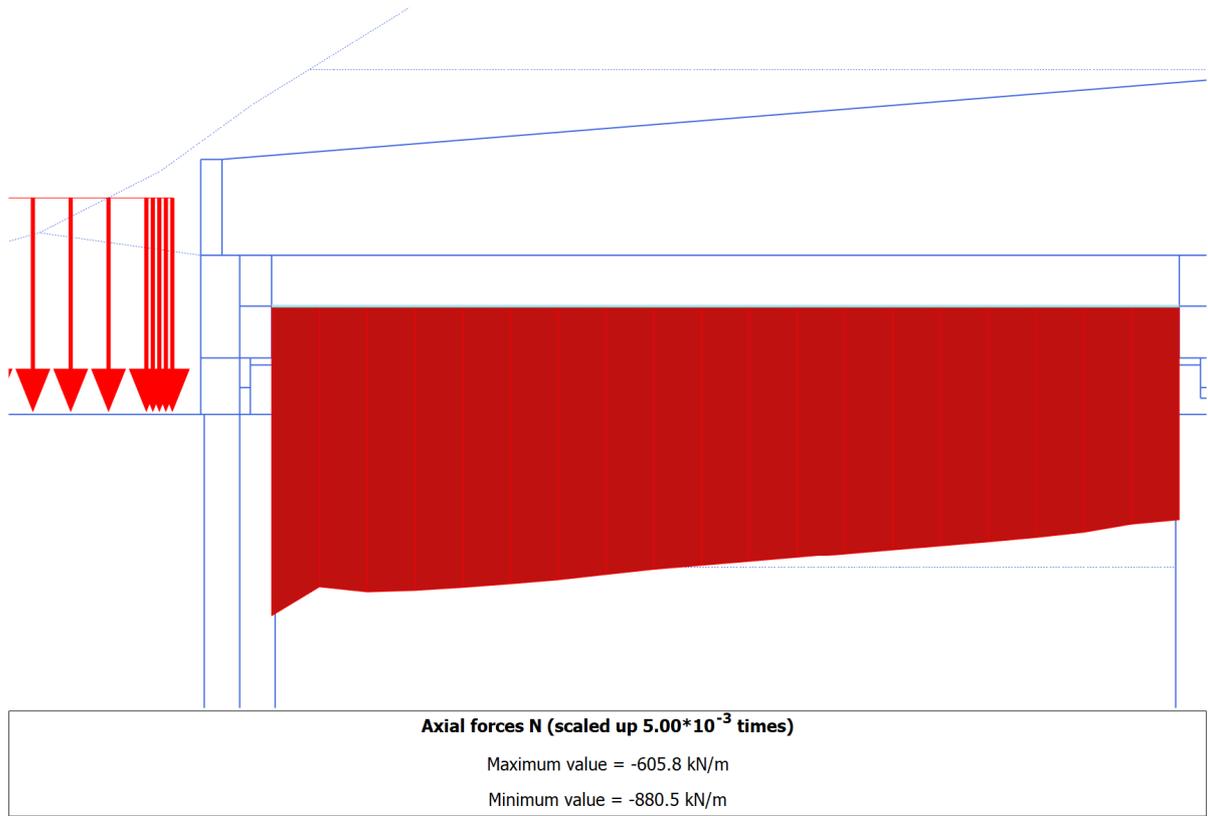
**Figura 37. Momenti flettenti sulla trave di testata, SLU STATICO  $M_{max} = 974 \text{ kN m/m}$**



**Figura 38. Tagli sulla trave di testata, SLU STATICO  $T_{max} = 412 \text{ kN/m}$**



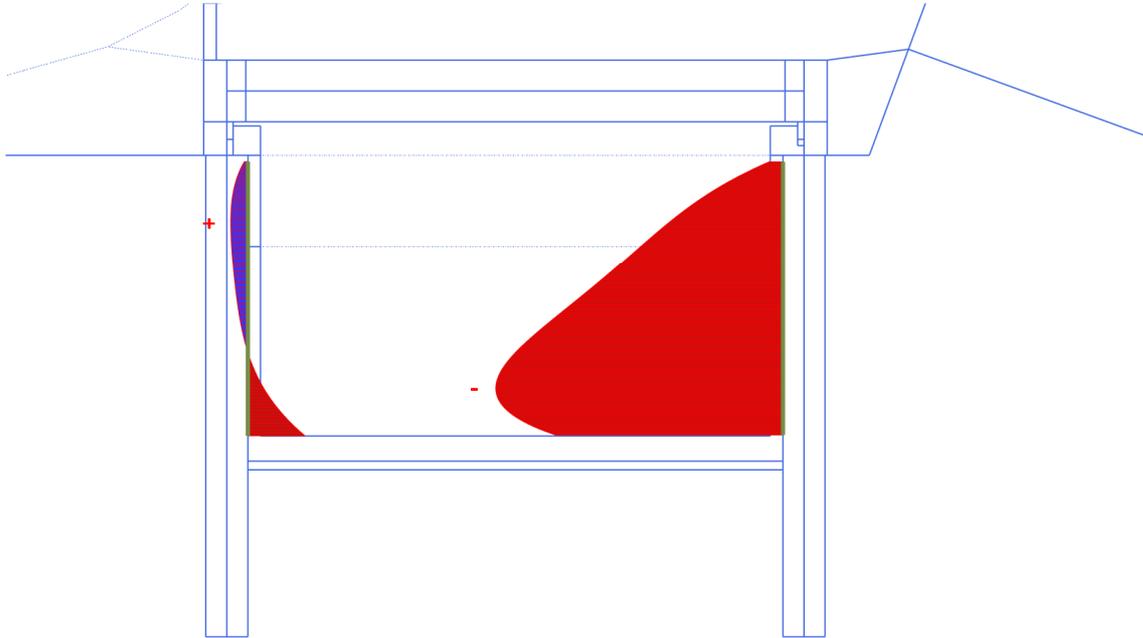
**Figura 39. Tagli sulla trave di testata,  $T_{max} = 591$  kN /m**



**Figura 40. Sforzi assiali sulla trave di testata., compressione massima 880 Kn (SLU SISMICO)**

### **SOLLECITAZIONI FODERE –SLU**

Si riportano nel seguito le azioni sulle fodere in condizioni sismiche. Le azioni in condizioni statiche sono praticamente nulle



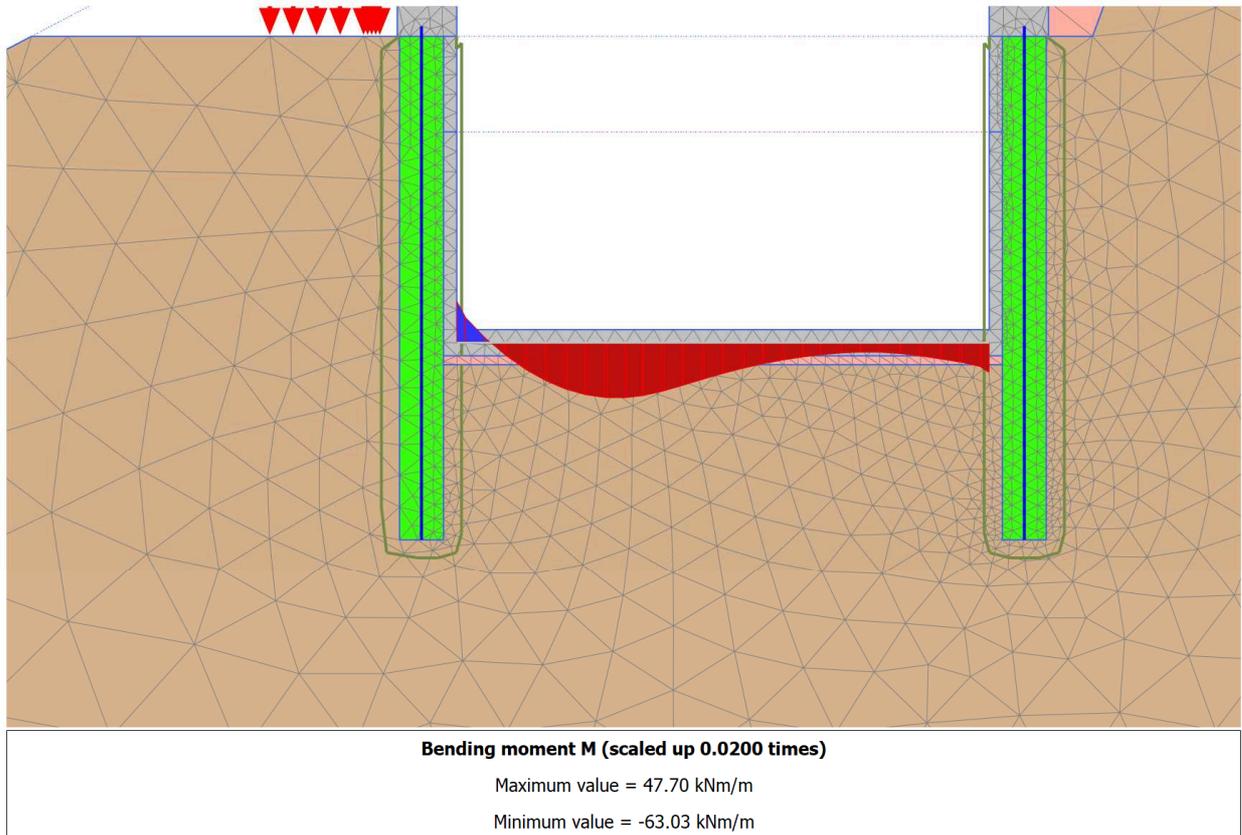
**Total normal stresses  $\sigma_N$  (scaled up 0.200 times)**

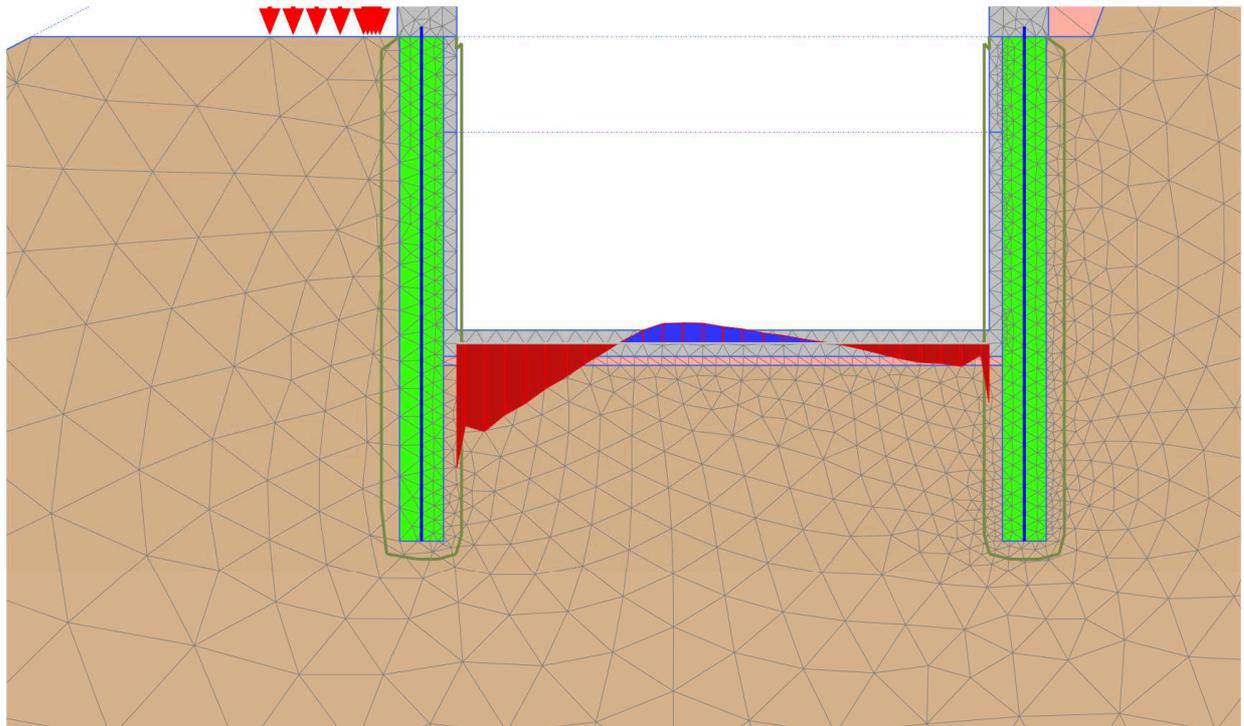
Maximum value = 2.044 kN/m<sup>2</sup> (Element 5 at Node 37157)

Minimum value = -34.08 kN/m<sup>2</sup> (Element 65 at Node 12769)

### **SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDO SLU-SLV**

Si riportano nel seguito le sollecitazioni flessionali e di taglio di progetto





**Shear forces Q (scaled up 0.0500 times)**

Maximum value = 9.385 kN/m

Minimum value = -57.25 kN/m



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

**GALLERIA ARTIFICIALE - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO**

82 di  
348

---

Impresa



Progettista



### 11.3 RIEPILOGO SOLLECITAZIONI

Si riepilogano di seguito le sollecitazioni ricavate.

<b>SEZIONE 1</b>			
	<b>SLE</b>		
	<b>M</b>	<b>i</b>	<b>M</b>
	<b>kN m/m</b>	<b>m</b>	<b>kN m</b>
PALI	699	1.1	768.9
TRAVI DI TESTA	1310	2.5	3275

<b>SEZIONE 2</b>			
	<b>SLE</b>		
	<b>M</b>	<b>i</b>	<b>M</b>
	<b>kN m/m</b>	<b>m</b>	<b>kN m</b>
PALI	321	1.1	353.1
TRAVI DI TESTA	730	2.5	1825

<b>SEZIONE 1</b>										
	<b>SLU STATICO</b>				<b>SLU SISMICO</b>					
	<b>M</b>	<b>T</b>	<b>M</b>	<b>T</b>	<b>M</b>	<b>T</b>	<b>N</b>	<b>M</b>	<b>T</b>	<b>N</b>
	<b>kN m/m</b>	<b>kN /m</b>	<b>kN m</b>	<b>kN</b>	<b>kN m/m</b>	<b>kN /m</b>	<b>kN /m</b>	<b>kN m</b>	<b>kN</b>	<b>kN</b>
PALI	909	690	1000	759	1607	1367	2292	1768	1504	2521
TRAVI DI TESTA	1719	780	4298	1950	3816	1045	2173	9540	2613	5433

<b>SEZIONE 2</b>										
	<b>SLU STATICO</b>				<b>SLU SISMICO</b>					
	<b>M</b>	<b>T</b>	<b>M</b>	<b>T</b>	<b>M</b>	<b>T</b>	<b>N</b>	<b>M</b>	<b>T</b>	<b>N</b>
	<b>kN m/m</b>	<b>kN /m</b>	<b>kN m</b>	<b>kN</b>	<b>kN m/m</b>	<b>kN /m</b>	<b>kN /m</b>	<b>kN m</b>	<b>kN</b>	<b>kN</b>
PALI	423	380	465	418	853	755	579	938.3	831	637
TRAVI DI TESTA	974	412	2435	1030	1981	591	880	4952.5	1478	2200

## **12 VERIFICHE AGLI SLU**

### **12.1 VERIFICA EQU**

Il soddisfacimento della verifica "EQU" si ritiene implicito dal momento che tutte le analisi, in tutte le condizioni hanno raggiunto le condizioni di equilibrio e congruenza

### **12.2 VERIFICA STR**

Le verifiche sono state svolte con il codice RC-SEC  
SEZIONE 1 – PALI

Si riporta nel seguito la verifica dei pali della sezione 1

Si ricorda che detti pali sono armati con

24 $\Phi$ 26

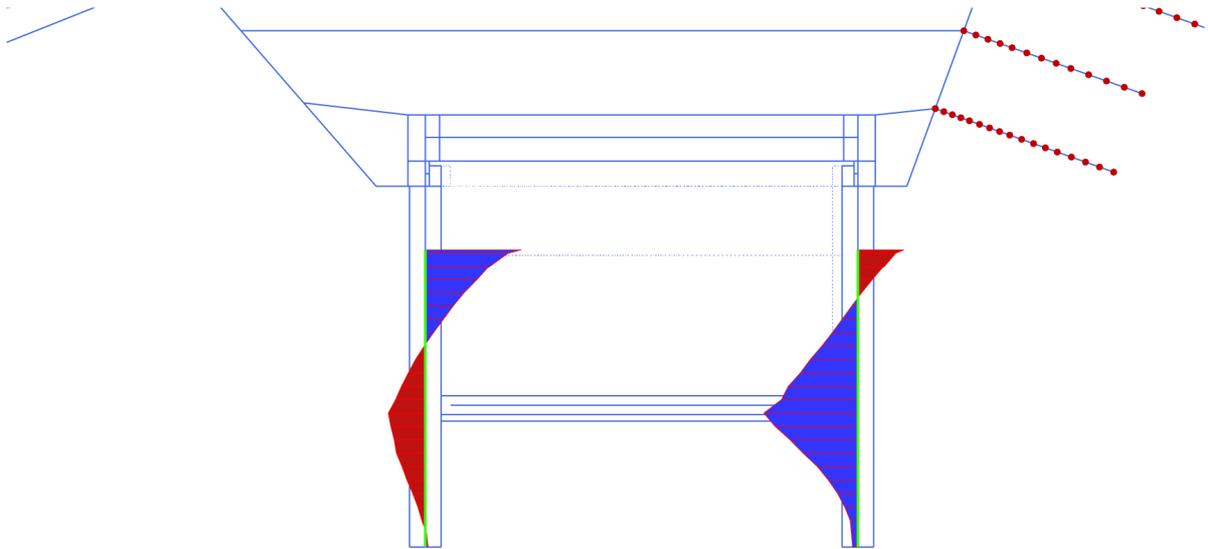
e staffe

$\Phi$ 12/10 cm per i primi due metri

e staffe

$\Phi$ 12/20 cm per profondità superiori a 2.0 m

Come si evince dalla seguente figura la massima sollecitazione di taglio nei pali al di sotto dei due metri di profondità



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

Maximum value = 608.3 kN/m

Minimum value = -291.3 kN/m

vale

$T = 608.3 \text{ kN/m}$

ovvero per il singolo palo

$T = 668 \text{ kN}$

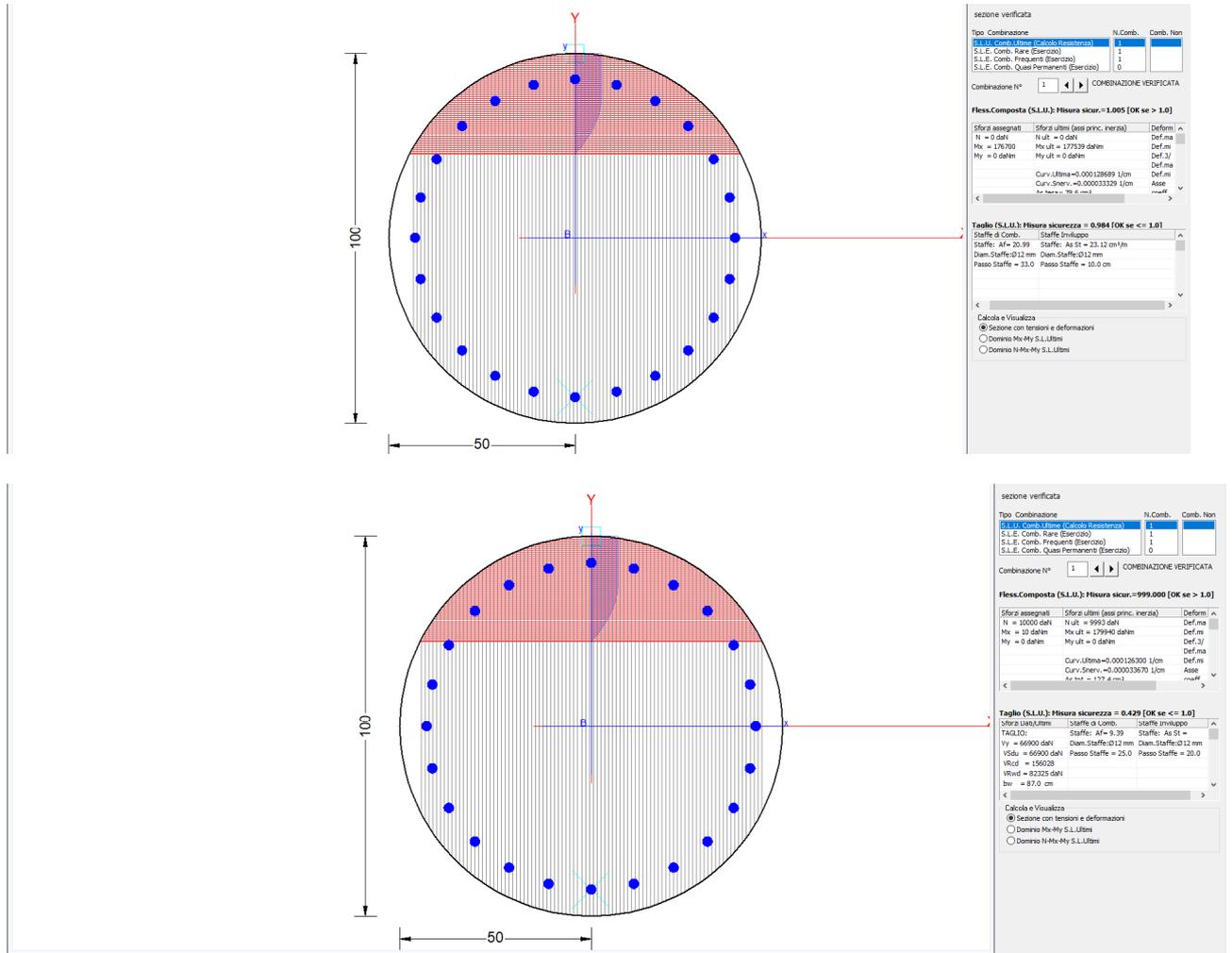
Nei primi due metri di palo (partendo dalla testa) il taglio resistente vale

$T_d = 1528 \text{ kN}$

mentre al di sotto dei primi due metri si trova

$T_d = 823 \text{ kN}$

Le seguenti figure mostrano come sono stati calcolati i tagli resistenti di progetto e l'esito delle verifiche, sempre positivo.



### SEZIONE 1 SOLETTA

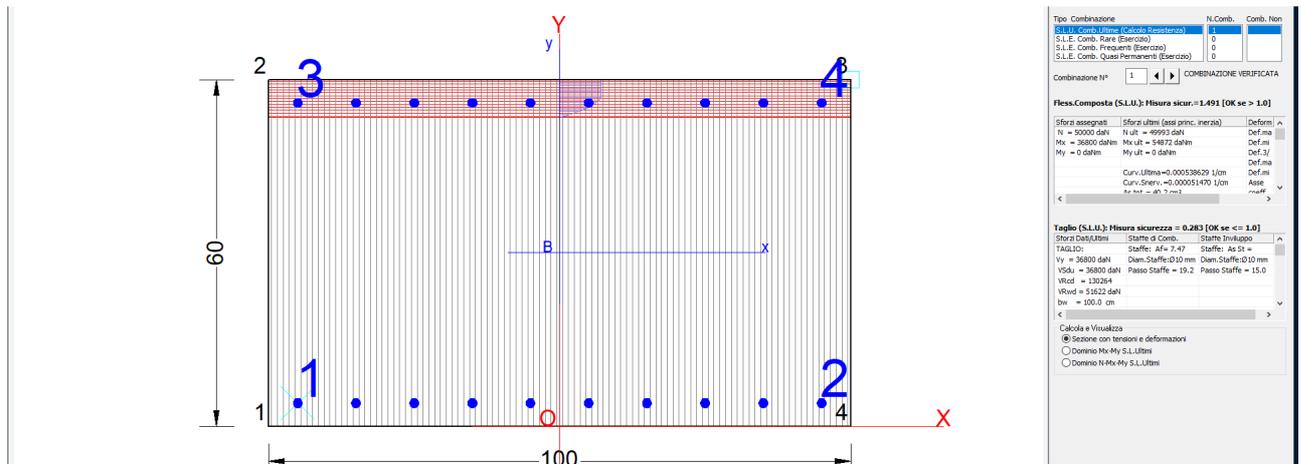
La soletta è armata con

10  $\phi$  16 / m

e staffe

$\phi$  10 / 20 cm

Si riporta nel seguito la verifica, che è soddisfatta.



## SEZIONE 2 – PALI

Si riporta nel seguito la verifica dei pali della sezione 2

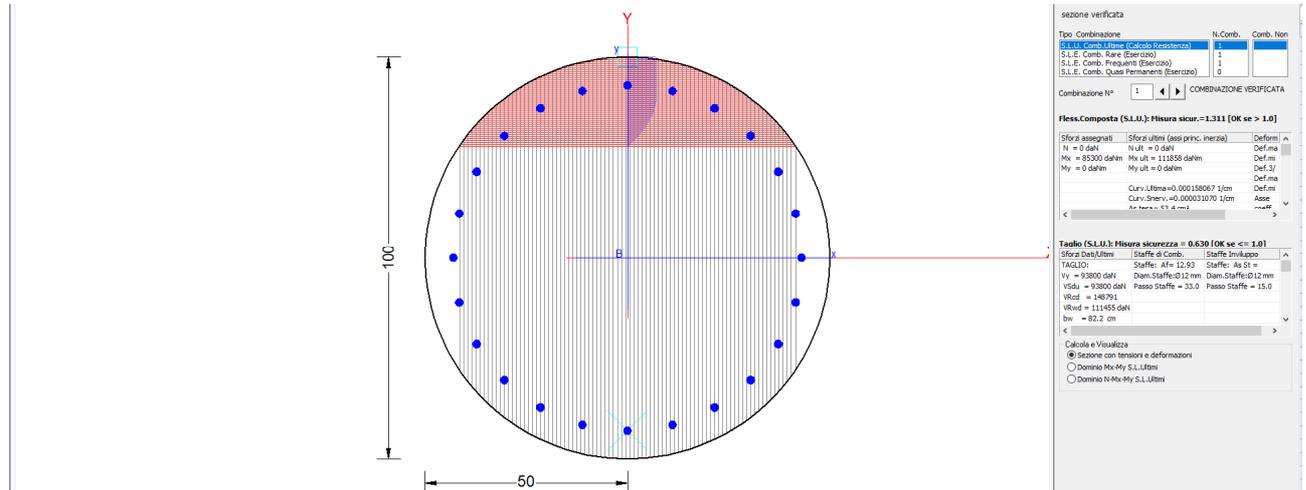
Si ricorda che detti pali sono armati con

24 $\Phi$ 20

e staffe

$\Phi$ 12/15 cm

Le verifiche sono soddisfatte come si evince dalle seguenti figure.



## SEZIONE 2 – SOLETTA

Si riporta nel seguito la verifica della soletta della sezione 2

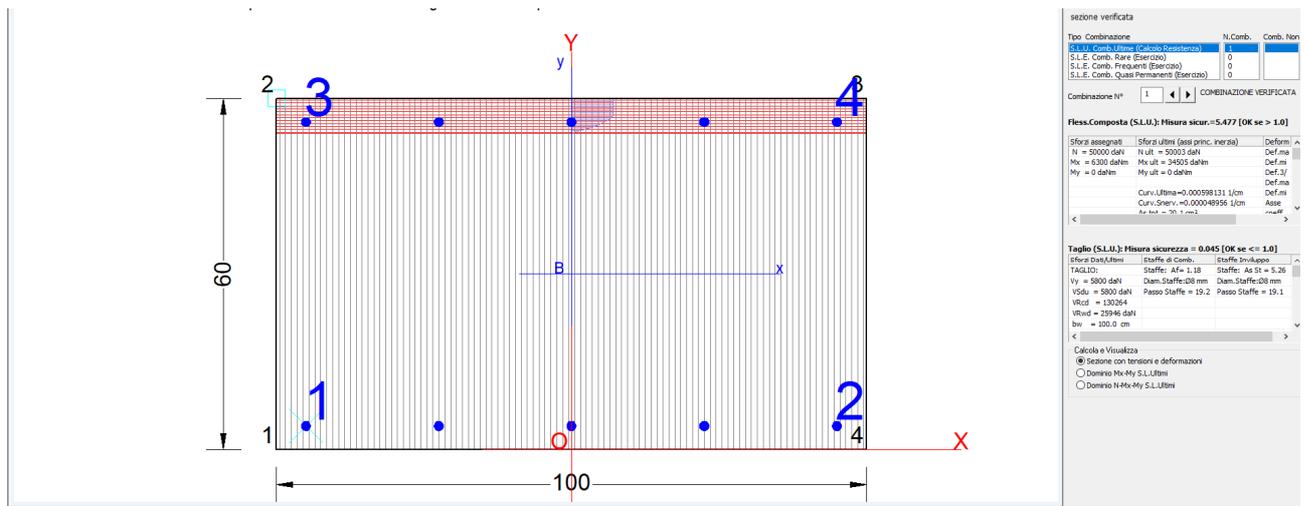
Si ricorda che la soletta è armata con

5 $\Phi$ 16/m

e staffe

$\Phi$ 10/20 cm

Le verifiche risultano soddisfatte.



## VERIFICA DEL CORDOLO E DEI PARAGHIAIA CORDOLO

Cautelativamente le verifiche del paraghiaia e del cordolo di coronamento dei pali verranno sviluppate, sia per la sezione trasversale sia per la sezione orizzontale utilizzando le sollecitazioni calcolate sulla trave di impalcato della GA e sui pali perimetrali.

In particolare:

per il paraghiaia

- nella sezione orizzontale
  - lo sforzo normale è uguale al taglio nella trave
  - il Momento Flettente è uguale al momento flettente di incastro della trave
  - il Taglio è uguale allo sforzo normale massimo nella trave
- nella sezione trasversale
  - Il momento è nullo
  - lo sforzo normale è nullo
  - il taglio lungo l'asse y (verticale) è pari al taglio nella trave
  - il taglio lungo l'asse x (orizzontale) è pari allo sforzo normale nella trave

per il cordolo

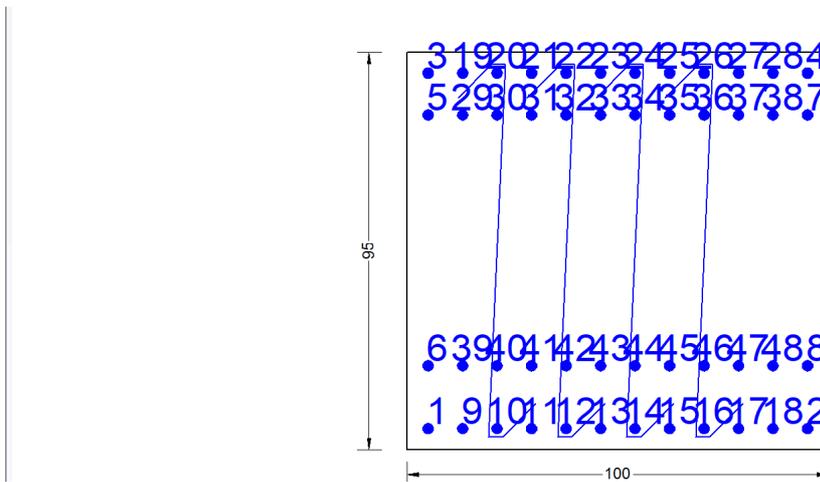
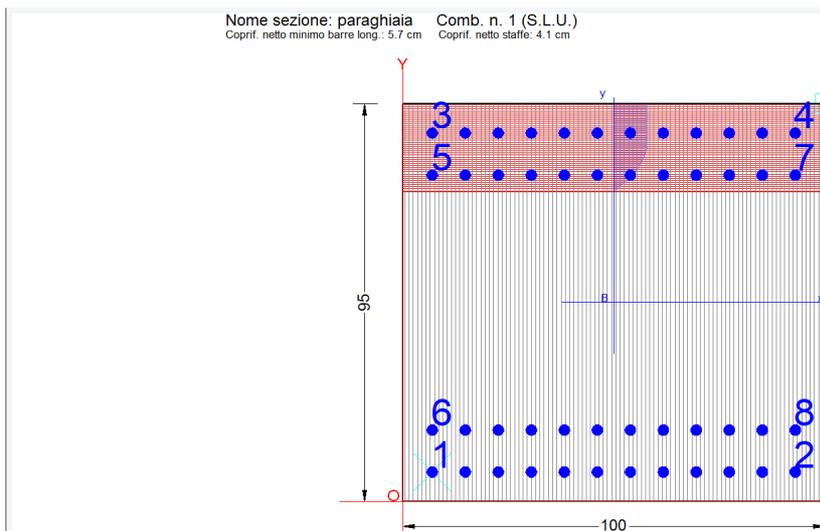
- nella sezione orizzontale
  - Lo sforzo Normale è uguale allo sforzo normale nei pali
  - il Momento Flettente è uguale al momento flettente di incastro della trave

- il Taglio è uguale al taglio nei pali
- nella sezione trasversale
  - Il momento è nullo
  - lo sforzo normale è nullo
  - il taglio lungo l'asse y (verticale) è pari allo sforzo normale nei pali
  - il taglio lungo l'asse x (orizzontale) è pari al taglio nei pali

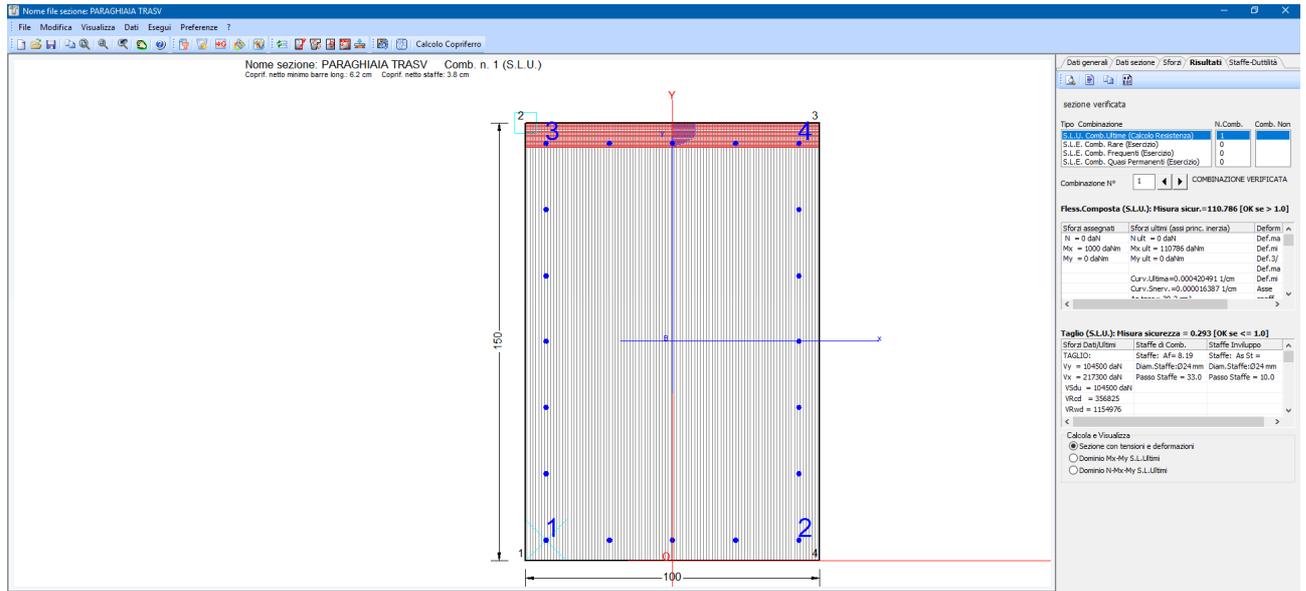
### NODO SEZIONE 1

#### Sezione orizzontale

Si riportano nel seguito le armature a taglio (considerando anche i ferri di ancoraggio provenienti dalla trave) e le verifiche

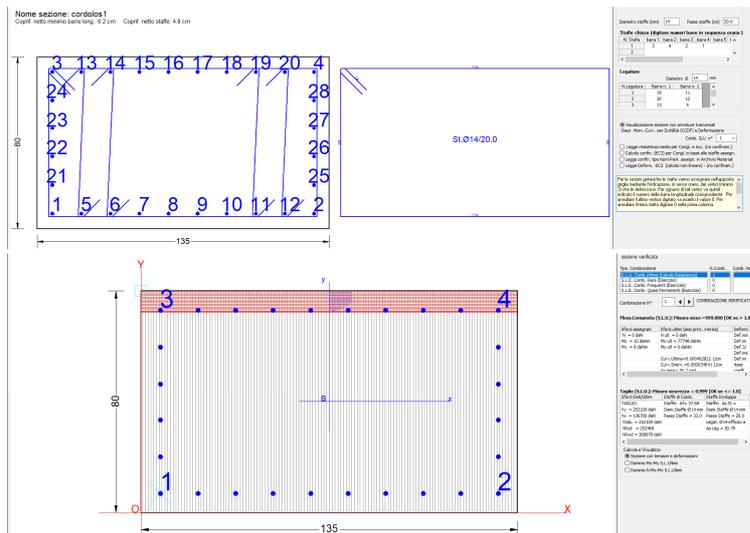
#### Sezione verticale



**CORDOLO SEZIONE 1**  
**Sezione orizzontale**

Si veda la verifica della sezione orizzontale del paraghiaia (di dimensioni inferiori ed armata ugualmente) sottoposta alle stesse sollecitazioni

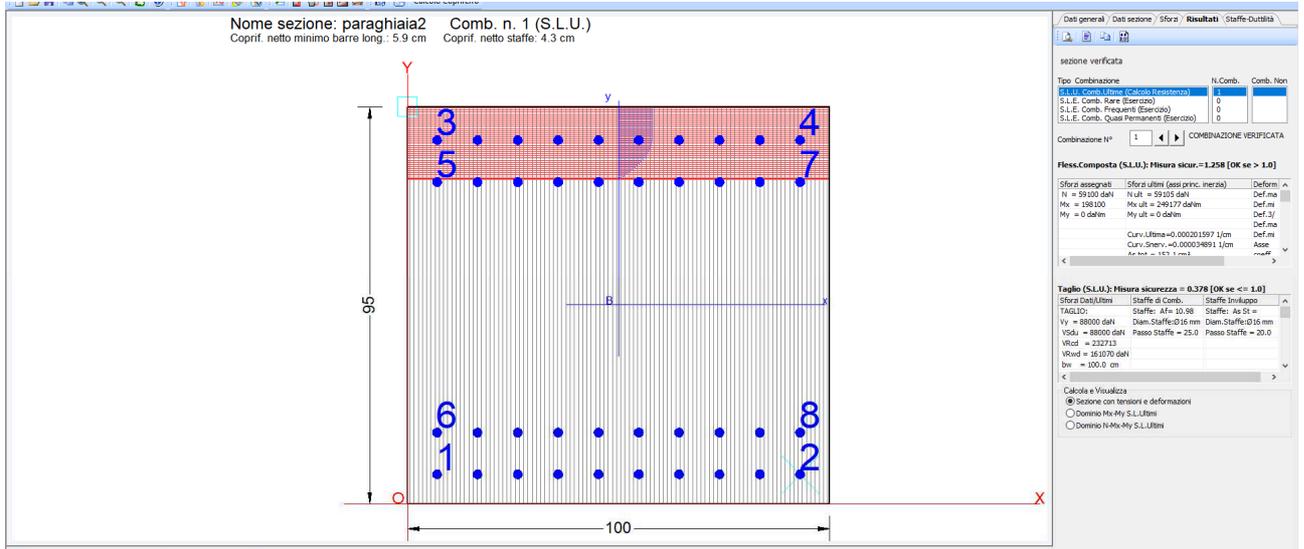
**Sezione verticale**



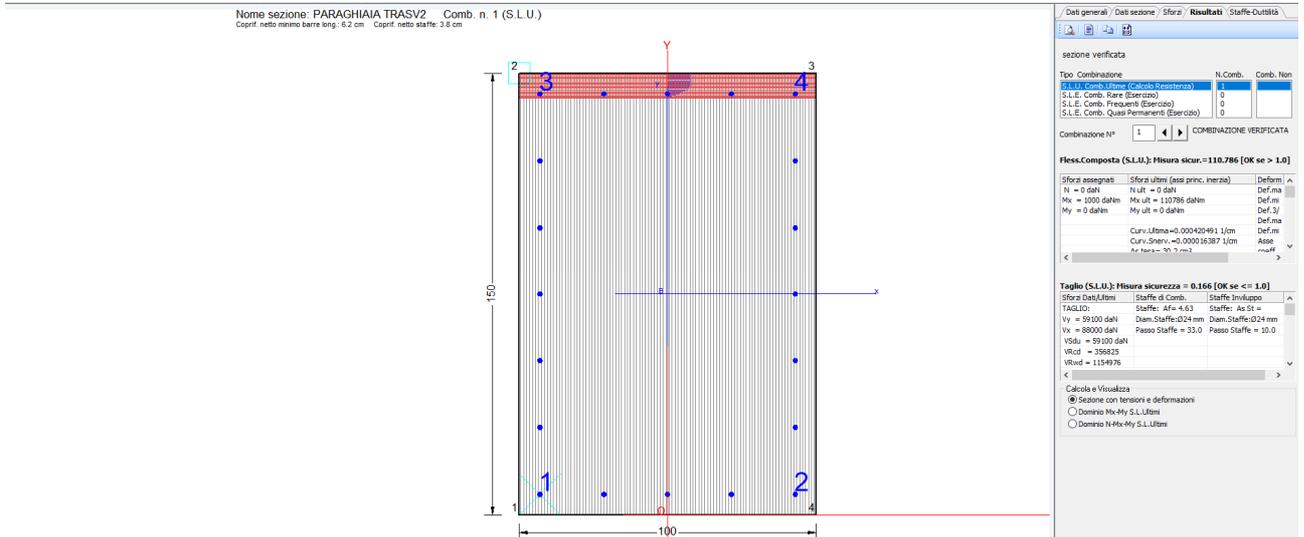
NODO SEZIONE 2

**Sezione orizzontale**

Si riportano nel seguito le armature a taglio (considerando anche i ferri di ancoraggio provenienti dalla trave) e le verifiche



**Sezione verticale**

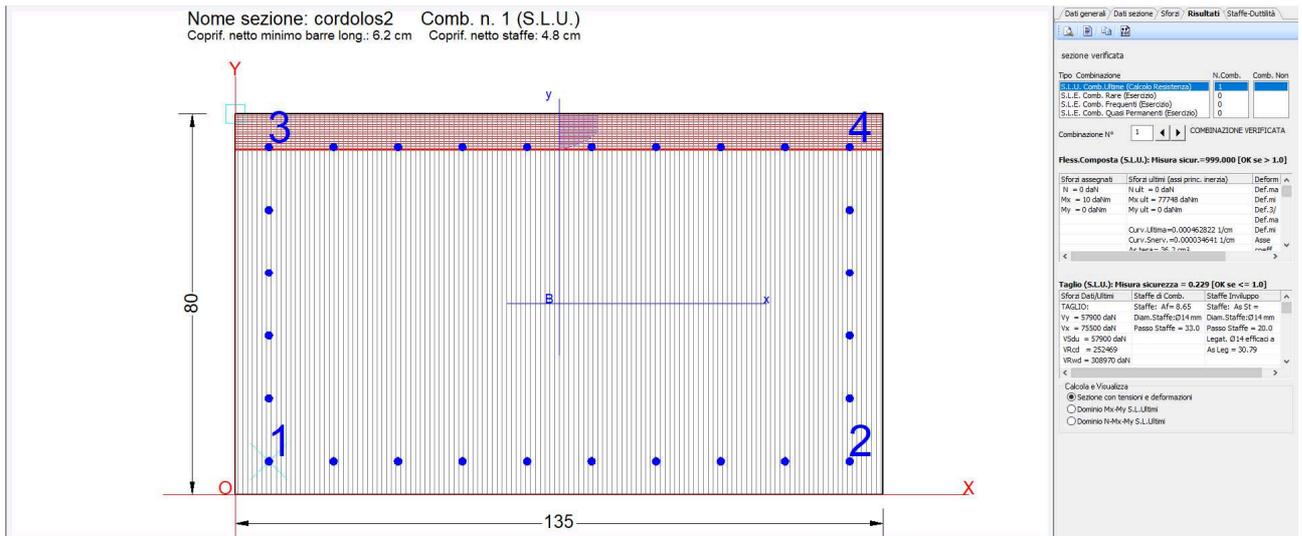


## CORDOLO SEZIONE 1

### Sezione orizzontale

Si veda la verifica della sezione orizzontale del paraghiaia (di dimensioni inferiori ed armata ugualmente) sottoposta alle stesse sollecitazioni

### Sezione verticale



## 12.3 VERIFICA GEO

Si riportano nel seguito le verifiche di stabilità nelle due sezioni, condotte in condizioni A2+M2+R2

utilizzando la procedura di cui al paragrafo 9.5

Si sottolinea che è stato verificato dallo scrivente che si è provveduto a verificare che le fasi nelle quali sono state effettuate le verifiche sono quelle per le quali effettivamente si verificano i minimi coefficienti di sicurezza.

Le verifiche sono soddisfatte risultando sempre

FS > 1.1

### SEZIONE 1

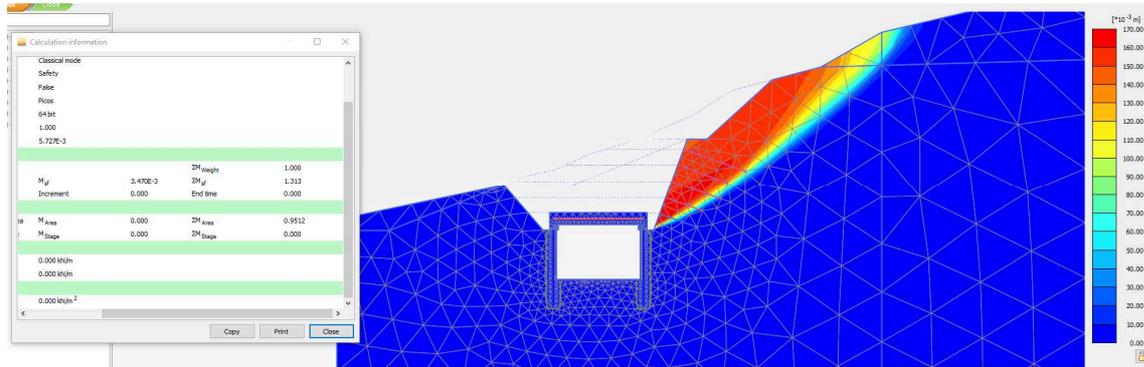


Figura 41. VERIFICA DI STABILITA' SEZIONE 1- FS = 1.3

### SEZIONE 2

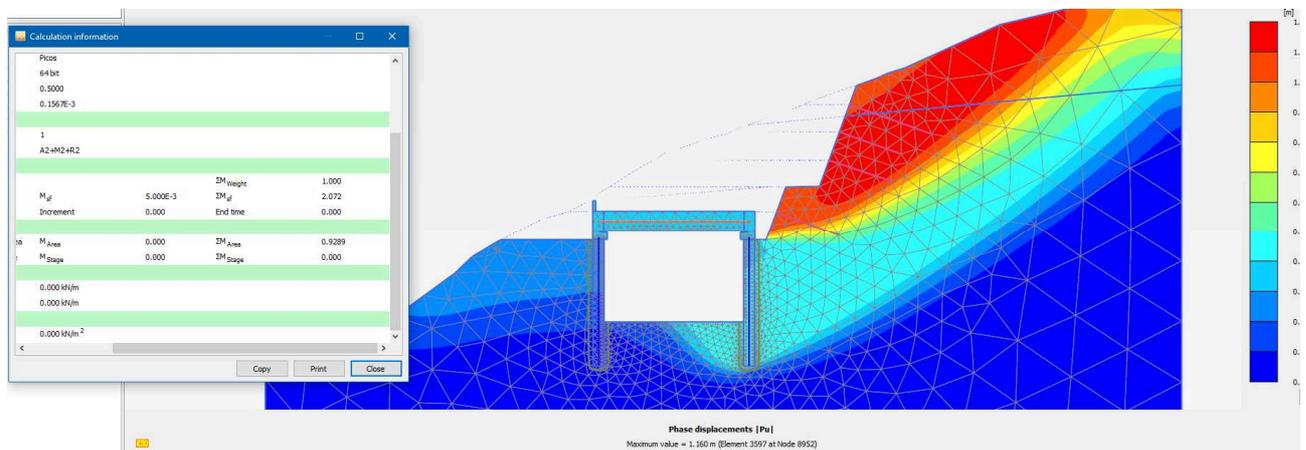


Figura 42. VERIFICA DI STABILITA' SEZIONE 2- FS = 2.0

## **12.4 VERIFICA A CARICO LIMITE VERTICALE DEI PALI**

Si riporta di seguito la verifica a carico limite dei pali perimetrali

.

La verifica viene svolta nelle condizioni più gravose (condizioni sismiche per la sezione 1, nella quale si verificano anche le peggiori condizioni geotecniche al contorno)

Come si nota dal par. 10. 1 lo sforzo normale massimo vale

$N_{max} = 2521 \text{ kN/m}$

Si riporta nel seguito il calcolo dei contributi al carico limite

**GALLERIA ARTIFICIALE - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO**

**CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI GRANDE DIAMETRO**

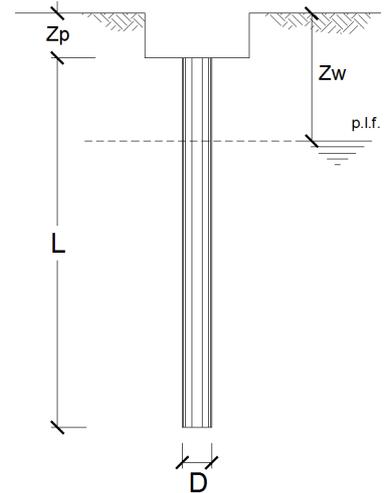
**CANTIERE:**

**OPERA:**

**DATI DI INPUT:**

Diametro del Palo (D): **1.00** (m) Area del Palo (Ap): **0.785** (m<sup>2</sup>)  
 Quota testa Palo dal p.c. (z<sub>p</sub>): **0.00** (m) Quota falda dal p.c. (z<sub>w</sub>): **100.00** (m)  
 Carico Assiale Permanente (G): **5000** (kN) Carico Assiale variabile (Q): **0** (kN)  
 Numero di strati **1** L<sub>palo</sub> = **11.50** (m)

coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale e di base			
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ <sub>b</sub>	γ <sub>s</sub>	γ <sub>straz</sub>	
			γ <sub>G</sub>	γ <sub>Q</sub>				
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.70	1.45	1.60	
	A1+M1+R3	<input checked="" type="radio"/>	1.30	1.50	1.35	1.15	1.25	
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.35	1.15	1.25	
DM88			<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista			<input type="radio"/>	<b>1.10</b>	<b>1.20</b>	<b>1.50</b>	<b>1.30</b>	<b>1.30</b>



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ <sub>3</sub>	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ <sub>4</sub>	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

**PARAMETRI MEDI**

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m <sup>3</sup> )	c' med (kPa)	φ' med (°)	c <sub>u</sub> med (kPa)
1	11.50	ALT 1	22.00	27.0	40.0	

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
0.36	0.84	0.50	

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradesso del plinto)

**PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)**

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m <sup>3</sup> )	c' min (kPa)	φ' min (°)	c <sub>u</sub> min (kPa)
1	11.50	ALT 1	20.00	27.0	40.0	

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
0.36	0.84	0.50	

**RISULTATI**

Strato (-)	Spess (m)	Tipo di terreno	media					minima (solo SLU)				
			Qsi (kN)	Nq (-)	Nc (-)	qb (kPa)	Qbm (kN)	Qsi (kN)	Nq (-)	Nc (-)	qb (kPa)	Qbm (kN)
1	11.50	ALT 1	1857.6	58.12	68.08	16543.1	12992.9	1733.1	58.12	68.08	15206.3	11943.0

**CARICO ASSIALE AGENTE**

$$N_d = N_G \cdot \gamma_G + N_Q \cdot \gamma_Q$$

$$N_d = 6500.0 \text{ (kN)}$$

**CAPACITA' PORTANTE MEDIA**

$$\text{base } R_{b;cal \text{ med}} = 12992.9 \text{ (kN)}$$

$$\text{laterale } R_{s;cal \text{ med}} = 1857.6 \text{ (kN)}$$

$$\text{totale } R_{c;cal \text{ med}} = 14850.5 \text{ (kN)}$$

**CAPACITA' PORTANTE MINIMA**

$$\text{base } R_{b;cal \text{ min}} = 11943.0 \text{ (kN)}$$

$$\text{laterale } R_{s;cal \text{ min}} = 1733.1 \text{ (kN)}$$

$$\text{totale } R_{c;cal \text{ min}} = 13676.1 \text{ (kN)}$$

La resistenza laterale minima vale

$$R_{s \text{ min}} = 1733 \text{ kN}$$

La resistenza alla base minima vale

$$R_{b \text{ min}} = 11943 \text{ kN}$$

considerando solo metà della resistenza laterale (solo il lato esterno dei pali) ed applicando gli opportuni coefficienti di correlazione si trovano le seguenti resistenze caratteristiche

$$R_{sk} = 1733/2/1.7 = 509 \text{ kN}$$

$$R_{bk} = 11943/1.7 = 7025 \text{ kN}$$

Le resistenze di progetto valgono pertanto

$$R_{sd} = 509/1.15 = 443 \text{ kN}$$

$$R_{bd} = 7278/1.35 = 5204 \text{ kN}$$

Pertanto la resistenza di progetto vale

$$R_d = 477+5391 = 5647$$

Si trova pertanto

$$\mathbf{R_d=5647 > E_d=5584}$$

E la verifica è soddisfatta

Si noti che la verifica è stata svolta in ipotesi largamente cautelative, dal momento che sono stati utilizzati parametri meccanici che sono sicuramente i minimi possibili (non i caratteristici) per la roccia e che il contributo della parte immersa del palo dal lato interno dell'opera è stato totalmente trascurato.

## **12.5 VERIFICA DI STABILITA' GLOBALE FRONTI DI SCAVO**

Si riportano nel seguito i risultati delle verifiche dei fronti di scavo al di sopra della Galleria Artificiale, svolti con il codice GEOSPLOPE.

Le verifiche sono soddisfatte, risultando sempre

$FS > 1.1$

Le verifiche sono state effettuate in corrispondenza della sezione più critica (già sezione 1 delle analisi svolte per la Galleria Artificiale).

Si sottolinea che le verifiche in condizioni sismiche sono state effettuate riprendendo i coefficienti sismici già delineati nella relazione di calcolo dei consolidamenti.

Si ricorda che

$k_h = 0.102$

$k_v = \pm 0.056$

Si sottolinea inoltre che trattandosi di verifiche di una scarpata definitiva da eseguirsi in terreni sostanzialmente superficiali, ed avendo i sondaggi effettuati nella zona evidenziato la presenza di una coltre più alterata (afferente comunque alla rispetto all'unità BN2) rispetto ai materiali in posto più profondi, si è cautelativamente provveduto a ridurre ad 1/3 la coesione del materiale posto al di sopra della banca.

Pertanto le verifiche sono svolte in materiali aventi le seguenti proprietà:

$c = 9 \text{ kpa}$

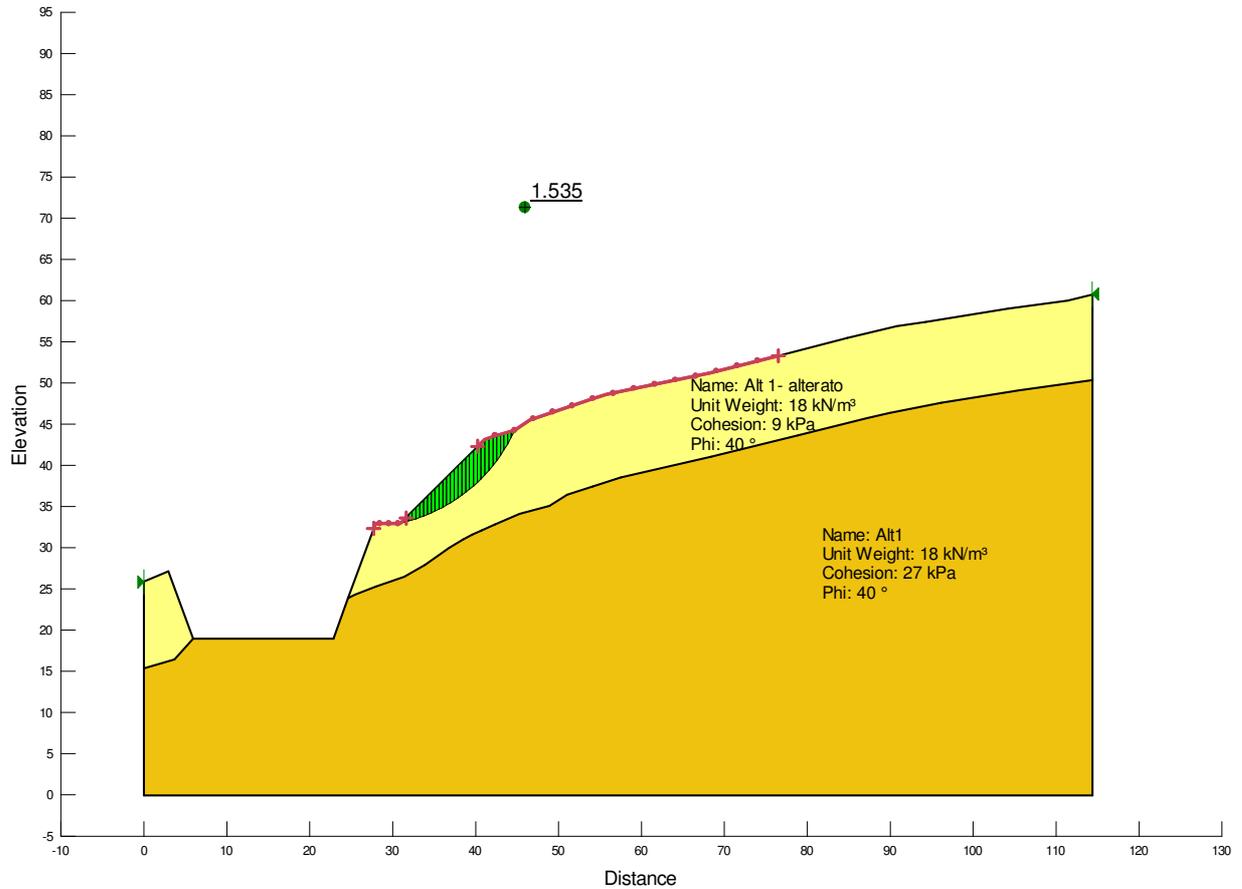
coesione

$\varphi = 40^\circ$

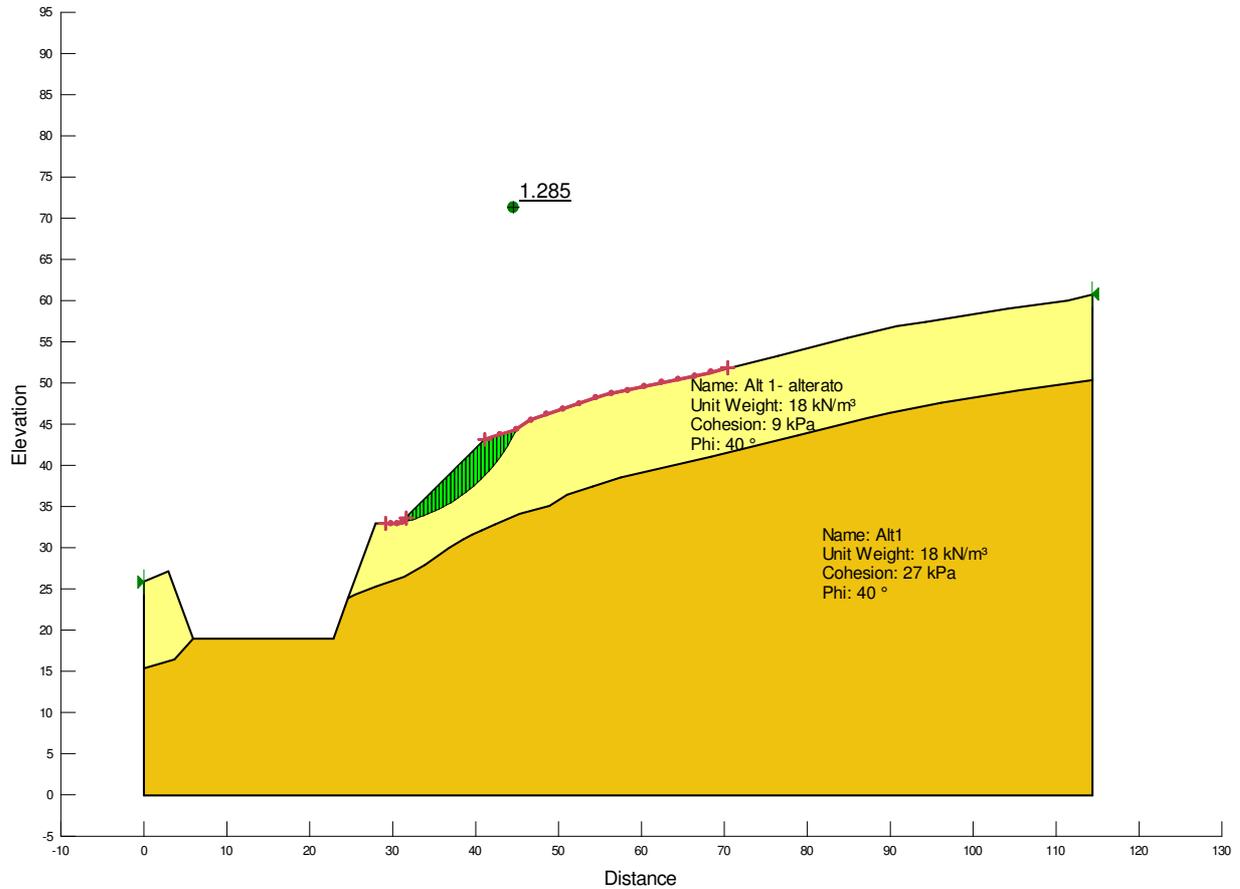
angolo di resistenza al taglio

$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$

peso per unità di volume

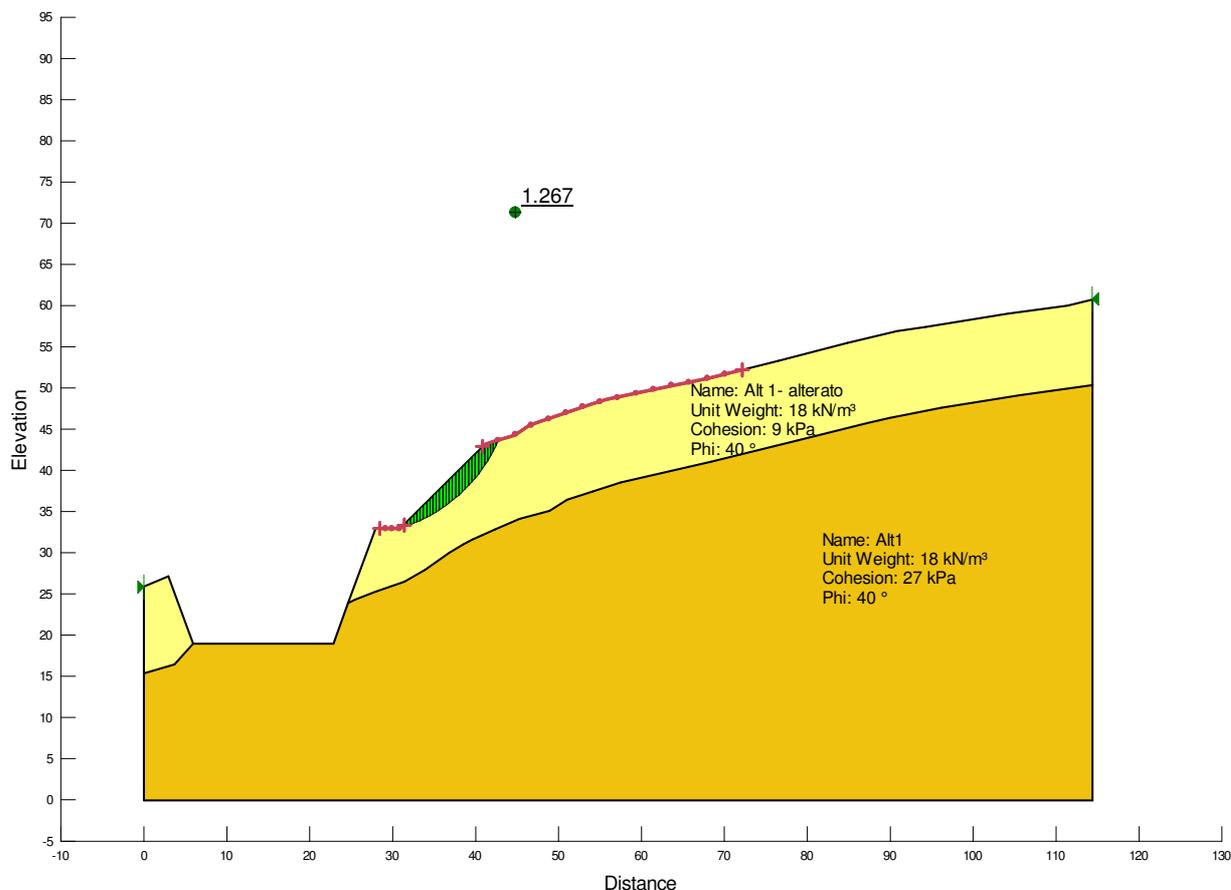


**Figura 43. Banca definitiva al di sopra della Galleria Artificiale. Verifica di stabilità in condizioni statiche. FS = 1.53**



**Figura 44. Banca definitiva al di sopra della Galleria Artificiale. Verifica di stabilità in condizioni sismiche, kv negativo**

**. FS = 1.28**



**Figura 45. Banca definitiva al di sopra della Galleria Artificiale. Verifica di stabilità in condizioni sismiche, kv negativo**

**. FS = 1.27**

Si riepilogano di seguito gli esiti della verifica

	<b>Fs minimo in condizioni statiche</b>	<b>Fs minimo in condizioni sismiche</b>	<b>Fs minimo NTC08</b>	
<b>BANCA SU G.A.</b>	1.53	1.27	1.1	<b>VERIFICA SODDISFATTA</b>

### **12.6 VERIFICA UPL**

la verifica in questo caso non ha significato fisico.

### **12.7 VERIFICA HYD**

la verifica in questo caso non ha significato fisico.

## 13 VERIFICHE AGLI SLE

### 13.1 VERIFICA DANNEGGIAMENTI LOCALI (FESSURAZIONI)

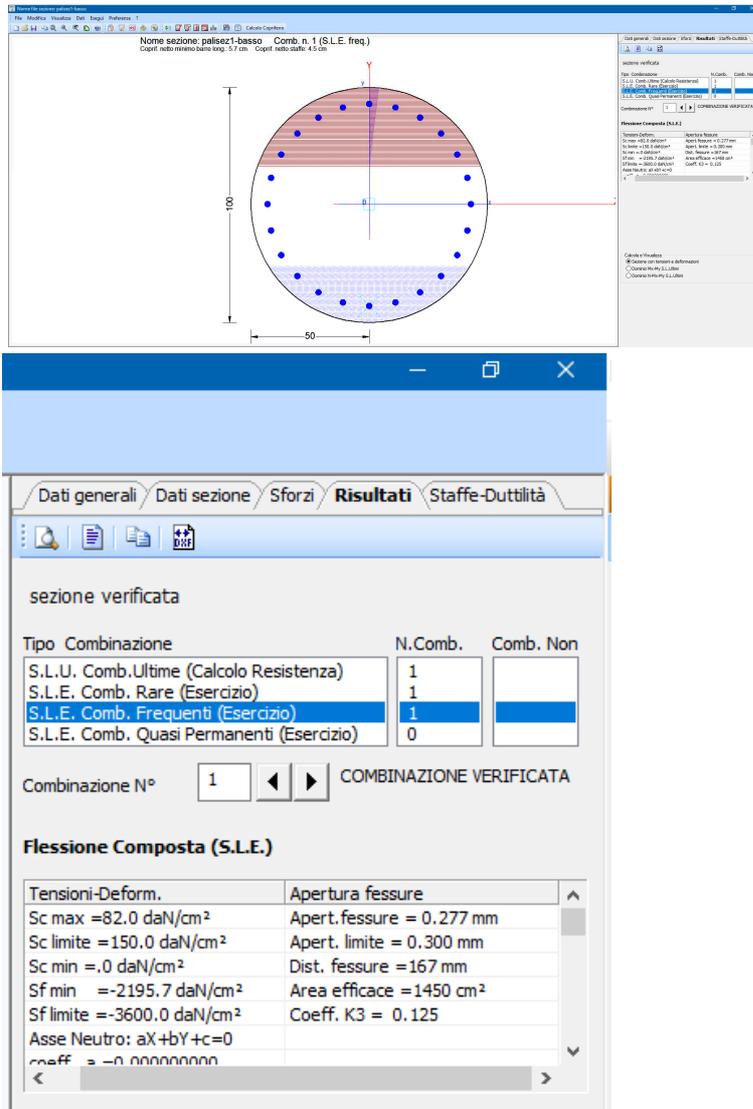
PALI SEZIONE 1

Si riporta di seguito la verifica a fessurazione.

l'apertura massima delle fessure è pari a

$$w = 0.277$$

la verifica è pertanto soddisfatta.



FODERE SEZIONE 1

SOLETTA SEZIONE 1

le sollecitazioni flessionali sono praticamente nulle in esercizio e pertanto non ci si attende alcuna fessurazione.

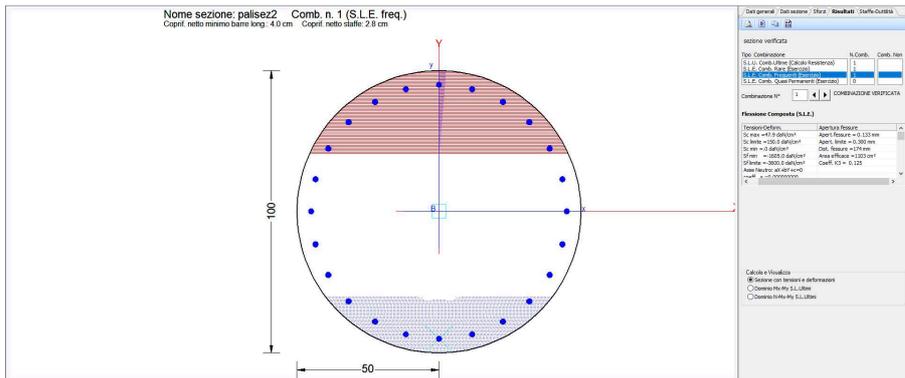
### PALI SEZIONE 2

Si riporta di seguito la verifica a fessurazione.

l'apertura massima delle fessure è pari a

$$w = 0.133\text{mm}$$

la verifica è pertanto soddisfatta.



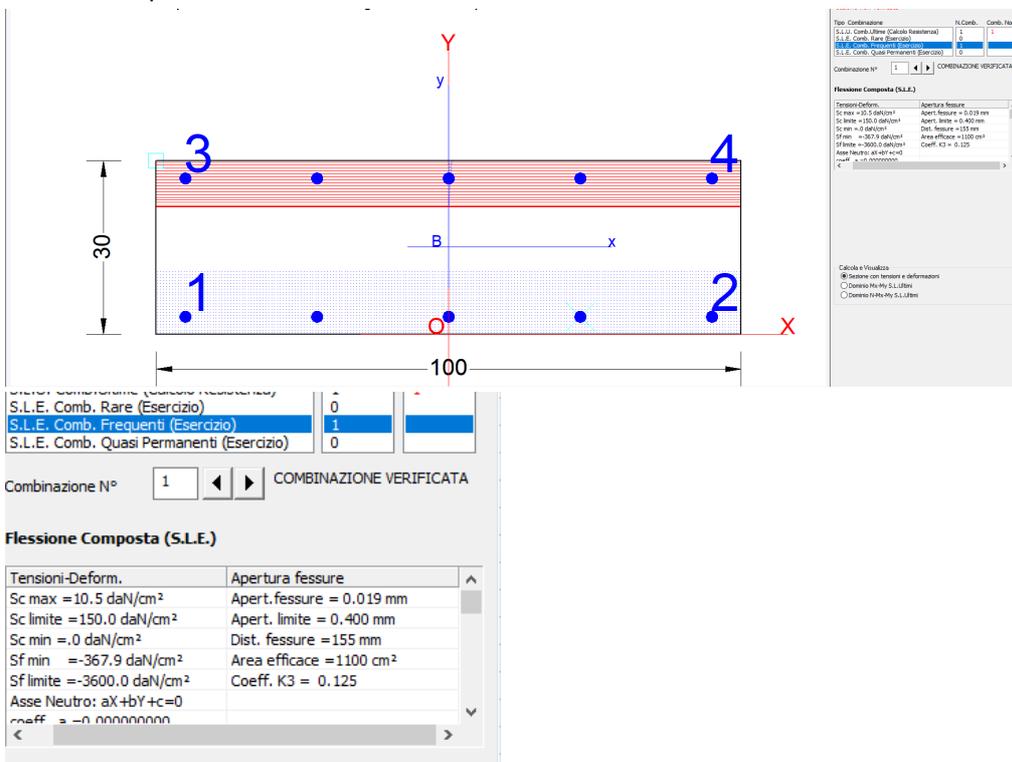
### FODERE SEZIONE 2

Si riporta di seguito la verifica a fessurazione.

l'apertura massima delle fessure è pari a

$$w = 0.019\text{mm}$$

la verifica è pertanto soddisfatta.



## SOLETTA SEZIONE 2

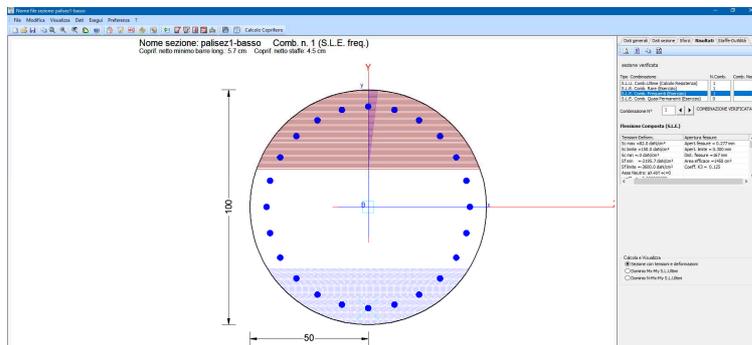
le sollecitazioni flessionali sono praticamente nulle in esercizio e pertanto non ci si attende alcuna fessurazione.

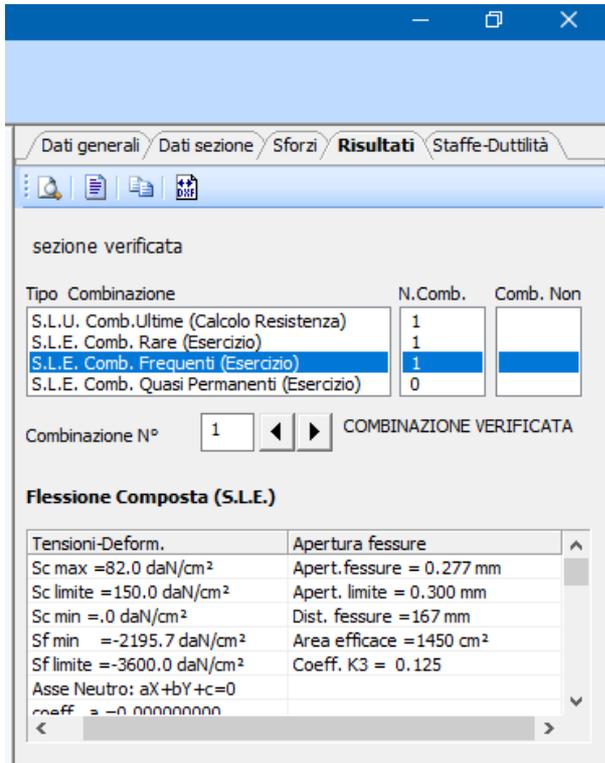
Dati generali / Dati sezione / Sforzi / Risultati / Staffe-Duttilità			
sezione verificata			
Tipo Combinazione	N.Comb.	Comb. Non	
S.L.U. Comb. Utime (Calcolo Resistenza)	1		
S.L.E. Comb. Rare (Esercizio)	1		
<b>S.L.E. Comb. Frequenti (Esercizio)</b>	<b>1</b>		
S.L.E. Comb. Quasi Permanenti (Esercizio)	0		
Combinazione N°	1	COMBINAZIONE VERIFICATA	
<b>Flessione Composta (S.L.E.)</b>			
Tensioni-Deform.	Apertura fessure		
Sc max = 47,9 daN/cm <sup>2</sup>	Apert. fessure = 0,133 mm		
Sc limite = 150,0 daN/cm <sup>2</sup>	Apert. limite = 0,300 mm		
Sc min = 0 daN/cm <sup>2</sup>	Dist. fessure = 174 mm		
Sf min = -1605,0 daN/cm <sup>2</sup>	Area efficace = 1103 cm <sup>2</sup>		
Sf limite = -3600,0 daN/cm <sup>2</sup>	Coeff. K3 = 0,125		
Asse Neutro: ax+by+cz=0			
coeff. a = 0,00000000			

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

### PALI SEZIONE 1

la verifica è soddisfatta come si evince dalle seguenti figure.





#### FODERE SEZIONE 1

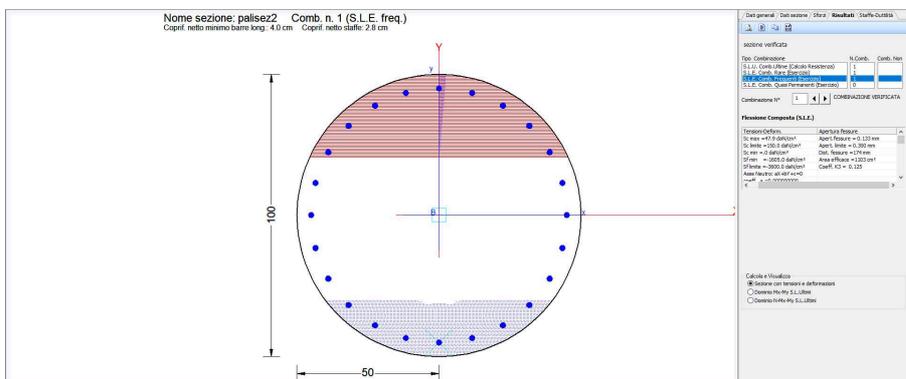
La verifica è soddisfatta come si evince dalle seguenti figure.

#### SOLETTA SEZIONE 1

Le sollecitazioni in esercizio sono praticamente nulle e pertanto la verifica è soddisfatta.

#### PALI SEZIONE 2

Come si evince dalle seguenti figure la verifica è soddisfatta



Dati generali / Dati sezione / Sforzi / Risultati / Staffe-Duttilità			
sezione verificata			
sezione verificata			
Tipo Combinazione	N.Comb.	Comb.	Non
S.L.E. Comb. Utile (Calcolo Resistenza)	1		
S.L.E. Comb. Rare (Esercizio)	1		
S.L.E. Comb. Frequenti (Esercizio)	1		
S.L.E. Comb. Quasi Permanenti (Esercizio)	0		
Combinazione N° 1 COMBINAZIONE VERIFICATA			
<b>Flessione Composta (S.L.E.)</b>			
Tensioni-Deform.	Apertura fessure		
Sc max = 47,9 daN/cm <sup>2</sup>	Apert. fessure = 0,133 mm		
Sc limite = 150,0 daN/cm <sup>2</sup>	Apert. limite = 0,300 mm		
Sc min = 0 daN/cm <sup>2</sup>	Dist. fessure = 174 mm		
Sf min = -1605,0 daN/cm <sup>2</sup>	Area efficace = 1103 cm <sup>2</sup>		
Sf limite = -3600,0 daN/cm <sup>2</sup>	Coeff. K3 = 0,125		
Asse Neutro: aX+bY+c=0			
r=eff = -0,00000000			

## FODERE SEZIONE 2

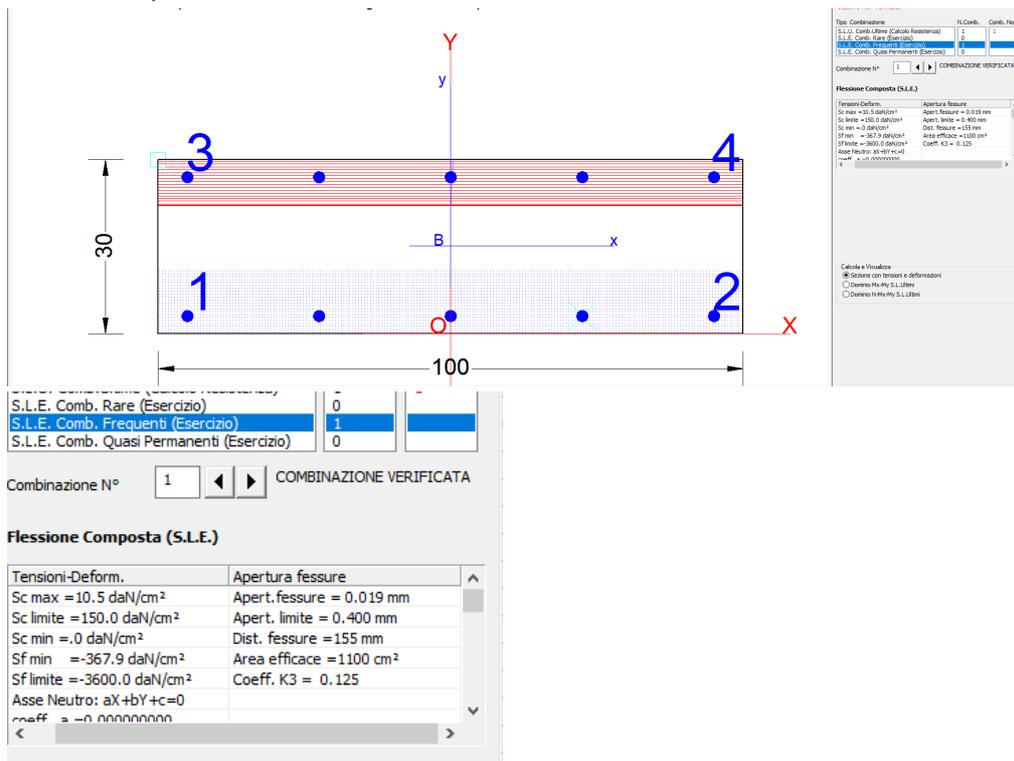
La verifica è soddisfatta come si evince dalle seguenti figure

Si riporta di seguito la verifica a fessurazione.

l'apertura massima delle fessure è pari a

$$w = 0.019\text{mm}$$

la verifica è pertanto soddisfatta.



## SOLETTA SEZIONE 2

Le sollecitazioni in esercizio sono praticamente nulle e pertanto la verifica è soddisfatta.

### **13.3 VERIFICA SPOSTAMENTI E DEFORMAZIONI**

#### SEZIONE 1

Come si nota dalla Figura 8 il massimo spostamento verticale della trave di testata è di circa 1.5 cm, sicuramente compatibile con le necessità strutturali e funzionali dell'opera.

La verifica si ritiene soddisfatta.

Il massimo spostamento dei pali (Figura 7) è di circa 7 mm, sicuramente compatibili con le necessità strutturali e funzionali dell'opera.

La verifica si ritiene soddisfatta.

#### SEZIONE 2

Come si nota dalla Figura 25 il massimo spostamento verticale della trave di testata è di circa 0.3 cm, sicuramente compatibile con le necessità strutturali e funzionali dell'opera.

La verifica si ritiene soddisfatta.

Il massimo spostamento dei pali (Figura 24) è di circa 4 mm, sicuramente compatibili con le necessità strutturali e funzionali dell'opera.

La verifica si ritiene soddisfatta.

### **13.4 VERIFICA VIBRAZIONI**

Verifica Non Necessaria

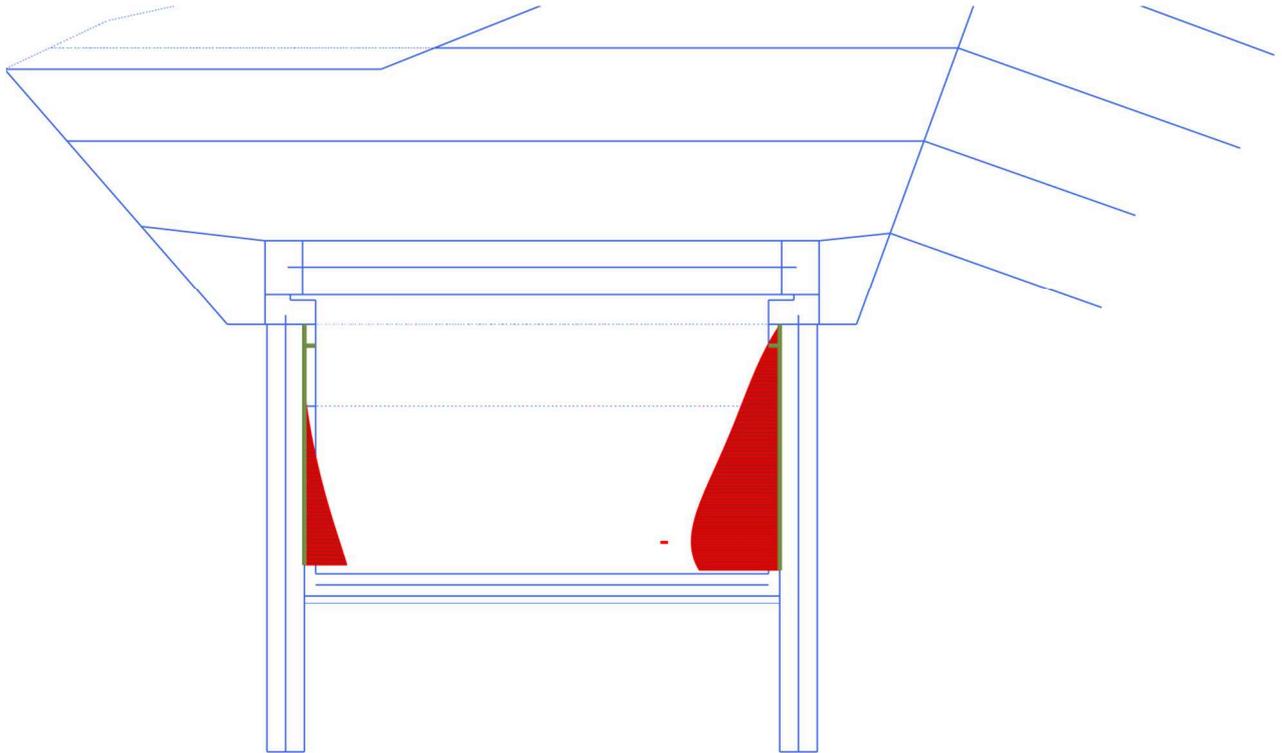
### **13.5 VERIFICA CORROSIONE**

Verifica Non Necessaria

## 14 VERIFICA DELLE FODERE

Le fodere realizzate in seconda fase davanti alle palificate sono di spessore 30 cm.

Le massime azioni sulle fodere (già fattorizzate e provenienti dal calcolo dei pali retrostanti) sono riassunte nelle seguenti immagini per la sezione 1 e per la sezione 2:

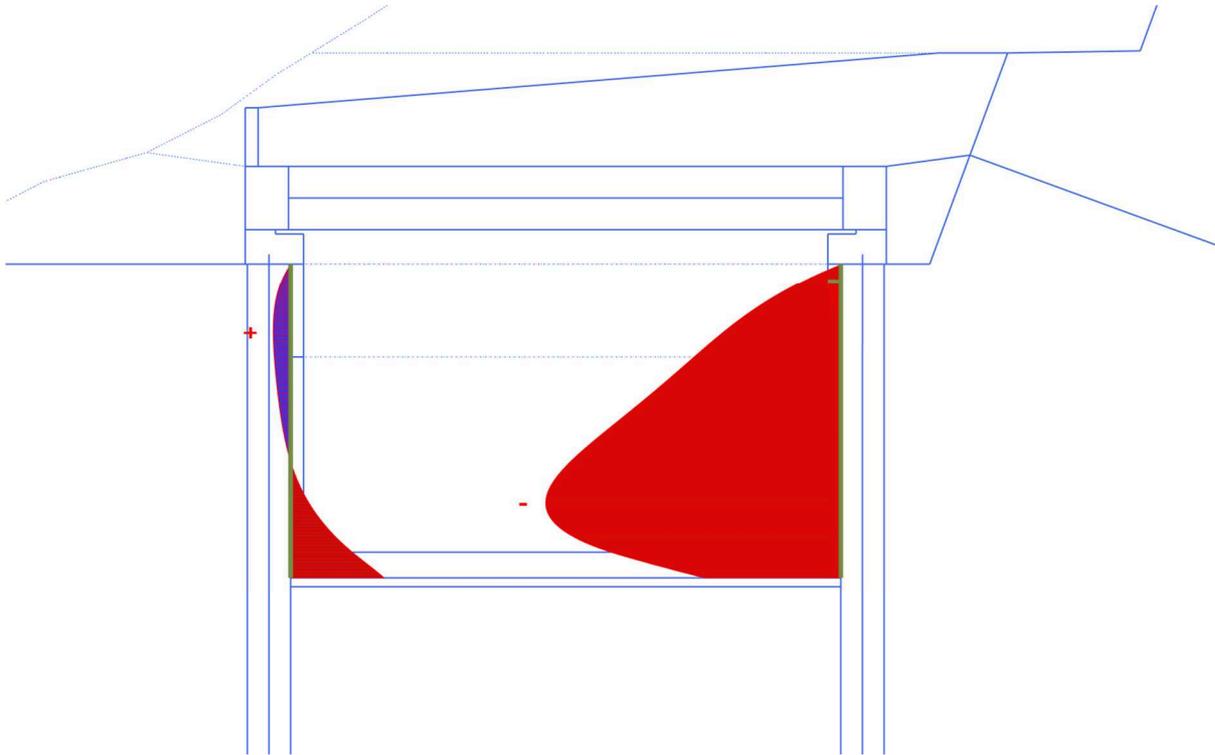


**Total normal stresses  $\sigma_N$  (scaled up 0.0400 times)**

Maximum value = 0.000 kN/m<sup>2</sup> (Element 26 at Node 19706)

Minimum value = -59.12 kN/m<sup>2</sup> (Element 56 at Node 4691)

Sollecitazioni sulle fodere - Sezione 1



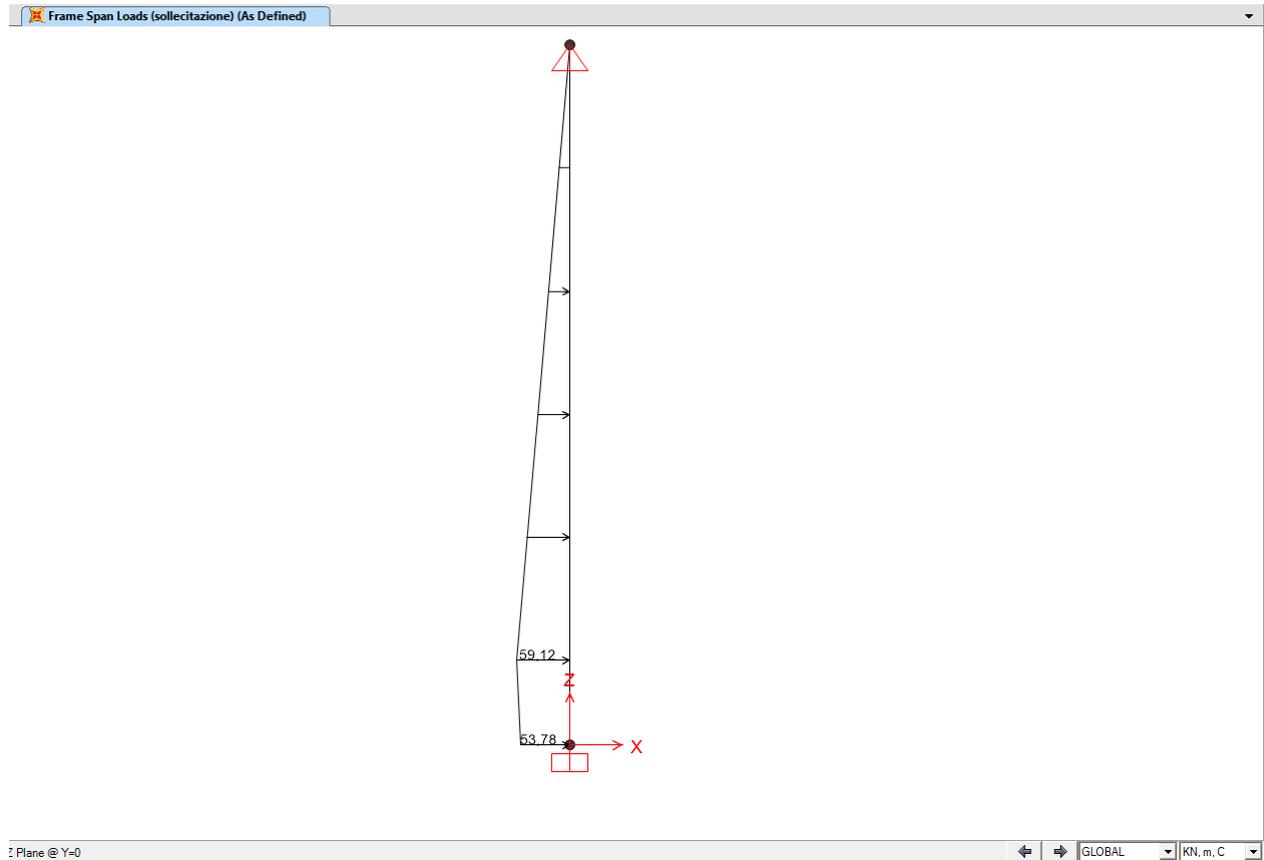
**Total normal stresses  $\sigma_N$  (scaled up 0.200 times)**

Maximum value = 2.011 kN/m<sup>2</sup> (Element 4 at Node 37039)

Minimum value = -34.06 kN/m<sup>2</sup> (Element 65 at Node 10958)

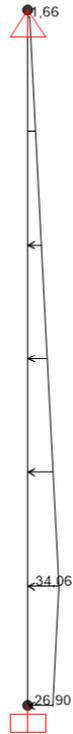
Sollecitazioni sulle fodere - Sezione 2

Per il calcolo e la verifica delle fodere è stata schematizzata la fodera con il software SAP2000 attraverso un elemento frame incastrato alla base e vincolato in testa, sottoposto alle sollecitazioni prima viste.



Sollecitazioni sulle fodere - Sezione 1 – sap2000

Frame Span Loads (sollecitazione) (As Defined)



: Plane @ Y=0

Sollecitazioni sulle fodere - Sezione 2 – sap2000

GLOBAL KN, m, C

Impresa

Progettista

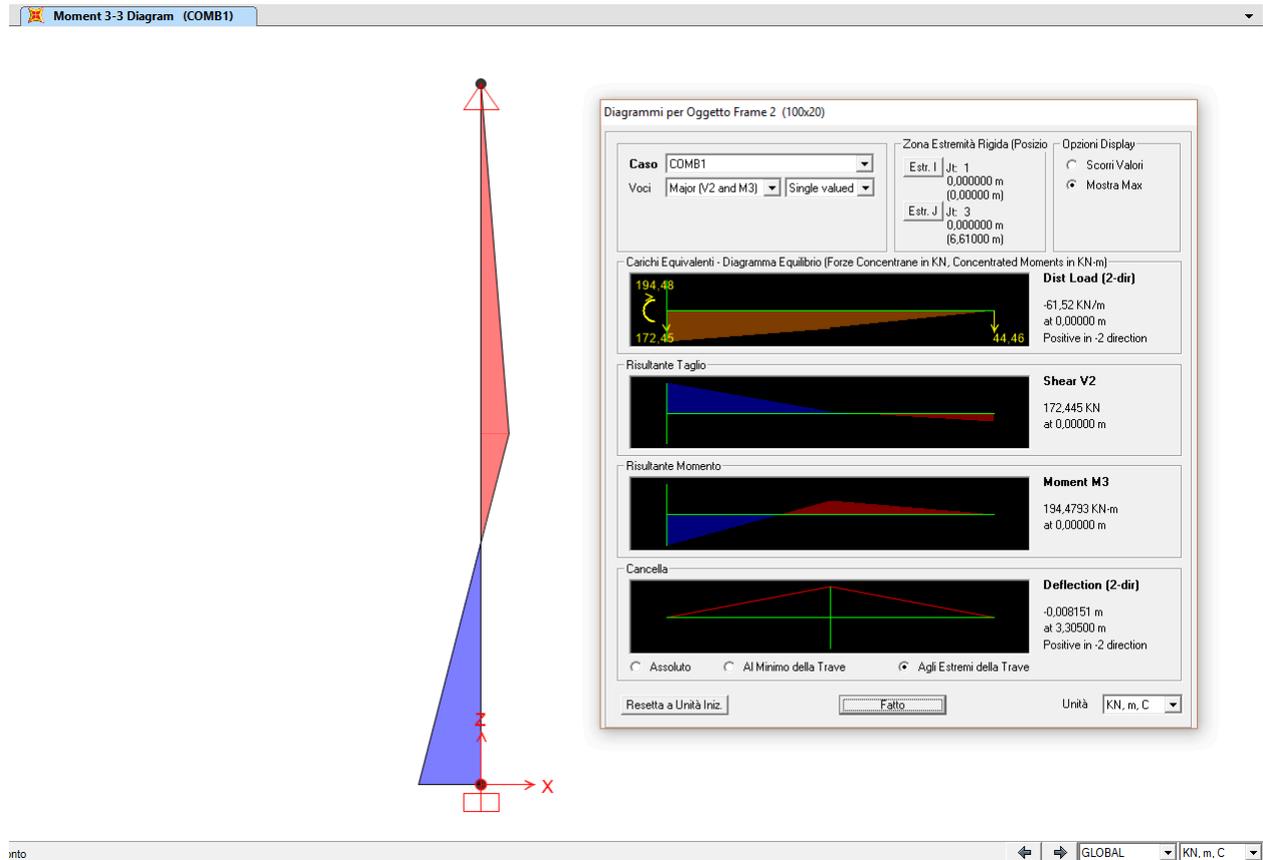


Diagramma dei momenti e sollecitazioni Sezione 1

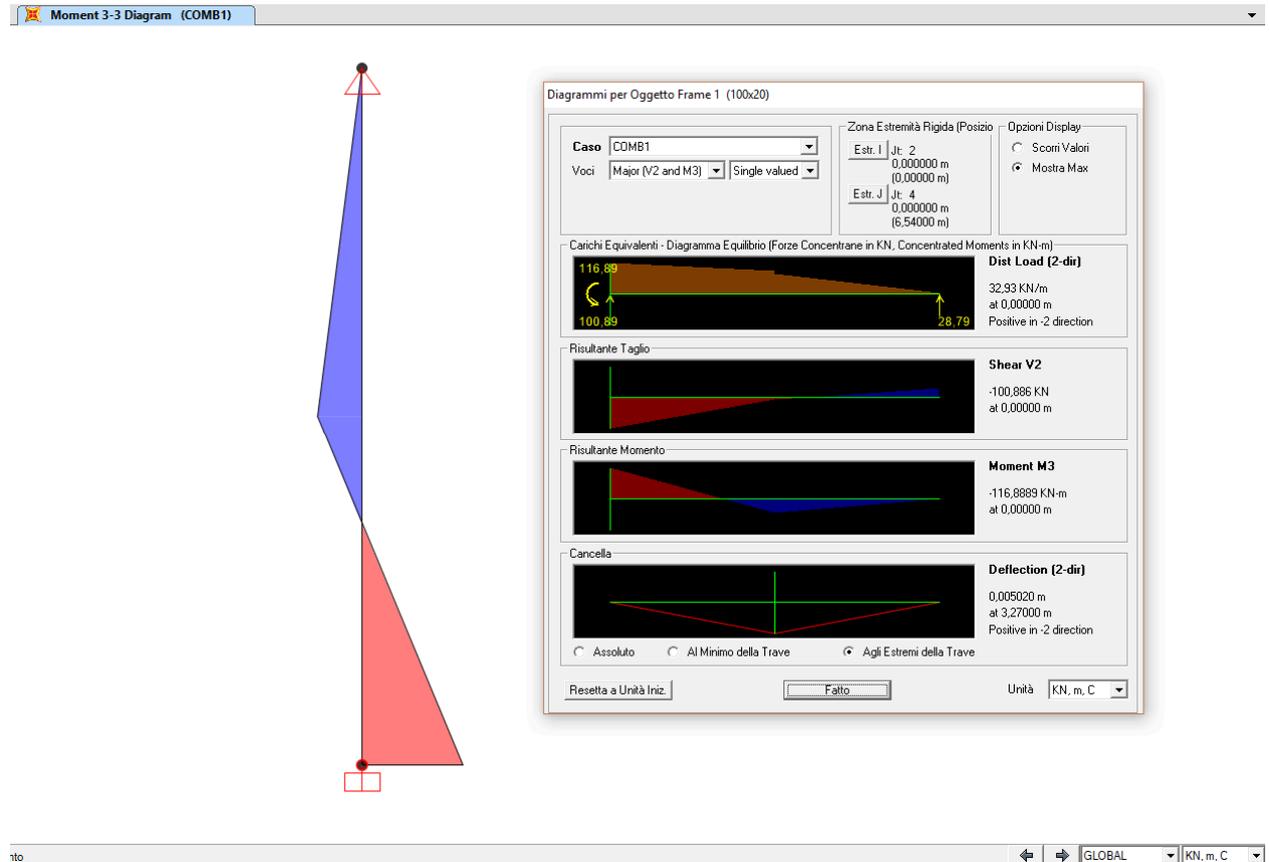


Diagramma dei momenti e sollecitazioni Sezione 2

A favore di sicurezza e data la difficile perpendicolarità nella realizzazione dei pali, le armature interne alle fodere (di spessore 30 cm.) vengono considerate con un braccio massimo di 16 cm., considerando i 4 cm. di copriferro previsti lato strada (20 cm. totali).

Seguono le verifiche.

L'armatura delle fodere della sezione 01 più sollecitata sono costituite da ferri diametro 24 a passo 15 cm. verticali e ferri diametro 16 a passo 20 cm. orizzontali

L'armatura delle fodere della sezione 02 meno sollecitata sono costituite da ferri diametro 20 a passo 15 cm. verticali e ferri diametro 12 a passo 20 cm. orizzontali

**VERIFICHE SEZIONE 01**

Verifica C.A. S.L.U. - File: fodera2

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	30

N°	As [cm²]	d [cm]
1	31,67	5
2	31,67	20

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

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

L<sub>0</sub>  cm Col. modello

Precompresso

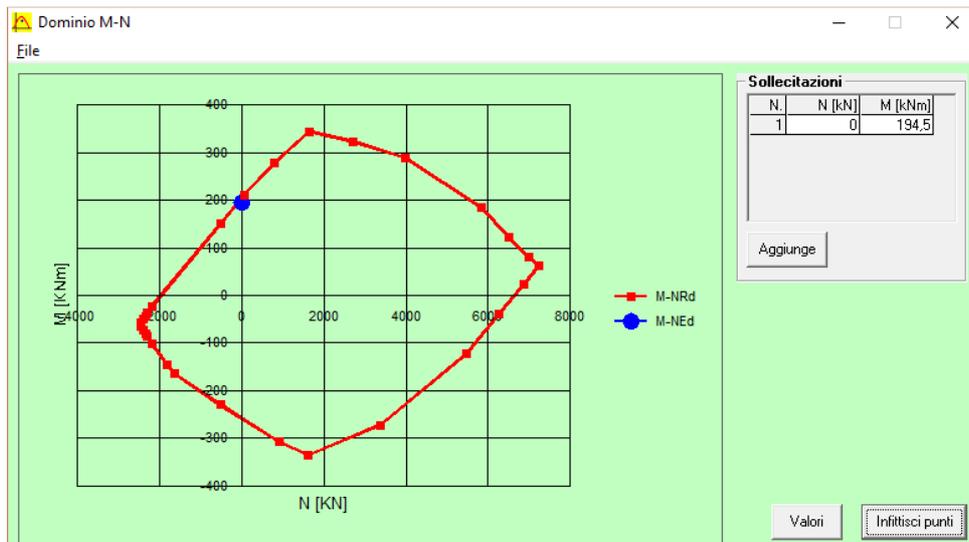
Materiali

**B450C** **C28/35**

ε<sub>su</sub>  ‰ ε<sub>c2</sub>  ‰  
f<sub>yd</sub>  N/mm² ε<sub>cu</sub>  ‰  
E<sub>s</sub>  N/mm² f<sub>cd</sub>  ‰  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>  f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>  ?  
ε<sub>syd</sub>  ‰ σ<sub>c,adm</sub>  ‰  
σ<sub>s,adm</sub>  N/mm² τ<sub>co</sub>  ‰  
τ<sub>c1</sub>  ‰

M<sub>xRd</sub>  kN m

σ<sub>c</sub>  N/mm²  
σ<sub>s</sub>  N/mm²  
ε<sub>c</sub>  ‰  
ε<sub>s</sub>  ‰  
d  cm  
x  x/d   
δ



### DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TAGLIO DELLA SEZIONE

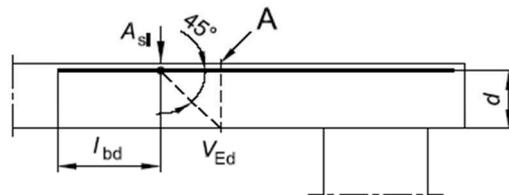
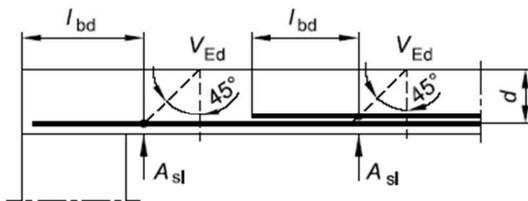
#### § 4.1.2.1.3.1 - ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Azione di Taglio sollecitante a Stato Limite Ultimo	$V_{Ed}$	172,45	[kN]
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		no	[-]
Coefficiente $C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0,12	[-]
Coefficiente k	k	1,89	[-]
		1,89	[-]
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di $l_{bd} + d$	$\rho_l$	0,0126669	[-]
		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	$V_{Rd,min}$	122,97	[kN]

**Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso**  $V_{Rd}$  **122,97** [kN]

#### § 4.1.2.1.3.2 - ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Diametro delle staffe	$\phi_{sw}$	16	[mm]
Numero di braccia	$n_b$	2	[-]
Passo delle staffe	s	200	[mm]
Inclinazione tra il puntone compresso e l'asse della trave	$\theta$	45	[°]
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	$\alpha$	90	[°]
Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio	$A_{sw}$	402	[mm <sup>2</sup> ]
Braccio della coppia interna	z	225	[mm]
Cotangente di $\theta$	cot $\theta$	1,00	[-]
		1,00	[-]
Cotangente di $\alpha$	cot $\alpha$	0,00	[-]
Seno di $\alpha$	sin $\alpha$	1,00	[-]

**Resistenza offerta dall'armatura a taglio (meccanismo taglio - trazione)**  $V_{Rd}$  **177,02** [kN]

Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima  $f_{cd}$  8,23 [MPa]

**Resistenza offerta dai puntoni (meccanismo taglio - compressione)**  $V_{Rcd}$  **925,97** [kN]

Massima area efficace di armatura a taglio per cot $\theta = 1$   $A_{sw,max}$  2524,12 [mm<sup>2</sup>]

**Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente**  $V_{Rd}$  **177,02** [kN]

#### § 4.1.2.1.3.3 - TAGLIO MASSIMO SOPPORTABILE DALLA TRAVE

**Resistenza massima a taglio della trave**  $V_{Rd}$  **1028,85** [kN]

**VERIFICHE SEZIONE 02**

Verifica C.A. S.L.U. - File: fodera sezione 2

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	30

N°	As [cm²]	d [cm]
1	21,99	5
2	21,99	20

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

Diagramma della sezione:

Sollecitazioni  
 S.L.U.  Metodo n

N<sub>Ed</sub>  kN  
M<sub>xEd</sub>  kNm  
M<sub>yEd</sub>  kNm

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

L<sub>0</sub>  cm Col. modello

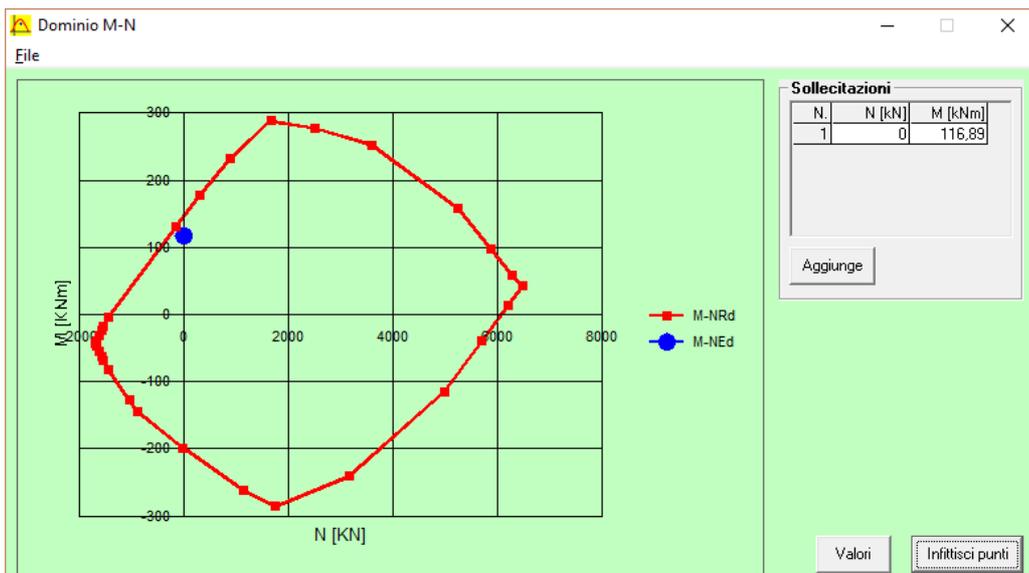
Precompresso

Materiali

Proprietà	B450C	C28/35
$\epsilon_{su}$	67,5 ‰	$\epsilon_{c2}$ 2 ‰
$f_{yd}$	391,3 N/mm²	$\epsilon_{cu}$ 3,5 ‰
$E_s$	200.000 N/mm²	$f_{cd}$ 15,87
$E_s/E_c$	15	$f_{cc}/f_{cd}$ 0,8
$\epsilon_{syd}$	1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 11
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	$\tau_{co}$ 0,6667
		$\tau_{c1}$ 1,971

M<sub>xRd</sub>  kN m

$\sigma_c$   N/mm²  
 $\sigma_s$   N/mm²  
 $\epsilon_c$   ‰  
 $\epsilon_s$   ‰  
d  cm  
x  x/d   
 $\delta$



**DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TAGLIO DELLA SEZIONE**

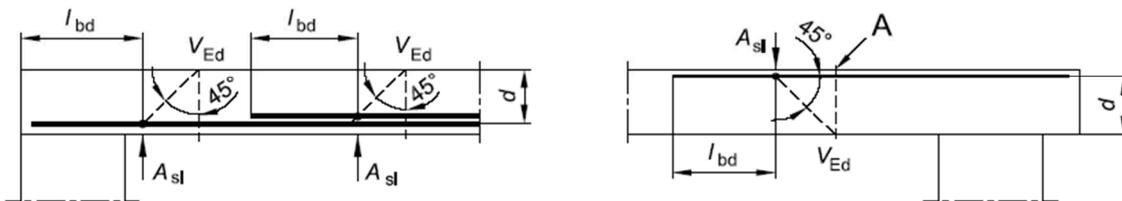
**§ 4.1.2.1.3.1 - ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO**

Azione di Taglio sollecitante a Stato Limite Ultimo	$V_{Ed}$	100,89	[kN]
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		no	[-]
Coefficiente $C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0,12	[-]
Coefficiente k	k	1,89	[-]
		1,89	[-]
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di $l_{bd} + d$	$\rho_l$	0,0087965	[-]
		0	[-]

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

Legenda

A Sezione considerata

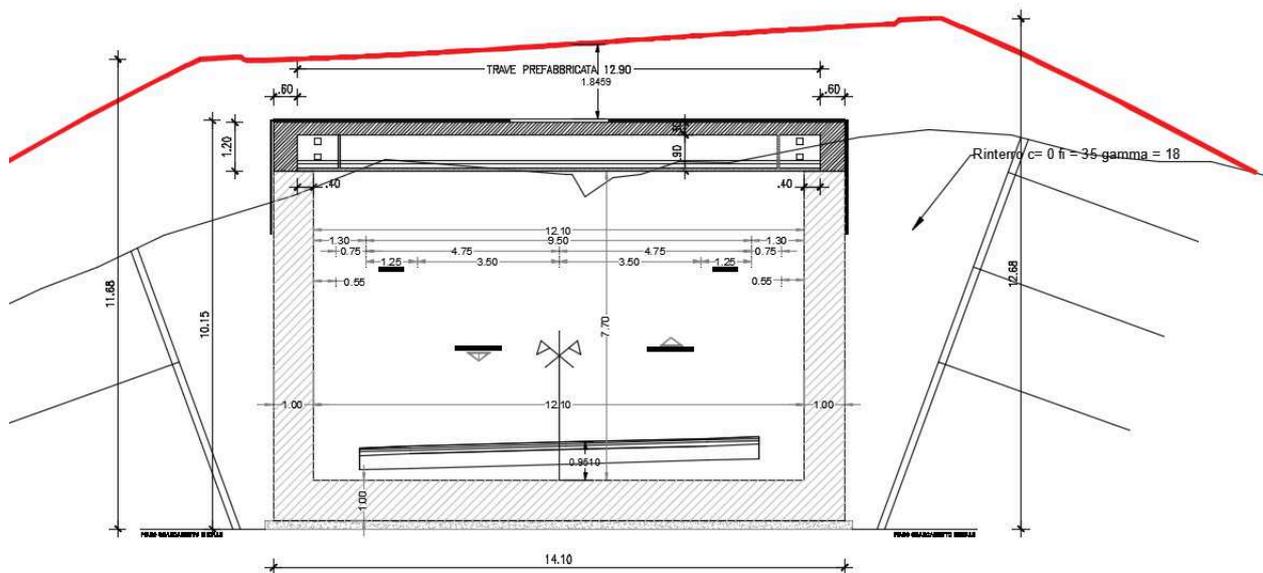


Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	$V_{Rd,c}$	0,00	[kN]
Resistenza minima del calcestruzzo teso	$V_{Rd,min}$	122,97	[kN]
<b>Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso</b>	<b><math>V_{Rd}</math></b>	<b>122,97</b>	<b>[kN]</b>

## 15 VERIFICA DELLO SCATOLARE TRA I DUE TRATTI DI GALLERIA ARTIFICIALE

Tra i due tratti di galleria artificiale è previsto un tratto in scatolare, costituito da soletta di base e piedritti gettati in opera e soletta superiore in travi prefabbricate solidarizzate nei nodi di testa dei piedritti. Lo scatolare è soggetto ai carichi del terreno di ricoprimento superiore e laterale posto tra le due gallerie a completamento dell'opera, nonché al carico di una piccola viabilità locale sovrastante la galleria.

La sezione sulla base della quale sono stati effettuati i calcoli strutturali è la sezione con il maggior ricoprimento del terreno di ritombamento (segnato in rosso nella figura seguente) 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 della galleria artificiale scatolare, nonché il sovraccarico dovuto alla viabilità sovrastante.



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 <sup>3</sup>
c	0 kPa
φ	32 °
ka	0,307 spinta attiva
ko	0,470 spinta a riposo
kp	3,255 spinta passiva
kh	0,133 g

## 15.1 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 sia superiore che dalla spinta del terreno laterale.

La massima altezza del terreno di ricoprimento è pari a 1,85 metri. Il carico permanente uniformemente distribuito al di sopra della soletta superiore risulta pari a 33,3 kN/m.

La soletta inferiore presenta invece il ricoprimento stradale previsto di altezza pari a circa 1 metro. Considerando un peso specifico medio del pacchetto stradale pari a 22 kN/mc, il carico considerato uniformemente distribuito sulla soletta inferiore è pari a 22 kN/m.

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
hmax	11,68	12,68 metri

Componente orizzontale (spinta attiva)  $t_{ha}$

fine scatolare	64,60 kN/m	70,13 kN/m
inizio scatolare	8,46 kN/m	13,99 kN/m

Componente orizzontale (spinta a riposo)  $t_{h0}$

fine scatolare	98,83 kN/m	107,29 kN/m
inizio scatolare	12,95 kN/m	21,41 kN/m

### Carichi Accidentali

Il calcolo di tutte le sezioni analizzate, prende in considerazione la presenza vista la piccola visibilità locale considerata di un carico accidentale uniformemente distribuito sulla superficie al di sopra della galleria, pari a  $20,00 \text{ kN/m}^2$  ( $q_v\text{-sx}$ ,  $q_v\text{-dx}$ ).

La pressione orizzontale sulle pareti dello scatolare 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)

$$q_{ha\text{-sx}} = q_{ha\text{-dx}} = k_a q_v = 0,307 \times 20,00 = 6,145 \text{ kN/m}$$

Componente orizzontale uniforme (spinta a riposo)

$$t_{h\text{-sx}} = t_{h\text{-dx}} = k_0 q_v = 0,470 \times 20,00 = 9,402 \text{ kN/m}$$

### 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:

$$P = 46,42 \times 25,00 = 1160,5 \text{ kN};$$

La forza inerziale risultante (applicata nel baricentro) vale:

$$in-h = k_h P = 0,102 \times 1160,5 = 118,37 \text{ kN.}$$

### **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:

$$in-h = k_v P = 0,051 \times 1160,5 = 59,19 \text{ kN.}$$

### **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	11,68	12,68 metri
	incremento sismico orizzontale terreno	
	delta tha sx	delta tha dx
fine scatolare	21,44 kN/m	23,28 kN/m
inizio scatolare	2,81 kN/m	4,65 kN/m

## 15.2 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-8	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-8	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-8	th0-dx	1
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	significat	Combinazione	Caso di Carico	significat	Combinazione	Caso di Carico	significat	Combinazione	Caso di Carico	significatore						
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-QP-1	DEAD	1	COMB SLE-QP-2	DEAD	1	COMB SLE-QP-3	DEAD	1	COMB SLE-QP-4	DEAD	1	COMB SLE-QP-5	DEAD	1	COMB SLE-QP-6	DEAD	1						
COMB SLE-QP-1	tha-sx	1	COMB SLE-QP-2	tha-sx	1	COMB SLE-QP-3	tha-sx	1	COMB SLE-QP-4	th0-sx	1	COMB SLE-QP-5	th0-sx	1	COMB SLE-QP-6	th0-sx	1						
COMB SLE-QP-1	tha-dx	1	COMB SLE-QP-2	tha-dx	1	COMB SLE-QP-3	tha-dx	1	COMB SLE-QP-4	th0-dx	1	COMB SLE-QP-5	th0-dx	1	COMB SLE-QP-6	th0-dx	1						
COMB SLE-QP-1	qha-sx	0,2	COMB SLE-QP-2	qha-sx	0,2				COMB SLE-QP-4	qh0-sx	0,2	COMB SLE-QP-5	qh0-sx	0,2									
COMB SLE-QP-1	qha-dx	0,2	COMB SLE-QP-2	qv-sx	0,2				COMB SLE-QP-4	qh0-dx	0,2	COMB SLE-QP-5	qv-sx	0,2									
COMB SLE-QP-1	qv-sx	0,2							COMB SLE-QP-4	qv-sx	0,2												
COMB SLE-QP-1	qv-dx	0,2							COMB SLE-QP-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 SISM-E-1	DEAD	1	COMB SISM-E-2	DEAD	1	COMB SISM-E-3	DEAD	1	COMB SISM-E-4	DEAD	1												
COMB SISM-E-1	tha-sx	1	COMB SISM-E-2	tha-sx	1	COMB SISM-E-3	tha-sx	1	COMB SISM-E-4	tha-sx	1												
COMB SISM-E-1	tha-dx	1	COMB SISM-E-2	tha-dx	1	COMB SISM-E-3	tha-dx	1	COMB SISM-E-4	tha-dx	1												
COMB SISM-E-1	delta tha sx	1	COMB SISM-E-2	delta tha sx	-1	COMB SISM-E-3	delta tha dx	1	COMB SISM-E-4	delta tha dx	-1												
COMB SISM-E-1	in-v	1	COMB SISM-E-2	in-v	-1	COMB SISM-E-3	in-v	1	COMB SISM-E-4	in-v	-1												
COMB SISM-E-1	in-h	1	COMB SISM-E-2	in-h	1	COMB SISM-E-3	in-h	-1	COMB SISM-E-4	in-h	-1												

Impresa

Progettista

### 15.3 MODELLO DI CALCOLO

L'analisi della struttura è 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, è soggetta ad uno stato piano di deformazione. L'analisi, pertanto, è 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 è stato vincolato a terra, da una serie di molle elastiche aventi rigidezza pari ai moduli precedentemente determinati ( $k_{winkler} = 41000 \text{ kN/m}^3$ ).

Il valore è stato determinato come rapporto tra carico applicato e cedimento e pertanto:

$$k = E/[(1-\nu^2)]B c_t$$

in cui E è il modulo elastico del terreno,  $\nu$  è il modulo di Poisson, B è la larghezza della fondazione e  $c_t$  un coefficiente di forma determinabile con le espressioni proposte da Bowles (1960)

$$c_t = 0.853 + 0.534 \ln(L/B) \quad \text{per fondazione rettangolare con } L/B < 10$$

Nei primi 15 m di terreno, più coinvolti dai cedimenti il valore medio della rigidezza è pari a

$$E = 450 \text{ MPa}$$

Trattandosi di un caso piano, si può cautelativamente considerare che l'area di influenza del cedimento avvenga su un'area con

$$B = L = 14.5 \text{ m}$$

Si trova pertanto

$$k = 40870 \text{ kN/m}^3$$

arrotondati a 41000

Per il becco di flauto il telaio è stato vincolato a terra, da una serie di molle elastiche aventi rigidezza pari ai moduli precedentemente determinati ( $k_{winkler} = 10000 \text{ kN/m}^3$ ).

Il valore è stato determinato come rapporto tra carico applicato e cedimento e pertanto:

$$k = E/[(1-\nu^2)]B c_t$$

in cui E è il modulo elastico del terreno,  $\nu$  è il modulo di Poisson, B è la larghezza della fondazione e  $c_t$  un coefficiente di forma determinabile con le espressioni proposte da Bowles (1960)

$$c_t = 0.853 + 0.534 \ln(L/B) \quad \text{per fondazione rettangolare con } L/B < 10$$

Nei primi 15 m di terreno, più coinvolti dai cedimenti il valore medio della rigidezza è pari a

$$E = 110 \text{ MPa (terreno BN2)}$$

Trattandosi di un caso piano, si può cautelativamente considerare che l'area di influenza del cedimento avvenga su un'area con

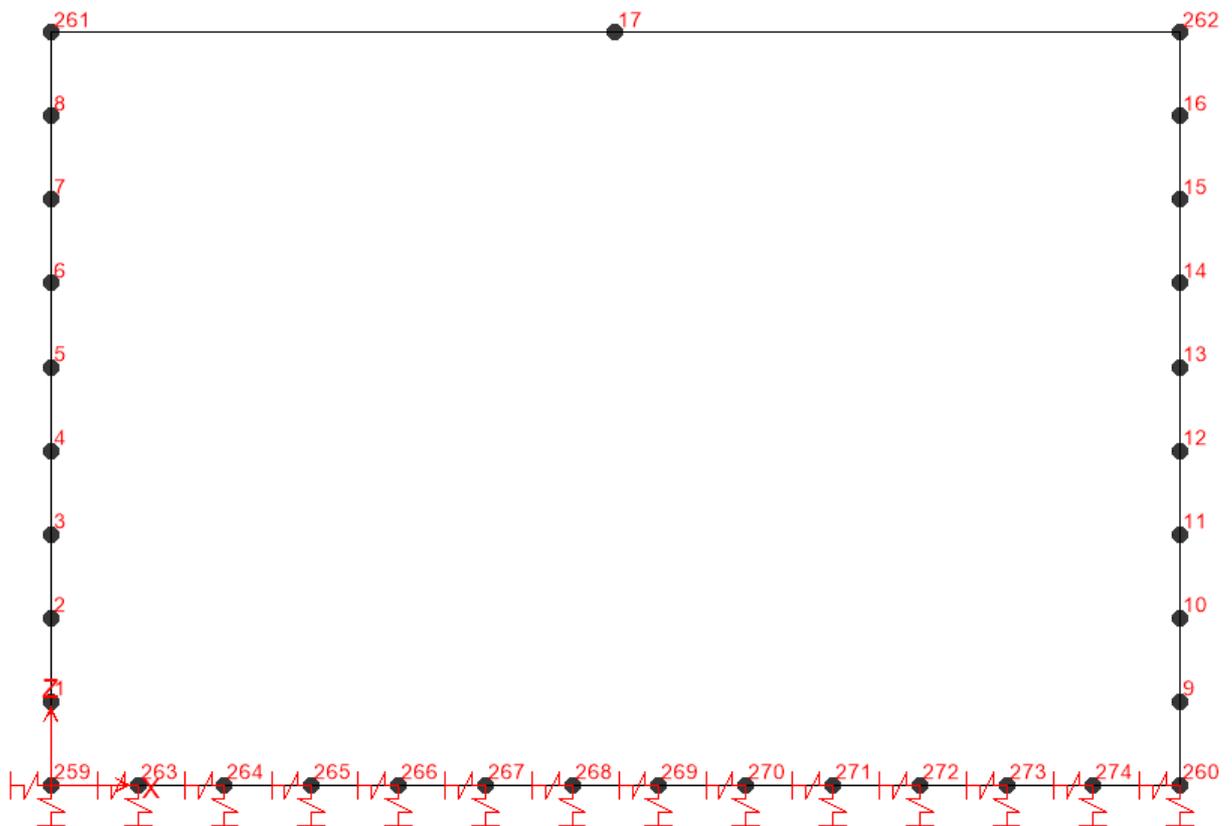
$B = L = 15.0 \text{ m}$

Si trova pertanto

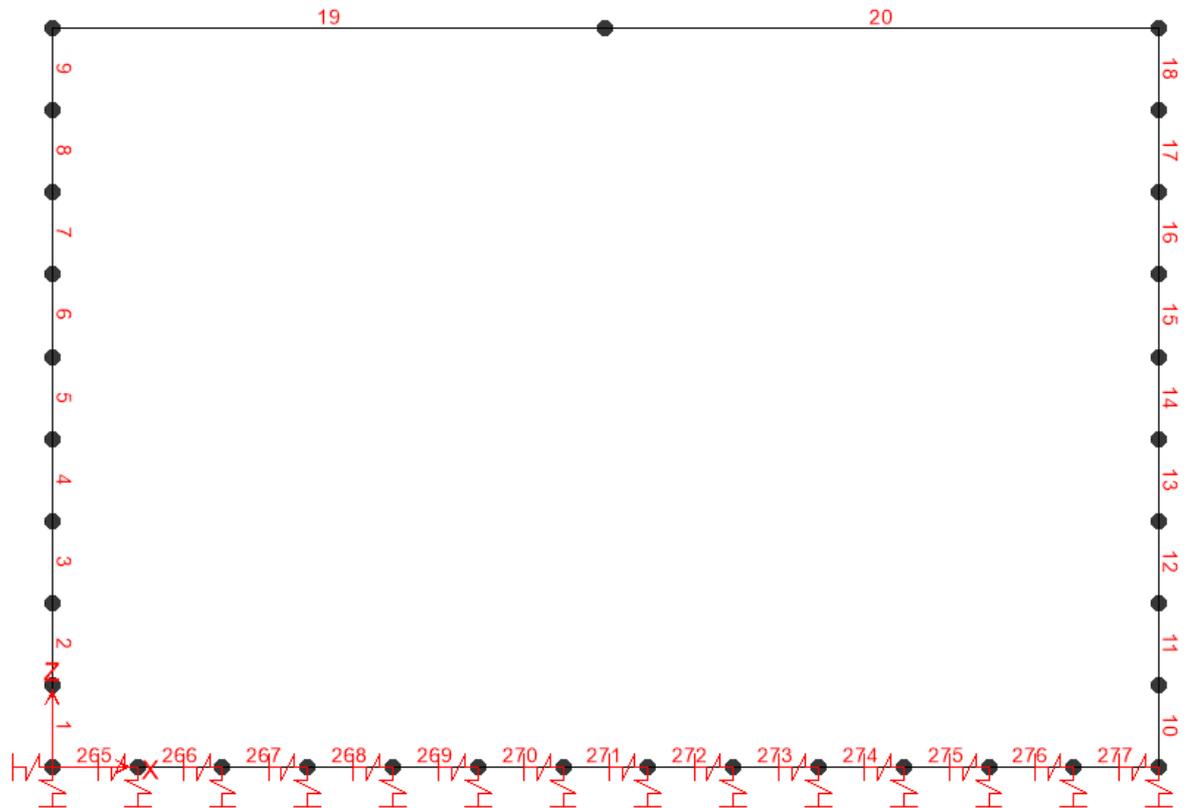
$k = 9956 \text{ kN/m}^3$

arrotondati a  $10000 \text{ kN/m}^3$

La soletta di fondo è continua ma il calcolo è stato cautelativamente sviluppato per una lunghezza Si è tenuto conto della non linearità del terreno, ossia della sua assoluta incapacità di resistere a sforzi di trazione, attribuendo alle molle rigidità assiale esclusivamente nei confronti di sollecitazioni di compressione; per tale motivo la struttura è stata studiata mediante analisi statica elastica non lineare.

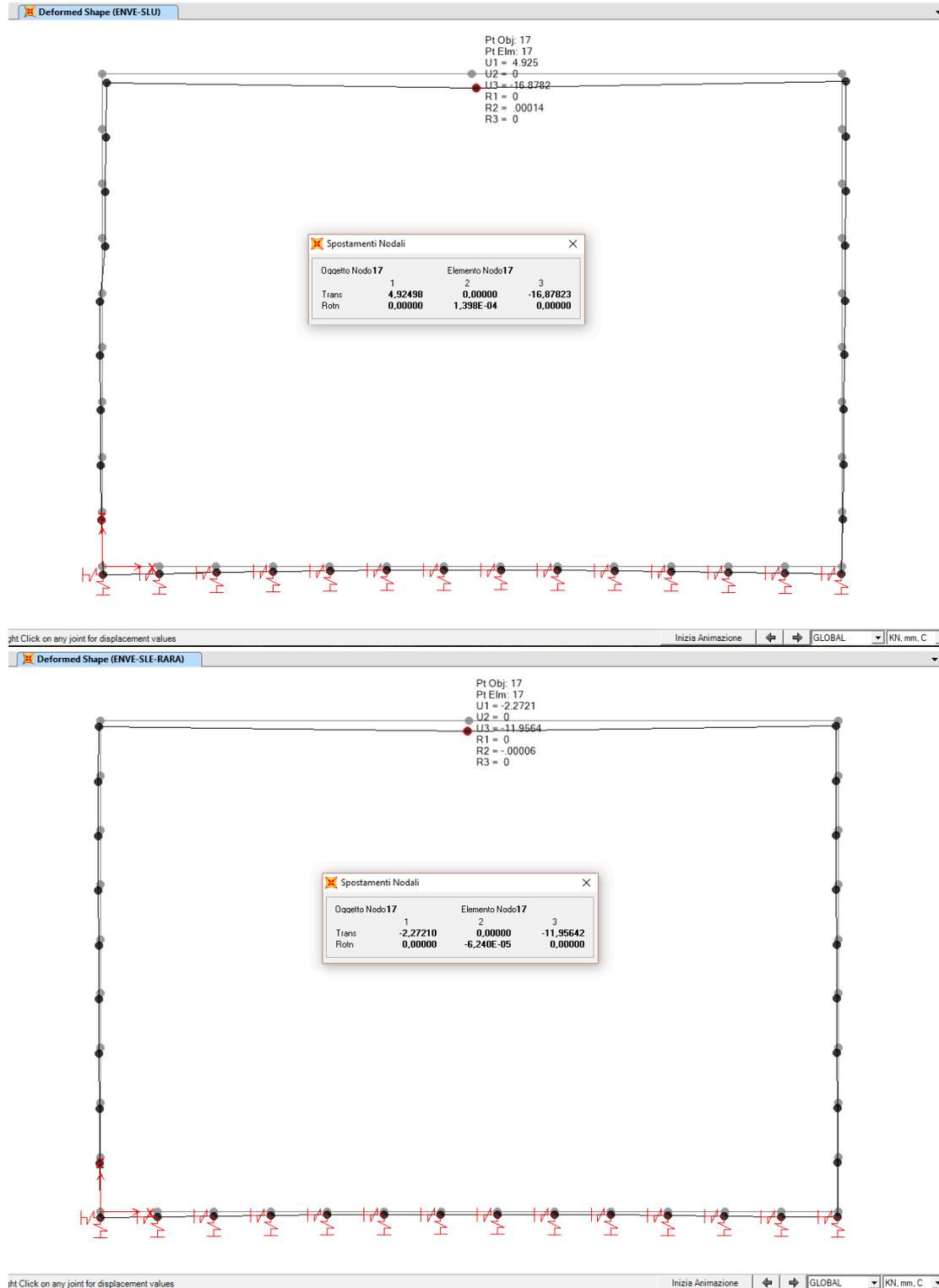


Numerazione nodi



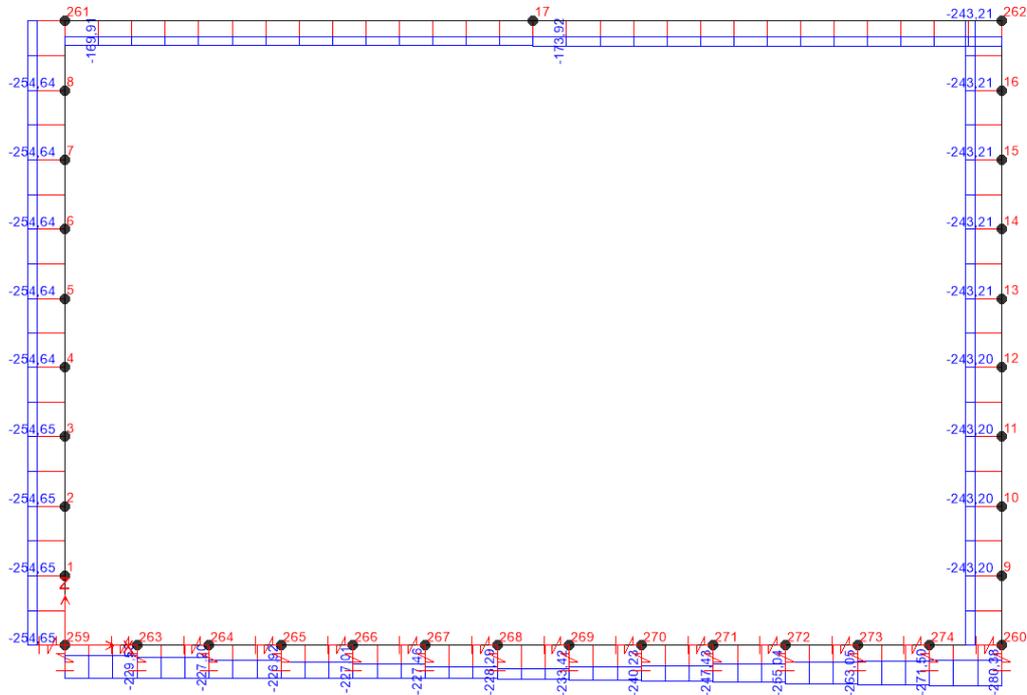
Numerazione elementi

## 15.4 RISULTATI DEL CALCOLO

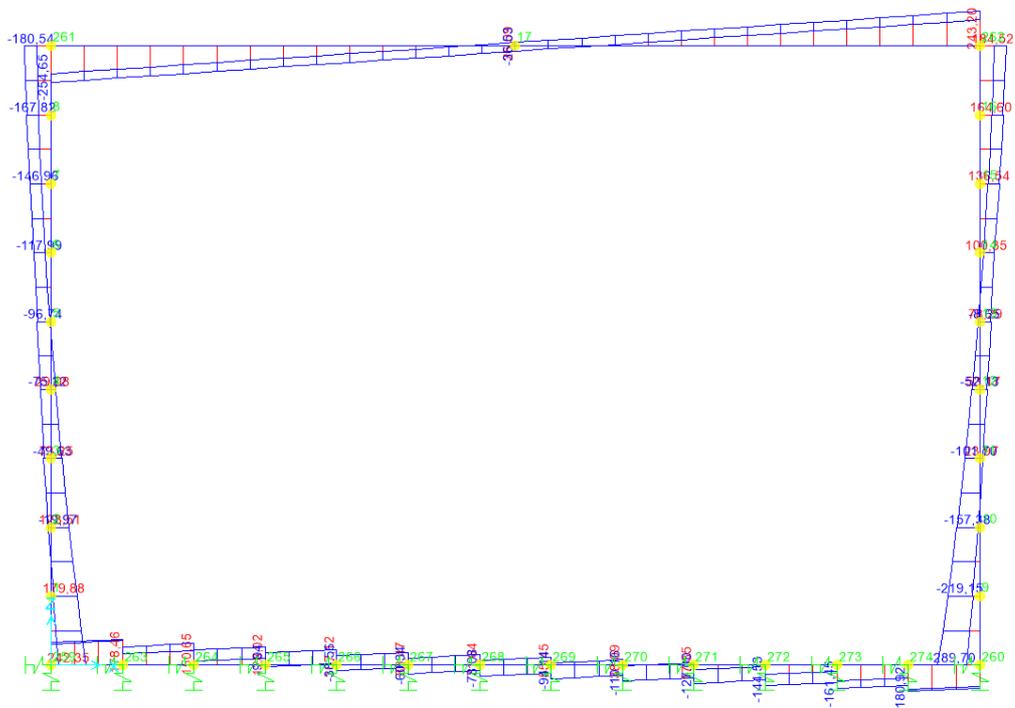


**GALLERIA ARTIFICIALE - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO**

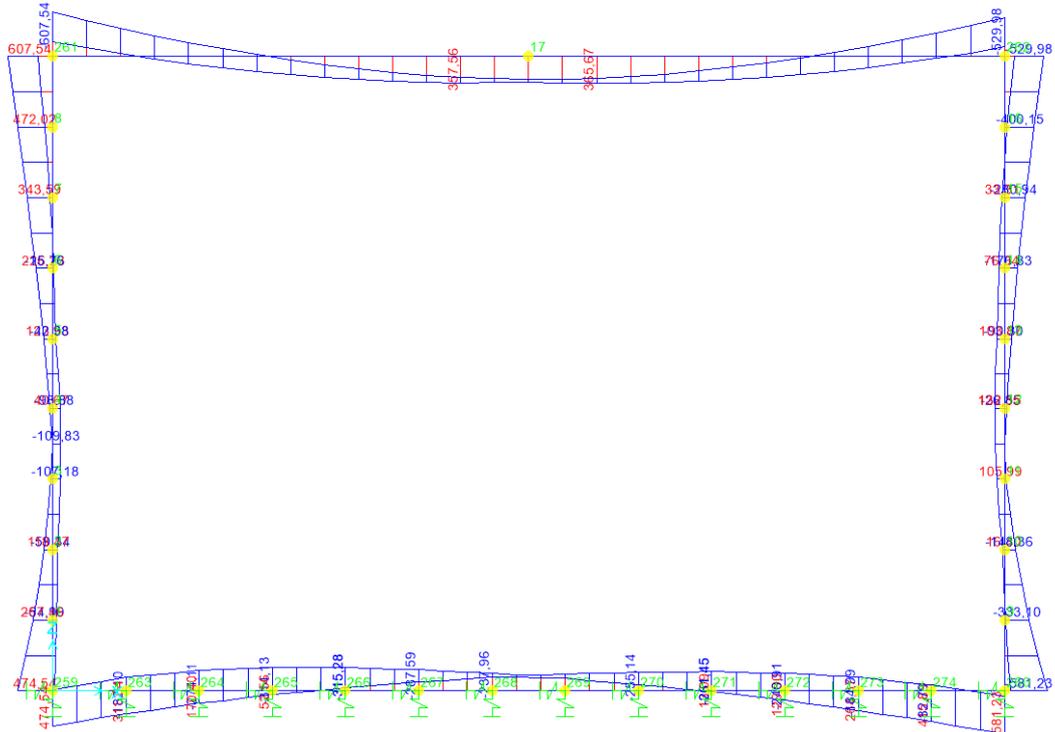
Axial Force Diagram (ENVE-SLV)



Shear Force 2-2 Diagram (ENVE-SLV)



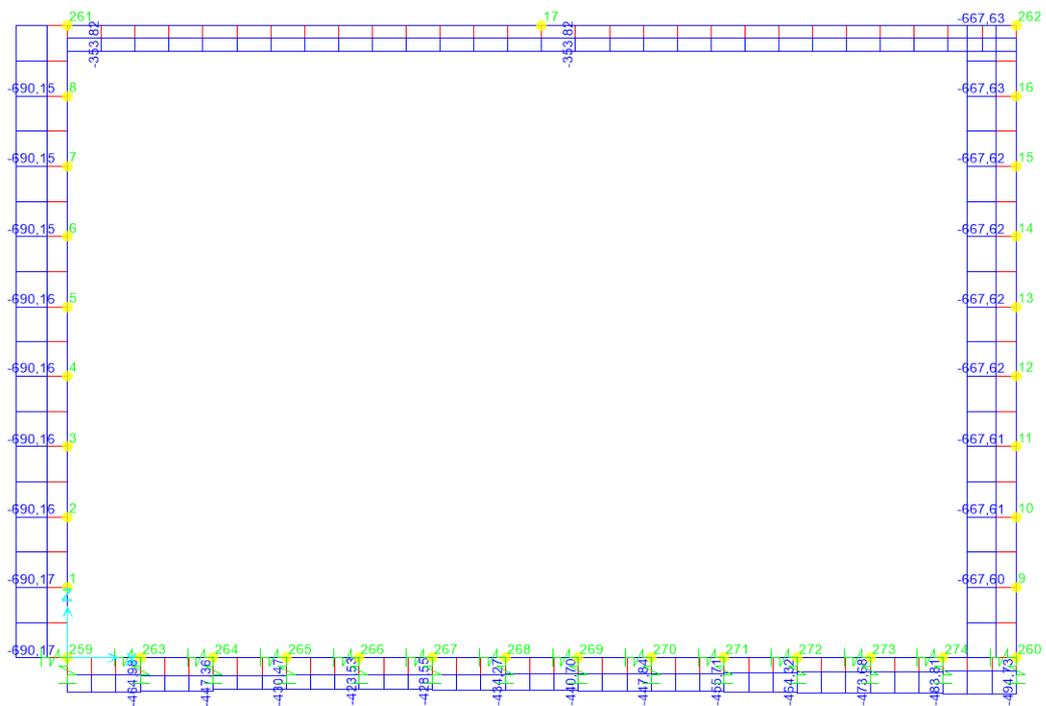
Moment 3-3 Diagram (ENVE-SLV)



Click on any Frame Element for detailed diagram

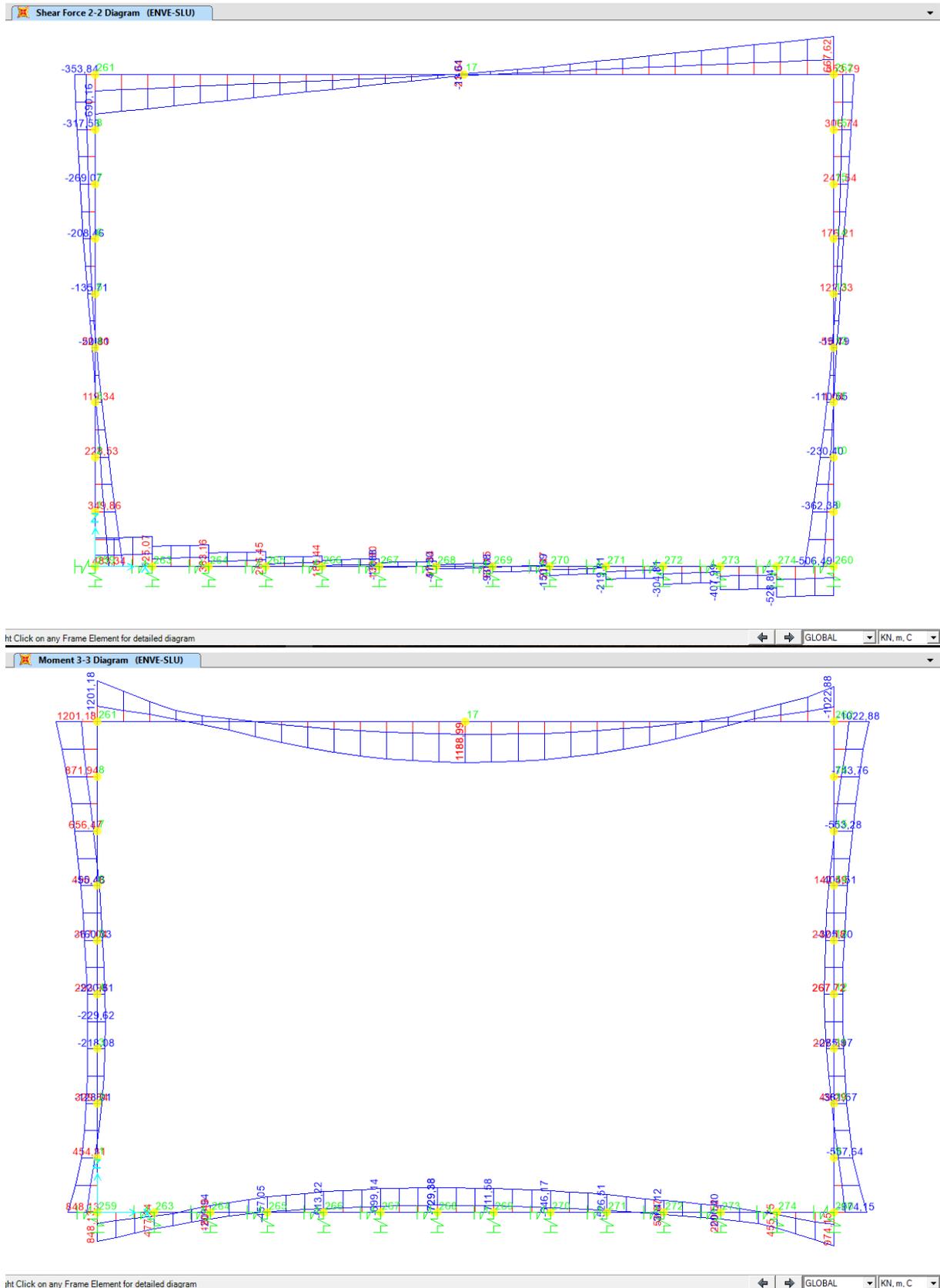
GLOBAL KN, m, C

Axial Force Diagram (ENVE-SLU)



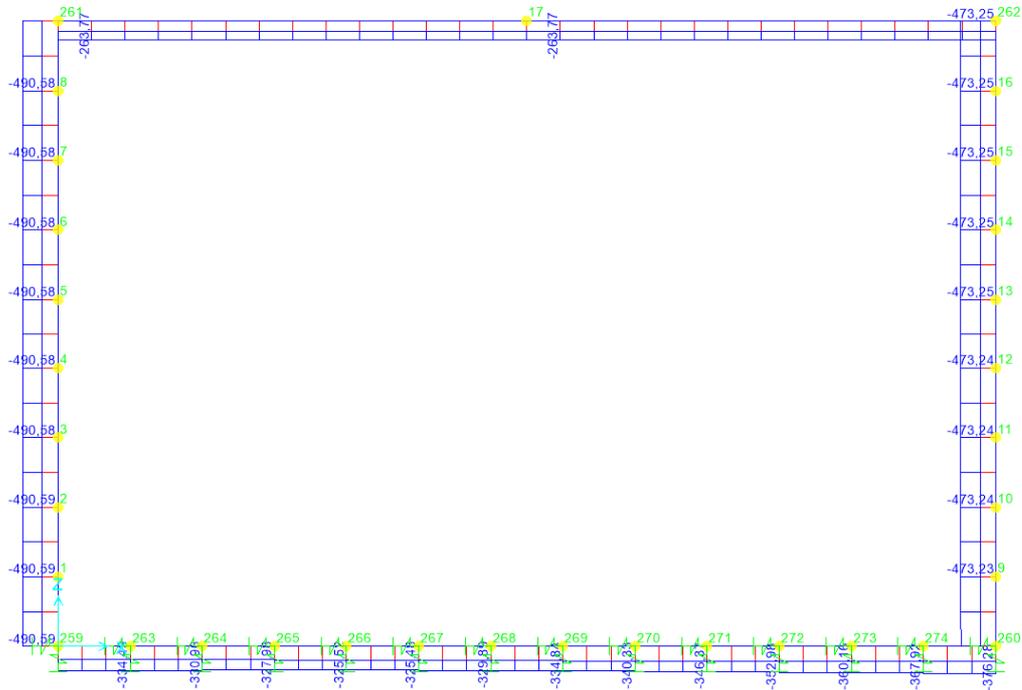
Click on any Frame Element for detailed diagram

GLOBAL KN, m, C



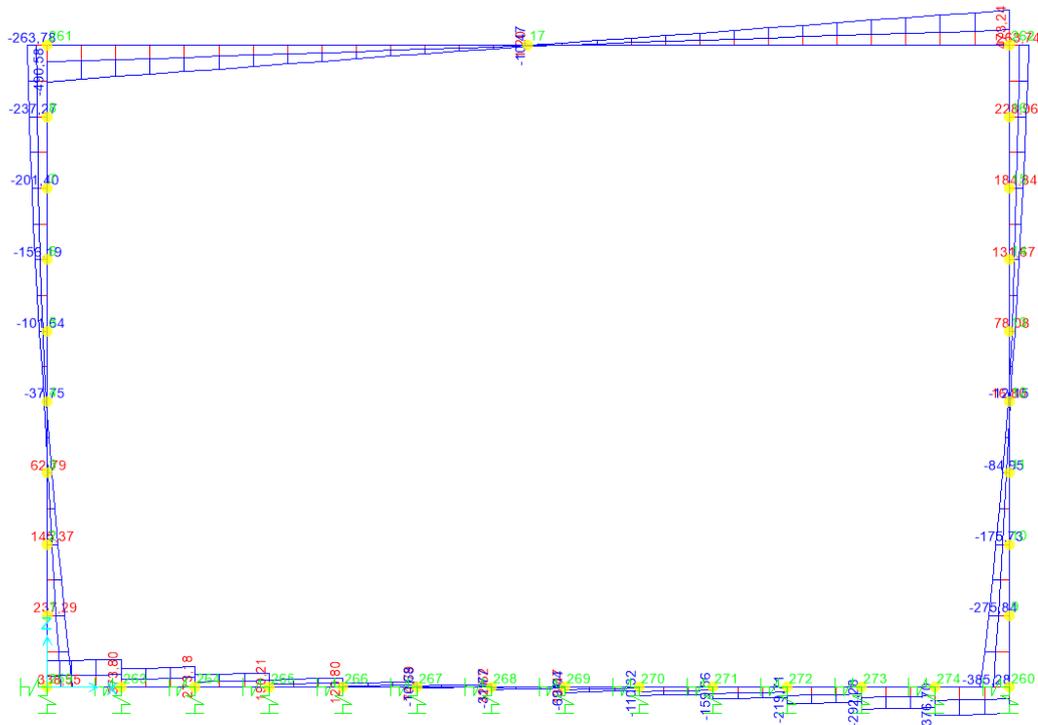
**GALLERIA ARTIFICIALE - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO**

Axial Force Diagram (ENVE-SLE-RARA)



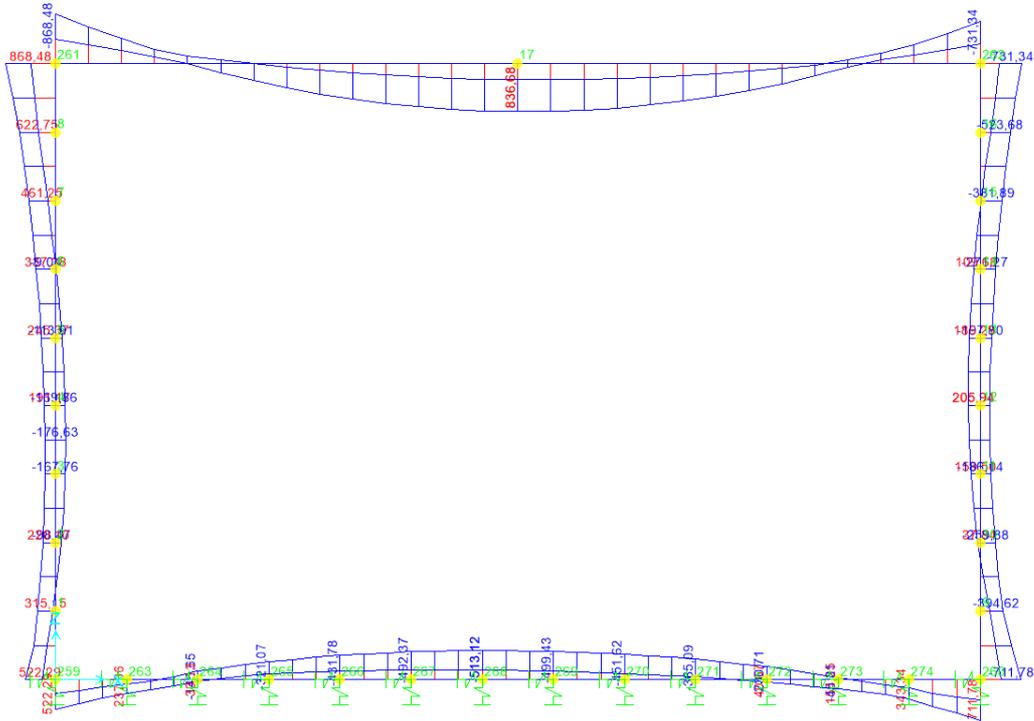
Click on any Frame Element for detailed diagram

Shear Force 2-2 Diagram (ENVE-SLE-RARA)



Click on any Frame Element for detailed diagram

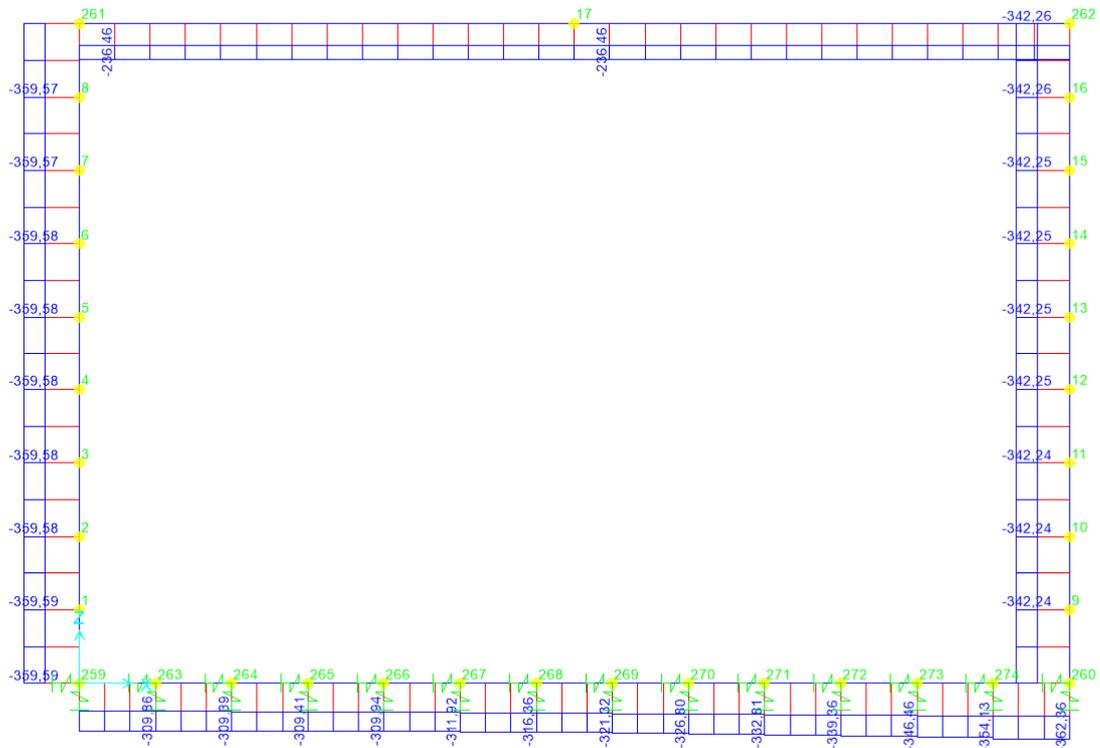
Moment 3-3 Diagram (ENVE-SLE-RARA)



ht Click on any Frame Element for detailed diagram

GLOBAL KN, m, C

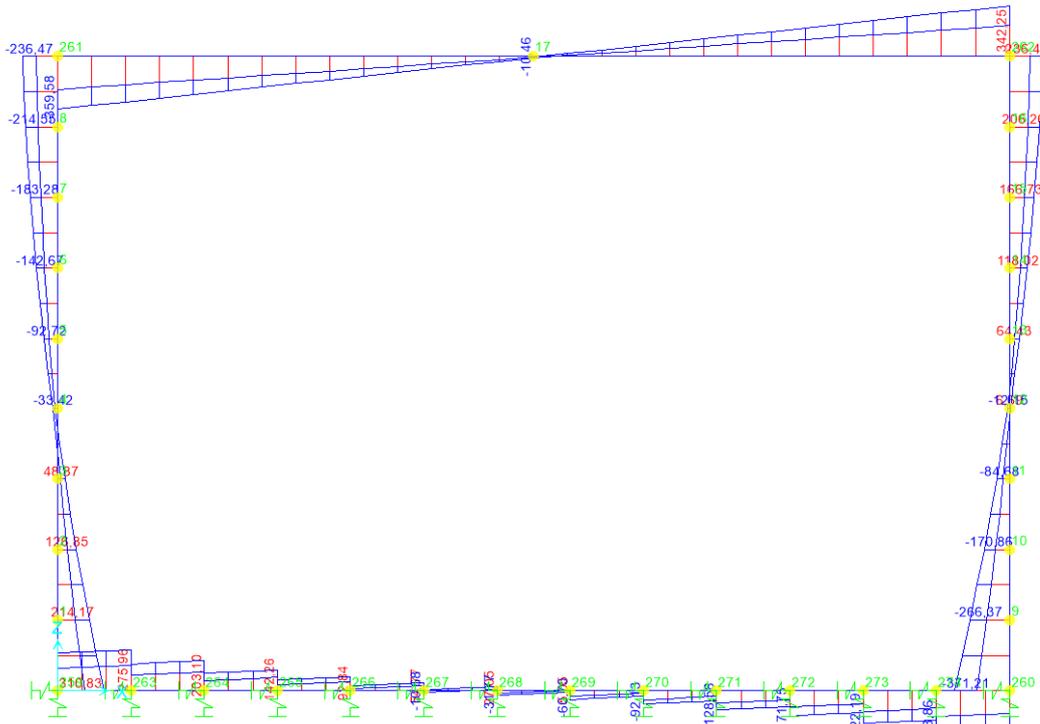
Axial Force Diagram (ENVE-SLE-FREQ)



ht Click on any Frame Element for detailed diagram

GLOBAL KN, m, C

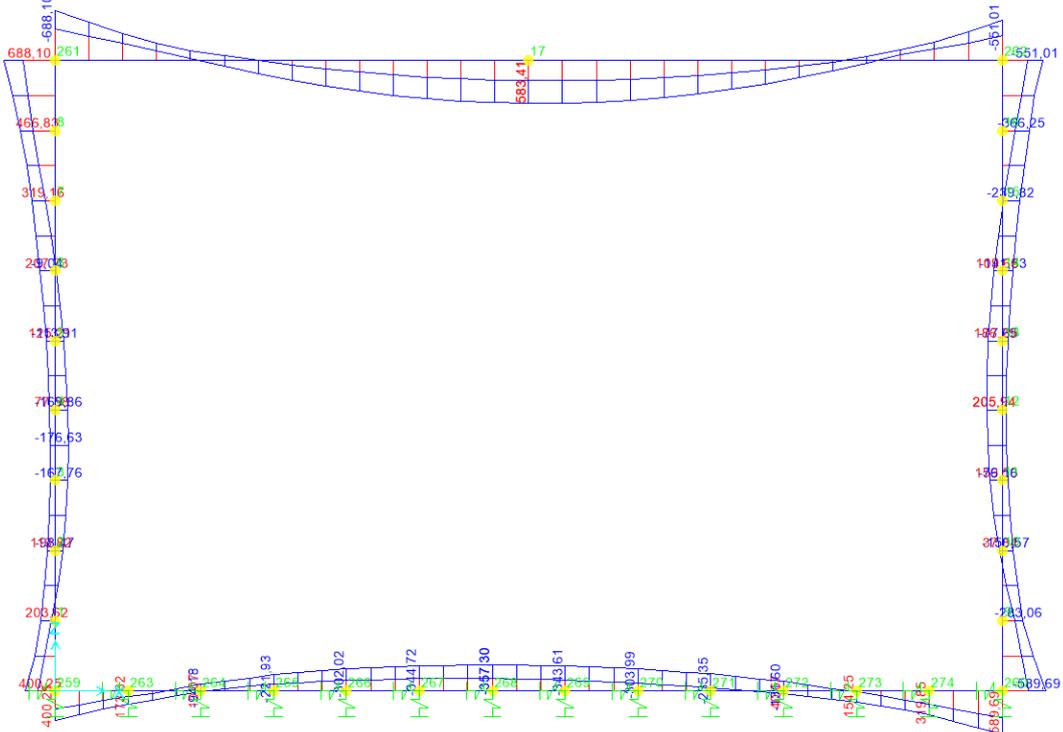
Shear Force 2-2 Diagram (ENVE-SLE-FREQ)



Click on any Frame Element for detailed diagram

GLOBAL KN, m, C

Moment 3-3 Diagram (ENVE-SLE-FREQ)

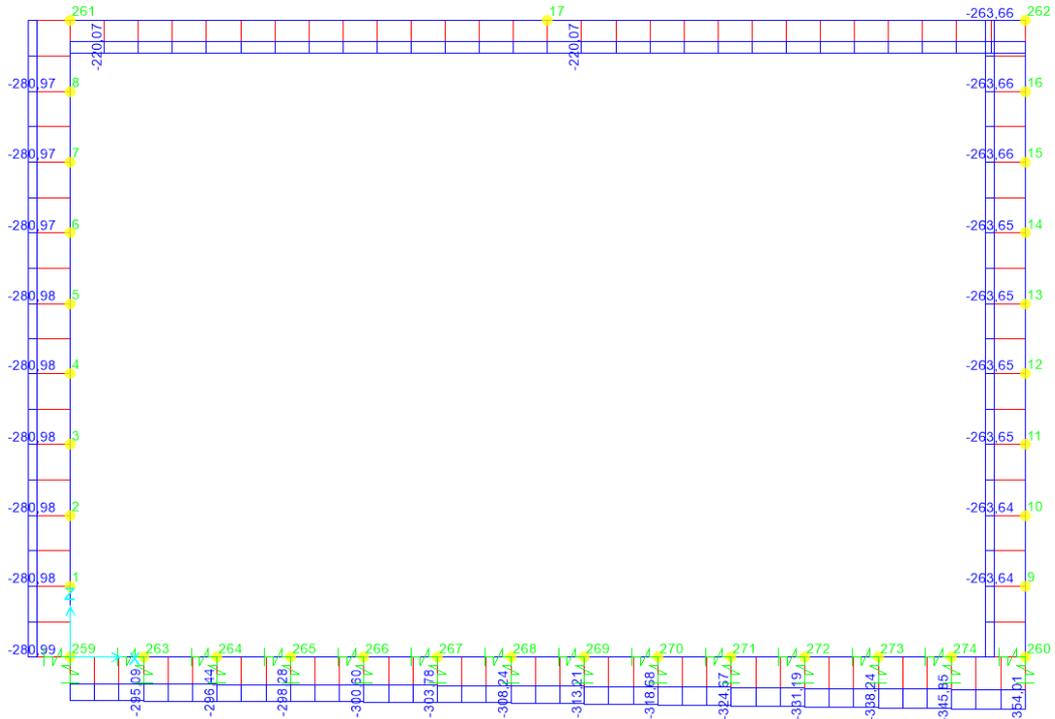


Click on any Frame Element for detailed diagram

GLOBAL KN, m, C

**GALLERIA ARTIFICIALE - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO**

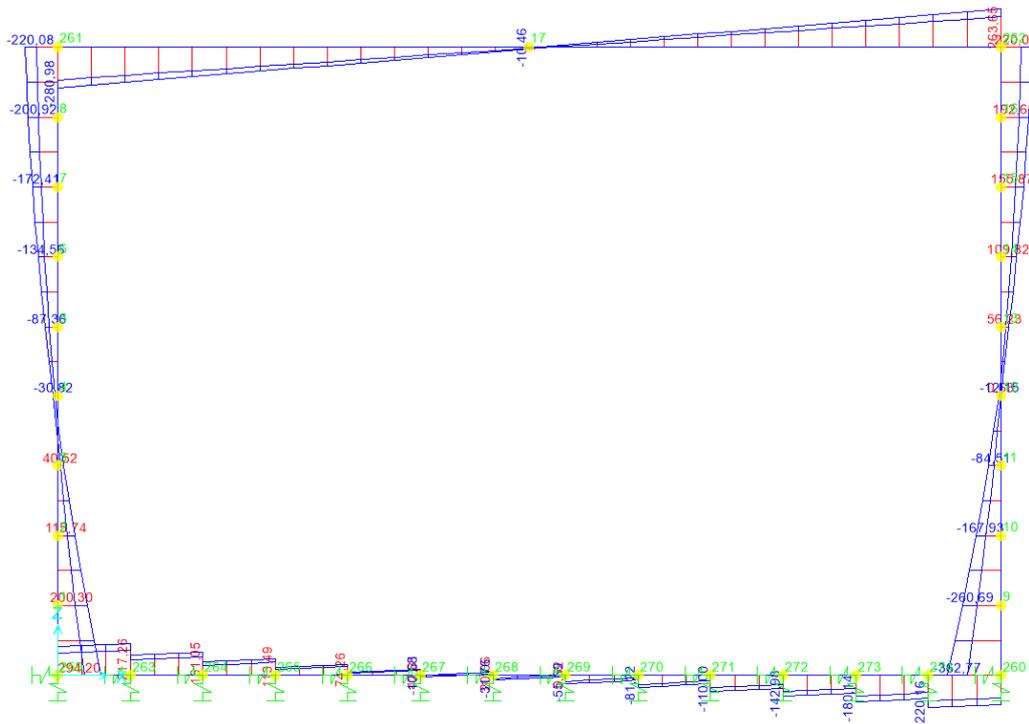
Axial Force Diagram (ENVE-SLE-QP)



ht Click on any Frame Element for detailed diagram

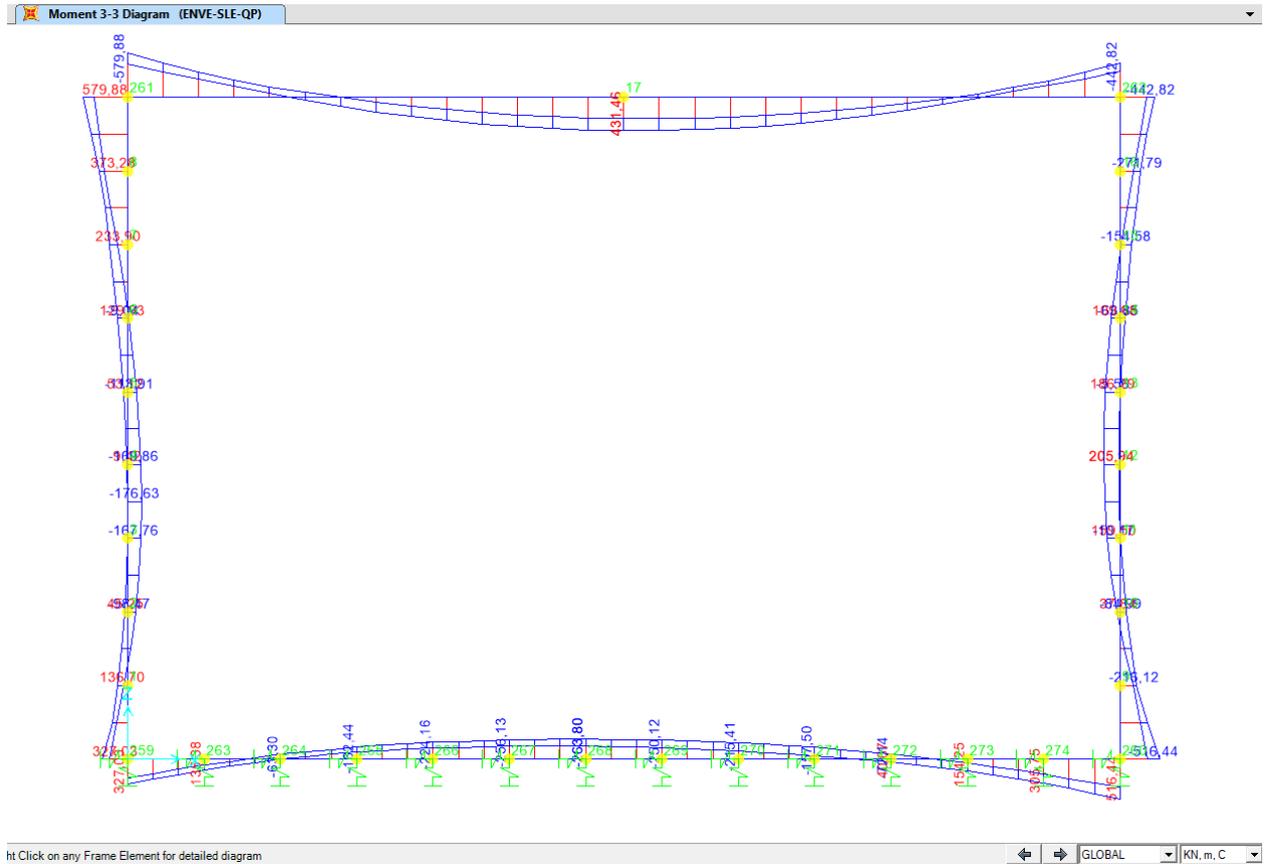
GLOBAL KN, m, C

Shear Force 2-2 Diagram (ENVE-SLE-QP)



ht Click on any Frame Element for detailed diagram

GLOBAL KN, m, C



## 15.5 VERIFICHE

La verifica delle travi prefabbricate è a carico del prefabbricatore fornitore delle travi. Per le parti in opera, i piedritti di spessore 1 metro verrà armata con 7 ferri verticali diametro 26 a metro ( $\phi$  26/15), mentre longitudinalmente si inseriscono  $\phi$  16 a passo 20.

Per quanto riguarda la soletta di base sempre di spessore 1 metro, i ferri saranno  $\phi$  26, sempre a passo 15 cm., mentre longitudinalmente restano i ferri  $\phi$  16/20.

### VERIFICHE PIEDRITTI

Verifica C.A. S.L.U. - File: 100x100 piedritti

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]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	100	1	37,17	5
			2	37,17	95

**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

**Materiali**  
   
 $\epsilon_{su}$   ‰  $\epsilon_{c2}$   ‰  
 $f_{yd}$   N/mm²  $\epsilon_{cu}$   ‰  
 $E_s$   N/mm²  $f_{cd}$   ‰  
 $E_s/E_c$    $f_{cc}/f_{cd}$   ?  
 $\epsilon_{syd}$   ‰  $\sigma_{c,adm}$   ‰  
 $\sigma_{s,adm}$   N/mm²  $\tau_{co}$   ‰  
 $\tau_{c1}$   ‰

**Lato calcestruzzo - Acciaio snervato**  
 $M_{xRd}$   kN m  
 $\sigma_c$   N/mm²  
 $\sigma_s$   N/mm²  
 $\epsilon_c$   ‰  
 $\epsilon_s$   ‰  
 d  cm  
 x  x/d   
 $\delta$

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

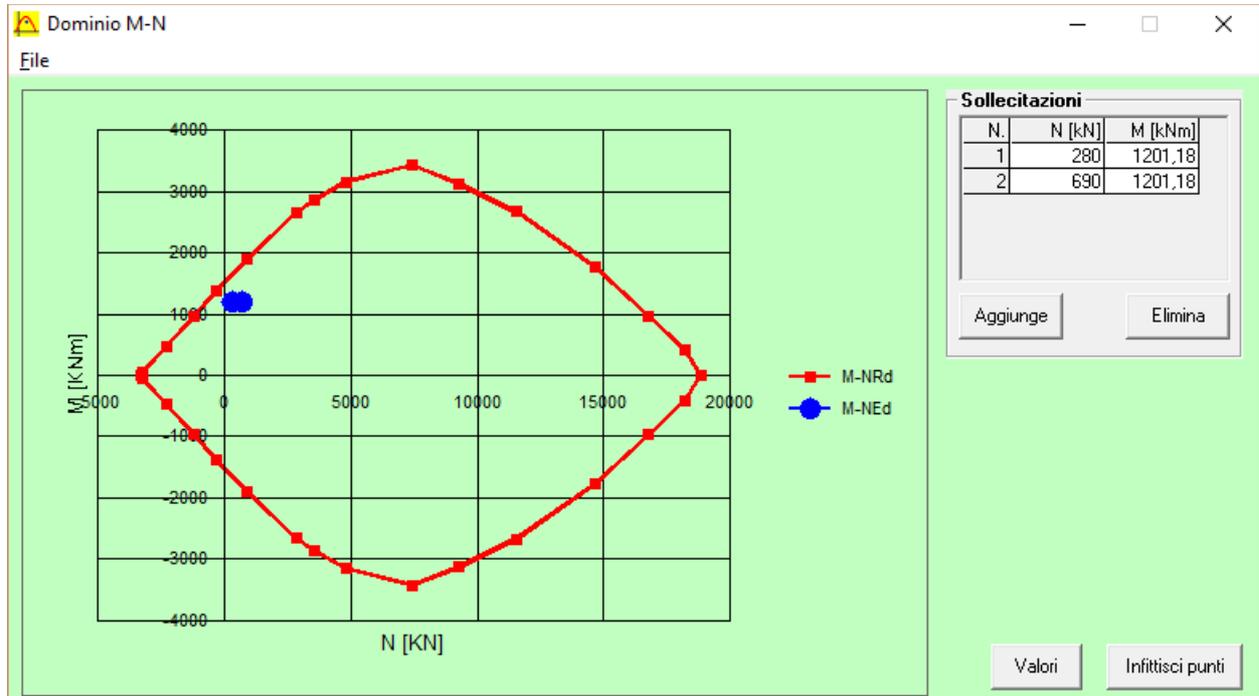
**Tipo flessione**  
 Retta  Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

$L_0$   cm Col. modello

Precompresso



### DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TAGLIO DELLA SEZIONE

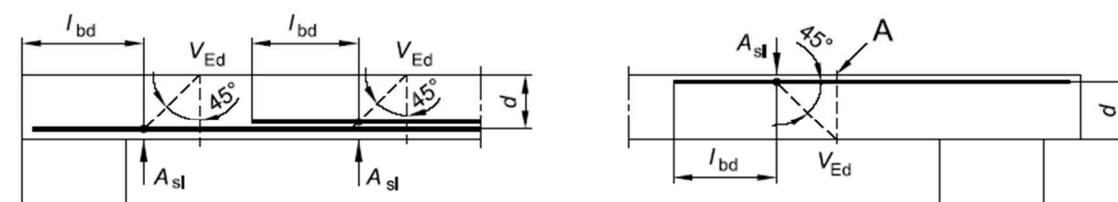
#### § 4.1.2.1.3.1 - ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Azione di Taglio sollecitante a Stato Limite Ultimo	$V_{Ed}$	506,49	[kN]
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		no	[-]
Coefficiente $C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0,12	[-]
Coefficiente k	k	1,46	[-]
		1,46	[-]
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di $l_{bd} + d$	$\rho_l$	0,0032987	[-]
		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	$V_{Rd,min}$	323,47	[kN]

**Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso**  $V_{Rd}$  **323,47 [kN]**

#### § 4.1.2.1.3.2 - ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Diametro delle staffe	$\phi_{sw}$	14	[mm]
Numero di braccia	$n_b$	2	[-]
Passo delle staffe	s	200	[mm]
Inclinazione tra il puntone compresso e l'asse della trave	$\theta$	45	[°]
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	$\alpha$	90	[°]
Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio	$A_{sw}$	308	[mm <sup>2</sup> ]
Braccio della coppia interna	z	864	[mm]
Cotangente di $\theta$	$\cot\theta$	1,00	[-]
		1,00	[-]
Cotangente di $\alpha$	$\cot\alpha$	0,00	[-]
Seno di $\alpha$	$\sin\alpha$	1,00	[-]

**Resistenza offerta dall'armatura a taglio (meccanismo taglio - trazione)**  $V_{Rd}$  **520,44 [kN]**

Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima  $f'_{cd}$  8,50 [MPa]

**Resistenza offerta dai puntoni (meccanismo taglio - compressione)**  $V_{Rd}$  **3672,00 [kN]**

Massima area efficace di armatura a taglio per  $\cot\theta = 1$   $A_{sw,max}$  2606,67 [mm]

**Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente**  $V_{Rd}$  **520,44 [kN]**

#### § 4.1.2.1.3.3 - TAGLIO MASSIMO SOPPORTABILE DALLA TRAVE

**Resistenza massima a taglio della trave**  $V_{Rd}$  **4080,00 [kN]**

VERIFICA A FESSURAZIONE + TENSIONI DI ESERCIZIO - COND. Q. PERM.					
B	100 cm	Md	549,88 kNm		
H	100 cm	Nd	225 kN		
c	5 cm	Rck	35		
d	95 cm	fck	29,05		
nbarre	7	fctm	2,834993		
dmedio	2,60 cm	fctm/1.2	2,36 N/mm <sup>2</sup>		
c'	3,70 cm	fyd	391,31 N/mm <sup>2</sup>		
deff1	23,2 cm	fyk	450 N/mm <sup>2</sup>		
deff2	35,84 cm				
deff	23,2 cm				
Determinazione asse neutro - sezione parzializzata - armatura simmetrica:					
PRESSOFLESSIONE RETTA			FLESSIONE SEMPLICE RETTA		
$y^3 + 3(e-H/2)y^2 + 12n\left(\frac{A_s}{b}\right)ey - 6\left(\frac{A_s}{b}\right)(hd+hc) = 0$			$\frac{by^2}{2} + nA_s(y-c) - nA_s(d-y) = 0$		
TENSIONI DI ESERCIZIO - determinazione $\sigma_{se}$					
b [cm] =	100	d [cm] =	95	c [cm] =	5
Md=	549,88 kNm			n =	15
Nd=	225,00 kN				
e=	244,39 cm				
A's=	37,17 cm <sup>2</sup>				
As=	37,17 cm <sup>2</sup>				
Ast=	74,33 cm <sup>2</sup>				
h=	289,39 cm				
h'=	199,39 cm				
Δ=	0,00 cm <sup>3</sup>				
y=	28,31 cm				
Jid=	3538619,523 cm <sup>4</sup>				
		$\sigma_{c\_max} = \frac{M_d}{J_{id}} y$			
		$\sigma_{s\_max} = n \frac{M_d}{J_{id}} (d-y)$			
$\sigma_{c\_max}$	4,40 N/mm <sup>2</sup>	<	0,45fck=	13,0725 N/mm <sup>2</sup>	OK
$\sigma_{s\_max}$	155,45 N/mm <sup>2</sup>				
determinazione $\sigma_{sr}$					
B	100 cm				
Cracking Moment	504,72 kNm				
b [cm] =	100	d [cm] =	95	c [cm] =	5
Md=	504,72 kNm	y_G =	50,00 cm	Jid =	10591110 cm <sup>4</sup>
Nd=	225,00 kN	H=	100 cm	Wid =	211822,2 cm <sup>3</sup>
e=	224,3185042 cm	h=	269,32 cm	Aid=	11114,95 cm <sup>2</sup>
A's=	37,17 cm <sup>2</sup>	h'=	269,32 cm		
As=	37,17 cm <sup>2</sup>				
Ast=	74,33 cm <sup>2</sup>				
Δ=	0,00 cm <sup>3</sup>				
y=	29,03 cm				
Jid=	3563572,863 cm <sup>4</sup>				
		$\sigma_{c\_max} = \frac{M_{fess}}{J_{id}} y$			
		$\sigma_{s\_max} = n \frac{M_{fess}}{J_{id}} (d-y)$			
$\sigma_{c\_max}$	4,11 N/mm <sup>2</sup>				
$\sigma_{s\_max}$	140,15 N/mm <sup>2</sup>				
determinazione $\epsilon_{sm}$					
β1	0,4			c'	3,70 cm
β2	0,5			s	14,29 cm
E <sub>s</sub>	206000 N/mm <sup>2</sup>			k2	0,4
				k3	0,125
ε <sub>sm</sub> =	0,063%			φ	2,60 cm
				nbarre	7
s <sub>sm</sub> =	18,372296 cm			As	37,17 cm <sup>2</sup>
w <sub>m</sub> =	0,116098977 mm			b	100 cm
				Ac,eff	2320,00 cm <sup>2</sup>
				ρ <sub>r</sub>	0,016019
determinazione w <sub>d</sub>					
w <sub>d</sub> =	0,197 mm	w <sub>lim</sub> =	0,2 mm		OK

VERIFICA A FESSURAZIONE + TENSIONI DI ESERCIZIO - COND. FREQ.					
B	100 cm	Md	688,1 kNm		
H	100 cm	Nd	225 kN		
c	5 cm	Rck	35		
d	95 cm	fck	29,05		
nbarre	7	fctm	2,834993		
dmedio	2,60 cm	fctm/1.2	2,36 N/mm <sup>2</sup>		
c'	3,70 cm	fyd	391,31 N/mm <sup>2</sup>		
deff1	23,2 cm	fyk	450 N/mm <sup>2</sup>		
deff2	36,29 cm				
deff	23,2 cm				
Determinazione asse neutro - sezione parzializzata - armatura simmetrica:					
PRESSOFLESSIONE RETTA			FLESSIONE SEMPLICE RETTA		
$y^3 + 3(e-H/2)y^2 + 12\left(\frac{A_s}{b}\right)ey - 6\left(\frac{A_s}{b}\right)(hd+hc) = 0$			$\frac{by^2}{2} + nA_s(y-c) - nA_s(d-y) = 0$		
TENSIONI DI ESERCIZIO - determinazione $\sigma_s$					
b [cm] =	100	d [cm] =	95	c [cm] = 5 n = 15	
Md=	688,10 kNm				
Nd=	225,00 kN				
e=	305,82 cm				
A's=	37,17 cm <sup>2</sup>				
As=	37,17 cm <sup>2</sup>				
Ast=	74,33 cm <sup>2</sup>				
h=	350,82 cm				
h'=	260,82 cm				
$\Delta$ =	0,00 cm <sup>3</sup>				
y=	27,42 cm				
Jid=	3513354,283 cm <sup>4</sup>				
$\sigma_{c\_max}$	5,37 N/mm <sup>2</sup>				
$\sigma_{s\_max}$	198,55 N/mm <sup>2</sup>				
determinazione $\sigma_{sr}$					
B	100 cm	Sezione integra, zona di trazione			
Mfess	504,72 kNm				
b [cm] =	100	d [cm] =	95	c [cm] = 5 n = 15	
Md=	504,72 kNm	y_G =	50,00 cm	Jid = 10591110 cm <sup>4</sup>	
Nd=	225,00 kN	H=	100 cm	Wid = 211822,2 cm <sup>3</sup>	
e=	224,3185042 cm	h=	269,32 cm	Aid= 11114,95 cm <sup>2</sup>	
A's=	37,17 cm <sup>2</sup>	h'=	269,32 cm		
As=	37,17 cm <sup>2</sup>				
Ast=	74,33 cm <sup>2</sup>				
$\Delta$ =	0,00 cm <sup>3</sup>				
y=	29,03 cm				
Jid=	3563572,863 cm <sup>4</sup>				
$\sigma_{c\_max}$	4,11 N/mm <sup>2</sup>				
$\sigma_{s\_max}$	140,15 N/mm <sup>2</sup>				
determinazione $\epsilon_{sm}$					
$\beta_1$	0,4			c'	3,70 cm
$\beta_2$	0,5			s	14,29 cm
E_s	206000 N/mm <sup>2</sup>			k2	0,4
$\epsilon_{sm}$	0,087%			k3	0,125
				$\phi$	2,60 cm
				nbarre	7
S <sub>sm</sub>	18,372296 cm			As	37,17 cm <sup>2</sup>
W <sub>m</sub>	0,15942833 mm			b	100 cm
				Ac, eff	2320,00 cm <sup>2</sup>
				$\rho_r$	0,016019
determinazione w <sub>d</sub>					
w <sub>d</sub>	0,271 mm	w <sub>lim</sub>	0,3 mm	OK	

VERIFICA A FESSURAZIONE + TENSIONI DI ESERCIZIO - COND. CARATTERISTICA					
B	100 cm	Md	711,78 kNm		
H	100 cm	Nd	225 kN		
c	5 cm	Rck	35		
d	95 cm	fck	29,05		
nbarre	7	fctm	2,834993		
dmedio	2,60 cm	fctm/1.2	2,36 N/mm <sup>2</sup>		
c'	3,70 cm	fyd	391,31 N/mm <sup>2</sup>		
deff1	23,2 cm	fyk	450 N/mm <sup>2</sup>		
deff2	36,36 cm				
deff	23,2 cm				
Determinazione asse neutro - sezione parzializzata - armatura simmetrica:					
PRESSOFLESSIONE RETTA			FLESSIONE SEMPLICE RETTA		
$y^3 + 3(e - H/2)y^2 + 12n\left(\frac{A_s}{b}\right)ey - 6\left(\frac{A_s}{b}\right)(hd + h'c) = 0$			$\frac{by^2}{2} + nA'_s(y - c) - nA_s(d - y) = 0$		
ULS - determinazione $\sigma_s$					
b [cm] =	100	d [cm] =	95	c [cm] =	5
Md=	711,78 kNm				
Nd=	225,00 kN				
e=	316,35 cm				
A's=	37,17 cm <sup>2</sup>				
As=	37,17 cm <sup>2</sup>				
Ast=	74,33 cm <sup>2</sup>				
h=	361,35 cm				
h'=	271,35 cm				
$\Delta$ =	-1800,20 cm <sup>3</sup>				
y=	27,27 cm				
Jid=	3509872,372 cm <sup>4</sup>				
$\sigma_{c\_max}$	5,53 N/mm <sup>2</sup>	<	0,6fck=	17,43 N/mm <sup>2</sup>	OK
$\sigma_{s\_max}$	206,02 N/mm <sup>2</sup>	<	0,8fck=	360 N/mm <sup>2</sup>	OK
determinazione $\sigma_{sr}$					
B	100 cm				
Mfess	504,72 kNm				
b [cm] =	100	d [cm] =	95	c [cm] =	5
Md=	504,72 kNm	y_G =	50,00 cm	Jid =	10591110 cm <sup>4</sup>
Nd=	225,00 kN	H=	100 cm	Wid =	211822,2 cm <sup>3</sup>
e=	224,3185042 cm	h=	269,32 cm	Aid=	11114,95 cm <sup>2</sup>
A's=	37,17 cm <sup>2</sup>	h'=	269,32 cm		
As=	37,17 cm <sup>2</sup>				
Ast=	74,33 cm <sup>2</sup>				
$\Delta$ =	-38166,24 cm <sup>3</sup>				
y=	28,23 cm				
Jid=	3535956,484 cm <sup>4</sup>				
$\sigma_{c\_max}$	4,03 N/mm <sup>2</sup>	<	0,6fc=	18 N/mm <sup>2</sup>	OK
$\sigma_{s\_max}$	142,97 N/mm <sup>2</sup>	<	fca=	500 N/mm <sup>2</sup>	OK
determinazione $\epsilon_{sm}$					
$\beta_1$	0,4			c'	3,70 cm
$\beta_2$	0,5			s	14,29 cm
E_s	206000 N/mm <sup>2</sup>			k2	0,4
				k3	0,125
$\epsilon_{sm}$	0,090%			$\phi$	2,60 cm
				nbarre	7
S <sub>rm</sub>	18,372296 cm			As	37,17 cm <sup>2</sup>
W <sub>m</sub>	0,166042533 mm			b	100 cm
				Ac,eff	2320,00 cm <sup>2</sup>
				$\rho_r$	0,016019
determinazione $w_d$					
$w_d$	0,282 mm	$w_{lim}$	0,3 mm		OK

VERIFICHE SOLETTA DI BASE

Verifica C.A. S.L.U. - File: 100x100 soletta base

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	100

N°	As [cm²]	d [cm]
1	37,17	5
2	37,17	95

Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN  yN

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

Retta  Deviata

cm  cm  cm

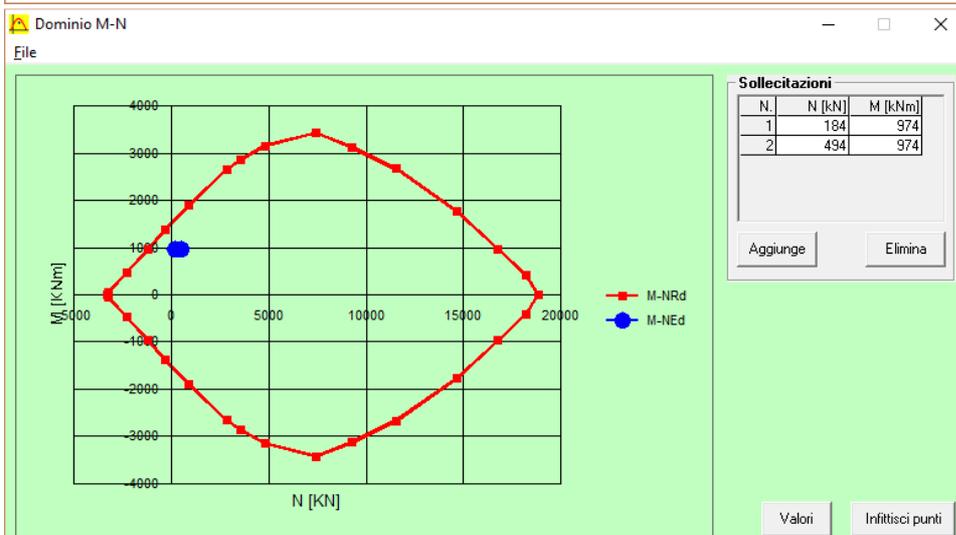
Precompresso

**Materiali**  
 B450C  C28/35  
 $\epsilon_{su}$  67,5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  450 N/mm²  $\epsilon_{cu}$  3,5 ‰  
 $E_s$  200.000 N/mm²  $f_{cd}$  15,87 N/mm²  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  1  
 $\epsilon_{syd}$  2,25 ‰  $\sigma_{c,adm}$  11 N/mm²  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²  $\tau_{co}$  0,6667  
 $\tau_{c1}$  1,971

$M_{xRd}$  1.606 kN m  
 $\sigma_c$  -15,87 N/mm²  
 $\sigma_s$  450 N/mm²  
 $\epsilon_c$  3,5 ‰  
 $\epsilon_s$  40,46 ‰  
 d 95 cm  
 x 7,564 x/d 0,07962  
 $\delta$  0,7

kN  
 kNm  
 kN  
 kNm

N° rett.



**DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TAGLIO DELLA SEZIONE**

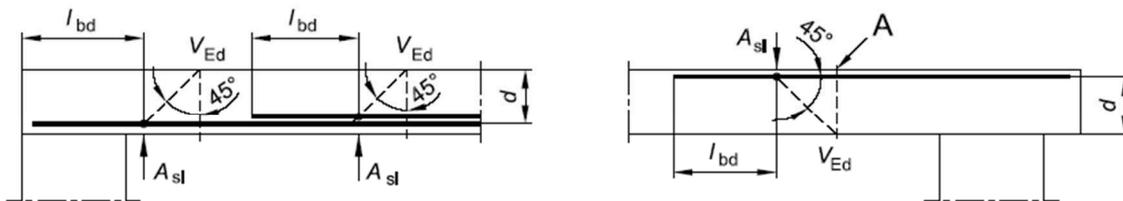
**§ 4.1.2.1.3.1 - ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO**

Azione di Taglio sollecitante a Stato Limite Ultimo	$V_{Ed}$	525	[kN]
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		no	[-]
Coefficiente $C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0,12	[-]
Coefficiente k	k	1,46	[-]
		1,46	[-]
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di $l_{bd} + d$	$\rho_l$	0,0032987	[-]
		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	$V_{Rd,min}$	323,47	[kN]

**Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso**  $V_{Rd}$  **323,47 [kN]**

**§ 4.1.2.1.3.2 - ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO**

Diametro delle staffe	$\phi_{sw}$	16	[mm]
Numero di braccia	$n_b$	2	[-]
Passo delle staffe	s	200	[mm]
Inclinazione tra il puntone compresso e l'asse della trave	$\theta$	45	[°]
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	$\alpha$	90	[°]
Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio	$A_{sw}$	402	[mm <sup>2</sup> ]
Braccio della coppia interna	z	864	[mm]
Cotangente di $\theta$	$\cot\theta$	1,00	[-]
		1,00	[-]
Cotangente di $\alpha$	$\cot\alpha$	0,00	[-]
Seno di $\alpha$	$\sin\alpha$	1,00	[-]

**Resistenza offerta dall'armatura a taglio (meccanismo taglio - trazione)**  $V_{Rsd}$  **679,76 [kN]**

Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima  $f'_{cd}$  8,50 [MPa]

**Resistenza offerta dai puntoni (meccanismo taglio - compressione)**  $V_{Rcd}$  **3672,00 [kN]**

Massima area efficace di armatura a taglio per  $\cot\theta = 1$   $A_{sw,max}$  2606,67 [mm]

**Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente**  $V_{Rd}$  **679,76 [kN]**

**§ 4.1.2.1.3.3 - TAGLIO MASSIMO SOPPORTABILE DALLA TRAVE**

**Resistenza massima a taglio della trave**  $V_{Rd}$  **4080,00 [kN]**

### DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS

#### Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica

Momento sollecitante assunto in valore assoluto	$M_{Ed}$	711,0	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	$n$	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	$h$	1000	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	$b$	1000	[mm]
Copriferro	$d'$	50	[mm]
Altezza utile della sezione	$d$	950	[mm]
Area dell'armatura tesa	$A_s$	3717	[mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	$A's$	3717	[mm <sup>2</sup> ]
Posizione dell'asse neutro	$x$	240,54	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	$J$	34722734828	[mm <sup>4</sup> ]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	17,43	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	$\sigma_s$	360	[MPa]
<b>Tensione nel calcestruzzo</b>	<b><math>\sigma_c</math></b>	<b>4,93</b>	<b>[MPa]</b>
<b>Tensione nell'armatura tesa</b>	<b><math>\sigma_s</math></b>	<b>217,91</b>	<b>[MPa]</b>

### DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS

#### Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente

Momento sollecitante assunto in valore assoluto	$M_{Ed}$	516,4	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	$n$	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	$j$	1000	[-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	$b$	1000	[-]
Copriferro	$d'$	50	[-]
Altezza utile della sezione	$d'$	950	[-]
Area dell'armatura tesa	$A_s$	3717	[mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	$A's$	3717	[mm <sup>2</sup> ]
Posizione dell'asse neutro	$x$	240,54	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	$J$	34722734828	[mm <sup>4</sup> ]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	13,0725	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	$\sigma_s$	360	[MPa]
<b>Tensione nel calcestruzzo</b>	<b><math>\sigma_c</math></b>	<b>3,58</b>	<b>[MPa]</b>
<b>Tensione nell'armatura tesa</b>	<b><math>\sigma_s</math></b>	<b>158,28</b>	<b>[MPa]</b>

### DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS

#### Controllo tensionale per la Combinazione Frequente

Momento sollecitante assunto in valore assoluto	$M_{Ed}$	589,7	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	$n$	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	$j$	1000	[MPa]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	$b$	1000	[-]
Copriferro	$d'$	50	[kNm]
Altezza utile della sezione	$d'$	950	[kNm]
Area dell'armatura tesa	$A_s$	3717	[mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	$A's$	3717	[mm <sup>2</sup> ]
Posizione dell'asse neutro	$x$	240,54	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	$J$	34722734828	[mm <sup>4</sup> ]
<b>Tensione nel calcestruzzo</b>	<b><math>\sigma_c</math></b>	<b>4,08</b>	<b>[MPa]</b>
<b>Tensione nell'armatura tesa</b>	<b><math>\sigma_s</math></b>	<b>180,73</b>	<b>[MPa]</b>

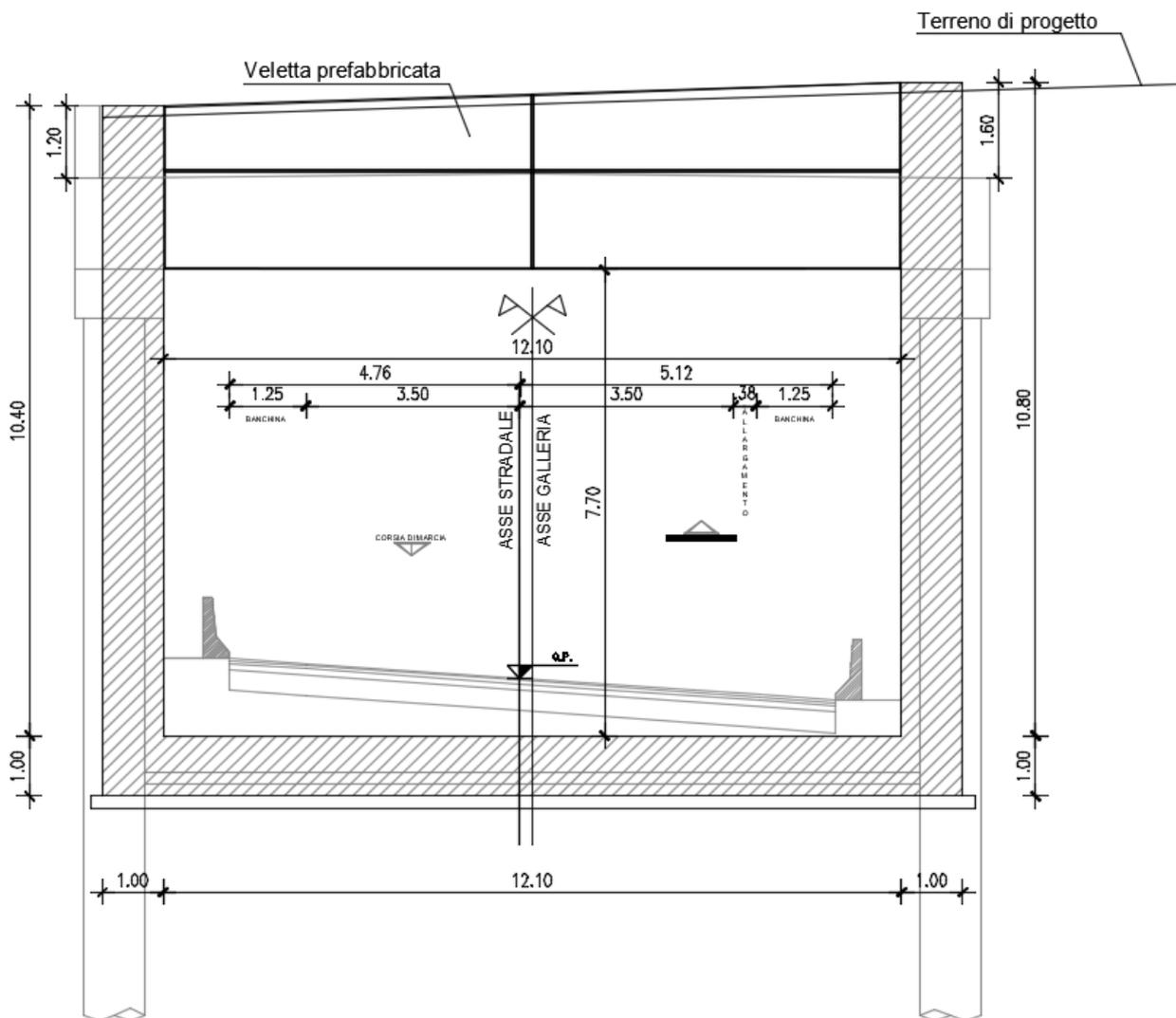
CONTROLLO DI FESSURAZIONE A SLS			
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	1000	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	50	[mm]
Altezza utile della sezione	d	950	[mm]
Area dell'armatura tesa	A <sub>s</sub>	3717	[mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	A' <sub>s</sub>	3717	[mm <sup>2</sup> ]
Distanza tra il bordo del ds e l'armatura	c	50	[mm]
Distanza tra i baricentri delle barre	s	150	[mm]
Distanza massima di riferimento tra le barre	S <sub>rl,max</sub>	315	[mm]
Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente			
<b>Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente</b>	<b>M<sub>Ed,q.p.</sub></b>	<b>516,44</b>	<b>[kNm]</b>
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	240,54	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ <sub>s</sub>	158,28	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	f <sub>ct,eff</sub>	2,8	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k <sub>1</sub>	0,4	[-]
Altezza efficace	h <sub>c,eff</sub>	125	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	A <sub>c,eff</sub>	125000	[mm <sup>2</sup> ]
Rapporto geometrico sull'area efficace	ρ <sub>p,eff</sub>	0,02973	[-]
Rapporto tra E <sub>s</sub> /E <sub>cm</sub>	α <sub>e</sub>	6,14	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	ε <sub>sm</sub> - ε <sub>cm</sub>	0,000566	[-]
		0,000566	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	φ <sub>eq</sub>	26,00	[mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k <sub>1</sub>	0,8	[-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k <sub>2</sub>	0,5	[-]
	k <sub>3</sub>	3,4	[-]
	k <sub>4</sub>	0,425	[-]
Distanza massima tra le fessure	S <sub>r,max</sub>	318,66	[mm]
		318,66	[mm]
<b>Ampiezza delle fessure</b>	<b>w<sub>k</sub></b>	<b>0,1803</b>	<b>[mm]</b>
<b>Ampiezza massima delle fessure</b>	<b>w<sub>max</sub></b>	<b>0,2</b>	<b>[mm]</b>
Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Frequente			
<b>Momento sollecitante per la combinazione Frequente</b>	<b>M<sub>Ed,freq.</sub></b>	<b>589,69</b>	<b>[kNm]</b>
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	240,54	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ <sub>s</sub>	180,73	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	f <sub>ct,eff</sub>	2,8	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k <sub>1</sub>	0,4	[-]
Altezza efficace	h <sub>c,eff</sub>	125	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	A <sub>c,eff</sub>	125000	[mm <sup>2</sup> ]
Rapporto geometrico sull'area efficace	ρ <sub>p,eff</sub>	0,02973	[-]
Rapporto tra E <sub>s</sub> /E <sub>cm</sub>	α <sub>e</sub>	6,14	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	ε <sub>sm</sub> - ε <sub>cm</sub>	0,000678	[-]
		0,000678	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	φ <sub>eq</sub>	26,00	[mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k <sub>1</sub>	0,8	[-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k <sub>2</sub>	0,5	[-]
	k <sub>3</sub>	3,4	[-]
	k <sub>4</sub>	0,425	[-]
Distanza massima tra le fessure	S <sub>r,max</sub>	318,66	[mm]
		318,66	[mm]
<b>Ampiezza delle fessure</b>	<b>w<sub>k</sub></b>	<b>0,2161</b>	<b>[mm]</b>
<b>Ampiezza massima delle fessure</b>	<b>w<sub>max</sub></b>	<b>0,3</b>	<b>[mm]</b>
Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Caratteristica			
<b>Momento sollecitante per la combinazione Caratteristica</b>	<b>M<sub>Ed,charatt.</sub></b>	<b>711</b>	<b>[kNm]</b>
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	240,54	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ <sub>s</sub>	217,91	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	f <sub>ct,eff</sub>	2,8	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k <sub>1</sub>	0,4	[-]
Altezza efficace	h <sub>c,eff</sub>	125	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	A <sub>c,eff</sub>	125000	[mm <sup>2</sup> ]
Rapporto geometrico sull'area efficace	ρ <sub>p,eff</sub>	0,02973	[-]
Rapporto tra E <sub>s</sub> /E <sub>cm</sub>	α <sub>e</sub>	6,14	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	ε <sub>sm</sub> - ε <sub>cm</sub>	0,000864	[-]
		0,000864	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	φ <sub>eq</sub>	26,00	[mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k <sub>1</sub>	0,8	[-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k <sub>2</sub>	0,5	[-]
	k <sub>3</sub>	3,4	[-]
	k <sub>4</sub>	0,425	[-]
Distanza massima tra le fessure	S <sub>r,max</sub>	318,66	[mm]
		318,66	[mm]
<b>Ampiezza delle fessure</b>	<b>w<sub>k</sub></b>	<b>0,2753</b>	<b>[mm]</b>
<b>Ampiezza massima delle fessure</b>	<b>w<sub>max</sub></b>	<b>0,3</b>	<b>[mm]</b>

## 16 VERIFICA DEI TRATTI DI IMBOCCO

Per i due tratti di imbocco della galleria artificiale (lato L'Aquila e lato Marana) sono previsti dei muri a U costituiti da elementi in c.a. di spessore 1 metro ad altezza variabile. Dal lato Marana su un lato (scoperto) è prevista l'installazione al di sopra del muro di barriere antirumore.

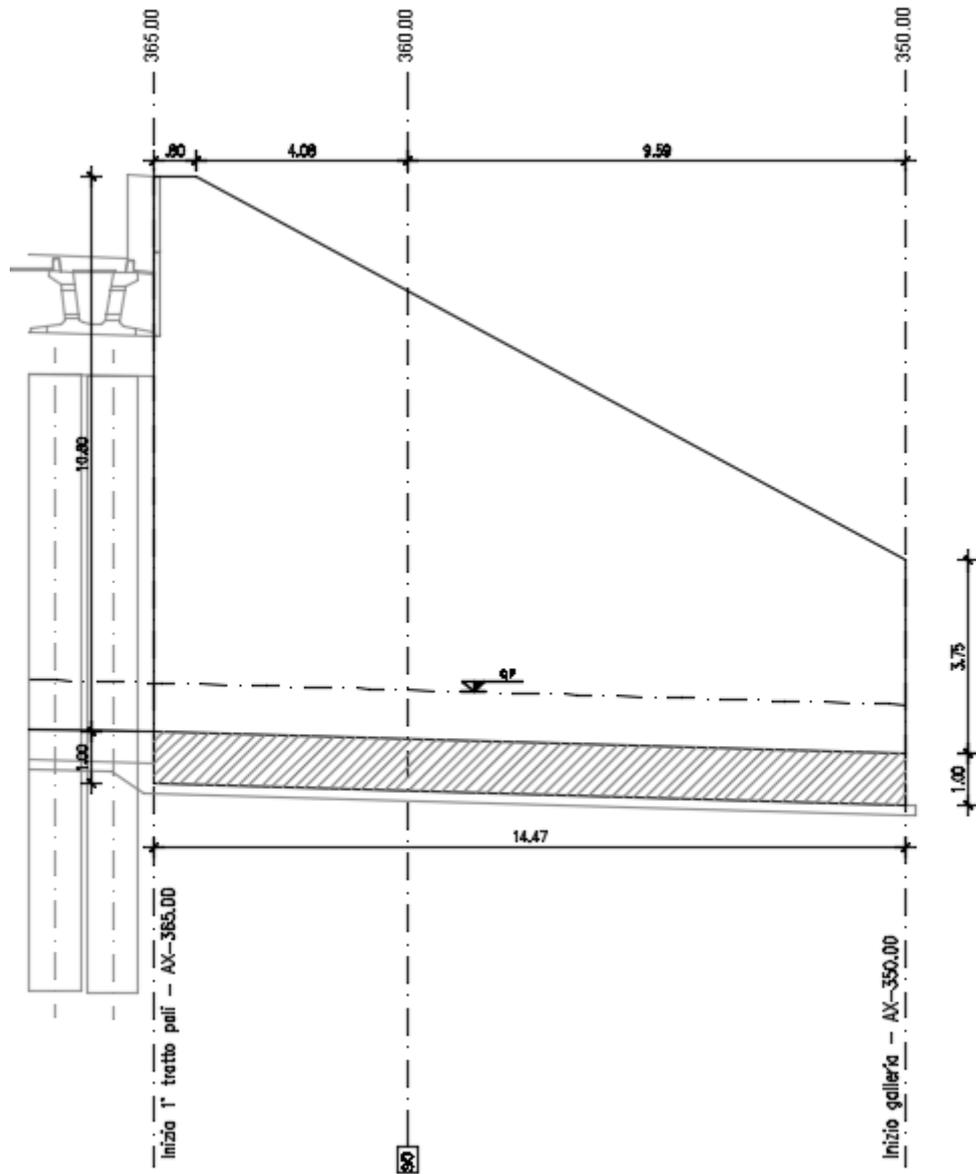
La sezione sulla base della quale sono stati effettuati i calcoli strutturali è la sezione con la maggior altezza e spinta del terreno a tergo di ritombamento considerando i massimi ricoprimenti e la massima spinta sia in condizioni statiche che sismiche del terreno a tergo, sia da un lato che dall'altro della dei muri a U, nonché un sovraccarico dovuto ad una viabilità affiancata nel caso del muro a U lato Marana.

SEZIONE TRASVERSALE A Pk 365.00



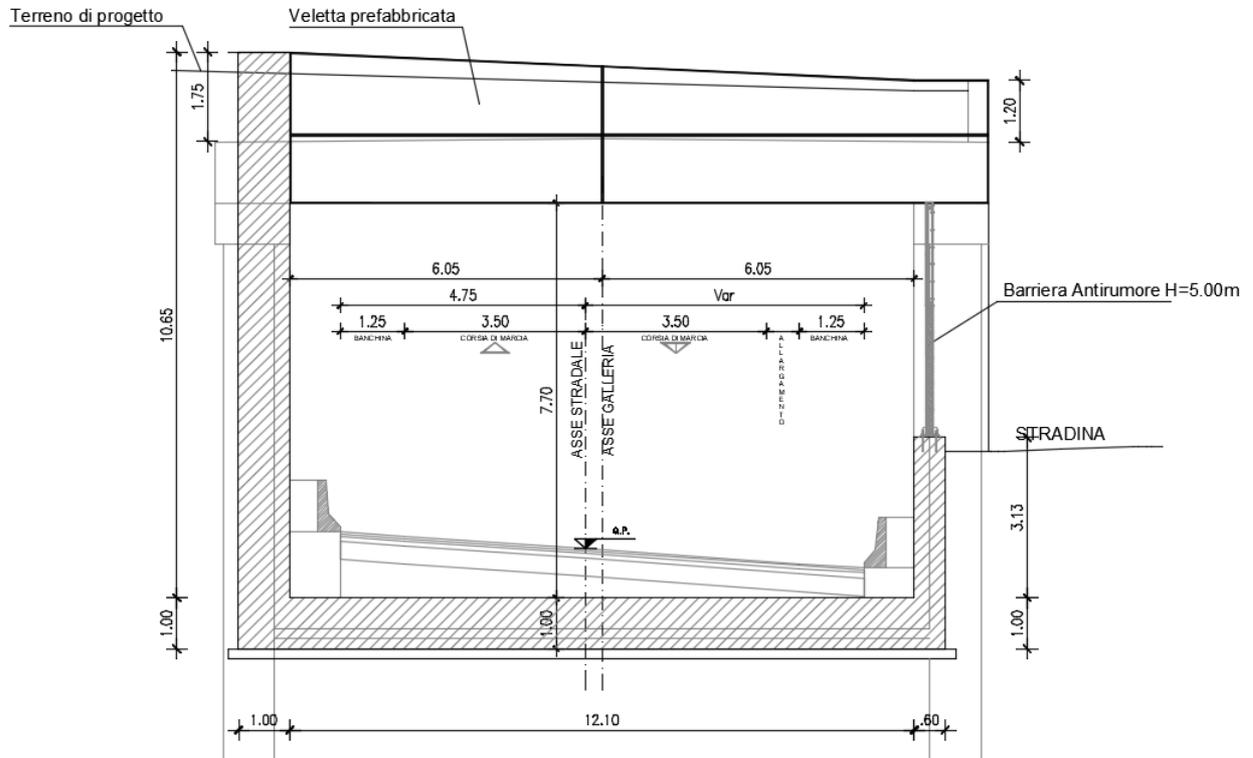
Sezione muri di imbocco lato L'Aquila

SEZIONE LONGITUDINALE LATO MONTE



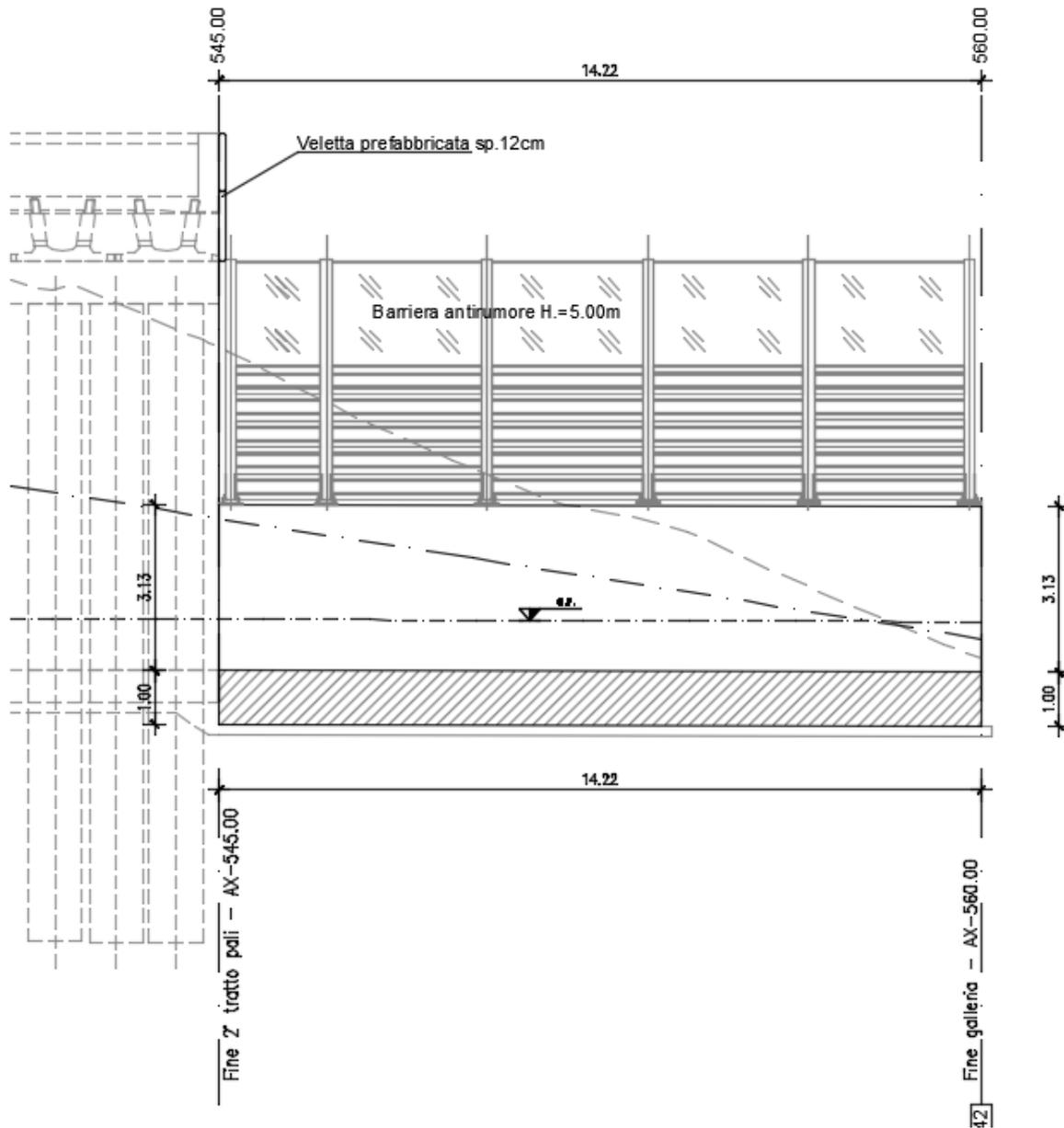
Profilo muri di imbocco lato L'Aquila (monte e valle)

SEZIONE TRASVERSALE A Pk 545.00



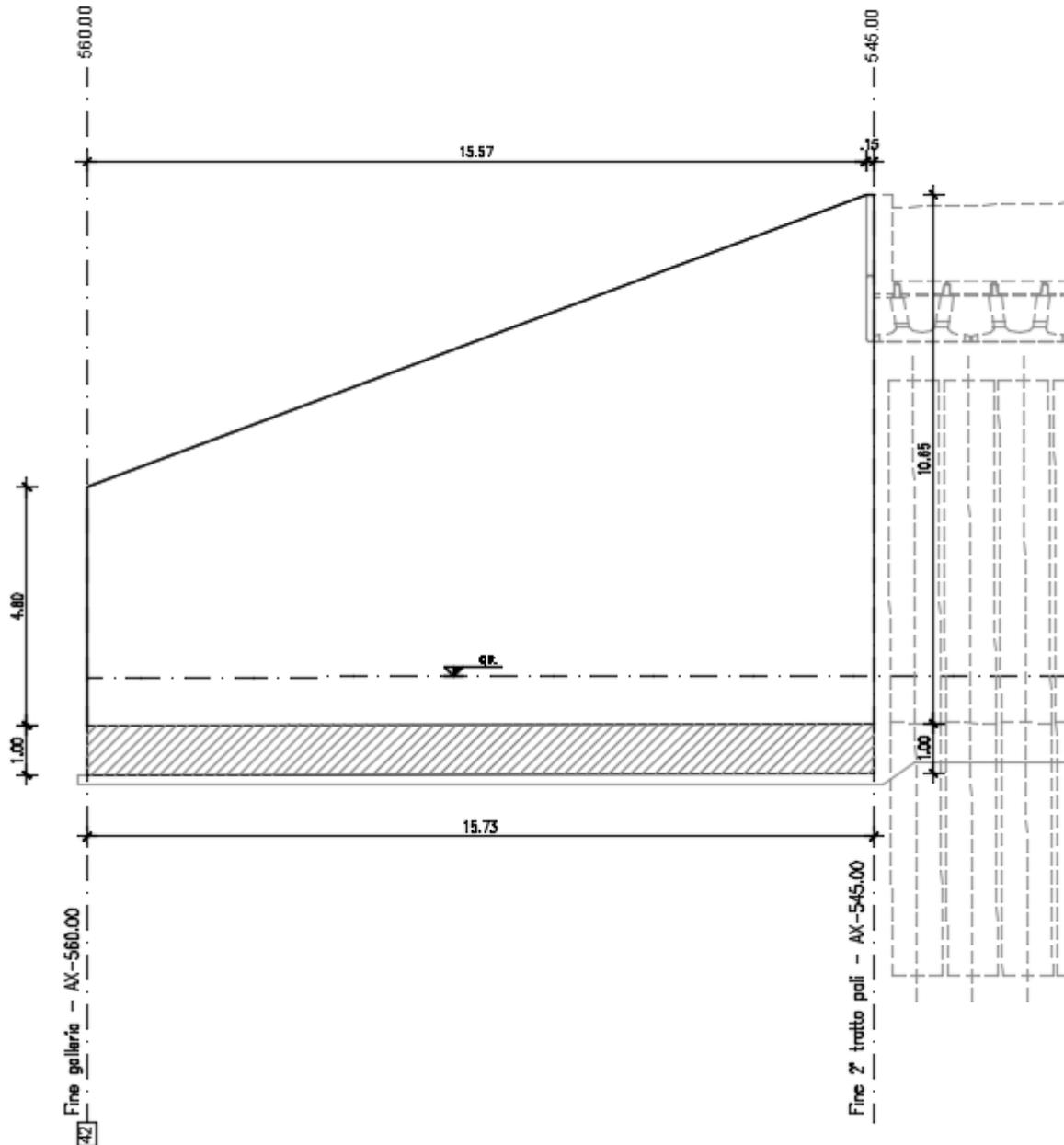
Sezione muri di imbocco lato Marana

SEZIONE LONGITUDINALE LATO VALLE



Profilo muri di imbocco lato Marana (valle)

SEZIONE LONGITUDINALE LATO MONTE



Profilo muri di imbocco lato Marana (monte)

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 <sup>3</sup>
c	0 kPa
$\phi$	32 °
ka	0,307 spinta attiva
ko	0,470 spinta a riposo
kp	3,255 spinta passiva
kh	0,133 g

## 16.1 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 dalla spinta del terreno laterale.

La soletta inferiore presenta invece il ricoprimento stradale previsto di altezza pari a circa 1 metro. Considerando un peso specifico medio del pacchetto stradale pari a 22 kN/mc, il carico considerato uniformemente distribuito sulla soletta inferiore è pari a 22 kN/m.

Nel modello di calcolo le spinte derivanti dall'azione del terreno sui muri 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 del muro a U, 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 L'Aquila

	lato monte	lato valle
hmax	11,3	10,9 metri

Componente orizzontale (spinta attiva)  $th_a$

fine muro	62,50 kN/m	60,28 kN/m
-----------	------------	------------

Componente orizzontale (spinta a riposo)  $th_0$

fine muro                      95,61 kN/m                      92,23 kN/m

#### **Lato Marana**

	lato monte	lato valle
hmax	11,15	4,13 metri

Componente orizzontale (spinta attiva)  $th_a$

fine muro                      61,67 kN/m                      22,84 kN/m

Componente orizzontale (spinta a riposo)  $th_0$

fine muro                      94,35 kN/m                      34,95 kN/m

#### **Carichi Accidentali (lato L'Aquila e lato Marana)**

Il calcolo di tutte le sezioni analizzate, prende in considerazione la presenza di un sovraccarico laterale accidentale distribuito sulla superficie al di sopra del terreno, pari a  $5,00 \text{ kN/m}^2$ .

La pressione orizzontale sulle pareti dei muri 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)

$$q_{ha-sx} = q_{ha-dx} = k_a q_v = 0,307 \times 5,00 = 1,536 \text{ kN/m}$$

Componente orizzontale uniforme (spinta a riposo)

$$th-sx = th-dx = k_0 q_v = 0,470 \times 5,00 = 2,35 \text{ kN/m}$$

Nel caso dell'imbocco **lato Marana** a causa della presenza della piccola viabilità locale laterale il sovraccarico accidentale considerato è pari a  $20 \text{ kN/m}^2$ .

Componente orizzontale uniforme (spinta attiva)

$$q_{ha-sx} = q_{ha-dx} = k_a q_v = 0,307 \times 20,00 = 6,145 \text{ kN/m}$$

Componente orizzontale uniforme (spinta a riposo)

$$th-sx = th-dx = k_0 q_v = 0,470 \times 20,00 = 9,402 \text{ kN/m}$$

Sulla soletta di fondo del muro a U si considera il carico accidentale stradale pari a  $20 \text{ kN/m}^2$  ( $q_v\text{-sx}$ ,  $q_v\text{-dx}$ ).

### **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 lato L'Aquila**

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 dell'imbocco della galleria (sulla larghezza di un metro) vale:

$$P = 35,3 \times 25,00 = 882,5 \text{ kN};$$

La forza inerziale risultante (applicata nel baricentro) vale:

$$in\text{-}h = k_h P = 0,133 \times 882,5 = 117,37 \text{ kN}.$$

### **Inerzia sismica verticale della struttura lato L'Aquila**

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

$$in\text{-}h = k_v P = 0,0665 \times 882,5 = 58,69 \text{ kN}.$$

### **Spinta sismica orizzontale terreno lato L'Aquila**

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	11,3	10,9 metri
	incremento sismico orizzontale terreno	
	delta tha sx	delta tha dx
fine muro	27,05 kN/m	26,09 kN/m

### **Inerzia sismica orizzontale della struttura lato Marana**

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 dell'imbocco della galleria (sulla larghezza di un metro) vale:

$$P = 27,88 \times 25,00 = 697 \text{ kN};$$

La forza inerziale risultante (applicata nel baricentro) vale:

$$in-h = k_h P = 0,133 \times 697 = 92,7 \text{ kN}.$$

### **Inerzia sismica verticale della struttura lato Marana**

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

$$in-h = k_v P = 0,0665 \times 697 = 46,35 \text{ kN}.$$

### **Spinta sismica orizzontale terreno lato Marana**

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	11,15	4,13 metri
	incremento sismico orizzontale terreno	
	delta tha sx	delta tha dx
fine muro	26,69 kN/m	9,89 kN/m

**Per il lato Marana** per il lato scoperto dove è prevista la presenza della barriera antirumore si considerano come da norma i carichi da vento sulla barriera e gli ulteriori carichi previsti da normativa

Le azioni del vento sono valutate in ottemperanza alle prescrizioni di cui al Cap. 3 del D.M. 14.01.2008 ed in particolare con riferimento alle indicazioni riportate dalla EN 1991-1-4. Nei paragrafi che seguono si definiscono i parametri necessari per il calcolo dell'azione da vento, esaminate nella presente relazione di calcolo.

#### **Pressione cinetica di picco $q_p(z)$**

Nell'analisi statica la pressione utilizzata è stata determinata, in accordo con la Normativa EN 1991-1-4. La pressione cinetica di picco del vento è data dall'espressione (in  $N/m^2$ ):

$$q_p(z) = [1 + 7 \times I_v(z)] \times \frac{1}{2} \times \rho \times v_m^2(z) = c_e(z) \times q_b$$

dove:

$q_p$  pressione cinetica di picco

$I_v$  intensità della turbolenza

$\rho$  densità media dell'aria, pari a  $1.25 \text{ kg/m}^3$

$v_m$  valore medio della velocità del vento

$c_e$  è il coefficiente di esposizione

Il valore di base della velocità del vento può essere calcolato mediante l'equazione:

$$V_b = c_{dir} \times c_{season} \times V_{b,0}$$

dove:

$v_b$  velocità di base del vento

$v_{b,0}$  valore fondamentale della velocità di base del vento

$c_{dir}$  fattore direzionale

$c_{season}$  fattore di stagionalità

3) Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	$a_0$ [m]	$k_a$ [1/s]
3	27	500	0,02
$a_s$ (altitudine sul livello del mare [m])			750
$T_R$ (Tempo di ritorno)			50
$v_b = v_{b,0}$ per $a_s \leq a_0$			
$v_b = v_{b,0} + k_a (a_s - a_0)$ per $a_0 < a_s \leq 1500$ m			
$v_b (T_R = 50 \text{ [m/s]})$			32,000
$\alpha_R (T_R)$			1,00073
$v_b (T_R) = v_b \times \alpha_R \text{ [m/s]}$			32,023

$$p \text{ (pressione del vento [N/mq])} = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

$$q_b \text{ (pressione cinetica di riferimento [N/mq])}$$

$c_e$  (coefficiente di esposizione)

$c_p$  (coefficiente di forma)

$c_d$  (coefficiente dinamico)



**Pressione cinetica di riferimento**

$$q_b = 1/2 \cdot \rho \cdot v_b^2 \quad (\rho = 1,25 \text{ kg/mc})$$

$q_b$ [N/mq]	640,94
--------------	--------

**Coefficiente di forma**

E' il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento.

**Coefficiente dinamico**

Esso può essere assunto autelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.

**Coefficiente di esposizione**

**Classe di rugosità del terreno**

C) Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D

**Categoria di esposizione**

	ZONE 1,2,3,4,5					
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5						
** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1						

	ZONA 6				
A	--	III	IV	V	V
B	--	II	III	IV	IV
C	--	II	III	III	IV
D	I	I	II	II	III

	ZONE 7,8		
A	--	--	IV
B	--	--	IV
C	--	--	III
D	I	II	*
* Categoria II in zona 8 Categoria III in zona 7			

	ZONA 9	
A	--	I
B	--	I
C	--	I
D	I	I

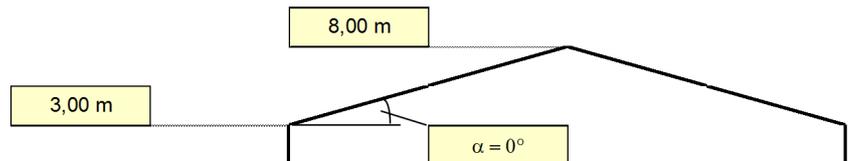
Zona	Classe di rugosità	$a_s$ [m]
3	C	750

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{min}) \quad \text{per } z < z_{min}$$

Cat. Esposiz.	$k_r$	$z_0$ [m]	$z_{min}$ [m]	$c_t$
III	0,2	0,1	5	1

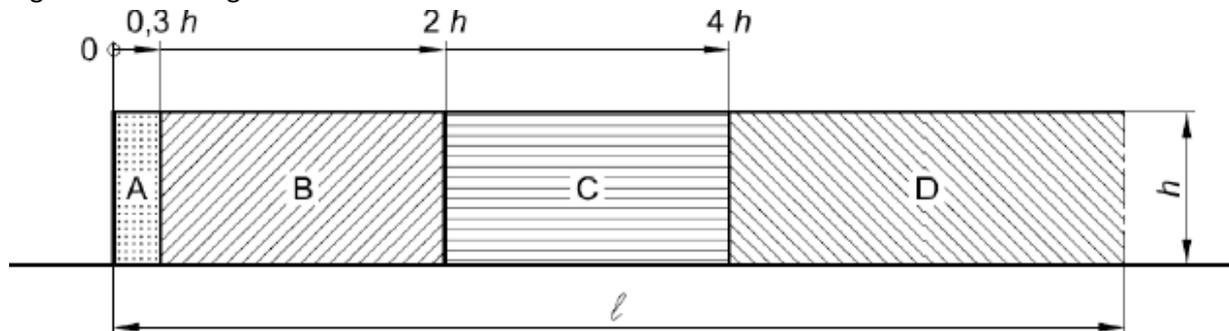
z [m]	$c_e$
$z \leq 5$	1,708
$z = 3$	1,708
$z = 8$	1,995



Tenendo conto di tutti i fattori sopra elencati, è possibile determinare il coefficiente di esposizione  $c_e = 1.995$ .

### Coefficienti di pressione $c_{p,net}$

I coefficienti di pressione netta  $c_{p,net}$  siano specificati per le zone A, B, C e D come illustrato in Figura e tabella seguenti:



Determinazione zone di carico del vento

**Tabella 6-1 - Valori raccomandati dei coefficienti di pressione**

Solidità	Zona		A	B	C	D
$\varphi = 1$	Senza angoli di ritorno	$l/h \leq 3$	2,3	1,4	1,2	1,2
		$l/h = 5$	2,9	1,8	1,4	1,2
		$l/h \geq 10$	3,4	2,1	1,7	1,2
	Con angoli di ritorno di lunghezza $\geq h^{(a)}$		2,1	1,8	1,4	1,2
$\varphi = 0,8$			1,2	1,2	1,2	1,2

a) Per angoli di ritorno aventi lunghezza compresa tra 0,0 e h si può impiegare l'interpolazione lineare.

Avendo ipotizzato un  $l/h > 10$ , i coefficienti di pressione valgono:

cp A 3.40 [-] Coefficiente di pressione zona A

cp B 2.10 [-] Coefficiente di pressione zona B

cp C 1.70 [-] Coefficiente di pressione zona C

cp D 1.20 [-] Coefficiente di pressione zona D

nel caso in esame si adotta la zona B con  $c_p = 2.10$ .

### Fattore di struttura $c_d$

Il coefficiente di struttura  $c_d$  è determinato in base alla procedura 1 dell'Appendice B della EN 1991-1-4 come previsto dalla stessa al § 6.3.1.

Essendo la rigidezza della struttura molto elevata, il valore di  $c_d$  viene posto cautelativamente uguale a 1.00.

### Pressione indotta dal vento $w_e$

La pressione del vento agente sulle superfici esterne è ottenuta dalla seguente equazione:

$$w_e = q_b \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d = 0,64094 \cdot 1,995 \cdot 2,10 \cdot 1 = 2,69 \text{ kN/m}^2$$

### Azione dei carichi variabili ( $Q_{fk}$ )

Il carico accidentale agente sulle zone di sbalzo realizzate per permettere la manutenzione delle barriere di sicurezza è stato definito in accordo alle indicazioni riportate nel DM 14.01.2008, in particolare si è fatto riferimento alla tabella 5.1.IV, assunto pari a

$$Q_{fk} = 5,00 \text{ kN/m}^2$$

### Pressione dinamica dovuta al traffico veicolare ( $Q_{dv}$ )

Si determina il valore del carico in oggetto in base alle disposizioni presenti in UNI EN 1794-1. Il passaggio dei veicoli in adiacenza alle barriere fono assorbenti, genera su di esse una pressione dinamica ortogonale al loro piano. La tipologia di traffico è la seguente:

Traffico di veicoli all'aria aperta, alla distanza di 3,00m dal dispositivo per la riduzione del rumore e velocità maggiori di 120km/h. Per la tipologia di traffico riportata, la pressione dinamica di riferimento è pari a  $q(v) = 0,80 \text{ kN/m}^2$ .

**Tenuto conto che l'azione del vento si assume non agisca contemporaneamente alla pressione dinamica dei riferimenti, si ritiene che la pressione del vento sia dimensionante rispetto a quella di traffico veicolare.**

## **16.2 COMBINAZIONI DI CARICO LATO L'AQUILA**

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:



Progettazione esecutiva ed esecuzione dei lavori: S.S. 260 "Picente". Lavori di adeguamento piano almetrico della sede stradale – Lotto 3° – Tratto da San Pelino a Marana di Montereale  
**GALLERIA ARTIFICIALE - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO**

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	qth0-sx	1,5	COMB SLU-6	qth0-sx	1,5			
COMB SLU-1	qha-dx	1,5	COMB SLU-2	qha-dx	1,5							COMB SLU-5	qth0-dx	1,5	COMB SLU-6	qth0-dx	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	stiplicata	Combinazione	Caso di Carico										
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	qth0-sx	1	COMB SLE-R-5	qth0-sx	1						
COMB SLE-R-1	qha-dx	1	COMB SLE-R-2	qv-sx	1				COMB SLE-R-4	qth0-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		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	qth0-sx	0,5	COMB SLE-F-5	qth0-sx	0,5						
COMB SLE-F-1	qha-dx	0,5	COMB SLE-F-2	qv-sx	0,5				COMB SLE-F-4	qth0-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		Combinazione	Caso di Carico	
COMB SLE-QP-1	DEAD	1	COMB SLE-QP-2	DEAD	1	COMB SLE-QP-3	DEAD	1	COMB SLE-QP-4	DEAD	1	COMB SLE-QP-5	DEAD	1	COMB SLE-QP-6	DEAD	1			
COMB SLE-QP-1	tha-sx	1	COMB SLE-QP-2	tha-sx	1	COMB SLE-QP-3	tha-sx	1	COMB SLE-QP-4	th0-sx	1	COMB SLE-QP-5	th0-sx	1	COMB SLE-QP-6	th0-sx	1			
COMB SLE-QP-1	tha-dx	1	COMB SLE-QP-2	tha-dx	1	COMB SLE-QP-3	tha-dx	1	COMB SLE-QP-4	th0-dx	1	COMB SLE-QP-5	th0-dx	1	COMB SLE-QP-6	th0-dx	1			
COMB SLE-QP-1	qha-sx	0,2	COMB SLE-QP-2	qha-sx	0,2				COMB SLE-QP-4	qth0-sx	0,2	COMB SLE-QP-5	qth0-sx	0,2						
COMB SLE-QP-1	qha-dx	0,2	COMB SLE-QP-2	qv-sx	0,2				COMB SLE-QP-4	qth0-dx	0,2	COMB SLE-QP-5	qv-sx	0,2						
COMB SLE-QP-1	qv-sx	0,2							COMB SLE-QP-4	qv-sx	0,2									
COMB SLE-QP-1	qv-dx	0,2							COMB SLE-QP-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		Combinazione	Caso di Carico	
COMB SISM-E-1	DEAD	1	COMB SISM-E-2	DEAD	1	COMB SISM-E-3	DEAD	1	COMB SISM-E-4	DEAD	1									
COMB SISM-E-1	tha-sx	1	COMB SISM-E-2	tha-sx	1	COMB SISM-E-3	tha-sx	1	COMB SISM-E-4	tha-sx	1									
COMB SISM-E-1	tha-dx	1	COMB SISM-E-2	tha-dx	1	COMB SISM-E-3	tha-dx	1	COMB SISM-E-4	tha-dx	1									
COMB SISM-E-1	delta tha sx	1	COMB SISM-E-2	delta tha sx	-1	COMB SISM-E-3	delta tha dx	1	COMB SISM-E-4	delta tha dx	-1									
COMB SISM-E-1	in-v	1	COMB SISM-E-2	in-v	-1	COMB SISM-E-3	in-v	1	COMB SISM-E-4	in-v	-1									
COMB SISM-E-1	in-h	1	COMB SISM-E-2	in-h	1	COMB SISM-E-3	in-h	-1	COMB SISM-E-4	in-h	-1									



Impresa



Progettista

### 16.3 MODELLO DI CALCOLO LATO L'AQUILA

L'analisi della struttura è 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, è soggetta ad uno stato piano di deformazione. L'analisi, pertanto, è 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 sismiche.

Per i muri a U il telaio è stato vincolato a terra, da una serie di molle elastiche aventi rigidità pari ai moduli precedentemente determinati ( $k_{\text{winkler}} = 10000 \text{ kN/m}^3$ ).

Il valore è stato determinato come rapporto tra carico applicato e cedimento e pertanto:

$$k = E / [(1-\nu^2)] B c_t$$

in cui E è il modulo elastico del terreno,  $\nu$  è il modulo di Poisson, B è la larghezza della fondazione e  $c_t$  un coefficiente di forma determinabile con le espressioni proposte da Bowles (1960)

$$c_t = 0.853 + 0.534 \ln(L/B) \quad \text{per fondazione rettangolare con } L/B < 10$$

Nei primi 15 m di terreno, più coinvolti dai cedimenti il valore medio della rigidità è pari a

$$E = 110 \text{ MPa (terreno BN2)}$$

Trattandosi di un caso piano, si può cautelativamente considerare che l'area di influenza del cedimento avvenga su un'area con

$$B = L = 15.0 \text{ m}$$

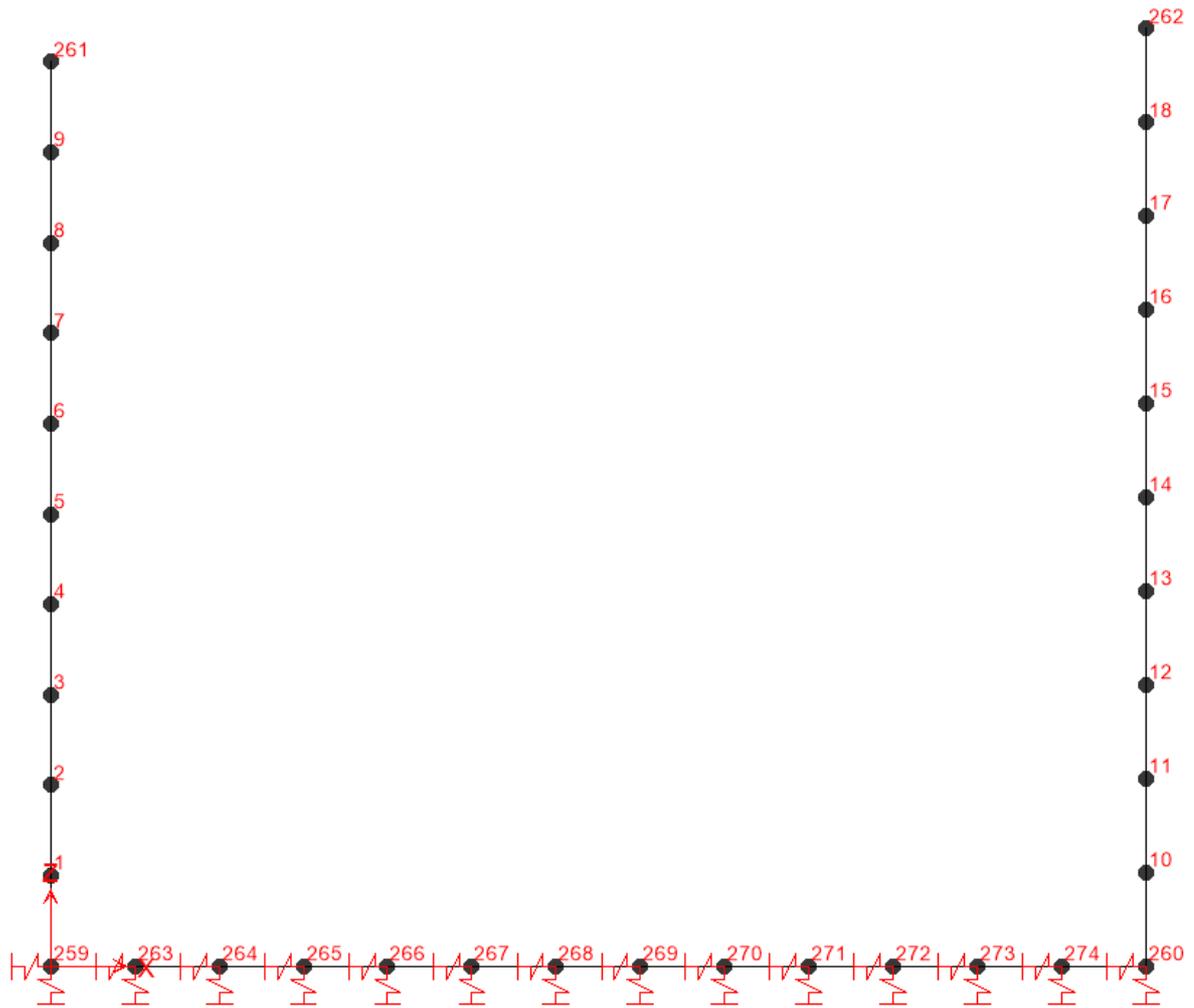
Si trova pertanto

$$k = 9956 \text{ kN/m}^3$$

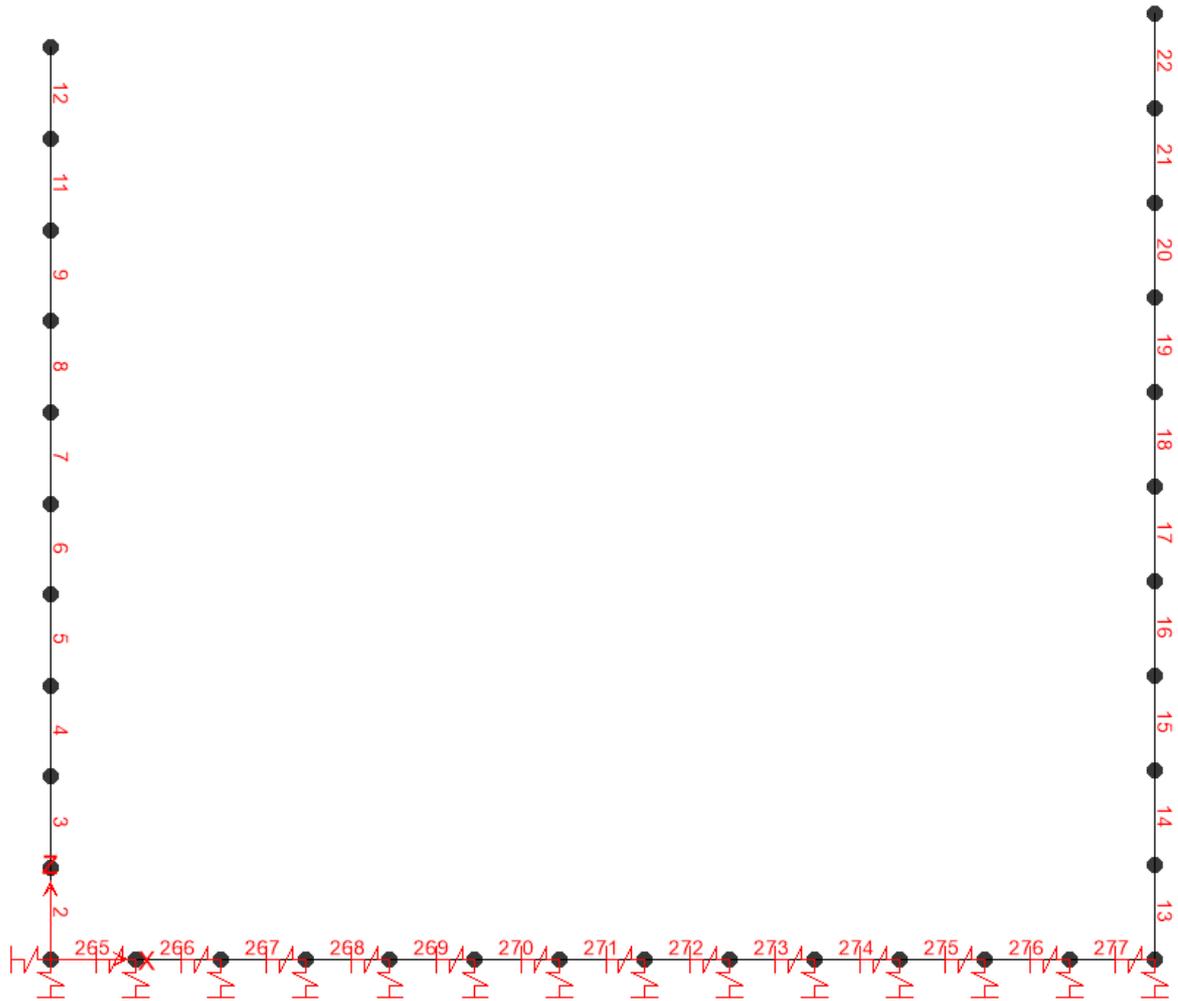
arrotondati a  $10000 \text{ kN/m}^3$

La soletta di fondo è continua ma il calcolo è stato cautelativamente sviluppato per una lunghezza unitaria

Si è tenuto conto della non linearità del terreno, ossia della sua assoluta incapacità di resistere a sforzi di trazione, attribuendo alle molle rigidità assiale esclusivamente nei confronti di sollecitazioni di compressione; per tale motivo la struttura è stata studiata mediante analisi statica elastica non lineare.

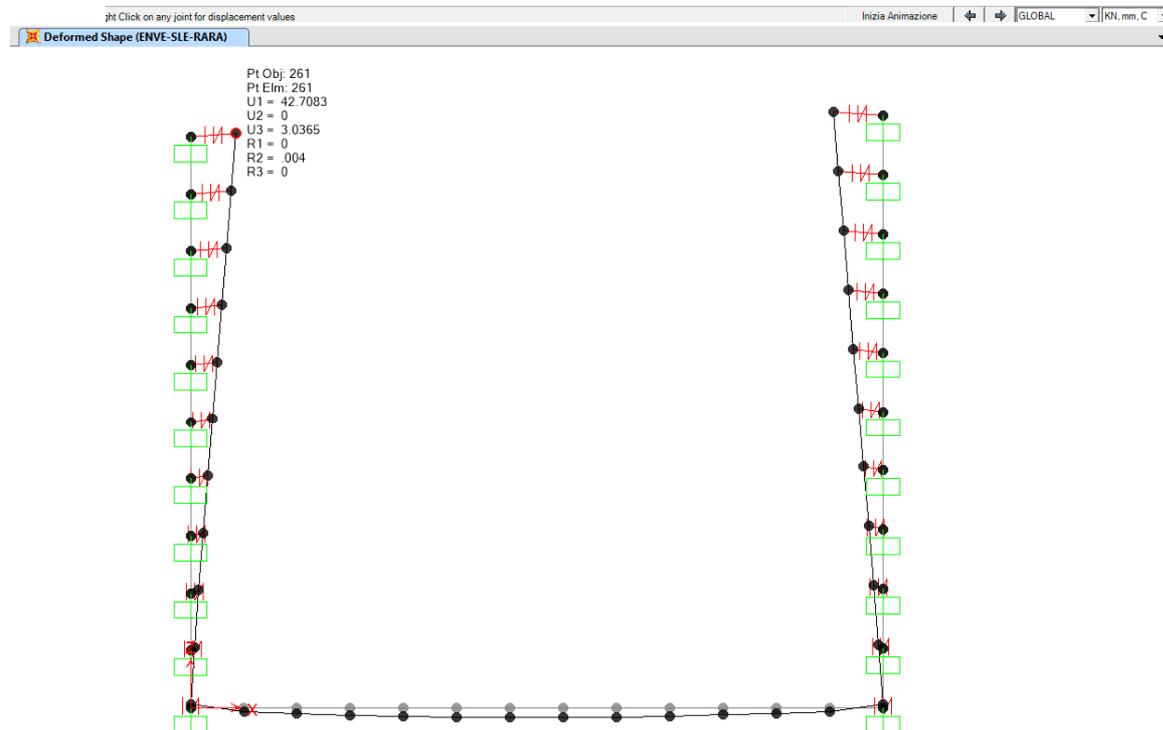
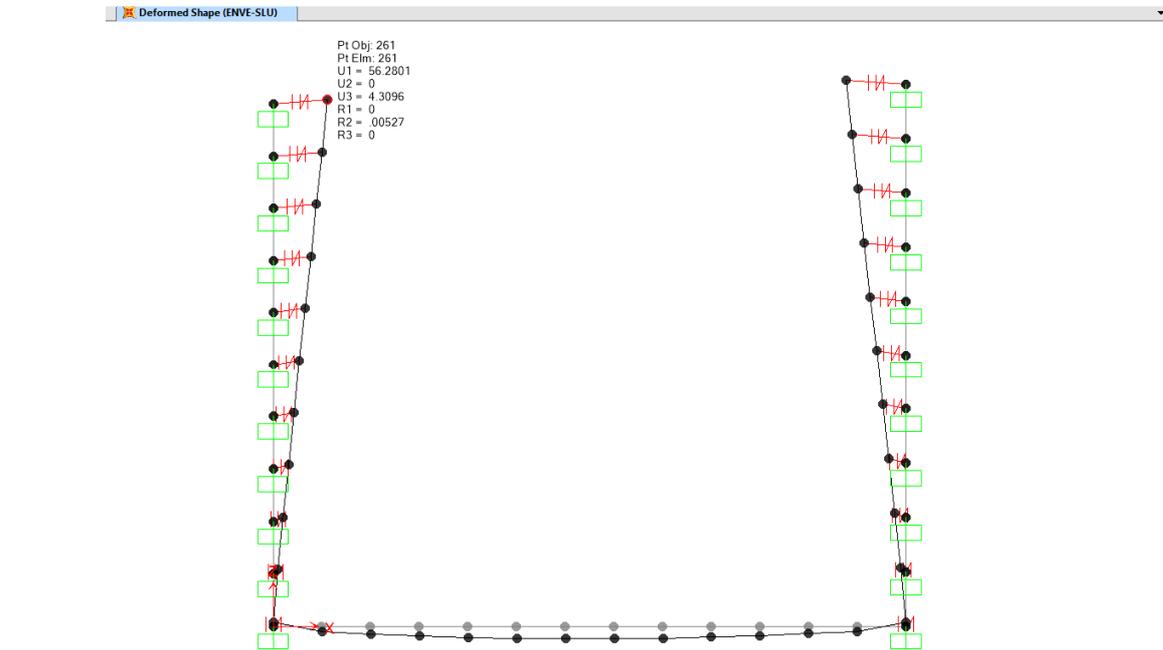


Numerazione nodi



Numerazione elementi

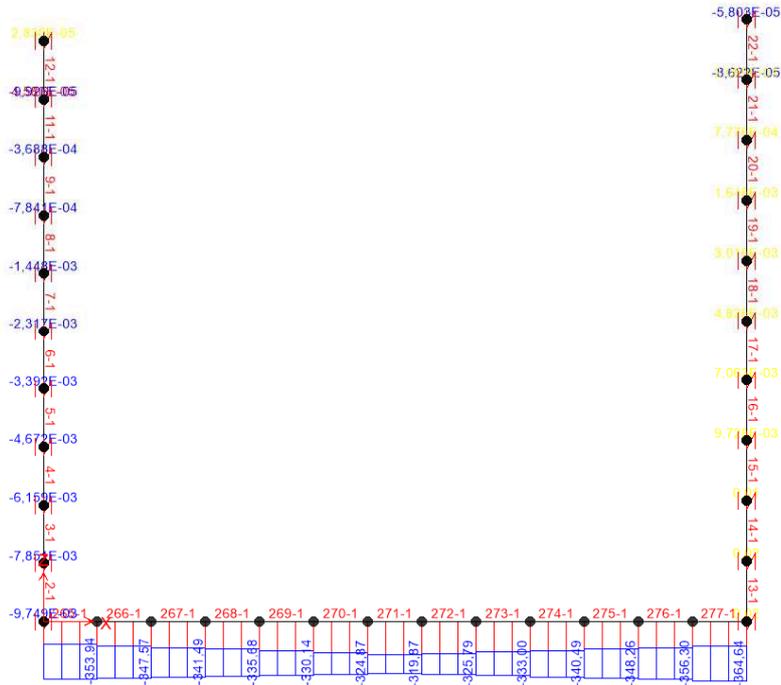
## 16.4 RISULTATI DEL CALCOLO LATO L'AQUILA



ht Click on any joint for displacement values Inizia Animazione GLOBAL KN, mm, C

**GALLERIA ARTIFICIALE - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO**

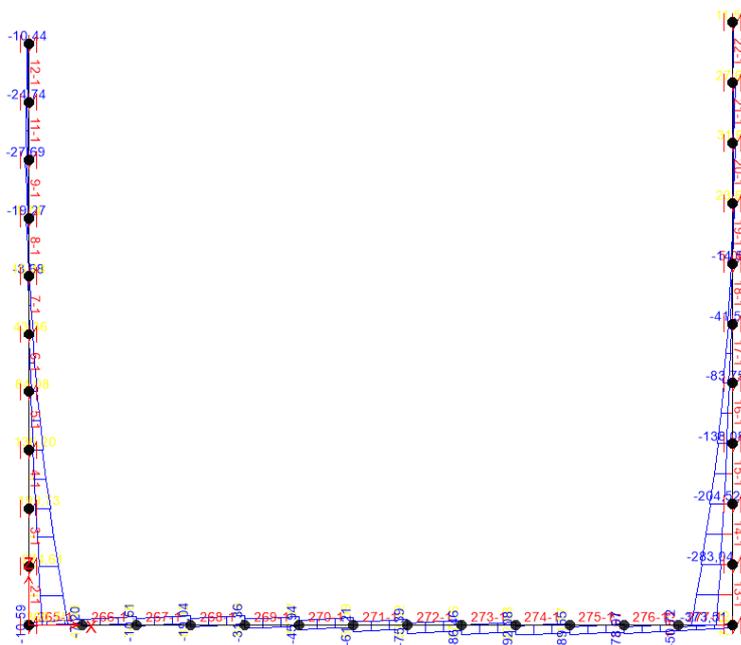
Axial Force Diagram (ENVE-SLV)



ht Click on any Frame Element for detailed diagram

GLOBAL KN, m, C

Shear Force 2-2 Diagram (ENVE-SLV)

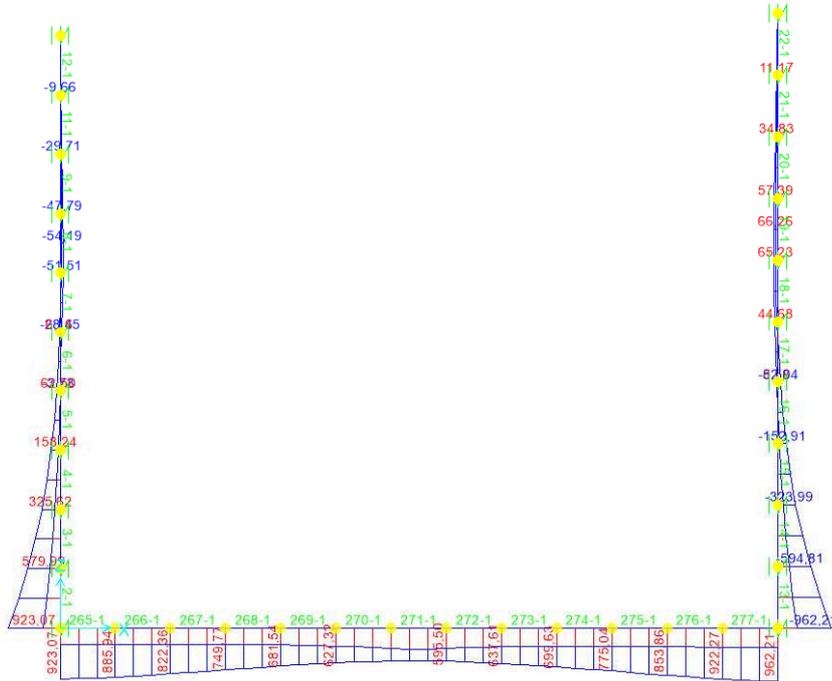


ht Click on any Frame Element for detailed diagram

GLOBAL KN, m, C

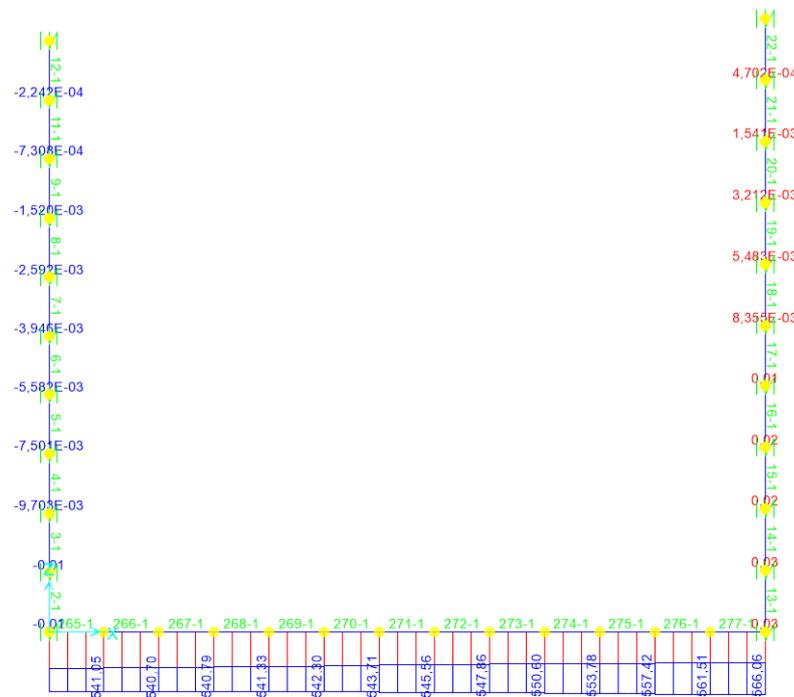
**GALLERIA ARTIFICIALE - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO**

Moment 3-3 Diagram (ENVE-SLV)



Hit Click on any Frame Element for detailed diagram GLOBAL KN, m, C

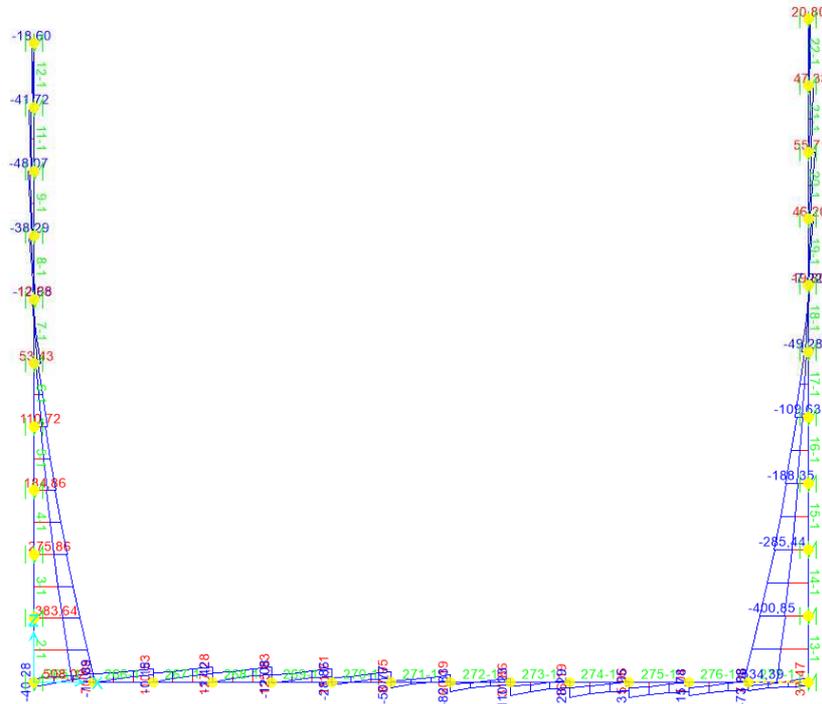
Axial Force Diagram (ENVE-SLU)



Hit Click on any Frame Element for detailed diagram GLOBAL KN, m, C

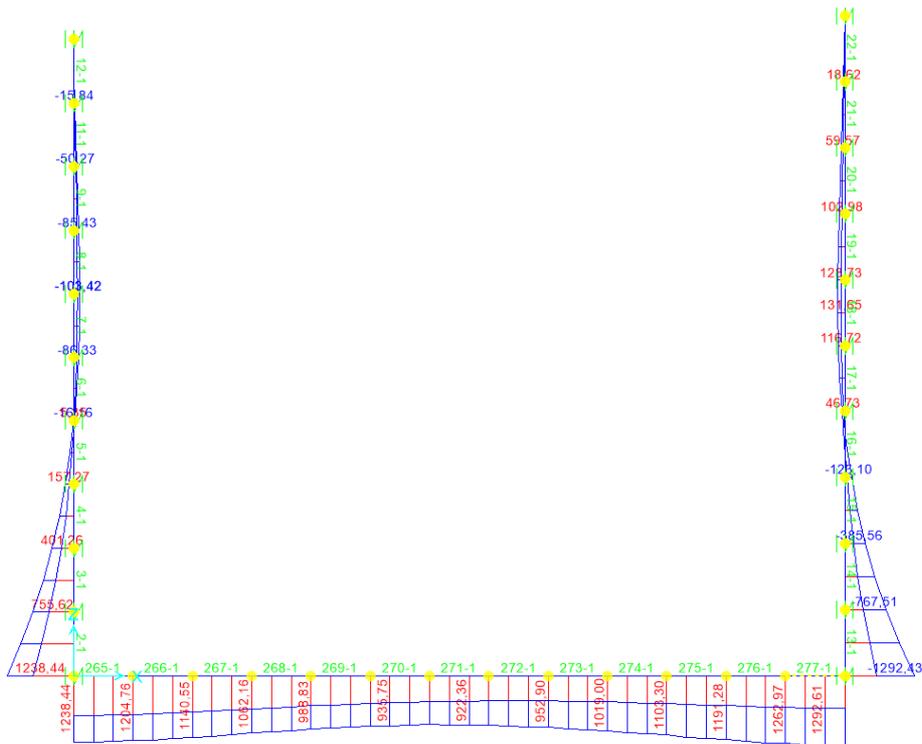
**GALLERIA ARTIFICIALE - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO**

Shear Force 2-2 Diagram (ENVE-SLU)



elai Selected Moment 3-3 Diagram (ENVE-SLU)

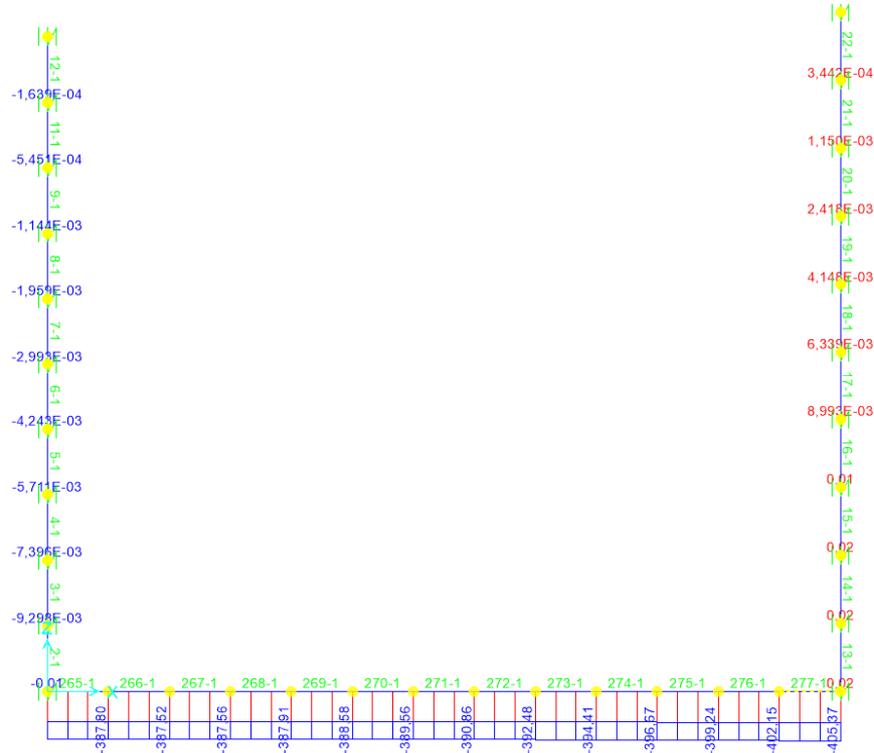
← → GLOBAL KN, m, C



Telai Selected ← → GLOBAL KN, m, C

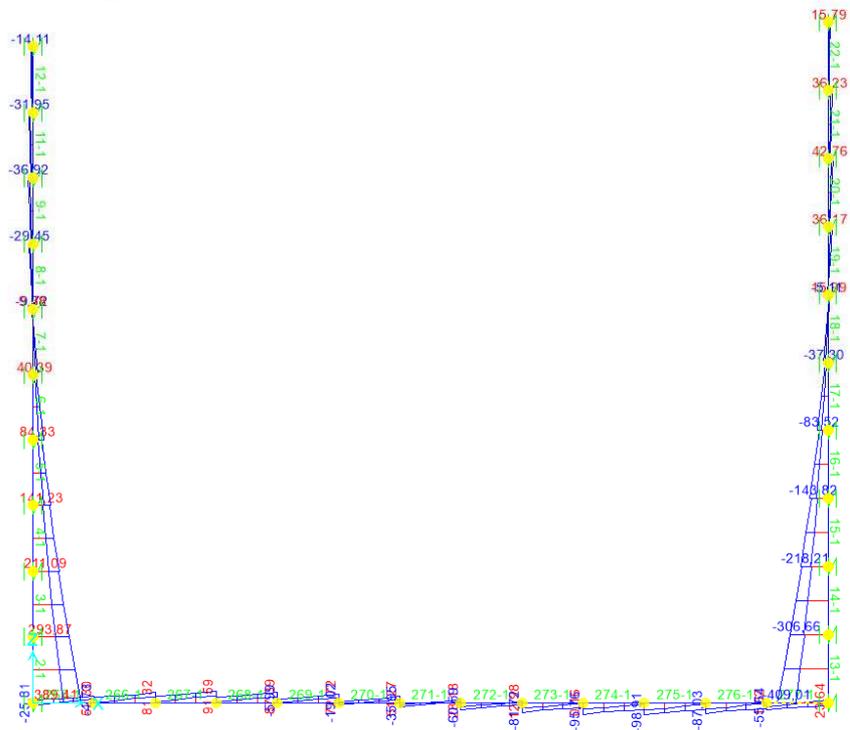
GALLERIA ARTIFICIALE - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

Axial Force Diagram (ENVE-SLE-RARA)



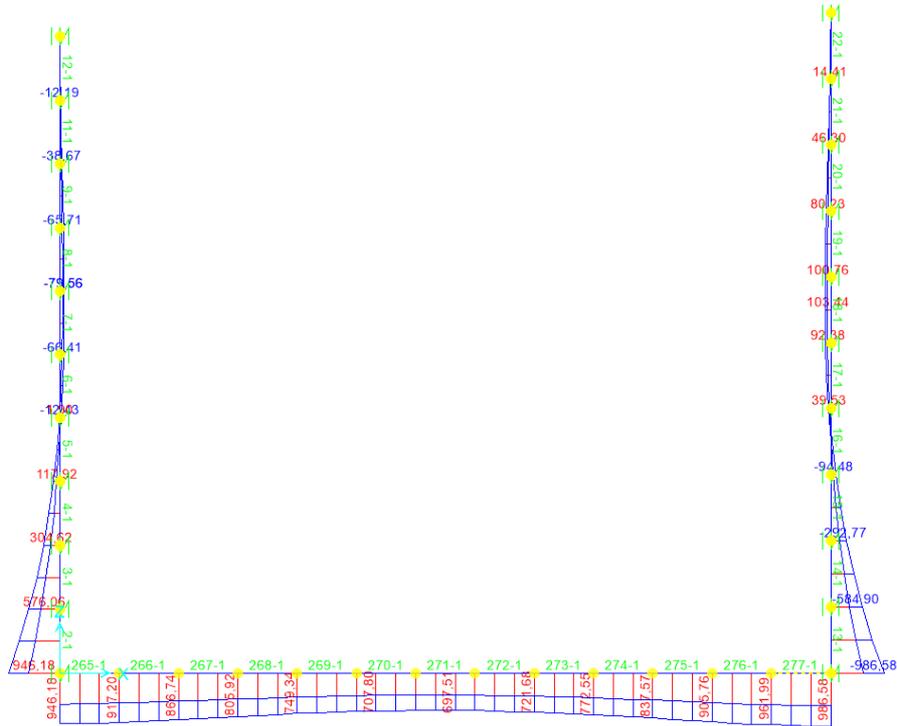
elai Selected GLOBAL KN, m, C

Shear Force 2-2 Diagram (ENVE-SLE-RARA)



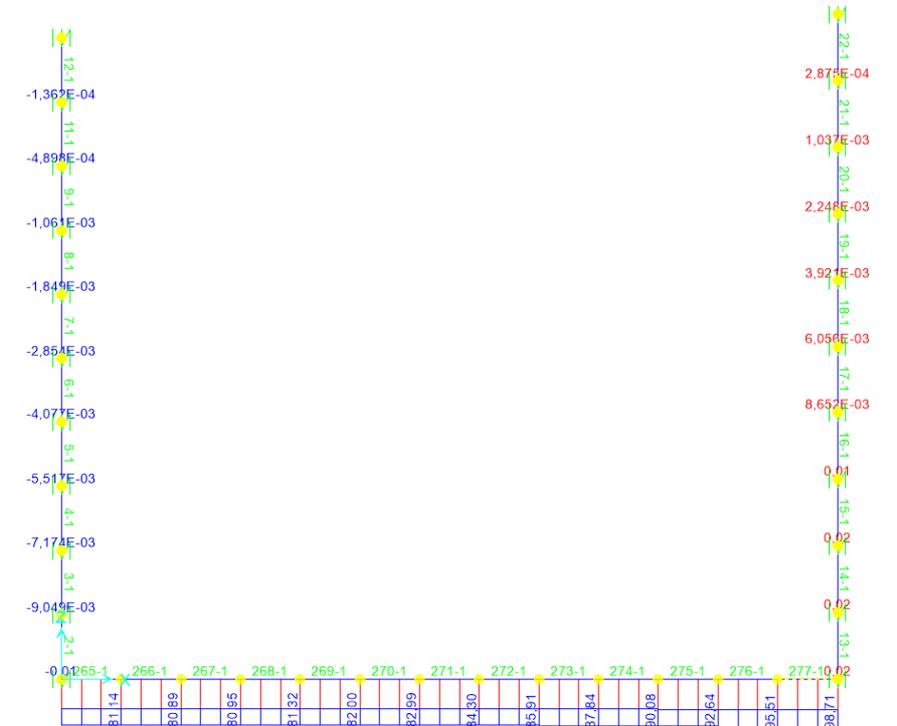
elai Selected GLOBAL KN, m, C

Moment 3-3 Diagram (ENVE-SLE-RARA)



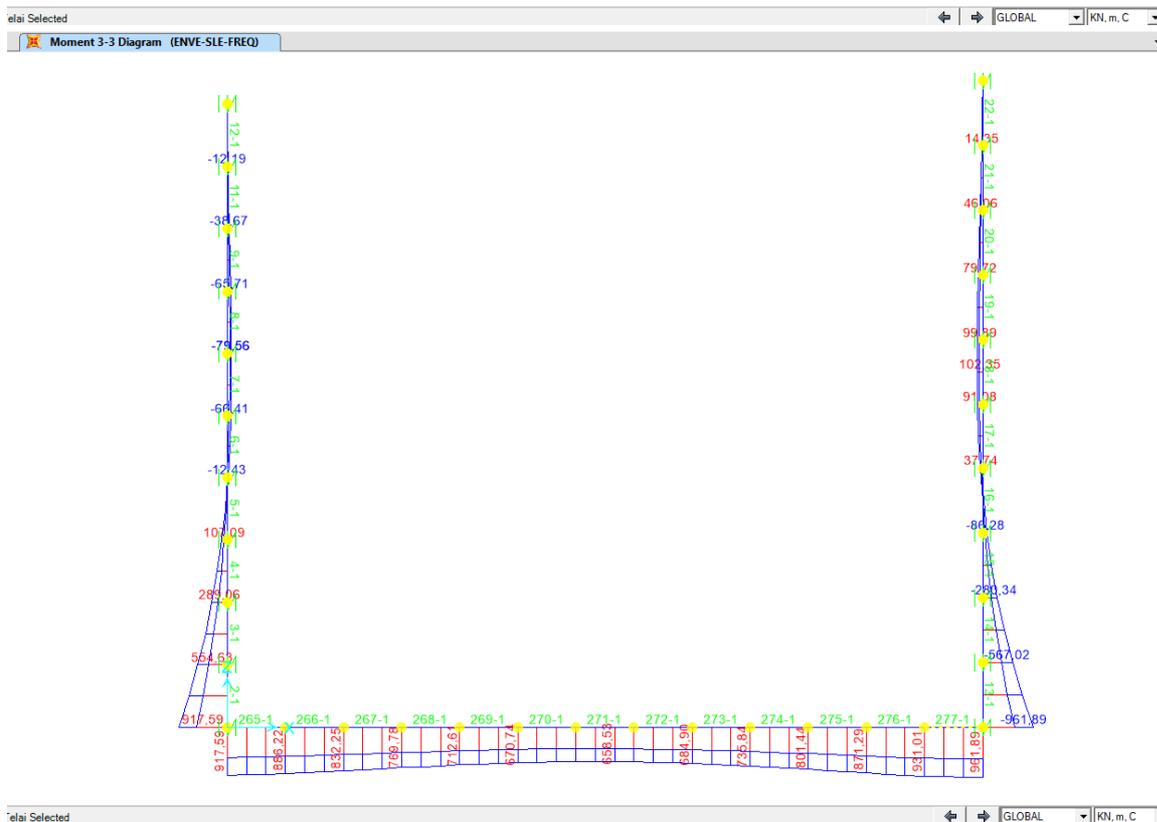
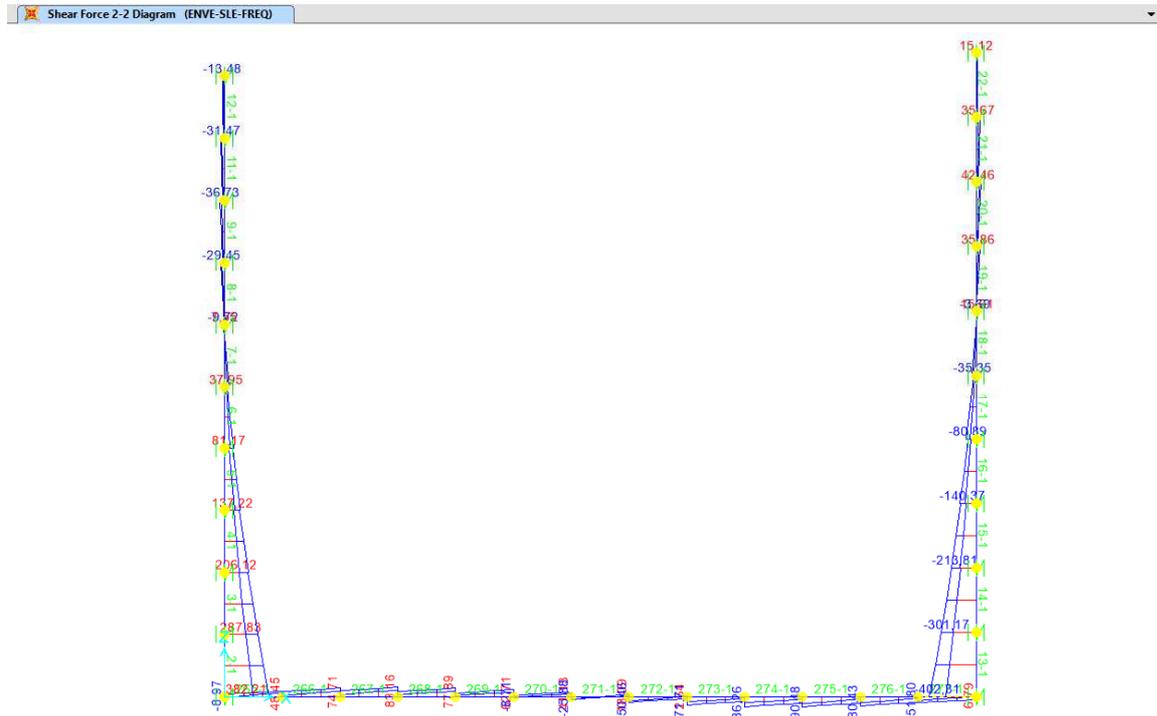
elai Selected GLOBAL KN, m, C

Axial Force Diagram (ENVE-SLE-FREQ)

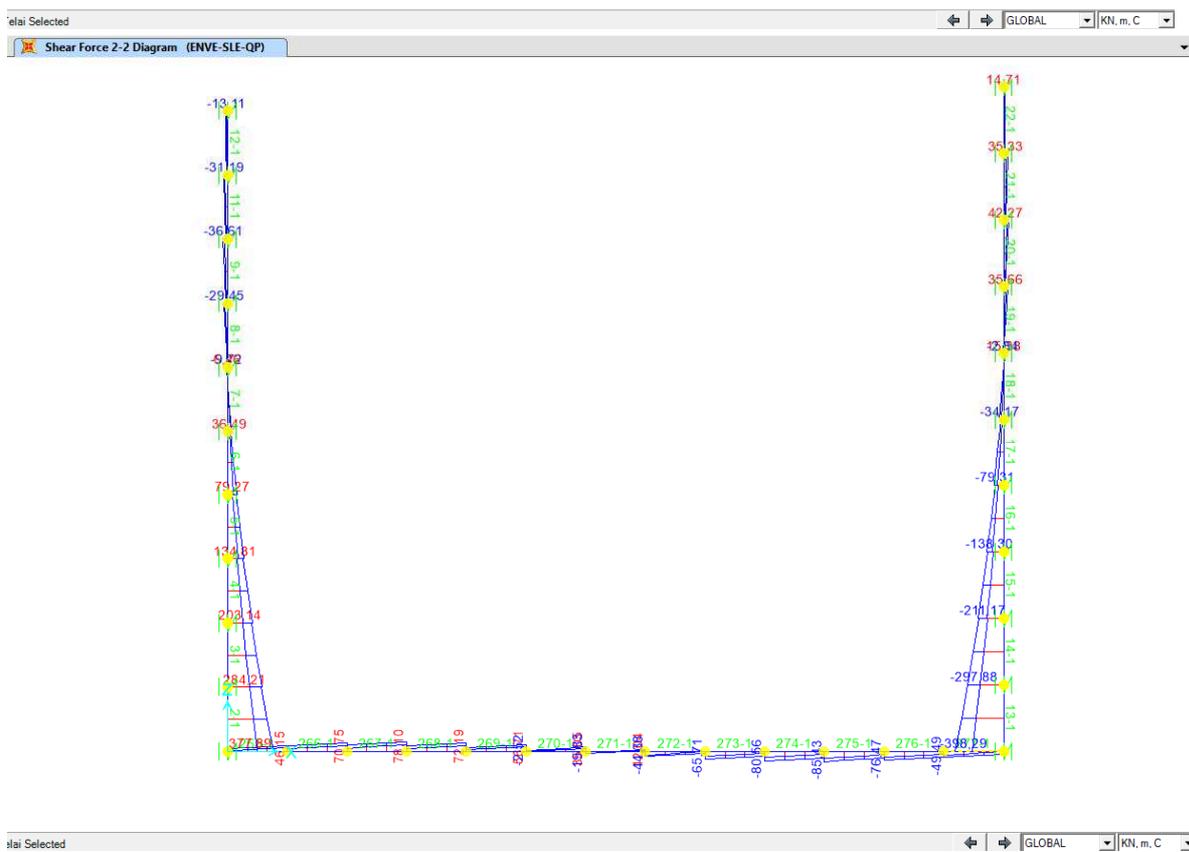
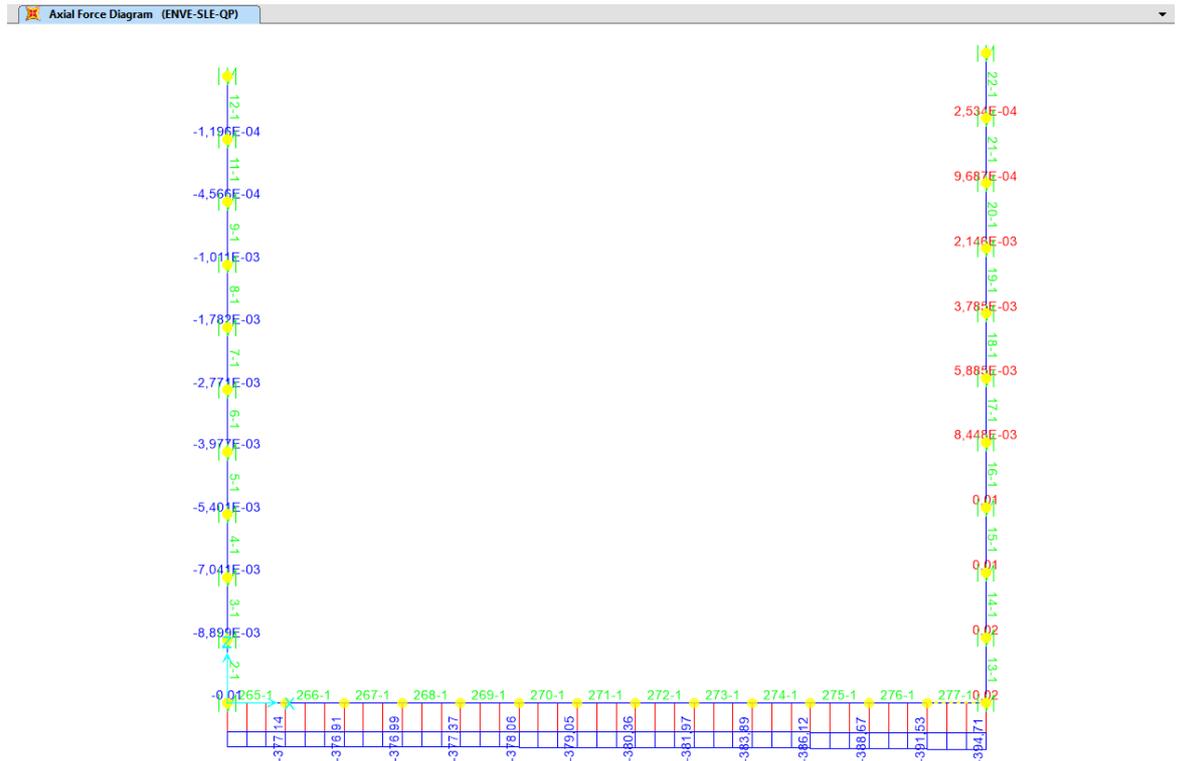


elai Selected GLOBAL KN, m, C

**GALLERIA ARTIFICIALE - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO**



GALLERIA ARTIFICIALE - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO



GALLERIA ARTIFICIALE - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

Moment 3-3 Diagram (ENVE-SLE-QP)



elal Selected

GLOBAL KN, m, C

## 16.5 VERIFICHE LATO L'AQUILA

Per quanto riguarda le sollecitazioni per i piedritti viene presa in considerazione per la verifica la sollecitazione corrispondente a 0,5 metri del frame considerato in quanto l'attacco del piedritto considerando metà dello spessore della soletta di base inizia da quel momento (la sezione del piedritto parte da quel punto), avendo considerato nel modello i nodi al centro delle solette.

Per quanto riguarda i muri verticali di spessore 1 metro verranno armati con 10 ferri verticali diametro 26 a metro ( $\phi$  26/10) fino a quota 5 metri, superiormente connessi a 10 ferri verticali diametro 20 a metro ( $\phi$  20/10). Quando il muro ad U ad altezza variabile scende sotto i 5 metri di quota vi saranno esclusivamente 5 ferri verticali diametro 20 a metro ( $\phi$  20/20). Longitudinalmente si inseriscono  $\phi$  16 a passo 20, quando il muro scende al di sotto dei 5 metri di altezza potranno inserirsi  $\phi$  12 a passo 20.

Per quanto riguarda la soletta di base sempre di spessore 1 metro, i ferri saranno  $\phi$  26, sempre a passo 10 cm. Quando il muro ad U ad altezza variabile scende sotto i 5 metri di quota i ferri trasversali passano a  $\phi$  20/20. Longitudinalmente si inseriscono  $\phi$  12 a passo 20.

### VERIFICHE PIEDRITTI

Verifica C.A. S.L.U. - File: 100x100 piedritti

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]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	100	1	37,17	5
			2	37,17	95

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>  kN  
M<sub>xEd</sub>  kNm  
M<sub>yEd</sub>

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

Tipo rottura  
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M<sub>xRd</sub>  kN m

Materiali

B450C	C28/35
$\epsilon_{su}$ 67,5 ‰	$\epsilon_{c2}$ 2 ‰
$f_{yd}$ 450 N/mm²	$\epsilon_{cu}$ 3,5 ‰
$E_s$ 200.000 N/mm²	$f_{cd}$ 15,87
$E_s/E_c$ 15	$f_{cc}/f_{cd}$ 1 ?
$\epsilon_{syd}$ 2,25 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 11
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²	$\tau_{co}$ 0,6667
	$\tau_{c1}$ 1,971

$\sigma_c$  -15,87 N/mm²  
 $\sigma_s$  450 N/mm²  
 $\epsilon_c$  3,5 ‰  
 $\epsilon_s$  43,54 ‰  
d 95 cm  
x 7,068 x/d 0,0744  
 $\delta$  0,7

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

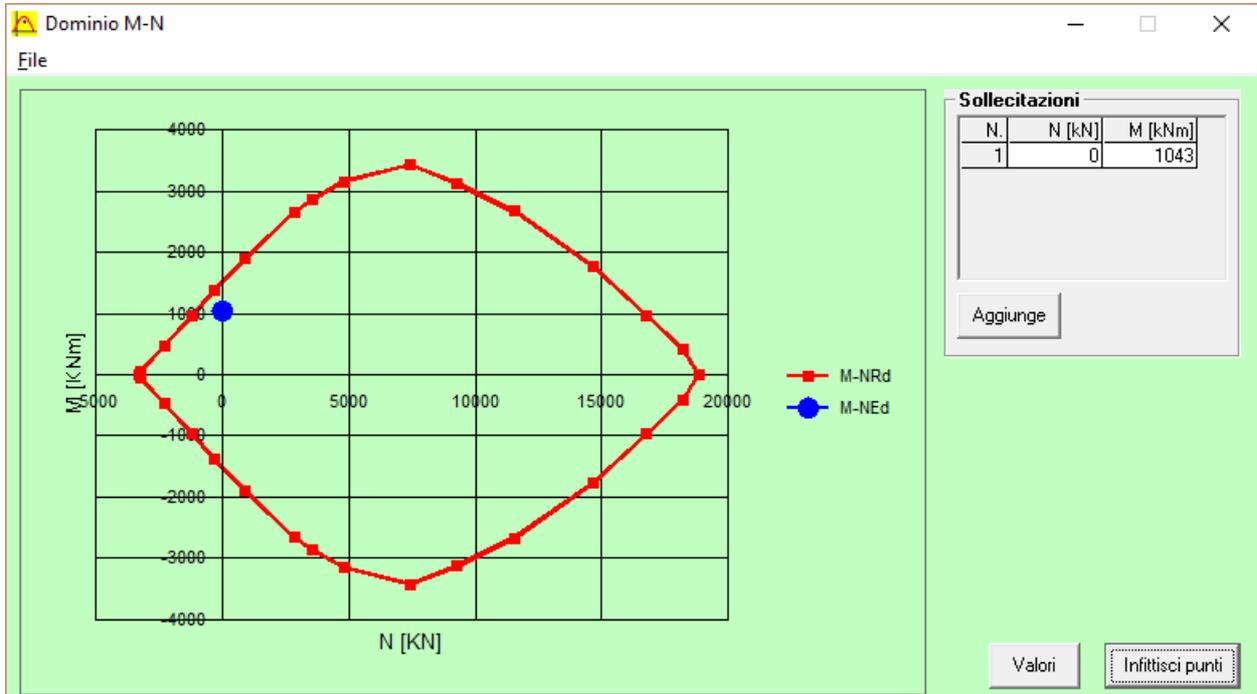
Metodo di calcolo  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

Tipo flessione  
 Retta  Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N  
L<sub>0</sub>  cm Col. modello

Precompresso



### DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TAGLIO DELLA SEZIONE

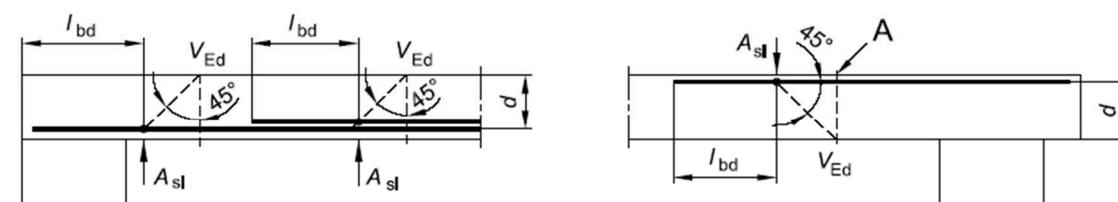
#### § 4.1.2.1.3.1 - ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Azione di Taglio sollecitante a Stato Limite Ultimo	$V_{Ed}$	472	[kN]
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo	$n_0$	no	[-]
Coefficiente $C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0,12	[-]
Coefficiente k	k	1,46	[-]
		1,46	[-]
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di $l_{bd} + d$	$\rho_l$	0,004471	[-]
		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	$V_{Rd,min}$	315,77	[kN]

**Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso**  $V_{Rd}$  **315,77 [kN]**

#### § 4.1.2.1.3.2 - ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Diametro delle staffe	$\phi_{sw}$	16	[mm]
Numero di braccia	$n_b$	2	[-]
Passo delle staffe	s	200	[mm]
Inclinazione tra il puntone compresso e l'asse della trave	$\theta$	45	[°]
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	$\alpha$	90	[°]
Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio	$A_{sw}$	402	[mm <sup>2</sup> ]
Braccio della coppia interna	z	855	[mm]
Cotangente di $\theta$	$\cot\theta$	1,00	[-]
		1,00	[-]
Cotangente di $\alpha$	$\cot\alpha$	0,00	[-]
Seno di $\alpha$	$\sin\alpha$	1,00	[-]

**Resistenza offerta dall'armatura a taglio (meccanismo taglio - trazione)**  $V_{Rd}$  **672,68 [kN]**

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

**Resistenza offerta dai puntoni (meccanismo taglio - compressione)**  $V_{Rd}$  **3518,68 [kN]**

Massima area efficace di armatura a taglio per  $\cot\theta = 1$   $A_{sw,max}$  2524,12 [mm<sup>2</sup>]

**Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente**  $V_{Rd}$  **672,68 [kN]**

#### § 4.1.2.1.3.3 - TAGLIO MASSIMO SOPPORTABILE DALLA TRAVE

**Resistenza massima a taglio della trave**  $V_{Rd}$  **3909,65 [kN]**

### DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS

#### Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica

Momento sollecitante assunto in valore assoluto	$M_{Ed}$	795,7	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	$n$	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	$h$	1000	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	$b$	1000	[mm]
Copriferro	$d'$	50	[mm]
Altezza utile della sezione	$d$	950	[mm]
Area dell'armatura tesa	$A_s$	5309	[mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	$A'_s$	5309	[mm <sup>2</sup> ]
Posizione dell'asse neutro	$x$	270,43	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	$J$	47240717666	[mm <sup>4</sup> ]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	17,43	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	$\sigma_s$	360	[MPa]
<b>Tensione nel calcestruzzo</b>	$\sigma_c$	<b>4,55</b>	<b>[MPa]</b>
<b>Tensione nell'armatura tesa</b>	$\sigma_s$	<b>171,69</b>	<b>[MPa]</b>

### DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS

#### Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente

Momento sollecitante assunto in valore assoluto	$M_{Ed}$	761,3	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	$n$	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	$j$	1000	[-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	$b$	1000	[-]
Copriferro	$d'$	50	[-]
Altezza utile della sezione	$d'$	950	[-]
Area dell'armatura tesa	$A_s$	5309	[mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	$A'_s$	5309	[mm <sup>2</sup> ]
Posizione dell'asse neutro	$x$	270,43	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	$J$	47240717666	[mm <sup>4</sup> ]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	13,0725	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	$\sigma_s$	360	[MPa]
<b>Tensione nel calcestruzzo</b>	$\sigma_c$	<b>4,36</b>	<b>[MPa]</b>
<b>Tensione nell'armatura tesa</b>	$\sigma_s$	<b>164,27</b>	<b>[MPa]</b>

### DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS

#### Controllo tensionale per la Combinazione Frequente

Momento sollecitante assunto in valore assoluto	$M_{Ed}$	774,2	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	$n$	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	$j$	1000	[MPa]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	$b$	1000	[-]
Copriferro	$d'$	50	[kNm]
Altezza utile della sezione	$d'$	950	[kNm]
Area dell'armatura tesa	$A_s$	5309	[mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	$A'_s$	5309	[mm <sup>2</sup> ]
Posizione dell'asse neutro	$x$	270,43	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	$J$	47240717666	[mm <sup>4</sup> ]
<b>Tensione nel calcestruzzo</b>	$\sigma_c$	<b>4,43</b>	<b>[MPa]</b>
<b>Tensione nell'armatura tesa</b>	$\sigma_s$	<b>167,05</b>	<b>[MPa]</b>

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'	50 [mm]
Altezza utile della sezione	d	950 [mm]
Area dell'armatura tesa	A <sub>s</sub>	5309 [mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	A' <sub>s</sub>	5309 [mm <sup>2</sup> ]
Distanza tra il bordo del cls e l'armatura	c	50 [mm]
Distanza tra i baricentri delle barre	s	150 [mm]
Distanza massima di riferimento tra le barre	S <sub>ref,max</sub>	315 [mm]
Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente		
<b>Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente</b>	M <sub>Ed,q.p.</sub>	<b>761,27 [kNm]</b>
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	270,43 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ <sub>s</sub>	164,27 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	f <sub>ct,eff</sub>	2,8 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k <sub>t</sub>	0,4 [-]
Altezza efficace	h <sub>c,eff</sub>	125 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	A <sub>c,eff</sub>	125000 [mm <sup>2</sup> ]
Rapporto geometrico sull'area efficace	ρ <sub>p,eff</sub>	0,04247 [-]
Rapporto tra E <sub>s</sub> /E <sub>cm</sub>	α <sub>e</sub>	6,14 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	ε <sub>sm</sub> - ε <sub>cm</sub>	0,000653 [-]
		0,000653 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	φ <sub>eq</sub>	26,00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k <sub>1</sub>	0,8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k <sub>2</sub>	0,5 [-]
	k <sub>3</sub>	3,4 [-]
	k <sub>4</sub>	0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	S <sub>r,max</sub>	274,06 [mm]
		274,06 [mm]
<b>Ampiezza delle fessure</b>	w <sub>k</sub>	<b>0,1790 [mm]</b>
<b>Ampiezza massima delle fessure</b>	w <sub>max</sub>	<b>0,2 [mm]</b>
Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Frequente		
<b>Momento sollecitante per la combinazione Frequente</b>	M <sub>Ed,freq.</sub>	<b>774,18 [kNm]</b>
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	270,43 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ <sub>s</sub>	167,05 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	f <sub>ct,eff</sub>	2,8 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k <sub>t</sub>	0,4 [-]
Altezza efficace	h <sub>c,eff</sub>	125 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	A <sub>c,eff</sub>	125000 [mm <sup>2</sup> ]
Rapporto geometrico sull'area efficace	ρ <sub>p,eff</sub>	0,04247 [-]
Rapporto tra E <sub>s</sub> /E <sub>cm</sub>	α <sub>e</sub>	6,14 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	ε <sub>sm</sub> - ε <sub>cm</sub>	0,000667 [-]
		0,000667 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	φ <sub>eq</sub>	26,00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k <sub>1</sub>	0,8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k <sub>2</sub>	0,5 [-]
	k <sub>3</sub>	3,4 [-]
	k <sub>4</sub>	0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	S <sub>r,max</sub>	274,06 [mm]
		274,06 [mm]
<b>Ampiezza delle fessure</b>	w <sub>k</sub>	<b>0,1828 [mm]</b>
<b>Ampiezza massima delle fessure</b>	w <sub>max</sub>	<b>0,3 [mm]</b>
Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Caratteristica		
<b>Momento sollecitante per la combinazione Caratteristica</b>	M <sub>Ed,charatt.</sub>	<b>795,69 [kNm]</b>
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	270,43 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ <sub>s</sub>	171,69 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	f <sub>ct,eff</sub>	2,8 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k <sub>t</sub>	0,4 [-]
Altezza efficace	h <sub>c,eff</sub>	125 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	A <sub>c,eff</sub>	125000 [mm <sup>2</sup> ]
Rapporto geometrico sull'area efficace	ρ <sub>p,eff</sub>	0,04247 [-]
Rapporto tra E <sub>s</sub> /E <sub>cm</sub>	α <sub>e</sub>	6,14 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	ε <sub>sm</sub> - ε <sub>cm</sub>	0,000690 [-]
		0,000690 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	φ <sub>eq</sub>	26,00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k <sub>1</sub>	0,8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k <sub>2</sub>	0,5 [-]
	k <sub>3</sub>	3,4 [-]
	k <sub>4</sub>	0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	S <sub>r,max</sub>	274,06 [mm]
		274,06 [mm]
<b>Ampiezza delle fessure</b>	w <sub>k</sub>	<b>0,1892 [mm]</b>
<b>Ampiezza massima delle fessure</b>	w <sub>max</sub>	<b>0,3 [mm]</b>

VERIFICHE SOLETTA DI BASE

Verifica C.A. S.L.U. - File: 100x100 piedritti

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	100

N°	As [cm²]	d [cm]
1	53,09	6,3
2	53,09	93,7

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>  kN  
M<sub>xEd</sub>  kNm  
M<sub>yEd</sub>  kNm

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  
L<sub>0</sub>  cm Col. modello

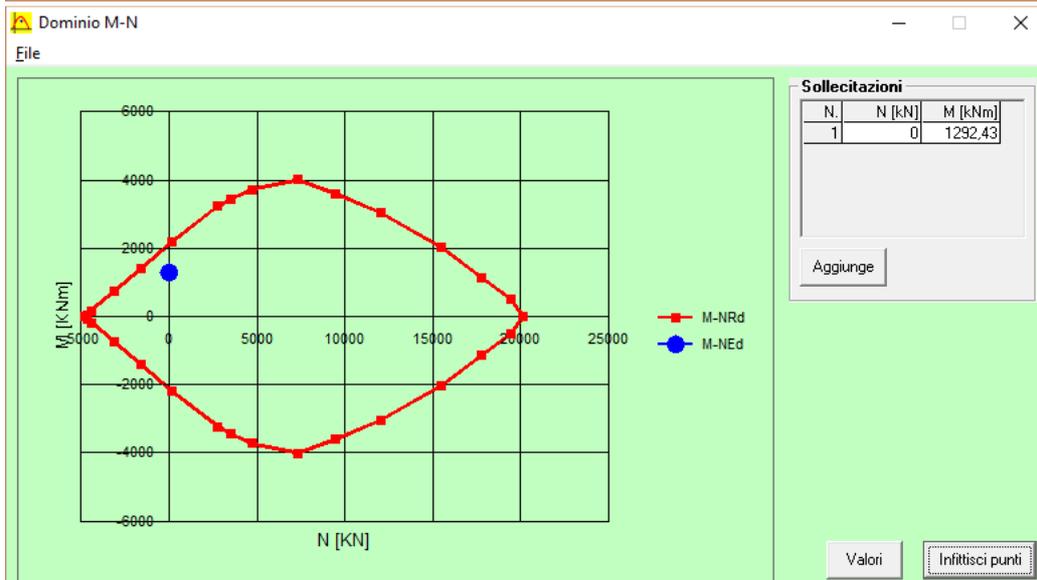
Precompresso

Materiali

B450C C28/35

ε<sub>su</sub>  ‰ ε<sub>c2</sub>  ‰  
f<sub>yd</sub>  N/mm² ε<sub>cu</sub>  ‰  
E<sub>s</sub>  N/mm² f<sub>cd</sub>  ‰  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>  f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>  ?  
ε<sub>syd</sub>  ‰ σ<sub>c,adm</sub>  ‰  
σ<sub>s,adm</sub>  N/mm² τ<sub>co</sub>  ‰  
τ<sub>c1</sub>  ‰

M<sub>xRd</sub>  kN m  
σ<sub>c</sub>  N/mm²  
σ<sub>s</sub>  N/mm²  
ε<sub>c</sub>  ‰  
ε<sub>s</sub>  ‰  
d  cm  
x  x/d   
δ



### DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TAGLIO DELLA SEZIONE

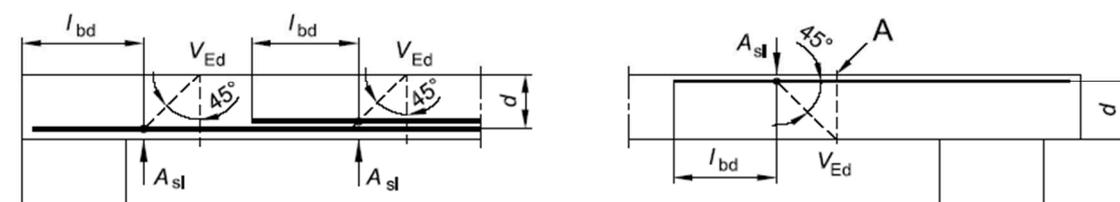
#### § 4.1.2.1.3.1 - ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Azione di Taglio sollecitante a Stato Limite Ultimo	$V_{Ed}$	126	[kN]
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		no	[-]
Coefficiente $C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0,12	[-]
Coefficiente k	k	1,46	[-]
		1,46	[-]
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di $l_{bd} + d$	$\rho_l$	0,0055887	[-]
		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	$V_{Rd,min}$	315,77	[kN]
<b>Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso</b>	<b><math>V_{Rd}</math></b>	<b>315,77</b>	<b>[kN]</b>

VERIFICA A FESSURAZIONE + TENSIONI DI ESERCIZIO - COND. Q. PERM.					
B	100 cm	Md	947,07 kNm		
H	100 cm	Nd	394,71 kN		
c	6,3 cm	Rck	35		
d	93,7 cm	fck	29,05		
nbarre	10	fctm	2,834993		
dmedio	2,60 cm	fctm/1.2	2,36 N/mm <sup>2</sup>		
c'	5,00 cm	fyd	391,31 N/mm <sup>2</sup>		
deff1	24,5 cm	fyk	450 N/mm <sup>2</sup>		
deff2	34,17 cm				
deff	24,5 cm				
Determinazione asse neutro - sezione parzializzata - armatura simmetrica:					
PRESSOFLESSIONE RETTA			FLESSIONE SEMPLICE RETTA		
$y^3 + 3(e-H/2)y^2 + 12n\left(\frac{A_s}{b}\right)ey - 6\left(\frac{A_s}{b}\right)(hd+hc) = 0$			$\frac{by^2}{2} + nA_s(y-c) - nA_s(d-y) = 0$		
TENSIONI DI ESERCIZIO - determinazione $\sigma_{se}$					
b [cm] =	100	d [cm] =	93,7	c [cm] =	6,3
Md=	947,07 kNm			n =	15
Nd=	394,71 kN				
e=	239,94 cm				
A's=	53,09 cm <sup>2</sup>				
As=	53,09 cm <sup>2</sup>				
Ast=	106,19 cm <sup>2</sup>				
h=	283,64 cm				
h'=	196,24 cm				
Δ=	0,00 cm <sup>3</sup>				
y=	31,66 cm				
Jid=	4635393,537 cm <sup>4</sup>				
$\sigma_{c\_max}$	6,47 N/mm <sup>2</sup>	<	0,45fck=	13,0725 N/mm <sup>2</sup>	OK
$\sigma_{s\_max}$	190,13 N/mm <sup>2</sup>				
determinazione $\sigma_{sr}$					
B	100 cm				
Cracking Moment	545,22 kNm				
b [cm] =	100	d [cm] =	93,7	c [cm] =	6,3
Md=	545,22 kNm	y_G =	50,00 cm	Jid =	11375064 cm <sup>4</sup>
Nd=	394,71 kN	H=	100 cm	Wid =	227501,3 cm <sup>3</sup>
e=	138,13088 cm	h=	181,83 cm	Aid=	11592,79 cm <sup>2</sup>
A's=	53,09 cm <sup>2</sup>	h'=	181,83 cm		
As=	53,09 cm <sup>2</sup>				
Ast=	106,19 cm <sup>2</sup>				
Δ=	0,00 cm <sup>3</sup>				
y=	36,12 cm				
Jid=	4919335,14 cm <sup>4</sup>				
$\sigma_{c\_max}$	4,00 N/mm <sup>2</sup>				
$\sigma_{s\_max}$	95,73 N/mm <sup>2</sup>				
determinazione $\epsilon_{sm}$					
β1	0,4			c'	5,00 cm
β2	↑			s	10,00 cm
E_s	206000 N/mm <sup>2</sup>			k2	0,4
				k3	0,125
$\epsilon_{sm}$ =	0,083%			φ	2,60 cm
				nbarre	10
s <sub>sm</sub> =	17,99891709 cm			As	53,09 cm <sup>2</sup>
w <sub>m</sub> =	0,11545654 mm			b	100 cm
				Ac,eff	2450,00 cm <sup>2</sup>
				ρ <sub>r</sub>	0,021671
determinazione w <sub>d</sub>					
w <sub>d</sub> =	0,196 mm	w <sub>lim</sub> =	0,2 mm		OK

VERIFICA A FESSURAZIONE + TENSIONI DI ESERCIZIO - COND. FREQ.				
B	100 cm	Md	961,89 kNm	
H	100 cm	Nd	398,71 kN	
c	6,3 cm	Rck	35	
d	93,7 cm	fck	29,05	
nbarre	10	fctm	2,834993	
dmedio	2,60 cm	fctm/1.2	2,36 N/mm <sup>2</sup>	
c'	5,00 cm	fyd	391,31 N/mm <sup>2</sup>	
deff1	24,5 cm	fyk	450 N/mm <sup>2</sup>	
deff2	34,18 cm			
deff	24,5 cm			
Determinazione asse neutro - sezione parzializzata - armatura simmetrica:				
PRESSOFLESSIONE RETTA			FLESSIONE SEMPLICE RETTA	
$y^3 + 3(e-H/2)y^2 + 12\left(\frac{A_s}{b}\right)ey - 6\left(\frac{A_s}{b}\right)(hd+hc) = 0$			$\frac{by^2}{2} + nA_s(y-c) - nA_s(d-y) = 0$	
TENSIONI DI ESERCIZIO - determinazione $\sigma_s$				
b [cm] =	100	d [cm] =	93,7	c [cm] = 6,3 n = 15
Md=	961,89 kNm			
Nd=	398,71 kN			
e=	241,25 cm			
A's=	53,09 cm <sup>2</sup>			
As=	53,09 cm <sup>2</sup>			
Ast=	106,19 cm <sup>2</sup>			
h=	284,95 cm			
h'=	197,55 cm			
$\Delta$ =	0,00 cm <sup>3</sup>			
y=	31,64 cm			
Jid=	4634294,338 cm <sup>4</sup>			
		$\sigma_{c\_max} = \frac{M_d}{J_{id}} y$		Risolvi sezione per $\sigma_{se}$
		$\sigma_{s\_max} = n \frac{M_d}{J_{id}} (d-y)$		
$\sigma_{c\_max}$	6,57 N/mm <sup>2</sup>			
$\sigma_{s\_max}$	193,23 N/mm <sup>2</sup>			
determinazione $\sigma_{sr}$				
B	100 cm	Sezione integra, zona di trazione		
Mfess	545,29 kNm			
b [cm] =	100	d [cm] =	93,7	c [cm] = 6,3 n = 15
Md=	545,29 kNm	y_G =	50,00 cm	Jid = 11375064 cm <sup>4</sup>
Nd=	398,71 kN	H=	100 cm	Wid = 227501,3 cm <sup>3</sup>
e=	136,7647899 cm	h=	180,46 cm	Aid= 11592,79 cm <sup>2</sup>
A's=	53,09 cm <sup>2</sup>	h'=	180,46 cm	
As=	53,09 cm <sup>2</sup>			
Ast=	106,19 cm <sup>2</sup>			
$\Delta$ =	0,00 cm <sup>3</sup>			
y=	36,22 cm			
Jid=	4927894,775 cm <sup>4</sup>			
		$\sigma_{c\_max} = \frac{M_{fess}}{J_{id}} y$		Risolvi sezione per $\sigma_{sr}$
		$\sigma_{s\_max} = n \frac{M_{fess}}{J_{id}} (d-y)$		
$\sigma_{c\_max}$	4,01 N/mm <sup>2</sup>			
$\sigma_{s\_max}$	95,41 N/mm <sup>2</sup>			
determinazione $\epsilon_{sm}$				
$\beta_1$	0,4	c'	5,00 cm	
$\beta_2$	0,5	s	10,00 cm	
E_s	206000 N/mm <sup>2</sup>	k2	0,4	
		k3	0,125	
$\epsilon_{sm}$	0,089%	$\phi$	2,60 cm	
		nbarre	10	
s <sub>m</sub>	17,99891709 cm	As	53,09 cm <sup>2</sup>	
w <sub>m</sub>	0,160598417 mm	b	100 cm	
		Ac,eff	2450,00 cm <sup>2</sup>	
		$\rho_r$	0,021671	
determinazione w <sub>d</sub>				
w <sub>d</sub>	0,273 mm	w <sub>lim</sub>	0,3 mm	OK

VERIFICA A FESSURAZIONE + TENSIONI DI ESERCIZIO - COND. CARATTERISTICA					
B	100 cm	Md	986,58 kNm		
H	100 cm	Nd	405,37 kN		
c	6,3 cm	Rck	35		
d	93,7 cm	fck	29,05		
nbarre	10	fctm	2,834993		
dmedio	2,60 cm	fctm/1.2	2,36 N/mm <sup>2</sup>		
c'	5,00 cm	fyd	391,31 N/mm <sup>2</sup>		
deff1	24,5 cm	fyk	450 N/mm <sup>2</sup>		
deff2	34,20 cm				
deff	24,5 cm				
Determinazione asse neutro - sezione parzializzata - armatura simmetrica:					
PRESSOFLESSIONE RETTA			FLESSIONE SEMPLICE RETTA		
$y^3 + 3(e - H/2)y^2 + 12n\left(\frac{A_s}{b}\right)ey - 6\left(\frac{A_s}{b}\right)(hd + hc) = 0$			$\frac{by^2}{2} + nA'_s(y - c) - nA_s(d - y) = 0$		
ULS - determinazione $\sigma_s$					
b [cm] =	100	d [cm] =	93,7	c [cm] =	6,3
Md=	986,58 kNm			n =	15
Nd=	405,37 kN				
e=	243,38 cm				
A's=	53,09 cm <sup>2</sup>				
As=	53,09 cm <sup>2</sup>				
Ast=	106,19 cm <sup>2</sup>				
h=	287,08 cm				
h'=	199,68 cm				
$\Delta$ =	0,00 cm <sup>3</sup>				
y=	31,59 cm				
Jid=	4632549,51 cm <sup>4</sup>				
		$\sigma_{c\_max} = \frac{M_d}{J_{id}} y$			
		$\sigma_{s\_max} = n \frac{M_d}{J_{id}} (d - y)$			
$\sigma_{c\_max}$	6,73 N/mm <sup>2</sup>	<	0,6fck=	17,43 N/mm <sup>2</sup>	OK
$\sigma_{s\_max}$	198,40 N/mm <sup>2</sup>	<	0,8fck=	360 N/mm <sup>2</sup>	OK
determinazione $\sigma_{sr}$					
B	100 cm				
Mfess	545,43 kNm				
b [cm] =	100	d [cm] =	93,7	c [cm] =	6,3
Md=	545,43 kNm	y_G =	50,00 cm	Jid =	11375064 cm <sup>4</sup>
Nd=	405,37 kN	H=	100 cm	Wid =	227501,3 cm <sup>3</sup>
e=	134,5500634 cm	h=	178,25 cm	Aid=	11592,79 cm <sup>2</sup>
A's=	53,09 cm <sup>2</sup>	h'=	178,25 cm		
As=	53,09 cm <sup>2</sup>				
Ast=	106,19 cm <sup>2</sup>				
$\Delta$ =	0,00 cm <sup>3</sup>				
y=	36,38 cm				
Jid=	4942401,197 cm <sup>4</sup>				
$\sigma_{c\_max}$	4,02 N/mm <sup>2</sup>	<	0,6fc=	18 N/mm <sup>2</sup>	OK
$\sigma_{s\_max}$	94,88 N/mm <sup>2</sup>	<	fca=	500 N/mm <sup>2</sup>	OK
determinazione $\epsilon_{sm}$					
$\beta_1$	0,4			c'	5,00 cm
$\beta_2$	0,5			s	10,00 cm
E_s	206000 N/mm <sup>2</sup>			k2	0,4
$\epsilon_{sm}$	0,092%			k3	0,125
				$\phi$	2,60 cm
S <sub>sm</sub>	17,99891709 cm			nbarre	10
w <sub>m</sub>	0,165418175 mm			As	53,09 cm <sup>2</sup>
				b	100 cm
				Ac,eff	2450,00 cm <sup>2</sup>
				$\rho_r$	0,021671
determinazione w <sub>d</sub>					
w <sub>d</sub>	0,281 mm	w <sub>lim</sub>	0,3 mm		OK

## 16.6 COMBINAZIONI DI CARICO LATO MARANA

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							
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-8	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	tho-sx	1,3	COMB SLU-6	tho-sx	1,3	COMB SLU-7	tho-sx	1,3	COMB SLU-8	tho-sx	1,3
COMB SLU-1	tha-dx	1,3	COMB SLU-2	tha-dx	1,3	COMB SLU-3	tha-dx	1,3	COMB SLU-4	tha-dx	1,3	COMB SLU-5	tho-dx	1,3	COMB SLU-6	tho-dx	1,3	COMB SLU-7	tho-dx	1,3	COMB SLU-8	tho-dx	1,3
COMB SLU-1	qha-sx	1,5	COMB SLU-2	qha-sx	1,5	COMB SLU-3	Qfk	1,5	COMB SLU-4	Qfk	1,5	COMB SLU-5	qho-sx	1,5	COMB SLU-6	qho-sx	1,5	COMB SLU-7	qho-sx	1,5	COMB SLU-8	qho-sx	1,5
COMB SLU-1	qha-dx	1,5	COMB SLU-2	qv-sx	1,5	COMB SLU-3	Vento We	0,9	COMB SLU-4	Vento We	0,9	COMB SLU-5	qv-sx	1,5	COMB SLU-6	qv-sx	1,5	COMB SLU-7	qv-sx	1,5	COMB SLU-8	qv-sx	1,5
COMB SLU-1	qv-dx	1,5										COMB SLU-5	qv-dx	1,5									
COMB SLU-1	Qfk	1,5										COMB SLU-5	Qfk	1,5									
COMB SLU-1	Vento We	0,9										COMB SLU-5	Vento We	0,9									
Definizione Combinazioni SLE-RARA																							
Combinazione	Caso di Carico		Combinazione	Caso di Carico		Combinazione	Caso di Carico	Moltiplicatore															
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	tho-sx	1	COMB SLE-R-5	tho-sx	1	COMB SLE-R-6	tho-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	tho-dx	1	COMB SLE-R-5	tho-dx	1	COMB SLE-R-6	tho-dx	1						
COMB SLE-R-1	qha-sx	1	COMB SLE-R-2	qha-sx	1	COMB SLE-R-3	Qfk	1	COMB SLE-R-4	qho-sx	1	COMB SLE-R-5	qho-sx	1	COMB SLE-R-6	qho-sx	1						
COMB SLE-R-1	qha-dx	1	COMB SLE-R-2	qv-sx	1	COMB SLE-R-3	Vento We	0,6	COMB SLE-R-4	qho-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												
COMB SLE-R-1	Qfk	1							COMB SLE-R-4	Qfk	1												
COMB SLE-R-1	Vento We	0,6							COMB SLE-R-4	Vento We	0,6												
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	tho-sx	1	COMB SLE-F-5	tho-sx	1	COMB SLE-F-6	tho-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	tho-dx	1	COMB SLE-F-5	tho-dx	1	COMB SLE-F-6	tho-dx	1						
COMB SLE-F-1	qha-sx	0,5	COMB SLE-F-2	qha-sx	0,5	COMB SLE-F-3	Qfk	1	COMB SLE-F-4	qho-sx	0,5	COMB SLE-F-5	qho-sx	0,5									
COMB SLE-F-1	qha-dx	0,5	COMB SLE-F-2	qv-sx	0,5	COMB SLE-F-3	Vento We	0,2	COMB SLE-F-4	qho-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												
COMB SLE-F-1	Qfk	0,5							COMB SLE-F-4	Qfk	0,5												
COMB SLE-F-1	Vento We	0,2							COMB SLE-F-4	Vento We	0,2												
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-QP-1	DEAD	1	COMB SLE-QP-2	DEAD	1	COMB SLE-QP-3	DEAD	1	COMB SLE-QP-4	DEAD	1	COMB SLE-QP-5	DEAD	1	COMB SLE-QP-6	DEAD	1						
COMB SLE-QP-1	tha-sx	1	COMB SLE-QP-2	tha-sx	1	COMB SLE-QP-3	tha-sx	1	COMB SLE-QP-4	tho-sx	1	COMB SLE-QP-5	tho-sx	1	COMB SLE-QP-6	tho-sx	1						
COMB SLE-QP-1	tha-dx	1	COMB SLE-QP-2	tha-dx	1	COMB SLE-QP-3	tha-dx	1	COMB SLE-QP-4	tho-dx	1	COMB SLE-QP-5	tho-dx	1	COMB SLE-QP-6	tho-dx	1						
COMB SLE-QP-1	qha-sx	0,2	COMB SLE-QP-2	qha-sx	0,2	COMB SLE-QP-3	Qfk	0,2	COMB SLE-QP-4	qho-sx	0,2	COMB SLE-QP-5	qho-sx	0,2									
COMB SLE-QP-1	qha-dx	0,2	COMB SLE-QP-2	qv-sx	0,2				COMB SLE-QP-4	qho-dx	0,2	COMB SLE-QP-5	qv-sx	0,2									
COMB SLE-QP-1	qv-sx	0,2							COMB SLE-QP-4	qv-sx	0,2												
COMB SLE-QP-1	qv-dx	0,2							COMB SLE-QP-4	qv-dx	0,2												
COMB SLE-QP-1	Qfk	0,2							COMB SLE-QP-4	Qfk	0,2												
Definizione Combinazioni SILV-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 SISM-E-1	DEAD	1	COMB SISM-E-2	DEAD	1	COMB SISM-E-3	DEAD	1	COMB SISM-E-4	DEAD	1												
COMB SISM-E-1	tha-sx	1	COMB SISM-E-2	tha-sx	1	COMB SISM-E-3	tha-sx	1	COMB SISM-E-4	tha-sx	1												
COMB SISM-E-1	tha-dx	1	COMB SISM-E-2	tha-dx	1	COMB SISM-E-3	tha-dx	1	COMB SISM-E-4	tha-dx	1												
COMB SISM-E-1	delta tha sx	1	COMB SISM-E-2	delta tha sx	-1	COMB SISM-E-3	delta tha dx	1	COMB SISM-E-4	delta tha dx	-1												
COMB SISM-E-1	in-v	1	COMB SISM-E-2	in-v	-1	COMB SISM-E-3	in-v	1	COMB SISM-E-4	in-v	-1												
COMB SISM-E-1	in-h	1	COMB SISM-E-2	in-h	1	COMB SISM-E-3	in-h	-1	COMB SISM-E-4	in-h	-1												

## 16.7 MODELLO DI CALCOLO LATO MARANA

L'analisi della struttura è 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, è soggetta ad uno stato piano di deformazione. L'analisi, pertanto, è 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.

Per i muri a U il telaio è stato vincolato a terra, da una serie di molle elastiche aventi rigidità pari ai moduli precedentemente determinati ( $k_{\text{winkler}} = 10000 \text{ kN/m}^3$ ).

Il valore è stato determinato come rapporto tra carico applicato e cedimento e pertanto:

$$k = E / [(1 - \nu^2)] B c_t$$

in cui E è il modulo elastico del terreno,  $\nu$  è il modulo di Poisson, B è la larghezza della fondazione e  $c_t$  un coefficiente di forma determinabile con le espressioni proposte da Bowles (1960)

$$c_t = 0.853 + 0.534 \ln(L/B) \quad \text{per fondazione rettangolare con } L/B < 10$$

Nei primi 15 m di terreno, più coinvolti dai cedimenti il valore medio della rigidità è pari a

$$E = 110 \text{ MPa (terreno BN2)}$$

Trattandosi di un caso piano, si può cautelativamente considerare che l'area di influenza del cedimento avvenga su un'area con

$$B = L = 15.0 \text{ m}$$

Si trova pertanto

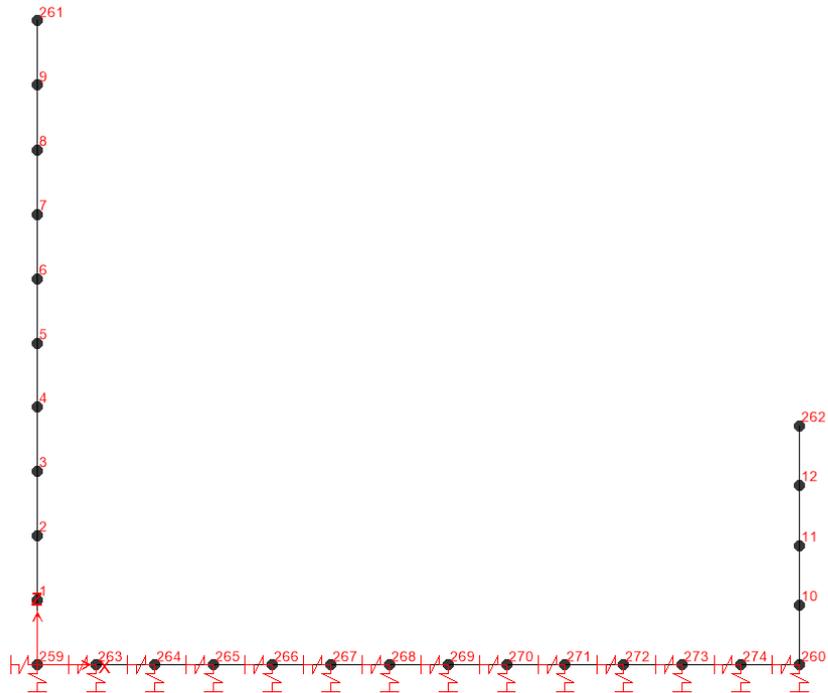
$$k = 9956 \text{ kN/m}^3$$

arrotondati a  $10000 \text{ kN/m}^3$

La soletta di fondo è continua ma il calcolo è stato cautelativamente sviluppato per una lunghezza unitaria

Si è tenuto conto della non linearità del terreno, ossia della sua assoluta incapacità di resistere a sforzi di trazione, attribuendo alle molle rigidità assiale esclusivamente nei confronti di sollecitazioni di compressione; per tale motivo la struttura è stata studiata mediante analisi statica elastica non lineare.

X-Z Plane @ Y=0



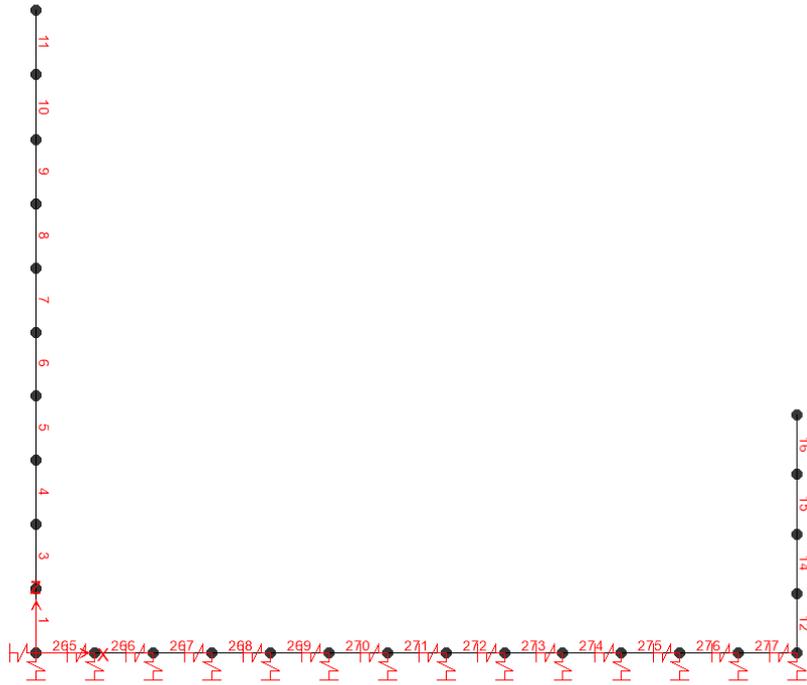
Plane @ Y=0 X4,520 Y0,000 Z-1,684 GLOBAL KN, m, C

Numerazione nodi

Impresa

Progettista

X-Z Plane @ Y=0



Plane @ Y=0

X1,492 Y0,000 Z-1,614 GLOBAL

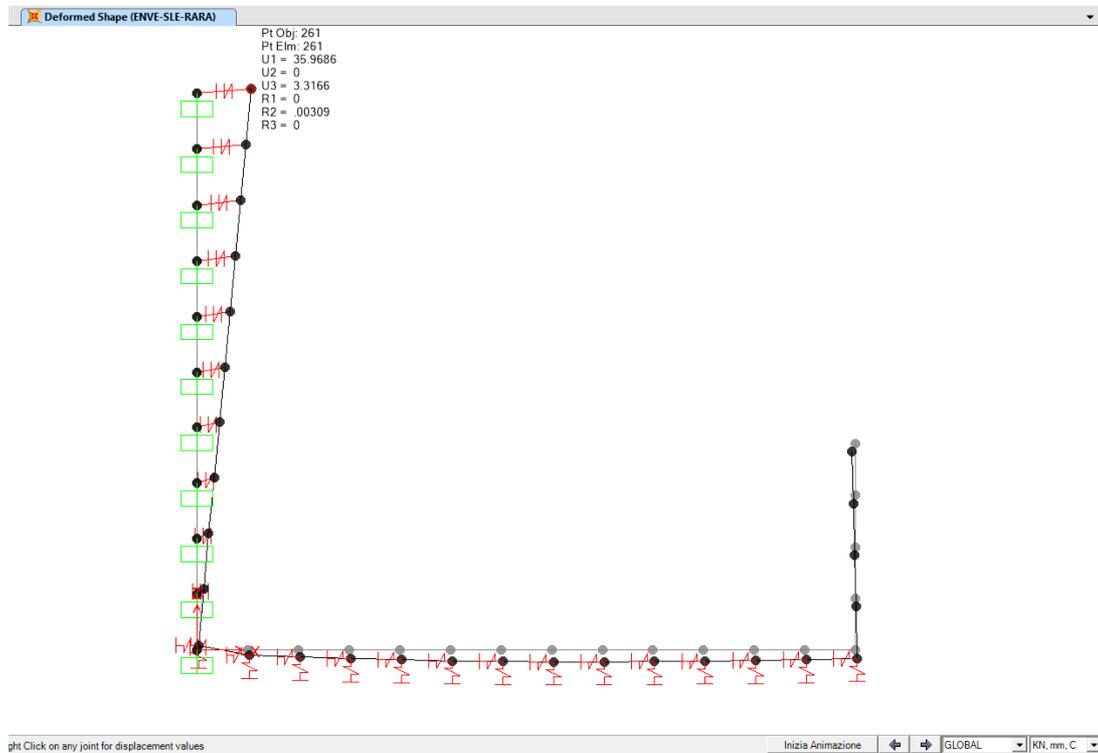
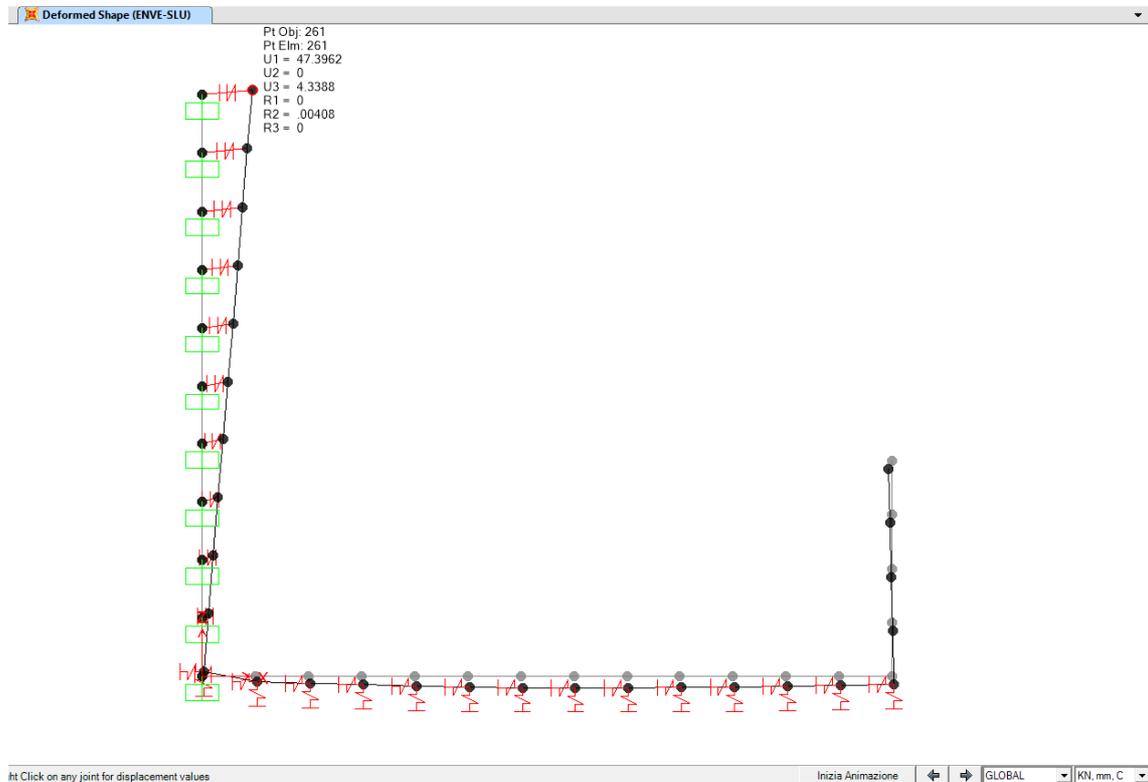
KN, m, C

Numerazione elementi

Impresa

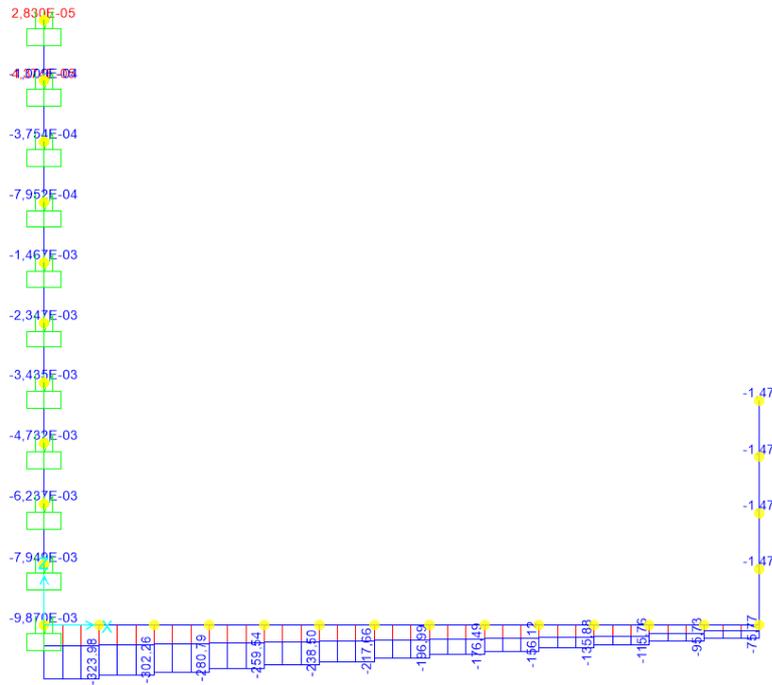
Progettista

## 16.8 RISULTATI DEL CALCOLO LATO MARANA



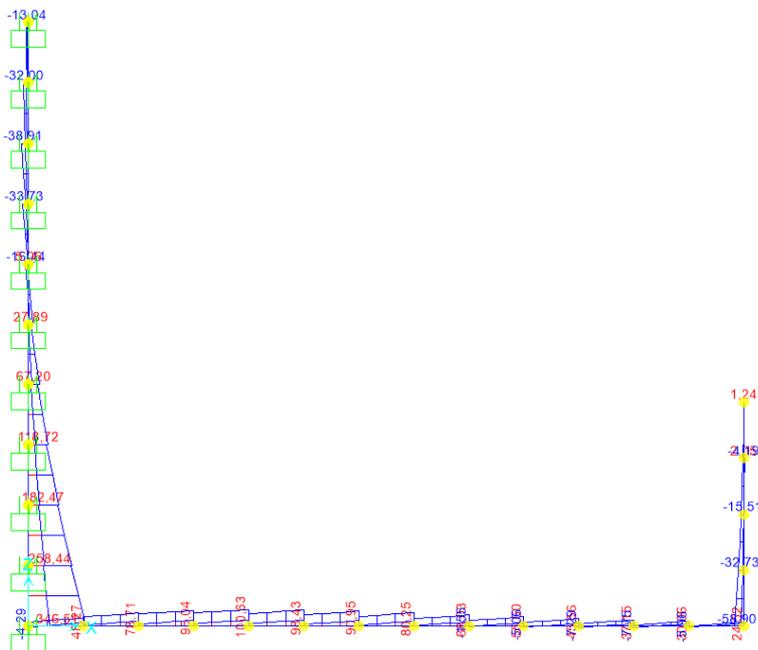
**GALLERIA ARTIFICIALE - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO**

Axial Force Diagram (ENVE-SLV)



Click on any Frame Element for detailed diagram GLOBAL KN, m, C

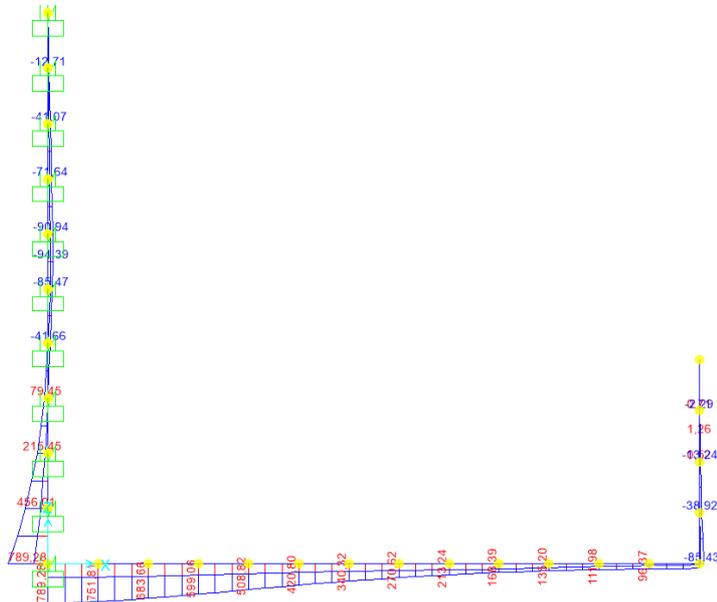
Shear Force 2-2 Diagram (ENVE-SLV)



Click on any Frame Element for detailed diagram GLOBAL KN, m, C

**GALLERIA ARTIFICIALE - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO**

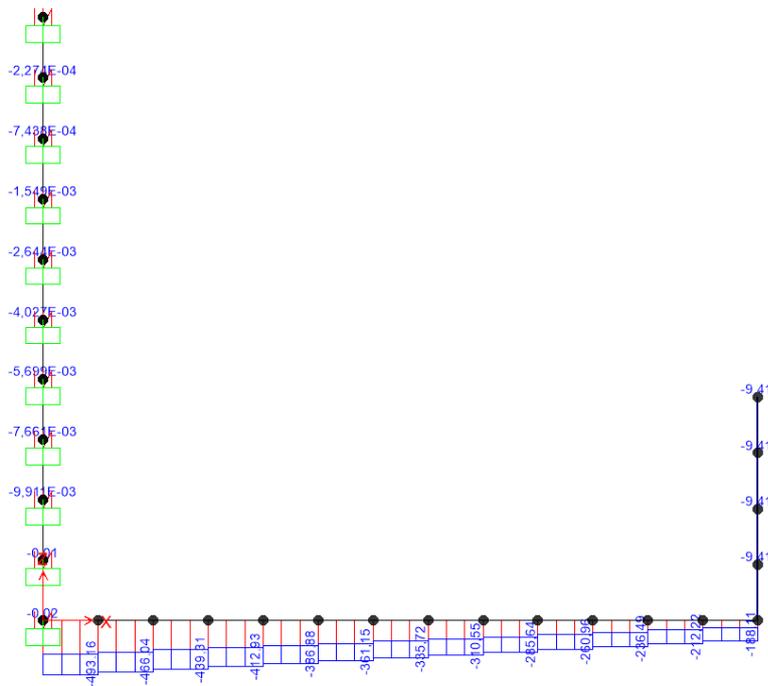
Moment 3-3 Diagram (ENVE-SLV)



Click on any Frame Element for detailed diagram

GLOBAL KN, m, C

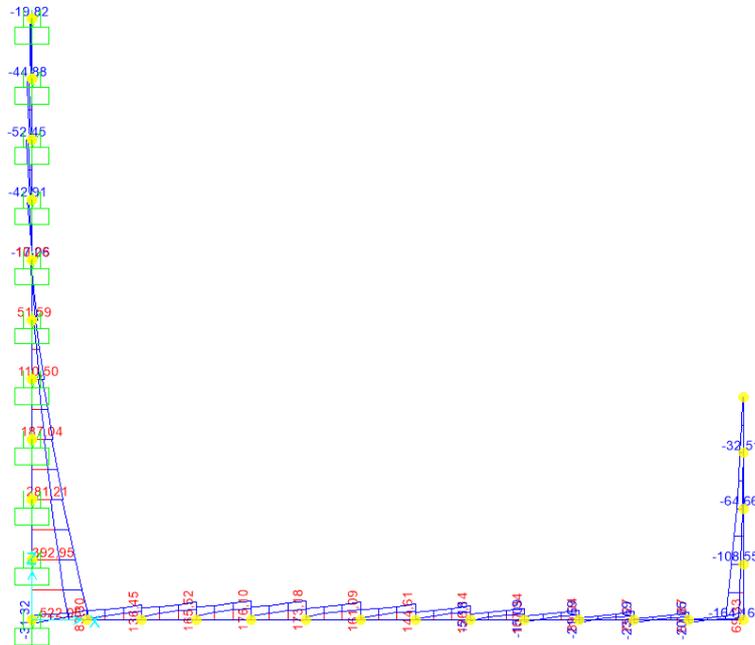
Axial Force Diagram (ENVE-SLU)



Click on any Frame Element for detailed diagram

GLOBAL KN, mm, C

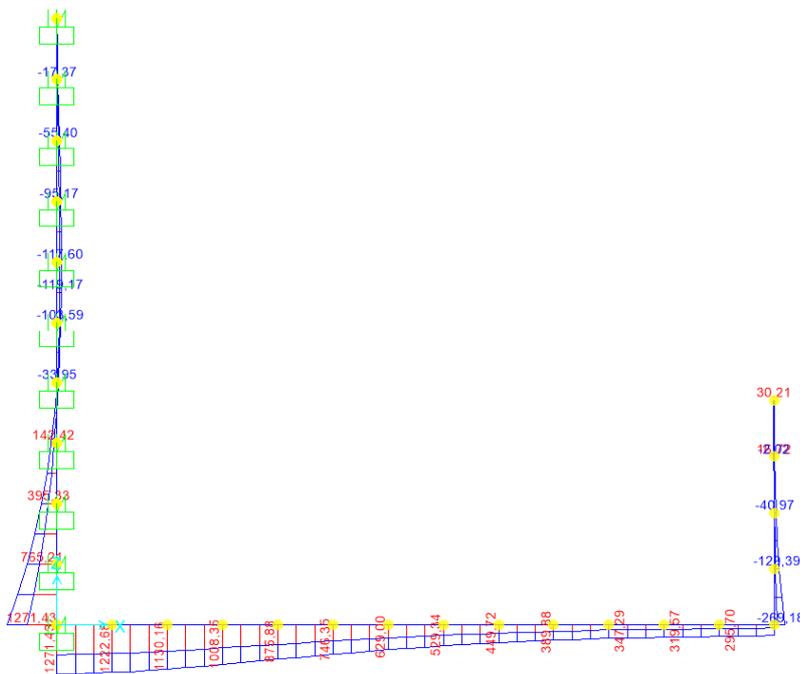
Shear Force 2-2 Diagram (ENVE-SLU)



ht Click on any Frame Element for detailed diagram

GLOBAL KN, m, C

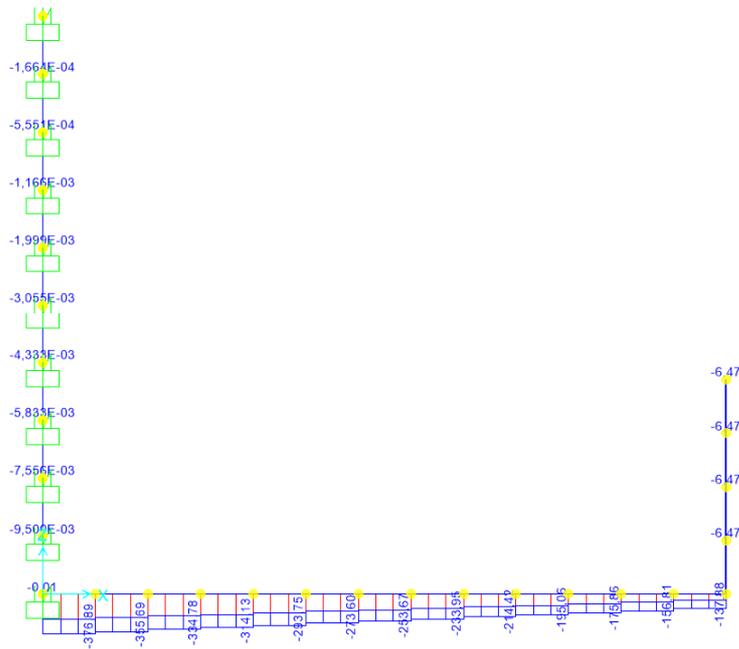
Moment 3-3 Diagram (ENVE-SLU)



ht Click on any Frame Element for detailed diagram

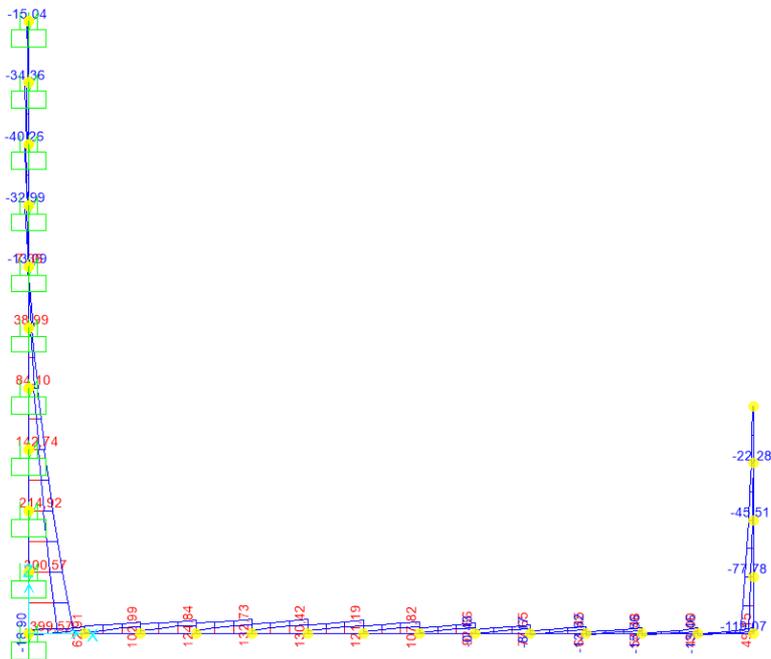
GLOBAL KN, m, C

Axial Force Diagram (ENVE-SLE-RARA)



Click on any Frame Element for detailed diagram

Shear Force 2-2 Diagram (ENVE-SLE-RARA)

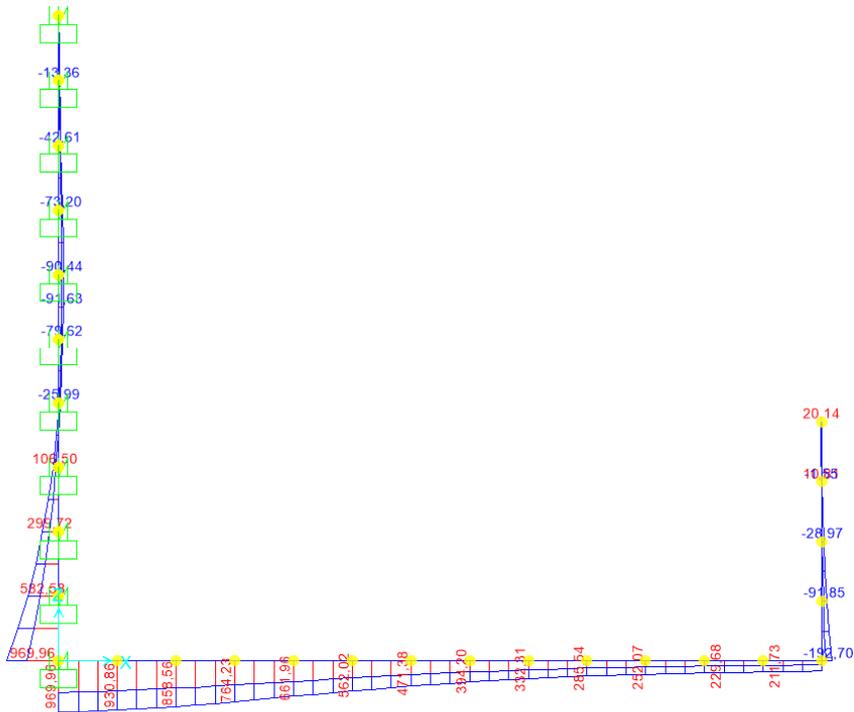


Click on any Frame Element for detailed diagram

GLOBAL KN, m, C

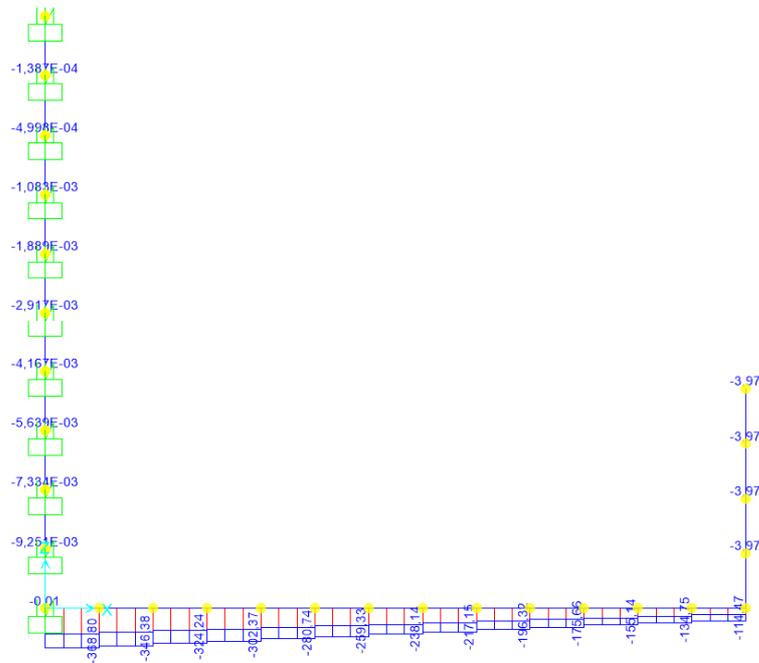
**GALLERIA ARTIFICIALE - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO**

Moment 3-3 Diagram (ENVE-SLE-RARA)



Click on any Frame Element for detailed diagram GLOBAL KN, m, C

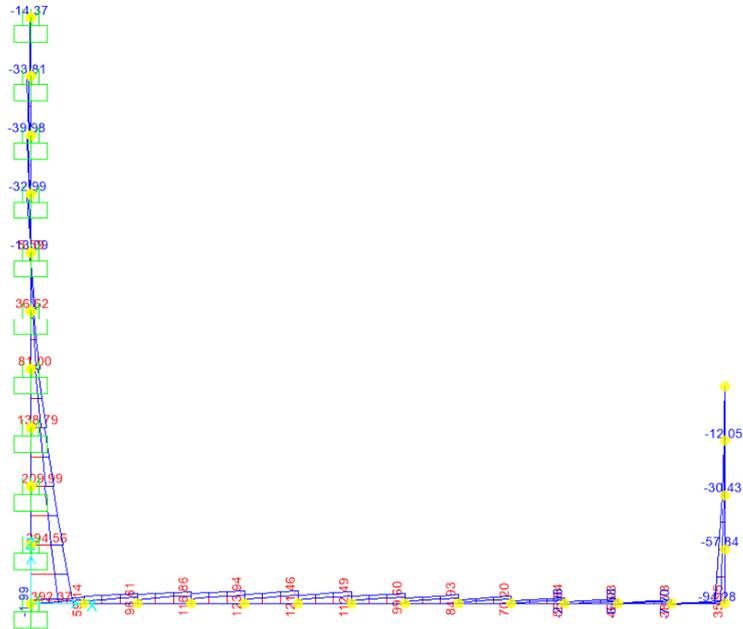
Axial Force Diagram (ENVE-SLE-FREQ)



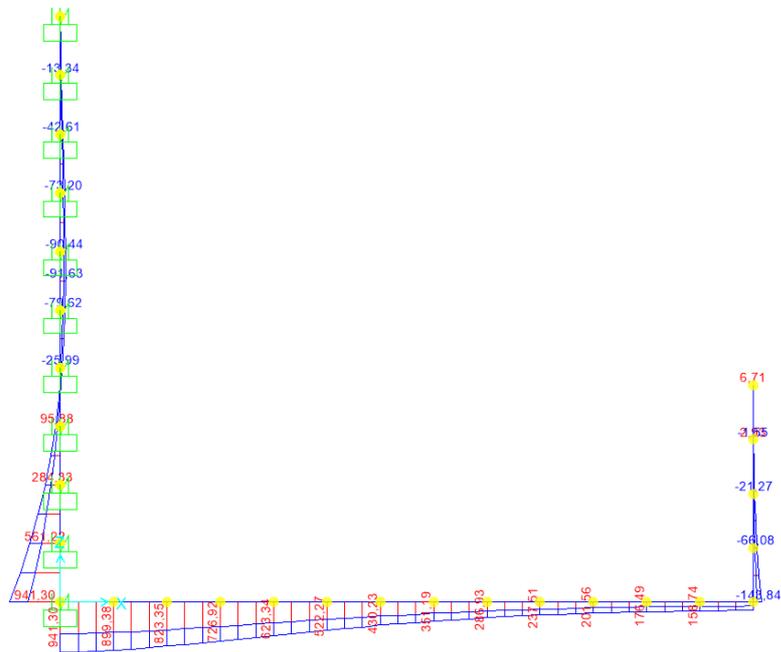
Click on any Frame Element for detailed diagram GLOBAL KN, m, C

**GALLERIA ARTIFICIALE - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO**

Shear Force 2-2 Diagram (ENVE-SLE-FREQ)



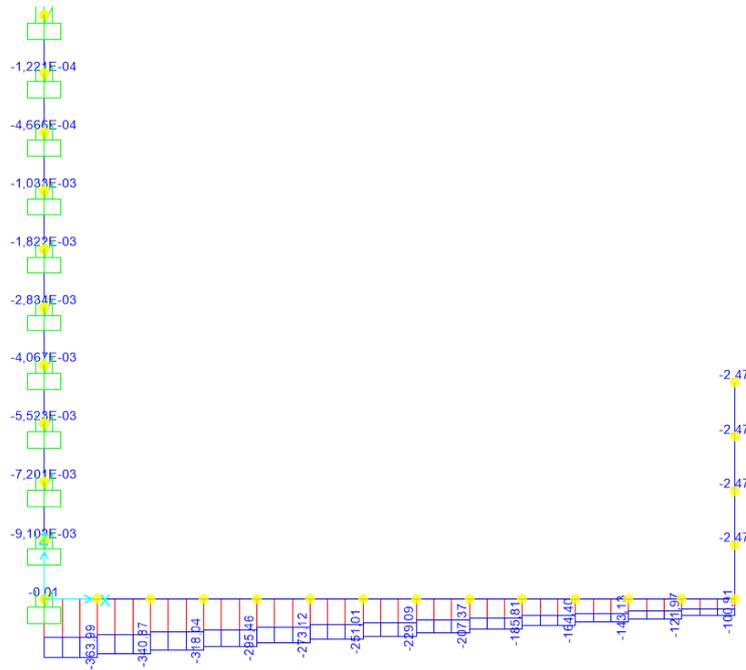
Click on any Frame Element for detailed diagram  
Moment 3-3 Diagram (ENVE-SLE-FREQ)



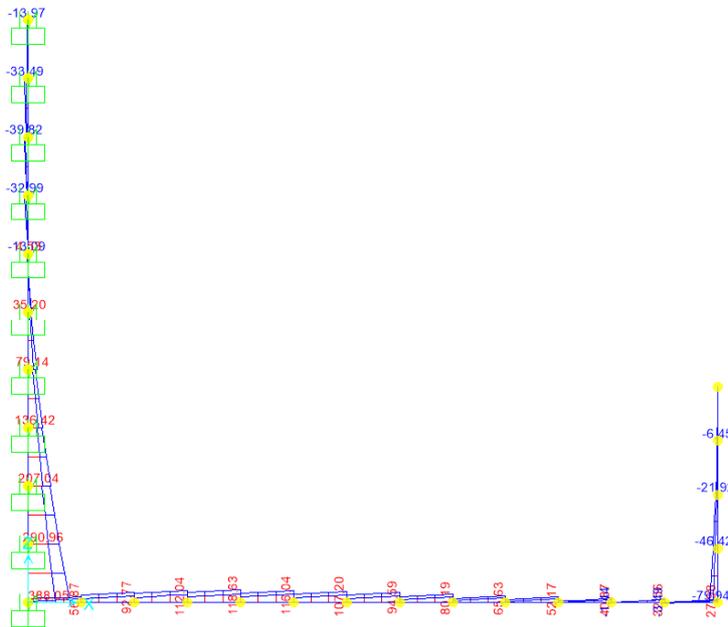
Click on any Frame Element for detailed diagram

**GALLERIA ARTIFICIALE - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO**

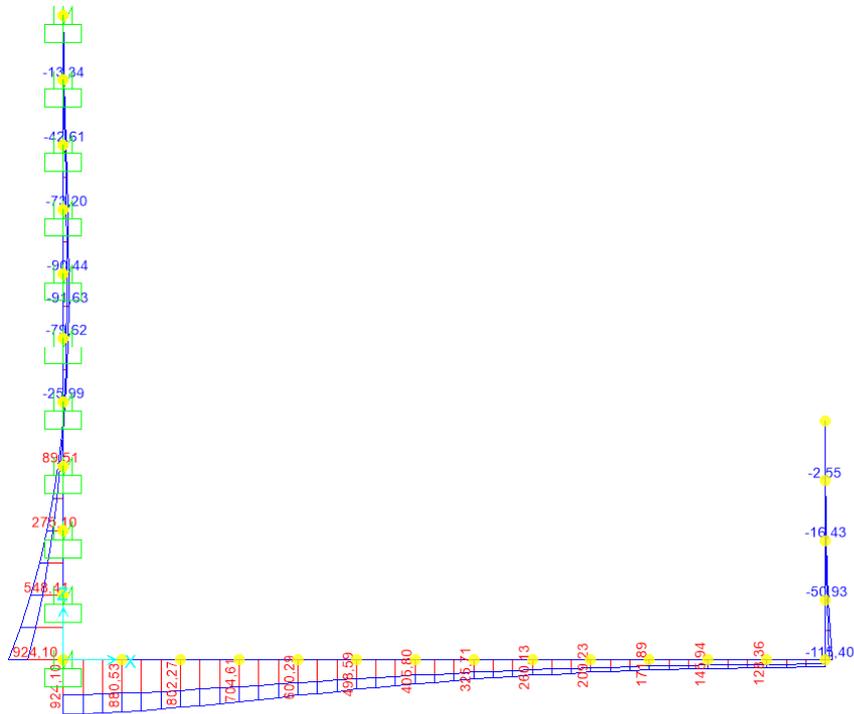
Axial Force Diagram (ENVE-SLE-QP)



Shear Force 2-2 Diagram (ENVE-SLE-QP)



Moment 3-3 Diagram (ENVE-SLE-QP)



Hit Click on any Frame Element for detailed diagram

GLOBAL KN, m, C

## 16.9 VERIFICHE LATO MARANA

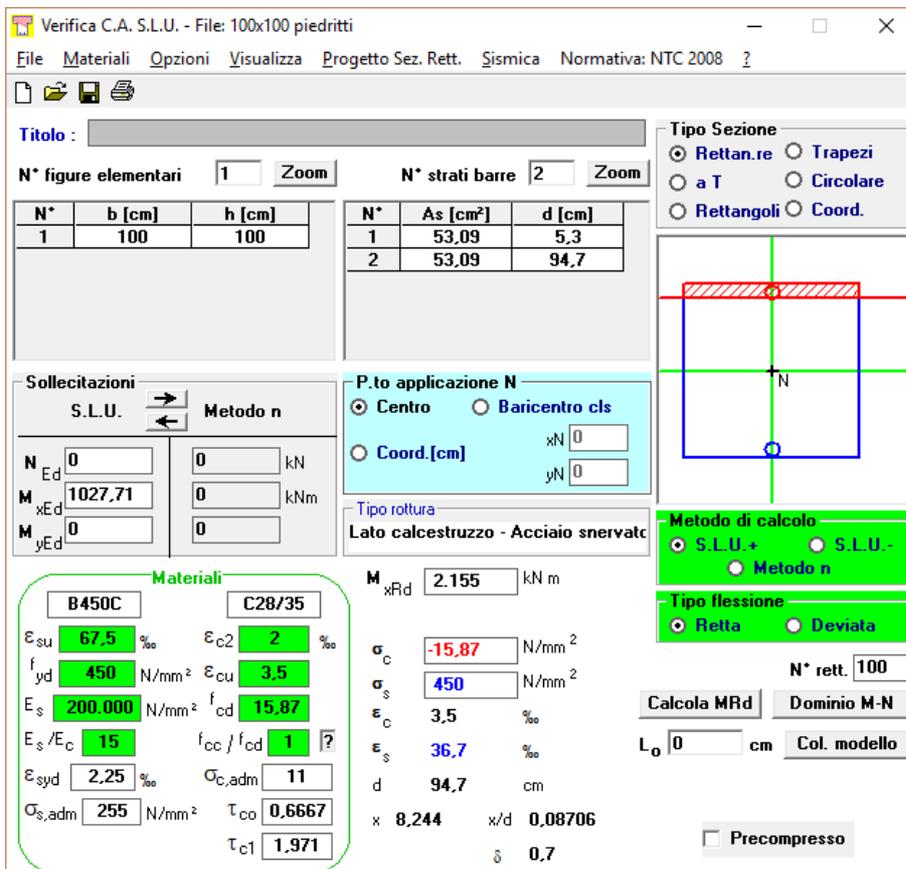
Per quanto riguarda le sollecitazioni per i piedritti viene presa in considerazione per la verifica la sollecitazione corrispondente a 0,5 metri del frame considerato in quanto l'attacco del piedritto considerando metà dello spessore della soletta di base inizia da quel momento (la sezione del piedritto parte da quel punto), avendo considerato nel modello i nodi al centro delle solette.

Per quanto riguarda il muro verticale lato monte di spessore 1 metro verranno armati con 10 ferri verticali diametro 26 a metro ( $\phi$  26/10) fino a quota 6 metri, superiormente connessi a 10 ferri verticali diametro 20 a metro ( $\phi$  20/10). Quando il muro ad U ad altezza variabile scende sotto i 5 metri di quota vi saranno esclusivamente 5 ferri verticali diametro 20 a metro ( $\phi$  20/20). Longitudinalmente si inseriscono  $\phi$  16 a passo 20, quando il muro scende al di sotto dei 5 metri di altezza potranno inserirsi  $\phi$  12 a passo 20.

Per quanto riguarda la soletta di base sempre di spessore 1 metro, i ferri saranno  $\phi$  26, sempre a passo 10 cm. Quando il muro ad U ad altezza variabile scende sotto i 5 metri di quota i ferri trasversali passano a  $\phi$  20/20. Longitudinalmente si inseriscono  $\phi$  12 a passo 20.

Per quanto riguarda il muro verticale lato valle di spessore 60 cm. verranno armati con 5 ferri verticali diametro 20 a metro ( $\phi$  20/20). Longitudinalmente si inseriscono  $\phi$  12 a passo 20.

## VERIFICHE MURO LATO MONTE



**Titolo :** \_\_\_\_\_

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

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	100

N°	As [cm²]	d [cm]
1	53,09	5,3
2	53,09	94,7

**Sollecitazioni**  
 S.L.U. **Metodo n**

**N<sub>Ed</sub>** 0 **0** kN  
**M<sub>xEd</sub>** 1027,71 **0** kNm  
**M<sub>yEd</sub>** 0 **0**

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

**Tipo rottura**  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

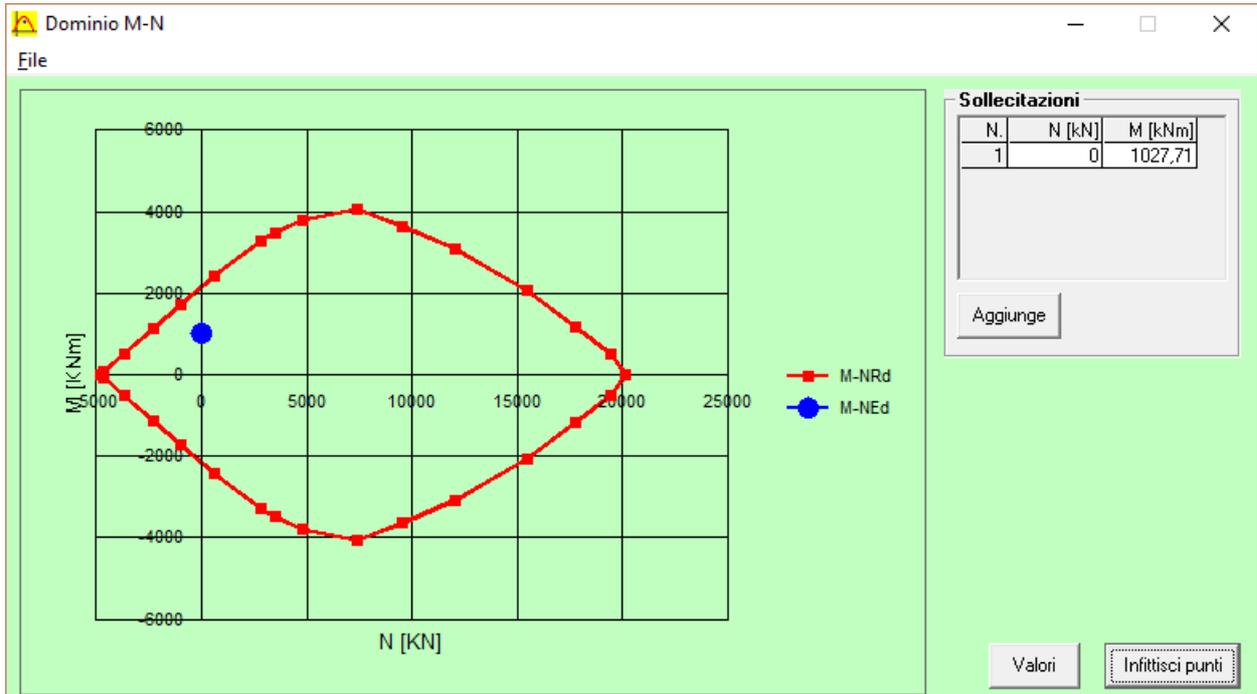
**Metodo di calcolo**  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

**Tipo flessione**  
 Retta  Deviata

**Materiali**  
**B450C** **C28/35**  
 $\epsilon_{su}$  67,5%  $\epsilon_{c2}$  2%  
 $f_{yd}$  450 N/mm²  $\epsilon_{cu}$  3,5%  
 $E_s$  200.000 N/mm²  $f_{cd}$  15,87  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  1  
 $\epsilon_{syd}$  2,25%  $\sigma_{c,adm}$  11  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²  $\tau_{co}$  0,6667  
 $\tau_{c1}$  1,971

**M<sub>xRd</sub>** 2.155 kN m  
 $\sigma_c$  -15,87 N/mm²  
 $\sigma_s$  450 N/mm²  
 $\epsilon_c$  3,5%  
 $\epsilon_s$  36,7%  
 d 94,7 cm  
 x 8,244 x/d 0,08706  
 $\delta$  0,7

**Calcola MRd** **Dominio M-N**  
**L<sub>0</sub>** 0 cm **Col. modello**  
 Precompresso



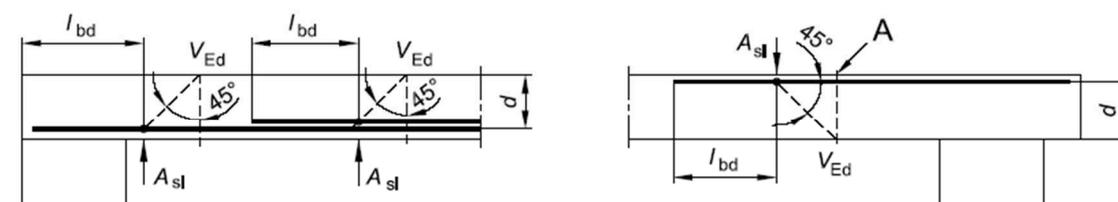
**DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TAGLIO DELLA SEZIONE**
**§ 4.1.2.1.3.1 - ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO**

Azione di Taglio sollecitante a Stato Limite Ultimo	$V_{Ed}$	460,5	[kN]
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		no	[-]
Coefficiente $C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0,12	[-]
Coefficiente k	k	1,46	[-]
		1,46	[-]
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di $l_{bd} + d$	$\rho_l$	0,0055305	[-]
		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	$V_{Rd,min}$	318,31	[kN]

**Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso**  $V_{Rd}$  **318,31 [kN]**
**§ 4.1.2.1.3.2 - ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO**

Diametro delle staffe	$\phi_{sw}$	16	[mm]
Numero di braccia	$n_b$	2	[-]
Passo delle staffe	s	200	[mm]
Inclinazione tra il puntone compresso e l'asse della trave	$\theta$	45	[°]
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	$\alpha$	90	[°]
Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio	$A_{sw}$	402	[mm <sup>2</sup> ]
Braccio della coppia interna	z	864	[mm]
Cotangente di $\theta$	$\cot\theta$	1,00	[-]
		1,00	[-]
Cotangente di $\alpha$	$\cot\alpha$	0,00	[-]
Seno di $\alpha$	$\sin\alpha$	1,00	[-]

**Resistenza offerta dall'armatura a taglio (meccanismo taglio - trazione)**  $V_{Rd}$  **679,76 [kN]**

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

**Resistenza offerta dai puntoni (meccanismo taglio - compressione)**  $V_{Rd}$  **3555,72 [kN]**

 Massima area efficace di armatura a taglio per  $\cot\theta = 1$   $A_{sw,max}$  2524,12 [mm]

**Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente**  $V_{Rd}$  **679,76 [kN]**
**§ 4.1.2.1.3.3 - TAGLIO MASSIMO SOPPORTABILE DALLA TRAVE**
**Resistenza massima a taglio della trave**  $V_{Rd}$  **3950,80 [kN]**

### DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS

#### Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica

Momento sollecitante assunto in valore assoluto	$M_{Ed}$	783,4	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	1000	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	40	[mm]
Altezza utile della sezione	d	960	[mm]
Area dell'armatura tesa	$A_s$	5309	[mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	$A'_s$	5309	[mm <sup>2</sup> ]
Posizione dell'asse neutro	x	270,43	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	48690154429	[mm <sup>4</sup> ]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	17,43	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	$\sigma_s$	360	[MPa]
<b>Tensione nel calcestruzzo</b>	$\sigma_c$	<b>4,35</b>	<b>[MPa]</b>
<b>Tensione nell'armatura tesa</b>	$\sigma_s$	<b>166,43</b>	<b>[MPa]</b>

### DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS

#### Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente

Momento sollecitante assunto in valore assoluto	$M_{Ed}$	743,1	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	1000	[-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[-]
Copriferro	d'	40	[-]
Altezza utile della sezione	d'	960	[-]
Area dell'armatura tesa	$A_s$	5309	[mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	$A'_s$	5309	[mm <sup>2</sup> ]
Posizione dell'asse neutro	x	270,43	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	48690154429	[mm <sup>4</sup> ]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	13,0725	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	$\sigma_s$	360	[MPa]
<b>Tensione nel calcestruzzo</b>	$\sigma_c$	<b>4,13</b>	<b>[MPa]</b>
<b>Tensione nell'armatura tesa</b>	$\sigma_s$	<b>157,86</b>	<b>[MPa]</b>

### DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS

#### Controllo tensionale per la Combinazione Frequente

Momento sollecitante assunto in valore assoluto	$M_{Ed}$	758,2	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	1000	[MPa]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[-]
Copriferro	d'	40	[kNm]
Altezza utile della sezione	d'	960	[kNm]
Area dell'armatura tesa	$A_s$	5309	[mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	$A'_s$	5309	[mm <sup>2</sup> ]
Posizione dell'asse neutro	x	270,43	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	48690154429	[mm <sup>4</sup> ]
<b>Tensione nel calcestruzzo</b>	$\sigma_c$	<b>4,21</b>	<b>[MPa]</b>
<b>Tensione nell'armatura tesa</b>	$\sigma_s$	<b>161,07</b>	<b>[MPa]</b>

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'	40 [mm]
Altezza utile della sezione	d	960 [mm]
Area dell'armatura tesa	A <sub>s</sub>	5309 [mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	A' <sub>s</sub>	5309 [mm <sup>2</sup> ]
Distanza tra il bordo del cls e l'armatura	c	40 [mm]
Distanza tra i baricentri delle barre	s	150 [mm]
Distanza massima di riferimento tra le barre	S <sub>ref,max</sub>	265 [mm]
Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente		
<b>Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente</b>	<b>M<sub>Ed,q.p.</sub></b>	<b>743,08 [kNm]</b>
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	270,43 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ <sub>s</sub>	157,86 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	f <sub>ct,eff</sub>	2,8 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k <sub>1</sub>	0,4 [-]
Altezza efficace	h <sub>c,eff</sub>	100 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	A <sub>c,eff</sub>	100000 [mm <sup>2</sup> ]
Rapporto geometrico sull'area efficace	ρ <sub>p,eff</sub>	0,05309 [-]
Rapporto tra E <sub>s</sub> /E <sub>cm</sub>	α <sub>e</sub>	6,14 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	ε <sub>sm</sub> - ε <sub>cm</sub>	0,000648 [-]
		0,000648 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	φ <sub>eq</sub>	26,00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k <sub>1</sub>	0,8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k <sub>2</sub>	0,5 [-]
	k <sub>3</sub>	3,4 [-]
	k <sub>4</sub>	0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	S <sub>r,max</sub>	219,25 [mm]
		219,25 [mm]
<b>Ampiezza delle fessure</b>	<b>w<sub>k</sub></b>	<b>0,1420 [mm]</b>
<b>Ampiezza massima delle fessure</b>	<b>w<sub>max</sub></b>	<b>0,2 [mm]</b>
Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Frequente		
<b>Momento sollecitante per la combinazione Frequente</b>	<b>M<sub>Ed,freq.</sub></b>	<b>758,21 [kNm]</b>
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	270,43 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ <sub>s</sub>	161,07 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	f <sub>ct,eff</sub>	2,8 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k <sub>1</sub>	0,4 [-]
Altezza efficace	h <sub>c,eff</sub>	100 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	A <sub>c,eff</sub>	100000 [mm <sup>2</sup> ]
Rapporto geometrico sull'area efficace	ρ <sub>p,eff</sub>	0,05309 [-]
Rapporto tra E <sub>s</sub> /E <sub>cm</sub>	α <sub>e</sub>	6,14 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	ε <sub>sm</sub> - ε <sub>cm</sub>	0,000664 [-]
		0,000664 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	φ <sub>eq</sub>	26,00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k <sub>1</sub>	0,8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k <sub>2</sub>	0,5 [-]
	k <sub>3</sub>	3,4 [-]
	k <sub>4</sub>	0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	S <sub>r,max</sub>	219,25 [mm]
		219,25 [mm]
<b>Ampiezza delle fessure</b>	<b>w<sub>k</sub></b>	<b>0,1455 [mm]</b>
<b>Ampiezza massima delle fessure</b>	<b>w<sub>max</sub></b>	<b>0,3 [mm]</b>
Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Caratteristica		
<b>Momento sollecitante per la combinazione Caratteristica</b>	<b>M<sub>Ed,charatt.</sub></b>	<b>783,43 [kNm]</b>
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	270,43 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ <sub>s</sub>	166,43 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	f <sub>ct,eff</sub>	2,8 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k <sub>1</sub>	0,4 [-]
Altezza efficace	h <sub>c,eff</sub>	100 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	A <sub>c,eff</sub>	100000 [mm <sup>2</sup> ]
Rapporto geometrico sull'area efficace	ρ <sub>p,eff</sub>	0,05309 [-]
Rapporto tra E <sub>s</sub> /E <sub>cm</sub>	α <sub>e</sub>	6,14 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	ε <sub>sm</sub> - ε <sub>cm</sub>	0,000691 [-]
		0,000691 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	φ <sub>eq</sub>	26,00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k <sub>1</sub>	0,8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k <sub>2</sub>	0,5 [-]
	k <sub>3</sub>	3,4 [-]
	k <sub>4</sub>	0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	S <sub>r,max</sub>	219,25 [mm]
		219,25 [mm]
<b>Ampiezza delle fessure</b>	<b>w<sub>k</sub></b>	<b>0,1514 [mm]</b>
<b>Ampiezza massima delle fessure</b>	<b>w<sub>max</sub></b>	<b>0,3 [mm]</b>

### VERIFICHE SOLETTA DI BASE

Verifica C.A. S.L.U. - File: 100x100 soletta Marana

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	100

N°	As [cm²]	d [cm]
1	53,09	5,3
2	53,09	94,7

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
M<sub>xEd</sub> 1271,43 kNm  
M<sub>yEd</sub> 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

L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello

Precompresso

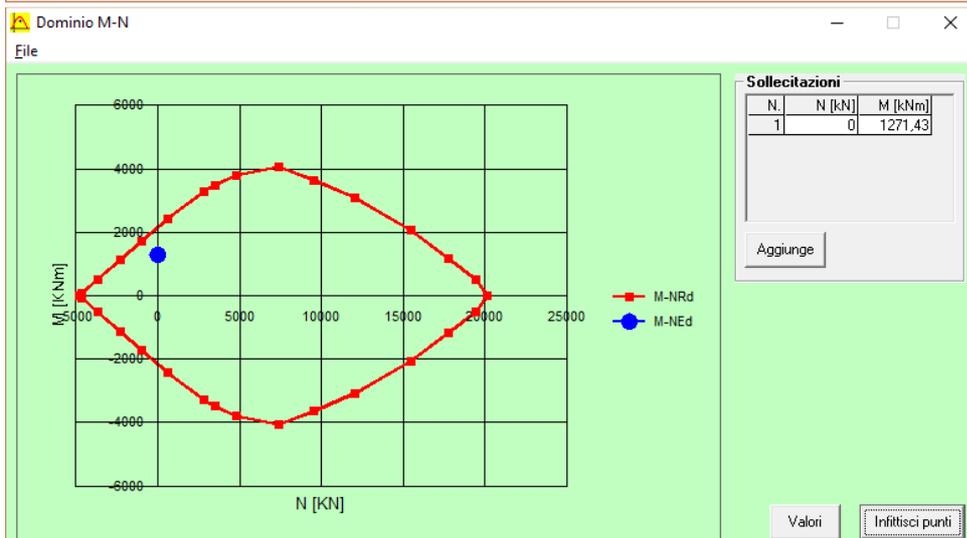
Materiali

B450C C28/35

ε<sub>su</sub> 67,5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
f<sub>yd</sub> 450 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3,5 ‰  
E<sub>s</sub> 200.000 N/mm² f<sub>cd</sub> 15,87  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 1  
ε<sub>syd</sub> 2,25 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 11  
σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0,6667  
τ<sub>c1</sub> 1,971

M<sub>xRd</sub> 2.155 kN m

σ<sub>c</sub> -15,87 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 450 N/mm²  
ε<sub>c</sub> 3,5 ‰  
ε<sub>s</sub> 36,7 ‰  
d 94,7 cm  
x 8,244 x/d 0,08706  
δ 0,7



**DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TAGLIO DELLA SEZIONE**

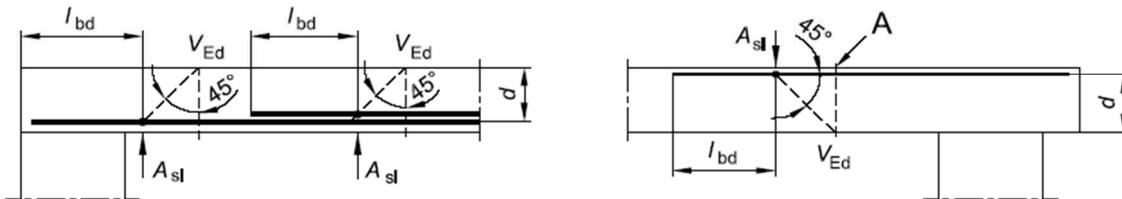
**§ 4.1.2.1.3.1 - ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO**

Azione di Taglio sollecitante a Stato Limite Ultimo	$V_{Ed}$	176,1	[kN]
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		no	[-]
Coefficiente $C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0,12	[-]
Coefficiente k	k	1,46	[-]
		1,46	[-]
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di $l_{bd} + d$	$\rho_l$	0,0055887	[-]
		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	$V_{Rd,min}$	315,77	[kN]
<b>Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso</b>	<b><math>V_{Rd}</math></b>	<b>315,77</b>	<b>[kN]</b>

**GALLERIA ARTIFICIALE - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO**

VERIFICA A FESSURAZIONE + TENSIONI DI ESERCIZIO - COND. CARATTERISTICA							
B	100 cm			<b>Md</b>	<b>969,95 kNm</b>		
H	100 cm			<b>Nd</b>	<b>376,89 kN</b>		
c	6,3 cm			Fck	35		
d	93,7 cm			fck	29,05		
nbarre	10			fctm	2,834993		
dmedio	2,60 cm			fctm/1.2	2,36 N/mm <sup>2</sup>		
c'	5,00 cm			f <sub>yd</sub>	391,31 N/mm <sup>2</sup>		
deff1	24,5 cm			f <sub>yk</sub>	450 N/mm <sup>2</sup>		
deff2	34,33 cm						
deff	24,5 cm						
Determinazione asse neutro - sezione parzializzata - armatura simmetrica:							
PRESSOFLESSIONE RETTA				FLESSIONE SEMPLICE RETTA			
$y^3 + 3(e-H/2)y^2 + 12n\left(\frac{A_s}{b}\right)ey - 6\left(\frac{A_s}{b}\right)(hd+hc) = 0$				$\frac{by^2}{2} + nA'_s(y-c) - nA_s(d-y) = 0$			
ULS - determinazione $\sigma_s$							
b [cm] =	100	d [cm] =	93,7	c [cm] =	6,3	n =	15
Md=	969,95 kNm						
Nd=	376,89 kN						
e=	257,36 cm						
A's=	53,09 cm <sup>2</sup>						
As=	53,09 cm <sup>2</sup>						
Ast=	106,19 cm <sup>2</sup>						
h=	301,06 cm						
h'=	213,66 cm						
$\Delta$ =	0,00 cm <sup>3</sup>						
y=	31,34 cm						
Jid=	4622205,585 cm <sup>4</sup>						
$\sigma_{c\_max}$	6,58 N/mm <sup>2</sup>	<	0,6fck=	17,43 N/mm <sup>2</sup>			<b>OK</b>
$\sigma_{s\_max}$	196,31 N/mm <sup>2</sup>	<	0,8fck=	360 N/mm <sup>2</sup>			<b>OK</b>
determinazione $\sigma_{sr}$							
B	100 cm						
<b>Mfess</b>	<b>544,87 kNm</b>						
b [cm] =	100	d [cm] =	93,7	c [cm] =	6,3	n =	15
Md=	544,87 kNm	y_G =	50,00 cm	Jid =	11375064 cm <sup>4</sup>		
Nd=	376,89 kN	H=	100 cm	Wid =	227501,3 cm <sup>3</sup>		
e=	144,5691554 cm	h=	188,27 cm	Aid=	11592,79 cm <sup>2</sup>		
A's=	53,09 cm <sup>2</sup>	h'=	188,27 cm				
As=	53,09 cm <sup>2</sup>						
Ast=	106,19 cm <sup>2</sup>						
$\Delta$ =	0,00 cm <sup>3</sup>						
y=	35,68 cm						
Jid=	4882577,114 cm <sup>4</sup>						
$\sigma_{c\_max}$	3,98 N/mm <sup>2</sup>	<	0,6fc=	18 N/mm <sup>2</sup>			<b>OK</b>
$\sigma_{s\_max}$	97,12 N/mm <sup>2</sup>	<	fca=	500 N/mm <sup>2</sup>			<b>OK</b>
determinazione $\epsilon_{sm}$							
$\beta_1$	0,4			c'	5,00 cm		
$\beta_2$	0,5			s	10,00 cm		
E <sub>s</sub>	206000 N/mm <sup>2</sup>			k2	0,4		
				k3	0,125		
$\epsilon_{sm}$ =	0,091%			$\phi$	2,60 cm		
				nbarre	10		
s <sub>rm</sub> =	17,99891709 cm			As	53,09 cm <sup>2</sup>		
w <sub>m</sub> =	0,163122634 mm			b	100 cm		
				Ac,eff	2450,00 cm <sup>2</sup>		
				$\rho_r$	0,021671		
determinazione w <sub>d</sub>							
w <sub>d</sub> =	0,277 mm	w <sub>lim</sub> =	0,3 mm				<b>OK</b>

VERIFICA A FESSURAZIONE + TENSIONI DI ESERCIZIO - COND. FREQ.			
B	100 cm	Md	941,3 kNm
H	100 cm	Nd	368,8 kN
c	6,3 cm	Rck	35
d	93,7 cm	fck	29,05
nbarre	10	fctm	2,834993
dmedio	2,60 cm	fctm/1.2	2,36 N/mm <sup>2</sup>
c'	5,00 cm	fyd	391,31 N/mm <sup>2</sup>
d <sub>eff1</sub>	24,5 cm	fyk	450 N/mm <sup>2</sup>
d <sub>eff2</sub>	34,31 cm		
d <sub>eff</sub>	24,5 cm		
Determinazione asse neutro - sezione parzializzata - armatura simmetrica:			
PRESSOFLESSIONE RETTA		FLESSIONE SEMPLICE RETTA	
$y^3 + 3(e-H/2)y^2 + 12\left(\frac{A_s}{b}\right)ey - 6\left(\frac{A_s}{b}\right)(hd+hc) = 0$		$\frac{by^2}{2} + nA_s(y-c) - nA_s(d-y) = 0$	
TENSIONI DI ESERCIZIO - determinazione $\sigma_s$			
b [cm] =	100	d [cm] =	93,7
Md=	941,30 kNm	c [cm] =	6,3
Nd=	368,80 kN	n =	15
e=	255,23 cm		
A's=	53,09 cm <sup>2</sup>		
As=	53,09 cm <sup>2</sup>	$\sigma_{c\_max} = \frac{M_d}{J_{id}} y$	Risolvi sezione per $\sigma_{se}$
Ast=	106,19 cm <sup>2</sup>		
h=	298,93 cm	$\sigma_{s\_max} = n \frac{M_d}{J_{id}} (d-y)$	
h'=	211,53 cm		
$\Delta$ =	0,00 cm <sup>3</sup>		
y=	31,37 cm		
Jid=	4623660,823 cm <sup>4</sup>		
$\sigma_{c\_max}$	6,39 N/mm <sup>2</sup>		
$\sigma_{s\_max}$	190,33 N/mm <sup>2</sup>		
determinazione $\sigma_{sr}$			
B	100 cm	Sezione integra, zona di trazione	
Mfess	544,71 kNm		
b [cm] =	100	d [cm] =	93,7
Md=	544,71 kNm	y_G =	50,00 cm
Nd=	368,80 kN	H=	100 cm
e=	147,6973776 cm	h=	191,40 cm
A's=	53,09 cm <sup>2</sup>	h'=	191,40 cm
As=	53,09 cm <sup>2</sup>		
Ast=	106,19 cm <sup>2</sup>	$\sigma_{c\_max} = \frac{M_{fess}}{J_{id}} y$	Risolvi sezione per $\sigma_{sr}$
$\Delta$ =	0,00 cm <sup>3</sup>		
y=	35,48 cm	$\sigma_{s\_max} = n \frac{M_{fess}}{J_{id}} (d-y)$	
Jid=	4866619,99 cm <sup>4</sup>		
$\sigma_{c\_max}$	3,97 N/mm <sup>2</sup>		
$\sigma_{s\_max}$	97,74 N/mm <sup>2</sup>		
determinazione $\epsilon_{sm}$			
$\beta_1$	0,4	c'	5,00 cm
$\beta_2$	0,5	s	10,00 cm
E <sub>s</sub>	206000 N/mm <sup>2</sup>	k2	0,4
		k3	0,125
$\epsilon_{sm}$	0,088%	$\phi$	2,60 cm
		nbarre	10
s <sub>rm</sub>	17,99891709 cm	As	53,09 cm <sup>2</sup>
w <sub>m</sub>	0,157529441 mm	b	100 cm
		Ac,eff	2450,00 cm <sup>2</sup>
		$\rho_r$	0,021671
determinazione w <sub>d</sub>			
w <sub>d</sub> =	0,268 mm	w <sub>lim</sub> =	0,3 mm
			OK

VERIFICA A FESSURAZIONE + TENSIONI DI ESERCIZIO - COND. Q. PERM.					
B	100 cm	Md	924,1 kNm		
H	100 cm	Nd	363,98 kN		
c	6,3 cm	Rck	35		
d	93,7 cm	fck	29,05		
nbarre	10	fctm	2,834993		
dmedio	2,60 cm	fctm/1.2	2,36 N/mm <sup>2</sup>		
c'	5,00 cm	fyd	391,31 N/mm <sup>2</sup>		
deff1	24,5 cm	fyk	450 N/mm <sup>2</sup>		
deff2	34,30 cm				
deff	24,5 cm				
Determinazione asse neutro - sezione parzializzata - armatura simmetrica:					
PRESSOFLESSIONE RETTA			FLESSIONE SEMPLICE RETTA		
$y^3 + 3(e-H/2)y^2 + 12\left(\frac{A_s}{b}\right)ey - 6\left(\frac{A_s}{b}\right)(hd+hc) = 0$			$\frac{by^2}{2} + nA_s(y-c) - nA_s(d-y) = 0$		
TENSIONI DI ESERCIZIO - determinazione $\sigma_{se}$					
b [cm] =	100	d [cm] =	93,7	c [cm] =	6,3
Md=	924,10 kNm				
Nd=	363,98 kN				
e=	253,89 cm				
A's=	53,09 cm <sup>2</sup>				
As=	53,09 cm <sup>2</sup>				
Ast=	106,19 cm <sup>2</sup>				
h=	297,59 cm				
h'=	210,19 cm				
$\Delta$ =	0,00 cm <sup>3</sup>				
y=	31,40 cm				
Jid=	4624603,373 cm <sup>4</sup>				
		$\sigma_{c\_max} = \frac{M_d}{J_{id}} y$			
		$\sigma_{s\_max} = n \frac{M_d}{J_{id}} (d-y)$			
					Risolvi sezione per $\sigma_{se}$
$\sigma_{c\_max}$	6,27 N/mm <sup>2</sup>	<	0,45fck=	13,0725 N/mm <sup>2</sup>	OK
$\sigma_{s\_max}$	186,74 N/mm <sup>2</sup>				
determinazione $\sigma_{sf}$					
B	100 cm				
Cracking Moment	544,61 kNm				
b [cm] =	100	d [cm] =	93,7	c [cm] =	6,3
Md=	544,61 kNm	y_G =	50,00 cm	Jid =	11375064 cm <sup>4</sup>
Nd=	363,98 kN	H=	100 cm	Wid =	227501,3 cm <sup>3</sup>
e=	149,6272705 cm	h=	193,33 cm	Aid=	11592,79 cm <sup>2</sup>
A's=	53,09 cm <sup>2</sup>	h'=	193,33 cm		
As=	53,09 cm <sup>2</sup>				
Ast=	106,19 cm <sup>2</sup>				
$\Delta$ =	0,00 cm <sup>3</sup>				
y=	35,37 cm				
Jid=	4857326,339 cm <sup>4</sup>				
$\sigma_{c\_max}$	3,97 N/mm <sup>2</sup>				
$\sigma_{s\_max}$	98,11 N/mm <sup>2</sup>				
		$\sigma_{c\_max} = \frac{M_{fess}}{J_{id}} y$			
		$\sigma_{s\_max} = n \frac{M_{fess}}{J_{id}} (d-y)$			
determinazione $\epsilon_{sm}$					
$\beta_1$	0,4			c'	5,00 cm
$\beta_2$	1			s	10,00 cm
$E_s$	206000 N/mm <sup>2</sup>			k2	0,4
$\epsilon_{sm}$	0,081%			k3	0,125
$s_{sm}$	17,99891709 cm			$\phi$	2,60 cm
$w_m$	0,1159745 mm			nbarre	10
				As	53,09 cm <sup>2</sup>
				b	100 cm
				Ac,eff	2450,00 cm <sup>2</sup>
				$\rho_r$	0,021671
determinazione $w_d$					
$w_d$	0,197 mm	$w_{lim}$	0,2 mm		OK

### VERIFICHE MURO LATO VALLE

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

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	5,3
2	15,71	54,7

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

**Sollecitazioni**  
 S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>  kN  
 M<sub>xEd</sub>  kNm  
 M<sub>yEd</sub>  kNm

**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  Deviate

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N  
 L<sub>0</sub>  cm Col. modello

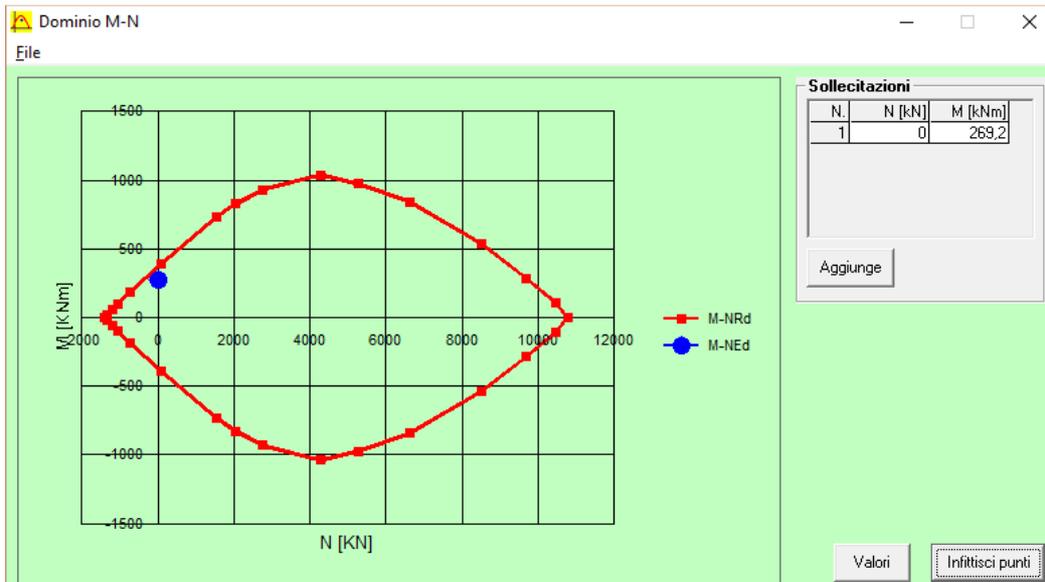
Precompresso

**Materiali**

B450C		C28/35	
ε <sub>su</sub>	67,5 ‰	ε <sub>c2</sub>	2 ‰
f <sub>yd</sub>	450 N/mm²	ε <sub>cu</sub>	3,5 ‰
E <sub>s</sub>	200.000 N/mm²	f <sub>cd</sub>	15,87
E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub>	15	f <sub>cc</sub> /f <sub>cd</sub>	1
ε <sub>syd</sub>	2,25 ‰	σ <sub>c,adm</sub>	11
σ <sub>s,adm</sub>	255 N/mm²	τ <sub>co</sub>	0,6667
		τ <sub>cl</sub>	1,971

M<sub>xRd</sub>  kNm

σ<sub>c</sub>  N/mm²  
 σ<sub>s</sub>  N/mm²  
 ε<sub>c</sub>  ‰  
 ε<sub>s</sub>  ‰  
 d  cm  
 x  x/d   
 δ



**DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TAGLIO DELLA SEZIONE**

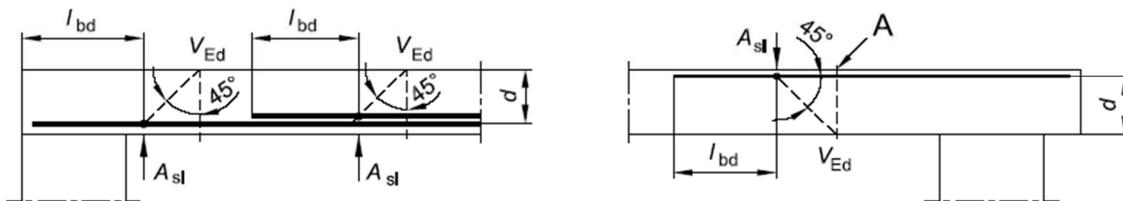
**§ 4.1.2.1.3.1 - ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO**

Azione di Taglio sollecitante a Stato Limite Ultimo	$V_{Ed}$	79,93	[kN]
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		no	[-]
Coefficiente $C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0,12	[-]
Coefficiente k	k	1,60	[-]
		1,60	[-]
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di $l_{bd} + d$	$\rho_l$	0,002805	[-]
		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	$V_{Rd,min}$	213,32	[kN]
<b>Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso</b>	<b><math>V_{Rd}</math></b>	<b>213,32</b>	<b>[kN]</b>

### DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS

#### Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica

Momento sollecitante assunto in valore assoluto	$M_{Ed}$	192,7	[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	$d'$	40	[mm]
Altezza utile della sezione	$d$	560	[mm]
Area dell'armatura tesa	$A_s$	1571	[mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	$A's$	1571	[mm <sup>2</sup> ]
Posizione dell'asse neutro	$x$	127,50	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	$J$	5278696324	[mm <sup>4</sup> ]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	17,43	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	$\sigma_s$	360	[MPa]
<b>Tensione nel calcestruzzo</b>	<b><math>\sigma_c</math></b>	<b>4,65</b>	<b>[MPa]</b>
<b>Tensione nell'armatura tesa</b>	<b><math>\sigma_s</math></b>	<b>236,83</b>	<b>[MPa]</b>

### DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS

#### Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente

Momento sollecitante assunto in valore assoluto	$M_{Ed}$	115,4	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	$n$	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	$j$	600	[-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	$b$	1000	[-]
Copriferro	$d'$	40	[-]
Altezza utile della sezione	$d'$	560	[-]
Area dell'armatura tesa	$A_s$	1571	[mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	$A's$	1571	[mm <sup>2</sup> ]
Posizione dell'asse neutro	$x$	127,50	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	$J$	5278696324	[mm <sup>4</sup> ]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	13,0725	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	$\sigma_s$	360	[MPa]
<b>Tensione nel calcestruzzo</b>	<b><math>\sigma_c</math></b>	<b>2,79</b>	<b>[MPa]</b>
<b>Tensione nell'armatura tesa</b>	<b><math>\sigma_s</math></b>	<b>141,82</b>	<b>[MPa]</b>

### DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS

#### Controllo tensionale per la Combinazione Frequente

Momento sollecitante assunto in valore assoluto	$M_{Ed}$	143,8	[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	$d'$	40	[kNm]
Altezza utile della sezione	$d'$	560	[kNm]
Area dell'armatura tesa	$A_s$	1571	[mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	$A's$	1571	[mm <sup>2</sup> ]
Posizione dell'asse neutro	$x$	127,50	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	$J$	5278696324	[mm <sup>4</sup> ]
<b>Tensione nel calcestruzzo</b>	<b><math>\sigma_c</math></b>	<b>3,47</b>	<b>[MPa]</b>
<b>Tensione nell'armatura tesa</b>	<b><math>\sigma_s</math></b>	<b>176,78</b>	<b>[MPa]</b>

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'	40 [mm]
Altezza utile della sezione	d	560 [mm]
Area dell'armatura tesa	A <sub>s</sub>	1571 [mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	A' <sub>s</sub>	1571 [mm <sup>2</sup> ]
Distanza tra il bordo del cls e l'armatura	c	40 [mm]
Distanza tra i baricentri delle barre	s	150 [mm]
Distanza massima di riferimento tra le barre	S <sub>ref,max</sub>	250 [mm]
Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente		
<b>Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente</b>	M <sub>Ed,q.p.</sub>	115,4 [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 <sub>s</sub>	141,82 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	f <sub>ct,eff</sub>	2,8 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k <sub>1</sub>	0,4 [-]
Altezza efficace	h <sub>c,eff</sub>	100 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	A <sub>c,eff</sub>	100000 [mm <sup>2</sup> ]
Rapporto geometrico sull'area efficace	ρ <sub>p,eff</sub>	0,01571 [-]
Rapporto tra E <sub>s</sub> /E <sub>cm</sub>	α <sub>e</sub>	6,14 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	ε <sub>sm</sub> - ε <sub>cm</sub>	0,000313 [-] 0,000425 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	φ <sub>eq</sub>	20,00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k <sub>1</sub>	0,8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k <sub>2</sub>	0,5 [-]
	k <sub>3</sub>	3,4 [-]
	k <sub>4</sub>	0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	S <sub>r,max</sub>	352,45 [mm] 352,45 [mm]
<b>Ampiezza delle fessure</b>	w <sub>k</sub>	0,1500 [mm]
<b>Ampiezza massima delle fessure</b>	w <sub>max</sub>	0,2 [mm]
Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Frequente		
<b>Momento sollecitante per la combinazione Frequente</b>	M <sub>Ed,req.</sub>	143,84 [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 <sub>s</sub>	176,78 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	f <sub>ct,eff</sub>	2,8 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k <sub>1</sub>	0,4 [-]
Altezza efficace	h <sub>c,eff</sub>	100 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	A <sub>c,eff</sub>	100000 [mm <sup>2</sup> ]
Rapporto geometrico sull'area efficace	ρ <sub>p,eff</sub>	0,01571 [-]
Rapporto tra E <sub>s</sub> /E <sub>cm</sub>	α <sub>e</sub>	6,14 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	ε <sub>sm</sub> - ε <sub>cm</sub>	0,000488 [-] 0,000530 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	φ <sub>eq</sub>	20,00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k <sub>1</sub>	0,8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k <sub>2</sub>	0,5 [-]
	k <sub>3</sub>	3,4 [-]
	k <sub>4</sub>	0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	S <sub>r,max</sub>	352,45 [mm] 352,45 [mm]
<b>Ampiezza delle fessure</b>	w <sub>k</sub>	0,1869 [mm]
<b>Ampiezza massima delle fessure</b>	w <sub>max</sub>	0,3 [mm]
Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Caratteristica		
<b>Momento sollecitante per la combinazione Caratteristica</b>	M <sub>Ed,char.</sub>	192,7 [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 <sub>s</sub>	236,83 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	f <sub>ct,eff</sub>	2,8 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k <sub>1</sub>	0,4 [-]
Altezza efficace	h <sub>c,eff</sub>	100 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	A <sub>c,eff</sub>	100000 [mm <sup>2</sup> ]
Rapporto geometrico sull'area efficace	ρ <sub>p,eff</sub>	0,01571 [-]
Rapporto tra E <sub>s</sub> /E <sub>cm</sub>	α <sub>e</sub>	6,14 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	ε <sub>sm</sub> - ε <sub>cm</sub>	0,000788 [-] 0,000788 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	φ <sub>eq</sub>	20,00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k <sub>1</sub>	0,8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k <sub>2</sub>	0,5 [-]
	k <sub>3</sub>	3,4 [-]
	k <sub>4</sub>	0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	S <sub>r,max</sub>	352,45 [mm] 352,45 [mm]
<b>Ampiezza delle fessure</b>	w <sub>k</sub>	0,2779 [mm]
<b>Ampiezza massima delle fessure</b>	w <sub>max</sub>	0,3 [mm]

## 17 VERIFICA DELLE CHIODATURE

### 17.1 MATERIALI

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

Acciaio S460 J0		
Tensione caratteristica di rottura $f_{tk}$	560	MPa
Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk}$	460	MPa
Diametro nominale	38	mm
Diametro medio interno	19	mm
Area sezione	800	mm <sup>2</sup>
Forza nominale a rottura	470	kN
Forza nominale a snervamento	368	kN
Punta di perforazione	90	mm

### 17.2 Caratteristiche meccaniche dei terreni

Per le analisi di seguito descritte e commentate ci si riferirà ai seguenti parametri fisici e meccanici, desunti dalla relazione geotecnica di progetto.

Si sottolinea che le caratteristiche meccaniche delle Breccie e dell'unità BN 2 (OVVERO BN2 NELLA SEGUENTE TABELLA) sono state determinate attraverso analisi a ritroso della stabilità dei versanti (vedasi la Relazione Geotecnica). Pertanto i parametri devono essere ritenuti già come caratteristici in ossequio alla Normativa Vigente (paragrafo 6.3.1.2)

	MCC2 non alterato		MCC2 alterato	MCC1a	MCC1b alterato	MCC1b	Breccie	bn 2
	scarpate superficiale	scarpate profonda						
$\sigma_{ci}$ [MPa]	36	36	36	31	31	31	-	-
$m_i$ [-]	7	7	7	7	7	7	-	-
GSI [-]	30	40	25	20	25	30	-	-
D [-]	0,7	0	0,7	0,7	0,7	0,7	-	-
$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	24	24	24	24	24	24	22	18
c [kPa]	96	249	38	47	35	72	-	-
$\phi$ [-]	33,4	47,83	40	28,6	38,8	35,2	-	-
$\gamma_d$ kN/m <sup>3</sup>	24	24	24	24	24	24	22	18
$c_d$ [kPa]	76,8	199,2	30,4	37,6	28	57,6	19	27
$\phi_d$ [-]	27,8	41,5	33,9	23,6	32,7	29,4	32	40

Tabella 6. Caratteristiche meccaniche delle rocce e dei terreni.

### 17.3 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  $\gamma_R$  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

6.	<b>VERIFICA STR</b>	<b>SODDISFATTA;</b>
7.	<b>VERIFICA GEO</b>	<b>SODDISFATTA;</b>

## 17.4 NORMATIVA: PROCEDURE E METODI

Le verifiche dei fronti di scavo sono state condotte nel rispetto delle D.M. 14 Gennaio 2008 - Nuove Norme tecniche per le Costruzioni, paragrafo 6.8.

Nelle verifiche è stata rispettata la condizione:  $E_d \leq R_d$

In cui:

$E_d$ = valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;

$R_d$ = valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Le verifiche sono state effettuate secondo l'Approccio 1 - Combinazione 2 (A2+M2+R2) in cui:

A2 sono i coefficienti parziali per i carichi (vedi tabella 6.2.I delle NTC 2008, riportata qui di seguito):

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

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Q1}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

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

In particolare:

- i coefficienti parziali per i carichi permanenti sono da considerarsi pari a  $\gamma_{G1}=1$ ;
- i coefficienti parziali per i carichi variabili sono da considerarsi pari a  $\gamma_{Q1}=1.3$  in condizioni statiche e  $\gamma_{Q1}=1.0$  in condizioni sismiche.

M2 sono i coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (vedi tabella 6.2.II delle NTC 2008, riportata qui di seguito):

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

**Tabella 7** Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

R2 è il coefficiente parziale per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e fronti di scavo (vedi tabella 6.8.I delle NTC2008, riportata qui di seguito):

Coefficiente	R2
$\gamma_R$	1,1

**Tabella 8** – Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo.

Le verifiche di stabilità sono state condotte introducendo i coefficienti parziali sui parametri di resistenza dei chiodi che si elencano di seguito:

Chiodature provvisorie	1,1
Chiodature definitive	1,2

**Tabella 9.** coefficienti di sicurezza parziali sulla resistenza dei chiodi

Tali coefficienti sono moltiplicati per un coefficiente di correlazione pari a 1,7 (scelto in base al numero di verticali indagate).

Coefficiente parziale riduttivo per i materiali:

Coefficiente	M1
$\gamma_m$	1,05

**Tabella 10.** Coefficiente di sicurezza parziale sulla resistenza strutturale dell'acciaio

## 17.5 ANALISI SISMICA

Nell'ambito delle verifiche di stabilità condotte secondo i metodi dell'equilibrio limite, l'azione sismica può essere introdotta come una azione esterna equivalente di tipo statico, calcolabile secondo le espressioni:

$$F_H = \pm k_H W;$$

$$F_V = \pm 0,5 F_H$$

essendo  $F_H$  ed  $F_V$  rispettivamente le risultanti verticale ed 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 C) 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  $\beta_s$  per il quale la normativa prevede una variabilità a seconda della  $a_g$  attesa e della tipologia di terreno, secondo la seguente tabella.

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

**Tabella 11 variabilità del fattore di smorzamento  $\beta_s$**

Nel caso specifico  $\beta_s$  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
- $k_v$  pari a  $\pm 0.06$

## **17.6 METODO DI CALCOLO E MODELLI**

La scelta della forma superfici di scivolamento critiche negli ammassi in roccia dipende dallo stato di fratturazione dell'ammasso.

Bisogna ricordare che:

1. Per ammassi molto fratturati e degradati le superfici di scivolamento più probabili sono di tipo circolare o sub circolare, simili a quelle tipiche dei terreni sciolti, mentre una rottura a blocchi che segua l'andamento delle discontinuità preferenziali della roccia è assai poco probabile dal momento che non si possono individuare piani di scorrimento privilegiati. Viceversa, per ammassi poco fratturati e/o poco disgregati in cui si possano individuare poche (fino a 5) famiglie di discontinuità la forma della superficie di scivolamento critica è di solito condizionata appunto dagli orientamenti dei piani di frattura e discontinuità.
2. Nel caso in esame l'analisi geomeccanica ha evidenziato coltri di alterazione del materiale roccioso per spessori mai superiori a 6-8 m.
3. Inoltre, se si considerano superfici di scorrimento profonde bisogna tener presente che queste incontrino con probabilità molto maggiore zone non alterate di materiale roccioso (ponti in roccia). Di conseguenza la caratterizzazione dei materiali quando si eseguano verifiche riguardanti superfici di scorrimento superficiali e profonde non può essere invariante e, nello specifico, è corretto stimare un Ground Strength Index maggiore per volumi di roccia compresi in superfici di scorrimento più profonde.

Tenendo conto dei due punti appena esposti per le verifiche di stabilità dei fronti di scavo nei materiali calcareo marnosi e marnoso calcarei si è provveduto ad effettuare le verifiche di stabilità considerando:

- I. superfici di scorrimento subcircolari (associabili a quelle del metodo di Morgenstern e Price) con profondità mai superiori a 10 m. In questo caso i materiali rocciosi sono caratterizzati in base ad un GSI = 30;
- II. superfici di scorrimento a blocchi per profondità della superficie superiore a 10.0 m con angoli di ingresso (in alto) e di uscita (in basso) della superficie fissati nei seguenti intervalli:
  - ANGOLO DI USCITA  $195^\circ < \alpha < 205^\circ$
  - ANGOLO DI ENTRATA  $40^\circ < \alpha < 70^\circ$

concordemente alle indicazioni della campagna di rilievo geomeccanico

In questo caso i materiali rocciosi sono caratterizzati in base ad un GSI = 40.

Le verifiche di stabilità con i metodi dell'equilibrio limite rispondono a requisiti di semplicità e rapidità e sono correntemente impiegate, malgrado le loro limitazioni, nella pratica professionale e nella ricerca; ognuno dei metodi disponibili fornisce un'equazione finale che permette di determinare il coefficiente di sicurezza. [Tancredi, 1996].

Ogni metodo assume una serie di ipotesi semplificative così da poter rendere risolvibile il sistema di equazioni che, come vedremo, risulta essere staticamente indeterminato.

Alcuni di questi metodi sono stati risolti con metodo iterativo, vale a dire creando una procedura di calcolo che facilita la loro implementazione su macchina. Tra questi ci interessa maggiormente approfondire il metodo implementato dal programma di calcolo SLOPE/W, che è il metodo di Bishop (1955) e la sua semplificazione.

Le analisi di stabilità che adottano tali metodi sono quelle dell'equilibrio limite globale. Tale verifica si conduce esaminando un certo numero di possibili superfici di scivolamento per ricercare quella che rappresenta il rapporto minimo tra la resistenza a rottura disponibile e quella effettivamente mobilitata; il valore di questo rapporto costituisce il coefficiente di sicurezza del pendio. Scelta quindi una superficie di rottura si suddivide in concii la parte instabile, si studia dapprima l'equilibrio della singola striscia e poi si passa alla stabilità globale.

Dato l'elevato numero di incognite, ogni metodo assume delle ipotesi semplificative che rendono risolvibile il sistema e sono proprio tali ipotesi che differenziano un metodo dall'altro.

Esistono diverse formulazioni ascrivibili a diversi autori per il calcolo e la soluzione di problemi relativi alla stabilità dei pendii tramite metodi dell'equilibrio limite, tutti questi metodi si basano su ipotesi comuni, che sono:

- Il coefficiente di sicurezza è definito come il rapporto tra la resistenza al taglio lungo un'ipotetica superficie di scorrimento e lo sforzo di taglio mobilitato lungo la stessa superficie;
- La rottura avviene, per il raggiungimento della resistenza limite, contemporaneamente in tutti i punti della superficie di scorrimento.
- Il coefficiente di sicurezza è costante in tutti i punti della superficie di scorrimento.
- La resistenza al taglio è espressa dal criterio di Coulomb.

Nell'utilizzare tali metodi di calcolo si fa sempre riferimento a problemi piani nei quali, quindi, la superficie di scorrimento è rappresentata da una curva e si trascura ogni effetto dovuto alle sezioni adiacenti. Tali schematizzazioni sono giustificabili se le proprietà meccaniche dei terreni sono omogenee in direzione trasversale e quando l'estensione del pendio è predominante sulla dimensione trasversale. In generale la massa di terreno compresa tra la superficie di scorrimento e la superficie del suolo viene suddivisa in conci e le forze che agiscono su ciascuna striscia possono essere calcolate imponendo le condizioni di equilibrio. L'equilibrio dell'intera massa è dato poi dalla composizione delle forze che agiscono su ciascuna striscia. [Tancredi, 1996]

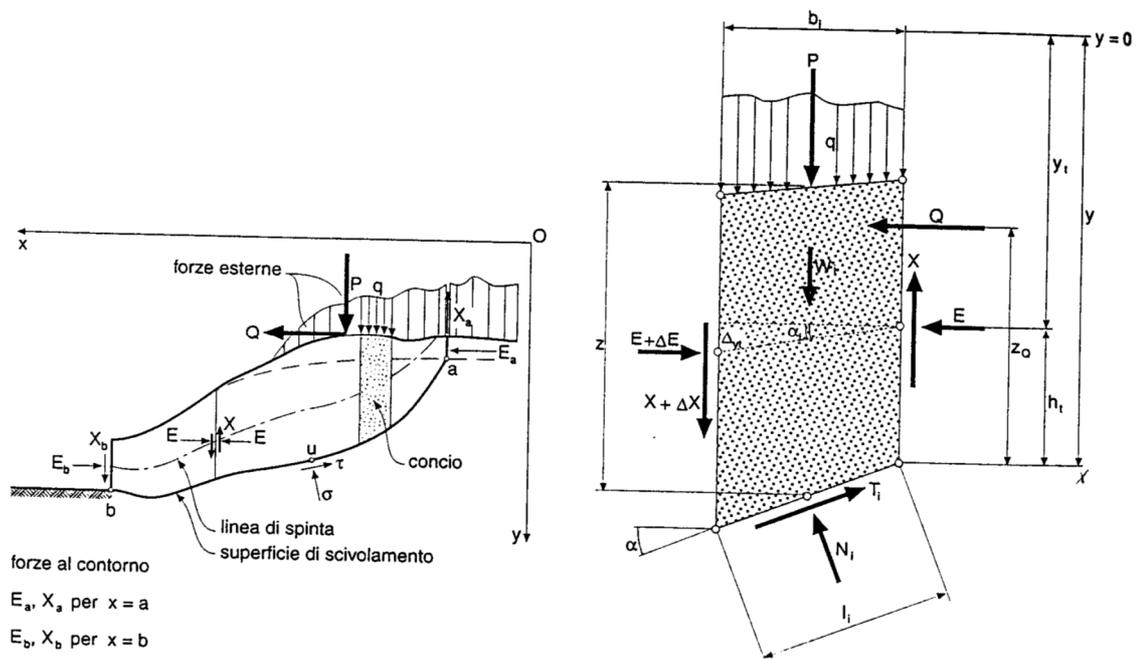


Figura 10- Metodo delle strisce

Le forze agenti su ciascun concio sono, con riferimento alla figura precedente: Il peso  $W$ , l'azione tangenziale alla base  $T$ , l'azione normale efficace alla base  $N$ , la spinta dell'acqua sulla base  $U$ , gli sforzi tangenziali  $X$  e quelli normali  $E$  sulle superfici laterali (forze d'interfaccia).

Le condizioni di equilibrio di ciascun concio sono date dalle tre equazioni della statica, pertanto, ammettendo di suddividere il volume di terreno in esame in  $n$  conci, si hanno a disposizione  $3n$  equazioni, mentre le incognite del problema risultano essere  $5n-2$  così composte:

- $n$  valori per l'azione delle forze normali efficaci alla base.
- $n-1$  valori per ciascuna delle forze d'interfaccia ( $X$  ed  $E$ )
- $n-1$  valori per il punto di applicazione delle forze d'interfaccia in direzione orizzontale.
- $n$  valori per il punto di applicazione degli sforzi normali efficaci alla base.
- 1 valore del coefficiente di sicurezza.

Come già accennato, dal bilancio fra le equazioni disponibili e il numero delle incognite risulta che si hanno  $2n-2$  incognite sovrabbondanti e quindi il problema risulta staticamente indeterminato, per riportarlo a staticamente determinato e rendere possibile la soluzione del sistema di equazioni che descrivono l'equilibrio della massa di terreno potenzialmente instabile, è necessario introdurre alcune ipotesi semplificative che consentono di ridurre il numero delle incognite del problema. La prima tra tutte, che risulta, tra le altre cose, comune a tutti i metodi, è quella di considerare centrata la forza agente alla base della striscia, il che è accettabile nel caso in cui i conci siano di larghezza limitata. Le altre ipotesi necessarie per risolvere il sistema di equazioni sono diverse caso per caso e sono queste stesse che caratterizzano un metodo da un altro. L'esistenza di molti metodi di calcolo porta alcune volte alla indeterminatezza della soluzione, è bene quindi sottolineare che da studi comparativi effettuati per indagare la risposta dei diversi metodi di calcolo, indicano che, quelli che soddisfano tutte le condizioni di equilibrio danno sostanzialmente gli stessi risultati in termini di coefficiente di sicurezza, o meglio che non differiscono tra loro più del 5%. [Duncan,1980].

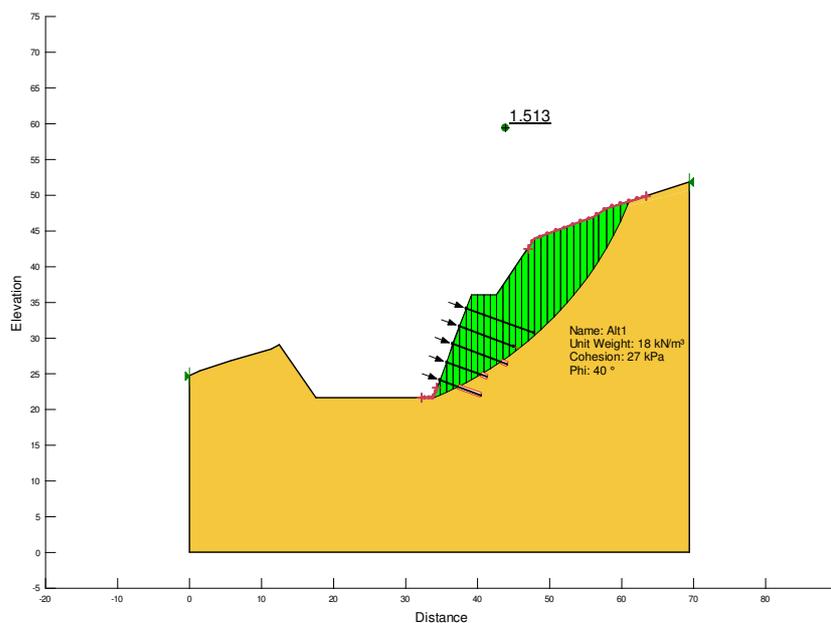
### 17.7 Sezioni di calcolo di riferimento

Per ogni tratto in esame la verifica delle chiodature è stata eseguita su una sezione di riferimento, scelta secondo il criterio della massima altezza di scavo nel tratto considerato.

- TRATTO IMBOCCHI GALLERIA SAN PELINO: sezione Pk 364

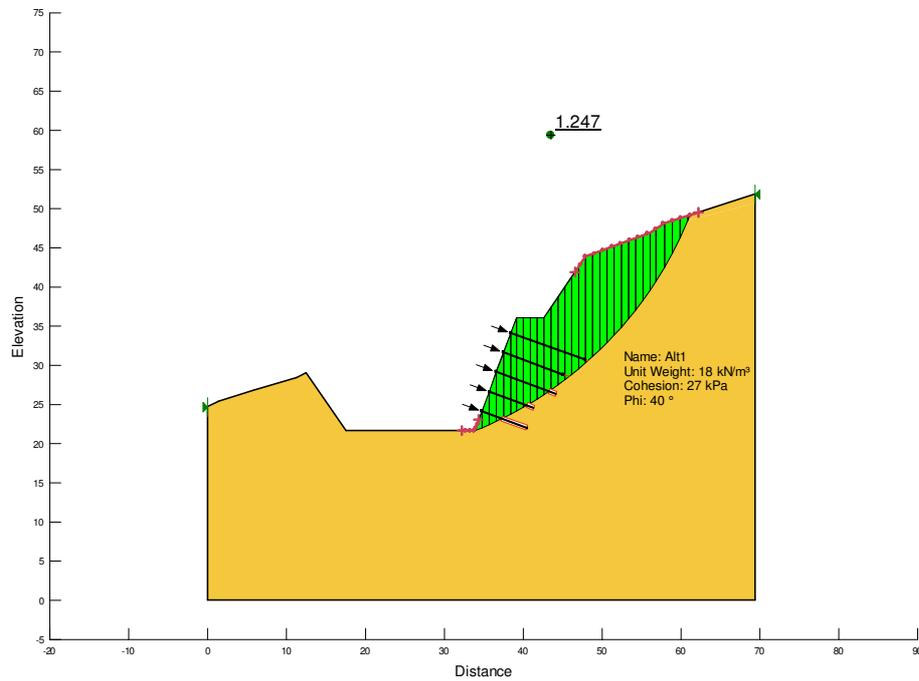
### 17.8 RISULTATI DELLE ANALISI

- Verifica in condizioni statiche:  $F_s=1.513$



*Sezione pk 364; coefficiente di sicurezza in condizioni statiche*

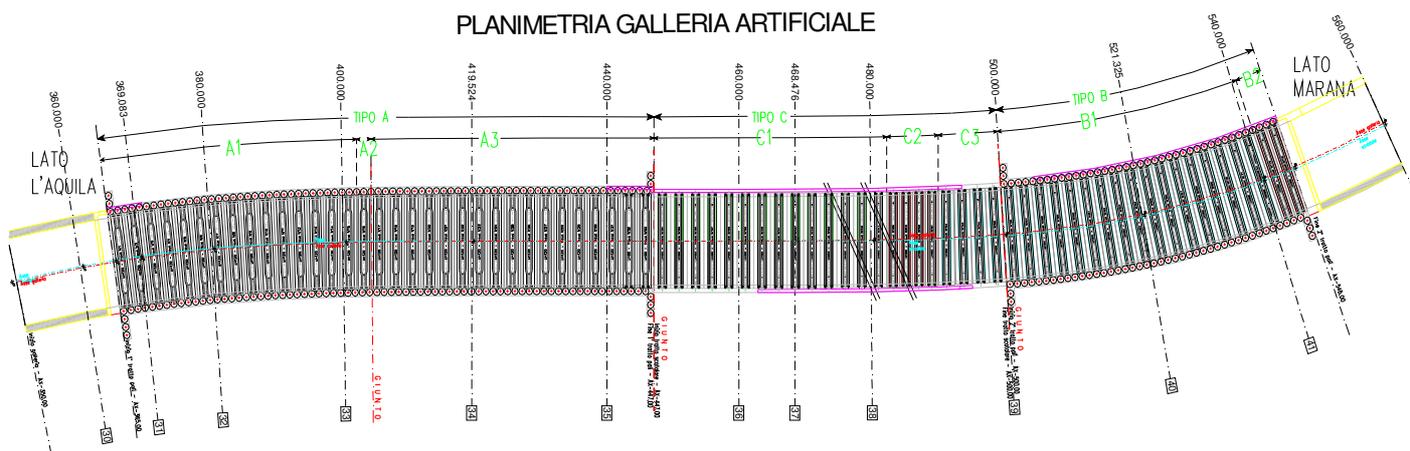
- Verifica in condizioni sismiche:  $F_s=1.247$



*Sezione pk 364; coefficiente di sicurezza in condizioni sismiche*

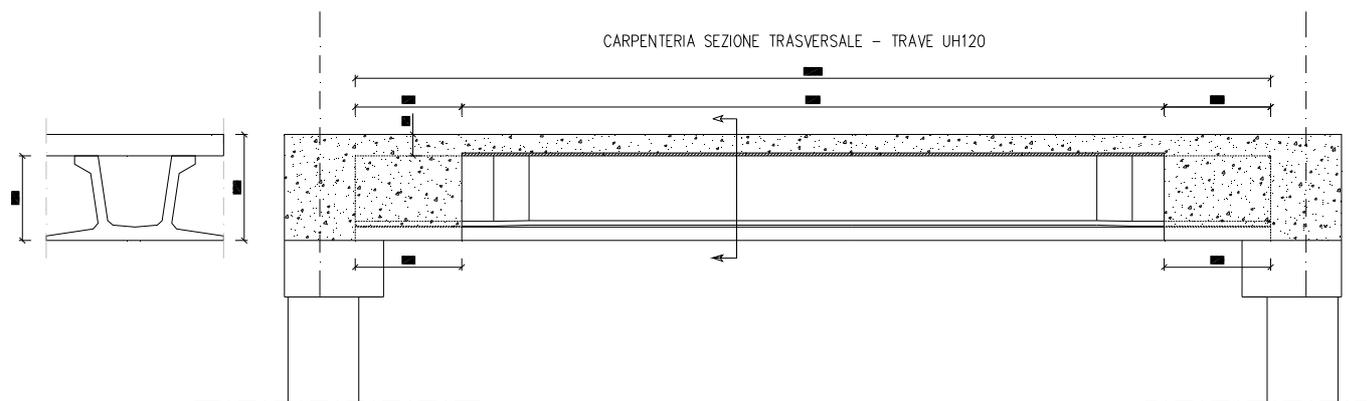
## 17.9 TRAVI PREFABBRICATE

L'opera è interessata prevalentemente da sollecitazioni statiche, rappresentate dalla spinta delle terre. Il tratto 1 corre in costa ad un declivio ed è soggetto alle spinte e pressioni operate dal terreno soprastante, il tratto 2, scatolare, è fuori terra ed è soggetto solamente ad un sovraccarico in copertura, mentre il tratto 3 viene ritombato e viene attraversato in copertura da una stradina rurale.



Per la copertura sono utilizzate 74 travi prefabbricate suddivise 2 tipologie:

tratto 1, fino alla prog. 447, travi UH120 larghezza max 250 cm con soletta spessore 30 cm;



da prog. 447 fino a fine galleria travi UH90 larghezza max 250 cm con soletta spessore 30 cm;



### Prefabbricati

Tutte le travi prefabbricate sono dotate di staffe fuoriuscenti superiormente dal prefabbricato per un opportuno collegamento con il getto eseguito in opera.

Le travi sono state disposte rispettando le posizioni dei giunti strutturali della galleria, ed hanno larghezze differenti della suola inferiore variabile da un minimo di 175 cm ad un massimo di 250 cm. La curvatura in pianta delle canne costringe a disporre le travi leggermente a ventaglio, presentando un interasse travi inferiore sull'interno curva. L' interasse delle travi varia tra esterno curva e interno curva al massimo di circa 20 cm, intorno alla progressiva 510, e l'interasse su esterno curva è al massimo circa 255 cm. Nel calcolo viene analizzato il caso delle travi più larghe, che sopportano i carichi maggiori, e viene assunto un interasse teorico pari a 250 cm a favore di sicurezza.

I tratti di galleria sono soggetti a sollecitazioni molto diverse. Per salvaguardare l'economia dell'opera sono state utilizzate 2 tipologie di travi, destinando quelle di maggiore inerzia flessionale e resistenza a taglio (**classe A**, denominate UH120) alle zone in cui i carichi sono massimi.

Le travi più basse (UH90) sono state ulteriormente suddivise in 2 classi: **classe B** n. 22 travi armate con 40 trefoli 0.6" e **classe C** n. 21 travi armate con 32 trefoli 0.6". Anche l'armatura lenta è adeguata alle diverse condizioni di carico.

### Modalità di costruzione dell'impalcato

L'impalcato viene realizzato con travi prefabbricate in c.a.p. e getto in opera collaboranti.

Le travi sono autoportanti, non necessitano quindi di alcun rompitratta o puntellamento provvisorio durante l'esecuzione dell'impalcato.

Si distinguono due fasi successive di lavoro:

#### PRIMA FASE

Le travi semplicemente appoggiate agli estremi resistono da sole al peso proprio ed a quello del getto in opera.

#### SECONDA FASE

Il sistema misto travi precomprese e getto eseguito in opera, divenuto solidale con i piedritti dopo la maturazione del calcestruzzo, resiste al peso delle sovrastrutture e dei carichi accidentali. Agli appoggi si

realizza un incastro che genera la presenza di momenti negativi che tendono le fibre superiori della sezione trave+getto.

### Modalità di costruzione delle travi

Le travi vengono costruite in uno stabilimento di prefabbricazione e successivamente trasportate a piè d'opera e varate.

Il sistema di precompressione è del tipo a fili aderenti.

I trefoli che costituiscono l'armatura di precompressione vengono tesati sino alla tensione  $\sigma_{spi}$  prevista nella presente relazione. Disposta l'armatura lenta per gli sforzi di taglio (staffe), ultimata la tesatura e fissata la cassetatura, si procede al getto del calcestruzzo.

La maturazione del calcestruzzo avviene con ciclo termico a vapore opportunamente tarato in funzione del mix-design e della resistenza  $R_{ckj}$  che è richiesta al momento del taglio dei trefoli.

Una volta raggiunta la resistenza  $R_{ckj}$  si procede all'allentamento delle armature di precompressione ed allo stoccaggio del manufatto.

### NORMATIVE DI RIFERIMENTO

In questa relazione viene fatto riferimento alle seguenti normative ed istruzioni:

- N1.** Legge 05/11/1971 n. 1086: *Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.*
- N2.** D.M. 14/01/2008: *Norme tecniche per le costruzioni - NTC 2008*
- N3.** UNI EN 1991-1-2 *Azioni sulle strutture - parte 1-2: Azioni sulle strutture esposte al fuoco*
- N4.** UNI EN 1992-1-2 *Progettazione delle strutture in calcestruzzo - parte 1-2: Progettazione strutturale contro l'incendio*

### DATI DEI MATERIALI

#### Calcestruzzo delle travi prefabbricate

Ai fini del calcolo le caratteristiche rilevanti del calcestruzzo sono date dalla resistenza a rottura, dal modulo elastico e dall'entità dei fenomeni differiti nel tempo.

Le travi prefabbricate in c.a.p. sono precomprese a trefoli aderenti e devono perciò rispettare delle limitazioni tensionali già in fase iniziale, al rilascio dei trefoli.

Data l'entità delle sollecitazioni iniziali si raccomanda di eseguire il trasferimento della precompressione con opportuna gradualità. Nel seguito della relazione si indicherà sinteticamente tale operazione come "taglio dei trefoli".

Calcestruzzo	C45/55
resistenza caratteristica $R_{ck28,cub}$	550.00
resistenza al taglio dei trefoli $R_{ckj,cub}$	385.00
coefficiente sicurezza verifiche a rottura	1.500
modulo elastico	364161.14
peso specifico	0.0025
ritiro totale	-0.00030
% ritiro prima del taglio trefoli	25.5%
% ritiro taglio trefoli-getto soletta	25.5%

% ritiro da getto soletta a t=inf.	49%
coeff. di viscosità	2.300
% viscosità taglio trefoli-getto soletta	33%
% viscosità da getto soletta a t=inf.	67%

Resistenza caratteristica cilindrica a compressione :

a tempo infinito	$f_{ck}$	$= 0.83 \cdot R_{ck}$	$= 0.83 \cdot 550.00 = 456.50$	daN/cm <sup>2</sup>
al taglio dei trefoli	$f_{ckj}$	$= 0.83 \cdot R_{ckj}$	$= 0.83 \cdot 385.00 = 319.55$	daN/cm <sup>2</sup>

Resistenza di calcolo a compressione :

a tempo infinito	$f_{cd}$	$= \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	$= 0.85 \cdot 456.50 / 1.5 = 258.68$	daN/cm <sup>2</sup>
al taglio dei trefoli	$f_{cdj}$	$= \alpha_{cc} \cdot f_{ckj} / \gamma_c$	$= 0.85 \cdot 319.55 / 1.5 = 181.08$	daN/cm <sup>2</sup>

Nel calcolo a rottura delle sezioni si utilizza il diagramma parabola-rettangolo con tensione massima a tempo infinito pari a :

$$f_{cd} = 258.68 \text{ daN/cm}^2$$

Resistenza di calcolo a trazione per flessione (formazione delle fessure) :

a tempo infinito	$f_{ct}$	$= f_{ctm} / 1.2$	$= 38.32 / 1.2 = 31.93$
al taglio dei trefoli	$f_{ctj}$	$= f_{ctmj} / 1.2$	$= 30.21 / 1.2 = 25.17$

Nelle condizioni di esercizio la massima tensione di compressione nel calcestruzzo deve rispettare le seguenti limitazioni:

al taglio dei trefoli :

$\sigma_{cj}$	$< 0.70 \cdot f_{ckj}$	$= 223.69$	daN/cm <sup>2</sup>
---------------	------------------------	------------	---------------------

a cadute avvenute :

$\sigma_c$	$< 0.6 \cdot f_{ck}$	$= 273.90$	daN/cm <sup>2</sup>	(per comb. caratteristica rara)
$\sigma_c$	$< 0.45 \cdot f_{ck}$	$= 205.43$	daN/cm <sup>2</sup>	(per comb. quasi permanente)

### Calcestruzzo gettato in opera

Calcestruzzo	C28/35
resistenza caratteristica $R_{ck,cub}$	350.00
coefficiente sicurezza del materiale	1.5
modulo elastico	325881.08
peso specifico	0.0025
coeff. di omogeneizzazione con cls travi	0.895

Resistenza caratteristica cilindrica a compressione :

a tempo infinito	$f_{ck}$	$= 0.83 \cdot R_{ck}$	$= 0.83 \cdot 350.00 = 290.50$	daN/cm <sup>2</sup>
------------------	----------	-----------------------	--------------------------------	---------------------

Resistenza di calcolo a compressione :

a tempo infinito	$f_{cd}$	$= \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	$= 0.85 \cdot 290.50 / 1.5 = 164.62$	daN/cm <sup>2</sup>
------------------	----------	---	--------------------------------------	---------------------

Nel diagramma parabola-rettangolo la tensione massima è pari a :

$$f_{cd} = 164.62$$

Resistenza di calcolo a trazione per flessione (formazione delle fessure) :

a tempo infinito	$f_{ct}$	$= f_{ctm}/1.2$	$= 28.35/1.2 = 23.62$
------------------	----------	-----------------	-----------------------

Nelle condizioni di esercizio la massima tensione di compressione del calcestruzzo deve rispettare le seguenti limitazioni:

$\sigma_c$	$< 0.6 \cdot f_{ck}$	$= 174.30$	daN/cm <sup>2</sup>	(per comb. caratteristica rara)
$\sigma_c$	$< 0.45 \cdot f_{ck}$	$= 130.73$	daN/cm <sup>2</sup>	(per comb. quasi permanente)

### Acciaio per c.a.p.

Acciaio prec.fpk=1860 :

tensione all'1% deform. residua $f_{p(1)k}$	16740.00
Modulo elastico	1950000.00
coeff. di omogeneizzazione a cls travi	6
coefficiente di sicurezza	1.15
% rilascam. prima del taglio trefoli	41.4%
% rilascam. taglio trefoli-getto soletta	25.9%
% rilascam. da getto soletta a t=inf.	32.7%

In base al punto 4.1.8.1.5 del D.M. 14/01/2008 le tensioni iniziali all'atto della tesatura dei cavi pre-tesi deve rispettare la più restrittiva delle seguenti limitazioni:

$\sigma_{spi}$	$\leq 0.80 \cdot f_{ptk}$	$= 0.80 \cdot 18414.00 = 14731.20$	daN/cm <sup>2</sup>
$\sigma_{spi}$	$\leq 0.90 \cdot f_{p(1)k}$	$= 0.90 \cdot 16740.00 = 15066.00$	daN/cm <sup>2</sup>

E' ammessa una sovratensione iniziale pari a  $0.05 f_{p(1)k}$ .

La tensione massima in esercizio nella combinazione caratteristica (rara) deve rispettare la seguente limitazione (4.1.8.1.2 e 4.1.2.2.5.2 D.M.14/01/2008):

$\sigma_{sp}$	$\leq 0.80 \cdot f_{p(1)k}$	13392.00	daN/cm <sup>2</sup>
---------------	-----------------------------	----------	---------------------

Nel calcolo a rottura si utilizza il diagramma triangolo-rettangolo con tensione massima pari a:

$f_{ptd}$	$= f_{p(1)k}/\gamma_s$	$= 16740.00/1.15 = 14556.52$	daN/cm <sup>2</sup>
-----------	------------------------	------------------------------	---------------------

### Acciaio per armatura lenta

Questo tipo di acciaio costituisce l'armatura destinata ad assorbire gli sforzi di taglio (staffe) ed altri sforzi locali di trazione nel calcestruzzo.

tipo acciaio	B450C
tensione di snervamento $f_{yk}$	4500.00
coefficiente sicurezza verifiche a rottura	1.15
modulo elastico	2100000.00
coeff. di omogeneizzazione a cls travi	6

La tensione massima consentita (4.1.2.2.5.2 D.M. 14/01/2008) nella combinazione rara deve rispettare la seguente limitazione:

$\sigma_s$	$\leq 0.80 \cdot f_{yk}$	$= 0.80 \cdot 4500.00 = 3600.00$	daN/cm <sup>2</sup>
------------	--------------------------	----------------------------------	---------------------

Nel calcolo a rottura si utilizza il diagramma triangolo-rettangolo con tensione massima pari a:

$f_{yd}$	$= f_{yk}/\gamma_s$	$= 4500.00/1.15 = 3913.04$	daN/cm <sup>2</sup>
----------	---------------------	----------------------------	---------------------

### Cadute di tensione nei cavi di precompressione

#### Rilassamento dell'acciaio da precompressione

La valutazione del rilassamento dell'acciaio da precompressione avviene con la formulazione indicata dalla normativa e con i dati forniti dal produttore.

Ad una temperatura costante di 20 [°C] la caduta di tensione  $\Delta\sigma_{pr}$  per rilassamento al tempo t è:

classe	tipo	caduta
2	trecce e trefoli stabilizzati	$\Delta\sigma_{pr} = \sigma_{pi} \cdot [0.66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9.1\mu} \cdot (t/1000)^{0.75(1-\mu)} \cdot 10^{-5}]$

dove:

- $\sigma_{pi}$  è la tensione iniziale nel cavo;
- $\rho_{1000}$  è la perdita per rilassamento (in percentuale) a 1000 ore dopo la messa in tensione, a 20 [°C] e a partire da una tensione iniziale pari a 0.7 della resistenza  $f_p$  del campione provato:

Acciaio	classe	$\rho_{1000}$
1	2	2.5

- $\mu = \sigma_{pi}/f_{pk}$ ;
- $f_{pk}$  è la resistenza caratteristica a trazione dell'acciaio;
- t è il tempo misurato in ore dalla messa in tensione.

La caduta finale per rilassamento può essere valutata con le formule sopra scritte ed inserendo un tempo di 500000 ore. Si ottiene così:

Armatura	classe	$\mu$	$\Delta\sigma_{pr}/\sigma_{pi}$	
Trave 1 - gruppo 1	2	0.774	0.054	5.42%

### Ritiro del calcestruzzo

L'accorciamento dovuto al ritiro viene assunto pari a :

$$\begin{aligned} \text{prefabbricati } \epsilon_{cs1} &= -0.00030 \\ \text{getto in opera } \epsilon_{cs2} &= -0.00030 \end{aligned}$$

e la conseguente caduta di tensione nell'acciaio da precompressione viene calcolata in base al modulo elastico dell'acciaio stesso:

Armatura	$\Delta\sigma_{ps}$		
Trave 1 - gruppo 1	$-0.00030 \cdot 1950000.00 =$	-585.00	4.11%

### Viscosità del calcestruzzo

Il valore della deformazione lenta del calcestruzzo (viscosità) si assume, ai fini del calcolo delle cadute di tensione nell'acciaio, secondo quanto indicato dalle norme (11.2.10.7 D.M.14/01/2008), pari a :

$$\varphi_{inf,1} = 2.3 \quad (\text{cavi pretesi nei prefabbricati})$$

### Sviluppo nel tempo delle cadute di tensione

Per i cavi pretesi, che agiscono sugli elementi prefabbricati, i valori totali dei fenomeni differiti esposti ai paragrafi precedenti vengono ripartiti nelle diverse fasi tenendo conto delle diverse condizioni ambientali e tensionali.

	% rilassamento	% ritiro	% viscosità
dalla posa in tensione al taglio trefoli	41.40	25.50	0.00
dal taglio trefoli al getto in opera	25.90	25.50	33.00
dal getto in opera a tempo infinito	32.70	49.00	67.00

### SOLLECITAZIONI DI 1ª FASE

La canna della galleria presenta una luce netta costante pari a 12.10 m.

In prima fase le travi sono semplicemente appoggiate e la profondità dell'appoggio sui piedritti è di circa 40cm.

Per il calcolo delle sollecitazioni in prima fase, sopportate dalla sezione della sola trave, si assume uno schema statico di semplice appoggio con una luce teorica uguale alla lunghezza totale della trave, pari a 1290 cm, diminuita di 10 cm per parte.

La soletta collaborante con le travi viene realizzata a spessore variabile da un minimo di 30 cm in corrispondenza dei piedritti fino ad un massimo di 37 cm in corrispondenza dell'asse longitudinale di mezzeria copertura.

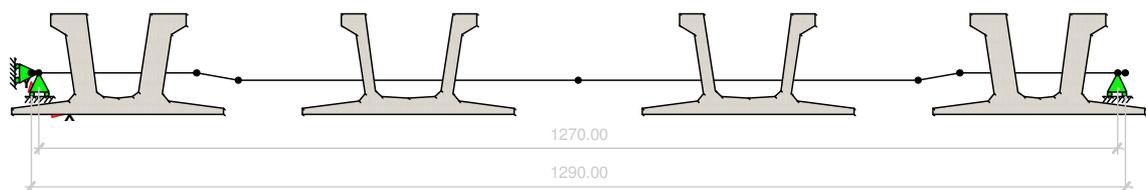
Nel calcolo di verifica viene considerata una soletta strutturale di spessore uniforme e costante pari a 30 cm, considerando il restante materiale come semplice carico.

In quest'ipotesi le verifiche di 2ª fase vengono eseguite adottando sezioni formate dalle travi prefabbricate sormontate dalla soletta, rappresentata da un rettangolo di 30 cm di altezza e 250 cm di larghezza, e nei modelli di calcolo di 1ª fase è inserito un carico uniforme di 90 daN/m<sup>2</sup> rappresentante 3.5 cm di calcestruzzo (spessore medio).

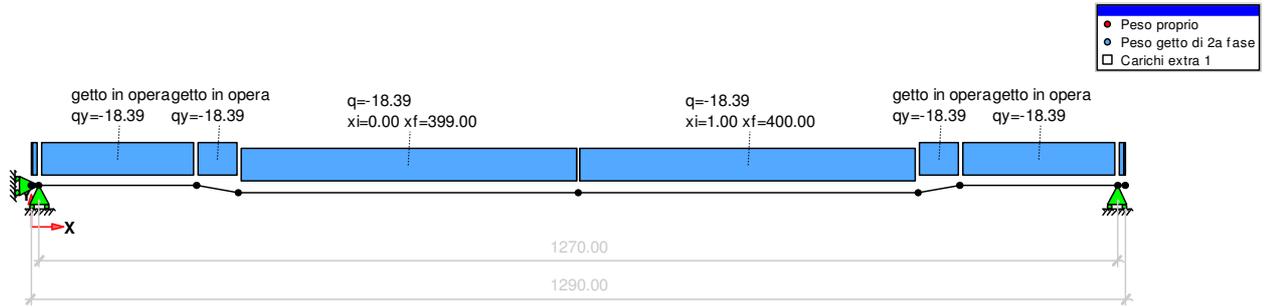
#### Tratto 1 - travi UH120

- Peso proprio trave con  $\gamma_c=25 \text{ kN/m}^3$   $A_{\text{sezione ringrossata}}=10148 \text{ cm}^2$ ,  $A_{\text{sezione filante}}=7403 \text{ cm}^2$ .

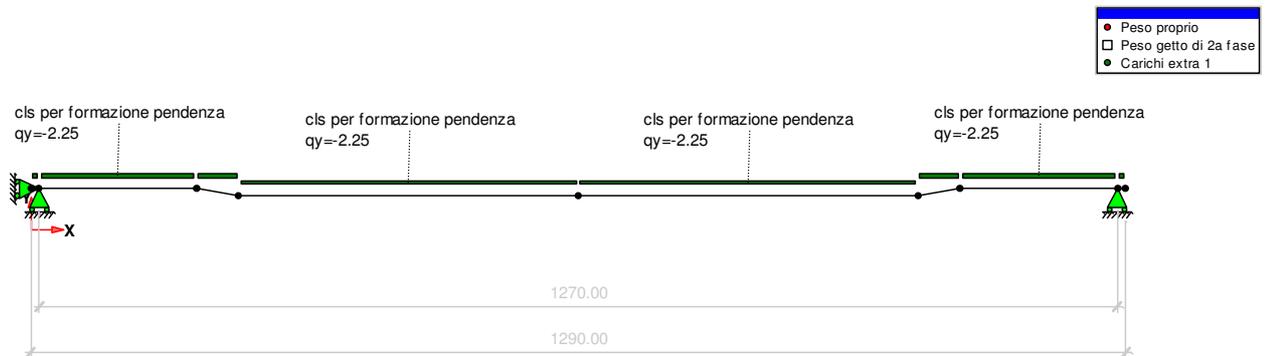
● Peso proprio  
□ Peso getto di 2a fase  
□ Carichi extra 1



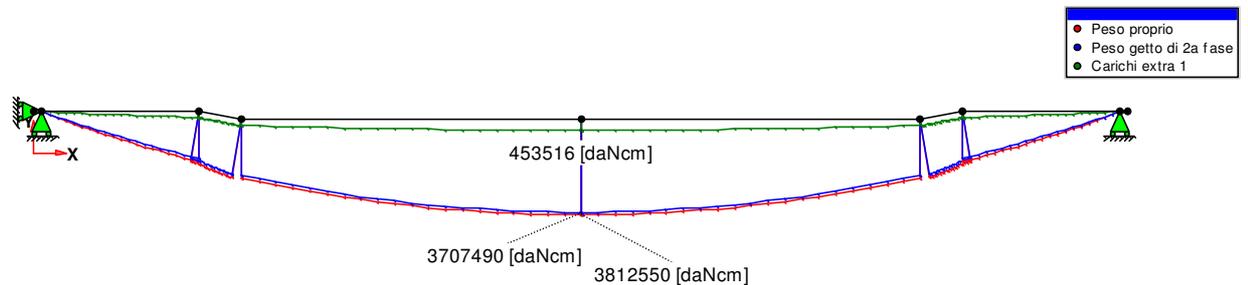
- peso soletta strutturale spessore costante  $s=30 \text{ cm}$  comprensivo di lastre di contenimento getto:



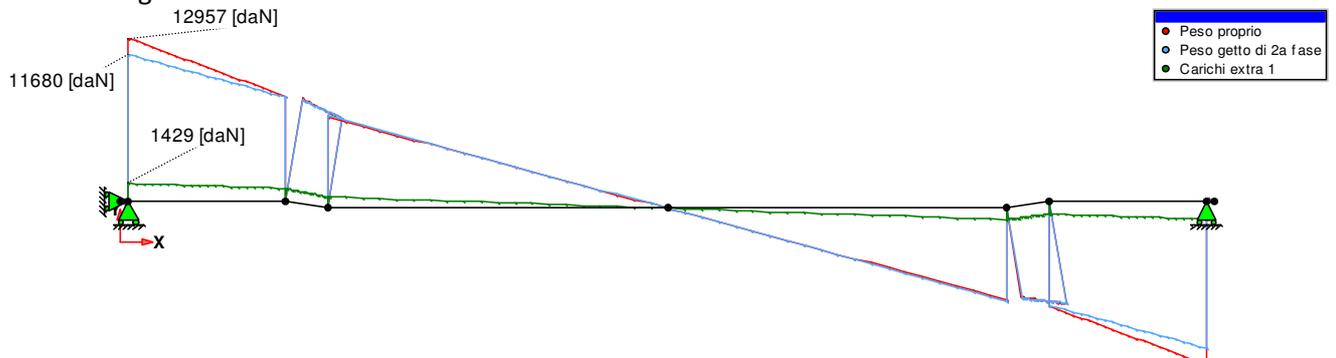
- peso calcestruzzo per formazione pendenza trasversale scolo acque - 7 cm in mezzeria, spess. medio  $S_{ave}=3.5$  cm:



I momenti flettenti sono:



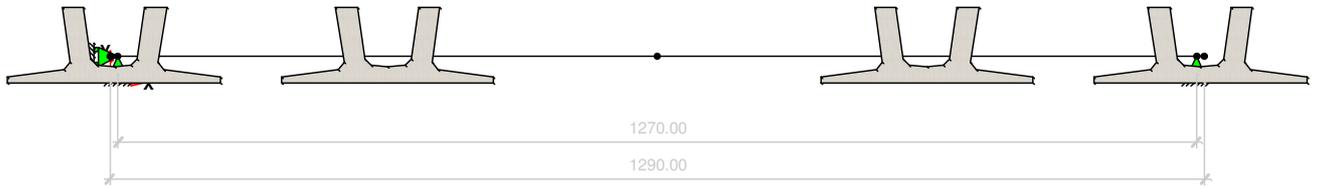
ed i valori di taglio:



**Tratti 2 e 3 - travi UH90**

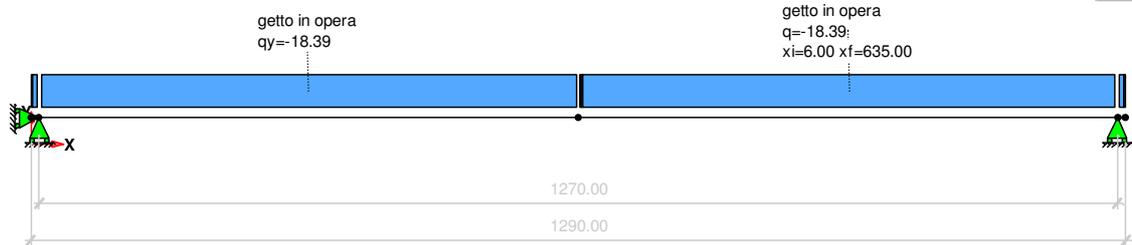
- Peso proprio trave con  $\gamma_c=25$  kN/m<sup>3</sup>  $A=7522$  cm<sup>2</sup>:

- Peso proprio
- Peso getto di 2a fase
- Carichi extra 1



- peso soletta strutturale spessore costante  $s=30$  cm comprensivo di lastre di contenimento getto:

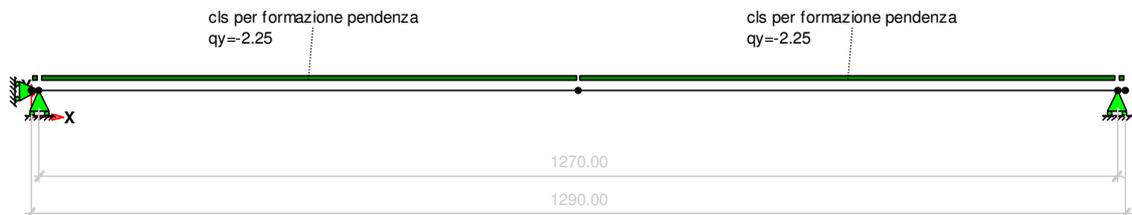
- Peso proprio
- Peso getto di 2a fase
- Carichi extra 1



- peso calcestruzzo per formazione pendenza trasversale scolo acque - 7 cm in mezzeria, spess. medio  $s_{ave}=3.5$  cm:

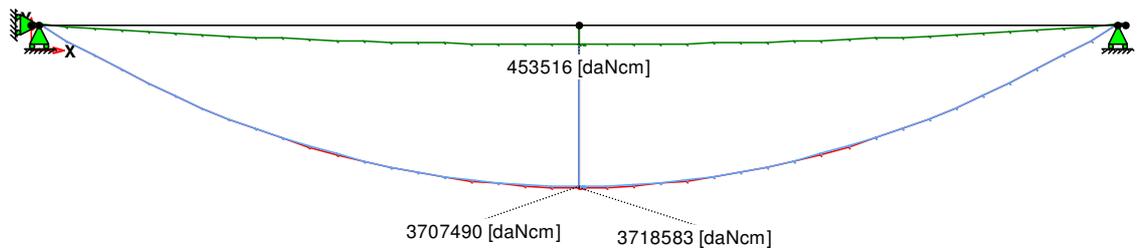
- Trave prefabbricata

- Peso proprio
- Peso getto di 2a fase
- Carichi extra 1

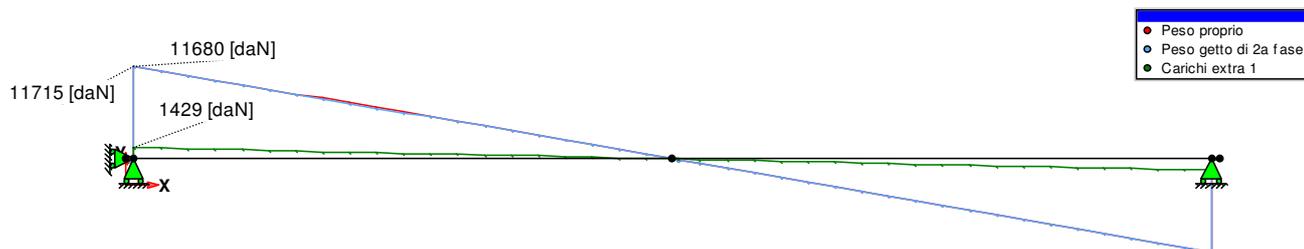


I momenti flettenti sono:

- Peso proprio
- Peso getto di 2a fase
- Carichi extra 1



ed i valori di taglio:



### SOLLECITAZIONI DI 2<sup>a</sup> FASE

Le sollecitazioni di 2<sup>a</sup> fase, quando cioè travi prefabbricate e getto eseguito in opera costituiscono una struttura monolitica assieme ai piedritti, sono riportate nella *relazione di riferimento* (RR -capitolo 10) in valori riferiti per metro di larghezza delle sezioni longitudinali della galleria.

Vengono qui ripetute nei paragrafi successivi, e vengono espresse in [kN],[m] e riferite ad una lunghezza di galleria pari all'interasse delle travi in mezzeria, valore assunto uniforme e pari a 250 cm.

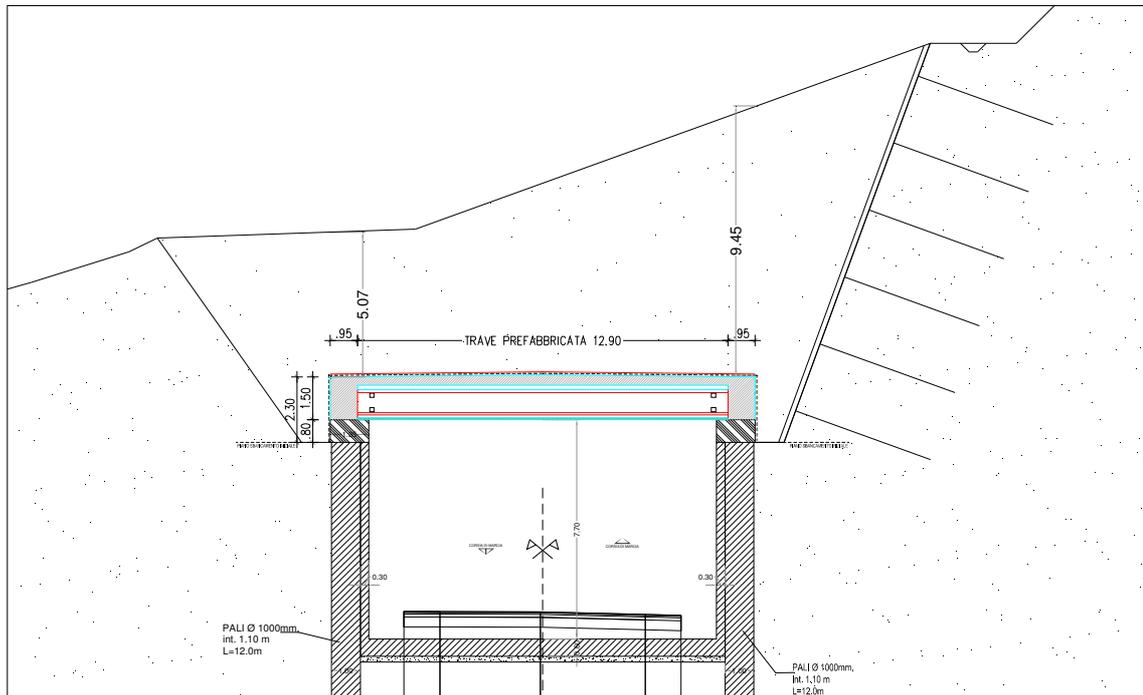
Le tabelle seguenti riportano le sollecitazioni utilizzate nel calcolo di verifica. La prima colonna riporta l'ascissa, la seconda il valore di involucro minimo del momento flettente  $M_{min}$ , la terza quello di involucro del momento flettente  $M_{max}$ , la quarta il valore di involucro del taglio minimo  $V_{min}$ , la quinta il valore .

Non vengono considerate migrazioni di sollecitazioni dalla 1<sup>a</sup> alla 2<sup>a</sup> fase per effetto della viscosità del calcestruzzo.

#### Sezioni dalla prog. 365 alla 442 – travi classe A UH120

Le travi tra queste sezioni sono alte 120 cm e sono in numero di 31, corrispondenti ad una lunghezza di galleria pari a 77 m. Alcune di esse hanno le ali di base rastremate per assecondare la curva in pianta mantenendo l'intradosso continuo.

Le sollecitazioni sulla copertura riportate in tabella si riferiscono alla progressiva 405, che prevede una sezione finale come in figura seguente.



La colonna X riporta le ascisse con origine nella testata sinistra trave prefabbricata.

SISMICA	MAX				MIN			
	M [kN@m]	V [kN]	T [kN]	N [kN]	M [kN@m]	V [kN]	T [kN]	N [kN]
X [m]								
0.00	0.00	0.00	0	0.00	-9540.76	-1444.07	0	-4382.85
0.05	0.00	0.00	0	0.00	-9540.76	-1444.07	0	-4382.85
0.66	0.00	0.00	0	0.00	-7569.91	-2613.38	0	-4550.12
0.66	0.00	0.00	0	0.00	-7569.91	-2613.38	0	-4550.12
1.27	0.00	0.00	0	0.00	-5915.44	-2457.68	0	-4989.43
1.27	0.00	0.00	0	0.00	-5915.44	-2457.68	0	-4989.43
1.88	0.00	0.00	0	0.00	-4407.59	-2286.31	0	-5132.42
1.88	0.00	0.00	0	0.00	-4407.59	-2286.31	0	-5132.42
2.49	0.00	0.00	0	0.00	-3049.09	-2083.91	0	-5230.55
2.49	0.00	0.00	0	0.00	-3049.09	-2083.91	0	-5230.55
3.10	0.00	0.00	0	0.00	-1836.79	-1865.08	0	-5312.76
3.10	0.00	0.00	0	0.00	-1836.79	-1865.08	0	-5312.76
3.71	0.00	0.00	0	0.00	-760.81	-1649.40	0	-5367.52
3.71	0.00	0.00	0	0.00	-760.81	-1649.40	0	-5367.52
4.32	170.02	0.00	0	0.00	0.00	-1408.00	0	-5410.38
4.32	170.02	0.00	0	0.00	0.00	-1408.00	0	-5410.38
4.93	952.04	0.00	0	0.00	0.00	-1191.56	0	-5431.61
4.93	952.04	0.00	0	0.00	0.00	-1191.56	0	-5431.61

**GALLERIA ARTIFICIALE - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO**

5.54	1592.71	0.00	0	0.00	0.00	-963.09	0	-5425.02
5.54	1592.71	0.00	0	0.00	0.00	-963.09	0	-5425.02
6.15	2091.34	0.00	0	0.00	0.00	-691.81	0	-5381.72
6.15	2091.34	0.00	0	0.00	0.00	-691.81	0	-5381.72
6.75	2436.67	0.00	0	0.00	0.00	-479.97	0	-5355.11
6.75	2436.67	0.00	0	0.00	0.00	-479.97	0	-5355.11
7.36	2608.12	0.00	0	0.00	0.00	-268.90	0	-5313.18
7.36	2608.12	0.00	0	0.00	0.00	-268.90	0	-5313.18
7.97	2632.49	0.00	0	0.00	0.00	-21.77	0	-5229.30
7.97	2632.49	0.00	0	0.00	0.00	-21.77	0	-5229.30
8.58	2500.82	231.97	0	0.00	0.00	0.00	0	-5121.91
8.58	2500.82	231.97	0	0.00	0.00	0.00	0	-5121.91
9.19	2202.05	489.53	0	0.00	0.00	0.00	0	-5003.52
9.19	2202.05	489.53	0	0.00	0.00	0.00	0	-5003.52
9.80	1731.47	766.94	0	0.00	0.00	0.00	0	-4859.55
9.80	1731.47	766.94	0	0.00	0.00	0.00	0	-4859.55
10.41	1087.08	1053.54	0	0.00	0.00	0.00	0	-4695.23
10.41	1087.08	1053.54	0	0.00	0.00	0.00	0	-4695.23
11.02	254.14	1346.96	0	0.00	0.00	0.00	0	-4514.39
11.02	254.14	1346.96	0	0.00	0.00	0.00	0	-4514.39
11.63	0.00	1637.07	0	0.00	-776.61	0.00	0	-4299.24
11.63	0.00	1637.07	0	0.00	-776.61	0.00	0	-4299.24
12.24	0.00	1865.72	0	0.00	-2025.39	0.00	0	-3919.18
12.24	0.00	1865.72	0	0.00	-2025.39	0.00	0	-3919.18
12.85	0.00	1584.20	0	0.00	-3593.67	0.00	0	-3620.81
12.9	0.00	1584.20	0	0.00	-3593.67	0.00	0	-3620.81

SLU P/T	MAX				MIN			
X [m]	M [kN·m]	V [kN]	T [kN]	N [kN]	M [kN·m]	V [kN]	T [kN]	N [kN]
0.00	0.00	0.00	0	0.00	-4298.71	-1375.52	0	-1660.02
0.05	0.00	0.00	0	0.00	-4298.71	-1375.52	0	-1660.02
0.66	0.00	0.00	0	0.00	-2887.57	-1911.53	0	-1886.33
0.66	0.00	0.00	0	0.00	-2887.57	-1911.53	0	-1886.33
1.27	0.00	0.00	0	0.00	-1693.41	-1777.10	0	-2136.66
1.27	0.00	0.00	0	0.00	-1693.41	-1777.10	0	-2136.66
1.88	0.00	0.00	0	0.00	-623.66	-1616.12	0	-2232.39
1.88	0.00	0.00	0	0.00	-623.66	-1616.12	0	-2232.39
2.49	324.81	0.00	0	0.00	0.00	-1438.69	0	-2304.17
2.49	324.81	0.00	0	0.00	0.00	-1438.69	0	-2304.17
3.10	1155.00	0.00	0	0.00	0.00	-1254.57	0	-2368.44
3.10	1155.00	0.00	0	0.00	0.00	-1254.57	0	-2368.44
3.71	1875.54	0.00	0	0.00	0.00	-1063.13	0	-2419.66
3.71	1875.54	0.00	0	0.00	0.00	-1063.13	0	-2419.66
4.32	2478.92	0.00	0	0.00	0.00	-879.26	0	-2459.75

**GALLERIA ARTIFICIALE - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO**

4.32	2478.92	0.00	0	0.00	0.00	-879.26	0	-2459.75
4.93	2964.82	0.00	0	0.00	0.00	-699.84	0	-2490.85
4.93	2964.82	0.00	0	0.00	0.00	-699.84	0	-2490.85
5.54	3337.56	0.00	0	0.00	0.00	-512.42	0	-2505.67
5.54	3337.56	0.00	0	0.00	0.00	-512.42	0	-2505.67
6.15	3597.39	0.00	0	0.00	0.00	-304.12	0	-2490.53
6.15	3597.39	0.00	0	0.00	0.00	-304.12	0	-2490.53
6.75	3731.17	0.00	0	0.00	0.00	-124.85	0	-2491.89
6.75	3731.17	0.00	0	0.00	0.00	-124.85	0	-2491.89
7.36	3726.91	66.08	0	0.00	0.00	0.00	0	-2493.26
7.36	3726.91	66.08	0	0.00	0.00	0.00	0	-2493.26
7.97	3602.28	272.20	0	0.00	0.00	0.00	0	-2464.03
7.97	3602.28	272.20	0	0.00	0.00	0.00	0	-2464.03
8.58	3348.64	483.99	0	0.00	0.00	0.00	0	-2418.15
8.58	3348.64	483.99	0	0.00	0.00	0.00	0	-2418.15
9.19	2954.69	708.73	0	0.00	0.00	0.00	0	-2363.27
9.19	2954.69	708.73	0	0.00	0.00	0.00	0	-2363.27
9.80	2415.38	951.42	0	0.00	0.00	0.00	0	-2293.59
9.80	2415.38	951.42	0	0.00	0.00	0.00	0	-2293.59
10.41	1728.28	1203.08	0	0.00	0.00	0.00	0	-2209.72
10.41	1728.28	1203.08	0	0.00	0.00	0.00	0	-2209.72
11.02	877.87	1463.24	0	0.00	0.00	0.00	0	-2115.99
11.02	877.87	1463.24	0	0.00	0.00	0.00	0	-2115.99
11.63	0.00	1721.84	0	0.00	-145.95	0.00	0	-1996.69
11.63	0.00	1721.84	0	0.00	-145.95	0.00	0	-1996.69
12.24	0.00	1921.75	0	0.00	-1363.23	0.00	0	-1731.92
12.24	0.00	1921.75	0	0.00	-1363.23	0.00	0	-1731.92
12.85	0.00	1660.53	0	0.00	-2842.96	0.00	0	-1428.72
12.9	0.00	1660.53	0	0.00	-2842.96	0.00	0	-1428.72

Le sollecitazioni SLE sono:

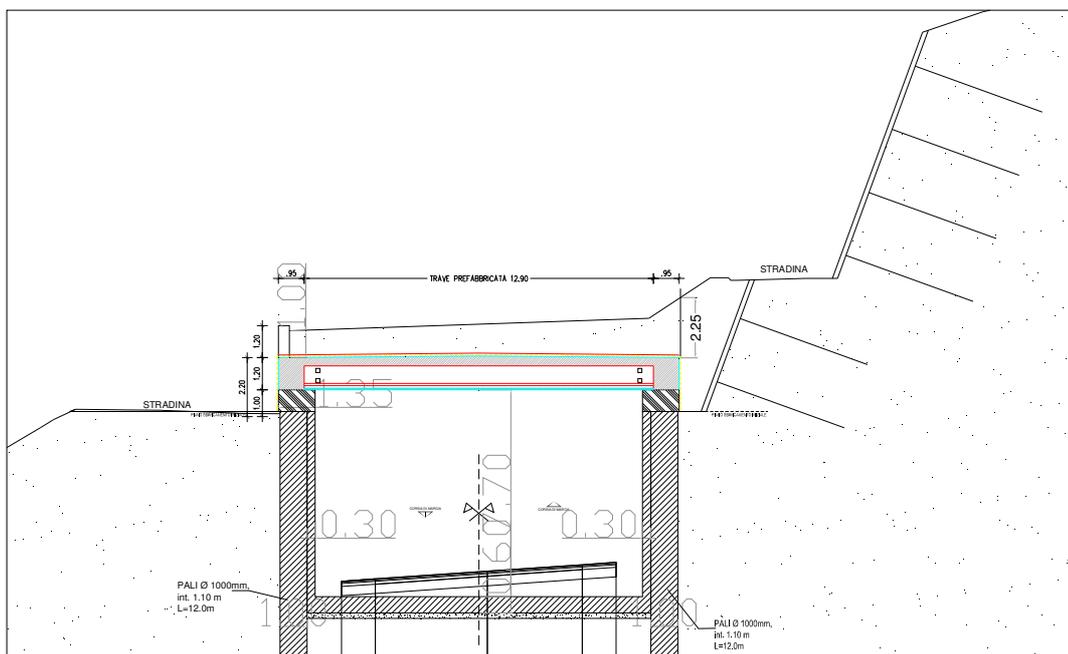
SLE RARE	MAX				MIN			
	M [kN·m]	V [kN]	T [kN]	N [kN]	M [kN·m]	V [kN]	T [kN]	N [kN]
X [m]								
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-3184.23	-1018.90	0.00	-1229.64
0.05	0.00	0.00	0.00	0.00	-3184.23	-1018.90	0.00	-1229.64
0.66	0.00	0.00	0.00	0.00	-2138.94	-1415.95	0.00	-1397.28
0.66	0.00	0.00	0.00	0.00	-2138.94	-1415.95	0.00	-1397.28
1.27	0.00	0.00	0.00	0.00	-1254.38	-1316.37	0.00	-1582.71
1.27	0.00	0.00	0.00	0.00	-1254.38	-1316.37	0.00	-1582.71
1.88	0.00	0.00	0.00	0.00	-461.97	-1197.12	0.00	-1653.62
1.88	0.00	0.00	0.00	0.00	-461.97	-1197.12	0.00	-1653.62

2.49	240.60	0.00	0.00	0.00	0.00	-1065.70	0.00	-1706.79
2.49	240.60	0.00	0.00	0.00	0.00	-1065.70	0.00	-1706.79
3.10	855.56	0.00	0.00	0.00	0.00	-929.31	0.00	-1754.40
3.10	855.56	0.00	0.00	0.00	0.00	-929.31	0.00	-1754.40
3.71	1389.29	0.00	0.00	0.00	0.00	-787.51	0.00	-1792.34
3.71	1389.29	0.00	0.00	0.00	0.00	-787.51	0.00	-1792.34
4.32	1836.24	0.00	0.00	0.00	0.00	-651.30	0.00	-1822.04
4.32	1836.24	0.00	0.00	0.00	0.00	-651.30	0.00	-1822.04
4.93	2196.16	0.00	0.00	0.00	0.00	-518.40	0.00	-1845.07
4.93	2196.16	0.00	0.00	0.00	0.00	-518.40	0.00	-1845.07
5.54	2472.27	0.00	0.00	0.00	0.00	-379.57	0.00	-1856.05
5.54	2472.27	0.00	0.00	0.00	0.00	-379.57	0.00	-1856.05
6.15	2664.73	0.00	0.00	0.00	0.00	-225.28	0.00	-1844.84
6.15	2664.73	0.00	0.00	0.00	0.00	-225.28	0.00	-1844.84
6.75	2763.83	0.00	0.00	0.00	0.00	-92.48	0.00	-1845.84
6.75	2763.83	0.00	0.00	0.00	0.00	-92.48	0.00	-1845.84
7.36	2760.67	48.95	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-1846.86
7.36	2760.67	48.95	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-1846.86
7.97	2668.36	201.63	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-1825.21
7.97	2668.36	201.63	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-1825.21
8.58	2480.47	358.51	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-1791.22
8.58	2480.47	358.51	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-1791.22
9.19	2188.66	524.99	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-1750.57
9.19	2188.66	524.99	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-1750.57
9.80	1789.17	704.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-1698.96
9.80	1789.17	704.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-1698.96
10.41	1280.21	891.17	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-1636.83
10.41	1280.21	891.17	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-1636.83
11.02	650.28	1083.88	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-1567.40
11.02	650.28	1083.88	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-1567.40
11.63	0.00	1275.44	0.00	0.00	-108.11	0.00	0.00	-1479.03
11.63	0.00	1275.44	0.00	0.00	-108.11	0.00	0.00	-1479.03
12.24	0.00	1423.52	0.00	0.00	-1009.80	0.00	0.00	-1282.90
12.24	0.00	1423.52	0.00	0.00	-1009.80	0.00	0.00	-1282.90
12.85	0.00	1230.03	0.00	0.00	-2105.90	0.00	0.00	-1058.31
12.9	0.00	1230.03	0.00	0.00	-2105.90	0.00	0.00	-1058.31

#### Sezioni dalla prog. 500 alla 545 – travi UH90 classe B

Le travi di questa classe sono verificate nei confronti delle sollecitazioni che si verificano alla sezione prog. 530

La colonna X riporta le ascisse con origine nella testata sinistra trave prefabbricata.



SISMICA		MAX			MIN			
X[m]	M [kN·m]	V [kN]	T [kN]	N [kN]	M [kN·m]	V [kN]	T [kN]	N [kN]
0	0.00	0.00	0	0.00	-4952.18	-1476.60	0	-2201.18
0.05	0.00	0.00	0	0.00	-4952.18	-1476.60	0	-2201.18
0.72	0.00	0.00	0	0.00	-3969.36	-1045.31	0	-1996.88
0.72	0.00	0.00	0	0.00	-3969.36	-1045.31	0	-1996.88
1.40	0.00	0.00	0	0.00	-3219.93	-921.41	0	-2032.59
1.40	0.00	0.00	0	0.00	-3219.93	-921.41	0	-2032.59
2.07	0.00	0.00	0	0.00	-2534.63	-852.67	0	-2022.24
2.07	0.00	0.00	0	0.00	-2534.63	-852.67	0	-2022.24
2.75	0.00	0.00	0	0.00	-1911.85	-777.03	0	-2000.93
2.75	0.00	0.00	0	0.00	-1911.85	-777.03	0	-2000.93
3.42	0.00	0.00	0	0.00	-1353.76	-696.88	0	-1975.37
3.42	0.00	0.00	0	0.00	-1353.76	-696.88	0	-1975.37
4.09	0.00	0.00	0	0.00	-862.81	-612.11	0	-1947.25
4.09	0.00	0.00	0	0.00	-862.81	-612.11	0	-1947.25
4.77	0.00	0.00	0	0.00	-441.73	-525.64	0	-1909.32
4.77	0.00	0.00	0	0.00	-441.73	-525.64	0	-1909.32
5.44	0.00	0.00	0	0.00	-87.43	-440.69	0	-1872.84
5.44	0.00	0.00	0	0.00	-87.43	-440.69	0	-1872.84
6.11	202.80	0.00	0	0.00	0.00	-353.09	0	-1844.64
6.11	202.80	0.00	0	0.00	0.00	-353.09	0	-1844.64

6.79	424.63	0.00	0	0.00	0.00	-265.34	0	-1816.23
6.79	424.63	0.00	0	0.00	0.00	-265.34	0	-1816.23
7.46	577.17	0.00	0	0.00	0.00	-176.84	0	-1787.28
7.46	577.17	0.00	0	0.00	0.00	-176.84	0	-1787.28
8.14	659.71	0.00	0	0.00	0.00	-86.10	0	-1757.63
8.14	659.71	0.00	0	0.00	0.00	-86.10	0	-1757.63
8.81	671.00	6.10	0	0.00	0.00	0.00	0	-1728.74
8.81	671.00	6.10	0	0.00	0.00	0.00	0	-1728.74
9.48	609.65	100.70	0	0.00	0.00	0.00	0	-1700.29
9.48	609.65	100.70	0	0.00	0.00	0.00	0	-1700.29
10.16	473.73	196.95	0	0.00	0.00	0.00	0	-1671.53
10.16	473.73	196.95	0	0.00	0.00	0.00	0	-1671.53
10.83	259.94	295.62	0	0.00	0.00	0.00	0	-1640.51
10.83	259.94	295.62	0	0.00	0.00	0.00	0	-1640.51
11.50	0.00	397.04	0	0.00	-35.77	0.00	0	-1603.55
11.50	0.00	397.04	0	0.00	-35.77	0.00	0	-1603.55
12.18	0.00	513.01	0	0.00	-419.90	0.00	0	-1545.71
12.18	0.00	513.01	0	0.00	-419.90	0.00	0	-1545.71
12.85	0.00	720.56	0	0.00	-965.72	0.00	0	-1514.56
12.9	0.00	720.56	0	0.00	-965.72	0.00	0	-1514.56

SLU P/T	MAX				MIN			
X[m]	M [kN·m]	V [kN]	T [kN]	N [kN]	M [kN·m]	V [kN]	T [kN]	N [kN]
0	0.00	0.00	0	0.00	-2436.06	-1030.30	0	-1177.08
0.05	0.00	0.00	0	0.00	-2436.06	-1030.30	0	-1177.08
0.72	0.00	0.00	0	0.00	-1713.63	-767.88	0	-1099.87
0.72	0.00	0.00	0	0.00	-1713.63	-767.88	0	-1099.87
1.40	0.00	0.00	0	0.00	-1163.18	-668.28	0	-1121.41
1.40	0.00	0.00	0	0.00	-1163.18	-668.28	0	-1121.41
2.07	0.00	0.00	0	0.00	-676.80	-594.64	0	-1115.80
2.07	0.00	0.00	0	0.00	-676.80	-594.64	0	-1115.80
2.75	0.00	0.00	0	0.00	-250.73	-519.09	0	-1105.69
2.75	0.00	0.00	0	0.00	-250.73	-519.09	0	-1105.69
3.42	114.97	0.00	0	0.00	0.00	-442.52	0	-1094.49
3.42	114.97	0.00	0	0.00	0.00	-442.52	0	-1094.49
4.09	419.84	0.00	0	0.00	0.00	-362.71	0	-1083.91
4.09	419.84	0.00	0	0.00	0.00	-362.71	0	-1083.91
4.77	661.71	0.00	0	0.00	0.00	-280.91	0	-1069.89
4.77	661.71	0.00	0	0.00	0.00	-280.91	0	-1069.89
5.44	841.80	0.00	0	0.00	0.00	-199.10	0	-1059.51
5.44	841.80	0.00	0	0.00	0.00	-199.10	0	-1059.51
6.11	961.16	0.00	0	0.00	0.00	-115.73	0	-1055.62
6.11	961.16	0.00	0	0.00	0.00	-115.73	0	-1055.62

**GALLERIA ARTIFICIALE - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO**

6.79	1016.81	0.00	0	0.00	0.00	-31.56	0	-1053.52
6.79	1016.81	0.00	0	0.00	0.00	-31.56	0	-1053.52
7.46	1007.80	54.08	0	0.00	0.00	0.00	0	-1053.14
7.46	1007.80	54.08	0	0.00	0.00	0.00	0	-1053.14
8.14	933.42	140.96	0	0.00	0.00	0.00	0	-1054.34
8.14	933.42	140.96	0	0.00	0.00	0.00	0	-1054.34
8.81	792.18	229.51	0	0.00	0.00	0.00	0	-1058.09
8.81	792.18	229.51	0	0.00	0.00	0.00	0	-1058.09
9.48	582.97	320.06	0	0.00	0.00	0.00	0	-1064.03
9.48	582.97	320.06	0	0.00	0.00	0.00	0	-1064.03
10.16	304.28	411.01	0	0.00	0.00	0.00	0	-1071.61
10.16	304.28	411.01	0	0.00	0.00	0.00	0	-1071.61
10.83	0.00	504.51	0	0.00	-46.20	0.00	0	-1079.36
10.83	0.00	504.51	0	0.00	-46.20	0.00	0	-1079.36
11.50	0.00	601.10	0	0.00	-471.82	0.00	0	-1084.21
11.50	0.00	601.10	0	0.00	-471.82	0.00	0	-1084.21
12.18	0.00	721.92	0	0.00	-980.38	0.00	0	-1066.86
12.18	0.00	721.92	0	0.00	-980.38	0.00	0	-1066.86
12.85	0.00	980.72	0	0.00	-1672.04	0.00	0	-1105.22
12.9	0.00	980.72	0	0.00	-1672.04	0.00	0	-1105.22

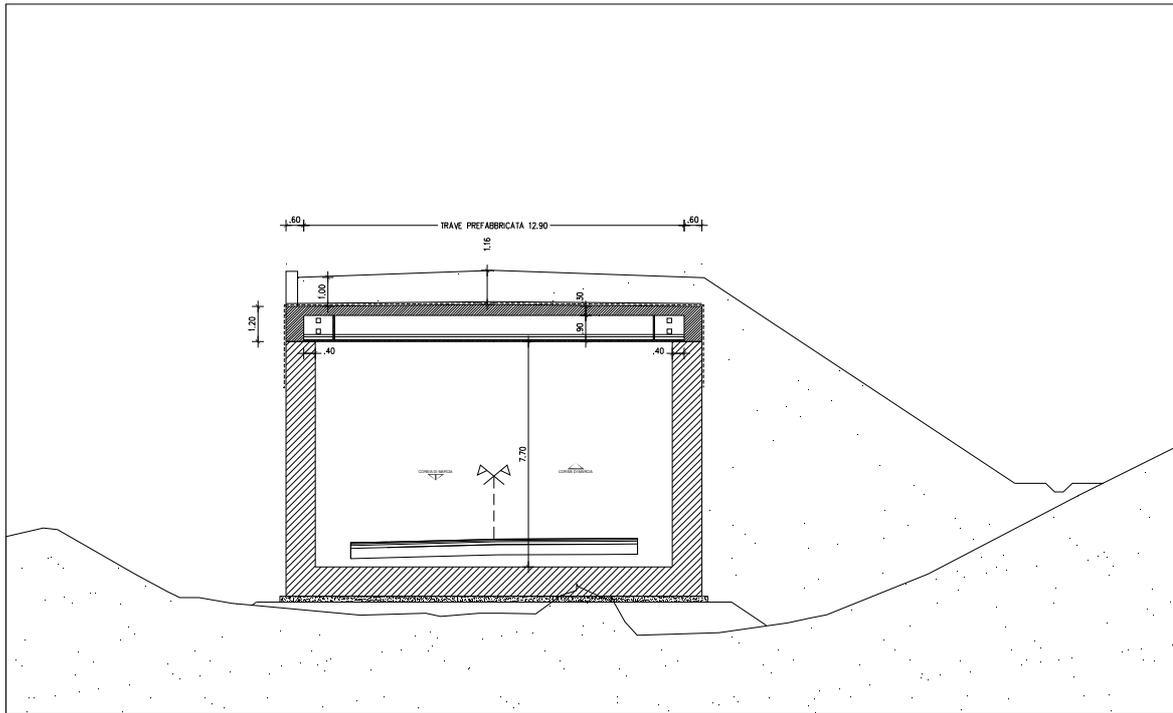
SLE RARE	MAX				MIN			
X[m]	M [kN·m]	V [kN]	T [kN]	N [kN]	M [kN·m]	V [kN]	T [kN]	N [kN]
0	0.00	0.00	0.00	0.00	-1804.49	-763.19	0.00	-871.91
0.05	0.00	0.00	0.00	0.00	-1804.49	-763.19	0.00	-871.91
0.72	0.00	0.00	0.00	0.00	-1269.35	-568.80	0.00	-814.72
0.72	0.00	0.00	0.00	0.00	-1269.35	-568.80	0.00	-814.72
1.40	0.00	0.00	0.00	0.00	-861.61	-495.02	0.00	-830.67
1.40	0.00	0.00	0.00	0.00	-861.61	-495.02	0.00	-830.67
2.07	0.00	0.00	0.00	0.00	-501.33	-440.47	0.00	-826.52
2.07	0.00	0.00	0.00	0.00	-501.33	-440.47	0.00	-826.52
2.75	0.00	0.00	0.00	0.00	-185.73	-384.51	0.00	-819.03
2.75	0.00	0.00	0.00	0.00	-185.73	-384.51	0.00	-819.03
3.42	85.16	0.00	0.00	0.00	0.00	-327.79	0.00	-810.74
3.42	85.16	0.00	0.00	0.00	0.00	-327.79	0.00	-810.74
4.09	310.99	0.00	0.00	0.00	0.00	-268.68	0.00	-802.90
4.09	310.99	0.00	0.00	0.00	0.00	-268.68	0.00	-802.90
4.77	490.15	0.00	0.00	0.00	0.00	-208.08	0.00	-792.51
4.77	490.15	0.00	0.00	0.00	0.00	-208.08	0.00	-792.51
5.44	623.56	0.00	0.00	0.00	0.00	-147.48	0.00	-784.83
5.44	623.56	0.00	0.00	0.00	0.00	-147.48	0.00	-784.83
6.11	711.97	0.00	0.00	0.00	0.00	-85.73	0.00	-781.94
6.11	711.97	0.00	0.00	0.00	0.00	-85.73	0.00	-781.94
6.79	753.19	0.00	0.00	0.00	0.00	-23.38	0.00	-780.39

6.79	753.19	0.00	0.00	0.00	0.00	-23.38	0.00	-780.39
7.46	746.52	40.06	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-780.10
7.46	746.52	40.06	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-780.10
8.14	691.43	104.41	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-781.00
8.14	691.43	104.41	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-781.00
8.81	586.80	170.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-783.77
8.81	586.80	170.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-783.77
9.48	431.83	237.08	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-788.17
9.48	431.83	237.08	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-788.17
10.16	225.39	304.45	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-793.78
10.16	225.39	304.45	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-793.78
10.83	0.00	373.71	0.00	0.00	-34.22	0.00	0.00	-799.52
10.83	0.00	373.71	0.00	0.00	-34.22	0.00	0.00	-799.52
11.50	0.00	445.26	0.00	0.00	-349.50	0.00	0.00	-803.12
11.50	0.00	445.26	0.00	0.00	-349.50	0.00	0.00	-803.12
12.18	0.00	534.75	0.00	0.00	-726.21	0.00	0.00	-790.26
12.18	0.00	534.75	0.00	0.00	-726.21	0.00	0.00	-790.26
12.85	0.00	726.46	0.00	0.00	-1238.55	0.00	0.00	-818.68
12.9	0.00	726.46	0.00	0.00	-1238.55	0.00	0.00	-818.68

#### Sezioni dalla prog. 447 alla 500 (scatolare) – travi UH90 cl. C

Le travi UH90 di classe C vengono utilizzate per la copertura dello scatolare.

La struttura è fuori terra ed è interessata solamente da un ritombamento parziale a monte.



**SOLLECITAZIONI COPERTURA COMB SLU - SCATOLARE**

	X	V max	V min	M max	M min	F
	m	kN per trave	kN per trave	kN m per trave	kN m per trave	
<b>ENV_MAX,MIN</b>	0.30	-699.98	-1725.40	-1169.24	-3002.94	
	0.77	-649.35	-1604.59	-852.12	-2223.96	
	1.24	-598.71	-1483.78	-558.68	-1501.51	
	1.70	-548.08	-1362.96	-185.40	-835.57	
	2.17	-497.44	-1242.15	219.67	-449.39	
	2.64	-446.81	-1121.34	589.24	-208.44	
	3.11	-396.18	-1000.53	1080.14	8.83	
	3.58	-345.54	-879.72	1514.51	202.41	
	4.04	-294.91	-758.90	1892.36	372.29	
	4.51	-244.28	-638.09	2213.68	518.49	
	4.98	-193.64	-517.28	2478.49	641.00	
	5.45	-143.01	-396.47	2686.77	739.82	
	5.91	-92.37	-275.65	2838.52	814.95	
	6.38	-33.12	-154.84	2933.76	866.39	
	6.85	52.61	-34.03	2972.47	894.14	
	6.85	52.61	-34.03	2972.47	894.14	
	7.32	138.33	16.64	2954.66	898.20	
	7.79	224.05	67.27	2880.32	878.58	
	8.25	340.10	117.90	2749.47	835.26	

**GALLERIA ARTIFICIALE - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO**

	8.72	460.92	168.54	2562.09	751.96	
	9.19	581.73	219.17	2318.18	641.19	
	9.66	702.54	269.81	2017.76	506.74	
	10.13	823.35	320.44	1660.81	348.60	
	10.59	944.17	371.07	1247.33	166.77	
	11.06	1064.98	421.71	777.34	-38.76	
	11.53	1185.79	472.34	250.82	-360.79	
	12.00	1306.60	522.98	-245.42	-806.51	
	12.46	1427.41	573.61	-507.41	-1292.35	
	12.93	1548.23	624.24	-793.10	-1818.28	
	13.40	1669.04	674.88	-1102.47	-2557.19	

**SOLLECITAZIONI COPERTURA COMB SLV - SCATOLARE**

	X	V min	V max	M min	M max	F
	m	kN per trave	kN per trave	kN m per trave	kN m per trave	
<b>ENV_MAX,MIN</b>	0.30	-636.62	-482.57	-1518.86	-503.37	
	0.77	-597.67	-443.62	-1230.12	-286.71	
	1.24	-558.72	-404.67	-959.61	-88.27	
	1.70	-519.77	-365.73	-707.32	91.95	
	2.17	-480.82	-326.78	-473.25	253.95	
	2.64	-441.87	-287.83	-257.41	397.72	
	3.11	-402.92	-248.88	-59.79	523.27	
	3.58	-363.97	-209.93	119.61	630.60	
	4.04	-325.03	-170.98	280.79	719.70	
	4.51	-286.08	-132.03	423.74	790.58	
	4.98	-247.13	-93.08	548.47	843.24	
	5.45	-208.18	-54.13	646.49	877.68	
	5.91	-169.23	-15.18	711.08	893.90	
	6.38	-130.28	23.77	757.44	891.89	
	6.85	-91.33	62.72	779.09	871.66	
	6.85	-91.33	62.72	779.09	871.66	
	7.32	-52.38	101.67	769.68	898.79	
	7.79	-13.43	140.62	742.04	914.18	
	8.25	25.52	179.56	696.18	911.36	
	8.72	64.47	218.51	608.51	890.31	
	9.19	103.42	257.46	497.16	851.03	
	9.66	142.37	296.41	367.60	793.54	
	10.13	181.32	335.36	219.81	717.82	
	10.59	220.26	374.31	53.80	623.88	
	11.06	259.21	413.26	-130.44	511.72	
	11.53	298.16	452.21	-332.90	381.33	
	12.00	337.11	491.16	-553.58	232.72	
	12.46	376.06	530.11	-792.48	65.89	
	12.93	415.01	569.06	-1049.60	-119.16	

	13.40	453.96	608.00	-1324.95	-322.44	
--	-------	--------	--------	----------	---------	--

<b>SOLLECITAZIONI COPERTURA COMB SLE RARE - SCATOLARE</b>						
	X	V min	V max	M min	M max	F
	m	kN per trave	kN per trave	kN m per trave	kN m per trave	
<b>ENV_MAX,MIN</b>	0.30	-1226.46	-562.45	-2171.20	-1072.83	0
	0.77	-1140.73	-523.50	-1617.45	-818.80	0
	1.24	-1054.99	-484.55	-1103.81	-582.99	0
	1.70	-969.26	-445.60	-630.28	-296.38	0
	2.17	-883.52	-406.65	-345.69	8.99	0
	2.64	-797.79	-367.70	-160.34	394.84	
	3.11	-712.05	-328.75	6.79	743.83	
	3.58	-626.32	-289.80	155.70	1052.70	
	4.04	-540.58	-250.85	286.38	1321.47	
	4.51	-454.85	-211.91	398.84	1550.12	
	4.98	-369.11	-172.96	493.08	1738.66	
	5.45	-283.38	-134.01	569.09	1887.08	
	5.91	-197.64	-95.06	626.88	1995.40	
	6.38	-111.91	-56.11	666.45	2063.60	
	6.85	-26.17	2.99	687.80	2091.70	
	6.85	-26.17	2.99	687.80	2091.70	
	7.32	12.80	68.56	690.93	2079.68	
	7.79	51.75	154.29	675.83	2027.55	
	8.25	90.70	240.03	642.51	1935.30	
	8.72	129.65	325.76	590.96	1802.95	
	9.19	168.59	411.50	521.20	1630.49	
	9.66	207.54	497.23	433.21	1417.91	
	10.13	246.49	582.97	327.00	1165.22	
	10.59	285.44	668.70	202.56	872.42	
	11.06	324.39	754.44	59.91	539.51	
	11.53	363.34	840.17	-162.85	166.48	
	12.00	402.29	925.91	-470.51	-188.79	
	12.46	441.24	1011.64	-809.94	-390.32	
	12.93	480.19	1097.38	-1299.09	-610.07	
	13.40	519.14	1183.11	-1828.35	-848.05	

<b>SOLLECITAZIONI COPERTURA COMB SLE FREQUENTI - SCATOLARE</b>						
	X	V min	V max	M min	M max	F
	m	kN per trave	kN per trave	kN m per trave	kN m per trave	
<b>ENV_MAX,MIN</b>	0.30	-898.95	-562.45	-1720.26	-1072.83	0
	0.77	-836.61	-523.50	-1314.26	-818.80	0
	1.24	-774.27	-484.55	-937.43	-582.99	0
	1.70	-711.92	-445.60	-589.77	-330.89	0

**GALLERIA ARTIFICIALE - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO**

	2.17	-649.58	-406.65	-345.69	-78.52	0
	2.64	-587.24	-367.70	-160.34	204.98	
	3.11	-524.90	-328.75	6.79	460.93	
	3.58	-462.56	-289.80	155.70	687.71	
	4.04	-400.22	-250.85	286.38	885.33	
	4.51	-337.87	-211.91	398.84	1053.79	
	4.98	-275.53	-172.96	493.08	1193.07	
	5.45	-213.19	-134.01	569.09	1303.19	
	5.91	-150.85	-95.06	626.88	1384.14	
	6.38	-88.51	-56.11	666.45	1435.92	
	6.85	-26.16	-7.64	687.80	1458.54	
	6.85	-26.16	-7.64	687.80	1458.54	
	7.32	12.80	45.17	690.93	1451.98	
	7.79	51.75	107.52	675.83	1416.27	
	8.25	90.70	169.86	642.51	1351.38	
	8.72	129.65	232.20	590.96	1257.33	
	9.19	168.59	294.54	521.20	1134.11	
	9.66	207.54	356.88	433.21	981.72	
	10.13	246.49	419.23	327.00	800.17	
	10.59	285.44	481.57	202.56	589.45	
	11.06	324.39	543.91	59.91	349.56	
	11.53	363.34	606.25	-131.91	80.50	
	12.00	402.29	668.59	-375.29	-188.79	
	12.46	441.24	730.94	-643.67	-390.32	
	12.93	480.19	793.28	-996.02	-610.07	
	13.40	519.14	855.62	-1377.54	-848.05	

**SOLLECITAZIONI COPERTURA COMB SLE QUASI PERMANENTI - SCATOLARE**

	X	V min	V max	M min	M max	F
	m	kN per trave	kN per trave	kN m per trave	kN m per trave	
<b>ENV_MAX,MIN</b>	0.30	-702.45	-562.45	-1449.69	-1072.83	
	0.77	-654.14	-523.50	-1132.35	-818.80	
	1.24	-605.83	-484.55	-837.61	-582.99	
	1.70	-557.53	-445.60	-565.46	-351.60	
	2.17	-509.22	-406.65	-345.69	-131.03	
	2.64	-460.91	-367.70	-160.34	91.06	
	3.11	-412.61	-328.75	6.79	291.19	
	3.58	-364.30	-289.80	155.70	468.72	
	4.04	-316.00	-250.85	286.38	623.65	
	4.51	-267.69	-211.91	398.84	755.99	
	4.98	-219.38	-172.96	493.08	865.72	
	5.45	-171.08	-134.01	569.09	952.85	
	5.91	-122.77	-95.06	626.88	1017.38	
	6.38	-74.46	-56.11	666.45	1059.31	
	6.85	-26.16	-13.35	687.80	1078.64	

**GALLERIA ARTIFICIALE - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO**

	6.85	-26.16	-13.35	687.80	1078.64	
	7.32	12.80	31.14	690.93	1075.37	
	7.79	51.75	79.45	675.83	1049.50	
	8.25	90.70	127.76	642.51	1001.03	
	8.72	129.65	176.06	590.96	929.95	
	9.19	168.59	224.37	521.20	836.28	
	9.66	207.54	272.68	433.21	720.01	
	10.13	246.49	320.98	327.00	581.14	
	10.59	285.44	369.29	202.56	419.66	
	11.06	324.39	417.59	59.91	235.59	
	11.53	363.34	465.90	-113.35	28.91	
	12.00	402.29	514.21	-318.16	-188.79	
	12.46	441.24	562.51	-543.91	-390.32	
	12.93	480.19	610.82	-814.18	-610.07	
	13.40	519.14	659.13	-1107.04	-848.05	

**VERIFICHE TRAVI PREFABBRICATE****Procedimento generale****Stati limite di esercizio****Stato Limite delle tensioni in esercizio - procedimento di calcolo**

Per valutare lo stato tensionale nelle sezioni di verifica distingueremo le seguenti fasi :

## PRIMA FASE

- a) al manifestarsi della precompressione
- b) prima del getto in opera
- c) subito dopo il getto in opera

## SECONDA FASE

- d) impalcato scarico
- e) impalcato carico

In tutte le fasi la determinazione dello stato tensionale degli elementi da verificare avviene in base alla combinazione caratteristica (rara) :

$$S = G1 + G2 + P + Q$$

dove:

- G1 = permanenti strutturali
- G2 = permanenti non strutturali
- P = precompressione
- Q = azioni variabili

Non viene considerata la resistenza a trazione del calcestruzzo, né per il getto eseguito in opera né per le travi prefabbricate.

**Stato limite di fessurazione travi prefabbricate**

Per garantire la durabilità della struttura il calcolo di verifica tensionale agli Stati Limite di esercizio viene condotto con opportune limitazioni che preservano le travi principali da una eccessiva fessurazione.

A questo scopo, facendo riferimento alla normativa (tab. 4.1.IV) ed adottando le limitazioni relative alle armature *sensibili* nel caso di ambiente molto aggressivo, andrebbero verificate le seguenti condizioni:

classi di esposizione	comb. rare	comb. frequenti	comb. quasi perm.
XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4	<nessuna verifica>	formazione fessure	decompressione

Per una maggiore tutela della durabilità dell'opera vengono invece rispettate nelle verifiche le seguenti limitazioni al lembo inferiore delle travi, che risulta l'unico esposto all'ambiente esterno (interno galleria):

classi di esposizione	comb. rare	comb. frequenti	comb. quasi perm.
XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4	<nessuna verifica>	decompressione	<nessuna verifica>

**Stato limite di deformazione**

Viene valutata l'entità delle deformazioni significative degli elementi inflessi nelle varie fasi.

La valutazione di tali deformazioni viene fatta assumendo per il modulo elastico del calcestruzzo il valore:

$$E_{travi} = 364161.14 \text{ [daN/cm}^2\text{]}$$

$$E_{soletta} = 336427.78$$

e, per determinare gli effetti sotto l'azione dei carichi permanenti, viene assunto un coefficiente di viscosità pari a:

$$\varphi_{inf} = 2.3$$

L'effetto della viscosità viene poi ridotto moltiplicando tutte le deformazioni conseguenti per il valore 0.5

Le frecce calcolate sono positive se rappresentano uno spostamento verso l'alto, negative se verso il basso.

**Fenomeni lenti: viscosità e ritiro del calcestruzzo**

La viscosità ed il ritiro del calcestruzzo della trave prefabbricata avvengono a partire dalla data di maturazione del calcestruzzo ed il trasferimento della precompressione.

In fase di stoccaggio e dopo la posa in opera ma prima del getto, i fenomeni lenti continuano a svilupparsi su uno schema isostatico, con libertà di maturare le conseguenti deformazioni.

Da quando il getto in opera matura la presa e fino a tempo infinito, le deformazioni residue sono ostacolate dai piedritti, divenuti solidali alla copertura. Si viene a formare una coazione elastica del portale con conseguente stato tensionale che viene mantenuto nel tempo. Gli stessi fenomeni viscosi, questa volta indotti su tutta la struttura, tenderanno poi ad attenuare tale stato tensionale.

In questa relazione non viene presentata una valutazione numerica di tale stato tensionale in quanto si sono stimati non significativi i valori ai fini della verifica.

Ciò è conseguenza della modesta luce in gioco e del fatto che la precompressione delle travi è, in tutti 3 i casi (classe di armatura A,B,C), di prevalente uniforme e costante compressione sulla sezione, con debole o nulla inflessione.

**Stati limite ultimi****Stato Limite Ultimo per sollecitazioni flettenti**

Il calcolo dei momenti ultimi delle sezioni viene eseguito tenendo conto del diagramma  $\sigma$ - $\epsilon$  parabola-rettangolo per il calcestruzzo, con deformazione limite pari a -0.0035 in compressione, e deformazione indefinita a trazione con tensione nulla (sezione fessurata).

Per gli acciai si utilizza un diagramma tensioni-deformazioni linearmente elastico fino alla tensione di rottura e lineare orizzontale fino alla deformazione 0.01, sia in trazione che in compressione.

Si rimanda al capitolo dei materiali per i valori dei moduli elastici e delle tensioni di calcolo.

Nel calcolo del momento ultimo si tiene conto del delta di deformazione  $\epsilon_{sp}$  dell'acciaio da precompressione rispetto agli altri materiali.

**Stato Limite Ultimo per sollecitazioni taglianti e torcenti**

Per valutare i tagli e momenti torcenti resistenti viene utilizzata la formulazione indicata dalle norme:

$$V_{Rd} = [0.18/\gamma_c \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \quad (\text{taglio ultimo in assenza di armatura trasversale})$$

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot 0.5 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + \cot^2 \theta) \quad (\text{taglio ultimo per rottura delle bielle compresse})$$

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot (A_{sw}/s) \cdot f_{yd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sin \alpha \quad (\text{taglio ultimo per rottura delle staffe})$$

$$T_{Rcd} = 2 \cdot A_k \cdot 0.5 \cdot f_{cd} \cdot \cot \theta / (1 + \cot^2 \theta) \quad (\text{momento torcente ultimo per rottura delle bielle compresse})$$

$$T_{Rsd} = 2 \cdot A_k \cdot (A_{sw,parete}/s) \cdot f_{yd} \cdot \cot \theta \quad (\text{momento torcente ultimo per rottura delle staffe})$$

Dove:

d: altezza utile della sezione

$b_w$ : larghezza minima della sezione

$A_{sw}$ : area armatura trasversale nella sezione

$A_{sw,parete}$ : area armatura trasversale minima nelle pareti

s: passo staffe

$\alpha$ : inclinazione risp. all'orizzontale delle armature trasversali (90 [deg])

$\theta$ : inclinazione bielle compresse in cls

$\alpha_c$ : coeff. maggiorativo dovuto alla presenza dello sforzo assiale

$A_{sl}$ : area acciaio in zona tesa

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

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_{cls}$$

$$\rho_l = A_{sl}/(b_w \cdot d)$$

$A_k$ : area racchiusa dalla fibra media del profilo periferico della sezione

Nel modello a traliccio a rottura si considerano inclinate a 45 [deg] le bielle compresse di calcestruzzo in sezioni non precomprese, mentre si tiene conto dell'effetto benefico della precompressione valutando una minore inclinazione delle bielle in base alla tensione principale di trazione presente nella sezione a quota baricentrica.

L'inclinazione così determinata viene comunque limitata come indicato nelle norme citate.

#### **Stato Limite Ultimo per scorrimento tra i getti**

Viene calcolato lo sforzo di scorrimento di progetto  $S_{Edi}$  tra il calcestruzzo delle travi prefabbricate e quello gettato in opera, e viene confrontato con quello ultimo di interfaccia  $S_{Rdi}$ , utilizzando le indicazioni della normativa EN1991-1-1-6.2.5

$$S_{Edi} = \beta \cdot V_{Ed}/z$$

in cui:

-  $\beta$  è il rapporto tra la forza longitudinale nell'ultimo getto di calcestruzzo e la forza longitudinale totale in zona compressa o tesa, entrambe calcolate nella sezione considerata, assunto = 1.0

-  $V_{Ed}$  è la forza di taglio trasversale di 2ª fase

- z è il braccio della coppia interna della sezione composta

$$S_{Rdi} = b_i \cdot (c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n) + A_{sw}/s \cdot f_{yd} \cdot \mu \quad \geq \quad 0.5 \cdot b_i \cdot \eta \cdot f_{cd}$$

in cui:

Larghezza superficie contatto / spess. tot. anime	$b_i/b_w$	1.000	[-]
Fattore di coesione tra le superfici	c	0.350	[-]
Resistenza a trazione di progetto	$f_{ctd}$	30.99	[daN/cm <sup>2</sup> ]
Coefficiente di attrito tra le superfici	$\eta$	0.600	[-]

Compressione normale alle superfici di contatto	$\sigma_n$	1.40	[daN/cm <sup>2</sup> ]
Area complessiva staffa di collegamento	$A_{sw}$	<variabile>	[cm <sup>2</sup> ]
Passo staffe di collegamento	s	<variabile>	[cm]
Resistenza calcestruzzo più debole	$f_{cd}$	188.13	[daN/cm <sup>2</sup> ]

**Modello di calcolo**

Il codice di calcolo TCAP riceve le combinazioni di carico della struttura dal programma di calcolo delle sollecitazioni ed esegue le verifiche nelle situazioni agli Stati Limite Ultimi e agli Stati Limite di Esercizio inserendo nelle combinazioni l'effetto della precompressione.

Per valutare l'effetto della precompressione nelle varie sezioni viene assunto un modello di calcolo appropriato che riproduce le condizioni iperstatiche della struttura reale.

La struttura è considerata lineare e rettilinea, soggetta a deformazione longitudinale assiale generata dalla precompressione e deformazione trasversale per inflessione nel piano verticale. Essa viene schematizzata come una struttura a telaio piano che discretizza i tratti a sezione (e quindi baricentro) costante con aste orizzontali e i tratti a geometria variabile con aste inclinate.

Le forze di precompressione sono rappresentate da forze longitudinali e da coppie di trasporto delle forze stesse alla quota del baricentro locale.

Per il calcolo dei momenti flettenti resistenti a rottura viene utilizzata la procedura FindLim ed. TCAP/1.0 05/10 - SIGMAcSOFT che tiene conto, oltre al contributo del calcestruzzo, del contributo delle armature lente (stesso stato deformativo del calcestruzzo) e del contributo delle armature di precompressione nello stato deformativo effettivo (pretensione).

**Codice di calcolo**

La verifica è stata condotta con il codice di calcolo automatico TCAP ed. alfa 8.32 - 10/2015 sviluppato da SIGMAc SOFT - Padova.

Procedura di calcolo tensionale per flessione: PREFLErett vers. TCAP/3.0 09/11 - SIGMAcSOFT

Procedura di calcolo a rottura per flessione: FindLim ed. TCAP/1.0 05/10 - SIGMAcSOFT

Procedura di calcolo a rottura per taglio: VrdCalc ed. TCAP/1.0 06/10 - SIGMAcSOFT

Modello iperstatico: TRSP ed. TCAP/1.0 04/10 - SIGMAcSOFT

**Travi UH120 classe A - sez. prog. 405**

**Armature trave prefabbricata**

**Armature di precompressione pretesate**

trefoli :	6/10"	
area trefolo =	139.000	[mm <sup>2</sup> ]
acciaio :	prec.fpk=1860	
tensione di tesatura =	14250.00	[daN/cm <sup>2</sup> ]
area totale A <sub>p</sub> =	66.720	[cm <sup>2</sup> ]
precompressione totale N <sub>p</sub> =	950760.00	[daN]
quota baricentro Z <sub>g,p</sub> =	24.79	[cm]

quota Z	n. trefoli	n. guaine	L guaine
115.00	2		
105.00	2		
99.00			
80.00	2		
60.00	2		
43.50			
37.50			
31.50			
25.50	2		
20.50	2		
15.50	12		
10.50	12		
5.50	12	8	200.00
N. trefoli=	48	L tot guaine=	1600.00

**Armatura lenta**

Armatura trasversale :

pos.		armatura	x iniziale	x finale	
P1-S1		4Ø16/10.00	0.00	100.00	trave+colleg. con soletta
P1-S1	(simmetrica)		1190.00	1290.00	
P1-S2		4Ø12/10.00	0.00	350.00	trave+colleg. con soletta
P1-S2	(simmetrica)		940.00	1290.00	
P1-S3		4Ø12/15.00	350.00	940.00	trave+colleg. con soletta

armatura longit. appoggio :

n. barre	Ø	lunghezza	quota z
4	16	192.00	3.00

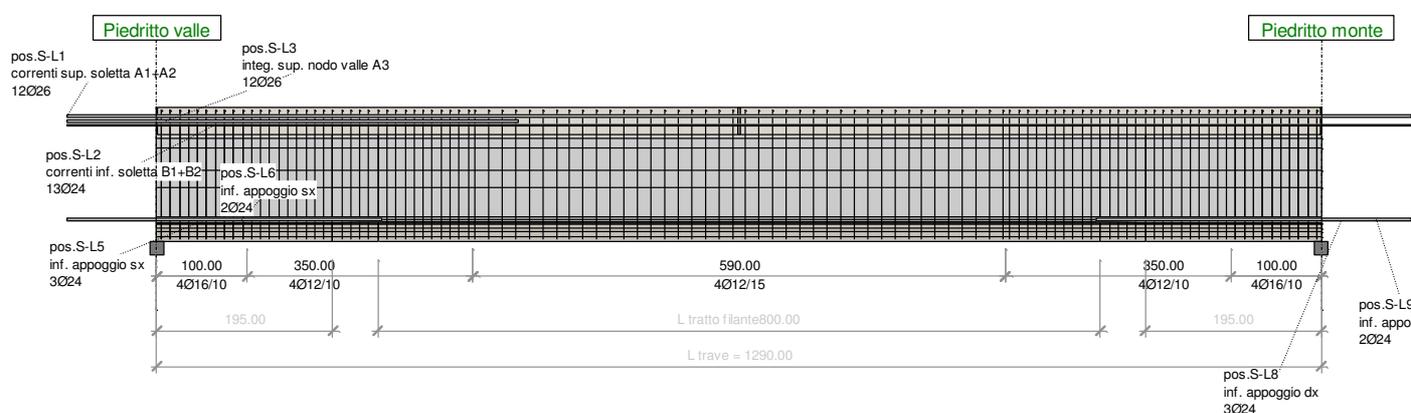
**Armature getto in opera**

**Armatura lenta**

Armatura longitudinale :

pos.		armatura	Y	Z	X iniziale	X finale
------	--	----------	---	---	------------	----------

pos.		armatura	Y	Z	X iniziale	X finale
S-L1	correnti sup. soletta A1+A2	12Ø26	0.00	140.00	4.00	1286.00
S-L2	correnti inf. soletta B1+B2	13Ø24	0.00	130.00	-4.00	1294.00
S-L3	integ. sup. nodo valle A3	12Ø26	25.00	135.00	4.00	296.00
S-L4	inf. appoggio sx	3Ø24	-80.00	25.00	-4.00	154.00
S-L5	inf. appoggio sx	3Ø24	0.00	25.00	-4.00	154.00
S-L6	inf. appoggio sx	2Ø24	80.00	25.00	-4.00	154.00
S-L7	inf. appoggio dx	3Ø24	-80.00	25.00	1136.00	1294.00
S-L8	inf. appoggio dx	3Ø24	0.00	25.00	1136.00	1294.00
S-L9	inf. appoggio dx	2Ø24	80.00	25.00	1136.00	1294.00



**Nota:** nelle zone di appoggio le armature longitudinali alla trave poste nel getto in opera nella zona inferiore sono 9Ø24 per ogni lato e non 3+3 come si evince dal disegno.

### Stato Limite di deformazione

#### Prima fase

UH120-160 :

	accorciamento [cm]	rotaz. testata sinistra [rad]	rotaz. testata destra [rad]	freccia in mezzeria [cm]
al taglio trefoli	-0.3114	0.00129	-0.00129	0.4893
prima del getto	-0.4977	0.00161	-0.00161	0.6135
al getto soletta	-0.4977	0.00126	-0.00126	0.4540
dopo maturazione	-0.4993	0.00127	-0.00127	0.4548

#### Seconda fase

Spostamenti X in asse appoggi [cm] :

	dopo maturazione soletta	postesi e cambio vincoli	t=inf.
Piedritto valle	0.0000	0.0000	0.0000
Piedritto monte	0.0000	0.0000	-0.1478

Rotazioni in asse appoggi [rad] :

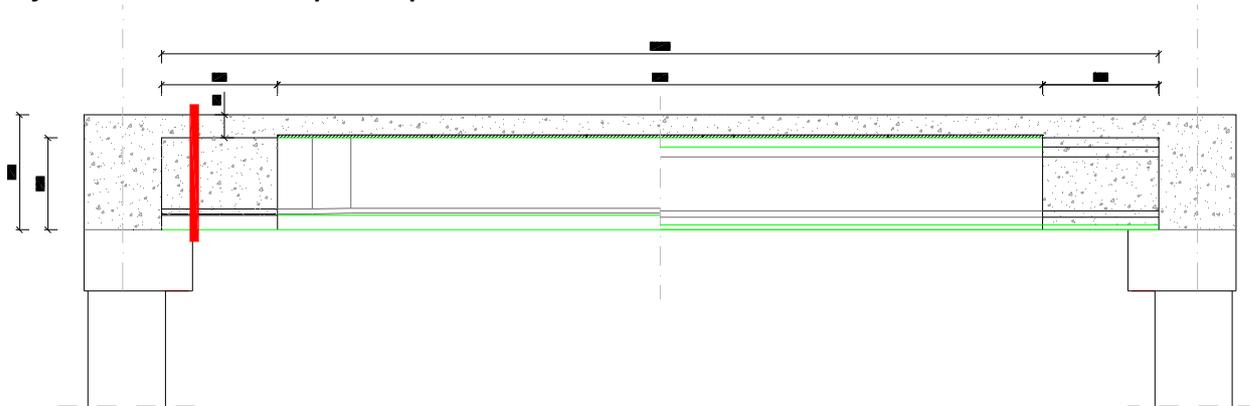
	<b>dopo maturazione soletta</b>	<b>postesi e cambio vincoli</b>	<b>t=inf.</b>
Piedritto valle	0.00000	0.00000	0.00138
Piedritto monte	0.00000	0.00000	-0.00138

Freccie in mezzeria [cm] :

<b>campata</b>		<b>dopo maturazione soletta</b>	<b>postesi e cambio vincoli</b>	<b>t=inf.</b>	<b>t=inf.</b>
	<b>X</b>			<b>comb. rara max</b>	<b>comb. rara min</b>
1	645.00	0.4548	0.4547	0.7299	0.4455

### Verifica delle sezioni

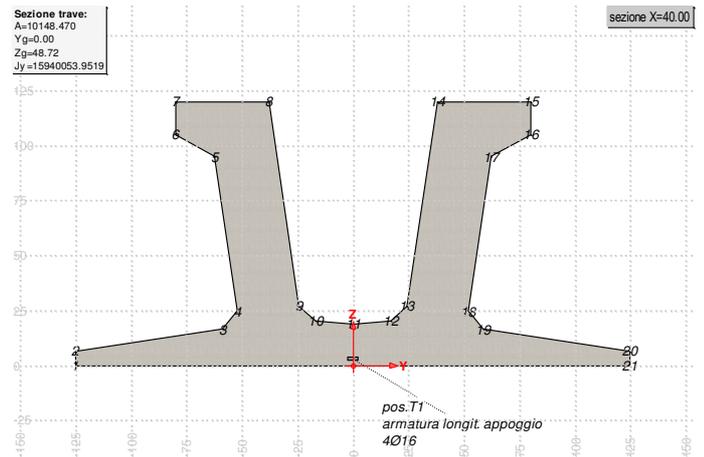
#### Verifica sezione X=30.00 - spiccato piedritto valle



Prima fase: sola trave

Sezione di calcestruzzo :

n.	Y	Z	
1	-125.00	0.00	prefabb.:
2	-125.00	6.50	non reag.trazione
3	-58.60	16.50	
4	-51.90	24.70	
5	-62.40	95.00	
6	-80.00	105.07	
7	-80.00	120.00	
8	-37.91	120.00	
9	-24.25	27.00	
10	-17.00	20.41	
11	0.00	19.00	
12	17.00	20.41	
13	24.25	27.00	
14	37.91	120.00	
15	80.00	120.00	
16	80.00	105.07	
17	62.40	95.00	
18	51.90	24.70	
19	58.60	16.50	
20	125.00	6.50	
21	125.00	0.00	fine prefabb.



A	J <sub>f</sub>	Z <sub>g</sub>
10148.470	15940053.9519	48.72

<nessuna armatura di precompressione pretesa>

Armature lente longitudinali :

n.	Z	area	
1	3.00	8.042	armatura longit. appoggio 4Ø16

Sezione ideale (n=15.000)	A <sub>id</sub>	J <sub>f, id</sub>	Z <sub>g, id</sub>
	10269.108	16189277.2924	48.18

Sollecitazioni	M <sub>esterno</sub>
in trasporto	0.00
dopo getto 2a fase	639912.06

Tensioni nei materiali in prima fase

Tensioni sul calcestruzzo	σ <sub>e, max</sub>	σ <sub>i, max</sub>
in trasporto	0.00	0.00
dopo getto 2a fase	-7.98	0.00

Tensioni sugli acciai	σ <sub>sp</sub>	σ <sub>long, max</sub>	pos.	σ <sub>long, min</sub>	pos.
in trasporto	0.00	0.00		0.00	
dopo getto 2a fase	0.00	0.00		0.00	

Verifica a rottura per flessione dopo getto 2a fase

Presollecitazione armature pretese : ε<sub>sp, z=0.00</sub>=0.00000

fless.	Z asse neutro	Mr	ε <sub>sup</sub>	Z <sub>εsup</sub>	ε <sub>inf</sub>	Z <sub>εinf</sub>
(+)	114.08	3618370.65	-0.00053	120.00	0.01000	3.00
(-)	0.64	-86366.18	0.01000	3.00	-0.00273	0.00

M<sub>d, max</sub> = 831885.68 < 3618370.65 K<sub>r</sub>=4.350

Verifica a rottura per taglio dopo getto 2a fase

Calcestruzzo:	θ [rad]	b <sub>w</sub>	Staffe:	A <sub>sw</sub>
	0.785	55.80		1.25664

d	K	A <sub>sl</sub>	ρ <sub>l</sub>	σ <sub>cp</sub>	α <sub>c</sub>
117.00	1.413	8.042	0.0012	0.00	1.000

V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rsd</sub>	V <sub>Rcd</sub>
25943.51	517789.11	379989.00

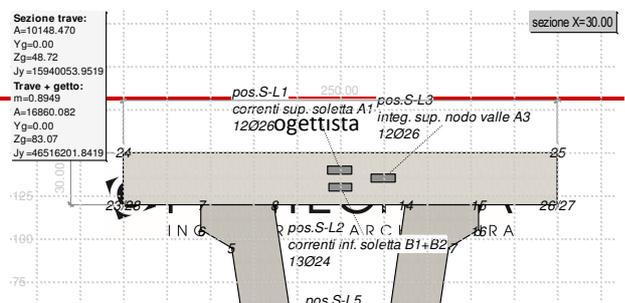
V<sub>Ed, max</sub> = 32701.06 < 379989.00

Seconda fase: trave + getto in opera

A favore di sicurezza la verifica viene condotta non mettendo in conto il riempimento della sezione eseguito con il getto in opera in prossimità degli appoggi.

dopo cambio vincoli

Sezione di calcestruzzo :



n.	Y	Z	
1	-125.00	0.00	prefabb.:
2	-125.00	6.50	non reag.trazione
3	-58.60	16.50	
4	-51.90	24.70	
5	-62.40	95.00	
6	-80.00	105.07	
7	-80.00	120.00	
8	-37.91	120.00	
9	-24.25	27.00	
10	-17.00	20.41	
11	0.00	19.00	
12	17.00	20.41	
13	24.25	27.00	
14	37.91	120.00	
15	80.00	120.00	
16	80.00	105.07	
17	62.40	95.00	
18	51.90	24.70	
19	58.60	16.50	
20	125.00	6.50	
21	125.00	0.00	fine prefabb.
22	-125.00	0.00	
23	-125.00	120.00	getto in opera
24	-125.00	150.00	(m=0.895)
25	125.00	150.00	non reag.trazione
26	125.00	120.00	
27	125.00	120.00	
28	-125.00	120.00	

A	J <sub>f</sub>	Z <sub>g</sub>
16860.082	46516201.8419	83.07

<nessuna armatura di precompressione pretesa>

Armature lente longitudinali :

n.	Z	area	
1	140.00	63.711	correnti sup. soletta A1+A2 12Ø26
2	130.00	58.811	correnti inf. soletta B1+B2 13Ø24
3	135.00	63.711	integ. sup. nodo valle A3 12Ø26
4	25.00	13.572	inf. appoggio sx 3Ø24
5	25.00	13.572	inf. appoggio sx 3Ø24
6	25.00	9.048	inf. appoggio sx 2Ø24
7	3.00	8.042	armatura longit. appoggio 4Ø16

Sezione ideale (n=15.000)	A <sub>id</sub>	J <sub>f, id</sub>	Z <sub>g, id</sub>
	20317.091	56203280.9223	88.20

Sollecitazioni e frecce :

	N	M	V	freccia
cambio vincoli	0.00	0.00	0.00	0.0000

Tensioni sul calcestruzzo dopo 28gg dal getto + scassero/cambio vincoli :

	$\sigma_{e, max}$	$\sigma_{i, max}$
trave prefabbricata	-7.78	0.00
getto in opera	0.00	0.00

Cadute di tensione da maturazione soletta a t=inf. :

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	48.9%	285.84	2.0%
rilassamento acciaio	32.6%	251.63	1.8%
viscosità cls	100.0%	973.72	6.8%

*Verifiche in esercizio*

Verifica tensionale

Sezione di calcestruzzo :

n.	Y	Z	
1	-125.00	0.00	prefabb.:
2	-125.00	6.50	non reag.trazione
3	-58.60	16.50	
4	-51.90	24.70	
5	-62.40	95.00	
6	-80.00	105.07	
7	-80.00	120.00	
8	-37.91	120.00	
9	-24.25	27.00	
10	-17.00	20.41	
11	0.00	19.00	
12	17.00	20.41	
13	24.25	27.00	
14	37.91	120.00	
15	80.00	120.00	
16	80.00	105.07	
17	62.40	95.00	
18	51.90	24.70	
19	58.60	16.50	
20	125.00	6.50	
21	125.00	0.00	fine prefabb.
22	-125.00	0.00	
23	-125.00	120.00	getto in opera

n.	Y	Z	
24	-125.00	150.00	(m=0.895)
25	125.00	150.00	non reag.trazione
26	125.00	120.00	
27	125.00	120.00	
28	-125.00	120.00	

A	J <sub>f</sub>	Z <sub>g</sub>
16860.082	46516201.8419	83.07

<nessuna armatura di precompressione pretesa>

Armature lente longitudinali :

n.	Z	area	
1	140.00	63.711	correnti sup. soletta A1+A2 12Ø26
2	130.00	58.811	correnti inf. soletta B1+B2 13Ø24
3	135.00	63.711	integ. sup. nodo valle A3 12Ø26
4	25.00	13.572	inf. appoggio sx 3Ø24
5	25.00	13.572	inf. appoggio sx 3Ø24
6	25.00	9.048	inf. appoggio sx 2Ø24
7	3.00	8.042	armatura longit. appoggio 4Ø16

Sezione ideale (n=15.000)	A <sub>id</sub>	J <sub>f,id</sub>	Z <sub>g,id</sub>
	20317.091	56203280.9223	88.20

Tensioni sul cls - UH120-160 :

	σ <sub>e,max</sub>	σ <sub>e,min</sub>	σ <sub>i,max</sub>	σ <sub>i,min</sub>
dopo maturazione getto in opera	-7.78	-7.78	0.00	0.00
t=inf.-senza carichi	-7.78	-7.78	0.00	0.00
t=inf.-SLE Rare	0.00	-7.78	0.00	-45.91
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	0.00	-7.78	0.00	-45.91

Tensioni sul cls - getto in opera :

	σ <sub>e,max</sub>	σ <sub>e,min</sub>	σ <sub>i,max</sub>	σ <sub>i,min</sub>
dopo maturazione getto in opera	0.00	0.00	0.00	0.00
t=inf.-senza carichi	0.00	0.00	0.00	0.00
t=inf.-SLE Rare	0.00	0.00	0.00	0.00
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	0.00	0.00	0.00	0.00

Tensioni sugli acciai	σ <sub>sp</sub>	σ <sub>sl,max</sub>	pos.	σ <sub>sl,min</sub>	pos.
dopo maturazione getto in opera	0.00	697.05		0.00	correnti sup. soletta A1+A2
t=inf.-senza carichi	0.00	697.05		0.00	correnti sup. soletta A1+A2
t=inf.-SLE Rare	0.00	1283.29	correnti sup. soletta A1+A2	-926.19	inf. appoggio sx

Tensioni sugli acciai	$\sigma_{sp}$	$\sigma_{sl,max}$	pos.	$\sigma_{sl,min}$	pos.
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	0.00	1283.29	correnti soletta A1+A2	sup. -926.19	inf. appoggio sx

Verifica a rottura per flessione t=inf.

presollecitazione nelle armature di precompressione :

	Z cavo risult.	$\Delta \epsilon_{sp}$
Armature pretese	0.00	0.00000

fless.	Z asse neutro	Mr	$\epsilon_{sup}$	Z <sub>esup</sub>	$\epsilon_{inf}$	Z <sub>efinf</sub>
(+)	136.83	22526364.53	-0.00098	150.00	0.01000	3.00
(-)	21.08	-94134457.44	0.01000	140.00	-0.00177	0.00

$$M_{d,max} = 831885.68 < 22526364.53 \quad K_r=27.079$$

$$M_{d,min} = -86690433.84 > -94134457.44 \quad K_r=1.086$$

Verifica rottura per taglio t=inf.

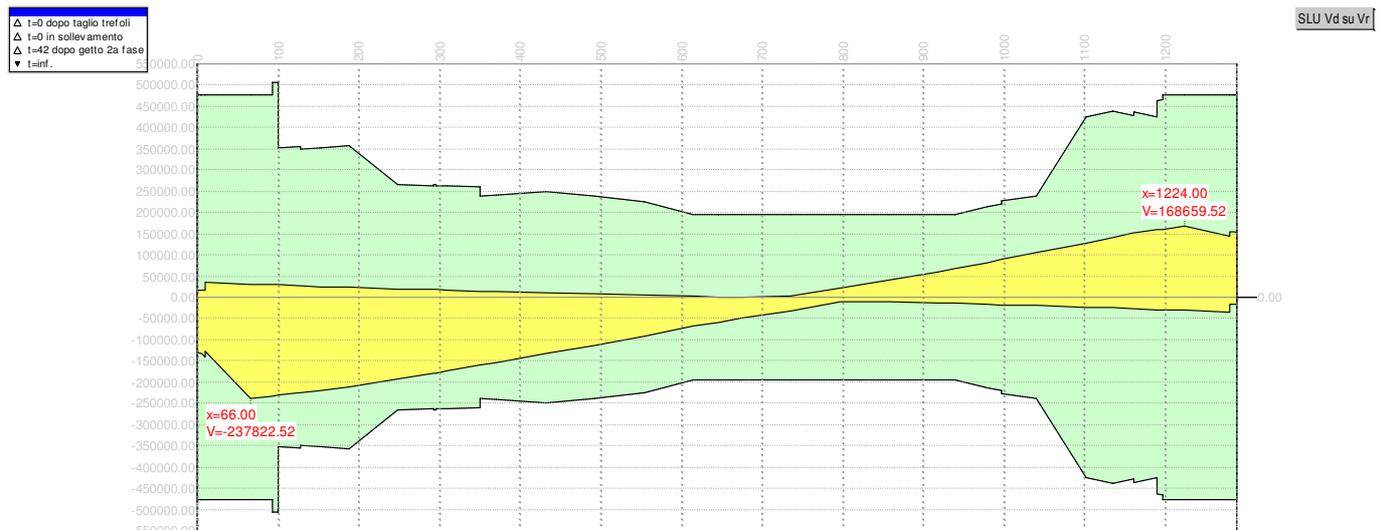
Calcestruzzo:	$\theta$ [rad]	b <sub>w</sub>	Staffe:	A <sub>sw</sub>
	0.785	55.80		1.25664

d	K	A <sub>sl</sub>	$\rho_l$	$\sigma_{cp}$	$\alpha_c$
147.00	1.369	44.234	0.0054	0.00	1.000

V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rsd</sub>	V <sub>Rcd</sub>
39195.63	650555.54	477422.08

$$V_{Ed,max} = 167174.88 < 477422.08$$

Trazione per taglio (V=167174.88) = 83587.44 [daN]



Confronto taglio resistente Vr con taglio di progetto Vd lungo la trave

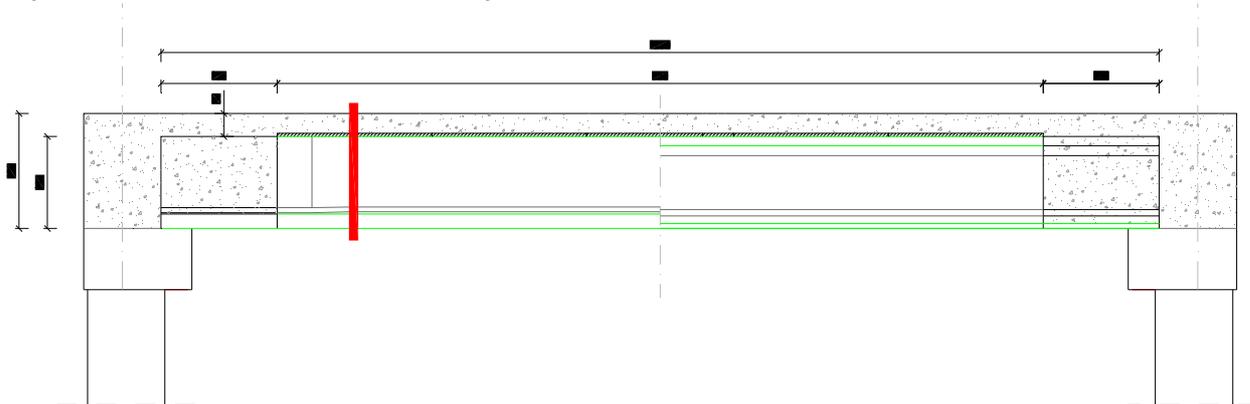
Verifica rottura per torsione  $t=inf.$   
<sollecitazioni torcenti nulle>

Forze di scorrimento tra i getti

Con riferimento ad una area di interfaccia tra i getti di 55.800 [cm<sup>2</sup>] (lunghezza unitaria), gli sforzi di scorrimento tra i getti alla sezione X=30.00 risultano:

max valore di progetto scorrimento interfaccia	0.00	[daN/cm]
min valore di progetto scorrimento interfaccia	-1453.74	[daN/cm]
scorrimento ultimo per coesione ed attrito	±600.55	[daN/cm]
staffe di collegamento	1.2566	[cm <sup>2</sup> /cm]
scorrimento ultimo per coesione, attrito, staffe	±2296.40	[daN/cm]

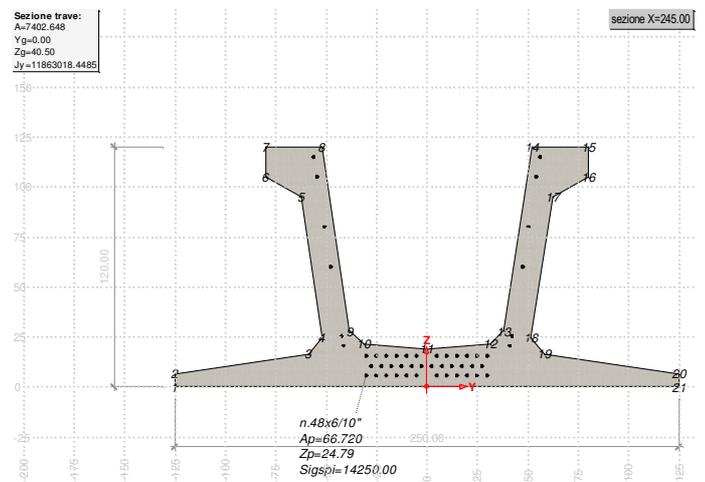
**Verifica sezione X=245.00 - inizio sezione filante**



Prima fase: sola trave

Sezione di calcestruzzo :

n.	Y	Z	
1	-125.00	0.00	prefabb.:
2	-125.00	6.50	reag.trazione
3	-58.60	16.50	
4	-51.90	24.70	
5	-62.40	95.00	
6	-80.00	105.07	
7	-80.00	120.00	
8	-52.00	120.00	
9	-38.20	28.10	
10	-31.30	21.60	
11	0.00	19.00	
12	31.30	21.60	
13	38.20	28.10	
14	52.00	120.00	
15	80.00	120.00	



n.	Y	Z	
16	80.00	105.07	
17	62.40	95.00	
18	51.90	24.70	
19	58.60	16.50	
20	125.00	6.50	
21	125.00	0.00	fine prefabb.

A	J <sub>f</sub>	Z <sub>g</sub>
7402.648	11863018.4485	40.50

Armature di precompressione :

n.	Z	area
1	115.00	2.780
2	105.00	2.780
3	80.00	2.780
4	60.00	2.780
5	25.50	2.780
6	20.50	2.780
7	15.50	16.680
8	10.50	16.680
9	5.50	5.560

Z <sub>g,p</sub>	A <sub>p</sub>
28.65	55.600

Sezione ideale (n=6.000)	A <sub>id</sub>	J <sub>f, id</sub>	Z <sub>g, id</sub>
	7736.248	12259235.1600	39.99

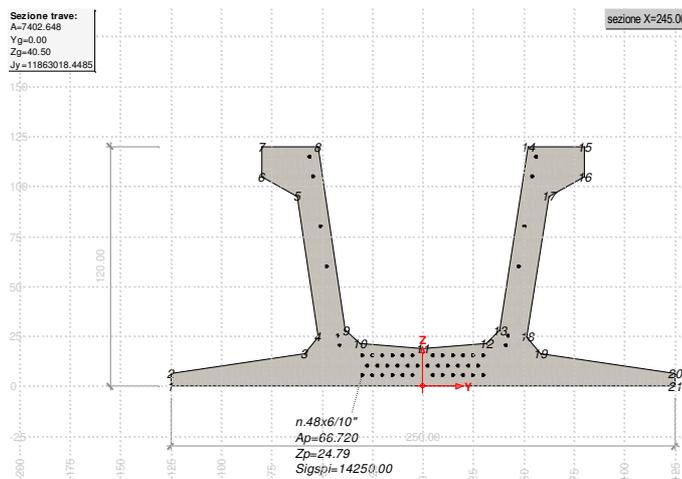
Cadute di tensione prima del taglio trefoli :

	%	Δσ <sub>sp</sub>	Δσ <sub>sp</sub> /σ <sub>spi</sub>
ritiro cls	25.5%	149.17	1.0%
rilassamento acciaio	41.4%	319.47	2.2%

Sollecitazioni	M <sub>esterno</sub>	N <sub>precomp.</sub>	M <sub>precomp.</sub>
t=0 dopo taglio trefoli	2490544.23	-766243.37	-9891268.50
in trasporto	0.00	-721060.10	-9308770.53
dopo getto 2a fase	4998332.53	-720841.11	-9305947.72

Tensioni nei materiali in prima fase

Tensioni sul calcestruzzo	σ <sub>e, max</sub>	σ <sub>i, max</sub>
t=0 dopo taglio trefoli	-52.35	-117.31
in trasporto	0.00	0.00
dopo getto 2a fase	-65.60	-101.86



Tensioni sugli acciai	$\sigma_{sp}$	$\sigma_{long,max}$	pos.	$\sigma_{long,min}$	pos.
t=0 dopo taglio trefoli	13170.54	0.00		0.00	
in trasporto	0.00	0.00		0.00	
dopo getto 2a fase	12409.50	0.00		0.00	

Cadute di tensione dal taglio trefoli al getto soletta :

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	25.5%	149.17	1.0%
rilassamento acciaio	25.9%	199.86	1.4%
viscosità cls	32.2%	463.61	3.3%

Cadute di tensione durante maturazione soletta :

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	0.1%	0.81	0.0%
rilassamento acciaio	0.1%	0.71	0.0%
viscosità cls	0.2%	2.42	0.0%

Verifica a rottura per flessione dopo getto 2a fase

Presollecitazione armature pretese :  $\epsilon_{sp,z=28.65}=0.00665$

fless.	Z asse neutro	Mr	$\epsilon_{sup}$	Z <sub>esup</sub>	$\epsilon_{inf}$	Z <sub>einfl</sub>
(+)	30.29	48641528.60	-0.00350	120.00	0.00102	5.50
(-)	19.30	-17660002.13	0.01000	115.00	-0.00202	0.00

$$M_{d,max} = 6497832.28 < 48641528.60 \quad K_r=7.486$$

Verifica a rottura per taglio dopo getto 2a fase

Calcestruzzo:	$\theta$ [rad]	b <sub>w</sub>	Staffe:	A <sub>sw</sub>
	0.381	31.59		0.45239

d	K	A <sub>sl</sub>	$\rho_l$	$\sigma_{cp}$	$\alpha_c$
115.00	1.417	50.040	0.0140	-93.16	1.250

V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rsd</sub>	V <sub>Rcd</sub>
75035.66	458043.38	182257.67

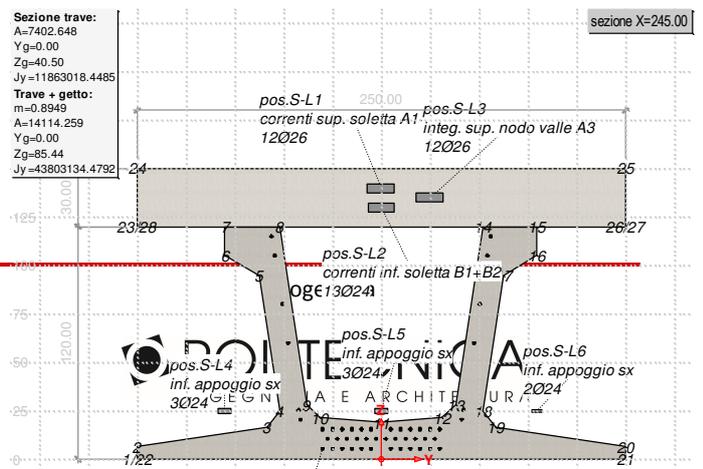
$$V_{Ed,max} = 20066.43 < 182257.67$$

Seconda fase: trave + getto in opera

dopo cambio vincoli

Sezione di calcestruzzo :

n.	Y	Z	
1	-125.00	0.00	prefabb.:
2	-125.00	6.50	reag.trazione
3	-58.60	16.50	



Impresa

n.	Y	Z	
4	-51.90	24.70	
5	-62.40	95.00	
6	-80.00	105.07	
7	-80.00	120.00	
8	-52.00	120.00	
9	-38.20	28.10	
10	-31.30	21.60	
11	0.00	19.00	
12	31.30	21.60	
13	38.20	28.10	
14	52.00	120.00	
15	80.00	120.00	
16	80.00	105.07	
17	62.40	95.00	
18	51.90	24.70	
19	58.60	16.50	
20	125.00	6.50	
21	125.00	0.00	fine prefabb.
22	-125.00	0.00	
23	-125.00	120.00	getto in opera
24	-125.00	150.00	(m=0.895)
25	125.00	150.00	non reag.trazione
26	125.00	120.00	
27	125.00	120.00	
28	-125.00	120.00	

A	J <sub>f</sub>	Z <sub>g</sub>
14114.259	43803134.4792	85.44

Armature di precompressione :

n.	Z	area
1	115.00	2.780
2	105.00	2.780
3	80.00	2.780
4	60.00	2.780
5	25.50	2.780
6	20.50	2.780
7	15.50	16.680
8	10.50	16.680
9	5.50	5.560

Z <sub>g,p</sub>	A <sub>p</sub>
28.65	55.600

Armature lente longitudinali :

n.	Z	area	
1	140.00	63.711	correnti sup. soletta A1+A2 12Ø26
2	130.00	58.811	correnti inf. soletta B1+B2 13Ø24
3	135.00	63.711	integ. sup. nodo valle A3 12Ø26

Sezione ideale (n=6.000)	A <sub>id</sub>	J <sub>f, id</sub>	Z <sub>g, id</sub>
	15565.261	47922266.2224	87.79

Sollecitazioni e frecce :

	N	M	V	frecchia
cambio vincoli	0.00	0.00	0.00	0.0000

Tensioni sul calcestruzzo dopo 28gg dal getto + scassero/cambio vincoli :

	$\sigma_{e, max}$	$\sigma_{i, max}$	
trave prefabbricata	-65.28	-101.87	
getto in opera	0.00	0.00	

Cadute di tensione da maturazione soletta a t=inf. :

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	48.9%	285.84	2.0%
rilassamento acciaio	32.6%	251.63	1.8%
viscosità cls	67.6%	973.72	6.8%

Verifiche in esercizio

Verifica tensionale

Sezione di calcestruzzo :

n.	Y	Z	
1	-125.00	0.00	prefabb.:
2	-125.00	6.50	reag.trazione
3	-58.60	16.50	
4	-51.90	24.70	
5	-62.40	95.00	
6	-80.00	105.07	
7	-80.00	120.00	
8	-52.00	120.00	
9	-38.20	28.10	
10	-31.30	21.60	
11	0.00	19.00	
12	31.30	21.60	
13	38.20	28.10	
14	52.00	120.00	
15	80.00	120.00	
16	80.00	105.07	
17	62.40	95.00	
18	51.90	24.70	
19	58.60	16.50	

n.	Y	Z	
20	125.00	6.50	
21	125.00	0.00	fine prefabb.
22	-125.00	0.00	
23	-125.00	120.00	getto in opera
24	-125.00	150.00	(m=0.895)
25	125.00	150.00	non reag.trazione
26	125.00	120.00	
27	125.00	120.00	
28	-125.00	120.00	

A	J <sub>f</sub>	Z <sub>g</sub>
14114.259	43803134.4792	85.44

Armature di precompressione :

n.	Z	area
1	115.00	2.780
2	105.00	2.780
3	80.00	2.780
4	60.00	2.780
5	25.50	2.780
6	20.50	2.780
7	15.50	16.680
8	10.50	16.680
9	5.50	5.560

Z <sub>g,p</sub>	A <sub>p</sub>
28.65	55.600

Armature lente longitudinali :

n.	Z	area	
1	140.00	63.711	correnti sup. soletta A1+A2 12Ø26
2	130.00	58.811	correnti inf. soletta B1+B2 13Ø24
3	135.00	63.711	integ. sup. nodo valle A3 12Ø26

Sezione ideale (n=6.000)	A <sub>id</sub>	J <sub>f,id</sub>	Z <sub>g,id</sub>
	15565.261	47922266.2224	87.79

Tensioni sul cls - UH120-160 :

	σ <sub>e,max</sub>	σ <sub>e,min</sub>	σ <sub>i,max</sub>	σ <sub>i,min</sub>
dopo maturazione getto in opera	-65.28	-65.28	-101.87	-101.87
t=inf.-senza carichi	-61.54	-61.54	-88.20	-88.20
t=inf.-SLE Rare	-60.75	-64.75	-83.74	-88.90
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	-60.75	-64.75	-83.74	-88.90

Tensioni sul cls - getto in opera :

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{e,min}$	$\sigma_{i,max}$	$\sigma_{i,min}$
dopo maturazione getto in opera	0.00	0.00	0.00	0.00
t=inf.-senza carichi	-0.04	-0.04	0.00	0.00
t=inf.-SLE Rare	0.00	-3.46	0.00	0.00
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	0.00	-3.46	0.00	0.00

Tensioni sugli acciai	$\sigma_{sp}$	$\sigma_{sl,max}$	pos.	$\sigma_{sl,min}$	pos.
dopo maturazione getto in opera	12406.22	0.00	correnti sup. soletta A1+A2	0.00	correnti sup. soletta A1+A2
t=inf.-senza carichi	10599.58	17.53	correnti inf. soletta B1+B2	12.56	correnti sup. soletta A1+A2
t=inf.-SLE Rare	10124.33	22.96	correnti inf. soletta B1+B2	-14.40	correnti sup. soletta A1+A2
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	0.00	22.96	correnti inf. soletta B1+B2	-14.40	correnti sup. soletta A1+A2

Verifica a rottura per flessione t=inf.  
presollecitazione nelle armature di precompressione :

	Z cavo risult.	$\Delta\epsilon_{sp}$
Armature pretese	28.65	0.00569

fless.	Z asse neutro	Mr	$\epsilon_{sup}$	Z <sub>esup</sub>	$\epsilon_{inf}$	Z <sub>einf</sub>
(+)	127.88	90498533.42	-0.00181	150.00	0.01000	5.50
(-)	48.03	-103333221.83	0.00672	140.00	-0.00350	0.00

$$M_{d,max} = 9532942.12 < 90498533.42 \quad K_r=9.493$$

$$M_{d,min} = -26383387.15 > -103333221.83 \quad K_r=3.917$$

Verifica rottura per taglio t=inf.

Calcestruzzo:	$\theta$ [rad]	$b_w$	Staffe:	$A_{sw}$
	0.635	29.82		0.45239

d	K	$A_{sl}$	$\rho_l$	$\sigma_{cp}$	$\alpha_c$
144.50	1.372	119.849	0.0200	-44.64	1.173

$V_{Rd}$	$V_{Rsd}$	$V_{Rcd}$
60538.49	312682.95	279624.06

$$V_{Ed,max} = 194282.49 < 270920.75$$

$$\text{Trazione per taglio (V=194282.49) = 132019.71 [daN]}$$

Verifica rottura per torsione t=inf.

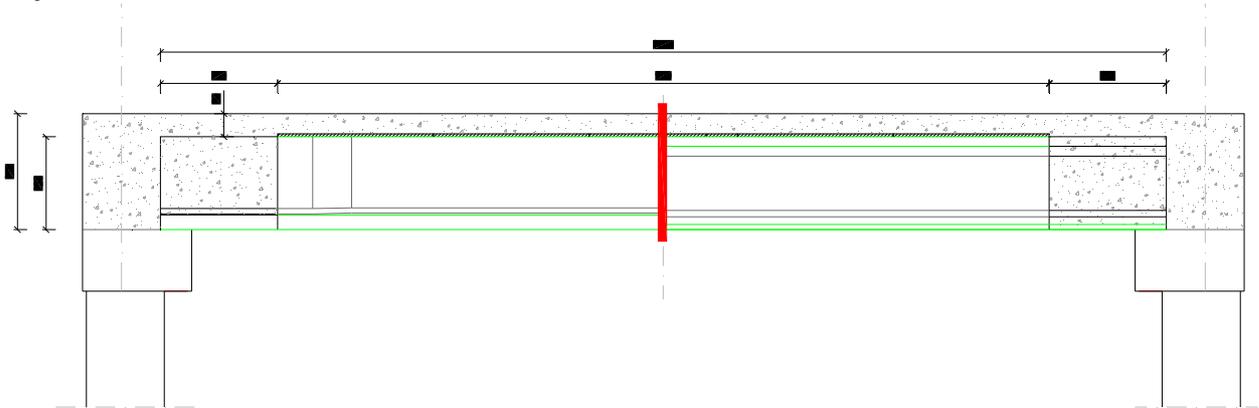
<sollecitazioni torcenti nulle>

Forze di scorrimento tra i getti

Con riferimento ad una area di interfaccia tra i getti di 29.823 [cm<sup>2</sup>] (lunghezza unitaria), gli sforzi di scorrimento tra i getti alla sezione X=245.00 risultano:

max valore di progetto scorrimento interfaccia	0.00	[daN/cm]
min valore di progetto scorrimento interfaccia	-1612.60	[daN/cm]
scorrimento ultimo per coesione ed attrito	±320.97	[daN/cm]
staffe di collegamento	0.4524	[cm <sup>2</sup> /cm]
scorrimento ultimo per coesione, attrito, staffe	±1185.78	[daN/cm]

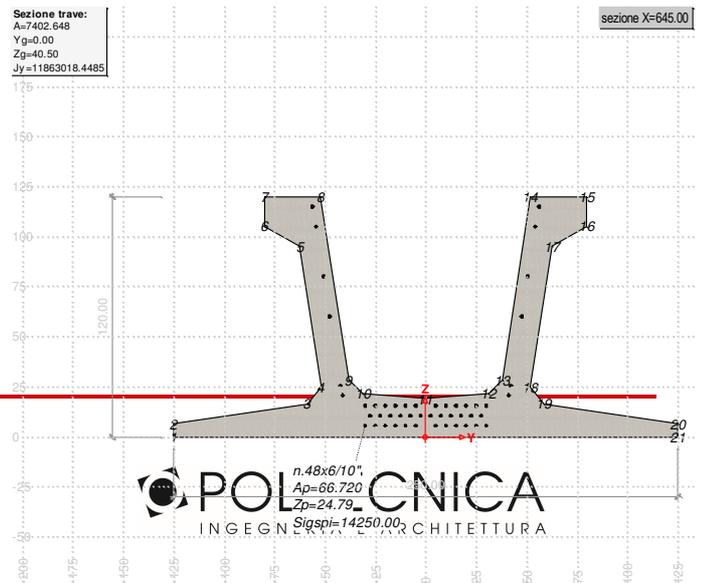
**Verifica sezione X=645.00 - mezzeria**



Prima fase: sola trave

Sezione di calcestruzzo :

n.	Y	Z	
1	-125.00	0.00	prefabb.:
2	-125.00	6.50	reag.trazione
3	-58.60	16.50	
4	-51.90	24.70	
5	-62.40	95.00	
6	-80.00	105.07	
7	-80.00	120.00	
8	-52.00	120.00	
9	-38.20	28.10	
10	-31.30	21.60	
11	0.00	19.00	
12	31.30	21.60	
13	38.20	28.10	
14	52.00	120.00	
15	80.00	120.00	
16	80.00	105.07	
17	62.40	95.00	
18	51.90	24.70	
19	58.60	16.50	



Impresa

n.	Y	Z	
20	125.00	6.50	
21	125.00	0.00	fine prefabb.

A	J <sub>f</sub>	Z <sub>g</sub>
7402.648	11863018.4485	40.50

Armature di precompressione :

n.	Z	area
1	115.00	2.780
2	105.00	2.780
3	80.00	2.780
4	60.00	2.780
5	25.50	2.780
6	20.50	2.780
7	15.50	16.680
8	10.50	16.680
9	5.50	16.680

Z <sub>g,p</sub>	A <sub>p</sub>
24.79	66.720

Sezione ideale (n=6.000)	A <sub>id</sub>	J <sub>f, id</sub>	Z <sub>g, id</sub>
	7802.968	12337910.8250	39.69

Cadute di tensione prima del taglio trefoli :

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	25.5%	149.17	1.0%
rilassamento acciaio	41.4%	319.47	2.2%

Sollecitazioni	M <sub>esterno</sub>	N <sub>precomp.</sub>	M <sub>precomp.</sub>
t=0 dopo taglio trefoli	3944604.76	-919492.04	-14441872.10
in trasporto	0.00	-856819.76	-13457518.64
dopo getto 2a fase	8105610.62	-856518.41	-13452785.52

Tensioni nei materiali in prima fase

Tensioni sul calcestruzzo	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{i,max}$
t=0 dopo taglio trefoli	-54.33	-149.23
in trasporto	0.00	0.00
dopo getto 2a fase	-79.47	-124.80

Tensioni sugli acciai	$\sigma_{sp}$	$\sigma_{long,max}$	pos.	$\sigma_{long,min}$	pos.
t=0 dopo taglio trefoli	13003.63	0.00		0.00	
in trasporto	0.00	0.00		0.00	
dopo getto 2a fase	12149.40	0.00		0.00	

Cadute di tensione dal taglio trefoli al getto soletta :

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	25.5%	149.17	1.0%
rilassamento acciaio	25.9%	199.86	1.4%
viscosità cls	37.7%	590.30	4.1%

Cadute di tensione durante maturazione soletta :

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	0.1%	0.81	0.0%
rilassamento acciaio	0.1%	0.71	0.0%
viscosità cls	0.2%	3.00	0.0%

*Verifica a rottura per flessione dopo getto 2a fase*

Presollecitazione armature pretese :  $\epsilon_{sp,z=24.79}=0.00659$

fless.	Z asse neutro	Mr	$\epsilon_{sup}$	$Z_{sup}$	$\epsilon_{inf}$	$Z_{inf}$
(+)	8.86	49163557.85	-0.00350	120.00	0.00011	5.50
(-)	21.58	-16836029.69	0.01000	115.00	-0.00231	0.00

$M_{d,max} = 10537293.80 < 49163557.85$   $K_r=4.666$

*Verifica a rottura per taglio dopo getto 2a fase*

Calcestruzzo:	$\theta$ [rad]	$b_w$	Staffe:	$A_{sw}$
	0.381	28.00		0.30159

d	K	$A_{sl}$	$\rho_l$	$\sigma_{cp}$	$\alpha_c$
115.00	1.417	50.040	0.0155	-115.75	1.250

$V_{Rd}$	$V_{Rsd}$	$V_{Rcd}$
78571.29	305362.25	161565.79

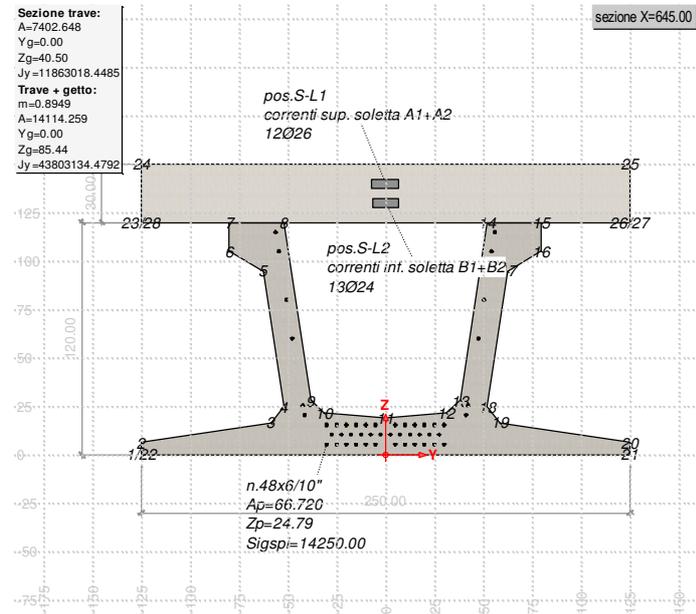
$V_{Ed,max} = 0.00 < 161565.79$

Seconda fase: trave + getto in opera  
*dopo cambio vincoli*

Sezione di calcestruzzo :

n.	Y	Z	
1	-125.00	0.00	prefabb.:
2	-125.00	6.50	reag.trazione
3	-58.60	16.50	
4	-51.90	24.70	
5	-62.40	95.00	
6	-80.00	105.07	
7	-80.00	120.00	

n.	Y	Z	
8	-52.00	120.00	
9	-38.20	28.10	
10	-31.30	21.60	
11	0.00	19.00	
12	31.30	21.60	
13	38.20	28.10	
14	52.00	120.00	
15	80.00	120.00	
16	80.00	105.07	
17	62.40	95.00	
18	51.90	24.70	
19	58.60	16.50	
20	125.00	6.50	
21	125.00	0.00	fine prefabb.
22	-125.00	0.00	
23	-125.00	120.00	getto in opera (m=0.895)
24	-125.00	150.00	non
25	125.00	150.00	reag.trazione
26	125.00	120.00	
27	125.00	120.00	
28	-125.00	120.00	



A	J <sub>f</sub>	Z <sub>g</sub>
14114.259	43803134.4792	85.44

Armature di precompressione :

n.	Z	area
1	115.00	2.780
2	105.00	2.780
3	80.00	2.780
4	60.00	2.780
5	25.50	2.780
6	20.50	2.780
7	15.50	16.680
8	10.50	16.680
9	5.50	16.680

Z <sub>g,p</sub>	A <sub>p</sub>
24.79	66.720

Armature lente longitudinali :

n.	Z	area	
1	140.00	63.711	correnti sup. soletta A1+A2 12Ø26
2	130.00	58.811	correnti inf. soletta B1+B2 13Ø24

Sezione ideale (n=6.000)	A <sub>id</sub>	J <sub>f, id</sub>	Z <sub>g, id</sub>
	15249.712	47485560.5331	86.24

Sollecitazioni e frecce :

	N	M	V	freccia
cambio vincoli	0.00	0.00	0.00	0.0000

Tensioni sul calcestruzzo dopo 28gg dal getto + scassero/cambio vincoli :

	$\sigma_{e, max}$	$\sigma_{i, max}$
trave prefabbricata	-79.45	-124.75
getto in opera	0.00	0.00

Cadute di tensione da maturazione soletta a t=inf. :

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	48.9%	285.84	2.0%
rilassamento acciaio	32.6%	251.63	1.8%
viscosità cls	62.1%	973.72	6.8%

*Verifiche in esercizio*

Verifica tensionale

Sezione di calcestruzzo :

n.	Y	Z	
1	-125.00	0.00	prefabb.:
2	-125.00	6.50	reag.trazione
3	-58.60	16.50	
4	-51.90	24.70	
5	-62.40	95.00	
6	-80.00	105.07	
7	-80.00	120.00	
8	-52.00	120.00	
9	-38.20	28.10	
10	-31.30	21.60	
11	0.00	19.00	
12	31.30	21.60	
13	38.20	28.10	
14	52.00	120.00	
15	80.00	120.00	
16	80.00	105.07	
17	62.40	95.00	
18	51.90	24.70	
19	58.60	16.50	
20	125.00	6.50	
21	125.00	0.00	fine prefabb.
22	-125.00	0.00	
23	-125.00	120.00	getto in opera

n.	Y	Z	
24	-125.00	150.00	(m=0.895)
25	125.00	150.00	non reag.trazione
26	125.00	120.00	
27	125.00	120.00	
28	-125.00	120.00	

A	J <sub>f</sub>	Z <sub>g</sub>
14114.259	43803134.4792	85.44

Armature di precompressione :

n.	Z	area
1	115.00	2.780
2	105.00	2.780
3	80.00	2.780
4	60.00	2.780
5	25.50	2.780
6	20.50	2.780
7	15.50	16.680
8	10.50	16.680
9	5.50	16.680

Z <sub>g,p</sub>	A <sub>p</sub>
24.79	66.720

Armature lente longitudinali :

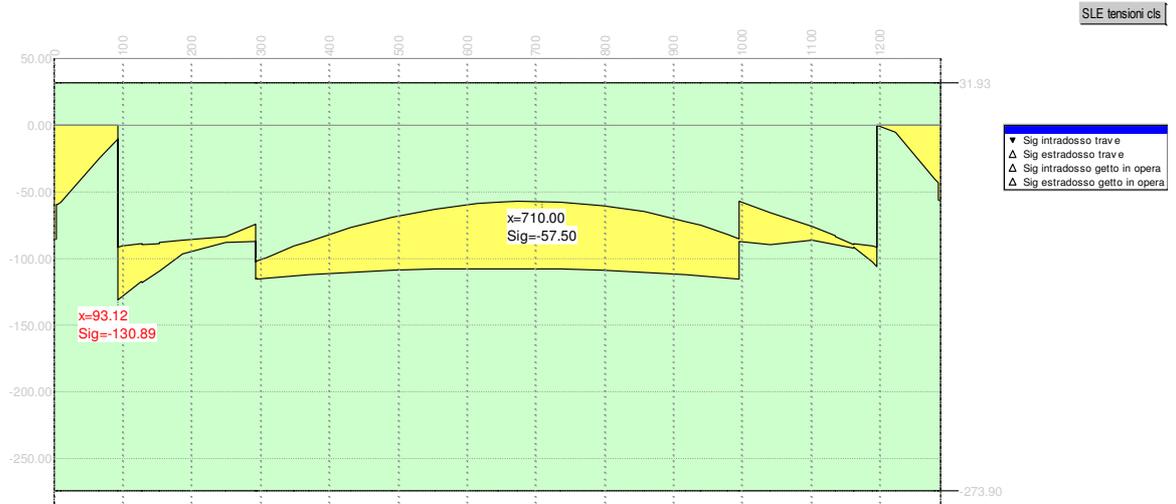
n.	Z	area	
1	140.00	63.711	correnti sup. soletta A1+A2 12Ø26
2	130.00	58.811	correnti inf. soletta B1+B2 13Ø24

Sezione ideale (n=6.000)	A <sub>id</sub>	J <sub>f, id</sub>	Z <sub>g, id</sub>
	15249.712	47485560.5331	86.24

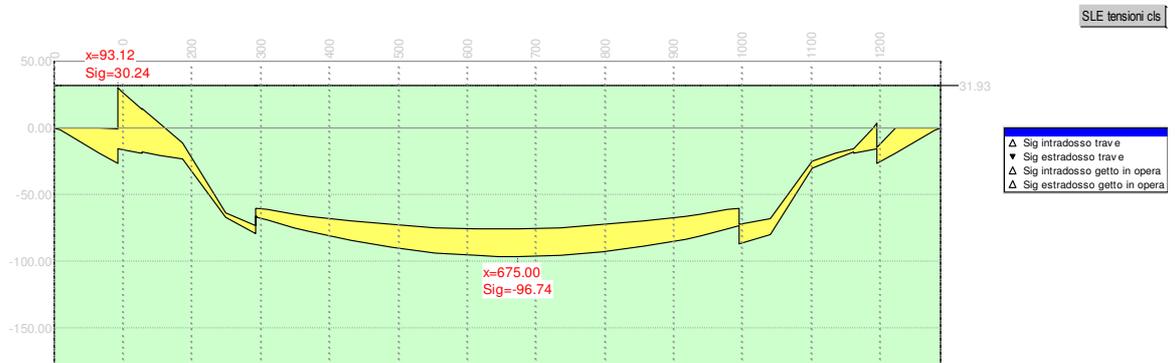
Tensioni sul cls - UH120-160 :

	σ <sub>e,max</sub>	σ <sub>e,min</sub>	σ <sub>i,max</sub>	σ <sub>i,min</sub>
dopo maturazione getto in opera	-79.45	-79.45	-124.75	-124.75
t=inf.-senza carichi	-75.70	-75.70	-107.59	-107.59
t=inf.-SLE Rare	-75.70	-96.51	-58.05	-107.59
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	-75.70	-96.51	-58.05	-107.59

▲ t=0 dopo taglio trefoli  
 ▲ t=0 in sollevamento  
 ▲ t=42 dopo getto 2a fase  
 ▲ t=inf.  
 ▼ t=inf. - SLE Rare  
 ▲ t=inf. - SLE Frequenti  
 ▲ t=inf. - SLE Quasi Permanenti



▲ t=0 dopo taglio trefoli  
 ▲ t=0 in sollevamento  
 ▲ t=42 dopo getto 2a fase  
 ▲ t=inf.  
 ▼ t=inf. - SLE Rare  
 ▲ t=inf. - SLE Frequenti  
 ▲ t=inf. - SLE Quasi Permanenti



Tensioni sul cls - getto in opera :

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{e,min}$	$\sigma_{i,max}$	$\sigma_{i,min}$
dopo maturazione getto in opera	0.00	0.00	0.00	0.00
t=inf.-senza carichi	0.00	0.00	0.00	0.00
t=inf.-SLE Rare	0.00	-34.01	0.00	-15.27
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	0.00	-34.01	0.00	-15.27

Tensioni sugli acciai	$\sigma_{sp}$	$\sigma_{sl,max}$	pos.	$\sigma_{sl,min}$	pos.
dopo maturazione getto in opera	12145.14	0.00	correnti sup. soletta A1+A2	0.00	correnti sup. soletta A1+A2
t=inf.-senza carichi	10251.17	15.78	correnti inf. soletta B1+B2	9.07	correnti sup. soletta A1+A2
t=inf.-SLE Rare	9855.21	15.78	correnti inf. soletta B1+B2	-186.12	correnti sup. soletta A1+A2
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	0.00	15.78	correnti inf. soletta B1+B2	-186.12	correnti sup. soletta A1+A2

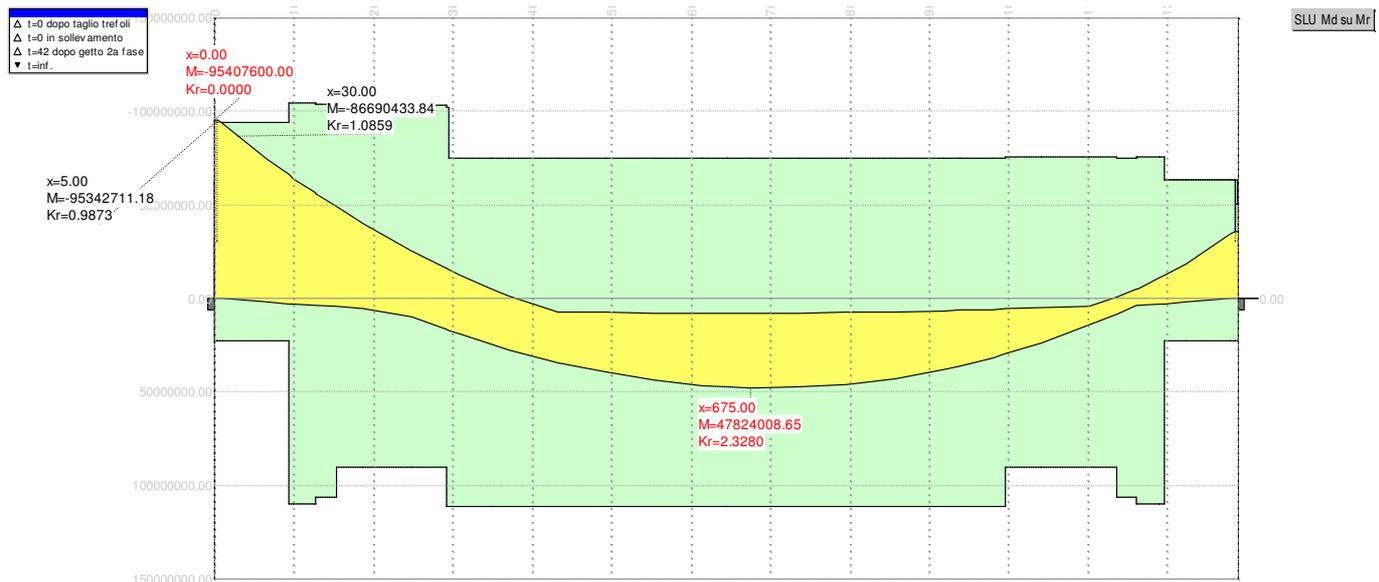
Verifica a rottura per flessione t=inf.  
 presolleccitazione nelle armature di precompressione :

Z cavo risult.	$\Delta \epsilon_{sp}$

	<b>Z cavo risult.</b>	$\Delta \epsilon_{sp}$
Armature pretese	24.79	0.00557

fless.	Z asse neutro	Mr	$\epsilon_{sup}$	Z <sub>esup</sub>	$\epsilon_{inf}$	Z <sub>eginf</sub>
(+)	124.33	111334687.30	-0.00216	150.00	0.01000	5.50
(-)	32.57	-74818667.73	0.01000	140.00	-0.00303	0.00

$$M_{d,max} = 47180093.80 < 111334687.30 \quad K_r=2.360$$



Confronto Momento resistente Mr (area verde) con momento di calcolo (involuppo in giallo) lungo la trave UH120+soletta

Verifica rottura per taglio  $t=inf.$

<b>Calcestruzzo:</b>	$\theta$ [rad]	$b_w$	<b>Staffe:</b>	$A_{sw}$
	0.381	28.00		0.30159

<b>d</b>	<b>K</b>	<b>A<sub>sl</sub></b>	<b><math>\rho_l</math></b>	<b><math>\sigma_{cp}</math></b>	<b><math>\alpha_c</math></b>
144.50	1.372	125.531	0.0200	-53.54	1.207

<b>V<sub>Rd</sub></b>	<b>V<sub>Rsd</sub></b>	<b>V<sub>Rcd</sub></b>
62489.94	383695.00	196023.06

$$V_{Ed,max} = 58589.00 < 196023.06$$

Trazione per taglio ( $V=58589.00$ ) = 73250.33 [daN]

Verifica rottura per torsione  $t=inf.$

<sollecitazioni torcenti nulle>

Forze di scorrimento tra i getti

Con riferimento ad una area di interfaccia tra i getti di 28.000 [cm<sup>2</sup>] (lunghezza unitaria), gli sforzi di scorrimento tra i getti alla sezione X=645.00 risultano:

max valore di progetto scorrimento interfaccia	0.00	[daN/cm]
min valore di progetto scorrimento interfaccia	-450.51	[daN/cm]
scorrimento ultimo per coesione ed attrito	±301.35	[daN/cm]
staffe di collegamento	0.3016	[cm <sup>2</sup> /cm]
scorrimento ultimo per coesione, attrito, staffe	±1009.44	[daN/cm]

**Travi UH90 classe B - sez. prog. 530**

**Armature trave prefabbricata**

**Armature di precompressione pretesate**

trefoli :	6/10"	
area trefolo =	139.000	[mm <sup>2</sup> ]
acciaio :	prec.fpk=1860	
tensione di tesatura =	14250.00	[daN/cm <sup>2</sup> ]
area totale A <sub>p</sub> =	55.600	[cm <sup>2</sup> ]
precompressione totale N <sub>p</sub> =	792300.00	[daN]
quota baricentro Z <sub>g,p</sub> =	17.95	[cm]

quota Z	n. trefoli	n. guaine	L guaine
85.00	2		
75.00	2		
65.00			
55.00			
43.50			
37.50			
31.50			
25.50			
20.50	2		
15.50	10		
10.50	14		
5.50	10		
N. trefoli=	40	L tot guaine=	0.00

**Armatura lenta**

Armatura trasversale :

pos.		armatura	x iniziale	x finale	
P1-S1		4Ø12/10.00	0.00	300.00	trave+colleg. con soletta
P1-S1	(simmetrica)		990.00	1290.00	
P1-S2		4Ø12/15.00	300.00	990.00	trave+colleg. con soletta

armatura longit. appoggio :

n. barre	Ø	lunghezza	quota z
4	16	192.00	3.00

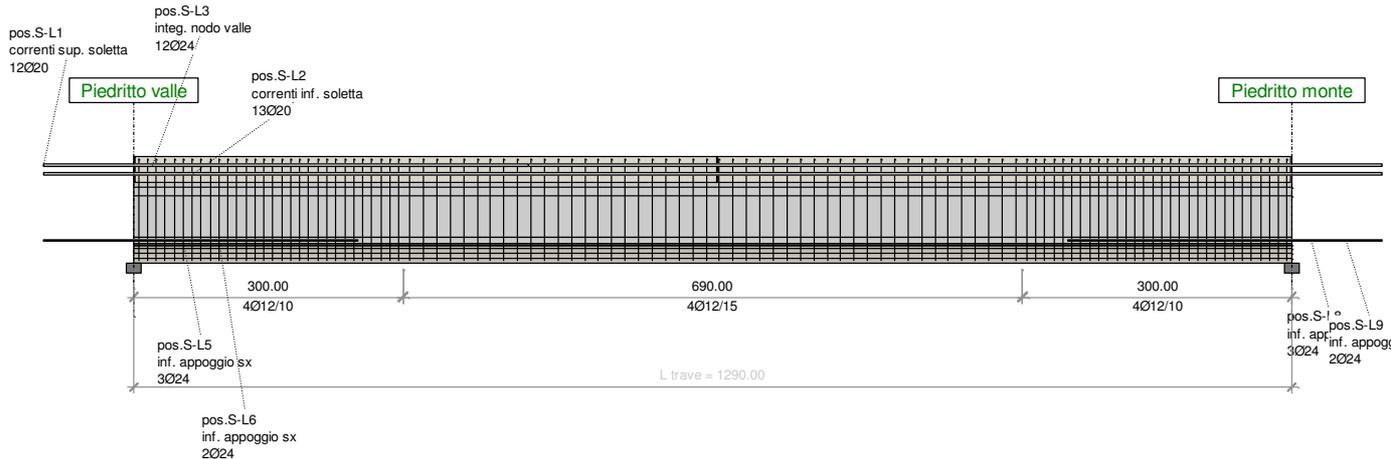
**Armature getto in opera**

**Armatura lenta**

Armatura longitudinale :

pos.		armatura	Y	Z	X iniziale	X finale
S-L1	correnti sup. soletta	12Ø20	0.00	110.00	-20.00	1310.00
S-L2	correnti inf. soletta	13Ø20	0.00	100.00	-20.00	1310.00
S-L3	integ. nodo valle	12Ø24	25.00	110.00	-4.00	344.00

pos.		armatura	Y	Z	X iniziale	X finale
S-L4	inf. appoggio sx	3Ø24	-80.00	25.00	-4.00	154.00
S-L5	inf. appoggio sx	3Ø24	0.00	25.00	-4.00	154.00
S-L6	inf. appoggio sx	2Ø24	80.00	25.00	-4.00	154.00
S-L7	inf. appoggio dx	3Ø24	-80.00	25.00	1136.00	1294.00
S-L8	inf. appoggio dx	3Ø24	0.00	25.00	1136.00	1294.00
S-L9	inf. appoggio dx	2Ø24	80.00	25.00	1136.00	1294.00



**Nota:** nelle zone di appoggio le armature longitudinali alla trave poste nel getto in opera nella zona inferiore sono 9Ø24 per ogni lato e non 3+3 come si evince dal disegno.

### Stato Limite di deformazione

#### Prima fase

UH90 :

	accorciamento [cm]	rotaz. testata sinistra [rad]	rotaz. testata destra [rad]	freccia in mezzeria [cm]
al taglio trefoli	-0.3087	0.00184	-0.00184	0.6500
prima del getto	-0.4949	0.00228	-0.00228	0.7994
al getto soletta	-0.4949	0.00151	-0.00151	0.4693
dopo maturazione	-0.4965	0.00151	-0.00151	0.4700

#### Seconda fase

Spostamenti X in asse appoggi [cm] :

	dopo maturazione soletta	postesi e cambio vincoli	t=inf.
Piedritto valle	0.0000	0.0000	0.0000
Piedritto monte	0.0000	0.0000	-0.1296

Rotazioni in asse appoggi [rad] :

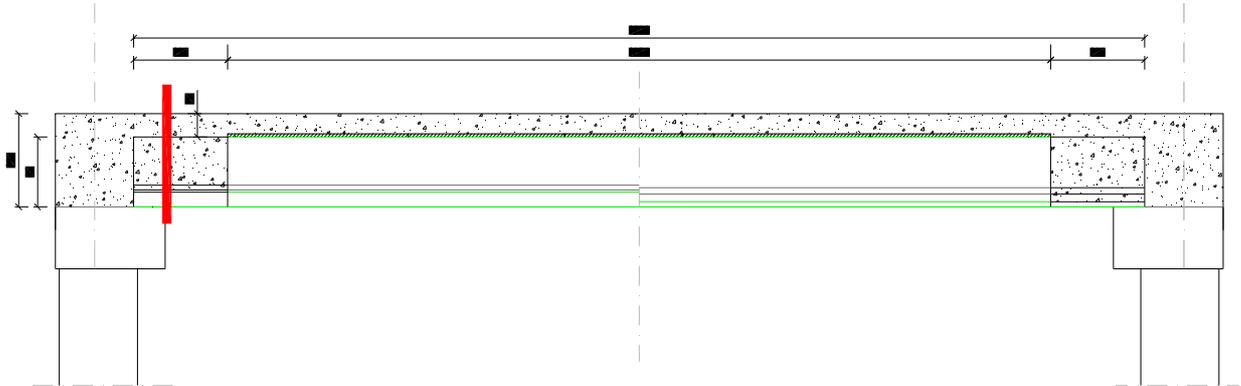
	dopo maturazione soletta	postesi e cambio vincoli	t=inf.
Piedritto valle	0.00000	0.00000	0.00172
Piedritto monte	0.00000	0.00000	-0.00172

Frecce in mezzeria [cm] :

<b>campata</b>	<b>X</b>	<b>dopo maturazione soletta</b>	<b>postesi e cambio vincoli</b>	<b>t=inf. comb. rara max</b>	<b>t=inf. comb. rara min</b>
1	645.00	0.4700	0.4698	0.7478	0.5752

### Verifica delle sezioni

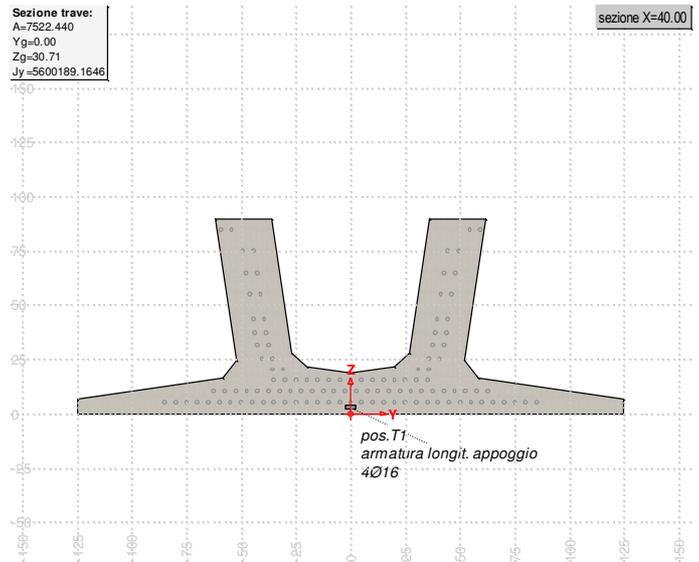
#### Verifica sezione X=30.00 - spiccato piedritto



Prima fase: sola trave

Sezione di calcestruzzo :

n.	Y	Z	
1	-125.00	0.00	prefabb.:
2	-125.00	6.50	non reag.trazione
3	-58.60	16.50	
4	-51.90	24.70	
5	-61.70	90.00	
6	-36.20	90.00	
7	-26.90	28.10	
8	-20.00	21.60	
9	0.00	19.00	
10	20.00	21.60	
11	26.90	28.10	
12	36.20	90.00	
13	61.70	90.00	
14	51.90	24.70	
15	58.60	16.50	
16	125.00	6.50	
17	125.00	0.00	fine prefabb.



A	J <sub>f</sub>	Z <sub>g</sub>
7522.440	5600189.1646	30.71

<nessuna armatura di precompressione pretesa>

Armature lente longitudinali :

n.	Z	area	
1	3.00	8.042	armatura longit. appoggio 4Ø16

<b>Sezione ideale (n=15.000)</b>	<b>A<sub>id</sub></b>	<b>J<sub>f, id</sub></b>	<b>Z<sub>g, id</sub></b>
	7643.077	5691333.6195	30.27

<b>Sollecitazioni</b>	<b>M<sub>esterno</sub></b>
in trasporto	0.00
dopo getto 2a fase	603923.47

Tensioni nei materiali in prima fase

<b>Tensioni sul calcestruzzo</b>	<b>σ<sub>e, max</sub></b>	<b>σ<sub>i, max</sub></b>
in trasporto	0.00	0.00
dopo getto 2a fase	-16.19	0.00

<b>Tensioni sugli acciai</b>	<b>σ<sub>sp</sub></b>	<b>σ<sub>long, max</sub></b>	<b>pos.</b>	<b>σ<sub>long, min</sub></b>	<b>pos.</b>
in trasporto	0.00	0.00		0.00	
dopo getto 2a fase	0.00	0.00		0.00	

Verifica a rottura per flessione dopo getto 2a fase

Presollecitazione armature pretese :  $\epsilon_{sp, z=0.00}=0.00000$

<b>fless.</b>	<b>Z asse neutro</b>	<b>Mr</b>	<b>ε<sub>sup</sub></b>	<b>Z<sub>sup</sub></b>	<b>ε<sub>inf</sub></b>	<b>Z<sub>inf</sub></b>
(+)	53.16	18173962.56	-0.00350	90.00	0.00476	3.00
(-)	6.32	-10154620.12	-0.00184	3.00	-0.00350	0.00

$$M_{d, max} = 785100.51 < 18173962.56 \quad K_r = 23.149$$

Verifica a rottura per taglio dopo getto 2a fase

<b>Calcestruzzo:</b>	<b>θ [rad]</b>	<b>b<sub>w</sub></b>	<b>Staffe:</b>	<b>A<sub>sw</sub></b>
	0.785	50.40		0.45239

<b>d</b>	<b>K</b>	<b>A<sub>sl</sub></b>	<b>ρ<sub>l</sub></b>	<b>σ<sub>cp</sub></b>	<b>α<sub>c</sub></b>
87.00	1.479	8.042	0.0018	0.00	1.000

<b>V<sub>Rd</sub></b>	<b>V<sub>Rsd</sub></b>	<b>V<sub>Rcd</sub></b>
18659.26	138608.16	255211.80

$$V_{Ed, max} = 31254 < 138608.16$$

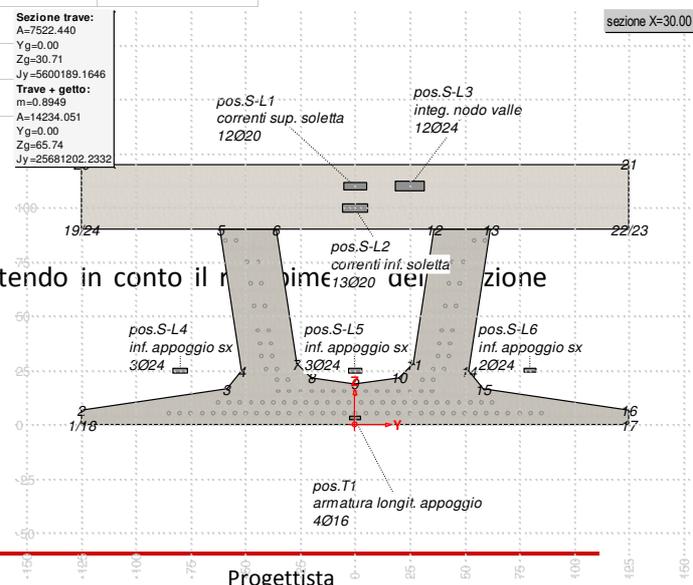
Seconda fase: trave + getto in opera

A favore di sicurezza la verifica viene condotta non mettendo in conto il momento di inerzia della sezione eseguito con il getto in opera in prossimità degli appoggi.

dopo cambio vincoli

- scassero / cambio vincoli

Sezione di calcestruzzo :



n.	Y	Z	
1	-125.00	0.00	prefabb.:
2	-125.00	6.50	non reag.trazione
3	-58.60	16.50	
4	-51.90	24.70	
5	-61.70	90.00	
6	-36.20	90.00	
7	-26.90	28.10	
8	-20.00	21.60	
9	0.00	19.00	
10	20.00	21.60	
11	26.90	28.10	
12	36.20	90.00	
13	61.70	90.00	
14	51.90	24.70	
15	58.60	16.50	
16	125.00	6.50	
17	125.00	0.00	fine prefabb.
18	-125.00	0.00	
19	-125.00	90.00	getto in opera
20	-125.00	120.00	(m=0.895)
21	125.00	120.00	non reag.trazione
22	125.00	90.00	
23	125.00	90.00	
24	-125.00	90.00	

A	J <sub>f</sub>	Z <sub>g</sub>
14234.051	25681202.2332	65.74

<nessuna armatura di precompressione pretesa>

Armature lente longitudinali :

n.	Z	area	
1	110.00	37.699	correnti sup. soletta 12Ø20
2	100.00	40.841	correnti inf. soletta 13Ø20
3	110.00	54.287	integ. nodo valle 12Ø24
4	25.00	13.572	inf. appoggio sx 3Ø24
5	25.00	13.572	inf. appoggio sx 3Ø24
6	25.00	9.048	inf. appoggio sx 2Ø24
7	3.00	8.042	armatura longit. appoggio 4Ø16

Sezione ideale (n=15.000)	A <sub>id</sub>	J <sub>f,id</sub>	Z <sub>g,id</sub>
	16889.954	30316927.9830	68.84

Sollecitazioni e frecce :

	<b>N</b>	<b>M</b>	<b>V</b>	<b>frecchia</b>
cambio vincoli	0.00	0.00	0.00	0.0000

Tensioni sul calcestruzzo dopo 28gg dal getto + scassero/cambio vincoli :

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{i,max}$	
trave prefabbricata	-15.78	0.00	
getto in opera	0.00	0.00	

Cadute di tensione da maturazione soletta a t=inf. :

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	48.9%	285.84	2.0%
rilassamento acciaio	32.6%	251.63	1.8%
viscosità cls	100.0%	896.48	6.3%

*Verifiche in esercizio*

Verifica tensionale

Sezione di calcestruzzo :

<b>n.</b>	<b>Y</b>	<b>Z</b>	
1	-125.00	0.00	prefabb.:
2	-125.00	6.50	non reag.trazione
3	-58.60	16.50	
4	-51.90	24.70	
5	-61.70	90.00	
6	-36.20	90.00	
7	-26.90	28.10	
8	-20.00	21.60	
9	0.00	19.00	
10	20.00	21.60	
11	26.90	28.10	
12	36.20	90.00	
13	61.70	90.00	
14	51.90	24.70	
15	58.60	16.50	
16	125.00	6.50	
17	125.00	0.00	fine prefabb.
18	-125.00	0.00	
19	-125.00	90.00	getto in opera
20	-125.00	120.00	(m=0.924)
21	125.00	120.00	non reag.trazione
22	125.00	90.00	
23	125.00	90.00	
24	-125.00	90.00	

<b>A</b>	<b>J<sub>f</sub></b>	<b>Z<sub>g</sub></b>
14234.051	25681202.2332	65.74

<nessuna armatura di precompressione pretesa>

Armature lente longitudinali :

n.	Z	area	
1	110.00	37.699	correnti sup. soletta 12Ø20
2	100.00	40.841	correnti inf. soletta 13Ø20
3	110.00	54.287	integ. nodo valle 12Ø24
4	25.00	13.572	inf. appoggio sx 3Ø24
5	25.00	13.572	inf. appoggio sx 3Ø24
6	25.00	9.048	inf. appoggio sx 2Ø24
7	3.00	8.042	armatura longit. appoggio 4Ø16

Sezione ideale (n=15.000)	A <sub>id</sub>	J <sub>f, id</sub>	Z <sub>g, id</sub>
	16889.954	30316927.9830	68.84

Tensioni sul cls - UH90 :

	$\sigma_{e, max}$	$\sigma_{e, min}$	$\sigma_{i, max}$	$\sigma_{i, min}$
dopo maturazione getto in opera	-15.78	-15.78	0.00	0.00
t=inf.-senza carichi	-15.78	-15.78	0.00	0.00
t=inf.-SLE Rare	-3.57	-15.78	0.00	-35.99
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	-3.57	-15.78	0.00	-35.99

Tensioni sul cls - getto in opera :

	$\sigma_{e, max}$	$\sigma_{e, min}$	$\sigma_{i, max}$	$\sigma_{i, min}$
dopo maturazione getto in opera	0.00	0.00	0.00	0.00
t=inf.-senza carichi	0.00	0.00	0.00	0.00
t=inf.-SLE Rare	0.00	0.00	0.00	0.00
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	0.00	0.00	0.00	0.00

Tensioni sugli acciai	$\sigma_{sp}$	$\sigma_{sl, max}$	pos.	$\sigma_{sl, min}$	pos.
dopo maturazione getto in opera	0.00	903.73		0.00	correnti sup. soletta
t=inf.-senza carichi	0.00	903.73		0.00	correnti sup. soletta
t=inf.-SLE Rare	0.00	1340.39	correnti sup. soletta	-841.26	inf. appoggio sx
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	0.00	1340.39	correnti sup. soletta	-841.26	inf. appoggio sx

Verifica a rottura per flessione t=inf.

presollecitazione nelle armature di precompressione :

	Z cavo risult.	$\Delta \epsilon_{sp}$
Armature pretese	0.00	0.00000

fless.	Z asse neutro	Mr	$\epsilon_{sup}$	Z <sub>esup</sub>	$\epsilon_{inf}$	Z <sub>eginf</sub>
--------	---------------	----	------------------	-------------------	------------------	--------------------

fless.	Z asse neutro	Mr	$\epsilon_{sup}$	$Z_{\epsilon sup}$	$\epsilon_{inf}$	$Z_{\epsilon inf}$
(+)	108.44	17353204.26	-0.00110	120.00	0.01000	3.00
(-)	15.74	-54310876.19	0.01000	110.00	-0.00167	0.00

$$M_{d,max} = 785100.51 < 17353204.26 \quad K_r=22.103$$

$$M_{d,min} = -45250637.72 > -54310876.19 \quad K_r=1.200$$

Verifica rottura per taglio t=inf.

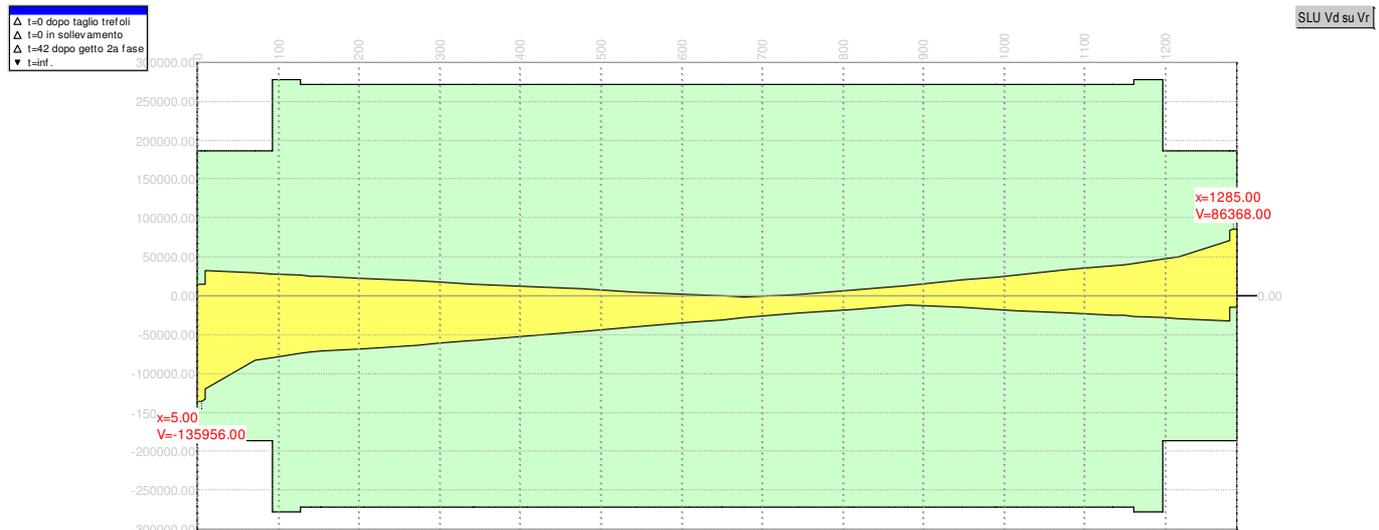
Calcestruzzo:	$\theta$ [rad]	$b_w$	Staffe:	$A_{sw}$
	0.785	50.40		0.45239

d	K	$A_{sl}$	$\rho_l$	$\sigma_{cp}$	$\alpha_c$
117.00	1.413	85.074	0.0144	0.00	1.000

$V_{Rd}$	$V_{Rsd}$	$V_{Rcd}$
40391.08	186404.08	343215.87

$$V_{Ed,max} = 107525.18 < 186404.08$$

Trazione per taglio ( $V=107525.18$ ) = 53762.59 [daN]



Confronto taglio resistente Vr con taglio di progetto Vd lungo la trave

Verifica rottura per torsione t=inf.

<sollecitazioni torcenti nulle>

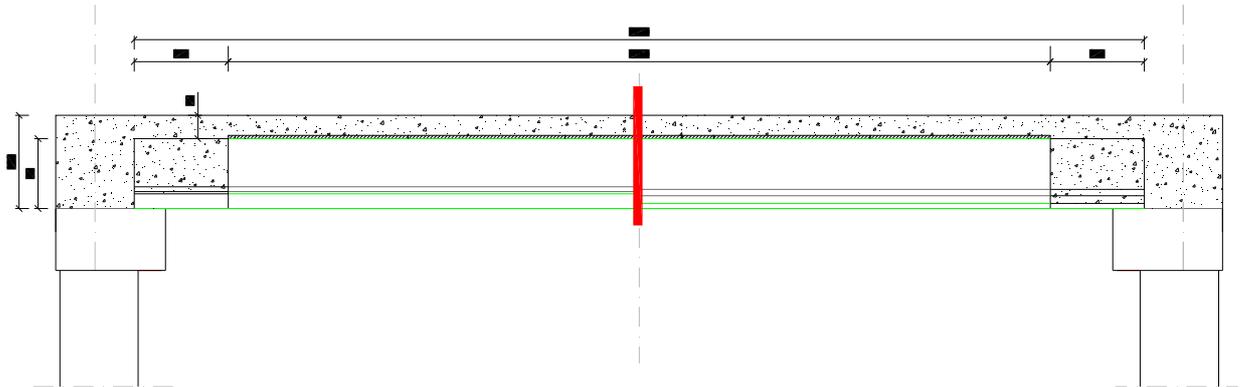
Forze di scorrimento tra i getti

Con riferimento ad una area di interfaccia tra i getti di 50.400 [cm<sup>2</sup>] (lunghezza unitaria), gli sforzi di scorrimento tra i getti alla sezione X=40.00 risultano:

max valore di progetto scorrimento interfaccia	0.00	[daN/cm]
min valore di progetto scorrimento interfaccia	-1249.45	[daN/cm]

scorrimento ultimo per coesione ed attrito	±542.43	[daN/cm]
staffe di collegamento	0.4524	[cm <sup>2</sup> /cm]
scorrimento ultimo per coesione, attrito, staffe	±1604.56	[daN/cm]

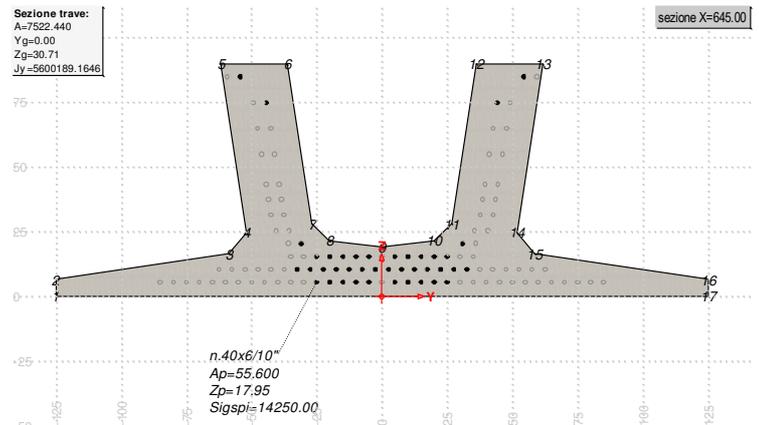
**Verifica sezione X=645.00 - mezzeria**



Prima fase: sola trave

Sezione di calcestruzzo :

n.	Y	Z	
1	-125.00	0.00	prefabb.:
2	-125.00	6.50	reag.trazione
3	-58.60	16.50	
4	-51.90	24.70	
5	-61.70	90.00	
6	-36.20	90.00	
7	-26.90	28.10	
8	-20.00	21.60	
9	0.00	19.00	
10	20.00	21.60	
11	26.90	28.10	
12	36.20	90.00	
13	61.70	90.00	
14	51.90	24.70	
15	58.60	16.50	
16	125.00	6.50	
17	125.00	0.00	fine prefabb.



A	J <sub>f</sub>	Z <sub>g</sub>
7522.440	5600189.1646	30.71

Armature di precompressione :

n.	Z	area
----	---	------

n.	Z	area
1	85.00	2.780
2	75.00	2.780
3	20.50	2.780
4	15.50	13.900
5	10.50	19.460
6	5.50	13.900

Z <sub>g,p</sub>	A <sub>p</sub>
17.95	55.600

Sezione ideale (n=6.000)	A <sub>id</sub>	J <sub>f, id</sub>	Z <sub>g, id</sub>
	7856.040	5801462.4002	30.16

Cadute di tensione prima del taglio trefoli :

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	25.5%	149.17	1.0%
rilassamento acciaio	41.4%	319.47	2.2%

Sollecitazioni	M <sub>esterno</sub>	N <sub>precomp.</sub>	M <sub>precomp.</sub>
t=0 dopo taglio trefoli	3837577.70	-766243.37	-9774469.45
in trasporto	0.00	-719197.00	-9174329.48
dopo getto 2a fase	7998583.56	-718978.02	-9171536.02

Tensioni nei materiali in prima fase

Tensioni sul calcestruzzo	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{i,max}$	
t=0 dopo taglio trefoli	-40.58	-126.25	
in trasporto	0.00	0.00	
dopo getto 2a fase	-83.44	-95.63	

Tensioni sugli acciai	$\sigma_{sp}$	$\sigma_{long,max}$	pos.	$\sigma_{long,min}$	pos.
t=0 dopo taglio trefoli	13126.39	0.00		0.00	
in trasporto	0.00	0.00		0.00	
dopo getto 2a fase	12375.98	0.00		0.00	

Cadute di tensione dal taglio trefoli al getto soletta :

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	25.5%	149.17	1.0%
rilassamento acciaio	25.9%	199.86	1.4%
viscosità cls	35.6%	497.12	3.5%

Cadute di tensione durante maturazione soletta :

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	0.1%	0.81	0.0%
rilassamento acciaio	0.1%	0.71	0.0%

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
viscosità cls	0.2%	2.42	0.0%

Verifica a rottura per flessione dopo getto 2a fase

Presollecitazione armature pretese :  $\epsilon_{sp,z=17.95}=0.00663$

fless.	Z asse neutro	Mr	$\epsilon_{sup}$	Z <sub>esup</sub>	$\epsilon_{inf}$	Z <sub>efinf</sub>
(+)	3.05	30020927.71	-0.00350	90.00	-0.00010	5.50
(-)	23.74	-15745224.32	0.00903	85.00	-0.00350	0.00

$$M_{d,max} = 10398158.63 < 30020927.71 \quad K_r=2.887$$

Verifica a rottura per taglio dopo getto 2a fase

Calcestruzzo:	$\theta$ [rad]	b <sub>w</sub>	Staffe:	A <sub>sw</sub>
	0.381	50.40		0.30159

d	K	A <sub>sl</sub>	$\rho_l$	$\sigma_{cp}$	$\alpha_c$
85.00	1.485	41.700	0.0097	-95.61	1.250

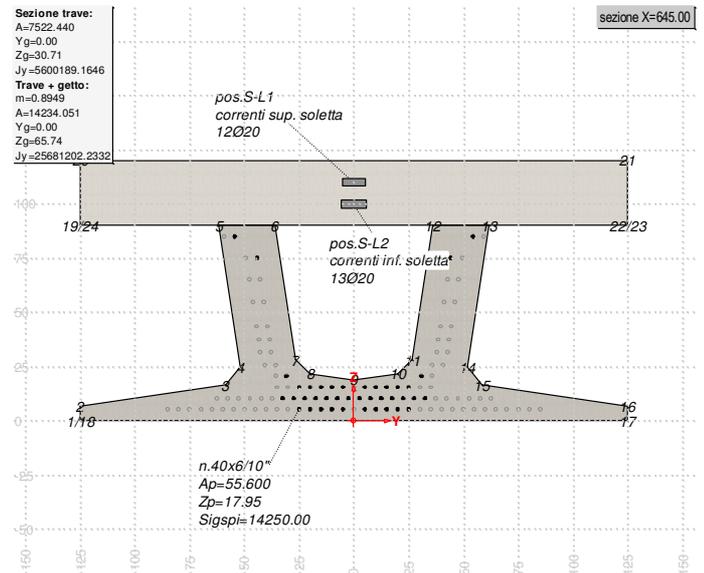
V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rsd</sub>	V <sub>Rcd</sub>
88477.84	225702.54	214952.75

$$V_{Ed,max} = 0.00 < 214952.75$$

Seconda fase: trave + getto in opera  
dopo cambio vincoli

Sezione di calcestruzzo :

n.	Y	Z	
1	-125.00	0.00	prefabb.:
2	-125.00	6.50	reag.trazione
3	-58.60	16.50	
4	-51.90	24.70	
5	-61.70	90.00	
6	-36.20	90.00	
7	-26.90	28.10	
8	-20.00	21.60	
9	0.00	19.00	
10	20.00	21.60	
11	26.90	28.10	
12	36.20	90.00	
13	61.70	90.00	
14	51.90	24.70	
15	58.60	16.50	
16	125.00	6.50	
17	125.00	0.00	fine prefabb.



n.	Y	Z	
18	-125.00	0.00	
19	-125.00	90.00	getto in opera
20	-125.00	120.00	(m=0.895)
21	125.00	120.00	non reag.trazione
22	125.00	90.00	
23	125.00	90.00	
24	-125.00	90.00	

A	J <sub>f</sub>	Z <sub>g</sub>
14234.051	25681202.2332	65.74

Armature di precompressione :

n.	Z	area
1	85.00	2.780
2	75.00	2.780
3	20.50	2.780
4	15.50	13.900
5	10.50	19.460
6	5.50	13.900

Z <sub>g,p</sub>	A <sub>p</sub>
17.95	55.600

Armature lente longitudinali :

n.	Z	area	
1	110.00	37.699	correnti sup. soletta 12Ø20
2	100.00	40.841	correnti inf. soletta 13Ø20

Sezione ideale (n=6.000)	A <sub>id</sub>	J <sub>f,id</sub>	Z <sub>g,id</sub>
	15038.890	27322732.7272	65.90

Sollecitazioni e frecce :

	N	M	V	freccia
cambio vincoli	0.00	0.00	0.00	0.0000

Tensioni sul calcestruzzo dopo 28gg dal getto + scassero/cambio vincoli :

	σ <sub>e,max</sub>	σ <sub>i,max</sub>
trave prefabbricata	-83.37	-95.63
getto in opera	0.00	0.00

Cadute di tensione da maturazione soletta a t=inf. :

	%	Δσ <sub>sp</sub>	Δσ <sub>sp</sub> /σ <sub>spl</sub>
ritiro cls	48.9%	285.84	2.0%

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
rilassamento acciaio	32.6%	251.63	1.8%
viscosità cls	64.2%	896.48	6.3%

*Verifiche in esercizio*

Verifica tensionale

Sezione di calcestruzzo :

n.	Y	Z	
1	-125.00	0.00	prefabb.:
2	-125.00	6.50	reag.trazione
3	-58.60	16.50	
4	-51.90	24.70	
5	-61.70	90.00	
6	-36.20	90.00	
7	-26.90	28.10	
8	-20.00	21.60	
9	0.00	19.00	
10	20.00	21.60	
11	26.90	28.10	
12	36.20	90.00	
13	61.70	90.00	
14	51.90	24.70	
15	58.60	16.50	
16	125.00	6.50	
17	125.00	0.00	fine prefabb.
18	-125.00	0.00	
19	-125.00	90.00	getto in opera
20	-125.00	120.00	(m=0.895)
21	125.00	120.00	non reag.trazione
22	125.00	90.00	
23	125.00	90.00	
24	-125.00	90.00	

A	J <sub>f</sub>	Z <sub>g</sub>
14234.051	25681202.2332	65.74

Armature di precompressione :

n.	Z	area
1	85.00	2.780
2	75.00	2.780
3	20.50	2.780
4	15.50	13.900
5	10.50	19.460
6	5.50	13.900

Z <sub>g,p</sub>	A <sub>p</sub>

<b>Z<sub>g,p</sub></b>	<b>A<sub>p</sub></b>
17.95	55.600

Armature lente longitudinali :

n.	Z	area	
1	110.00	37.699	correnti sup. soletta 12Ø20
2	100.00	40.841	correnti inf. soletta 13Ø20

<b>Sezione ideale (n=6.000)</b>	<b>A<sub>id</sub></b>	<b>J<sub>f,id</sub></b>	<b>Z<sub>g,id</sub></b>
	15038.890	27322732.7272	65.90

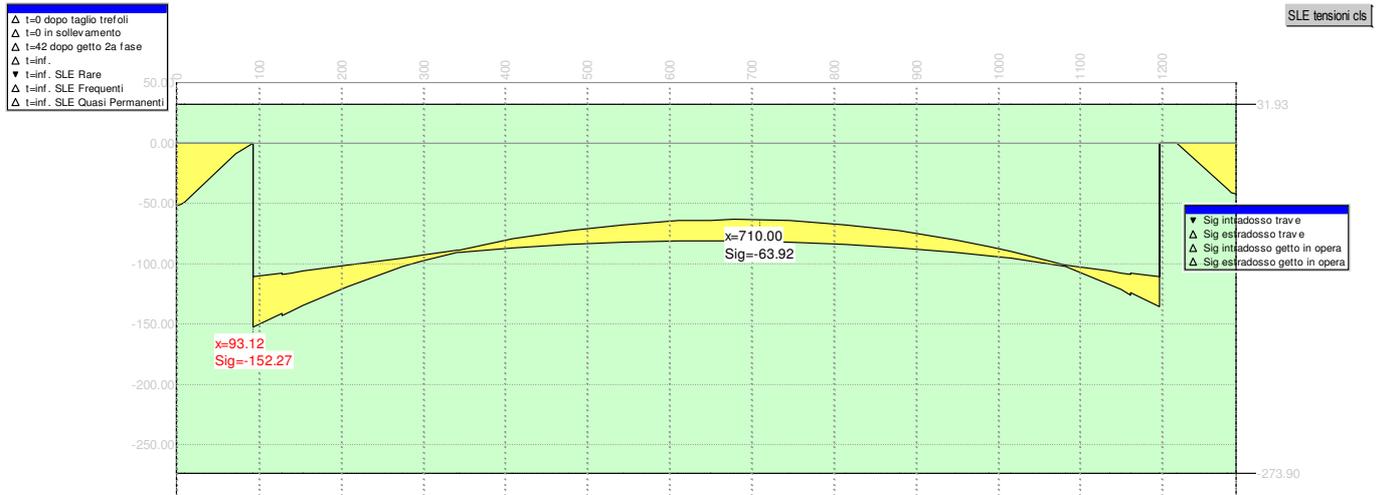
Tensioni sul cls - UH90 :

	<b>σ<sub>e,max</sub></b>	<b>σ<sub>e,min</sub></b>	<b>σ<sub>i,max</sub></b>	<b>σ<sub>i,min</sub></b>
dopo maturazione getto in opera	-83.37	-83.37	-95.63	-95.63
t=inf.-senza carichi	-80.71	-80.71	-81.55	-81.55
t=inf.-SLE Rare	-80.71	-87.83	-63.82	-81.55
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	-80.71	-87.83	-63.82	-81.55

Tensioni sul cls - getto in opera :

	<b>σ<sub>e,max</sub></b>	<b>σ<sub>e,min</sub></b>	<b>σ<sub>i,max</sub></b>	<b>σ<sub>i,min</sub></b>
dopo maturazione getto in opera	0.00	0.00	0.00	0.00
t=inf.-senza carichi	-1.02	-1.02	0.00	0.00
t=inf.-SLE Rare	-1.02	-14.80	0.00	-3.99
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	-1.02	-14.80	0.00	-3.99

<b>Tensioni sugli acciai</b>	<b>σ<sub>sp</sub></b>	<b>σ<sub>sl,max</sub></b>	<b>pos.</b>	<b>σ<sub>sl,min</sub></b>	<b>pos.</b>
dopo maturazione getto in opera	12372.14	0.00	correnti sup. soletta	0.00	correnti sup. soletta
t=inf.-senza carichi	10638.85	8.36	correnti inf. soletta	0.75	correnti sup. soletta
t=inf.-SLE Rare	10227.18	8.36	correnti inf. soletta	-75.08	correnti sup. soletta
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	0.00	8.36	correnti inf. soletta	-75.08	correnti sup. soletta



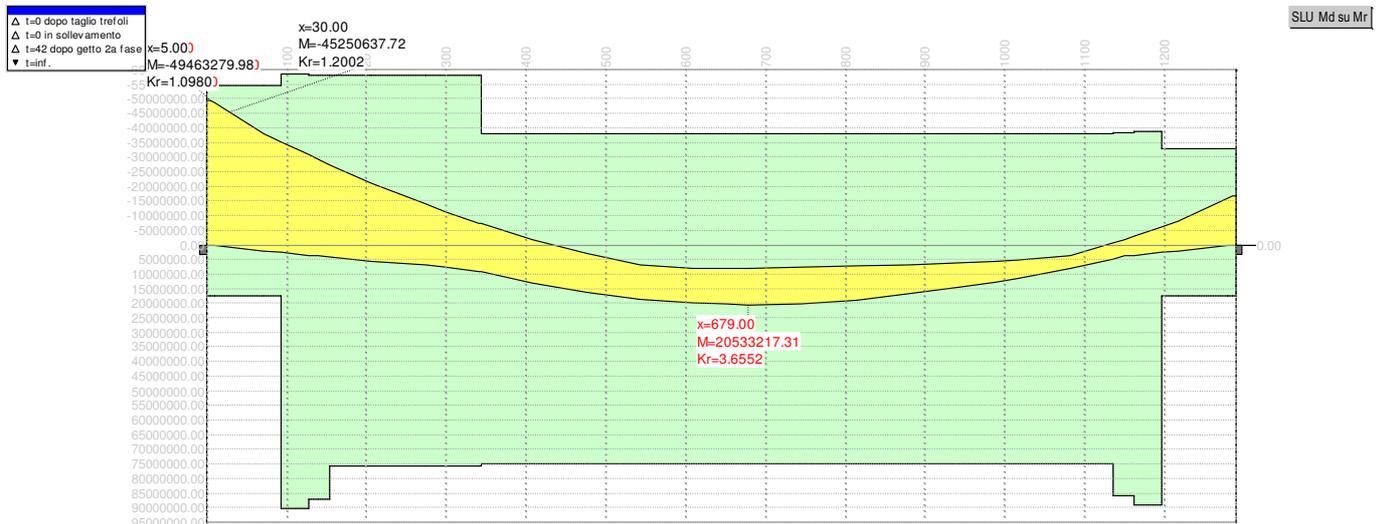
Inviluppo delle tensioni longitudinali sul calcestruzzo al lembo inferiore trave SLE Rare

Verifica a rottura per flessione  $t=inf.$   
presollecitazione nelle armature di precompressione :

	Z cavo risult.	$\Delta\epsilon_{sp}$
Armature pretese	17.95	0.00571

fless.	Z asse neutro	Mr	$\epsilon_{sup}$	Z <sub>esup</sub>	$\epsilon_{inf}$	Z <sub>εinf</sub>
(+)	97.44	75054003.19	-0.00245	120.00	0.01000	5.50
(-)	21.48	-37860975.43	0.01000	110.00	-0.00243	0.00

$$M_{d,max} = 20288008.63 < 75054003.19 \quad K_r=3.699$$



Confronto Momento resistente Mr (area verde) con momento di calcolo (inviluppo in giallo) lungo la trave UH90+soletta

Verifica rottura per taglio  $t=inf.$

Calcestruzzo:	$\theta$ [rad]	$b_w$	Staffe:	$A_{sw}$
---------------	----------------	-------	---------	----------

Calcestruzzo:	$\theta$ [rad]	$b_w$	Staffe:	$A_{sw}$
	0.381	50.40		0.30159

d	K	$A_{sl}$	$\rho_l$	$\sigma_{cp}$	$\alpha_c$
114.50	1.418	96.441	0.0167	-44.91	1.174

$V_{Rd}$	$V_{Rsd}$	$V_{Rcd}$
80519.87	304035.14	271858.27

$$V_{Ed,max} = 30921.50 < 271858.27$$

$$\text{Trazione per taglio } (V=30921.50) = 38726.64 \text{ [daN]}$$

Verifica rottura per torsione  $t=inf.$

<sollecitazioni torcenti nulle>

Forze di scorrimento tra i getti

Con riferimento ad una area di interfaccia tra i getti di 50.400 [cm<sup>2</sup>] (lunghezza unitaria), gli sforzi di scorrimento tra i getti alla sezione X=645.00 risultano:

max valore di progetto scorrimento interfaccia	0.00	[daN/cm]
min valore di progetto scorrimento interfaccia	-300.06	[daN/cm]
scorrimento ultimo per coesione ed attrito	±542.43	[daN/cm]
staffe di collegamento	0.3016	[cm <sup>2</sup> /cm]
scorrimento ultimo per coesione, attrito, staffe	±1250.52	[daN/cm]

### Travi UH90 classe C - scatolare

#### Armature trave prefabbricata

#### Armature di precompressione pretesate

trefoli :	6/10"	
area trefolo =	139.000	[mm <sup>2</sup> ]
acciaio :	prec.fpk=1860	
tensione di tesatura =	14250.00	[daN/cm <sup>2</sup> ]
area totale A <sub>p</sub> =	44.480	[cm <sup>2</sup> ]
precompressione totale N <sub>p</sub> =	633840.00	[daN]
quota baricentro Z <sub>g,p</sub> =	19.19	[cm]

quota Z	n. trefoli	n. guaine	L guaine
85.00	2		
75.00	2		
65.00			
55.00			
43.50			
37.50			
31.50			
25.50			
20.50	2		
15.50	6		
10.50	10		
5.50	10	6	200.00
N. trefoli=	32	L tot guaine=	1200.00

#### Armatura lenta

Armatura trasversale :

pos.		armatura	x iniziale	x finale	
P1-S1		4Ø12/10.00	0.00	150.00	trave+colleg. con soletta
P1-S1	(simmetrica)		1140.00	1290.00	
P1-S2		4Ø12/15.00	150.00	400.00	trave+colleg. con soletta
P1-S2	(simmetrica)		890.00	1140.00	
P1-S3		4Ø12/25.00	400.00	890.00	trave+colleg. con soletta

armatura longit. appoggio :

n. barre	Ø	lunghezza	quota z
6	16	192.00	7.00

#### Armature getto in opera

#### Armatura lenta

In soletta sono disposte barre Ø24 a passo 20 cm correnti parallelamente alle travi nella parte superiore dello spessore soletta (Z=110), e barre Ø20 a passo 20 cm nella parte inferiore (Z=100).

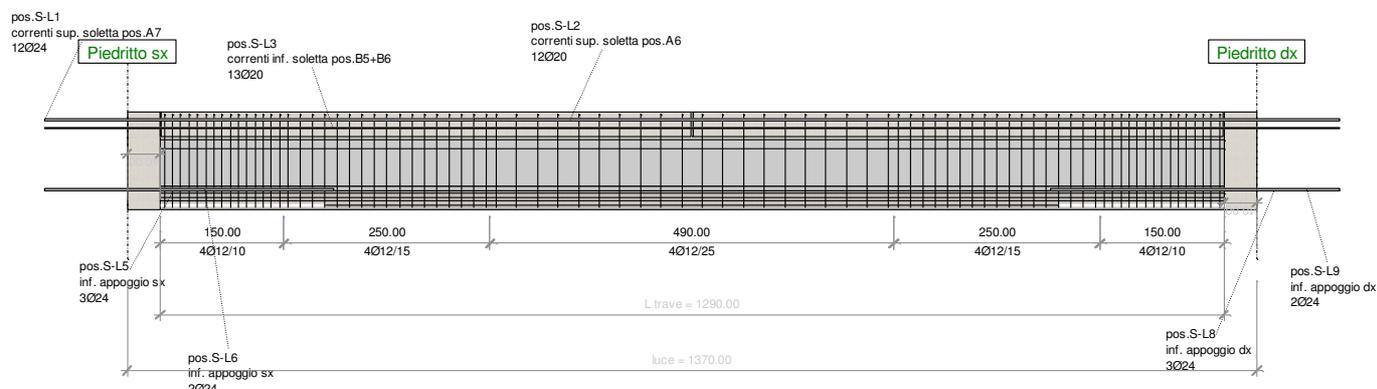
E' prevista poi un'armatura integrativa al nodo di valle consistente in barre  $\varnothing 20$  a passo 20 cm nella parte superiore soletta che si allungano in campata fino a  $X=500$  cm dall'asse teorico del piedritto. Inoltre sono previste barre  $\varnothing 24$  a passo 20 cm inferiormente ( $Z=25$ ) nelle zone di getto pieno sugli appoggi.

Armatura longitudinale :

pos.		armatura	Y	Z	X iniziale	X finale
S-L1	correnti sup. soletta pos.A7	12 $\varnothing 24$	-5.00	110.00	-4.00	474.00
S-L2	correnti sup. soletta pos.A6	12 $\varnothing 20$	5.00	110.00	500.00	1390.00
S-L3	correnti inf. soletta pos.B5+B6	13 $\varnothing 20$	0.00	100.00	-20.00	1390.00
S-L4	inf. appoggio sx	3 $\varnothing 24$	-80.00	25.00	-4.00	154.00
S-L5	inf. appoggio sx	3 $\varnothing 24$	0.00	25.00	-4.00	154.00
S-L6	inf. appoggio sx	2 $\varnothing 24$	80.00	25.00	-4.00	154.00
S-L7	inf. appoggio dx	3 $\varnothing 24$	-80.00	25.00	1216.00	1374.00
S-L8	inf. appoggio dx	3 $\varnothing 24$	0.00	25.00	1216.00	1374.00
S-L9	inf. appoggio dx	2 $\varnothing 24$	80.00	25.00	1216.00	1374.00

Armatura trasversale :

pos.		armatura	X iniziale	X finale	funzione
S-S1		8 $\varnothing 12/10.00$	0.00	40.00	getto in opera
S-S2		8 $\varnothing 12/10.00$	1330.00	1370.00	getto in opera



## Stato Limite di deformazione

### Prima fase

UH90 :

	accorciamento [cm]	rotaz. testata sinistra [rad]	rotaz. testata destra [rad]	freccia in mezzeria [cm]
al taglio trefoli	-0.2302	0.00082	-0.00082	0.3241
prima del getto	-0.3966	0.00099	-0.00099	0.3752
al getto soletta	-0.3966	0.00022	-0.00022	0.0589
dopo maturazione	-0.3980	0.00022	-0.00022	0.0589

**Seconda fase**

Spostamenti X in asse appoggi [cm] :

	<b>dopo maturazione</b>	<b>postesi e</b>	
	<b>soletta</b>	<b>cambio vincoli</b>	<b>t=inf.</b>
Piedritto sx	0.0000	0.0000	0.0000
Piedritto dx	0.0000	0.0000	-0.1106

Rotazioni in asse appoggi [rad] :

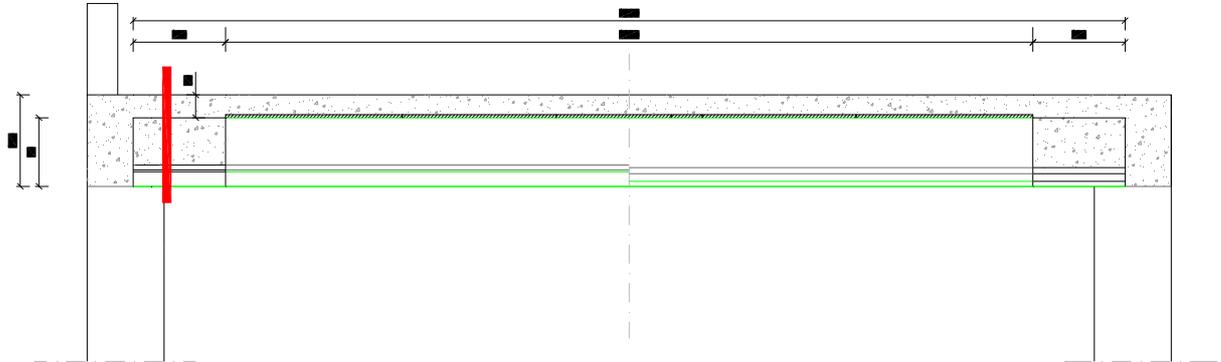
	<b>dopo maturazione</b>	<b>postesi e</b>	
	<b>soletta</b>	<b>cambio vincoli</b>	<b>t=inf.</b>
Piedritto sx	0.00000	0.00000	0.00122
Piedritto dx	0.00000	0.00000	-0.00122

Frecce in mezzeria [cm] :

<b>campata</b>		<b>dopo maturazione</b>	<b>postesi e</b>	<b>t=inf.</b>	<b>t=inf.</b>
	<b>X</b>	<b>soletta</b>	<b>cambio vincoli</b>	<b>comb. rara max</b>	<b>comb. rara min</b>
1	685.00	0.0589	0.0574	0.0459	0.0351

### Verifica delle sezioni

#### Verifica sezione X=80.00 - spiccato piedritto di valle



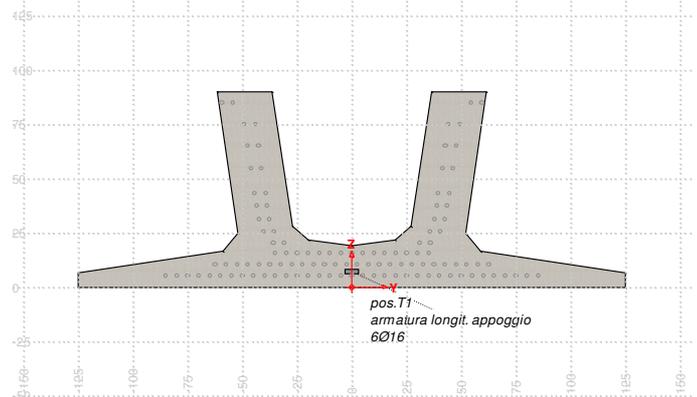
Prima fase: sola trave

Sezione di calcestruzzo :

n.	Y	Z	
1	-125.00	0.00	prefabb.:
2	-125.00	6.50	non reag.trazione
3	-58.60	16.50	
4	-51.90	24.70	
5	-61.70	90.00	
6	-36.20	90.00	
7	-26.90	28.10	
8	-20.00	21.60	
9	0.00	19.00	
10	20.00	21.60	
11	26.90	28.10	
12	36.20	90.00	
13	61.70	90.00	
14	51.90	24.70	
15	58.60	16.50	
16	125.00	6.50	
17	125.00	0.00	fine prefabb.

Sezione trave:  
A=7522.440  
Yg=0.00  
Zg=30.71  
Jy=5600189.1646

sezione X=80.00



A	J <sub>f</sub>	Z <sub>g</sub>
7522.440	5600189.1646	30.71

<nessuna armatura di precompressione pretesa>

Armature lente longitudinali :

n.	Z	area	
1	7.00	12.064	armatura longit. appoggio 6Ø16

Sezione ideale (n=15.000)	A <sub>id</sub>	J <sub>f, id</sub>	Z <sub>g, id</sub>
	7703.396	5699495.8082	30.15

Sollecitazioni	M <sub>esterno</sub>
in trasporto	0.00
dopo getto 2a fase	840941.50

*Tensioni nei materiali in prima fase*

Tensioni sul calcestruzzo	σ <sub>e, max</sub>	σ <sub>i, max</sub>
in trasporto	0.00	0.00
dopo getto 2a fase	-20.68	0.00

Tensioni sugli acciai	σ <sub>sp</sub>	σ <sub>long, max</sub>	pos.	σ <sub>long, min</sub>	pos.
in trasporto	0.00	0.00		0.00	
dopo getto 2a fase	0.00	0.00		0.00	

*Verifica a rottura per flessione dopo getto 2a fase*

Presollecitazione armature pretese : ε<sub>sp, z=0.00</sub>=0.00000

fless.	Z asse neutro	Mr	ε <sub>sup</sub>	Z <sub>esup</sub>	ε <sub>inf</sub>	Z <sub>einf</sub>
(+)	70.70	11343325.95	-0.00303	90.00	0.01000	7.00
(-)	3.79	-4667106.71	0.00296	7.00	-0.00350	0.00

M<sub>d, max</sub> = 1093223.96 < 11343325.95 K<sub>r</sub>=10.376

*Verifica a rottura per taglio dopo getto 2a fase*

Calcestruzzo:	θ [rad]	b <sub>w</sub>	Staffe:	A <sub>sw</sub>
	0.785	50.40		0.45239

d	K	A <sub>sl</sub>	ρ <sub>l</sub>	σ <sub>cp</sub>	α <sub>c</sub>
83.00	1.491	12.064	0.0029	0.00	1.000

V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rsd</sub>	V <sub>Rcd</sub>
18007.83	132235.37	243477.93

V<sub>Ed, max</sub> = 30746.28 < 132235.37

Seconda fase: trave + getto in opera

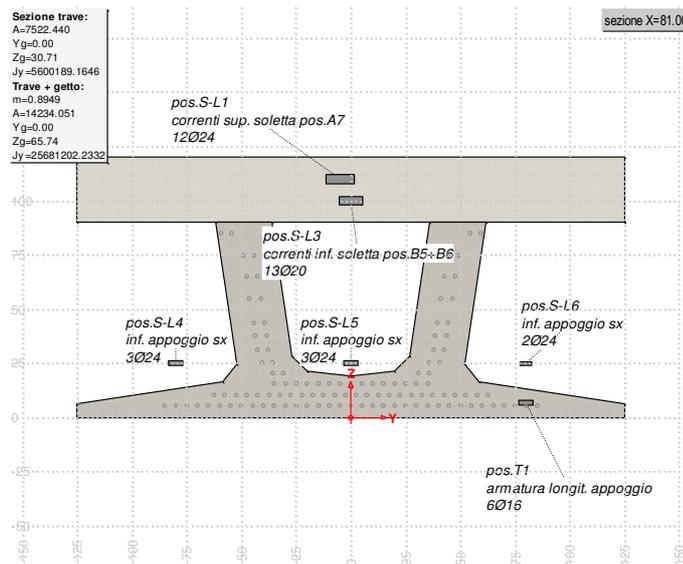
A favore di sicurezza la verifica viene condotta non mettendo in conto il riempimento della sezione eseguito con il getto in opera in prossimità degli appoggi.

*dopo cambio vincoli*

Sezione di calcestruzzo :

n.	Y	Z	
1	-125.00	0.00	prefabb.:

n.	Y	Z	
2	-125.00	6.50	non reag.trazione
3	-58.60	16.50	
4	-51.90	24.70	
5	-61.70	90.00	
6	-36.20	90.00	
7	-26.90	28.10	
8	-20.00	21.60	
9	0.00	19.00	
10	20.00	21.60	
11	26.90	28.10	
12	36.20	90.00	
13	61.70	90.00	
14	51.90	24.70	
15	58.60	16.50	
16	125.00	6.50	
17	125.00	0.00	fine prefabb.
18	-125.00	0.00	
19	-125.00	90.00	getto in opera
20	-125.00	120.00	(m=0.924)
21	125.00	120.00	non reag.trazione
22	125.00	90.00	
23	125.00	90.00	
24	-125.00	90.00	



A	J <sub>f</sub>	Z <sub>g</sub>
14234.051	25681202.2332	65.74

<nessuna armatura di precompressione pretesa>

Armature lente longitudinali :

n.	Z	area	
1	110.00	54.287	correnti sup. soletta pos.A7 12Ø24
2	100.00	40.841	correnti inf. soletta pos.B5+B6 13Ø20
3	25.00	13.572	inf. appoggio sx 3Ø24
4	25.00	13.572	inf. appoggio sx 3Ø24
5	25.00	9.048	inf. appoggio sx 2Ø24
6	7.00	12.064	armatura longit. appoggio 6Ø16

Sezione ideale (n=15.000)	A <sub>id</sub>	J <sub>f, id</sub>	Z <sub>g, id</sub>
	16384.786	29484946.3152	67.22

Sollecitazioni e frecce :

	N	M	V	frecchia

	<b>N</b>	<b>M</b>	<b>V</b>	<b>freccia</b>
cambio vincoli	0.00	58860.00	0.00	-0.0003

Tensioni sul calcestruzzo dopo 28gg dal getto + scassero/cambio vincoli :

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{i,max}$	
trave prefabbricata	-20.55	0.00	
getto in opera	-0.22	0.00	

Cadute di tensione da maturazione soletta a t=inf. :

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	48.9%	285.84	2.0%
rilassamento acciaio	32.6%	251.63	1.8%
viscosità cls	100.0%	632.51	4.4%

*Verifiche in esercizio*

Verifica tensionale

Sezione di calcestruzzo :

n.	Y	Z	
1	-125.00	0.00	prefabb.:
2	-125.00	6.50	non reag.trazione
3	-58.60	16.50	
4	-51.90	24.70	
5	-61.70	90.00	
6	-36.20	90.00	
7	-26.90	28.10	
8	-20.00	21.60	
9	0.00	19.00	
10	20.00	21.60	
11	26.90	28.10	
12	36.20	90.00	
13	61.70	90.00	
14	51.90	24.70	
15	58.60	16.50	
16	125.00	6.50	
17	125.00	0.00	fine prefabb.
18	-125.00	0.00	
19	-125.00	90.00	getto in opera
20	-125.00	120.00	(m=0.895)
21	125.00	120.00	non reag.trazione
22	125.00	90.00	
23	125.00	90.00	
24	-125.00	90.00	

A	J <sub>f</sub>	Z <sub>g</sub>
14234.051	25681202.2332	65.74

<nessuna armatura di precompressione pretesa>

Armature lente longitudinali :

n.	Z	area	
1	110.00	54.287	correnti sup. soletta pos.A7 12Ø24
2	100.00	40.841	correnti inf. soletta pos.B5+B6 13Ø20
3	25.00	13.572	inf. appoggio sx 3Ø24
4	25.00	13.572	inf. appoggio sx 3Ø24
5	25.00	9.048	inf. appoggio sx 2Ø24
6	7.00	12.064	armatura longit. appoggio 6Ø16

Sezione ideale (n=15.000)	A <sub>id</sub>	J <sub>f,id</sub>	Z <sub>g,id</sub>
	16384.786	29484946.3152	67.22

Tensioni sul cls - UH90 :

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{e,min}$	$\sigma_{i,max}$	$\sigma_{i,min}$
dopo maturazione getto in opera	-20.55	-20.55	0.00	0.00
t=inf.-senza carichi	-20.55	-20.55	0.00	0.00
t=inf.-SLE Rare	-0.18	-20.55	0.00	-38.58
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	-0.84	-20.55	0.00	-23.70

Tensioni sul cls - getto in opera :

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{e,min}$	$\sigma_{i,max}$	$\sigma_{i,min}$
dopo maturazione getto in opera	-0.22	-0.22	0.00	0.00
t=inf.-senza carichi	-0.22	-0.22	0.00	0.00
t=inf.-SLE Rare	0.00	-0.22	0.00	0.00
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	0.00	-0.22	0.00	0.00

Tensioni sugli acciai	$\sigma_{sp}$	$\sigma_{sl,max}$	pos.	$\sigma_{sl,min}$	pos.
dopo maturazione getto in opera	0.00	928.31		-2.06	correnti sup. soletta pos.A7
t=inf.-senza carichi	0.00	928.31		-2.06	correnti sup. soletta pos.A7
t=inf.-SLE Rare	0.00	1798.12	correnti sup. soletta pos.A7	-824.79	inf. appoggio sx
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	0.00	1266.37	correnti sup. soletta pos.A7	-773.18	inf. appoggio sx

Verifica a rottura per flessione t=inf.

presollecitazione nelle armature di precompressione :

	Z cavo risult.	$\Delta\epsilon_{sp}$
Armature pretese	0.00	0.00000

fless.	Z asse neutro	Mr	$\epsilon_{sup}$	Z <sub>esup</sub>	$\epsilon_{inf}$	Z <sub>ginf</sub>
(+)	108.02	18932871.78	-0.00119	120.00	0.01000	7.00
(-)	13.44	-39446884.99	0.01000	110.00	-0.00139	0.00

$M_{d,max} = 1169741.95 < 18932871.78$   $K_r=16.186$

$M_{d,min} = -20878660.20 > -39446884.99$   $K_r=1.889$

Verifica rottura per taglio t=inf.

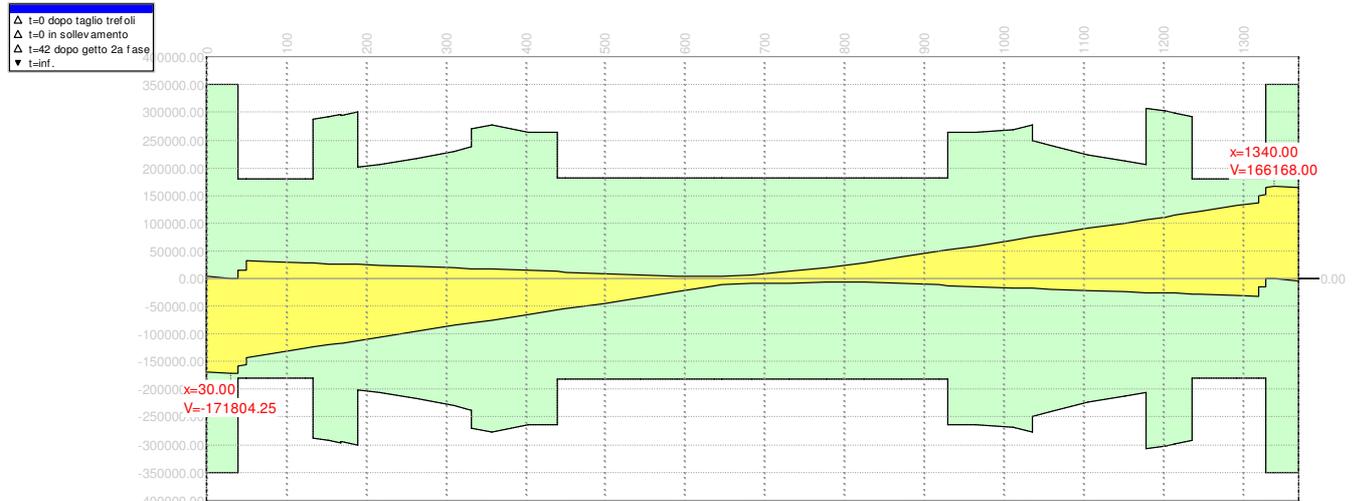
Calcestruzzo:	$\theta$ [rad]	b <sub>w</sub>	Staffe:	A <sub>sw</sub>
	0.785	50.40		0.45239

d	K	A <sub>sl</sub>	$\rho_l$	$\sigma_{cp}$	$\alpha_c$
113.00	1.421	52.779	0.0093	0.00	1.000

V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rsd</sub>	V <sub>Rcd</sub>
33831.71	180031.29	331482.00

$V_{Ed,max} = 136036.89 < 180031.29$

Trazione per taglio ( $V=136036.89$ ) = 68018.44 [daN]



Confronto taglio resistente Vr con taglio di progetto Vd lungo la trave

Verifica rottura per torsione t=inf.

<sollecitazioni torcenti nulle>

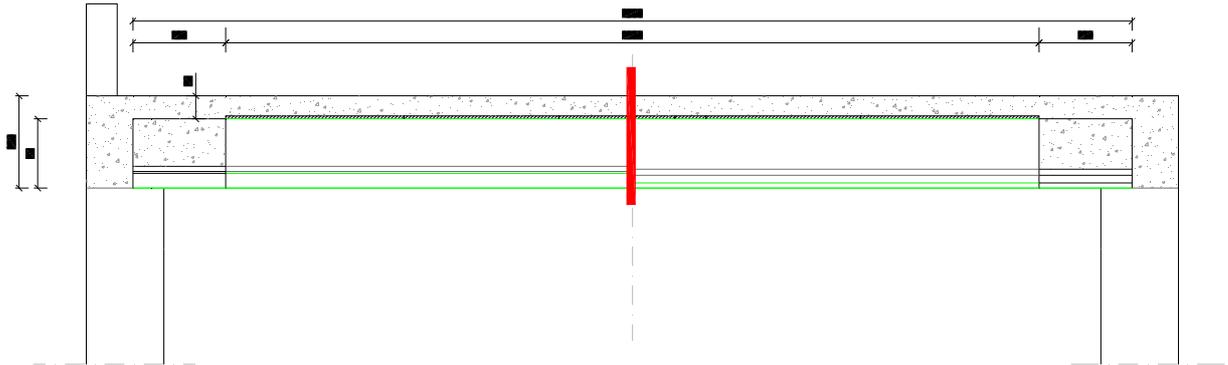
Forze di scorrimento tra i getti

Con riferimento ad una area di interfaccia tra i getti di 50.400 [cm<sup>2</sup>] (lunghezza unitaria), gli sforzi di scorrimento tra i getti alla sezione X=80.00 risultano:

max valore di progetto scorrimento interfaccia	0.00	[daN/cm]
min valore di progetto scorrimento interfaccia	-1570.19	[daN/cm]

scorrimento ultimo per coesione ed attrito	±542.43	[daN/cm]
staffe di collegamento	0.4524	[cm <sup>2</sup> /cm]
scorrimento ultimo per coesione, attrito, staffe	±1604.56	[daN/cm]

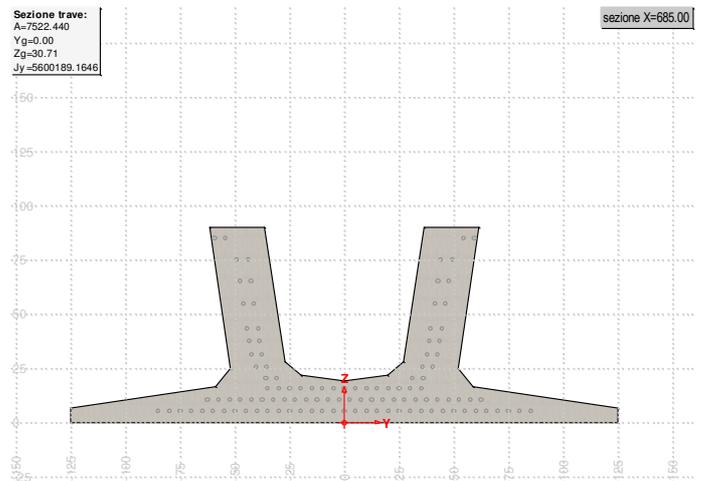
**Verifica sezione X=685.00 - mezzeria**



Prima fase: sola trave

Sezione di calcestruzzo :

n.	Y	Z	
1	-125.00	0.00	prefabb.:
2	-125.00	6.50	reag.trazio ne
3	-58.60	16.50	
4	-51.90	24.70	
5	-61.70	90.00	
6	-36.20	90.00	
7	-26.90	28.10	
8	-20.00	21.60	
9	0.00	19.00	
10	20.00	21.60	
11	26.90	28.10	
12	36.20	90.00	
13	61.70	90.00	
14	51.90	24.70	
15	58.60	16.50	
16	125.00	6.50	
17	125.00	0.00	fine prefabb.



A	J <sub>f</sub>	Z <sub>g</sub>
7522.440	5600189.1646	30.71

Armature di precompressione :

n.	Z	area
1	85.00	2.780
2	75.00	2.780
3	20.50	2.780
4	15.50	8.340
5	10.50	13.900
6	5.50	13.900

Z <sub>g,p</sub>	A <sub>p</sub>
19.19	44.480

Sezione ideale (n=6.000)	A <sub>id</sub>	J <sub>f, id</sub>	Z <sub>g, id</sub>
	7789.320	5781219.5980	30.31

Cadute di tensione prima del taglio trefoli :

	%	Δσ <sub>sp</sub>	Δσ <sub>sp</sub> /σ <sub>spi</sub>
ritiro cls	25.5%	149.17	1.0%
rilassamento acciaio	41.4%	319.47	2.2%

Sollecitazioni	M <sub>esterno</sub>	N <sub>precomp.</sub>	M <sub>precomp.</sub>
t=0 dopo taglio trefoli	3837577.70	-612994.70	-7060994.63
in trasporto	0.00	-580366.49	-6685155.20
dopo getto 2a fase	7998583.56	-580216.35	-6683425.78

Tensioni nei materiali in prima fase

Tensioni sul calcestruzzo	σ <sub>e, max</sub>	σ <sub>i, max</sub>	
t=0 dopo taglio trefoli	-47.91	-94.33	
in trasporto	0.00	0.00	
dopo getto 2a fase	-90.43	-66.42	

Tensioni sugli acciai	σ <sub>sp</sub>	σ <sub>long, max</sub>	pos.	σ <sub>long, min</sub>	pos.
t=0 dopo taglio trefoli	13274.75	0.00		0.00	
in trasporto	0.00	0.00		0.00	
dopo getto 2a fase	12618.57	0.00		0.00	

Cadute di tensione dal taglio trefoli al getto soletta :

	%	Δσ <sub>sp</sub>	Δσ <sub>sp</sub> /σ <sub>spi</sub>
ritiro cls	25.5%	149.17	1.0%
rilassamento acciaio	25.9%	199.86	1.4%
viscosità cls	37.7%	384.51	2.7%

Cadute di tensione durante maturazione soletta :

	%	Δσ <sub>sp</sub>	Δσ <sub>sp</sub> /σ <sub>spi</sub>
ritiro cls	0.1%	0.81	0.0%

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
rilassamento acciaio	0.1%	0.71	0.0%
viscosità cls	0.2%	1.86	0.0%

Verifica a rottura per flessione dopo getto 2a fase

Presollecitazione armature pretese :  $\epsilon_{sp,z=19.19}=0.00669$

fless.	Z asse neutro	Mr	$\epsilon_{sup}$	Z <sub>esup</sub>	$\epsilon_{inf}$	Z <sub>einf</sub>
(+)	19.11	31750418.18	-0.00350	90.00	0.00067	5.50
(-)	16.64	-12148889.93	0.01000	85.00	-0.00244	0.00

$$M_{d,max} = 10398158.63 < 31750418.18 \quad K_r=3.053$$

Verifica a rottura per taglio dopo getto 2a fase

Calcestruzzo:	$\theta$ [rad]	$b_w$	Staffe:	$A_{sw}$
	0.381	50.40		0.18096

d	K	$A_{sl}$	$\rho_l$	$\sigma_{cp}$	$\alpha_c$
85.00	1.485	38.920	0.0091	-77.15	1.250

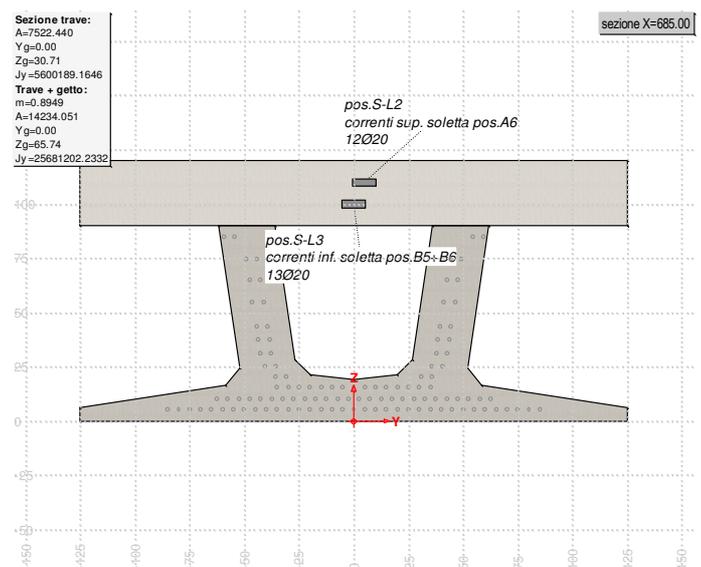
$V_{Rd}$	$V_{Rsd}$	$V_{Rcd}$
76003.54	135421.52	214952.75

$$V_{Ed,max} = 23260 < 135421.52$$

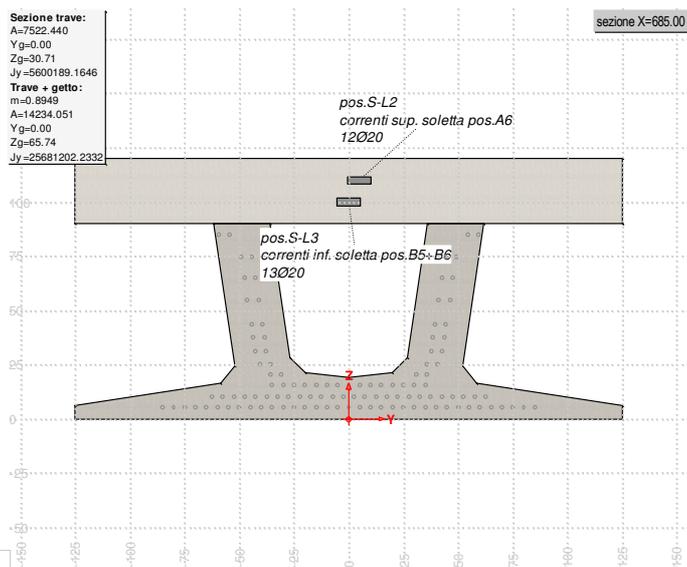
Seconda fase: trave + getto in opera  
dopo cambio vincoli

Sezione di calcestruzzo :

n.	Y	Z	
1	-125.00	0.00	prefabb.:
2	-125.00	6.50	reag.trazione
3	-58.60	16.50	
4	-51.90	24.70	
5	-61.70	90.00	
6	-36.20	90.00	
7	-26.90	28.10	
8	-20.00	21.60	
9	0.00	19.00	
10	20.00	21.60	
11	26.90	28.10	
12	36.20	90.00	
13	61.70	90.00	
14	51.90	24.70	
15	58.60	16.50	



n.	Y	Z	
16	125.00	6.50	
17	125.00	0.00	fine prefabb.
18	-125.00	0.00	
19	-125.00	90.00	getto in opera
20	-125.00	120.00	(m=0.924)
21	125.00	120.00	non reag. trazione
22	125.00	90.00	
23	125.00	90.00	
24	-125.00	90.00	



A	J <sub>f</sub>	Z <sub>g</sub>
14234.051	25681202.2332	65.74

Armature di precompressione :

n.	Z	area
1	85.00	2.780
2	75.00	2.780
3	20.50	2.780
4	15.50	8.340
5	10.50	13.900
6	5.50	13.900

Z <sub>g,p</sub>	A <sub>p</sub>
19.19	44.480

Armature lente longitudinali :

n.	Z	area	
1	110.00	37.699	correnti sup. soletta pos. A6 12Ø20
2	100.00	40.841	correnti inf. soletta pos. B5+B6 13Ø20

Sezione ideale (n=6.000)	A <sub>id</sub>	J <sub>f, id</sub>	Z <sub>g, id</sub>
	14972.170	27134765.7815	66.14

Sollecitazioni e frecce :

	N	M	V	frecchia
cambio vincoli	0.00	58859.99	0.00	-0.0015

Tensioni sul calcestruzzo dopo 28gg dal getto + scassero/cambio vincoli :

	σ <sub>e, max</sub>	σ <sub>i, max</sub>
trave prefabbricata	-90.48	-66.25
getto in opera	-0.10	-0.05

Cadute di tensione da maturazione soletta a t=inf. :

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	48.9%	285.84	2.0%
rilassamento acciaio	32.6%	251.63	1.8%
viscosità cls	62.1%	632.51	4.4%

*Verifiche in esercizio*

Verifica tensionale

Sezione di calcestruzzo :

n.	Y	Z	
1	-125.00	0.00	prefabb.:
2	-125.00	6.50	reag.trazione
3	-58.60	16.50	
4	-51.90	24.70	
5	-61.70	90.00	
6	-36.20	90.00	
7	-26.90	28.10	
8	-20.00	21.60	
9	0.00	19.00	
10	20.00	21.60	
11	26.90	28.10	
12	36.20	90.00	
13	61.70	90.00	
14	51.90	24.70	
15	58.60	16.50	
16	125.00	6.50	
17	125.00	0.00	fine prefabb.
18	-125.00	0.00	
19	-125.00	90.00	getto in opera
20	-125.00	120.00	(m=0.895)
21	125.00	120.00	non reag.trazione
22	125.00	90.00	
23	125.00	90.00	
24	-125.00	90.00	

A	J <sub>f</sub>	Z <sub>g</sub>
14234.051	25681202.2332	65.74

Armature di precompressione :

n.	Z	area
1	85.00	2.780
2	75.00	2.780
3	20.50	2.780
4	15.50	8.340
5	10.50	13.900

n.	Z	area
6	5.50	13.900

Z <sub>g,p</sub>	A <sub>p</sub>
19.19	44.480

Armature lente longitudinali :

n.	Z	area	
1	110.00	37.699	correnti sup. soletta pos.A6 12Ø20
2	100.00	40.841	correnti inf. soletta pos.B5+B6 13Ø20

Sezione ideale (n=6.000)	A <sub>id</sub>	J <sub>f,id</sub>	Z <sub>g,id</sub>
	14972.170	27134765.7815	66.14

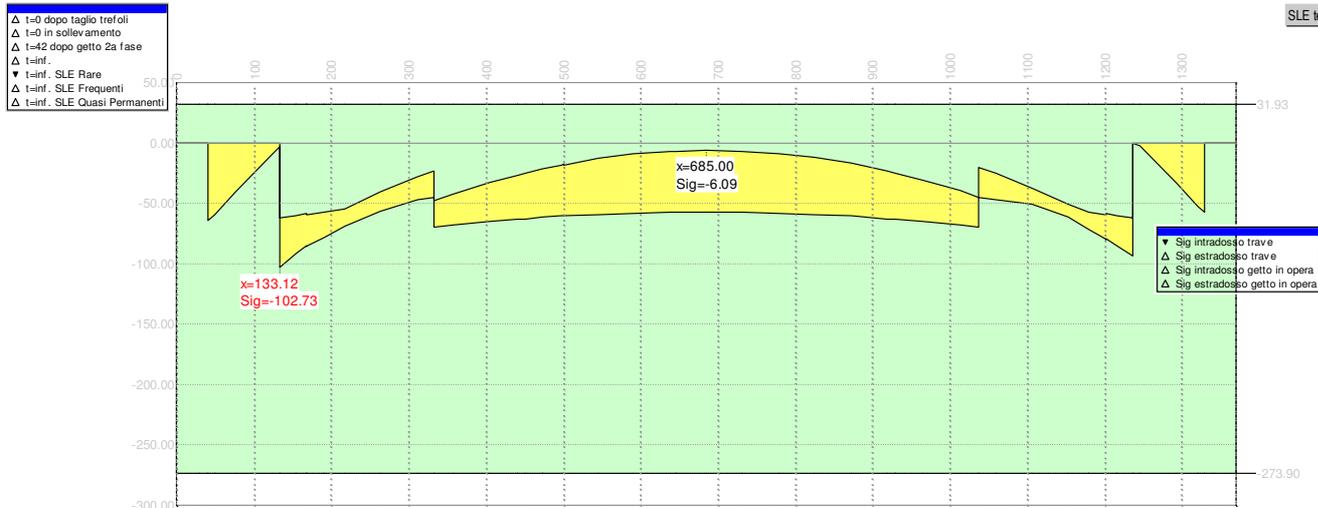
Tensioni sul cls - UH90 :

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{e,min}$	$\sigma_{i,max}$	$\sigma_{i,min}$
dopo maturazione getto in opera	-90.48	-90.48	-66.25	-66.25
t=inf.-senza carichi	-88.68	-88.68	-57.11	-57.11
t=inf.-SLE Rare	-88.68	-107.51	-6.09	-57.11
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	-88.68	-98.60	-30.78	-57.11

Tensioni sul cls - getto in opera :

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{e,min}$	$\sigma_{i,max}$	$\sigma_{i,min}$
dopo maturazione getto in opera	-0.10	-0.10	-0.05	-0.05
t=inf.-senza carichi	-0.68	-0.68	0.00	0.00
t=inf.-SLE Rare	-0.68	-38.36	0.00	-15.28
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	-0.68	-20.36	0.00	-7.31

Tensioni sugli acciai	$\sigma_{sp}$	$\sigma_{sl,max}$	pos.	$\sigma_{sl,min}$	pos.
dopo maturazione getto in opera	12615.94	-0.44	correnti inf. soletta pos.B5+B6	-0.57	correnti sup. soletta pos.A6
t=inf.-senza carichi	11197.06	5.48	correnti inf. soletta pos.B5+B6	0.46	correnti sup. soletta pos.A6
t=inf.-SLE Rare	11030.78	5.48	correnti inf. soletta pos.B5+B6	-205.61	correnti sup. soletta pos.A6
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	0.00	5.48	correnti inf. soletta pos.B5+B6	-107.36	correnti sup. soletta pos.A6

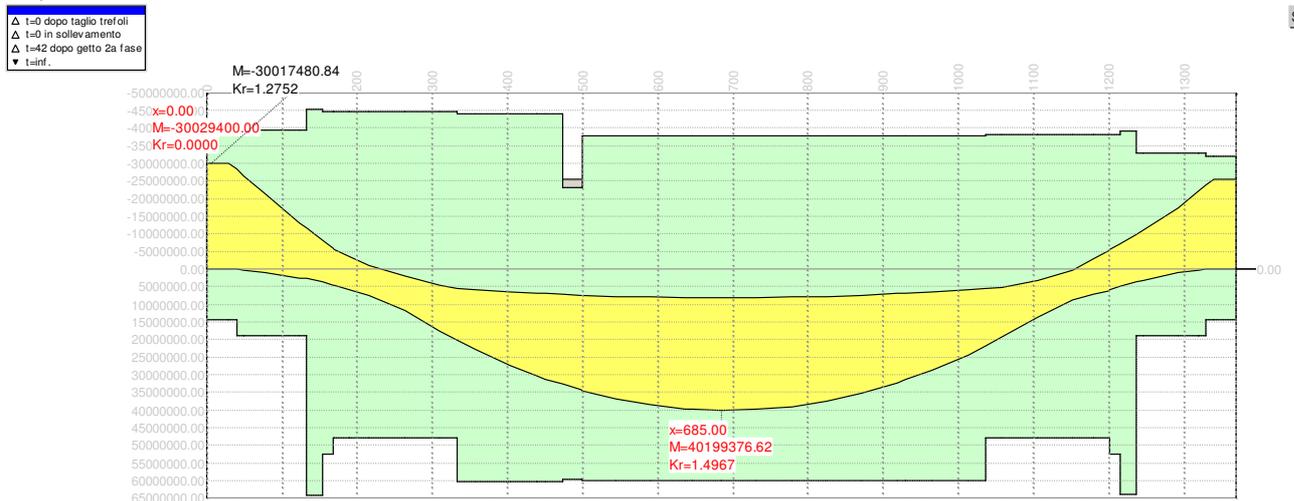


Verifica a rottura per flessione  $t=inf.$   
presollecitazione nelle armature di precompressione :

	Z cavo risult.	$\Delta\epsilon_{sp}$
Armature pretese	19.19	0.00594

fless.	Z asse neutro	Mr	$\epsilon_{sup}$	Z $\epsilon_{sup}$	$\epsilon_{inf}$	Z $\epsilon_{inf}$
(+)	100.00	60167200.80	-0.00212	120.00	0.01000	5.50
(-)	19.77	-37769184.73	0.01000	110.00	-0.00219	0.00

$M_{d,max} = 40199376.62 < 60167200.80$   $K_r=1.497$



Confronto tra momento di rottura  $M_r$  della sezione e momento di progetto  $M_d$  lungo la trave

Verifica rottura per taglio  $t=inf.$

Calcestruzzo:	$\theta$ [rad]	$b_w$	Staffe:	$A_{sw}$
	0.381	50.40		0.18096

d	K	$A_{sl}$	$\rho_l$	$\sigma_{cp}$	$\alpha_c$

<b>d</b>	<b>K</b>	<b>A<sub>sl</sub></b>	<b>ρ<sub>l</sub></b>	<b>σ<sub>cp</sub></b>	<b>α<sub>c</sub></b>
114.50	1.418	82.179	0.0142	-37.11	1.143

<b>V<sub>Rd</sub></b>	<b>V<sub>Rsd</sub></b>	<b>V<sub>Rcd</sub></b>
71601.88	182421.08	264870.58

$V_{Ed,max} = 9133.00 < 182421.08$

Trazione per taglio ( $V=9133.00$ ) = 11416.25 [daN]

Verifica rottura per torsione  $t=inf.$

<sollecitazioni torcenti nulle>

Forze di scorrimento tra i getti

Con riferimento ad una area di interfaccia tra i getti di 50.400 [cm<sup>2</sup>] (lunghezza unitaria), gli sforzi di scorrimento tra i getti alla sezione X=685.00 risultano:

max valore di progetto scorrimento interfaccia	60.86	[daN/cm]
min valore di progetto scorrimento interfaccia	-88.63	[daN/cm]
scorrimento ultimo per coesione ed attrito	±542.43	[daN/cm]
staffe di collegamento	0.1810	[cm <sup>2</sup> /cm]
scorrimento ultimo per coesione, attrito, staffe	±967.28	[daN/cm]

### VERIFICA SOLETTA

Per il calcolo della soletta viene assunto uno schema statico a trave continua che simula il comportamento della soletta appoggiata alle anime delle travi.

La geometria viene determinata assumendo uno schema unifilare coincidente con l'asse medio degli elementi in gioco, cioè anime delle travi e soletta superiore. Per quest'ultima si assume uno spessore strutturale depurato dello spessore delle lastre di contenimento del getto della soletta stessa.

Si esaminano due situazioni:

1. zona delle travi UH120 poste ad interasse di 250 cm e 9.5 m di terreno;
2. zona delle travi UH90 poste ad interasse di 250 cm, 2 m di terreno e carico stradale LM2.

La soletta ha una sezione resistente rettangolare alta 26 cm; si prende una fascia di 100 cm di larghezza.

#### Zona UH120 e 9.5m di terreno

Lo strato di terreno soprastante esercita sulla soletta una pressione pari a

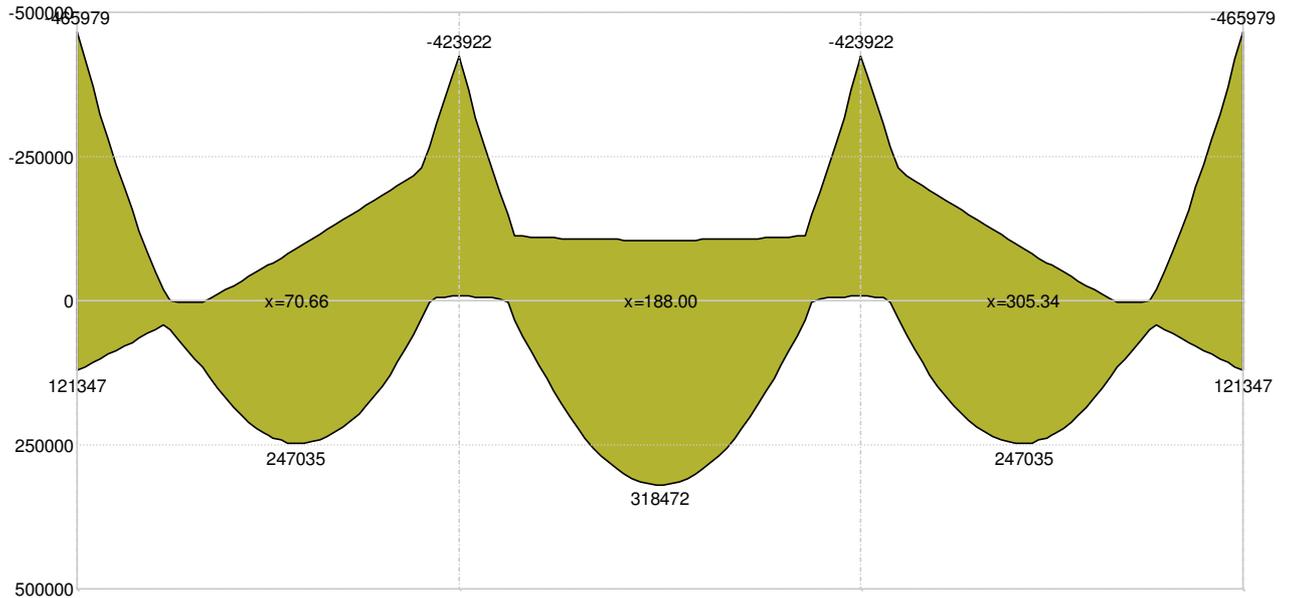
$$p = 9.5 \cdot 18 = 171 \text{ kN/m}^2$$

Si assume un valore di 180 kN/m<sup>2</sup>



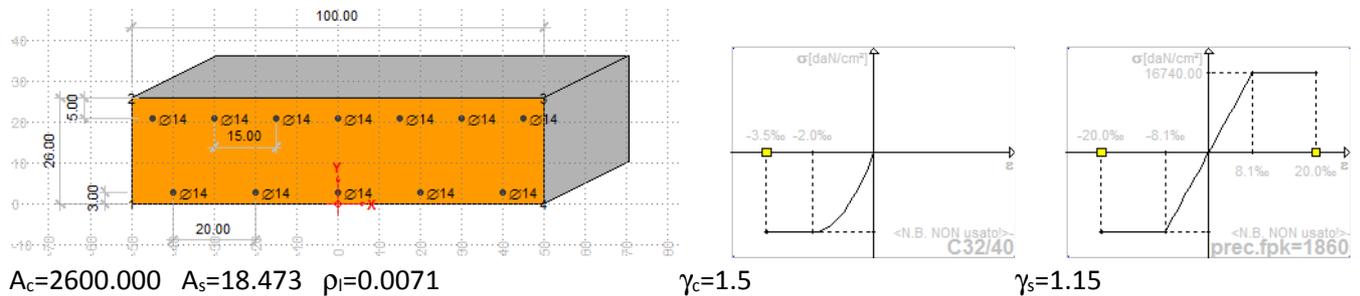
Il peso proprio della soletta viene calcolato automaticamente dal programma una volta definita la sezione.

L'involuppo del momento flettente in situazioni SLU P/T risulta:



In questa zona la soletta viene armata con barre  $\varnothing 14$  a passo 15 cm superiori e barre  $\varnothing 14$  a passo 20 cm inferiori.

### Verifica sezione

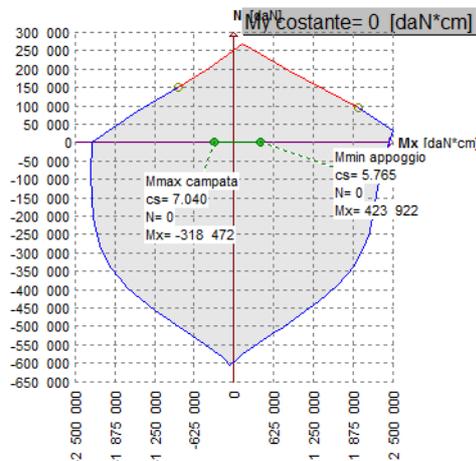


$A_c=2600.000$   $A_s=18.473$   $\rho_l=0.0071$

$\gamma_c=1.5$

$\gamma_s=1.15$

### Stati Limite Ultimi



Ass e	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
N	-595818	-0.0035 (sez)	252090	0.02 (arm)
Mx	-2241991	-0.0035 (sez)	2443873	-0.0035 (sez)
My	-7431457	-0.0035 (sez)	7431457	-0.0035 (sez)

### Verifiche a rottura per pressoflessione

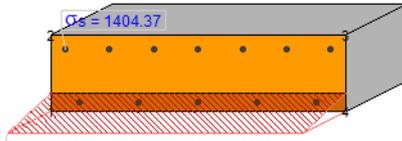


com b	Descrizione	$M_{D,x}$	Coeff. sic.	Limite
1	Mmin appoggio	423922	5.7649	MIN sezione
2	Mmax campata	-	7.0398	MAX sezione

318472

e

### Stati Limite di Esercizio

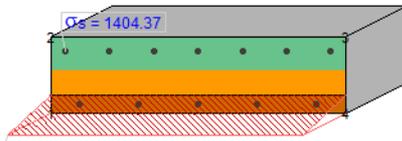


Tensioni massime in SLE Rare ( $\sigma_c \geq -199.20$ ;  $\sigma_s \leq 13392.00$ ) 

com b	Descrizione	$M_{D,x}$	$\sigma_{c,max}$	$\sigma_{s,max}$	$\sigma_{s,min}$
1	Mmin appoggio	28377 2	-40.23	1404.3 7	- 316.63
2	Mmax campata	- 21295 4	-31.38	1333.2 3	-78.53

Tensioni massime in SLE Quasi Perm. ( $\sigma_c \geq -149.40$ ) 

com b	Descrizione	$M_{D,x}$	$\sigma_{c,max}$	$\sigma_{s,max}$	$\sigma_{s,min}$
1	Mmin appoggio	28377 2	-40.23	1404.3 7	- 316.63
2	Mmax campata	- 21295 4	-31.38	1333.2 3	-78.53



Verifica fessurazione in SLE Frequenti 

com b	desc	$M_{D,x}$	$\sigma_s$	$S_{r,max}$	$W_k$	
1	Invil. Mmax,Vcorr.	10630	52.61	40.16	0.000 6	(<0.03)
2	Invil. Mmin,Vcorr.	13962 6	691.00	40.16	0.008 3	(<0.03)

Verifica fessurazione in SLE Quasi Permanenti 

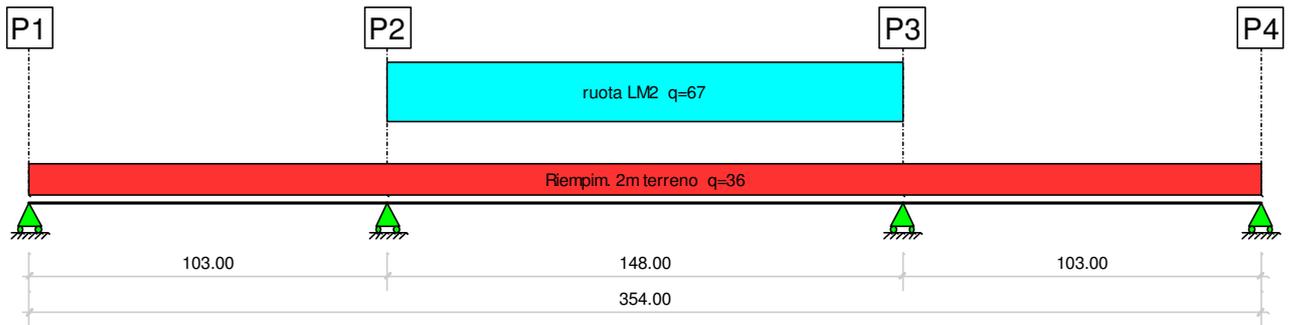
com b	desc	$M_{D,x}$	$\sigma_s$	$S_{r,max}$	$W_k$	
1	Invil. Mmax,Vcorr.	28377 2	1404.3 7	40.16	0.016 9	(<0.02)
2	Invil. Mmin,Vcorr.	- 21295 4	1333.2 3	35.63	0.014 3	(<0.02)

Le situazioni più restrittive sono rappresentate da quelle che impongono la verifica a fessurazione.

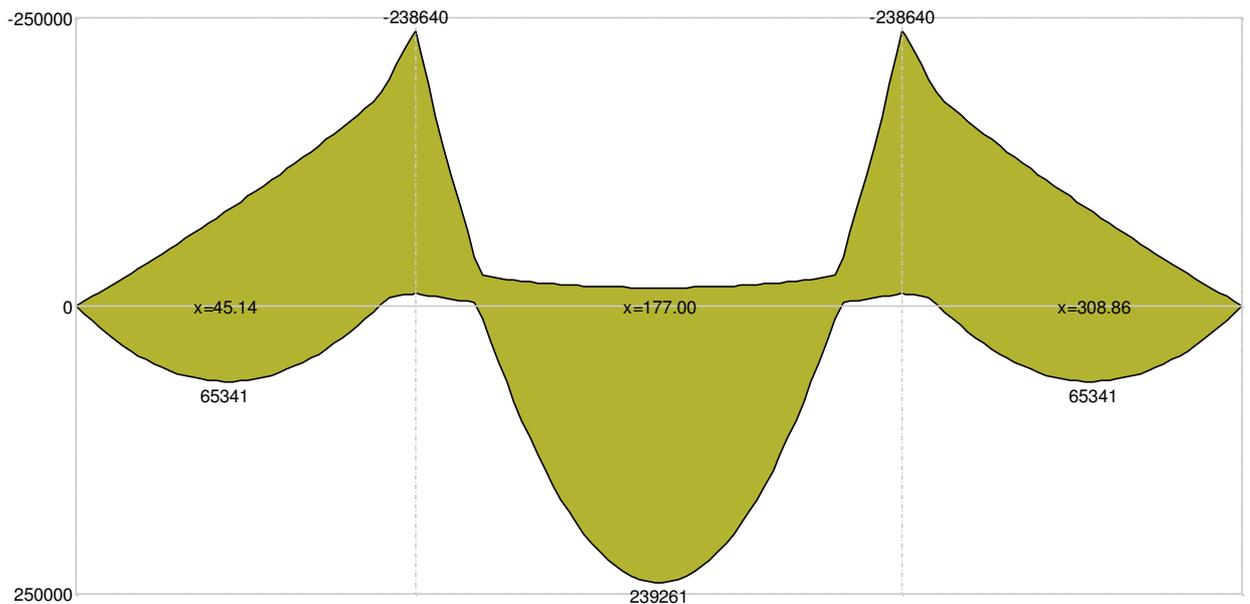
### Zona UH90 e stradina

In questa zona vengono considerati 2 m di ricoprimento di terreno, con  $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ .

Considerando la presenza della stradina rurale viene considerato un carico concentrato in transito. A favore di sicurezza si considera un carico da normativa sui ponti stradali modello LM2 - ruota da 20 ton posizionata nel modo più sfavorevole.

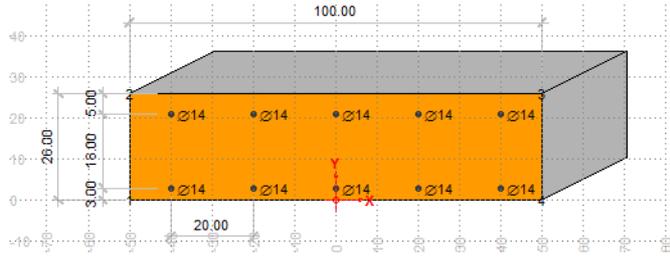


L'involuppo del momento flettente in situazioni SLU P/T risulta:

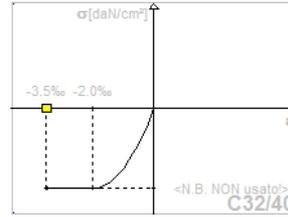


### Verifica sezione

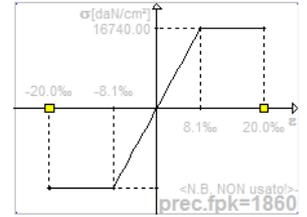
La sezione viene armata con barre  $\varnothing 14$  a passo 20 cm sia superiormente che inferiormente.



$A_c=2600.000$   $A_s=15.394$   $\rho_l=0.0059$

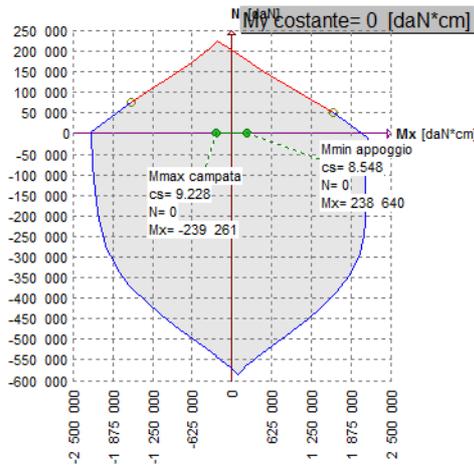


$\gamma_c=1.5$



$\gamma_s=1.15$

### Stati Limite Ultimi



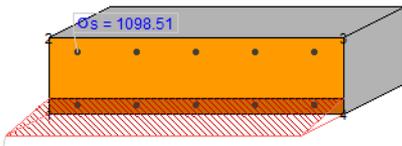
Ass	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
e				
N	-571436	-0.0035 (sez)	201672	0.02 (arm)
Mx	-2207970	-0.0035 (sez)	2039998	-0.0035 (sez)
My	-6469190	-0.0035 (sez)	6469190	-0.0035 (sez)

### Verifiche a rottura per pressoflessione



com b	Descrizione	$M_{D,x}$	Coeff. sic.		Limite
1	Mmin appoggio	23864 0	8.5484	MIN	sezion e
2	Mmax campata	- 23926 1	9.2283	MAX	sezion e

### Stati Limite di Esercizio



### Tensioni massime in SLE Rare ( $\sigma_c \geq -199.20$ ; $\sigma_s \leq 13392.00$ )

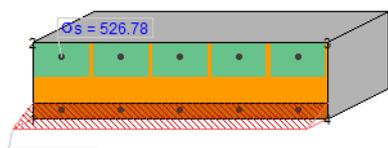


comb	Descrizione	$M_{D,x}$	$\sigma_{c,max}$	$\sigma_{s,max}$	$\sigma_{s,min}$
1	Mmin appoggio	16051 1	-25.89	1098.5 1	- 175.96
2	Mmax campata	- 16041 8	-23.88	1002.2 5	-62.51

### Tensioni massime in SLE Quasi Perm. ( $\sigma_c \geq -149.40$ )



comb	Descrizione	$M_{D,x}$	$\sigma_{c,max}$	$\sigma_{s,max}$	$\sigma_{s,min}$
1	Mmin appoggio	76972	-12.42	526.78	-84.38
2	Mmax campata	-60510	-9.01	378.05	-23.58



Verifica fessurazione in SLE Frequenti 

com b	desc	$M_{D,x}$	$\sigma_s$	$s_{r,max}$	$W_k$	
1	Mmin appoggio	13962 6	955.57	48.68	0.014 0	(<0.03)
2	Mmax campata	- 13544 1	846.20	35.58	0.009 0	(<0.03)

Verifica fessurazione in SLE Quasi Permanenti 

com b	desc	$M_{D,x}$	$\sigma_s$	$s_{r,max}$	$W_k$	
1	Mmin appoggio	76972	526.78	48.68	0.007 7	(<0.02)
2	Mmax campata	-60510	378.05	35.58	0.004 0	(<0.02)

### VERIFICA NODI SUPERIORI

Le verifiche dei nodi superiori dei portali si riferiscono ad una sezione di lunghezza pari all'interasse delle travi = 250 cm.

Le verifiche a fessurazione dei nodi superiori vengono condotte calcolando l'ampiezza delle fessure e tenendo conto delle limitazioni per i gruppi di esigenza a ed armature poco sensibili (cfr. tab. 4.1.IV del DM14/01/2008).

Viene condotto il calcolo dell'ampiezza delle fessure per ogni combinazione di carico che lo richiede adottando l'espressione:

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

dove:

$$s_{r,max} = 3.4 \cdot c + K_1 \cdot K_2 \cdot 0.425 \cdot \varnothing_{eq} / \rho_{eff}$$

$$\varepsilon_d = \varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = [\sigma_s - K_t \cdot f_{ct,eff} / \rho_{eff} \cdot (1 + E_s / E_c \cdot \rho_{eff})] / E_s \geq 0.6 \cdot \sigma_s / E_s$$

### Dati dei materiali

#### Sezione di calcestruzzo: C28/35

Caratteristiche meccaniche		
Resistenza caratteristica cubica	$R_{ck}$	350.00
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck,cil}$	290.50
Coeff. carichi lunga durata	$\alpha_{cc}$	0.85
Fattore di sicurezza parziale	$\gamma$	1.5
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd}$	164.62
Resistenza media a trazione assiale	$f_{ctm}$	28.35
Resist. a trazione per fessurazione	$f_{ct,eff}$	28.35
Tensione di formazione delle fessure	$\sigma_t$	23.62
Modulo elastico secante (fessur.)	$E_{cm}$	325881.08
Sezione reagente a trazione		NO

Valori limite di deformazione		
Compressione	$\varepsilon_{inf}$	-0.0035
Trazione	$\varepsilon_{sup}$	-

Limitazione tensioni		
Situazioni rare	$\sigma_c \leq$	174.30
Situazioni quasi permanenti	$\sigma_c \leq$	130.72

Parametri per fessurazione		
Fattore di durata del carico	$k_t$	0.60
Coeff. di aderenza delle armature	$k_1$	0.80

### Armature: B450C

Caratteristiche meccaniche		
Valore caratt. tensione snervamento	$f_{yk}$	4500.00
Fattore di sicurezza parziale	$\gamma$	1.15
Valore di calcolo tens. snervamento	$f_{yd}$	3913.04
Modulo elastico (fessurazione)	$E_s$	2100000.00

Valori limite di deformazione		

<b>Valori limite di deformazione</b>		
Compressione	$\epsilon_{s,inf}$	-0.01
Trazione	$\epsilon_{s,sup}$	0.01

<b>Limitazione tensioni</b>		
Situazioni rare	$\sigma_s \leq$	3600.00
Coefficiente di omogeneizzazione	$n =$	15.00

### Verifica nodo valle prog. 405

La verifica viene eseguita nella sezione 10 cm interna allo spiccato del piedritto.

Le sollecitazioni vengono interpolate dai valori tabellati al paragrafo 5.1

#### Dati sezione

##### Geometria

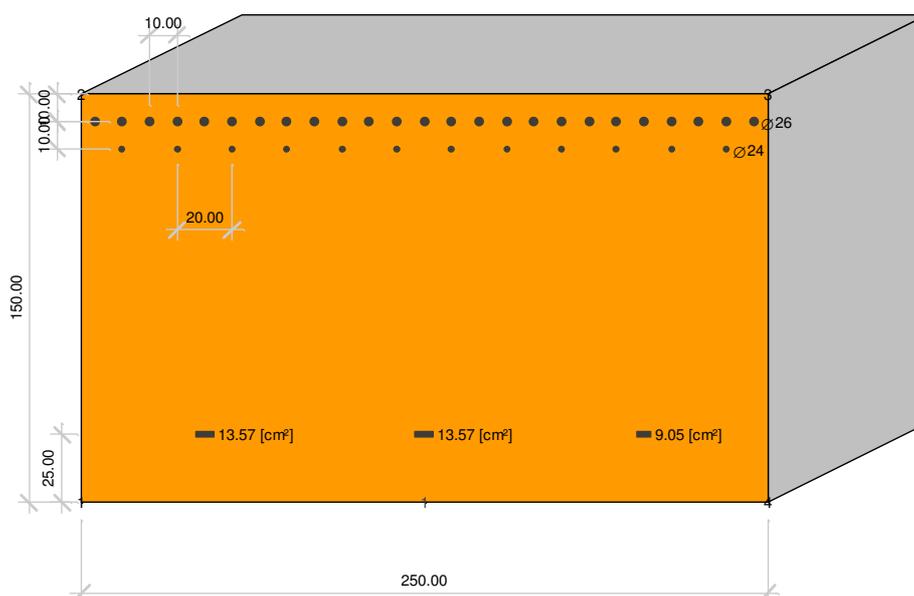
Sezione 1 - C28/35

vertice	Coordinata X	Coordinata Y
1	-125.00	0.00
2	-125.00	150.00
3	125.00	150.00
4	125.00	0.00

Armature longitudinali - B450C

armatura	Coordinata X	Coordinata Y	Area	Ø
1	-80.00	25.00	13.57	0
2	0.00	25.00	13.57	0
3	80.00	25.00	9.05	0
4	-120.00	140.00	5.31	26
5	-110.00	140.00	5.31	26
6	-100.00	140.00	5.31	26
7	-90.00	140.00	5.31	26
8	-80.00	140.00	5.31	26
9	-70.00	140.00	5.31	26
10	-60.00	140.00	5.31	26
11	-50.00	140.00	5.31	26
12	-40.00	140.00	5.31	26
13	-30.00	140.00	5.31	26
14	-20.00	140.00	5.31	26
15	-10.00	140.00	5.31	26
16	0.00	140.00	5.31	26
17	10.00	140.00	5.31	26
18	20.00	140.00	5.31	26
19	30.00	140.00	5.31	26
20	40.00	140.00	5.31	26
21	50.00	140.00	5.31	26
22	60.00	140.00	5.31	26
23	70.00	140.00	5.31	26
24	80.00	140.00	5.31	26
25	90.00	140.00	5.31	26
26	100.00	140.00	5.31	26
27	110.00	140.00	5.31	26
28	120.00	140.00	5.31	26
29	-110.00	130.00	4.52	24
30	-90.00	130.00	4.52	24
31	-70.00	130.00	4.52	24

armatura	Coordinata X	Coordinata Y	Area	Ø
32	-50.00	130.00	4.52	24
33	-30.00	130.00	4.52	24
34	-10.00	130.00	4.52	24
35	10.00	130.00	4.52	24
36	30.00	130.00	4.52	24
37	50.00	130.00	4.52	24
38	70.00	130.00	4.52	24
39	90.00	130.00	4.52	24
40	110.00	130.00	4.52	24



### Parametri geometrici

Sezione di calcestruzzo

Area= 37500.000

Coordinate baricentro: x= 0.00 y= 75.00

$J_{xx} = 70312500.0000$

$J_{yy} = 195312500.0000$

Armature

Area totale acciaio= 223.210

Coordinate baricentro: x= -1.62 y= 118.92

Sezione di c.a. (n=15)

Area= 40848.152

Coordinate baricentro: x= -0.13 y= 78.60

$J_{xx} = 82015417.3025$

$J_{yy} = 211717866.5232$

### Parametri di sollecitazione

#### Stati Limite Ultimi

Comb	Descrizione	N	ecc. X	ecc. Y	Mx	My	Ty
1	M max	0	0.00	0.00	-831886	0	0
2	SISMICA	0	0.00	0.00	86690434	0	0

### Stati Limite di Esercizio

Combinazioni caratteristiche (rare)

Comb	descrizione	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
1	M min	0	0.00	0.00	27558325	0

Combinazioni frequenti

Comb	descrizione	descrizione	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx
1	M min	0	0.00	0.00	27558325	0

Combinazioni quasi permanenti

Comb	descrizione	descrizione	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx
1	M min	0	0.00	0.00	27558325	0

### Verifiche

#### Stati Limite Ultimi

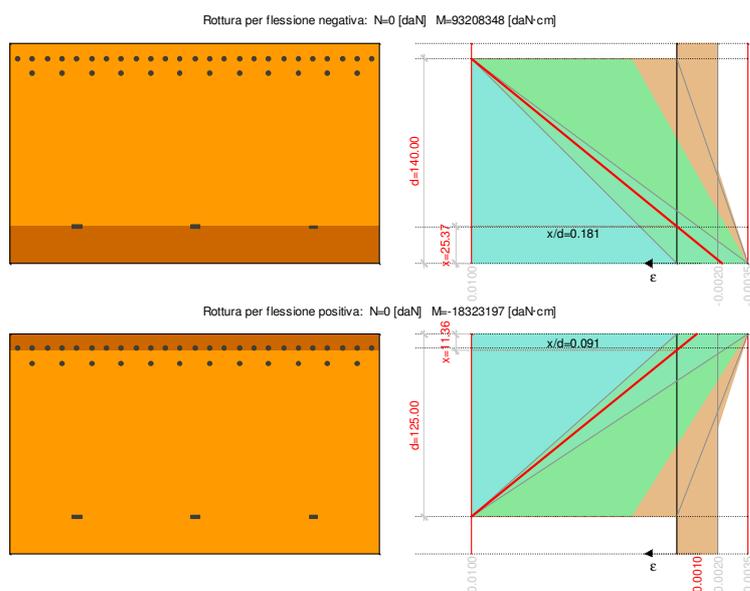
Rottura per flessione

/ N=0 / :

angolo	asse neutro	M	$\epsilon_{sup}$	Y	$\epsilon_{inf}$	Y
(+)	138.64	-18323197	-0.00100	150.00	0.01000	25.00
(-)	25.37	93208348	0.01000	140.00	-0.00221	0.00

#### Verifica a rottura per flessione

Comb	Descrizione	Coeff. di sicurezza
1	M max	22.0261
2	SISMICA	1.0752



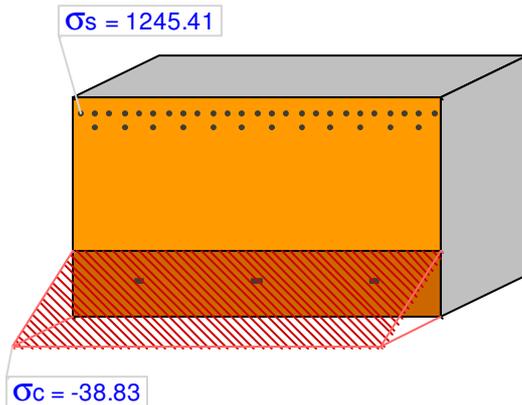
### Stati Limite di Esercizio

Limitazione delle tensioni in esercizio

*Combinazioni caratteristiche (rare)*

Tensioni massime nei materiali

comb	Descrizione	$\sigma_{c,max}$	$\sigma_{c,min}$	$\sigma_{s,max}$	$\sigma_{s,min}$
1	M min	-38.83	0.00	1245.41	-256.08



*Combinazioni quasi permanenti*

Tensioni massime nei materiali

comb	Descrizione	$\sigma_{c,max}$	$\sigma_{c,min}$	$\sigma_{s,max}$	$\sigma_{s,min}$
1	M min	-38.83	0.00	1245.41	-256.08

Verifiche a fessurazione

*Combinazioni frequenti*

com b	$A_{s,eff}$	$A_{cls,eff}$	$\rho_{eff}$	$\sigma_s$	c	$\varnothing_{eq}$	$\epsilon_d \cdot 10^3$	$K_2$	$S_{r,max}$	$W_k$	
1	187.02	8750.00	0.0214	1207.51	8.70	25.4	0.345	0.50	49.77	0.0172	(<0.04)

*Combinazioni quasi permanenti*

com b	$A_{s,eff}$	$A_{cls,eff}$	$\rho_{eff}$	$\sigma_s$	c	$\varnothing_{eq}$	$\epsilon_d \cdot 10^3$	$K_2$	$S_{r,max}$	$W_k$	
1	187.02	8750.00	0.0214	1207.51	8.70	25.4	0.345	0.50	49.77	0.0172	(<0.03)

### Verifica nodo valle prog. 530

#### Dati sezione

#### Geometria

Sezione C28/35

vertice	Coordinata X	Coordinata Y
1	-125.00	0.00
2	-125.00	120.00
3	125.00	120.00
4	125.00	0.00

Armature longitudinali - B450C

armatura	Coordinata X	Coordinata Y	Area	Ø
1	-50.00	25.00	13.57	0
2	50.00	25.00	13.57	0
3	0.00	25.00	9.05	0
4	-109.00	100.00	3.14	20
5	-89.00	100.00	3.14	20
6	-69.00	100.00	3.14	20
7	-49.00	100.00	3.14	20
8	-29.00	100.00	3.14	20
9	-9.00	100.00	3.14	20
10	11.00	100.00	3.14	20
11	31.00	100.00	3.14	20
12	51.00	100.00	3.14	20
13	71.00	100.00	3.14	20
14	91.00	100.00	3.14	20
15	111.00	100.00	3.14	20
16	-109.00	110.00	3.14	20
17	-89.00	110.00	3.14	20
18	-69.00	110.00	3.14	20
19	-49.00	110.00	3.14	20
20	-29.00	110.00	3.14	20
21	-9.00	110.00	3.14	20
22	11.00	110.00	3.14	20
23	31.00	110.00	3.14	20
24	51.00	110.00	3.14	20
25	71.00	110.00	3.14	20
26	91.00	110.00	3.14	20
27	111.00	110.00	3.14	20
28	-119.00	110.00	4.52	24
29	-99.00	110.00	4.52	24
30	-79.00	110.00	4.52	24
31	-59.00	110.00	4.52	24
32	-39.00	110.00	4.52	24
33	-19.00	110.00	4.52	24

armatura	Coordinata X	Coordinata Y	Area	Ø
34	1.00	110.00	4.52	24
35	21.00	110.00	4.52	24
36	41.00	110.00	4.52	24
37	61.00	110.00	4.52	24
38	81.00	110.00	4.52	24
39	101.00	110.00	4.52	24



### Parametri geometrici

Sezione di calcestruzzo

Area= 30000.000

Coordinate baricentro: x= 0.00 y= 60.00

$J_{xx} = 36000000.0000$

$J_{yy} = 156250000.0000$

Armature

Area totale acciaio= 165.876

Coordinate baricentro: x= -2.49 y= 89.18

Sezione di c.a. (n=15)

Area= 32488.141

Coordinate baricentro: x= -0.19 y= 62.23

$J_{xx} = 40856985.3790$

$J_{yy} = 166606256.5719$

### Parametri di sollecitazione

#### Stati Limite Ultimi

Comb	Descrizione	N	ecc. X	ecc. Y	Mx	My	Ty
1	min	0	0.00	0.00	49521800	0	0

#### Stati Limite di Esercizio

Combinazioni caratteristiche (rare)

Comb	descrizione	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
.						
1	min	0	0.00	0.00	18044900	0

Combinazioni frequenti

Comb	descrizione	descrizione	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx
.						
1	min	0	0.00	0.00	18044900	0

Combinazioni quasi permanenti

Comb	descrizione	descrizione	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx
.						
1	min	0	0.00	0.00	18044900	0

**Verifiche**

**Stati Limite Ultimi**

Rottura per flessione

/ N=0 / :

angolo	asse neutro	M	$\epsilon_{sup}$	y	$\epsilon_{inf}$	y
(+)	109.41	-14265664	-0.00125	120.00	0.01000	25.00
(-)	19.49	51404931	0.01000	110.00	-0.00215	0.00

Verifica a rottura per flessione

Comb	Descrizione	Coeff. di sicurezza
1	min	1.0380

**Stati Limite di Esercizio**

Limitazione delle tensioni in esercizio

Combinazioni caratteristiche (rare)

Tensioni massime nei materiali

comb	Descrizione	$\sigma_{c,max}$	$\sigma_{c,min}$	$\sigma_{s,max}$	$\sigma_{s,min}$
1	min	-43.76	0.00	1509.36	-164.20

Combinazioni quasi permanenti

Tensioni massime nei materiali

comb	Descrizione	$\sigma_{c,max}$	$\sigma_{c,min}$	$\sigma_{s,max}$	$\sigma_{s,min}$
1	min	-43.76	0.00	1509.36	-164.20

Verifiche a fessurazione

Combinazioni frequenti

com b	$A_{s,eff}$	$A_{cls,eff}$	$\rho_{eff}$	$\sigma_s$	c	$\phi_{eq}$	$\epsilon_d \cdot 10^3$	$K_2$	$s_{r,max}$	$W_k$	
1	129.68	8279.96	0.0157	1452.12	8.80	21.5	0.415	0.50	53.26	0.0221	(<0.04)

Combinazioni quasi permanenti

com b	$A_{s,eff}$	$A_{cls,eff}$	$\rho_{eff}$	$\sigma_s$	c	$\varnothing_{eq}$	$\epsilon_d \cdot 10^3$	$K_2$	$S_{r,max}$	$W_k$	
1	129.68	8279.96	0.0157	1452.12	8.80	21.5	0.415	0.50	53.26	0.0221	(<0.03)

## Verifica nodo valle scatolare

### Dati sezione

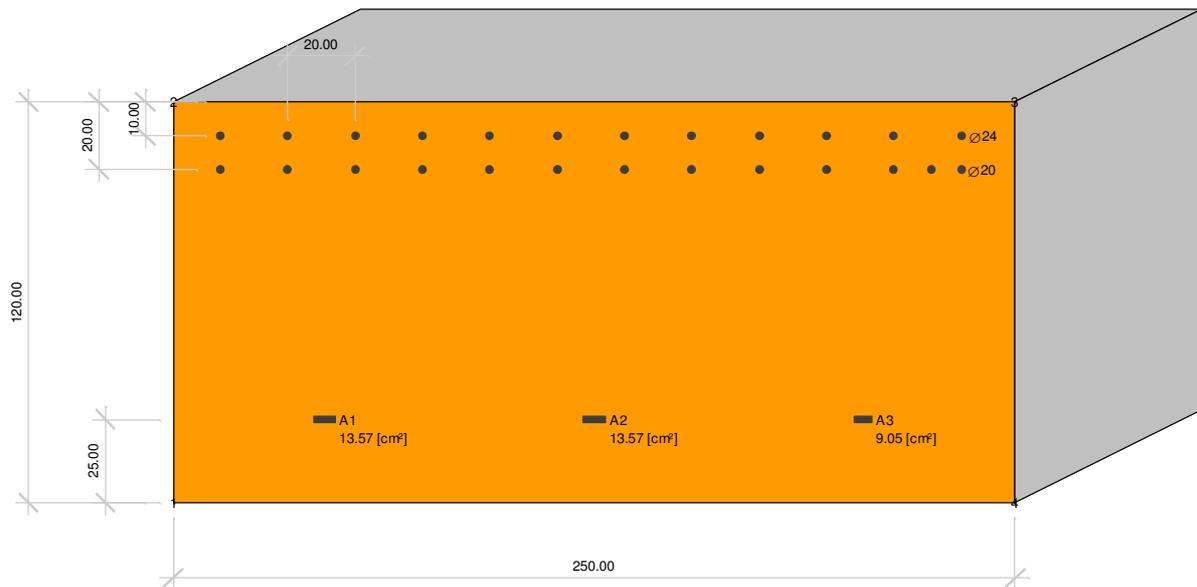
#### Geometria

Sezione C28/35

vertice	Coordinata X	Coordinata Y
1	-125.00	0.00
2	-125.00	120.00
3	125.00	120.00
4	125.00	0.00

Armature longitudinali - B450C

armatura	Coordinata X	Coordinata Y	Area	Ø
1	-80.00	25.00	13.57	0
2	0.00	25.00	13.57	0
3	80.00	25.00	9.05	0
4	-111.00	100.00	3.14	20
5	-91.00	100.00	3.14	20
6	-71.00	100.00	3.14	20
7	-51.00	100.00	3.14	20
8	-31.00	100.00	3.14	20
9	-11.00	100.00	3.14	20
10	9.00	100.00	3.14	20
11	29.00	100.00	3.14	20
12	49.00	100.00	3.14	20
13	69.00	100.00	3.14	20
14	89.00	100.00	3.14	20
15	109.00	100.00	3.14	20
16	-111.00	110.00	4.52	24
17	-91.00	110.00	4.52	24
18	-71.00	110.00	4.52	24
19	-51.00	110.00	4.52	24
20	-31.00	110.00	4.52	24
21	-11.00	110.00	4.52	24
22	9.00	110.00	4.52	24
23	29.00	110.00	4.52	24
24	49.00	110.00	4.52	24
25	69.00	110.00	4.52	24
26	89.00	110.00	4.52	24
27	109.00	110.00	4.52	24
28	100.00	100.00	3.14	20



### Parametri geometrici

Sezione di calcestruzzo

Area= 30000.000

Coordinate baricentro:  $x= 0.00$   $y= 60.00$

$J_{xx} = 36000000.0000$

$J_{yy} = 156250000.0000$

Armature

Area totale acciaio= 131.319

Coordinate baricentro:  $x= -1.06$   $y= 83.46$

Sezione di c.a. (n=6)

Area= 30787.911

Coordinate baricentro:  $x= -0.03$   $y= 60.60$

$J_{xx} = 37461274.9797$

$J_{yy} = 159938406.9995$

### Parametri di sollecitazione

#### Stati Limite Ultimi

Comb	Descrizione	N	ecc. X	ecc. Y	Mx	My	Ty
1	M max	0	0.00	0.00	-3778	0	0
2	M min	0	0.00	0.00	30026494	0	0

#### Stati Limite di Esercizio

Combinazioni caratteristiche (rare)

Comb	descrizione	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
.						
1	M min	0	0.00	0.00	21712000	0

Combinazioni frequenti

Comb	descrizione	descrizione	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx
.						

Comb	descrizione	descrizione	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx
1	M min	0	0.00	0.00	17202600	0

Combinazioni quasi permanenti

Comb	descrizione	descrizione	N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx
1	M min	0	0.00	0.00	14496900	0

### Verifiche

#### Stati Limite Ultimi

Rottura per flessione

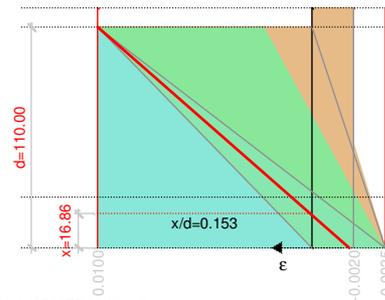
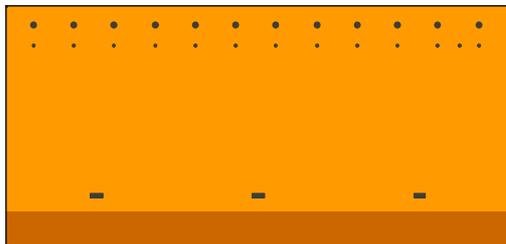
/ N=0 / :

angolo	asse neutro	M	$\epsilon_{sup}$	Y	$\epsilon_{inf}$	Y
(+)	109.19	-14354655	-0.00128	120.00	0.01000	25.00
(-)	16.86	38276859	0.01000	110.00	-0.00181	0.00

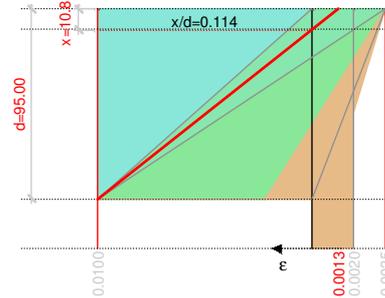
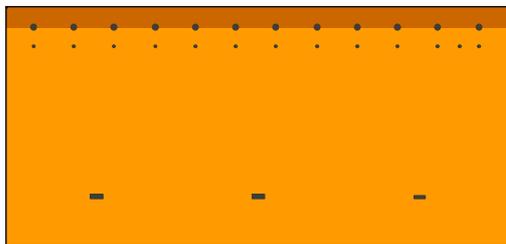
Verifica a rottura per flessione

Comb	Descrizione	Coeff. di sicurezza
1	M max	3799.4614
2	M min	1.2748

Rottura per flessione negativa: N=0 [daN] M=38276859 [daN-cm]



Rottura per flessione positiva: N=0 [daN] M=-14354655 [daN-cm]



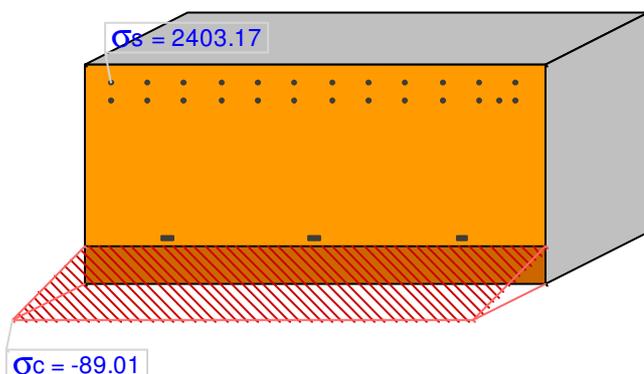
#### Stati Limite di Esercizio

Limitazione delle tensioni in esercizio

Combinazioni caratteristiche (rare)

Tensioni massime nei materiali

comb	Descrizione	$\sigma_{c,max}$	$\sigma_{c,min}$	$\sigma_{s,max}$	$\sigma_{s,min}$
1	M min	-89.01	0.00	2403.17	133.49



*Combinazioni quasi permanenti*

Tensioni massime nei materiali

comb	Descrizione	$\sigma_{c,max}$	$\sigma_{c,min}$	$\sigma_{s,max}$	$\sigma_{s,min}$
1	M min	-59.43	0.00	1604.58	89.13

Verifiche a fessurazione

Viene condotto il calcolo dell'ampiezza delle fessure per ogni combinazione di carico che lo richiede. A questo scopo si adotta l'espressione:

$$W_k = s_{r,max}(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$$

dove:

$$s_{r,max} = 3.4 \cdot c + K_1 \cdot K_2 \cdot 0.425 \cdot \sigma_s / \rho_{eff}$$

$$\epsilon_d = \epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = [\sigma_s - K_t \cdot f_{ct,eff} / \rho_{eff} \cdot (1 + E_s / E_c \cdot \rho_{eff})] / E_s \geq 0.6 \cdot \sigma_s / E_s$$

*Combinazioni frequenti*

com b	$A_{s,eff}$	$A_{cls,eff}$	$\rho_{eff}$	$\sigma_s$	c	$\sigma_{eq}$	$\epsilon_d \cdot 10^3$	$K_2$	$s_{r,max}$	$W_k$
1	95.13	8297.05	0.0115	1813.22	8.80	22.1	0.518	0.50	62.69	0.0325 (<0.04)

*Combinazioni quasi permanenti*

com b	$A_{s,eff}$	$A_{cls,eff}$	$\rho_{eff}$	$\sigma_s$	c	$\sigma_{eq}$	$\epsilon_d \cdot 10^3$	$K_2$	$s_{r,max}$	$W_k$
1	95.13	8297.05	0.0115	1528.03	8.80	22.1	0.437	0.50	62.69	0.0274 (<0.03)

## VERIFICA AL FUOCO

La struttura oggetto di questa relazione deve essere verificata nei confronti degli effetti derivanti dalle azioni termiche connesse con lo sviluppo di un incendio interno alla galleria, in conformità a quanto previsto dal Capitolato dell'opera.

La verifica qui riportata soddisfa il livello III di prestazione secondo la tabella 3.5.IV del DM 14/01/2008, garantendo la resistenza della struttura per un periodo congruo con la gestione dell'emergenza.

La classe di resistenza al fuoco, conformemente a 3.6.1.3 del DM 14/01/2008, è 120.

Le azioni derivanti dall'esposizione al fuoco sono classificate come azioni Eccezionali e vengono adottate le corrispondenti combinazioni come definito al par. 2.5.3 del DM 14/01/2008.

Le verifiche sono allo SLU.

### Incendio di progetto

Il Capitolato dell'opera richiede per la struttura una resistenza al fuoco minima di 120' in presenza di un incendio interno alla galleria caratterizzato dalla curva nominale degli idrocarburi come specificata al par. 3.6.1.5.1 del DM 14/01/2008 che prevede uno sviluppo della temperatura in funzione del tempo  $t$  [min] con l'espressione:

$$\theta_g(t) = 1080 \cdot (1 - 0.325 \cdot e^{-0.167 \cdot t} - 0.675 \cdot e^{-2.5 \cdot t}) + 20 \quad [^{\circ}\text{C}]$$

La curva adottata porta, dopo 120', a 1100 [°C].

A partire dall'istante  $t=0$  in cui si innesca l'incendio, si è posta la condizione che tutte le superfici a contatto con l'aria interna alla galleria siano alla temperatura  $\theta_g$ .

Si è fatta l'ipotesi, a favore di sicurezza, che anche le superfici occluse nella zona compresa tra una trave e l'altra, e quindi difficilmente raggiungibili dalle fiamme, siano soggette a  $\theta_g$ .

### Valutazione delle azioni sulla struttura in condizioni d'incendio

Il comportamento meccanico della struttura viene fortemente influenzato dalla presenza dell'incendio, che riduce la resistenza dei materiali, in primo luogo dell'acciaio lento e da precompressione.

Viene condotta perciò un'analisi del transitorio termico subito dai manufatti, individuando le temperature in ogni punto della sezione dopo 120' dall'innesco dell'incendio e valutando la resistenza residua dei materiali da adottare nelle verifiche conseguenti alle combinazioni di carico eccezionali previste.

Un secondo effetto indotto dall'incendio è rappresentato dalla dilatazione termica associata all'aumento di temperatura all'intradosso della copertura. Poichè la struttura è iperstatica in virtù del collegamento monolitico dei nodi superiori del telaio, tale azione porta ad un allungamento e distorsione della copertura, con conseguente stato di sollecitazione da tenere in conto nelle verifiche.

Il carico d'incendio si traduce perciò in due distinte azioni che vengono qui analizzate con due differenti modelli di calcolo:

- modello a telaio piano per il calcolo delle sollecitazioni derivanti dalla dilatazione della struttura;
- modello agli elementi finiti per risoluzione del transitorio termico all'interno della sezione della copertura.

### Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico eccezionali vengono definite simbolicamente dall'espressione - DM 14/01/2008-2.5.3:

$$F_d = G_1 + G_2 + P + A_d + \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

in cui

- $F_d$  è la generica sollecitazione di progetto;
- $G_1$  rappresenta l'effetto del peso proprio, assunto al valore nominale;
- $G_2$  rappresenta nel caso in esame l'azione del terreno, assunta al valore nominale;
- $P$  rappresenta l'effetto della precompressione;
- $A_d$  rappresenta in questo caso l'effetto del carico d'incendio, ovvero la dilatazione termica, preso al valore nominale;
- $Q_{k,i}$  rappresenta l'azione dei carichi variabili presi con il loro valore quasi permanente.

Nel caso in esame l'espressione si riduce alla:

$$F_d = G_1 + G_2 + A_d$$

Le sollecitazioni conseguenti a questa combinazione derivano quindi dal peso proprio, dal carico del terreno in condizioni statiche, dal carico d'incendio.

La verifica a rottura degli elementi strutturali, esposta nei paragrafi successivi, tiene conto della ridotta resistenza dei materiali differenziata per temperatura locale di ogni singolo componente, riducendo le sezioni trasversali secondo le indicazioni riportate in EN 1992-1-2-4.2.3.

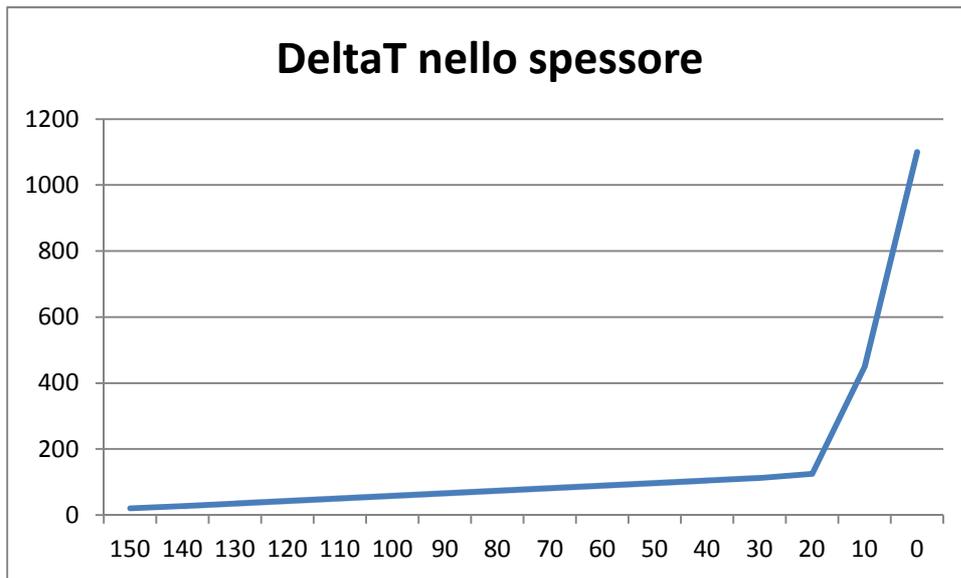
#### **Effetto della dilatazione termica**

##### ***Modello di calcolo - sezione prog. 405***

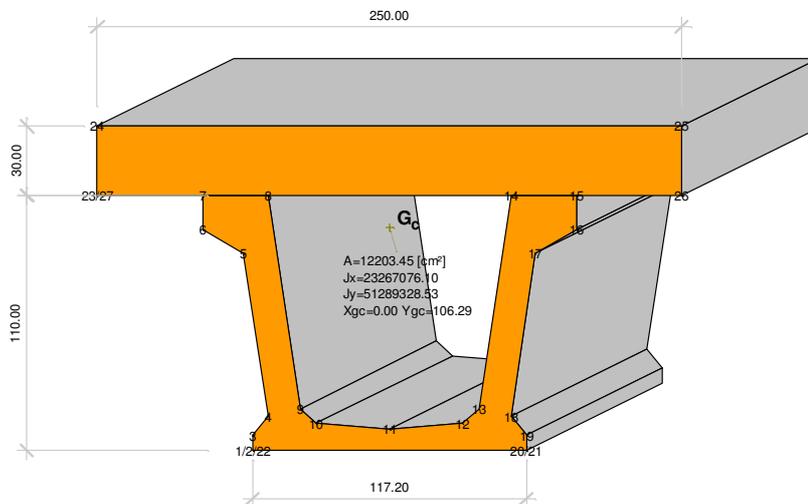
Il riscaldamento all'interno della galleria porta ad un transitorio termico che evolve dal momento dell'innesco dell'incendio in poi, innalzando la temperatura dei vari componenti la struttura.

Nel caso delle sezioni interessate dalle palificate, il rivestimento laterale, che ha uno spessore di 30 cm, protegge i pali stessi dall'innalzamento della temperatura. Stessa cosa non può dirsi delle travi di copertura, che sono a diretto contatto con le fiamme: in questa situazione avremo perciò una dilatazione localizzata sulla struttura superiore.

Come si vedrà più avanti, la distribuzione di temperatura nello spessore della copertura dopo 120' - tratto con travi UH120, spessore totale 150 cm - è del tipo indicato in figura seguente (asse delle ascisse è la quota  $Y$ , intradosso copertura a destra, intradosso a sinistra):



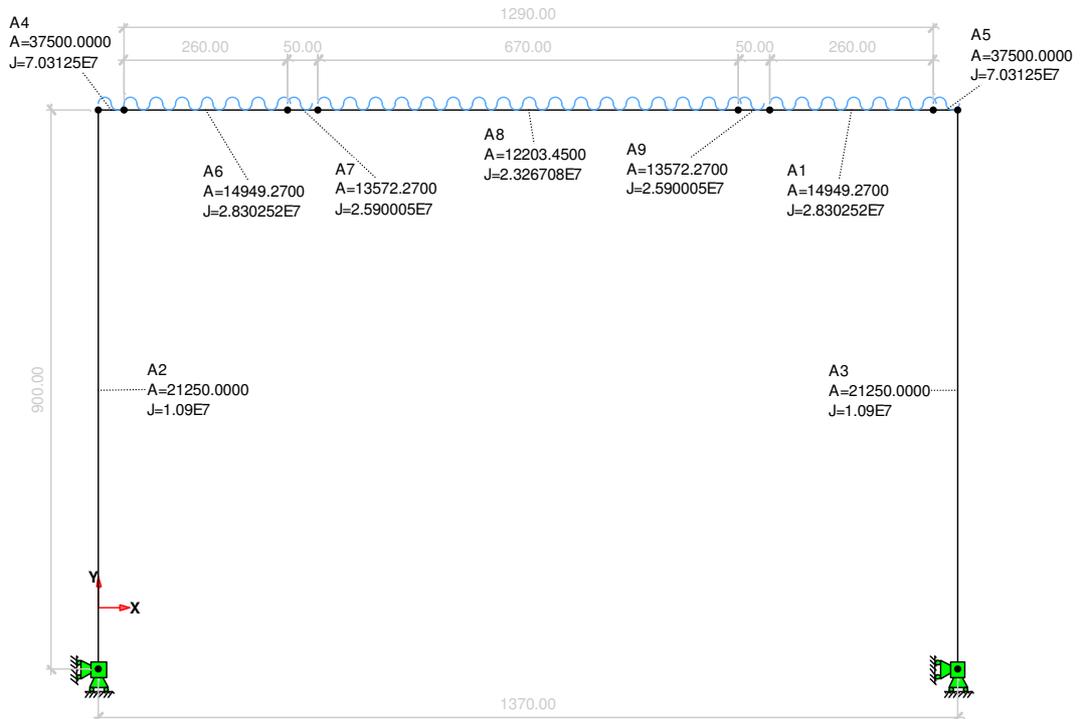
Si ipotizza che la parte inferiore della sezione di calcestruzzo per uno spessore di 10 cm, in conseguenza della elevata temperatura raggiunta, sia deteriorata al punto di non partecipare alla formazione delle sezioni resistenti. Ciò significa che nel calcolo delle sollecitazioni in questa situazione eccezionale verranno adottati dei parametri di rigidezza ridotti, come illustrato in figura seguente per il tratto a sezione filante a cavallo della mezzeria. Identico procedimento viene adottato per i tratti a sezione ringrossata



In base alle considerazioni fatte precedentemente la temperatura ai lembi sezione resistente sono 20 °C superiormente e circa 120 °C inferiormente, che corrisponde ad un gradiente termico sullo spessore della struttura pari a:

lembo superiore ( $y=150$ )    0 °C  
 lembo inferiore ( $y= 10$ )    100 °C

Per il calcolo si assume uno schema a telaio con i piedritti che rappresentano la parte superiore dei pali, interrotti ed incastrati alla quota della soletta di base della galleria.



Non viene considerata la presenza del terreno come elemento irrigidente del telaio.

Per il calcestruzzo viene assunto un modulo elastico  $E = 300000 \text{ [daN/cm}^2\text{]}$ .

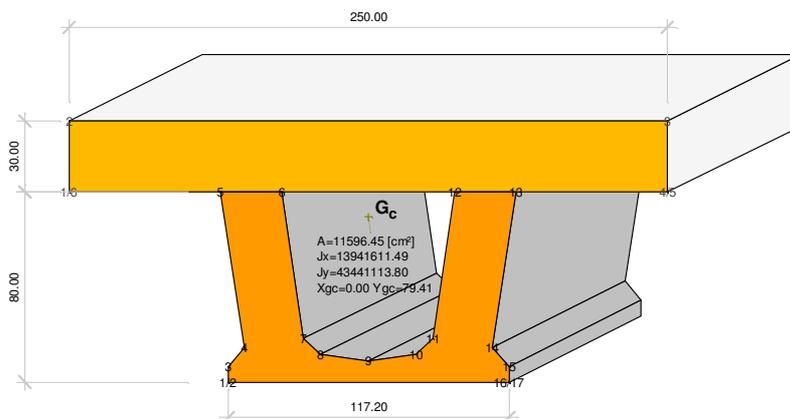
**Modello di calcolo - sezione prog. 530**

La sezione prog. 530 è caratterizzata dalla medesima struttura della prog. 405, con palificate laterali e struttura interna in calcestruzzo dello spessore di 30 cm per finitura pareti della canna.

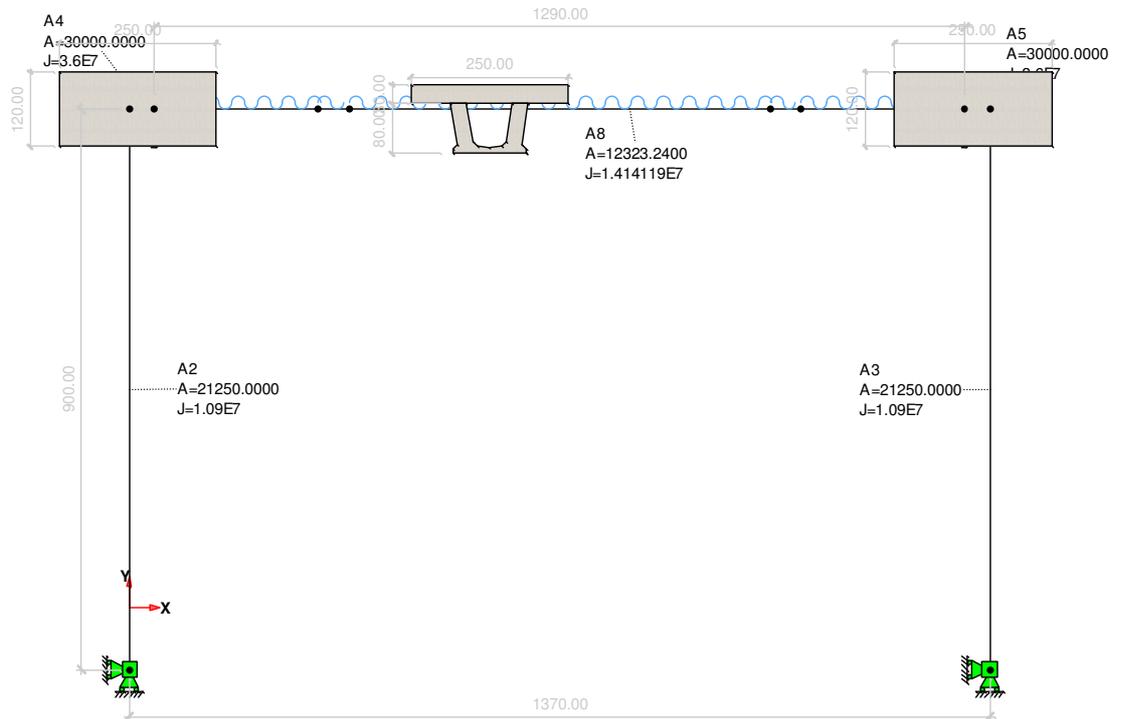
In condizioni d'incendio le ipotesi fatte sono perciò le stesse per le due sezioni; unica differenza è la tipologia di trave prefabbricata.

Valgono in questo caso le stesse considerazioni fatte a riguardo della distribuzione di temperatura sull'altezza della sezione di copertura, che in questo caso è di 90+30 cm.

La sezione ridotta è rappresentata in figura:



Viene assunto lo stesso gradiente termico di 100 °C del caso precedente, che si sviluppa in questo caso su un'altezza di 120 cm.



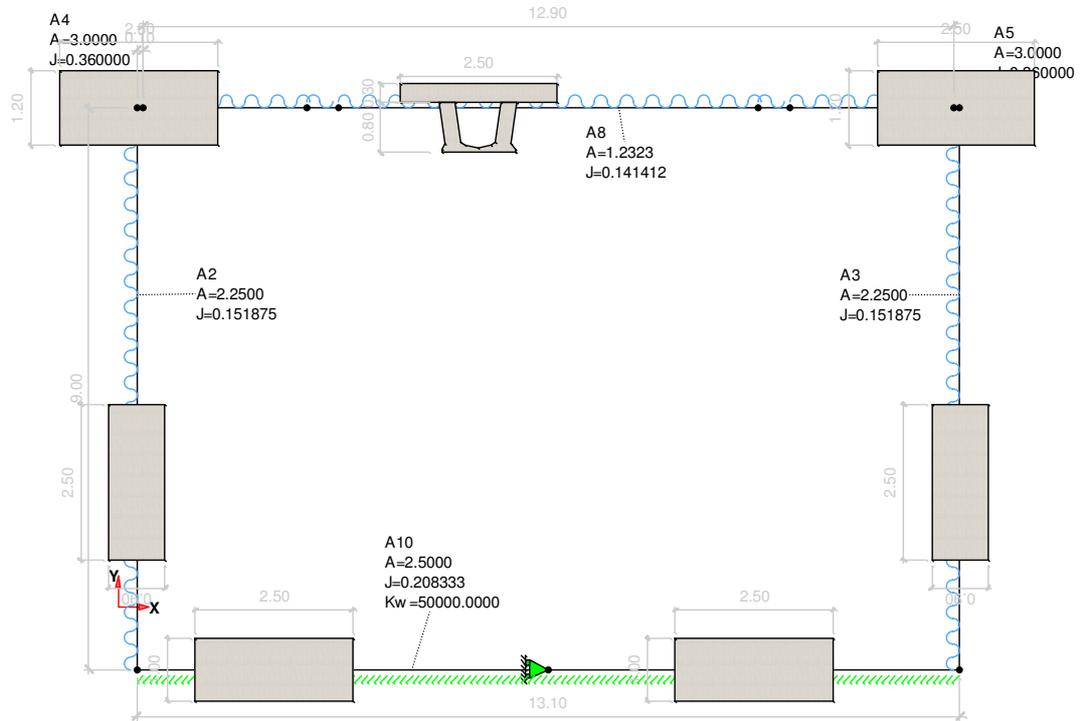
Per il calcestruzzo viene assunto un modulo elastico  $E = 300000$  [daN/cm<sup>2</sup>].

#### **Modello di calcolo - sezione scatolare**

Nelle sezioni tra la prog. 447 e la prog. 500 la struttura è uno scatolare rettangolare.

Durante l'esposizione al fuoco la struttura subisce il surriscaldamento, oltre che sulle travi di copertura, anche sulle pareti laterali, che in questo caso non sono protette da alcun rivestimento. In diversa situazione si trova il solettone di fondo che è protetto dalla pavimentazione stradale.

Il modello per il calcolo dell'effetto della dilatazione termica rispetta quindi queste ipotesi, prevedendo sezioni ridotte di 10 cm sul lato surriscaldato e gradiente termico 0-100 °C sullo spessore.



Il vincolo verticale del modello è costituito da un letto di molle alla Winkler con effetto di 5 [daN/cm<sup>3</sup>]. Per il calcestruzzo viene assunto un modulo elastico E = 300000 [daN/cm<sup>2</sup>].

### Transitorio termico

La distribuzione di temperature all'interno della struttura viene calcolata servendosi di un programma ad elementi finiti integrati nel campo della trasmissione del calore dipendente dal tempo.

Lo studio è bidimensionale, ovvero si presuppone che la propagazione del calore avvenga allo stesso modo in tutte le sezioni longitudinali di galleria, ed allo stesso modo per ogni trave ad interasse 2.50 m.

I casi da analizzare sono 2, per diversa geometria dei volumi di calcestruzzo:

- sezione 1 prog. 405 - impalcato con travi UH120;
- sezione 2 prog. 530 - impalcato con travi UH90.

Per entrambi i casi, oltre alla geometria della sezione trave + soletta, i dati inseriti nel programma sono:

Coefficiente di convezione per esposizione al fuoco: 25.0 [W/m<sup>2</sup>°C]

Coefficiente di convezione per ambiente: 9.0 [W/m<sup>2</sup>°C]

Coefficiente di remissività risultante: 0.56

Coefficiente di irraggiamento: 0.000000318 [W/m<sup>2</sup>°K<sup>4</sup>]

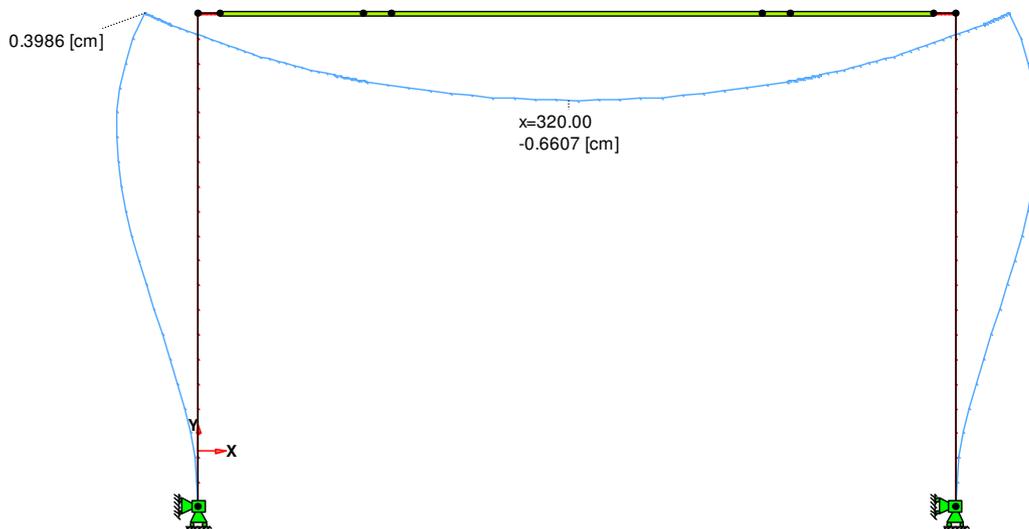
Temperatura (°C)	Massa	Conducibilità	Calore specifico
°C	Kg	W/m <sup>2</sup> °C	J/Kg°C
0	2300.0	2.000	900.0
275	2250.0	1.513	1062.0
550	2250.0	1.152	1183.0
825	2250.0	0.888	1261.0
1100	2250.0	0.808	1297.0

## Risultati analisi in condizione d'incendio

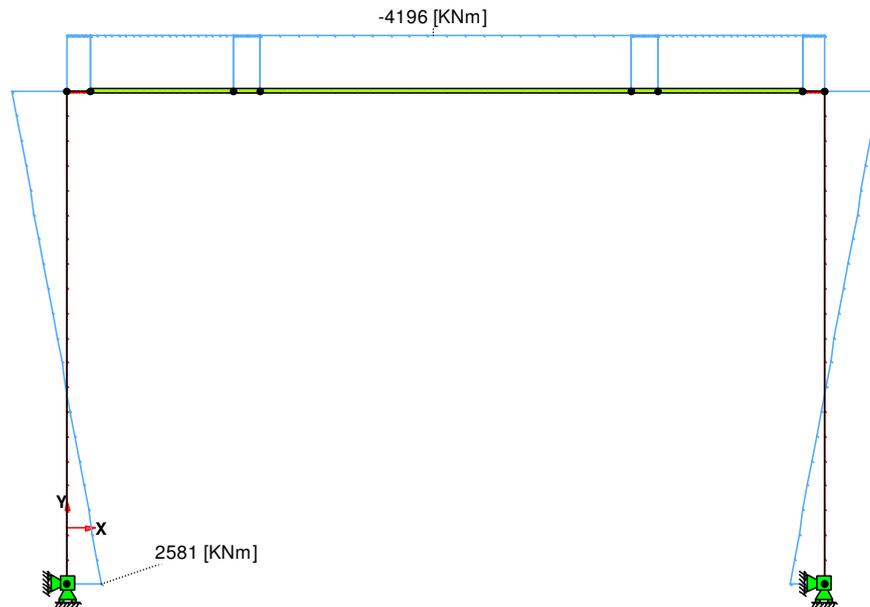
### Effetto della dilatazione termica

La dilatazione termica della struttura di copertura porta, per effetto della continuità strutturale ai nodi, alla presenza di un momento flettente negativo (tende le fibre superiori) costante sulla copertura stessa. Ciò comporta per la sezione di mezzeria un beneficio agli effetti della verifica a rottura per momenti positivi. Per questo motivo nel calcolo è stata messa in conto anche l'evenienza che tale distorsione non si verifichi, a favore di sicurezza, tutelandosi nei confronti di fenomeni non tenuti in conto in questo modello (comportamento al fuoco dei materiali non conforme al modello qui esposto, non perfetta tenuta dei nodi strutturali in condizioni d'incendio, ecc.).

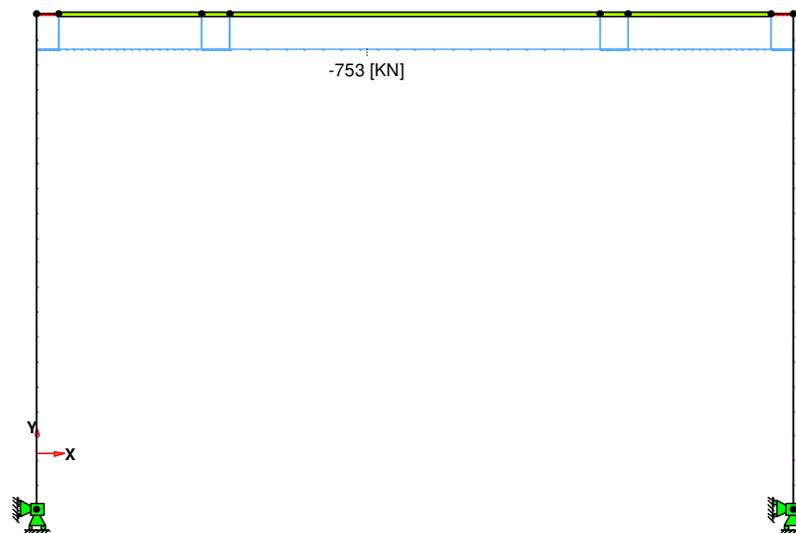
#### Sezione 1 prog. 405



*Deformata sotto l'azione della dilatazione termica*

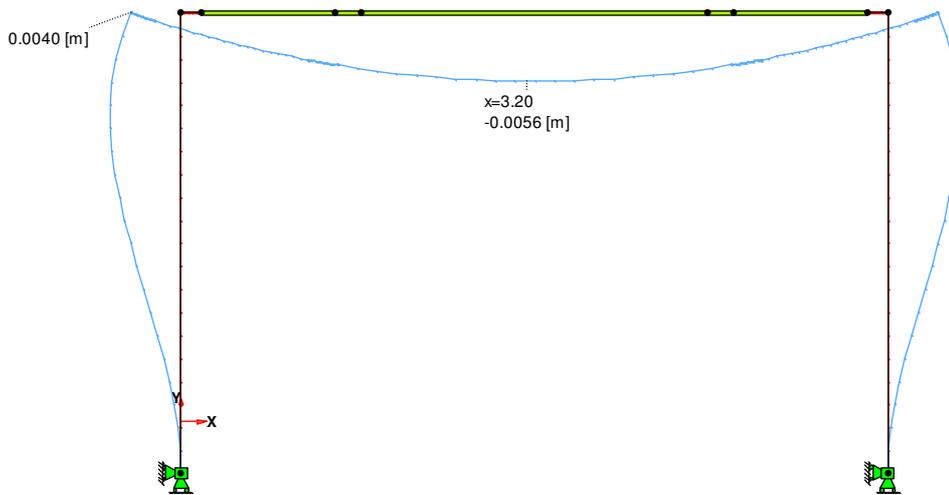


*Valori del momento flettente sotto l'azione della dilatazione termica*

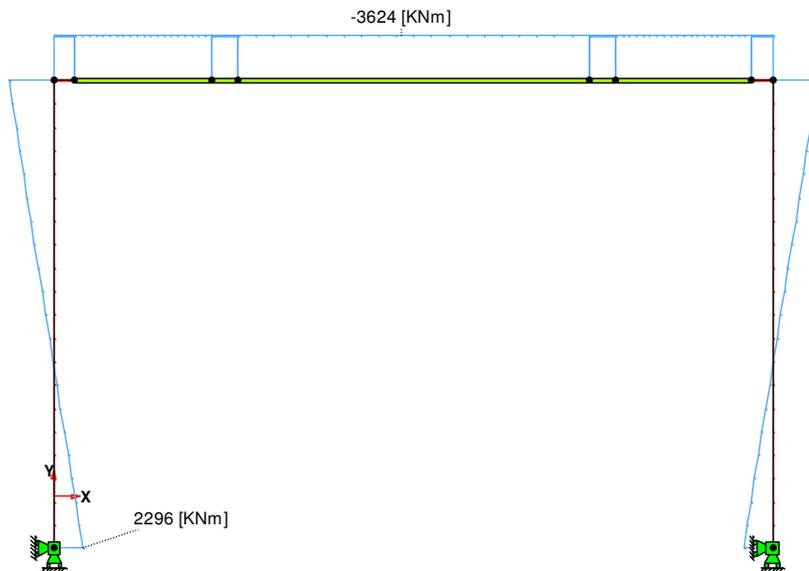


*Valori dello sforzo normale sotto l'azione della dilatazione termica*

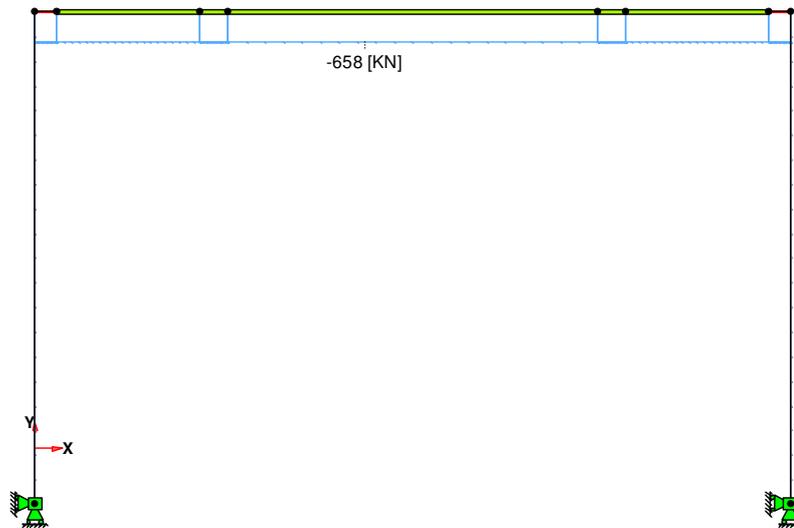
**Sezione 2 prog. 530**



*Deformata sotto l'azione della dilatazione termica*

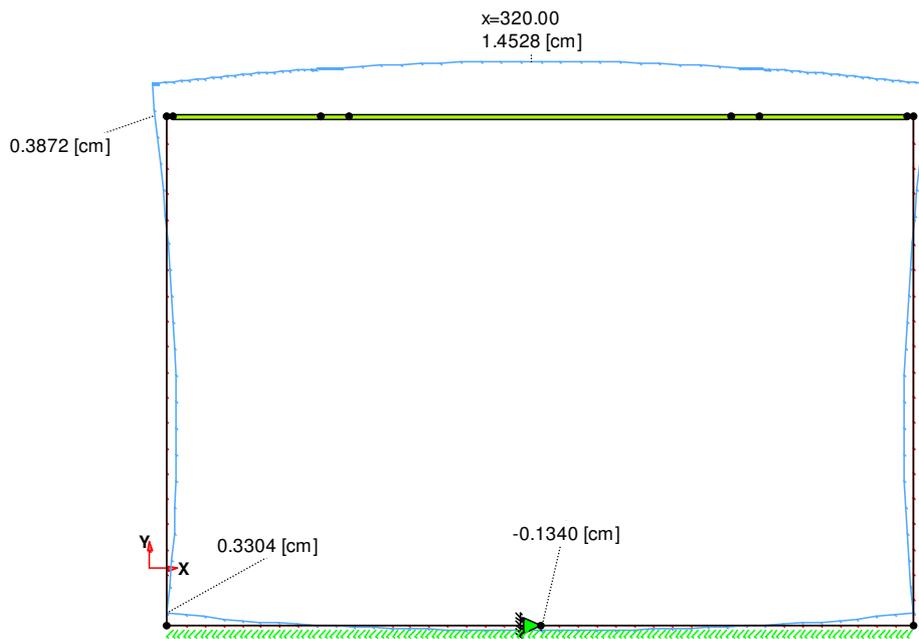


*Valori del momento flettente sotto l'azione della dilatazione termica*

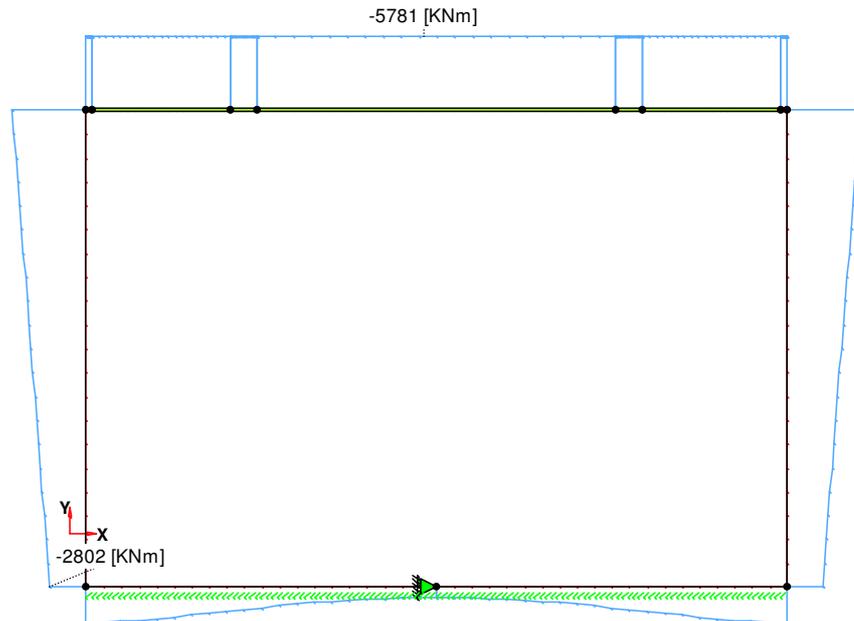


Valori dello sforzo normale sotto l'azione della dilatazione termica

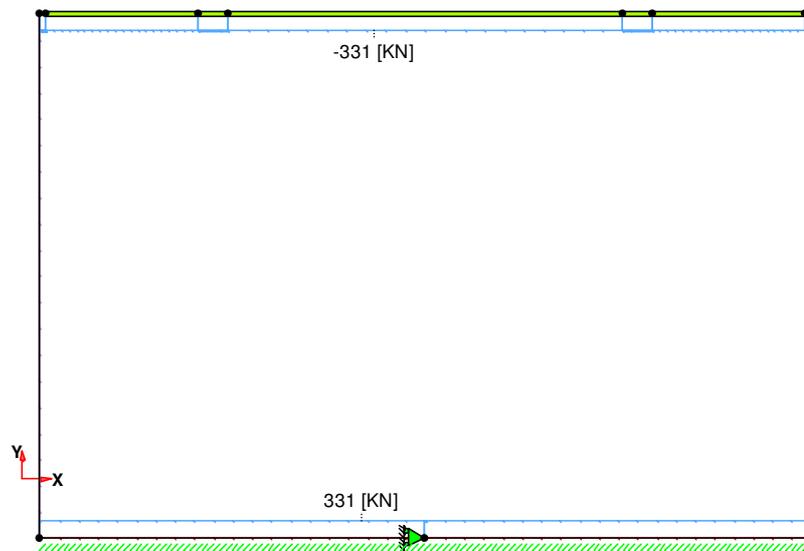
**Sezione 3 scatolare**



Deformata sotto l'azione della dilatazione termica



*Valori del momento flettente sotto l'azione della dilatazione termica*

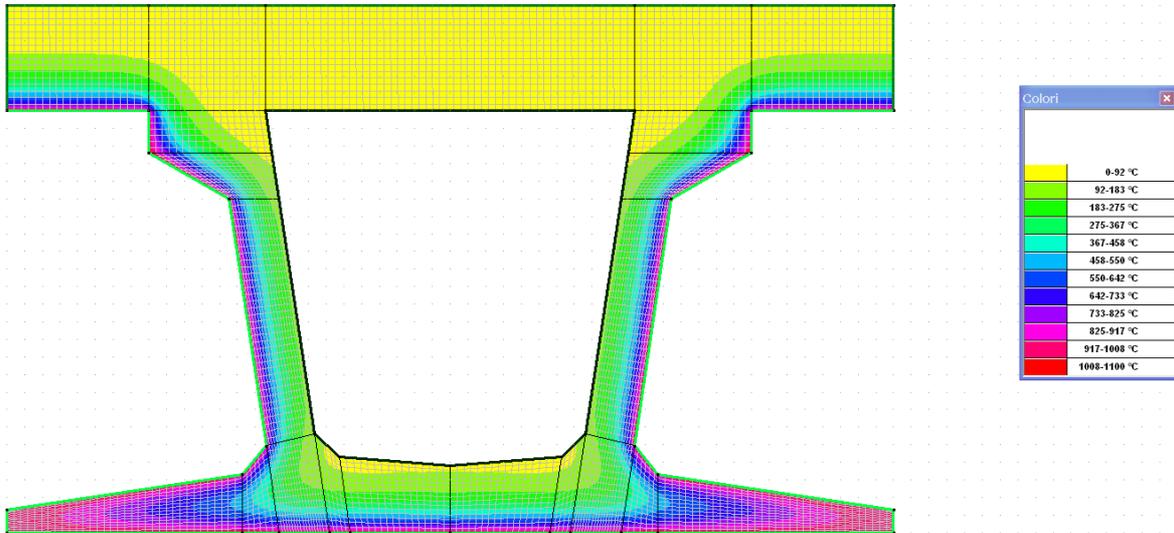


*Valori dello sforzo normale sotto l'azione della dilatazione termica*

#### Transitorio termico

##### **Sezione 1 prog. 405**

La soluzione del transitorio termico porta alla seguente mappatura delle temperature dopo 120':



Per quanto riguarda il calcestruzzo, come precedentemente esposto, si considera fortemente deteriorato e non più affidabile strutturalmente il calcestruzzo che supera i 500 °C (cfr. UNI EN 1992-1-2-B.1). Si è schematizzato questo criterio eliminando le ali inferiori ed i 10 cm più bassi della sezione. Le temperature delle armature di precompressione dopo 120' sono (cfr. par. 6.2.4.3.2):

arm.	ascissa	ordinata	temperatura	kp	kp livello
1	96	5.5	887	0.03	
2	78	5.5	751	0.06	
3	60	5.5	628	0.09	
4	44.5	5.5	503	0.29	
5	30	5.5	454	0.39	
6	18	5.5	470	0.36	
7	6	5.5	491	0.32	0.221
8	33	10.5	237	0.82	
9	27	10.5	226	0.83	
10	21	10.5	229	0.83	
11	15	10.5	229	0.83	
12	9	10.5	229	0.83	0.827
13	42	15.5	198	0.87	
14	36	15.5	143	0.94	
15	30	15.5	122	0.97	
16	18	15.5	118	0.98	
17	12	15.5	118	0.98	
18	6	15.5	118	0.98	0.952
19	41.4	20.5	177	0.90	0.90
20	42.1	25.5	210	0.85	0.85
21	47.3	60	276	0.75	0.75
22	50.3	80	275	0.75	0.75
23	54.1	105	124	0.97	0.97

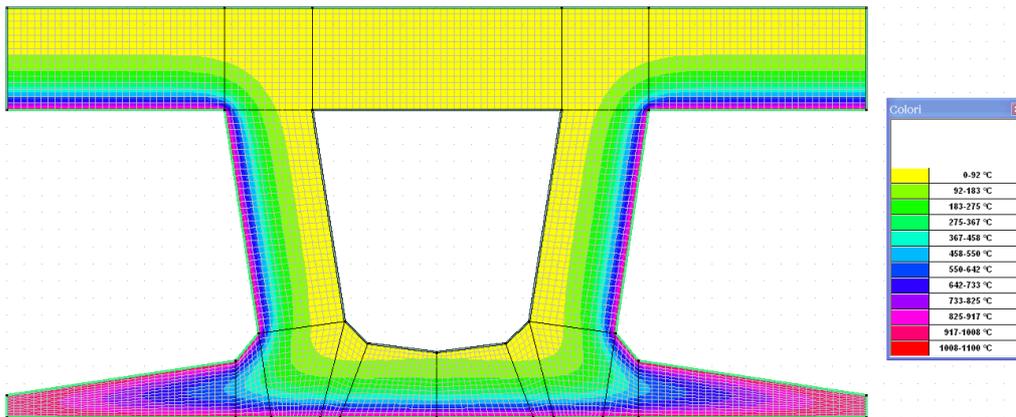
Y livello	A <sub>p</sub>	k <sub>p</sub> (θ)	A <sub>p,eff.</sub> livello
5.50	16.680	0.221	3.687
10.50	16.680	0.827	13.789
15.50	16.680	0.952	15.876
20.50	2.780	0.897	2.495
25.50	2.780	0.853	2.372
60.00	2.780	0.748	2.079
80.00	2.780	0.750	2.085
105.00	2.780	0.968	2.691
115.00	2.780	1.000	2.780

24	55.6	115	52	1.00	1.00
----	------	-----	----	------	------

La colonna  $A_{p,eff}$  livello riporta l'area efficace calcolata e deriva dall'applicazione del coefficiente  $k_p$  all'area di acciaio da pretensione anzichè alla resistenza, il che è praticamente equivalente ai fini della verifica.

### Sezione 2 prog. 530 e scatolare

La soluzione del transitorio termico porta alla seguente mappatura delle temperature dopo 120':



Anche in questo caso il calcestruzzo viene considerato fortemente deteriorato e non più affidabile strutturalmente quando supera i 500 °C (cfr. UNI EN 1992-1-2-B.1). Si è schematizzato nelle verifiche questo criterio eliminando le ali inferiori ed i 10 cm più bassi della sezione.

Le temperature delle armature di precompressione dopo 120' risultano nel caso di travi armate in classe B - prog. 530 (cfr. par. 6.3.4.2.2):

arm.	ascissa	ordinata	temperatura	$k_p$	$k_p$ livello
1	6	5.5	487	0.33	
2	18	5.5	471	0.36	
3	44	5.5	530	0.24	
4	66	5.5	689	0.08	
5	96	5.5	868	0.03	0.207
6	9	10.5	222	0.84	
7	15	10.5	209	0.85	
8	21	10.5	222	0.84	
9	27	10.5	183	0.89	
10	33	10.5	198	0.87	
11	45	10.5	280	0.74	
12	69	10.5	725	0.07	0.728
13	6	15.5	134	0.95	
14	12	15.5	124	0.97	
15	24	15.5	116	0.98	
16	36	15.5	144	0.94	

Y livello	$A_p$	$k_p(\theta)$	$A_{p,eff.}$ livello
5.5	13.900	0.207	2.877
10.5	19.460	0.728	14.169
15.5	13.900	0.964	13.400
20.5	2.780	0.696	1.935
75.0	2.780	1.000	2.780
85.0	2.780	1.000	2.780

17	18	15.5	117	0.98	0.964
18	46	20.5	302	0.70	0.70
19	42.31	75	83	1.00	1.00
20	43.7	85	61	1.00	1.00

Le temperature delle armature di precompressione dopo 120' risultano nel caso di travi armate in classe C - scatolare (cfr. par. 6.4.4.2.2):

arm.	ascissa	ordinata	temperatura	kp	kp livello
1	6	5.5	487	0.33	
2	24	5.5	452	0.40	
3	44	5.5	530	0.24	
4	66	5.5	689	0.08	
5	96	5.5	868	0.03	0.215
6	9	10.5	222	0.84	
7	15	10.5	209	0.85	
8	27	10.5	183	0.89	
9	45	10.5	280	0.74	
10	69	10.5	725	0.07	0.484
11	6	15.5	134	0.95	
12	18	15.5	117	0.98	
13	42	15.5	179	0.89	0.565
14	46	20.5	302	0.70	0.696
15	42.31	75	83	1.00	1.000
16	43.7	85	61	1.00	1.000

Y livello	A <sub>p</sub>	k <sub>p</sub> (θ)	A <sub>p,eff. livello</sub>
5.5	13.90	0.215	2.982
10.5	13.90	0.484	6.732
15.5	8.34	0.565	4.715
20.5	2.78	0.696	1.935
75.0	2.78	1.000	2.780
85.0	2.78	1.000	2.780
20.5	8.04 (*)	1.000	8.040

(\*) 4Ø16

La colonna  $A_{p,eff}$  livello riporta l'area efficace calcolata e deriva dall'applicazione del coefficiente  $k_p$  all'area di acciaio da pretensione anzichè alla resistenza, il che è praticamente equivalente ai fini della verifica.

### Verifiche in condizione d'incendio

La rispondenza della struttura ai requisiti di progetto consiste nel verificare la resistenza a rottura delle sezioni ridotte nei confronti delle sollecitazioni in combinazione d'incendio.

Vengono verificate la sezione di mezzeria della copertura e le sezioni di nodo superiore del telaio, che risultano quelle più critiche.

I valori di combinazione sono calcolati come spiegato al par. 9.2.1.

#### Sezione 1 prog. 405

##### Mezzeria copertura

Momenti agenti sulla struttura ottenuti con effetto nullo del carico d'incendio:

Azione	M L/2 [kN·m/trave]	rif. paragrafo
peso proprio trave + getto in opera	752.0	4.1
spinte terreno	3069.0	5.1
carico d'incendio	0(*)	9.3.1.1

<b>M totale SLU eccezionale</b>	<b>3821.0</b>	
---------------------------------	---------------	--

(\*) effetto nullo del carico d'incendio.

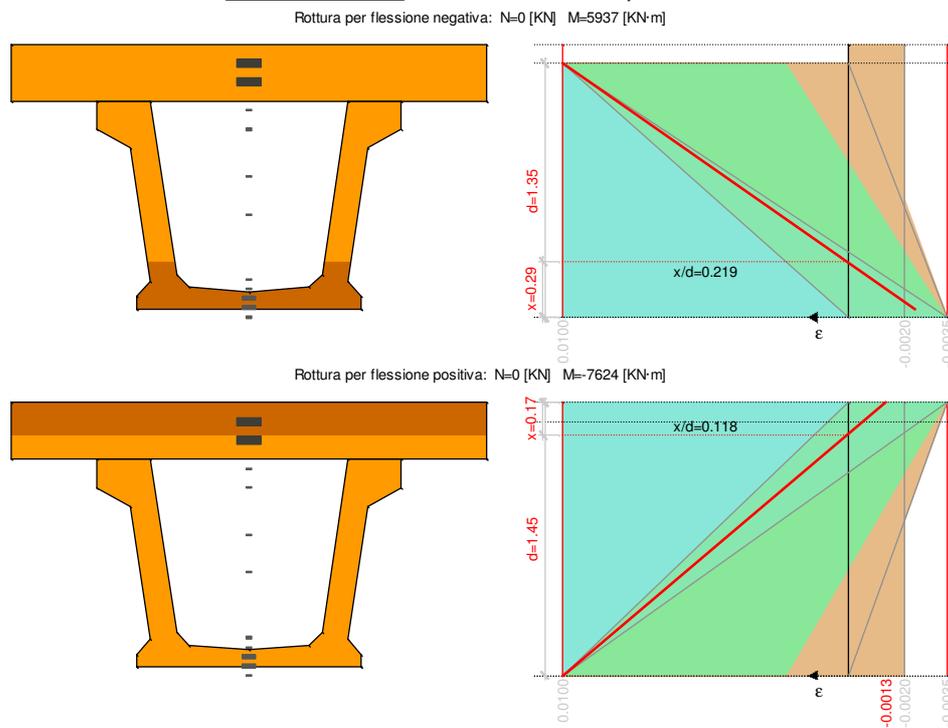
Momenti agenti sulla struttura ottenuti con effetto pieno del carico d'incendio:

Azione	M L/2 [kN·m/trave]	rif. paragrafo
peso proprio trave + getto in opera	752.0	4.1
spinte terreno	3069.0	5.1
carico d'incendio	-4196.0	9.3.1.1
<b>M totale SLU eccezionale</b>	<b>-375.0</b>	

Nella colonna a destra è riportato il paragrafo di questa relazione in cui si trova il valore di sollecitazione indicato.

Momenti con segno positivo tendono le fibre inferiori della sezione.

I valori dei momenti resistenti della sezione ridotta come illustrato al par. 9.3.2.1 risultano:



Verifiche:  $M_{max}$   $M_d = 3821 < M_r = 7624$  [kn·m] verifica soddisfatta

$M_{min}$   $M_d = -375 < M_r = -5937$  [kn·m] verifica soddisfatta

### Nodo superiore

Momenti agenti sulla struttura ottenuti con effetto nullo del carico d'incendio:

Azione	M nodo sup. [kN·m/trave]	rif. paragrafo
peso proprio trave + getto in opera	0	4.1

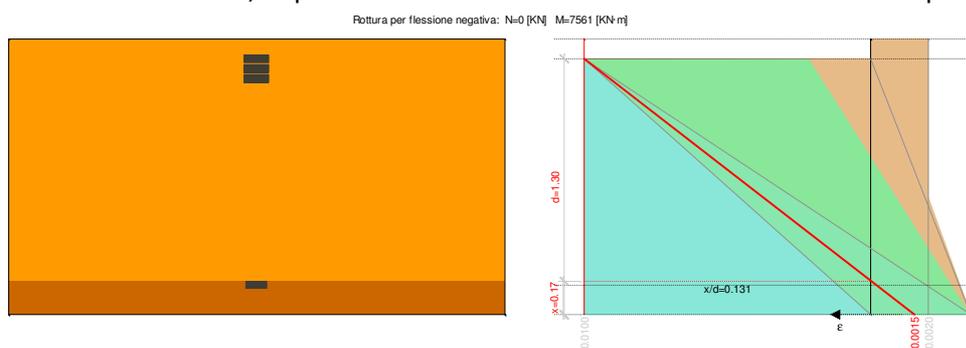
spinte terreno	-1703.0	5.1
carico d'incendio	0(*)	9.3.1.1
<b>M totale SLU eccezionale</b>	<b>-1703.0</b>	

(\*) effetto nullo del carico d'incendio.

Momenti agenti sulla struttura ottenuti con effetto pieno del carico d'incendio:

Azione	M nodo sup. [kN·m/trave]	rif. paragrafo
peso proprio trave + getto in opera	0	4.1
spinte terreno	-1703.0	5.1
carico d'incendio	-4196.0	9.3.1.1
<b>M totale SLU eccezionale</b>	<b>-5899.0</b>	

La sezione al nodo superiore di valle è armata superiormente con barre Ø26 a passo 10 nella parte superiore dello spessore soletta e barre Ø24 a passo 20 cm nella parte inferiore dello spessore soletta. Il momento resistente, dopo aver ridotto la sezione escludendo alla base uno spessore di 10 cm, risulta:



Verifiche:

$$M_{\min} \quad M_d = -5899 < M_r = -9434 \text{ [kn·m]} \quad \text{verifica soddisfatta}$$

## Sezione 2 prog. 530

### Mezzeria copertura

Momenti agenti sulla struttura ottenuti con effetto nullo del carico d'incendio:

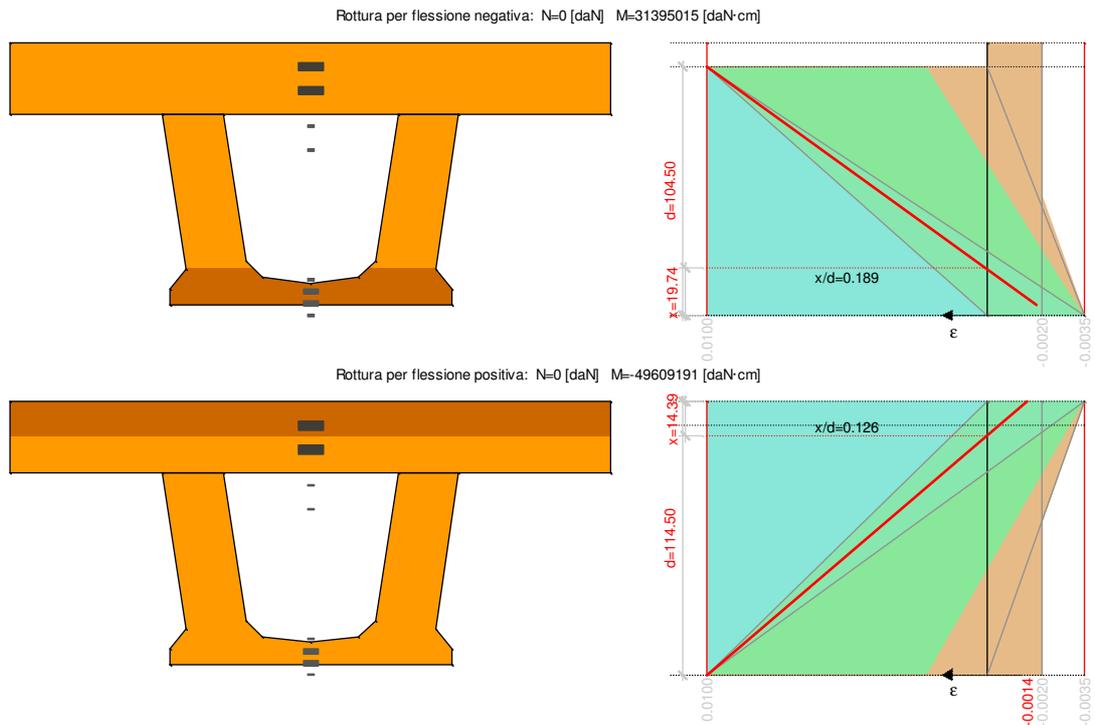
Azione	M L/2 [kN·m/trave]	rif. paragrafo
peso proprio trave + getto in opera	742.6	4.2
spinte terreno	930.5	5.2
carico d'incendio	0(*)	9.3.1.2
<b>M totale SLU eccezionale</b>	<b>1673.1</b>	

(\*) effetto nullo del carico d'incendio.

Momenti agenti sulla struttura ottenuti con effetto pieno del carico d'incendio:

Azione	M L/2	rif. paragrafo
--------	-------	----------------

	[kN·m/trave]	
peso proprio trave + getto in opera	742.6	4.2
spinte terreno	930.5	5.2
carico d'incendio	-3624.0	9.3.1.2
<b>M totale SLU eccezionale</b>	<b>-1950.9</b>	



Verifiche:  $M_{max}$   $M_d = 1673 < M_r = 4961$  [kn·m] verifica soddisfatta

$M_{min}$   $M_d = -1951 < M_r = -3139$  [kn·m] verifica soddisfatta

### Nodo superiore

Momenti agenti sulla struttura ottenuti con effetto nullo del carico d'incendio:

Azione	M nodo sup. [kN·m/trave]	rif. paragrafo
peso proprio trave + getto in opera	0	4.2
spinte terreno	-916.4	5.2
carico d'incendio	0(*)	9.3.1.2
<b>M totale SLU eccezionale</b>	<b>-916.4</b>	

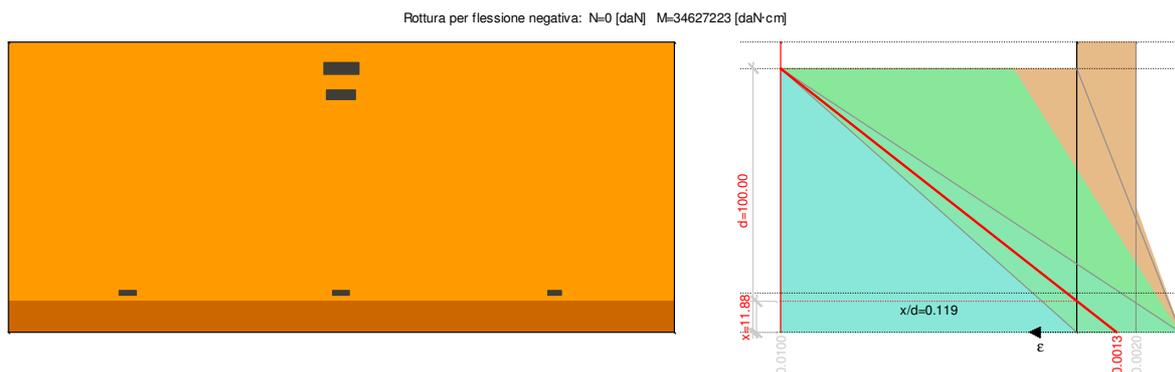
(\*) effetto nullo del carico d'incendio.

Momenti agenti sulla struttura ottenuti con effetto pieno del carico d'incendio:

Azione	M nodo sup. [kN·m/trave]	rif. paragrafo
peso proprio trave + getto in opera	0	4.2

spinte terreno	-916.4	5.2
carico d'incendio	-3624.0	9.3.1.2
<b>M totale SLU eccezionale</b>	<b>-4540.4</b>	

La sezione al nodo superiore di valle è armata superiormente con 2 ordini di barre Ø20 a passo 20 cm e barre Ø24 a passo 20 aggiuntive. Al lembo inferiore della sezione sono previsti 3 gruppi di barre Ø24. Il momento resistente, dopo aver ridotto la sezione escludendo alla base uno spessore di 10 cm, risulta:



Il momento calcolato con effetto pieno del carico d'incendio (gradiente termico), pari a -4540 [kNm], è superiore al momento ultimo di plasticizzazione della sezione che vale 3463 [kNm].

Ciò significa che in queste ipotesi nella sezione si realizza una cerniera plastica che riduce il momento negativo teorico e ridistribuisce le sollecitazioni in copertura aumentando il momento in mezzeria. Tale aumento porterà comunque ad un valore più basso di quello calcolato con effetto nullo del carico d'incendio che vale 1673 [kNm] (cfr par. precedente), per cui si può concludere che la struttura ha riserva di resistenza a 120'.

### Sezione 3 scatolare

#### Mezzeria copertura

Momenti agenti sulla struttura ottenuti con effetto nullo del carico d'incendio:

Azione	M L/2 [kN·m/trave]	rif. paragrafo
peso proprio trave + getto in opera	742.6	4.3
spinte terreno	2091.7	5.3
carico d'incendio	0(*)	9.3.1.3
<b>M totale SLU eccezionale</b>	<b>2834.3</b>	

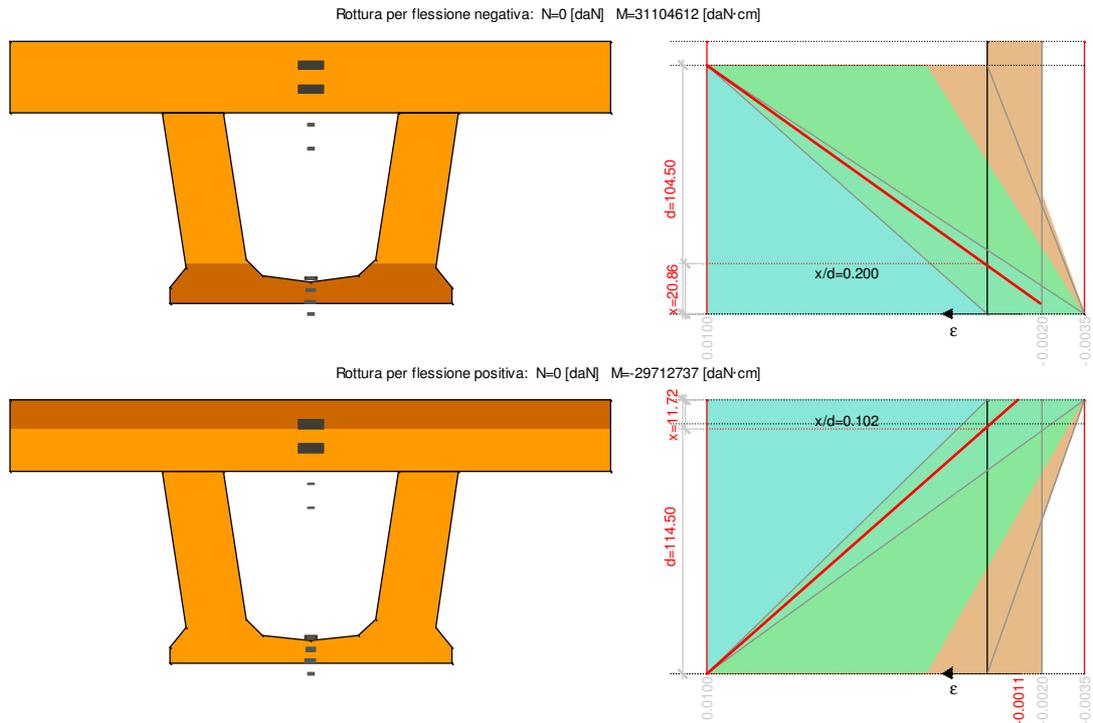
(\*) effetto nullo del carico d'incendio.

Momenti agenti sulla struttura ottenuti con effetto pieno del carico d'incendio:

Azione	M L/2 [kN·m/trave]	rif. paragrafo
peso proprio trave + getto in opera	742.6	4.3
spinte terreno	2091.7	5.3
carico d'incendio	-5781.0	9.3.1.3

**M totale SLU eccezionale**

**-2946.7**



Verifiche:  $M_{max}$   $M_d = 2834 < M_r = 2971$  [kN·m] verifica soddisfatta  
 $M_{min}$   $M_d = -2947 < M_r = -3110$  [kN·m] verifica soddisfatta

### Nodo superiore

Momenti agenti sulla struttura ottenuti con effetto nullo del carico d'incendio:

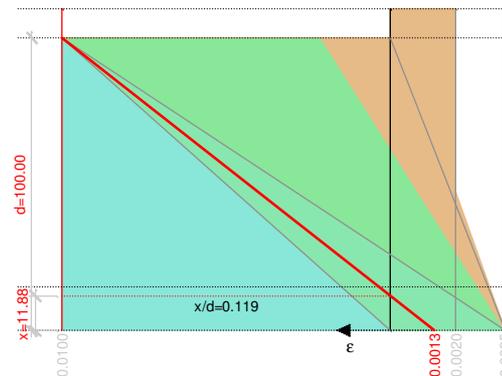
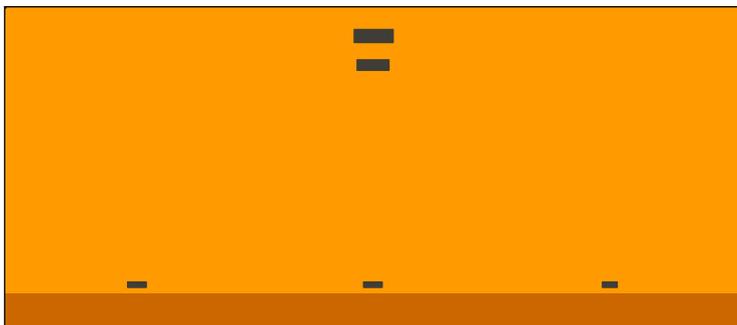
Azione	M nodo sup. [kN·m/trave]	rif. paragrafo
peso proprio trave + getto in opera	0	4.3
spinte terreno	-2171.2	5.3
carico d'incendio	0(*)	9.3.1.3
<b>M totale SLU eccezionale</b>	<b>-2171.2</b>	

(\*) effetto nullo del carico d'incendio.

Momenti agenti sulla struttura ottenuti con effetto pieno del carico d'incendio:

Azione	M nodo sup. [kN·m/trave]	rif. paragrafo
peso proprio trave + getto in opera	0	4.3
spinte terreno	-2171.2	5.3
carico d'incendio	-5781.0	9.3.1.3
<b>M totale SLU eccezionale</b>	<b>-7952.2</b>	

Rottura per flessione negativa: N=0 [daN] M=-34627223 [daN·cm]



Il momento calcolato con effetto pieno del carico d'incendio (gradiente termico), pari a -7952 [kNm], è superiore al momento ultimo di plasticizzazione della sezione che vale 3463 [kNm].

Anche in questo caso valgono le considerazioni fatte al paragrafo 9.4.2.2, e si può concludere che la struttura soddisfa il livello III di prestazione secondo la tabella 3.5.IV del DM 14/01/2008, garantendo la resistenza della struttura per un periodo di minimo 120'.