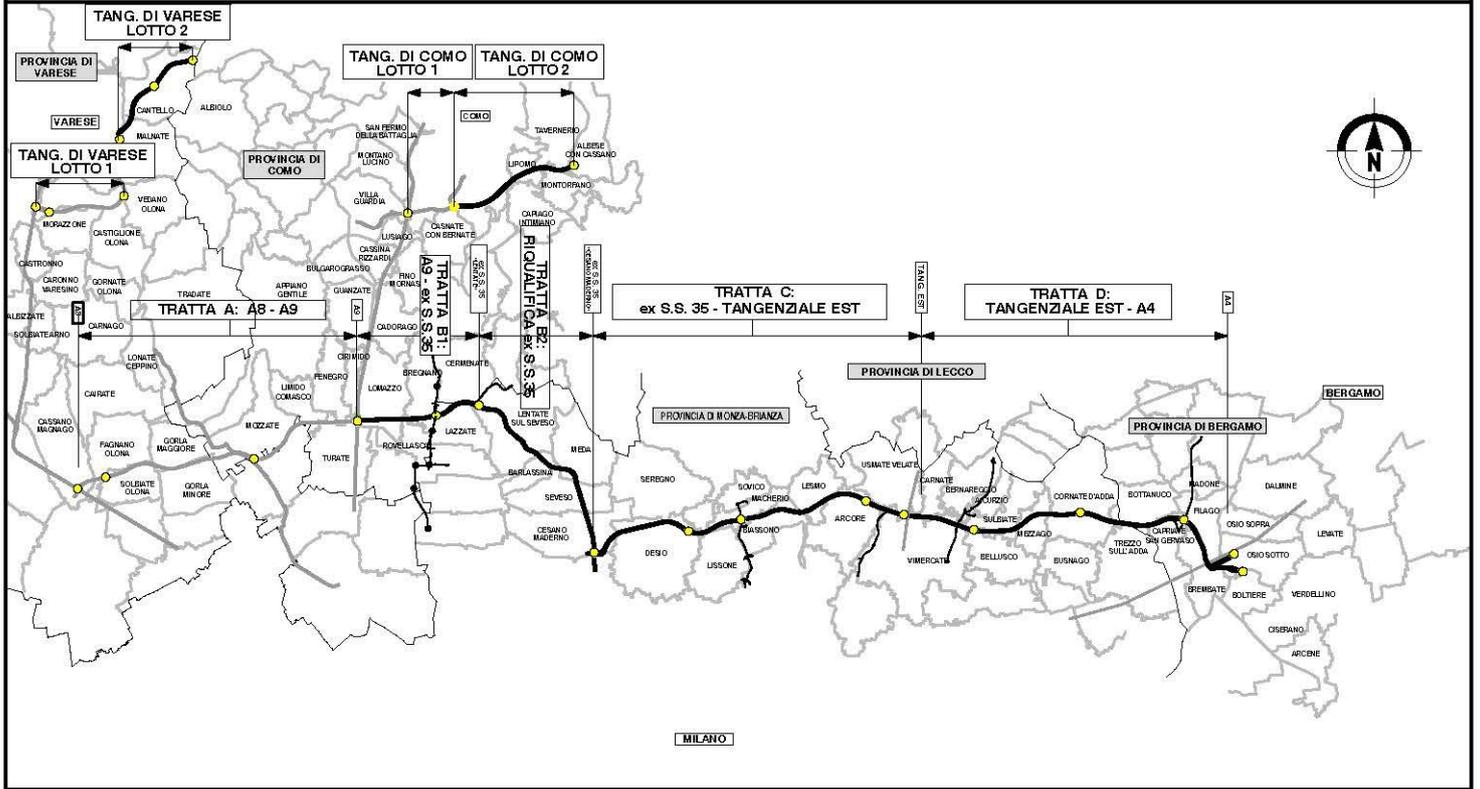


# QUADRO DI UNIONE GENERALE



## COLLEGAMENTO AUTOSTRADALE

### DALMINE-COMO-VARESE-VALICO DEL GAGGIOLO E OPERE AD ESSO CONNESSE

CODICE C.U.P. F11B06000270007

## PROGETTO ESECUTIVO TRATTA C

### OPERE D'ARTE MAGGIORI GALLERIE ARTIFICIALI GALLERIA ARTIFICIALE FS MILANO-CARNATE 3 RELAZIONE DI CALCOLO GALLERIA ARTIFICIALE

#### IDENTIFICAZIONE ELABORATO

FASE PROGETTUALE	AMBITO	TRATTA	CATEGORIA	OPERA	PARTI DI OPERA	TIPO ELABORATO	PROGRESSIVA	REVISIONE ESTERNA
E	SR	CC	140	GA02	000	RC	001	A

DATA Luglio 2023  
SCALA

#### CONTRAENTE GENERALE

PEDELOMBARDA NUOVA S.c.p.A.

#### DATA

#### REVISIONE

07/07/2023	Emissione	A01
28/07/2023	Recepimento istruttoria PNL	A02

#### ELABORAZIONE PROGETTUALE

#### PROGETTISTI

Rocksoll S.p.A.



RESPONSABILE  
INTEGRAZIONE  
PRESTAZIONI  
SPECIALISTICHE

Ing. Carlo Listorti

Redatto  
M. Auguanno

Visto  
A. Marchiondelli

Aprovato  
M. Gatti

#### CONCEDENTE



#### CONCESSIONARIO



#### PROGETTISTA



Il presente documento non potrà essere copiato, riprodotto o altrimenti pubblicato in tutto o in parte senza il consenso scritto di Autostrada Pedemontana Lombarda S.p.A. Ogni utilizzo non autorizzato sarà perseguito a norma di legge.  
This document may not be copied, reproduced or published either in part or entirely without the written permission of Autostrada Pedemontana Lombarda S.p.A. Unauthorized use will be persecuted by law.



COLLEGAMENTO AUTOSTRADALE  
DALMINE – COMO – VARESE – VALICO DEL GAGGIOLO  
E OPERE CONNESSE

## **PROGETTO ESECUTIVO**

TRATTE B2, C, TRMI10/TRMI17/TRCO06

### **TRATTA C**

#### **GALLERIA ARTIFICIALE FS MILANO-CARNATE 3**

RELAZIONE DI CALCOLO GALLERIA ARTIFICIALE

## Sommario

<b>1. PREMESSA.....</b>	<b>5</b>
<b>2. DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE .....</b>	<b>8</b>
<b>3. NORMATIVE DI RIFERIMENTO.....</b>	<b>10</b>
<b>4. SOFTWARE DI ANALISI E DI VERIFICA .....</b>	<b>11</b>
<b>5. MATERIALI STRUTTURALI.....</b>	<b>12</b>
5.1. CONGLOMERATO CEMENTIZIO PER GETTI DI PULIZIA.....	12
5.2. CONGLOMERATO CEMENTIZIO PER SOLETTA INFERIORE, SOLETTA SUPERIORE, PIEDRITTI E ROSTRO.....	12
5.3. ACCIAIO PER C.A. ....	13
5.4. REQUISITI DI DURABILITÀ DEL CALCESTRUZZO.....	13
<b>6. PARAMETRI GEOTECNICI.....</b>	<b>15</b>
<b>7. DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA DI PROGETTO.....</b>	<b>17</b>
7.1. REQUISITI PRESTAZIONALI DELLE OPERE DI PROGETTO .....	17
7.2. DEFINIZIONE DEI VALORI DI ACCELERAZIONE SU SUOLO RIGIDO PER SLO, SLD, SLV, SLC	17
7.3. DETERMINAZIONE CATEGORIA DI SUOLO.....	17
<b>8. VALUTAZIONE DEI CARICHI AGENTI .....</b>	<b>18</b>
8.1. PESO PROPRIO STRUTTURALE .....	18
8.2. CARICHI PERMANENTI PORTATI (G2).....	18
8.3. CARICHI VARIABILI DA TRAFFICO FERROVIARIO (Q) .....	19
8.3.1. RIPARTIZIONE LOCALE DEI CARICHI .....	19
8.3.2. EFFETTI DINAMICI.....	19
8.3.3. TRENO LM71 .....	20
8.3.4. TRENO SW/2.....	21
8.3.5. AZIONI DI AVVIAMENTO E FRENATURA (Q).....	22
8.3.6. SERPEGGIO (Q).....	22
8.3.7. SOVRACCARICHI ACCIDENTALI SULLA SOLETTA DI FONDAZIONE (Q) .....	23
8.4. SPINTE LATERALI DEL TERRENO A RIPOSO.....	23
8.4.1. SPINTA DEL TERRENO IN CONDIZIONI DI RIPOSO.....	23
8.4.2. SPINTA DEL SOVRACCARICO SUL RILEVATO (Q) .....	24
8.5. CARICO DA NEVE .....	24
8.6. AZIONE DEL VENTO (Q) .....	24
8.7. AZIONI SISMICHE.....	25
8.7.1. ACCELERAZIONI SISMICHE .....	25
8.7.2. SPINTA SISMICA DELLE TERRE .....	26
8.8. AZIONI TERMICHE (Q) .....	26
8.9. RITIRO DELLA SOLETTA SUPERIORE .....	27
8.10. AZIONI ECCEZIONALI .....	27
8.10.1. INCENDIO .....	27
<b>9. COMBINAZIONI DI CARICO .....</b>	<b>28</b>
<b>10. METODI DI ANALISI E CRITERI DI VERIFICA .....</b>	<b>30</b>
10.1. VERIFICHE STRUTTURALI ALLO SLU .....	30
10.1.1. RESISTENZA A SFORZO NORMALE E FLESSIONE .....	31
10.1.2. RESISTENZA A TAGLIO.....	32
10.2. VERIFICHE STRUTTURALI ALLO SLE .....	33
10.2.1. Verifiche tensionali.....	33
10.2.2. Verifiche di fessurazione.....	33
10.2.3. Verifiche di deformazione e vibrazione.....	34
10.3. VERIFICHE DI RESISTENZA AL FUOCO.....	34
10.4. VERIFICHE GEOTECNICHE .....	36

10.4.1.	Verifica della capacità portante.....	36
10.4.2.	Verifica di stabilità globale .....	37
10.5.	LIMITAZIONI DI ARMATURA .....	39
<b>11.</b>	<b>MODELLAZIONE DELLE STRUTTURE .....</b>	<b>40</b>
11.1.	SCHEMA DI CALCOLO .....	40
11.2.	APPLICAZIONE DEI CARICHI .....	44
11.3.	COMBINAZIONI DI CARICO .....	53
11.4.	RISULTATI DELLE ANALISI.....	56
<b>12.</b>	<b>VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI .....</b>	<b>60</b>
12.1.	SOLETTA SUPERIORE DIR. 11.....	60
12.1.1.	SEZIONE DI MEZZERIA .....	60
12.1.2.	SEZIONE DI APPOGGIO .....	66
12.1.3.	FASCIA DI BORDO (SEZ. APPOGGIO).....	71
12.1.4.	RIEPILOGO VERIFICHE SOLETTA .....	75
12.2.	SOLETTA SUPERIORE DIR. 22.....	76
12.2.1.	SEZIONE TIPO.....	76
12.3.	PLATEA DIR. 11 .....	78
12.3.1.	SEZIONE DI MEZZERIA .....	78
12.3.2.	SEZIONE DI APPOGGIO .....	84
12.3.3.	FASCIA DI BORDO (SEZ. APPOGGIO).....	90
12.3.4.	RIEPILOGO VERIFICHE PLATEA.....	94
12.4.	PLATEA DIR. 22 .....	95
12.4.1.	SEZIONE TIPO.....	95
12.5.	PIEDRITTI DIR. 11.....	97
12.5.1.	SEZIONE DI SOMMITÀ (E ALLA BASE) .....	97
12.5.2.	RIEPILOGO VERIFICHE PIEDRITTI .....	107
<b>13.</b>	<b>VERIFICHE AZIONI ECCEZIONALI .....</b>	<b>108</b>
13.1.	VERIFICA URTO VEICOLO CONTRO PIEDRITTO.....	108
13.2.	VERIFICHE DI RESISTENZA AL FUOCO.....	108
<b>14.</b>	<b>VERIFICHE DI DEFORMAZIONE E VIBRAZIONE .....</b>	<b>111</b>
14.1.	INFLESSIONE NEL PIANO VERTICALE DELL'IMPALCATO.....	111
14.1.1.	VERIFICA ROTAZIONE COMPLESSIVA .....	111
14.1.2.	VERIFICA SPOSTAMENTO ORIZZONTALE .....	111
14.1.3.	VERIFICA INFLESSIONE VERTICALE .....	111
14.2.	STATO LIMITE PER IL CONFORT DEI PASSEGGERI .....	112
<b>15.</b>	<b>VERIFICHE SLU GEOTECNICHE .....</b>	<b>113</b>
15.1.	VERIFICA DELLA CAPACITÀ PORTANTE.....	113
15.2.	VERIFICA DI STABILITÀ DELLO SCAVO PROVVISORIO.....	115

# 1. PREMESSA

La presente relazione riguarda il dimensionamento delle strutture della galleria artificiale denominata Milano-Carnate 3. La struttura in oggetto fa parte delle opere infrastrutturali a servizio della tratta "C" dell'Autostrada Pedemontana Lombarda (APL) e si sviluppa per una lunghezza complessiva interrata di c.ca 38 m (dalla progr. 0+525 alla progr. 0+550 dell'asse 3 dello svincolo di Arcore) attraversando la linea ferroviaria Milano Carnate.

Di seguito si riporta una planimetria di inquadramento e lo sviluppo planimetrico della intera opera in oggetto:

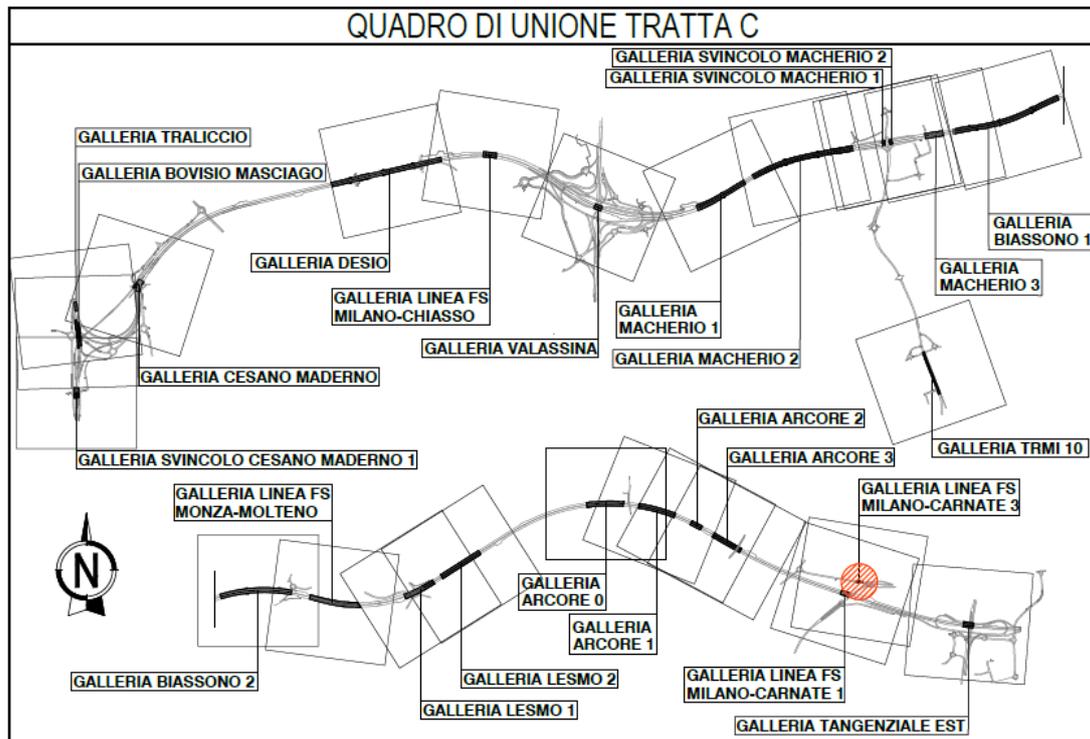


Figura 1-1 Planimetria di inquadramento



L'opera ricade in zona sismica, pertanto saranno applicate le azioni di rito previste dalla norma così come riportato nei capitoli successivi;

- in accordo con il § 2.4 del DM 2008, l'opera è progettata assumendo una vita nominale (VN) di 100 anni e una classe d'uso IV, con coefficiente d'uso CU pari a 2, in quanto un danneggiamento strutturale delle suddette opere pregiudicherebbe la funzionalità ed il mantenimento di una via di comunicazione classificata come di "importanza strategica". Ne consegue quindi che, per le strutture definitive, il periodo di riferimento per l'azione sismica è considerato pari a  $VR = VN \times CU = 200$  anni;
- per tutte le strutture è prevista una classe di resistenza al fuoco R120. In accordo con il § 3.6.1 del DM 2008, si ritiene adeguato un Livello III, tale da garantire il "Mantenimento dei requisiti di resistenza a fuoco delle strutture per un periodo congruo per la gestione dell'emergenza".
- le strutture definitive della galleria risultano a contatto diretto o indiretto con terreni non aggressivi con eventuale presenza di acqua; pertanto, si considerano condizioni ambientali ordinarie e si assume una classe di esposizione ambientale per il calcestruzzo delle strutture interrato pari a XC2 oppure a XC2/XC3.

## 2. DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE

La galleria artificiale Carnate 3 è caratterizzata da una struttura scatolare ad una canna che presenta la seguente geometria:

- Luce netta campata: 11.50m
- Altezza netta della struttura: 6.20m
- Altezza fuori tutto: 8.20m
- Sviluppo trasversale fuori tutto: 13.50m
- Sviluppo longitudinale in asse fuori tutto: 25.00m

La struttura è composta dai seguenti elementi, previsti in calcestruzzo armato gettato in opera:

- Soletta inferiore sp.: 100cm
- Piedritti esterni sp.: 100cm
- Soletta superiore sp.: 100cm

Ad estradosso soletta è presente anche un massetto di protezione impermeabilizzazione di spessore 5cm.

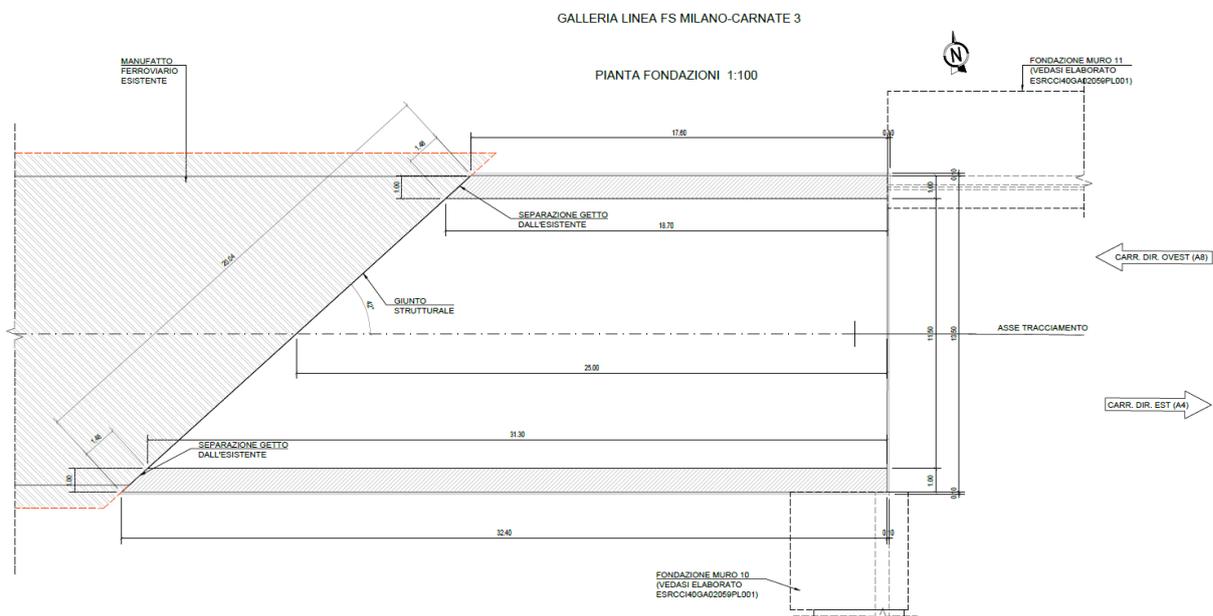


Figura 2-1 Pianta Fondazioni

Si riporta una schematizzazione delle sezioni caratteristiche:

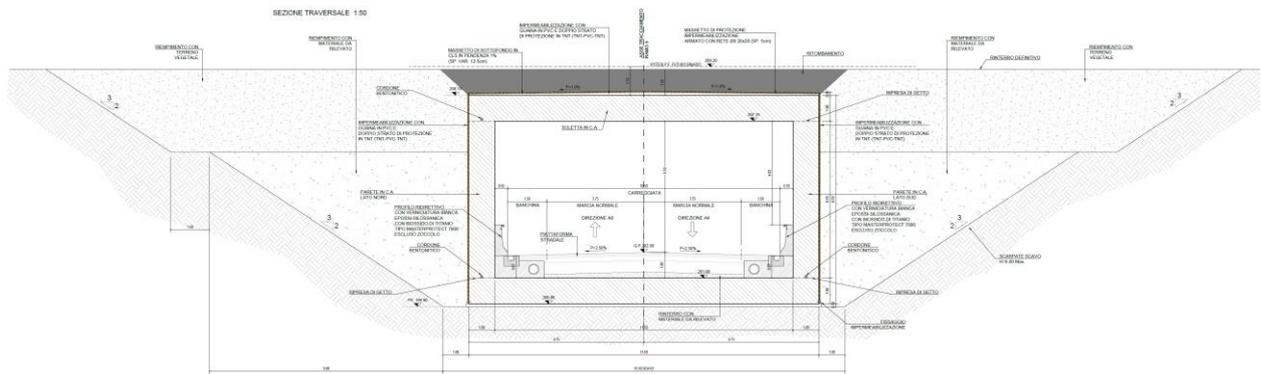


Figura 2-2 – Sezione Trasversale

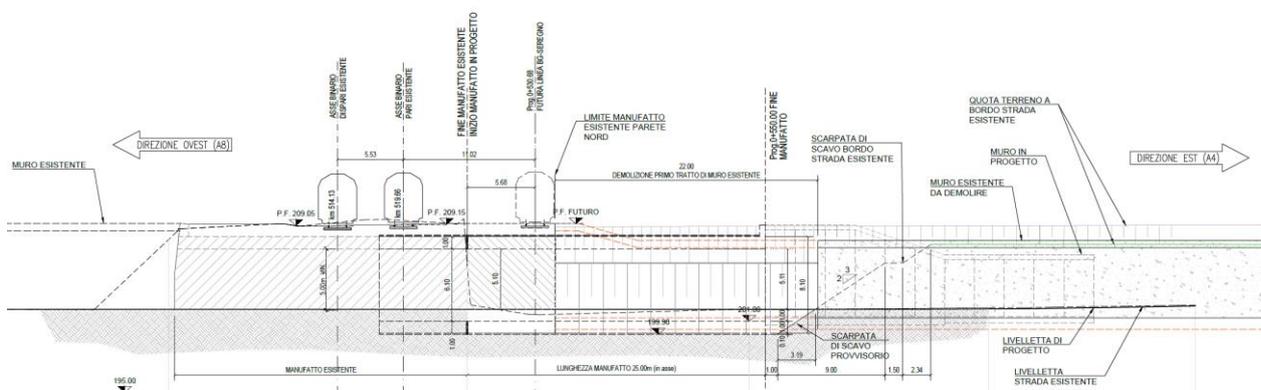


Figura 2-3 – Sezione Longitudinale

Si hanno quindi i seguenti spessori relativi all'estradosso della soletta superiore:

- Ricoprimento sp.: 100cm
- Ballast e armamento sp.: 110cm

### 3. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Le verifiche statiche e la redazione della presente relazione sono state eseguite nel rispetto delle seguenti Normative:

- **MANUALE ITALFER rev. 30 dicembre 2016** – Manuale di progettazione delle opere civili – Parte II – Sezione 2 Ponti e strutture – Codifica: RFI DTC SI PS MA IFS 001 A
- **D. M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008** – Norme tecniche per le costruzioni;
- **C.M. 02.02.2009** – Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni
- **UNI EN 1990 (Eurocodice 0)** – Aprile 2006: "Criteri generali di progettazione strutturale";
- **Legge 5 novembre 1971 n. 1086** – Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica;
- **UNI EN 1991-2-4 (Eurocodice 1)** – Agosto 2004: "Azioni in generale: Pesì per unità di volume, pesì propri e sovraccarichi per gli edifici";
- **UNI EN 1991-1-1 (Eurocodice 1)** – Agosto 2004: "Azioni in generale – Parte 1-1: Pesì per unità di volume, pesì propri e sovraccarichi per gli edifici";
- **UNI EN 1991-2 (Eurocodice 1)** – Marzo 2005: "Azioni sulle strutture – Parte 2: Carico da traffico sui ponti";
- **UNI EN 1992-1-1 (Eurocodice 2)** – Novembre 2005: "Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici";
- **UNI EN 1992-1-2 (Eurocodice 2)** – Aprile 2005: "Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-2: Regole generali – Progettazione strutturale contro l'incendio";
- **UNI EN 1992-2 (Eurocodice 2)** – Gennaio 2006: "Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 2: Ponti in calcestruzzo - progettazione e dettagli costruttivi";
- **UNI EN 1993-1-1 (Eurocodice 3)** – Ottobre 1993: "Progettazione delle strutture in acciaio - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici";
- **UNI EN 1997-1 (Eurocodice 7)** – Febbraio 2005: "Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali";
- **UNI EN 1998-1 (Eurocodice 8)** – Marzo 2005: "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali – Azioni sismiche e regole per gli edifici";
- **UNI EN 1998-2 (Eurocodice 8)** – Febbraio 2006: "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti";
- **UNI ENV 1998-5 (Eurocodice 8)** – Gennaio 2005: "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici".
- **Linee guida sul calcestruzzo strutturale** – Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale;
- **UNI EN 197-1 giugno 2001** – "Cemento: composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni";
- **UNI EN 11104: 2016** – "Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità", Istruzioni complementari per l'applicazione delle EN 206-1;
- **UNI EN 206-1 ottobre 2016** – "Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità".

## 4. SOFTWARE DI ANALISI E DI VERIFICA

- Modello strutturale di riferimento:  
SAP 2000, versione 24.2.0, sviluppato da Computers and Structures Inc.
- Verifiche strutturali di elementi in c.a.:  
ENG8, versione 8.31, sviluppato da SigmaC
- VCaSLU, sviluppato dal Prof. Gelfi
- Verifiche al fuoco: RAF, versione 10, sviluppato da Aztec
- Fogli di Calcolo Excel di comprovata affidabilità sviluppati dai sottoscritti.

## 5. MATERIALI STRUTTURALI

Per la realizzazione dell'opera è previsto l'impiego dei seguenti materiali:

### 5.1. CONGLOMERATO CEMENTIZIO PER GETTI DI PULIZIA

Conglomerato cementizio usato per il magrone di sottofondazione:

- Classe di resistenza: **C12/15**

### 5.2. CONGLOMERATO CEMENTIZIO PER SOLETTA INFERIORE, SOLETTA SUPERIORE, PIEDRITTI E ROSTRO

- Classe di resistenza: **C30/37**
- Classe di esposizione: XC2 Soletta inferiore  
XC2, XC3 Piedritti  
XC3 Soletta superiore
- Resistenza caratteristica a compressione cubica:  $R_{ck} = 37.00 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza caratteristica a compressione cilindrica:  $f_{ck} = 0.83 * R_{ck} = 30.71 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza media a compressione cilindrica:  $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 38.71 \text{ N/mm}^2$
- Modulo elastico:  $E_c = 22000 * (f_{cm}/10)^{0.3} = 33'019 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a trazione media:  $f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^{2/3} = 2.94 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a trazione caratteristica:  $f_{ctk} = 0.70 * f_{ctm} = 2.06 \text{ N/mm}^2$
- Classe di consistenza - Slump: = S5
- Contenuto min cemento: = 340 kg/mc
- Max dimensione aggregato: = 32 mm

Si riportano i valori di progetto:

#### STATO LIMITE ULTIMO

- Coefficiente parziale di sicurezza:  $\gamma_c = 1.50$
- Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata:  $\alpha_{cc} = 0.85$
- Resistenza a compressione di calcolo:  $f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 17.40 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a trazione di calcolo:  $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.37 \text{ N/mm}^2$

#### STATO LIMITE DI ESERCIZIO

- Tensione max di compressione – Comb. rara:  $\sigma_c < 0.60 * f_{ck} = 18.43 \text{ N/mm}^2$
- Tensione max di compressione – Comb. q. perm.:  $\sigma_c < 0.45 * f_{ck} = 13.82 \text{ N/mm}^2$

### 5.3. ACCIAIO PER C.A.

Acciaio in barre a aderenza migliorata - tipo **B450C**:

- Tensione caratteristica di rottura (frattile 5%):  $f_{tk}$  = 540.00 N/mm<sup>2</sup>
- Tensione caratteristica di snervamento (frattile 5%):  $f_{yk}$  = 450.00 N/mm<sup>2</sup>
- Modulo elastico:  $E_c$  = 200'000 N/mm<sup>2</sup>

Si riportano i valori di progetto:

#### STATO LIMITE ULTIMO

- Coefficiente parziale di sicurezza:  $\gamma_s$  = 1.15
- Resistenza a trazione di calcolo:  $f_{yd}$   $f_{yk}/\gamma_s$  = 391.30 N/mm<sup>2</sup>

#### STATO LIMITE DI ESERCIZIO

- Tensione massima di trazione:  $\sigma_s$  < 0.80 \*  $f_{yk}$  = 360.00 N/mm<sup>2</sup>

### 5.4. REQUISITI DI DURABILITÀ DEL CALCESTRUZZO

Per la definizione delle caratteristiche degli elementi in calcestruzzo armato tali da garantire la desiderata durabilità della struttura a fronte delle condizioni di esposizione ambientale, si fa riferimento alle seguenti normative:

- UNI EN 1992-1-1: 2015 – Progettazione delle strutture cementizie;
- UNI EN 206: 2016 Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità;
- UNI 11104: 2016 Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Specificazioni complementari per l'applicazione della EN 206.

A seconda dell'esposizione dell'elemento considerato, si considerano le seguenti classi di esposizione a cui corrispondono le classi di resistenza minima e il valore di copriferro minimo che verrà illustrato in seguito:

Galleria GA16 (Carnate 1)	Descrizione delle caratteristiche ambientali	Classe di esposizione (UNI EN 1991-1-1, tab 4.1)
Soletta superiore	Moderata o alta umidità dell'aria. Calcestruzzo in esterni con superfici esterne riparate dalla pioggia, o in interni con umidità dell'aria da moderata ad alta.	XC3
Piedritti	Umidità moderata Calcestruzzo all'interno di edifici con umidità moderata oppure elevata Calcestruzzo esposto all'esterno protetto dalla pioggia	XC2/XC3
Soletta inferiore	Prevalentemente acquoso, o saturo d'acqua, raramente secco. Superfici di calcestruzzo a contatto con acqua per lungo tempo.	XC2

Secondo il par. 4.4.1 dell'Eurocodice 2, il copriferro nominale viene determinato come:

$$C_{nom} = C_{min} + \Delta C_{dev}$$

- Il valore raccomandato per  $\Delta c_{dev}$  corrisponde a 10 mm
- Il valore di  $c_{min}$  viene determinato come il massimo tra  $c_{min,b}$  e  $c_{min,dur}$  definiti come:
  - il valore di  $c_{min,b}$  viene assunto pari al diametro massimo della barra;
  - il valore di  $c_{min,dur}$  si considera a partire dalla classe strutturale dell'opera e dalle classi di esposizione; alla luce della vita nominale dell'opera, assunta pari a 50 anni, si considera una classe strutturale di partenza S4.

Nel calcolo del copriferro per ciascun elemento strutturale occorrerà aggiornare la classe strutturale in base alla resistenza e alla tipologia di elemento strutturale, in accordo con il seguente prospetto.

prospetto 4.3N **Classificazione strutturale raccomandata**

Classe Strutturale							
Criterio	Classe di esposizione secondo il prospetto 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1	XD2 / XS1	XD3 / XS2 / XS3
Vita utile di progetto di 100 anni	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi
Classe di resistenza <sup>1) 2)</sup>	≥C30/37 ridurre di 1 classe	≥C30/37 ridurre di 1 classe	≥C35/45 ridurre di 1 classe	≥C40/50 ridurre di 1 classe	≥C40/50 ridurre di 1 classe	≥C40/50 ridurre di 1 classe	≥C45/55 ridurre di 1 classe
Elemento di forma simile ad una soletta (posizione delle armature non influenzata dal processo costruttivo)	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe
È assicurato un controllo di qualità speciale della produzione del calcestruzzo	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe

Figura 5-1 Prospetto 4.3N - determinazione della classe strutturale

prospetto 4.4N **Valori del copriferro minimo,  $c_{min,dur}$ , requisiti con riferimento alla durabilità per acciai da armatura ordinaria, in accordo alla EN 10080**

Requisito ambientale per $c_{min,dur}$ (mm)							
Classe strutturale	Classe di esposizione secondo il prospetto 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1 / XS1	XD2 / XS2	XD3 / XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

Figura 5-2 Prospetto 4.4N - Eurocodice 2. Determinazione di  $c_{min,dur}$

Si esplicitano i calcoli del copriferro a seconda delle classi di esposizione, del tipo di elemento strutturale e del diametro massimo delle armature effettivamente utilizzate ( $c_{min,b}$ ) nel progetto; si precisa che tali copriferri sono netti dal filo esterno dell'armatura longitudinale di ogni elemento.

Tabella 1 copriferri minimi per durabilità:  $C_{tot,ad}$  si intende copriferro adottato

Elemento	Cls	Classe strutturale	$c_{min,dur}$	$c_{min,b}$	$c_{min}$	$\Delta c_{dev}$	$C_{tot,ad}$
Soletta inferiore	C30/37	S6	35	30	35	10	45
Piedritti	C30/37	S6	35	30	35	15	50
Soletta superiore	C30/37	S6	35	30	35	10	45

## 6. PARAMETRI GEOTECNICI

Con riferimento alla specifica relazione geotecnica, i parametri assunti per il calcolo vengono attinti dalla scheda geotecnica e riportati di seguito:

Strato 1 – Limo sabbioso/argilloso [0.00 – 1.00] m da p.c.:

- Angolo di attrito  $\varphi' = 30^\circ$
- Coesione drenata  $c' = 10 \text{ kN/m}^2$
- Coesione non drenata  $c_u = 50 \text{ kN/m}^2$
- Peso specifico  $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
- Peso specifico – immerso  $\gamma' = 9 \text{ kN/m}^3$
- Angolo di attrito terra-muro  $\delta = 0^\circ$
- Modulo di Young operativo  $E_{op} = 20 \text{ MPa}$

Strato 2 – Sabbia limosa [1.00 – 10.00] m da p.c.:

- Angolo di attrito  $\varphi' = 40^\circ$
- Coesione drenata  $c' = 0 \text{ kN/m}^2$
- Coesione non drenata  $c_u = 0 \text{ kN/m}^2$
- Peso specifico  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
- Peso specifico – immerso  $\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$
- Angolo di attrito terra-muro  $\delta = 0^\circ$
- Modulo di Young operativo  $E_{op} = 60 \text{ MPa}$

Strato 3 – Ghiaia e sabbia con livelli coesivi [10.00 – 33.00] m da p.c.:

- Angolo di attrito  $\varphi' = 40^\circ$
- Coesione drenata  $c' = 5 \text{ kN/m}^2$
- Coesione non drenata  $c_u = 0 \text{ kN/m}^2$
- Peso specifico  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
- Peso specifico – immerso  $\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$
- Angolo di attrito terra-muro  $\delta = 0^\circ$
- Modulo di Young operativo  $E_{op} = 90 \text{ MPa}$

Per il terreno di riporto si considerano i seguenti parametri geotecnici caratteristici:

- Peso di unità di volume  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
- angolo di attrito  $\varphi' = 35^\circ$
- coesione  $c' = 0 \text{ kPa}$
- Modulo di Young operativo  $E_{op} = 30 \text{ MPa}$

Nelle analisi, la quota della falda è stata considerata a 13.5 m dal piano campagna.

Si riportano, a seguire, le elaborazioni ottenute dalle prove geotecniche, mentre per la scelta dei parametri geotecnici di riferimento si rimanda alla “Relazione geotecnica” di progetto.

WBS	CC D04 GA02
Opera	Galleria Milano-Carnate 3
Tratta	C
Comune	Usmate Velate
Progressiva	0+525,00 ÷ 0+550,00
Indagini a disposizione	PD PE
	- ESC S67
Suscettibilità geologica	MEDIA
Gruppo	2

QUOTA INDICATIVA PIANO CAMPAGNA	[m s.l.m.]	208,0
QUOTA INDICATIVA ASSE STRADALE	[m s.l.m.]	201,9
FALDA	[m s.l.m.]	188,1

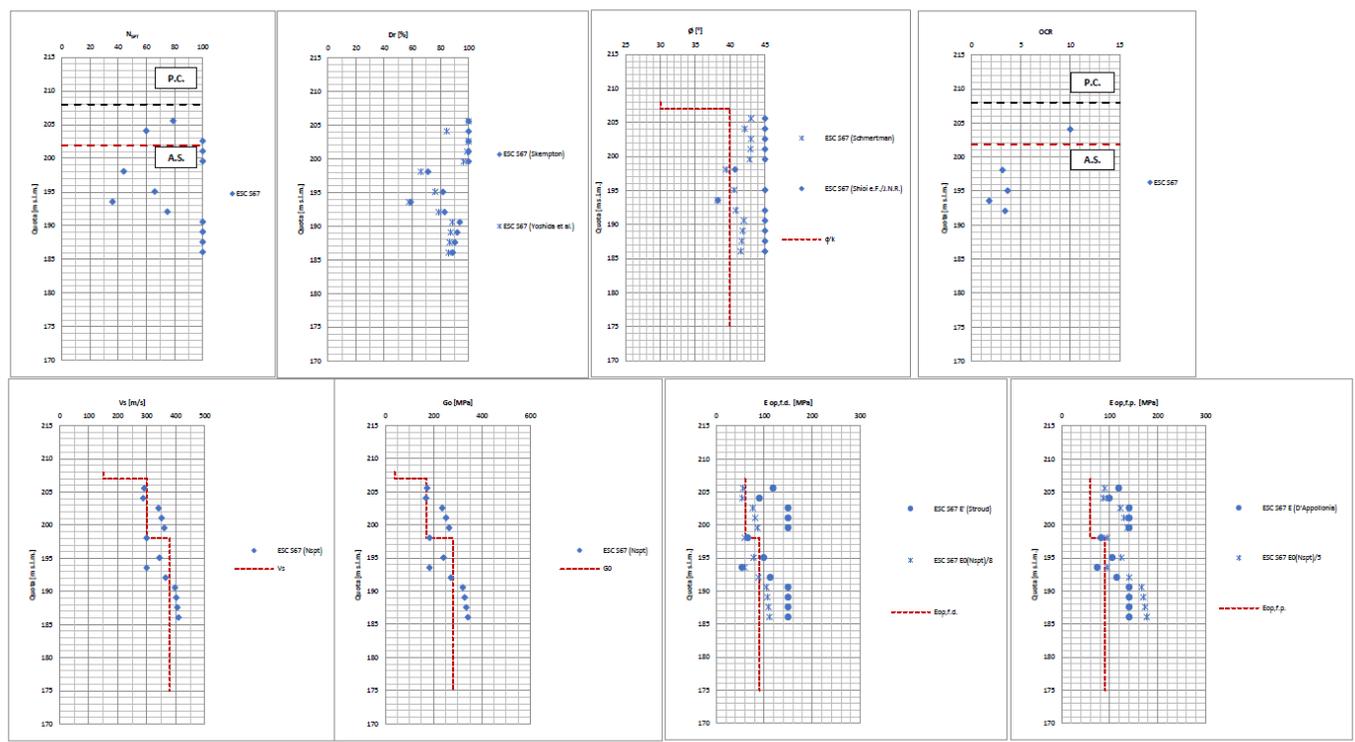
**LEGENDA**  
 $\gamma/\gamma'$  = peso di volume del terreno / peso di volume immerso del terreno  
 $\nu$  = coefficiente di Poisson  
 $\phi'_k$  = valore caratteristico angolo di resistenza al taglio efficace  
 $c'_k$  = valore caratteristico coesione in condizioni drenate efficace  
 $c_{u,k}$  = valore caratteristico coesione in condizioni non drenate  
 $v_s$  = velocità di propagazione delle onde di taglio  
 $G_0$  = modulo di taglio alle piccole deformazioni  
 $E_{op,f,d}$  = modulo elastico di Young operativo (opere di fondazione dirette)  
 $E_{op,f,p}$  = modulo elastico di Young operativo (opere di fondazione profonde)  
 $M_{op,f,d}$  = modulo edometrico operativo per fondazioni dirette  
 $M_{op,f,p}$  = modulo edometrico operativo per fondazioni profonde-opere di sostegno  
OCR = grado di sovraconsolidazione  
 $ko$  = coefficiente di spinta a riposo



**NOTE**

MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO																	
Unità	Tipologia Terreno	da [m s.l.m.]	a [m s.l.m.]	da [m da p.c.]	a [m da p.c.]	$\gamma/\gamma'$	$\nu$	$\phi'_k$ [°]	$c'_k$ [kPa]	$c_{u,k}$ [kPa]	$v_s$ [m/s]	$G_0$ [MPa]	$E_{op,f,d}$ [MPa]	$E_{op,f,p}$ [MPa]	$M_{op,f,d}$ [MPa]	$M_{op,f,p}$ [MPa]	$K_0$
Limo sabbioso/argilloso	coesivo	208,0	207,0	0,0	1,0	19/9	0,30	30	10	50	150	40	-	-	10	20	0,79
Sabbia limosa	incoerente	207,0	198,0	1,0	10,0	20/10	0,25	40	0	-	300	170	60	90	-	-	0,64
Ghiaia e sabbia con livelli coesivi	congl./inc.	198,0	175,0	10,0	33,0	20/10	0,25	40	5	-	380	280	90	130	-	-	0,46

PARAMETRI PER AZIONE SISMICA DA PD	
Cat.Terreno	C
PARAMETRI PER AZIONE SISMICA PE	
Cat.Terreno	B



## 7. DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA DI PROGETTO

### 7.1. REQUISITI PRESTAZIONALI DELLE OPERE DI PROGETTO

In accordo con il § 2.4 del DM 2008, l'opera viene progettata assumendo una vita nominale (VN) di 100 anni e una classe d'uso IV, con coefficiente d'uso CU pari a 2, in quanto un danneggiamento strutturale delle suddette opere pregiudicherebbe la funzionalità ed il mantenimento di una via di comunicazione classificata come "di importanza strategica". Ne consegue quindi che, per le strutture definitive, il periodo di riferimento per l'azione sismica è considerato pari a  $VR = VN \times CU = 200$  anni.

### 7.2. DEFINIZIONE DEI VALORI DI ACCELERAZIONE SU SUOLO RIGIDO PER SLO, SLD, SLV, SLC

Indipendentemente dalla zona sismica in cui ricade il manufatto, i valori dell'accelerazione di progetto  $a_g/g$ , (calcolati per  $T=0$ ) sono stimati in base alla vita nominale e alla classe d'uso dell'elemento, dai dati del reticolo di riferimento tabellati nell'allegato B alle NTC2008.

Per quanto riguarda la classificazione sismica, i terreni interessati dall'opera sono ascrivibili alla categoria di suolo **tipo B**, mentre in sede di PD era stata assegnata la categoria tipo C. *Si ritiene ragionevolmente prudentiale continuare a considerare nei calcoli la categoria C poiché, la differenza tra le sollecitazioni in condizioni sismiche determinate con la categoria C o con la B è alquanto contenuta, differendo per pochi punti percentuali. In secondo luogo le sollecitazioni in condizioni non sismiche (SLU) sono maggiori di quelle sismiche (SLV-C). Ma soprattutto ciò che risulta dimensionante ai fini della determinazione delle armature nelle opere sotto binario sono le verifiche a fessurazione.*

i valori dell'accelerazione di progetto  $a_g/g$ , (calcolati per  $T=0$ ) sono stimati in base alla vita nominale e alla classe d'uso dell'elemento, dai dati del reticolo di riferimento tabellati nell'allegato B alle NTC 2008.

Tabella 2 – Parametri sismici indipendenti

	TRATTA C	$T_r$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$	$T_{c^*}$ [s]
CARNATE 3	Operatività (SLO)	120	0.040	2.562	0.234
	Danno (SLD)	201	0.048	2.549	0.253
	Salvaguardia della vita (SLV)	1898	0.104	2.589	0.300
	Prevenzione del collasso (SLC)	2475	0.113	2.590	0.304

### 7.3. DETERMINAZIONE CATEGORIA DI SUOLO

Per quanto riguarda la classificazione sismica, i terreni interessati dall'opera sono ascrivibili alla categoria di suolo di **tipo C**

## 8. VALUTAZIONE DEI CARICHI AGENTI

### 8.1. PESO PROPRIO STRUTTURALE

- Calcestruzzo armato:	$\gamma_{c.a.}$	=	25 kN/m <sup>3</sup>
- Ricoprimento:	$\gamma_{ric.}$	=	20 kN/m <sup>3</sup>
- Ballast + armamento:	$\gamma_{ballast}$	=	18 kN/m <sup>3</sup>
- Fondazione stradale (riempimento):	$\gamma_{strada1}$	=	20 kN/m <sup>3</sup>
- Sovrastruttura ferroviaria (5cm sopra ballast):	$\gamma_{ric1}$	=	20 kN/m <sup>3</sup>

### 8.2. CARICHI PERMANENTI PORTATI (G2)

I carichi permanenti portati sono derivati dalle densità dei materiali e possono essere dedotti dalle stratigrafie del livello di copertura e del livello di fondazione.

- *Livello copertura (Zona Binario):*  
Totale:  $G_{2k} = 20.65$  kN/m<sup>2</sup>

Strato	Spessore [m]	Peso specifico [kN/m <sup>3</sup> ]	G <sub>2k</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]
- Ballast + armamento:	0.80	18	14.4
- Ricoprimento:	0.25	20	5.0
- Massetto protezione impermeabilizzazione:	0.05	25	1.25

- *Livello copertura (Zona libera):*  
Totale:  $G_{2k} = 20.25$  kN/m<sup>2</sup>

Strato	Spessore [m]	Peso specifico [kN/m <sup>3</sup> ]	G <sub>2k</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]
- Ricoprimento:	0.95	20	19.0
- Massetto protezione impermeabilizzazione:	0.05	25	1.25

- *Livello soletta fondazione:*  
Totale:  $G_{2k} = 20.00$  kN/m<sup>2</sup>

Strato	Spessore [m]	Peso specifico [kN/m <sup>3</sup> ]	G <sub>2k</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]
- Sovrastruttura stradale:	1.00	20	20.0

## 8.3. CARICHI VARIABILI DA TRAFFICO FERROVIARIO (Q)

### 8.3.1. RIPARTIZIONE LOCALE DEI CARICHI

Detta  $L_D$  la *larghezza di diffusione del carico trasversale* dalla rotaia alla quota del piano medio della soletta di copertura, assumendo che detta diffusione avvenga con rapporto 4/1 lungo il ballast ed il terrapieno e 1/1 lungo le strutture in c.a., si ottiene, considerando pari a 2.60 m la larghezza della traversina:

$$L_D = 2.60 + 2 \cdot (1.10 - 0.40) / 4 + 2 \cdot 1.0 / 2 = 3.95 \text{ m}$$

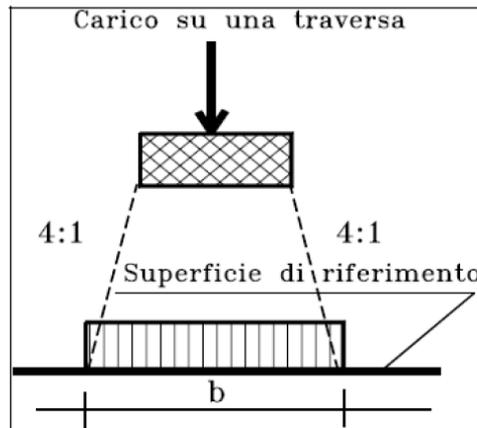


Fig. 5.2.4 Distribuzione longitudinale dei carichi attraverso il ballast

Figura 8-1 Schema di distribuzione longitudinale dei carichi secondo NTC 2008 Cap 5

### 8.3.2. EFFETTI DINAMICI

Incremento dinamico per linee con ridotto standard manutentivo

$L_\phi$  = lunghezza caratteristica in metri, valutata come:

- i) per sottovia di altezza libera > 5.0 m e luce libera > 8.0 m

$$L_\phi = k \cdot L_m$$

$$n = 2 - 3 - 4 - \geq 5$$

$$k = 1.2 - 1.3 - 1.4 - 1.5$$

$$L_m = 1/n (L_1 + L_2 + \dots + L_n)$$

In questa situazione il coefficiente  $\phi$  va ridotto applicando ad esso il coefficiente 0.9.

Nel caso di luce singola si considera la situazione di trave continua a tre luci. Ne deriva che  $k = 1.3$ .

- ii) per scatolari con altezza di copertura  $h > 1.0\text{m}$

$$\phi_{rid} = \phi - \frac{h - 1.00}{10} \geq 1.0$$

con h (in metri) l'altezza della copertura dall'estradosso della struttura alla faccia superiore delle traverse.

$$L_{\phi} = 1.3 * (2 * (8.2 - 1.0 / 2 - 1.0 / 2) + (11.5 + 1.0)) / 3 = 11.65 \text{ m}$$

$$\phi_3 = 0.9 * [2.16 / (\sqrt{L_{\phi}} - 0.2) + 0.73] = 1.26$$

Per  $h_{\text{ricoprimento}} \geq 1$  si ha:  $\phi_{\text{rid}} = \phi - (h - 1.00) / 10$ ;

nel caso in esame il ricoprimento è inferiore ad 1m quindi non si hanno ulteriori riduzioni del coefficiente dinamico.

### 8.3.3. TRENO LM71

Questo treno di carico schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario normale.

Il treno LM71 è schematizzato da quattro assi da 250 kN disposti ad interasse di 1.60m su una lunghezza di 6.4m e da un carico distribuito di 80 kN/m in entrambe le direzioni per una lunghezza illimitata.

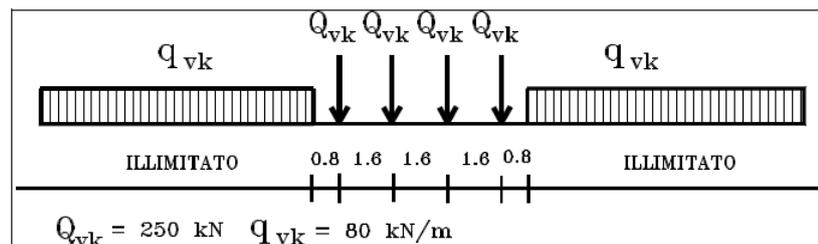


Figura 5.2.1 - Treno di carico LM 71

Tutti i valori dei carichi suddetti dovranno essere moltiplicati per un coefficiente di adattamento "α", variabile in ragione della tipologia dell'infrastruttura (ferrovie ordinarie, ferrovie leggere, metropolitane, ecc.).

MODELLO DI CARICO	COEFFICIENTE "α"	
	CATEGORIA "A"	CATEGORIA "B"
LM71	1.1	0.83 <sup>(1)</sup>
SW/0	1.1	0.83 <sup>(1)</sup>
SW/2	1.0	0.83 <sup>(1)</sup>

(1) per velocità di progetto  $\geq 200$  km/h si dovrà assumere il valore di  $\alpha = 1.0$

Tab 1.4.1.1-1 Coefficiente di adattamento "α" in funzione del modello e della categoria del ponte

Per il sottopasso scatolare in oggetto, si considera la colonna relativa ai ponti di categoria "A".

Il carico equivalente distribuito relativo ai quattro assi vale:

$$q_{\text{equi}} = 250 * 4 / 6.4 = 156.25 \text{ kN/m}$$

avremo quindi

- in corrispondenza dei quattro assi da 250kN

$$q_1 = q_{\text{equi}} * \alpha / L_d * \phi_3 = 156.25 * 1.1 / 3.95 * 1.26 = \mathbf{54.83 \text{ kN/m}^2}$$

- in corrispondenza del carico  $q=80\text{kN/m}$

$$q_2 = q * \alpha / L_d * \phi_3 = 80 * 1.1 / 3.95 * 1.26 = \mathbf{28.07 \text{ kN/m}^2}$$

I carichi assiali del treno LM71 saranno dislocati a cavallo dell'asse di mezzeria della soletta superiore per cogliere il valore del massimo momento in campata; ubicandoli, invece, in adiacenza al piedritto di destra, si coglierà il valore del massimo taglio.

### 8.3.4. TRENO SW/2

Questo treno di carico schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario pesante.

L'articolazione del carico è mostrata nella figura seguente.

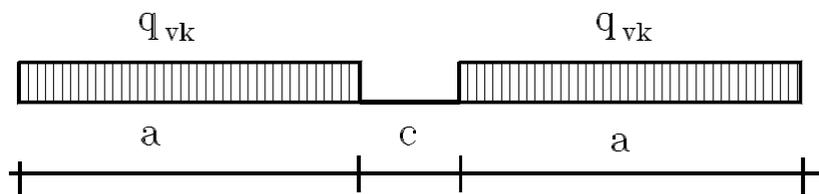


Figura 5.2.2 - Treno di carico SW

Per tale modello di carico, sono considerate due distinte configurazioni denominate SW/0 ed SW/2 (l'SW/0 va considerato solo per travi continue qualora più sfavorevole dell'LM71).

Tabella 5.2.I - Caratteristiche Treni di Carico SW

Tipo di Carico	$q_{vk}$ [kN/m]	a [m]	c [m]
SW/0	133	15,0	5,3
SW/2	150	25,0	7,0

Per i manufatti scatolari in oggetto non si prende in considerazione il treno SW/0.

$$q_{vk} = 150 \text{ kN/m}$$

quindi

$$q = q_{vk} / L_d * \phi_3 = 150 / 3.95 * 1.26 = \mathbf{47.85 \text{ kN/m}^2}$$

### 8.3.5. AZIONI DI AVVIAMENTO E FRENATURA (Q)

Le forze di frenatura e di avviamento agiscono sulla sommità del binario nella direzione longitudinale dello stesso. Dette forze sono da considerarsi uniformemente distribuite su una lunghezza di binario L determinata per ottenere l'effetto più gravoso sull'elemento strutturale considerato.

I valori caratteristici da considerare sono questi:

$$Q_{la,k} = 33[\text{kN/m}] \times L [\text{m}] \leq 1000 \text{ kN} \quad \text{avviamento per modelli di carico LM71, SW/0 e SW/2}$$

$$Q_{lb,k} = 20 [\text{kN/m}] \times L [\text{m}] \leq 6000 \text{ kN} \quad \text{frenatura per modelli di carico LM71 e SW/0}$$

$$Q_{lb,k} = 35 [\text{kN/m}] \times L[\text{m}] \quad \text{frenatura per modello di carico SW/2}$$

Si considera il valore relativo alla frenatura per il modello di carico SW/2.

Le azioni orizzontali uniformemente distribuite sulla soletta superiore (impronta  $L_d$ ) risultano:

*Treno SW/2 - frenatura*

$$Q_l = 35.0 / 3.95 = 8.86 \text{ kN/m}^2$$

*Treno LM71 – avviamento binario adiacente*

$$Q_l = 33.0 / 3.95 = 8.35 \text{ kN/m}^2$$

### 8.3.6. SERPEGGIO (Q)

La forza laterale indotta dal serpeggio si considera come una forza concentrata agente orizzontalmente, applicata alla sommità della rotaia più alta, perpendicolarmente all'asse del binario. Il valore caratteristico di tale forza sarà assunto pari a  $Q_{sk}=100 \text{ kN}$ .

Tale valore deve essere moltiplicato per  $\alpha$ , (se  $\alpha > 1$ ), ma non per il coefficiente  $\Phi$ . Questa forza laterale deve essere sempre combinata con i carichi verticali.

Questa forza viene trasferita sugli shell del modello come forza di pressione sugli shell del semi binario per avere una coppia equivalente.

Coppia per unità di lunghezza scatolare:

$$M = 100 * 1.1 * 1.1 / (12.50 * \sqrt{2}) = 6.84 \text{ kNm/m};$$

Considerando la larghezza d'influenza del binario pari a 3.95m si ha una forza di pressione sul semi binario (positiva/negativa) pari a:

$$S = M / (B/2) / (B/2) = 6.84 / (3.95/2) / (3.95/2) = 1.75 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{La forza orizzontale è pari a } S_y = 100 / (12.5 * \sqrt{2} * 3.95) = 1.43 \text{ kN/m}^2$$

### 8.3.7. SOVRACCARICHI ACCIDENTALI SULLA SOLETTA DI FONDAZIONE (Q)

Come carico accidentale gravante sulla soletta di fondazione si assume un carico uniformemente ripartito pari a 20.00 kN/m<sup>2</sup>.

### 8.4. SPINTE LATERALI DEL TERRENO A RIPOSO

I carichi laterali sono ipotizzati agenti orizzontalmente e dedotti a partire dal carico verticale in funzione del coefficiente di spinta laterale  $K_L$ , in relazione alla geometria del carico, le spinte agiscono simmetricamente sulla struttura.

Le spinte sui piedritti in fase statica verranno determinate applicando il coefficiente di spinta a riposo  $k_0 = 1 - \sin \phi'$ , essendo  $\phi'$  l'angolo di resistenza al taglio del terreno agente sui piedritti.

Il rinterro a ridosso dello scatolare verrà realizzato tramite materiale arido di buone caratteristiche meccaniche.

Per il reintegro si assumono prudenzialmente i seguenti parametri:

$$\gamma_{\text{reint}} = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi'_k = 35^\circ$$

Per definire l'azione agente orizzontalmente sulla struttura sono stati distinti n.3 contributi derivanti dal solo carico del terreno, dal sovraccarico dovuto al ballast e dal sovraccarico accidentale dovuto al treno; se ne riporta una schematizzazione:

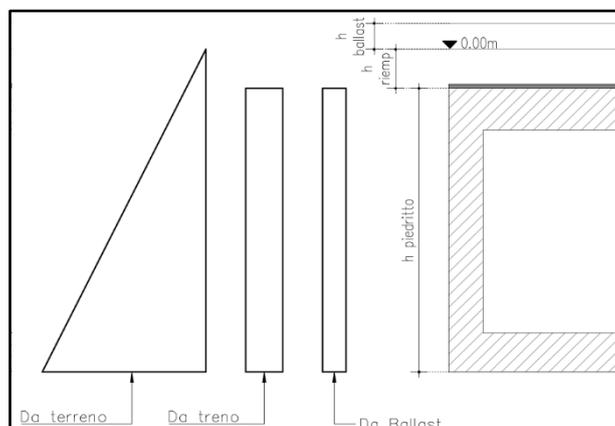


Figura 8-2 Schematizzazione carichi derivanti dalle spinte del terreno

#### 8.4.1. SPINTA DEL TERRENO IN CONDIZIONI DI RIPOSO

Il calcolo della spinta del terreno sui piedritti viene effettuata in condizioni di spinta a riposo, per effetto dei carichi  $G_{2k}$ :

**Spinta del terreno in condizioni di riposo per carichi  $G_{2k}$**

$\phi'_{\text{ritombamento}}$	=	35	[°]
$\gamma_{\text{terreno}}$	=	20.0	[kN/m <sup>3</sup> ]
$k_0$	=	0.426	[-]
$h_1$ ( $h_{\text{riempimento/ballast}}$ )	=	1.1	[m]

$$\begin{aligned}
 h_2 (h_{\text{piedritto}} + h_{\text{riempimento/ballast}}) &= 8.2+1.1 \quad [\text{m}] \\
 p_{h,1} (-1.1\text{m}) &= 9.37 \quad [\text{kN/m}^2] \\
 p_{h,2} (-9.3\text{m}) &= 79.24 \quad [\text{kN/m}^2]
 \end{aligned}$$

In cui:

$$P_{h,i} = \gamma_{\text{terreno}} * h_i * K_0$$

#### 8.4.2. SPINTA DEL SOVRACCARICO SUL RILEVATO (Q)

Considerando il carico distribuito equivalente da 80kN/m del treno LM71 si ottiene:

$$p_1 = q / L_d * K_S = 80 / 3.95 * 0.426 = \mathbf{8.63 \text{ kN/m}^2}$$

Per il treno SW/2 si ottiene:

$$p_2 = q_{vk} / L_d * K_S = 150 / 3.95 * 0.426 = \mathbf{16.18 \text{ kN/m}^2}$$

Nel modello di calcolo si considera, a favore di sicurezza, sempre la spinta del sovraccarico dovuta al treno SW/2.

#### 8.5. CARICO DA NEVE

Nei casi in cui il carico da neve sia rilevante rispetto agli altri carichi variabili, questo viene calcolato in base a quanto previsto dalle NTC 2008 al capitolo 3.4.

**Il carico variabile da neve risulta trascurabile rispetto al variabile da traffico.**

#### 8.6. AZIONE DEL VENTO (Q)

La pressione del vento è assunta convenzionalmente pari a 2.5 kN/m<sup>2</sup>.

Ai fini del calcolo degli effetti indotti dal vento, il treno viene individuato come una superficie piana continua convenzionalmente alta 4.00m dal P.F., indipendentemente dal numero dei convogli presenti sul ponte.

Questa forza viene trasferita sugli Shell del modello come forza di pressione sugli Shell del semi binario per avere una coppia equivalente.

Coppia per unità di lunghezza scatolare:

$$M = (2.5*4)*(4/2+1.1) = 31\text{kNm/m};$$

Considerando la larghezza d'influenza del binario pari a 3.95m si ha una forza di pressione sul semi binario (positiva/negativa) pari a:

$$S = M/(B/2)/(B/2) = 31/(3.95/2) / (3.95/2) = 7.95\text{kN/m}^2$$

La forza orizzontale è pari a  $S_y = (2.5*4)/3.95 = 2.53 \text{ kN/m}^2$

## 8.7. AZIONI SISMICHE

Di seguito si riporta il calcolo dei carichi di tipo inerziale in condizioni sismiche per lo stato limite di salvaguardia della vita, tenendo conto dei parametri sismici ricavati per il sito in esame:

### 8.7.1. ACCELERAZIONI SISMICHE

Per le **verifiche SLV** si prevede di utilizzare un valore dell'accelerazione pari a:  $a_{g,SLV} = 0.104g$  (su suolo rigido di riferimento)

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione:

$$a_{max} = S_s * S_t * a_g$$

Si ha dunque:

- Categoria del sottosuolo: = C
- Coefficiente di amplificazione stratigrafica:  $S_s$  = 1.50
- Coefficiente di amplificazione topografica:  $S_T$  = 1.00

Da cui:

$$a_{max} = 0.156 g$$

In condizioni "pseudostatiche" l'azione sismica può essere rappresentata con una forza statica equivalente pari al prodotto della forza di gravità per un opportuno coefficiente sismico. Nelle verifiche allo Stato Limite Ultimo, i valori dei coefficienti sismici orizzontale  $k_h$  e verticale  $k_v$  possono essere valutati mediante le seguenti espressioni:

$$k_h = \beta_m * a_{max} / g = 0.156$$

$$k_v = \pm 0,5 * k_h = 0.078$$

dove, assumendo che la struttura in esame non ammetta spostamenti relativi rispetto al terreno, la norma (§7.11.6 – NTC 08) prevede di considerare un valore unitario per il coefficiente  $\beta_m$ .

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G1 + G2 + \psi_2j Qkj$$

dove nel caso specifico si assumerà per i carichi dovuti al transito dei convogli ferroviari  $\psi_{2j} = 0.2$ .

Le spinte delle terre sono determinate secondo la teoria di Wood, secondo la quale la risultante dell'incremento di spinta sismico su una parete di altezza H viene determinato con la seguente espressione:

$$\Delta P_d = S \cdot a_g / g \cdot \gamma \cdot H_{tot}^2$$

La risultante sarà applicata ad un'altezza pari ad H/2 e sarà considerata agente su uno solo dei piedritti dell'opera.

La spinta a mq sui piedritti è  $\Delta P_d = a_{max} / g \cdot \gamma \cdot H_{tot} = 0.156 * 20 * 8.2 = 25.58 \text{ kN/m}^2$ ;

Gli effetti dell'azione sismica  $E$ , calcolati separatamente per ciascuna delle tre componenti, sono combinati applicando l'espressione:

$$E = \pm 1.00 E_x \pm 0.30 E_y \pm 0.30 E_z$$

oppure

$$E = \pm 0.30 E_x \pm 1.00 E_y \pm 0.30 E_z$$

oppure

$$E = \pm 0.30 E_x \pm 0.30 E_y \pm 1.00 E_z$$

### 8.7.2. SPINTA SISMICA DELLE TERRE

Per tener conto dell'incremento di spinta del terreno dovuta al sisma su strutture rigide, si fa riferimento all'EC8 in cui l'incremento di spinta sismica  $\Delta P$  per la condizione a riposo viene valutata secondo la teoria di Wood e vale:

$$\Delta P_{Wood} = S * a_g / g * \gamma_{Terreno} * H_{tot}^2$$

La risultante sarà applicata ad un'altezza pari ad  $H_{tot}/2$  e sarà considerata agente su uno solo dei piedritti dell'opera in cui  $H_{tot}$  è l'altezza a filo esterno del piedritto.

La spinta a mq sui piedritti è  $\Delta P_{Wood} = a_{max} / g * \gamma * H_{tot} = 0.156 * 20 * 8.20 = \mathbf{25.58 kN/m^2}$ .

### 8.8. AZIONI TERMICHE (Q)

Relativamente agli effetti dovuti alle variazioni termiche, è stata considerata una variazione termica uniforme di  $\pm 15^\circ\text{C}$  sulla soletta superiore (fenomeno "lento", pertanto agente con modulo di elasticità pari a  $1/3 E_c$ ), ed un salto termico di  $5^\circ\text{C}$  (fenomeno "veloce", analizzando i due casi di intradosso più caldo dell'estradosso e viceversa), con andamento lineare nello spessore della soletta superiore.

Per il coefficiente di dilatazione termica si assume:  $\alpha = 10 * 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$

Per comodità di input si è optato per mantenere un unico  $E_c$  "veloce" riducendo la variazione termica uniforme ad  $1/3$ .

## 8.9. RITIRO DELLA SOLETTA SUPERIORE

La deformazione assiale totale sulla soletta superiore per ritiro è stata valutata sommando i due contributi di deformazione per ritiro autogeno ( $\epsilon_{ca}$ ) e per essiccamento ( $\epsilon_{cd}$ ) a tempo infinito, in accordo con quanto riportato dalle NTC 2008 al par. 11.2.10.6:

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca}$$

Il ritiro è un fenomeno lento e le massime sollecitazioni sulla struttura si sviluppano solo nel lungo periodo. In tale arco temporale, anche il modulo di elasticità istantaneo del calcestruzzo subisce delle riduzioni per effetto dei fenomeni viscosi cui normalmente sono soggette tutte le strutture in c.a. A causa dei fenomeni viscosi, il modulo elastico può assumere i valori ridotti rispetto al modulo medio utilizzato per i materiali del modello globale:

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{(1 + \varphi_{(\infty, t_0)})}$$

Essendo il modello lineare, saranno soggette alla medesima riduzione anche tutte le sollecitazioni il cui effetto si sviluppa pienamente nel lungo periodo, come quelle da deformazione da ritiro.

La deformazione per ritiro è quindi applicata nel modello strutturale in termini di variazione termica negativa, valutata come una variazione uniforme di temperatura che genera il medesimo accorciamento dell'impalcato, applicata, dunque, al solo impalcato:

Calcolo dell'azione per ritiro e viscosità dell'impalcato		
fck	30.71	[Mpa]
$\epsilon_{cs}$	-0.000374	[-]
$\alpha$	0.00001	[°C <sup>-1</sup> ]
$\Delta T$	-37.4	[°C]
Ecm	33019	[Mpa]
Eceff	10318	[Mpa]
h <sub>0</sub>	1850	mm
$\varphi_{(\infty, t_0)}$	2.2	[-]
$\Delta T_{rid}$	-11.7	[°C]

Il carico rientra nella categoria dei carichi permanenti strutturali.

## 8.10. AZIONI ECCEZIONALI

### 8.10.1. INCENDIO

Per tutte le strutture è prevista una classe di resistenza al fuoco R120. In accordo con il § 3.6.1 del DM 2008, si ritiene adeguato un Livello III, tale da garantire il "Mantenimento dei requisiti di resistenza a fuoco delle strutture per un periodo congruo per la gestione dell'emergenza".

## 9. COMBINAZIONI DI CARICO

Si riportano le combinazioni di carico che vengono considerate per il calcolo delle sollecitazioni di progetto.

I calcoli di verifica sono effettuati con il metodo degli Stati Limite, applicando il combinato del D.M. 14.01.2008 (NTC 2008) con l'UNI EN 1992 (Eurocodice 2).

Per le verifiche strutturali viene fatto riferimento al Capitolo 5 delle NTC 2008, con coefficienti parziale delle azioni allo SLU e allo SLE riassunti nelle tabelle 5.1. V e 5.1.VI delle stesse NTC. Analogamente, per le verifiche geotecniche si fa riferimento al Capitolo 6 delle NTC 2008.

Il calcolo viene condotto con riferimento alle seguenti combinazioni delle azioni:

- |                         |  |
|-------------------------|--|
| 1. SLU Fondamentale     | $\gamma_{G1} * G_1 + \gamma_{G2} * G_2 + \gamma_{Q1} * Q_{k1} + \sum_i \gamma_{Qi} * \psi_{0i} * Q_{ki}$ |
| 2. SLE Rara             | $G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} * Q_{ki}$   |
| 3. SLE Frequente        | $G_1 + G_2 + \psi_{11} * Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} * Q_{ki}$   |
| 4. SLE Quasi Permanente | $G_1 + G_2 + \psi_{21} * Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} * Q_{ki}$   |
| 5. SISMICA              | $G_1 + G_2 + E + \psi_{21} * Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} * Q_{ki}$   |
| 6. ECCEZIONALE          | $G_1 + G_2 + A_d + \psi_{21} * Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} * Q_{ki}$                                       |

Per la combinazione sismica, gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:  $G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} * Q_{ki}$

Per i coefficienti di combinazione  $\psi_{0i}$  si fa riferimento ai valori riportati nelle NTC 2008, Tab. 5.2.VI. Per i coefficienti parziali di sicurezza  $\gamma_{Gi}$  e  $\gamma_{Qi}$ , per le verifiche strutturali si fa riferimento ai valori riportati nelle NTC 2008, Tab. 5.2.V, mentre per le verifiche geotecniche si fa riferimento ai valori riportati nelle NTC 2008, Tab. 6.2.I.

Tab. 5.2.VI - Coefficienti di combinazione  $\psi$  delle azioni

Azioni		$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Azioni singole	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
da traffico	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
Gruppi di carico	$g_{r1}$	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
	$g_{r2}$	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	-
	$g_{r3}$	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
	$g_{r4}$	1,00	1,00 <sup>(1)</sup>	0,0
Azioni del vento	$F_{wk}$	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	$T_k$	0,60	0,60	0,50

<sup>(1)</sup> 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

<sup>(2)</sup> Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti  $\psi_0$  relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

Figura 9-1 Coefficienti di combinazione  $\psi$  delle azioni

Tabella 5.2.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU, eccezionali e sismica							
		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1 STR	A2 GEO	Combinazione eccezionale	Combinazione Sismica
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00	1,00	1,00
Carichi permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Ballast <sup>(3)</sup>	favorevoli	$\gamma_B$	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Carichi variabili da traffico <sup>(4)</sup>	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25	0,20 <sup>(5)</sup>	0,20 <sup>(5)</sup>
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	0,00
Precompressione	favorevole	$\gamma_p$	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 <sup>(6)</sup>	1,00 <sup>(7)</sup>	1,00	1,00	1,00

<sup>(1)</sup> Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.  
<sup>(2)</sup> Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.  
<sup>(3)</sup> Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.  
<sup>(4)</sup> Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico gr della Tab. 5.2.IV.  
<sup>(5)</sup> Aliquota di carico da traffico da considerare.  
<sup>(6)</sup> 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna  
<sup>(7)</sup> 1,20 per effetti locali

Nella Tab. 5.2.V il significato dei simboli è il seguente:  
 $\gamma_{G1}$  coefficiente parziale del peso proprio della struttura, del terreno e dell'acqua, quando pertinente;  
 $\gamma_{G2}$  coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;  
 $\gamma_B$  coefficiente parziale del peso proprio del ballast;  
 $\gamma_Q$  coefficiente parziale delle azioni variabili da traffico;  
 $\gamma_{Qi}$  coefficiente parziale delle azioni variabili.

Figura 9-2 Coefficienti parziali di sicurezza per combinazioni SLU

Di seguito si riporta un estratto del Manuale di Progettazione RFI, par. 2.5.1.8.3.1 recante alcune integrazioni in merito alle combinazioni su indicate:

Cedimenti o coazioni appositamente imposti devono essere trattati come la precompressione.  
 La colonna relativa alla combinazione sismica della tabella 5.2.V è di fatto sostituita dalla formula di combinazione sismica 2.5.5 del DM indicata al paragrafo 2.5.1.8.3.

Gli effetti prodotti da ritiro e viscosità, cedimenti e coazioni non imposti appositamente a livello progettuale devono essere trattati assumendo nel caso di contributo sfavorevole  $\gamma$  pari a 1,20 per la combinazione EQU, A1 STR, e  $\gamma$  pari a 1,00 per le combinazioni A2 GEO. Gli effetti favorevoli prodotti dalle cause di che trattasi devono essere trascurati in tutte le combinazioni previste in tabella, assumendo nel caso di contributo favorevole  $\gamma$  pari a 0.

Figura 9-3 Estratti dal Manuale di Progettazione RFI Parte II-Sezione 2, par. 2.5.1.8.3.1

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

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

<sup>(1)</sup> Per i carichi permanenti  $G_2$  si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti  $\gamma_{G1}$

Figura 9-4 Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

## 10. METODI DI ANALISI E CRITERI DI VERIFICA

Le analisi effettuate sono delle analisi di tipo non lineare per tener conto della risposta non lineare introdotta dai vincoli “compression-only”.

Si tratta dell'unica non linearità introdotta nel modello strutturale.

Le verifiche di sicurezza sono effettuate utilizzando il metodo semiprobabilistico agli stati limite. In particolare, si sono effettuate verifiche agli stati limite ultimi (SLU) e agli stati limite di esercizio (SLE) nel rispetto dei principi e delle procedure previste dalla normativa tecnica di riferimento (NTC 2008).

### 10.1. VERIFICHE STRUTTURALI ALLO SLU

Le verifiche sono state eseguite allo Stato Limite Ultimo per i vari elementi strutturali verificando che per ciascuna combinazione delle azioni, prese in esame, risulti la resistenza di calcolo ( $R_d$ ) maggiore delle sollecitazioni di calcolo ( $E_d$ ):

$$R_d \geq E_d$$

### 10.1.1. RESISTENZA A SFORZO NORMALE E FLESSIONE

Per la valutazione della resistenza ultima delle sezioni di elementi monodimensionali si adottano le seguenti ipotesi:

- Conservazione delle sezioni piane;
- Perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
- Resistenza a trazione del calcestruzzo nulla;
- Rottura del calcestruzzo determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima a compressione;
- Rottura dell'armatura tesa determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima.

Si assumeranno come diagrammi tensione-deformazione i diagrammi parabola-rettangolo ed elastico perfettamente plastico rispettivamente per calcestruzzo e acciaio.

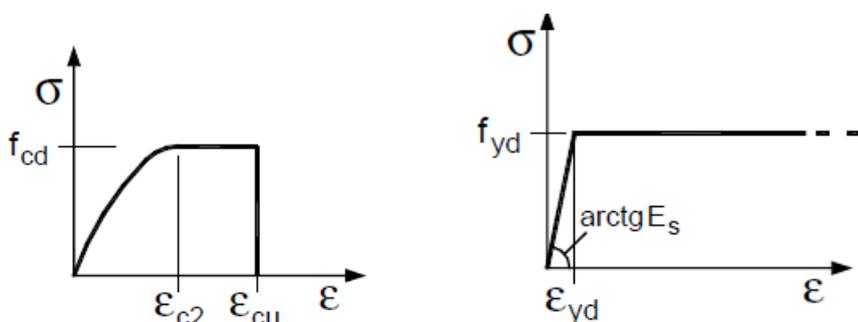


Figura 10-1 – Diagrammi  $\sigma$ - $\epsilon$  di calcolo per calcestruzzo e acciaio

Per la classe di calcestruzzo adoperata i valori di deformazione  $\epsilon_{c2}$  ed  $\epsilon_{cu}$  valgono rispettivamente 0.2% e 0.35%. Il valore di deformazione ultima per le barre di armatura è convenzionalmente pari a  $\epsilon_{su} = 1\%$

Definite le ipotesi di base e i diagrammi tensione-deformazione dei materiali, è possibile illustrare l'analisi della sezione. Con riferimento alla sezione pressoinflessa in figura, la verifica di resistenza si conduce controllando che:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) > M_{Ed}$$

Dove:

$M_{Rd}$  è il valore di calcolo del momento resistente corrispondente a  $N_{Ed}$ ;

$N_{Ed}$  è il valore di calcolo della componente assiale dell'azione;

$M_{Ed}$  è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione.

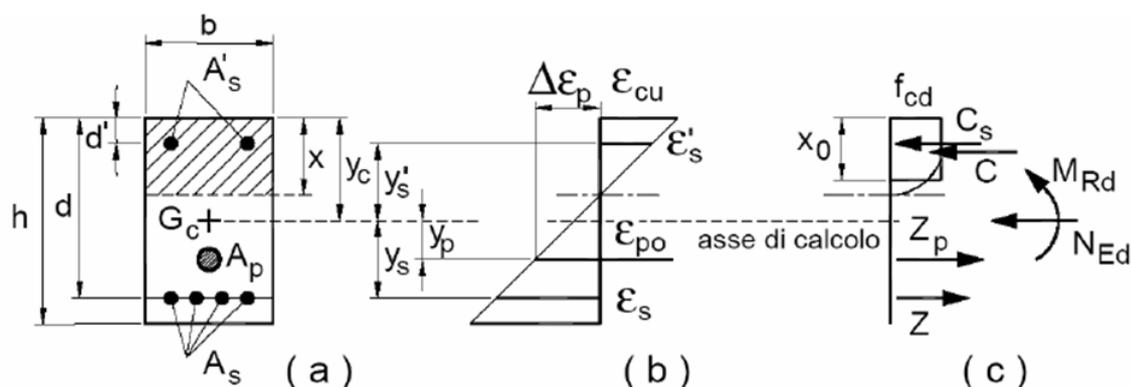


Figura 10-2 – Sezione pressoinflessa in c.a.

Nel documento saranno forniti, per la verifica a presso-flessione allo Stato Limite Ultimo, fattori di sicurezza con valori maggiori di 1 nel caso di verifica dall'esito positivo. Considerando una coppia di valori  $N_{Ed}$ ,  $M_{Ed}$ , che costituisce un punto all'interno del dominio M-N di una sezione in c.a., per ogni coppia di sollecitazioni allo SLU e in combinazione sismica.

Le verifiche di presso-flessione vengono effettuate con l'ausilio del software VCaSLU.

### 10.1.2. RESISTENZA A TAGLIO

La resistenza a taglio  $V_{Rd}$  degli elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio è valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati.

Il taglio di calcolo deve risultare inferiore od al limite uguale alla somma della resistenza della armatura d'anima e del contributo degli altri elementi del traliccio ideale. Comunque, la resistenza di calcolo dell'armatura d'anima deve risultare non inferiore alla metà del taglio di calcolo. L'armatura trasversale deve essere tale da verificare:

$$V_{Sdu} \leq V_{cd} + V_{wd}$$

in cui:

$$V_{cd} = 0.60 f_{ctd} \cdot b_w \cdot d \cdot \delta$$

$$V_{wd} = A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot 0.90d / s \cdot [\sin(\alpha) + \cos(\alpha)]$$

Ove:

$\alpha$  : inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave

$\delta$  : coefficiente che tiene conto della presenza di azione assiale nell'elemento

$s$  : passo dell'armatura trasversale resistente a taglio

$A_{sw}$  : area dell'armatura trasversale resistente a taglio

## 10.2. VERIFICHE STRUTTURALI ALLO SLE

### 10.2.1. Verifiche tensionali

Per la verifica delle tensioni di esercizio si valutano la condizione di carico Quasi Permanente e Rara, verificando rispettivamente che le tensioni di lavoro siano inferiori ai seguenti limiti:

- per la condizione QP si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a  $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$ ;
- per la condizione rara si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a  $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$ , mentre quelle dell'acciaio  $\sigma_s < 0.80 f_{yk}$

### 10.2.2. Verifiche di fessurazione

La verifica a fessurazione è stata condotta applicando il contenuto del D.M.14.01.2008 (par. 4.1.2.2.4) combinato con l'UNI EN 1992 (Eurocodice 2).

In particolare, viste le caratteristiche dei materiali e le varie classi di esposizione, si è in presenza di:

- Condizioni ambientali Ordinarie (par. 4.1.2.2.4.3),
- Armature poco sensibili (par. 4.1.2.2.4.4)

*Si terrà altresì conto delle integrazioni e dei chiarimenti indicati nel Manuale RFI delle Opere Civili Parte II, Sez. II Ponti e Strutture, par. 2.5.1.8.3.2.4 di seguito riportato nelle sue parti essenziali.*

2.5.1.8.3.2.4 Requisiti concernenti la fessurazione per strutture in C.A., C.A.P. e miste acciaio calcestruzzo

Si rimanda integralmente al par. 4.1.2.2.4 del DM del 14.1.2008 di seguito riportato *con le integrazioni e i chiarimenti elencati nel seguito.*

.....

c) Stato limite di apertura delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:

**w1=0.20mm, w2=0.30mm, w3=0.40mm**

Lo stato limite di fessurazione deve essere fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione, come descritto nel seguito.

*Stato limite di apertura delle fessure*

L'apertura convenzionale delle fessure, *calcolata con la combinazione caratteristica (rara) per gli SLE*, dovrà risultare:

a)  $\delta_r \leq w1$  per strutture in condizioni ambientali aggressive e molto aggressive, così come identificate nel par. 4.1.2.2.4.3 del DM 14.1.2008, *per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per le zone non ispezionabili di tutte le strutture;*

b)  $\delta_r \leq w2$  per strutture in condizioni ambientali ordinarie secondo il citato paragrafo del DM 14.1.2008.

Figura 10-3 – Estratto dal Manuale di Progettazione RFI, Parte II – Sezione 2, 2.5.1.8.3.2.4

Pertanto, vista la geometria del manufatto, le caratteristiche dei materiali e le varie classi di esposizione, le verifiche a fessurazione sono state condotte considerando:

Verifica di apertura delle fessure: (Condizioni ambientali Ordinarie, armature poco sensibili):

Combinazione di carico Rara, Gruppo 4:

- $w_k \leq w_1=0.20\text{mm}$  per tutte le sezioni a permanente contatto con il terreno e per tutte le zone non ispezionabili;
- $w_k \leq w_2=0.30\text{mm}$  per le sezioni ispezionabili (mezzeria soletta superiore).

La verifica in oggetto è alquanto severa e quasi sempre dimensionante in termini di impiego delle armature.

### **10.2.3. Verifiche di deformazione e vibrazione**

Per le verifiche di deformazione e vibrazione si fa riferimento al paragrafo §5.2.3.2.2 delle NTC nonché al paragrafo 2.5.1.8.3.2.2 delle Istruzioni FS dove verranno valutati l'inflessione verticale dell'impalcato, il massimo spostamento verticale e lo stato limite per il confort dei passeggeri.

## **10.3. VERIFICHE DI RESISTENZA AL FUOCO**

Le strutture che costituiscono la galleria artificiale dovranno garantire Resistenza Integrità e Isolamento all'incendio per 120 minuti (R120).

In accordo con il § 3.6.1 del DM 2008, si ritiene adeguato un Livello III, tale da garantire il "Mantenimento dei requisiti di resistenza a fuoco delle strutture per un periodo congruo per la gestione dell'emergenza".

Per le verifiche in condizioni di incendio si farà principale riferimento alla normativa europea UNI EN 1992-1-2 "Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Progettazione strutturale contro l'incendio".

La verifica di resistenza (R) sarà eseguita con il software RAF 10.0 per 3 curve d'incendio caratteristiche:

- Curva di incendio standard.
- Curva di incendio da idrocarburi.
- Curva di incendio da idrocarburi maggiorata.

Le azioni interne alle strutture saranno valutate utilizzando la procedura indicata nella UNI EN 1992-1-2 al paragrafo 2.4.2, con il coefficiente  $\eta_{fi} = 1$ . In tal modo sarà garantita la funzionalità delle strutture della galleria artificiale anche in condizioni di post incendio, mantenendo la servibilità stradale superficiale

RAF 10.0 esegue la verifica strutturale penalizzando, con la temperatura, le proprietà dei materiali calcestruzzo e acciaio, in accordo a quanto riportato nella normativa europea richiamata. La verifica strutturale in condizioni di incendio comprenderà un output grafico esplicativo con le temperature presenti all'interno della sezione (isoterme) e con il coefficiente di sicurezza allo Stato Limite Ultimo.

Le verifiche di resistenza al fuoco sono state condotte sulle sezioni ritenute essere più rappresentative per gli elementi strutturali verificati nei precedenti paragrafi. Le verifiche sono state effettuate considerando una striscia di 1m di struttura in direzione longitudinale.

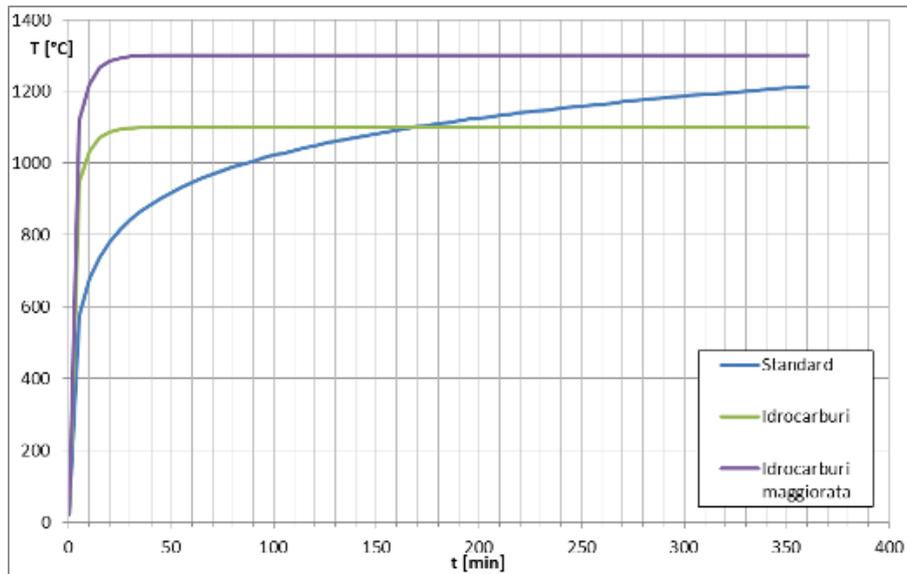


Figura 10-4 – Curve di incendio utilizzate

Nel programma RAF 10.0, la legenda degli output con riferimento alla distribuzione di temperatura è:

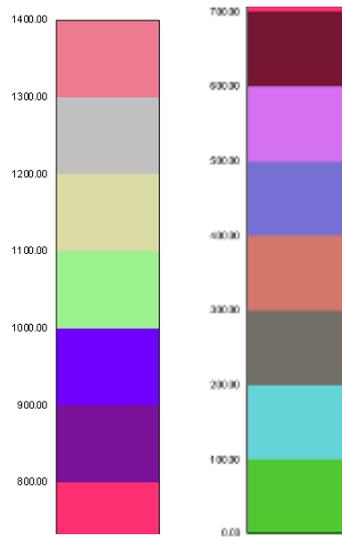


Figura 10-5 – Legenda della temperatura (°C)

Nei paragrafi seguenti vengono riportate le verifiche di resistenza al fuoco degli elementi strutturali esposti ad un possibile incendio.

## 10.4. VERIFICHE GEOTECNICHE

### 10.4.1. Verifica della capacità portante

La verifica è soddisfatta se il carico di progetto agente  $N_d$  è non superiore alla resistenza di progetto  $R_d$ :

$$N_d \leq R_d = \frac{q_{ult} * B' L'}{\gamma_R}$$

Con  $\gamma_R$  fattore parziale sulla resistenza come definito in Tab. 6.4.I e Tab. 7.11.II delle NTC 2008 per le fondazioni superficiali (nel caso di verifica della soletta di fondazione) in condizioni statiche e sismiche e in Tab. 6.5.I e Tab. 7.11.III delle NTC 2008 (per i muri di sostegno) in condizioni statiche e sismiche.

In condizione drenata la valutazione della capacità portante limite in sabbia e ghiaia viene effettuata con il metodo di Brinch Hansen (1970):

$$q_{ult} = c' N_c s_c i_c d_c b_c g_c + q' N_q s_q i_q d_q b_q g_q + 0.5 B' \gamma' N_\gamma s_\gamma i_\gamma d_\gamma b_\gamma g_\gamma$$

Dove:

$c'$	coesione drenata del terreno	
$\varphi'$	angolo di resistenza al taglio del terreno	
$q' = \gamma' D$	pressione verticale efficace agente alla quota di imposta della fondazione	
$D$	approfondimento della fondazione	
$\gamma'$	peso di volume efficace del terreno	
$B' = B - 2e_B$	dimensione minore della fondazione efficace equivalente	
$L' = L - 2e_L$	dimensione maggiore della fondazione efficace equivalente	
$e_B = M_B/N$	eccentricità in direzione B	
$e_L = M_L/N$	eccentricità in direzione L	
$H_B, H_L$	carichi orizzontali agenti in direzione B ed L	
$M_B, M_L$	momenti flettenti agenti attorno agli assi paralleli a B ed L	
$N$	carico verticale agente, comprensivo del peso efficace della fondazione, ovvero del peso alleggerito dall'eventuale sottospinta idraulica	
$\alpha$	inclinazione del piano di posa della fondazione	
$\omega$	inclinazione del piano campagna	
$N_q, N_c, N_\gamma$	fattori di capacità portante	$N_q = \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\varphi'}{2} \right) * e^{\pi * \tan \varphi'}$ $N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$ $N_\gamma = 2 * (N_q + 1) * \tan \varphi'$
$s_q, s_c, s_\gamma$	fattori di forma	$s_\gamma = 1 + 0.1 \frac{B'}{L'} \tan \varphi'$ $s_q = s_\gamma$ $s_c = 1 + 0.2 \frac{B'}{L'} \tan \varphi'$
$i_q, i_c, i_\gamma$	fattori di inclinazione del carico	$i_\gamma = \left( 1 - \frac{H}{N + B' L' c' / \tan \varphi'} \right)^{m+1}$ $i_q = \left( 1 - \frac{H}{N + B' L' c' / \tan \varphi'} \right)^m$ $i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$ $m = \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}}$
$d_q, d_c, d_\gamma$	fattori di approfondimento del piano d'appoggio	

$$d_q = \begin{cases} 1 + 2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 \frac{D}{B'} & \text{se } \frac{D}{B'} \leq 1 \\ 1 + 2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 \arctan \left( \frac{D}{B'} \right) & \text{se } \frac{D}{B'} < 1 \end{cases}$$

$$d_c = d_q - \frac{1-d_q}{N_c \tan \varphi'}$$

$$d_\gamma = 1$$

$b_q, b_c, b_\gamma$  fattori di inclinazione del piano di posa  $b_q = (1 - \alpha \tan \varphi')^2$

$$b_c = b_q - \frac{1-b_q}{N_c \tan \varphi'}$$

$$b_\gamma = b_q$$

$g_q, g_c, g_\gamma$  fattori di inclinazione del piano campagna  $g_q = (1 - \tan \omega)^2$

$$g_c = g_q - \frac{1-g_q}{N_c \tan \varphi'}$$

$$g_\gamma = g_q$$

La verifica va eseguita lungo le due direzioni B ed L; il carico limite è il minore tra i due calcolati.

In condizioni non drenate la valutazione della capacità portante limite in terreni coesivi viene effettuata con:

$$q_{ult} = c_u N_c s_c i_c d_c b_c g_c + q N_q$$

Dove:

$c_u$  coesione non drenata del terreno

$q = \gamma D$  pressione verticale agente alla quota di imposta della fondazione

$N_c$  fattore di capacità portante  $N_c = 2 + \pi$

$s_c$  fattore di forma  $s_c = 1 + 0.2 \frac{B'}{L'}$

$i_c$  fattore di inclinazione del carico  $i_c = \left( 1 - m \frac{H}{B' L' c_u N_c} \right)$

$$m = \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}}$$

$d_c$  fattore di approfondimento del piano d'appoggio

$$d_c = \begin{cases} 1 + 0.4 \frac{D}{B'} & \text{se } \frac{D}{B'} \leq 1 \\ 1 + 0.4 \arctan \left( \frac{D}{B'} \right) & \text{se } \frac{D}{B'} < 1 \end{cases}$$

$b_c$  fattore di inclinazione del piano di posa  $b_q = 1 - \frac{2\alpha}{N_c}$

$g_c$  fattore di inclinazione del piano campagna  $g_c = 1 - \frac{2\omega}{N_c}$

La verifica va eseguita lungo le due direzioni B ed L; il carico limite è il minore tra i due calcolati.

#### 10.4.2. Verifica di stabilità globale

La verifica di stabilità dei pendii e delle scarpate verrà effettuata utilizzando codici di calcolo tipo SLOPE-W facendo riferimento ai metodi dell'equilibrio limite (Janbu, Bishop, Spencer, Morgenstern & Price, ecc.), considerando forme di superfici di scivolamento compatibili con i cinatismi di rottura attesi.

Il metodo dell'equilibrio limite si basa sulle seguenti assunzioni:

- la massa di terreno è considerata perfettamente rigida;
- la rottura del versante avviene per scorrimento di una massa di terreno lungo una superficie;

- al momento della rottura, la resistenza del terreno viene completamente mobilizzata lungo l'intera superficie.

Il fattore di sicurezza si suppone costante lungo la superficie di scivolamento e si determina imponendo condizioni di equilibrio globale.

Il fattore parziale sulla resistenza in condizioni statiche è definito in Tab. 6.8.I delle NTC 2008; viene invece posto pari a 1,2 per la verifica in condizioni sismiche.

**Data la geometria delle opere in progetto, la verifica di stabilità globale viene omessa.**

## 10.5. LIMITAZIONI DI ARMATURA

Per l'armatura minima longitudinale sia della soletta superiore che della soletta inferiore (di fondazione) si fa riferimento al limite imposto dall'Eurocodice 2 (EC2-1-1) al paragrafo §9.2.1.1 calcolato con la formula di seguito riportata:

### 9.2.1 Armatura longitudinale

#### 9.2.1.1 Area di armatura minima e massima

(1) Si raccomanda che l'area minima di armatura longitudinale tesa non sia minore di  $A_{s,min}$ .

Nota 1 Vedere anche il punto 7.3 relativo all'area di armatura longitudinale tesa necessaria per il controllo della fessurazione.

Nota 2 Il valore di  $A_{s,min}$  relativo alle travi da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato è dato come segue:

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_y} b_l d \quad \text{ma non minore di } 0,0013 b_l d \quad (9.1N)$$

Figura 10-6 EC2-1-1 quantitativi minimi di armatura

Per quanto riguarda le armature di ripartizione, avendo le solette un comportamento flessionale unidirezionale, si rispetta il limite riportato nell'EC2 1-1 per le piastre piene al paragrafo 9.3.1.1 (2):

*“Nelle piastre a portanza unidirezionale si raccomanda di prevedere una armatura trasversale secondaria in quantità non minore del 20% dell'armatura principale.”*

Tale limitazione per l'armatura di ripartizione viene adottata per la soletta superiore che per la soletta inferiore (di fondazione).

## 11. MODELLAZIONE DELLE STRUTTURE

La modellazione strutturale è stata eseguita con l'ausilio del software SAP 2000 PLUS v.24.2.0.

Nel seguito si riportano le ipotesi di modellazione, i tipi di analisi svolte e i risultati delle analisi.

### 11.1. SCHEMA DI CALCOLO

Vista la marcata obliquità del manufatto, è stato implementato un modello di calcolo tridimensionale dello scatolare (Figura 11-1). L'asse del futuro binario è stato posizionato a circa 3.60m dal bordo scatolare (misura minima come da progetto definitivo).

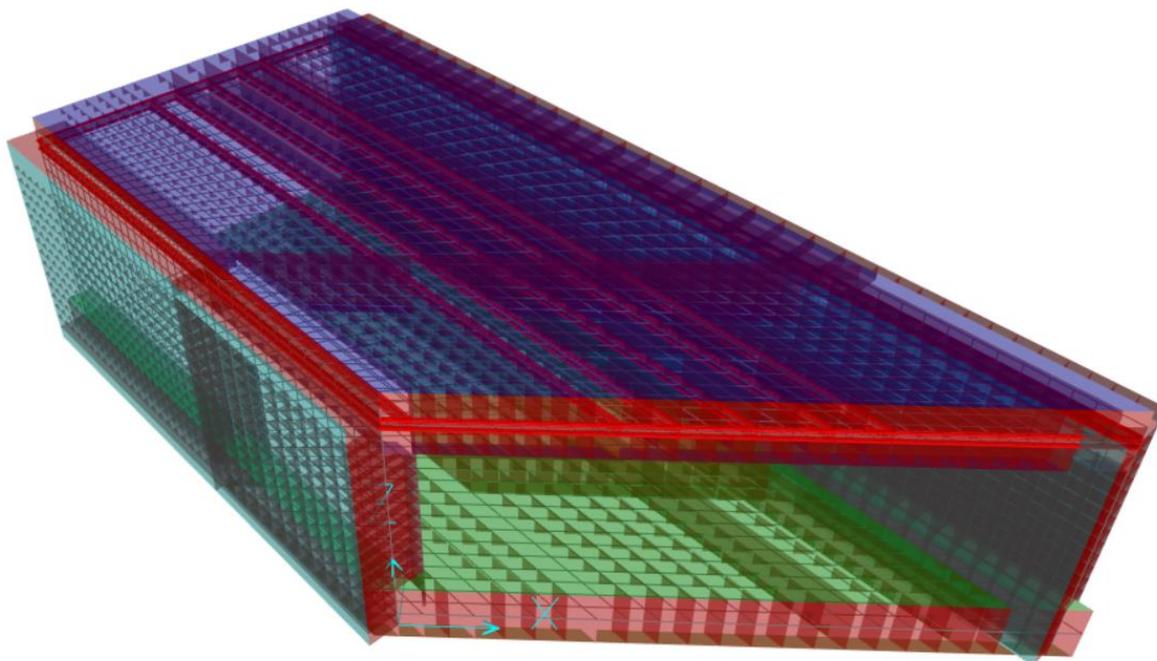


Figura 11-1 Modello di calcolo FEM (Sap2000)

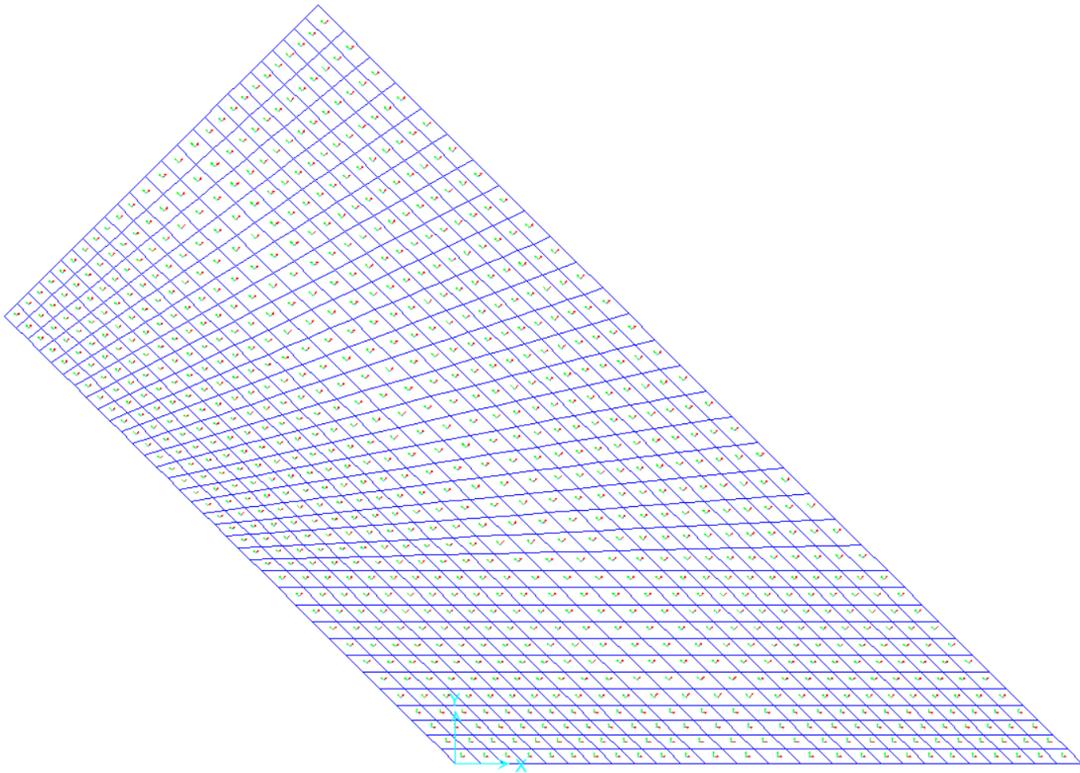


Figura 11-2 Vista in Pianta Modello

La direzione principale degli elementi shell della soletta è perpendicolare alle pareti (rappresentate dai lati obliqui dello schema in pianta del modello) salvo che per la fascia di bordo in cui la direzione principale è parallela ai binari (binari la cui direzione è rappresentata dai lati orizzontali dello schema in pianta).

La mesh è composta da elementi bidimensionali tipo “shell”, che modellano le solette e i piedritti in continuità strutturale.

I pesi propri vengono implementati automaticamente dal programma di calcolo a partire dalla geometria e dal peso specifico del materiale. I carichi permanenti portati e variabili sono inseriti come carichi distribuiti sugli elementi finiti bidimensionali. Il terreno a lato dei piedritti viene rappresentato dalle forze che esso induce sui piedritti stessi.

L'azione sismica è implementata come un sistema di forze statiche equivalenti alle forze di inerzia indotte dal sisma.

Per quanto riguarda il modulo elastico degli elementi si è assunto  $E_c=33000\text{N/mm}^2$  (cls Rck=37).

La platea di fondazione è vincolata mediante molle alla traslazione verticale, con risposta elastica non lineare “Compression-only”:

- suolo elastico di rigidezza in compressione pari alla costante di Winkler;
- rigidezza in trazione nulla.

La platea di fondazione è modellata in condizione di continuità con i piedritti.

I piedritti contro-terra sono vincolati mediante molle traslazionali orizzontale, con risposta elastica non lineare “Compression-only”:

- suolo elastico di rigidezza in compressione pari alla costante di Winkler;
- rigidezza in trazione nulla.

Il calcolo della rigidezza da attribuire a tali molle viene effettuato mediante la seguente formulazione di Bowles, secondo quanto riportato nel testo “Foundation Analysis and Design”, Joseph E. Bowles, paragrafo 9:

$$k = \frac{E}{B \cdot (1 - \nu^2) \cdot I_w}$$

dove:

- $B$  è la lunghezza del lato minore della fondazione
- $\nu$  ed  $E$  il coefficiente di Poisson ed il modulo elastico del terreno
- $I_w$  è il fattore di forma della fondazione calcolato secondo la tabella seguente ed interpolando linearmente per casi di rapporti  $L/B$  intermedi

$I_w$				
Forma	Flessibile			Rigida
	Centro	Angolo	Medio	
<b>Circolare</b>	1.00	0.64	0.85	0.88
<b>Quadrata</b>	1.12	0.56	0.95	0.82
<b>Rettangolare L/B =</b>				
<b>1.5</b>	1.36	0.68	1.15	1.06
<b>2.0</b>	1.53	0.77	1.30	1.20
<b>3.0</b>	1.78	0.88	1.52	
<b>5.0</b>	2.10	1.05	1.83	1.70
<b>10.0</b>	2.54	1.27	2.25	2.10
<b>100.0</b>	4.01	2.00	3.69	3.40
<b>1000.0</b>	5.47	2.75	5.15	
<b>10000.0</b>	6.90	3.50	6.60	

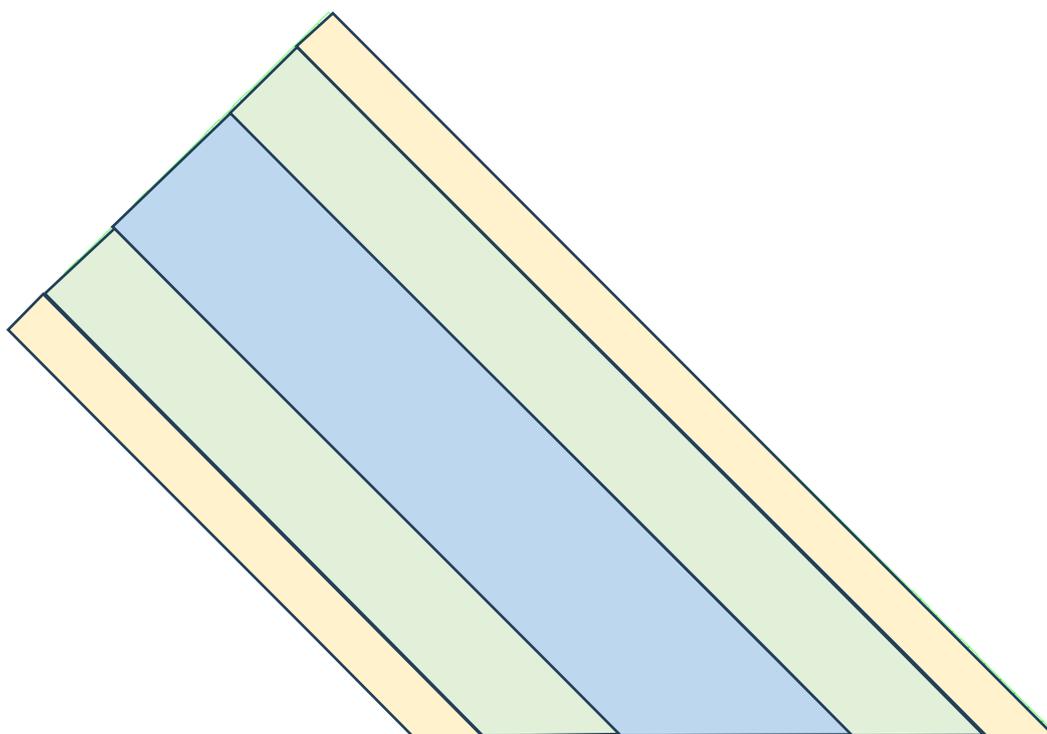
Si riportano di seguito il calcolo dei coefficienti k di Winkler applicati alla platea del modello:

#### CALCOLO FATTORE DI FORMA $I_w$ - METODO TABELLARE

Modulo di elasticità del suolo: $E_s$	=	600.0	[daN/cm <sup>2</sup> ]
Coefficiente di Poisson del suolo: $\nu_s$	=	0.30	[daN/cm <sup>2</sup> ]
Lato lungo fondazione: L	=	2500.0	[cm]
Lato corto fondazione: B	=	1350.0	[cm]
Forma fondazione:	=	Rettangolare L/B	
Fondazione rettangolare. Inserire rapporto L/B:	=	1.852	[-]
<b><math>I_w</math> (Fattore di forma della fondazione):</b>			
<b>Centro</b>	=	1.480	[-]
<b>Angolo</b>	=	0.743	[-]
<b>Medio</b>	=	1.256	[-]
<b>Rigida</b>	=	1.159	[-]

#### CALCOLO DEL K DI WINKLER SECONDO BOWLES

K di Winkler per la zona <b>centrale</b> - struttura flessibile:	=	0.330	[daN/cm <sup>3</sup> ]
K di Winkler per la zona <b>d'angolo</b> - struttura flessibile:	=	0.657	[daN/cm <sup>3</sup> ]
K di Winkler <b>medio</b> - struttura flessibile:	=	0.389	[daN/cm <sup>3</sup> ]
K di Winkler - struttura <b>rigida</b> :	=	0.422	[daN/cm <sup>3</sup> ]



Per i piedritti si è considerato per tutta l'altezza un valore del k di Winkler "medio". Di seguito si riportano i parametri di calcolo considerati:

#### CALCOLO FATTORE DI FORMA $I_w$ - METODO TABELLARE

Modulo di elasticità del suolo: $E_s$	=	500.0	[daN/cm <sup>2</sup> ]
Coefficiente di Poisson del suolo: $\nu_s$	=	0.35	[daN/cm <sup>2</sup> ]
Lato lungo fondazione: L	=	2500.0	[cm]
Lato corto fondazione: B	=	820.0	[cm]
Forma fondazione:	=	Rettangolare L/B	
Fondazione rettangolare. Inserire rapporto L/B:	=	3.049	[-]
<b><math>I_w</math> (Fattore di forma della fondazione):</b>			
Centro	=	1.788	[-]
Angolo	=	0.884	[-]
Medio	=	1.528	[-]
Rigida	=	1.378	[-]

#### CALCOLO DEL K DI WINKLER SECONDO BOWLES

K di Winkler per la zona <b>centrale</b> - struttura flessibile:	=	0.389	[daN/cm <sup>3</sup> ]
K di Winkler per la zona <b>d'angolo</b> - struttura flessibile:	=	0.786	[daN/cm <sup>3</sup> ]
K di Winkler <b>medio</b> - struttura flessibile:	=	0.455	[daN/cm <sup>3</sup> ]
K di Winkler - struttura <b>rigida</b> :	=	0.504	[daN/cm <sup>3</sup> ]

## 11.2. APPLICAZIONE DEI CARICHI

I carichi analizzati vengono applicati nel modello strutturale 3D.

Il peso proprio degli elementi strutturali viene computato direttamente dal software considerando il peso specifico degli elementi in c.a. pari a 25 kN/m<sup>3</sup> attraverso la definizione di un "Load Pattern" G1 con moltiplicatore dei carichi propri unitario.

I carichi distribuiti vengono dunque applicati come carichi di area agli elementi shell di competenza.

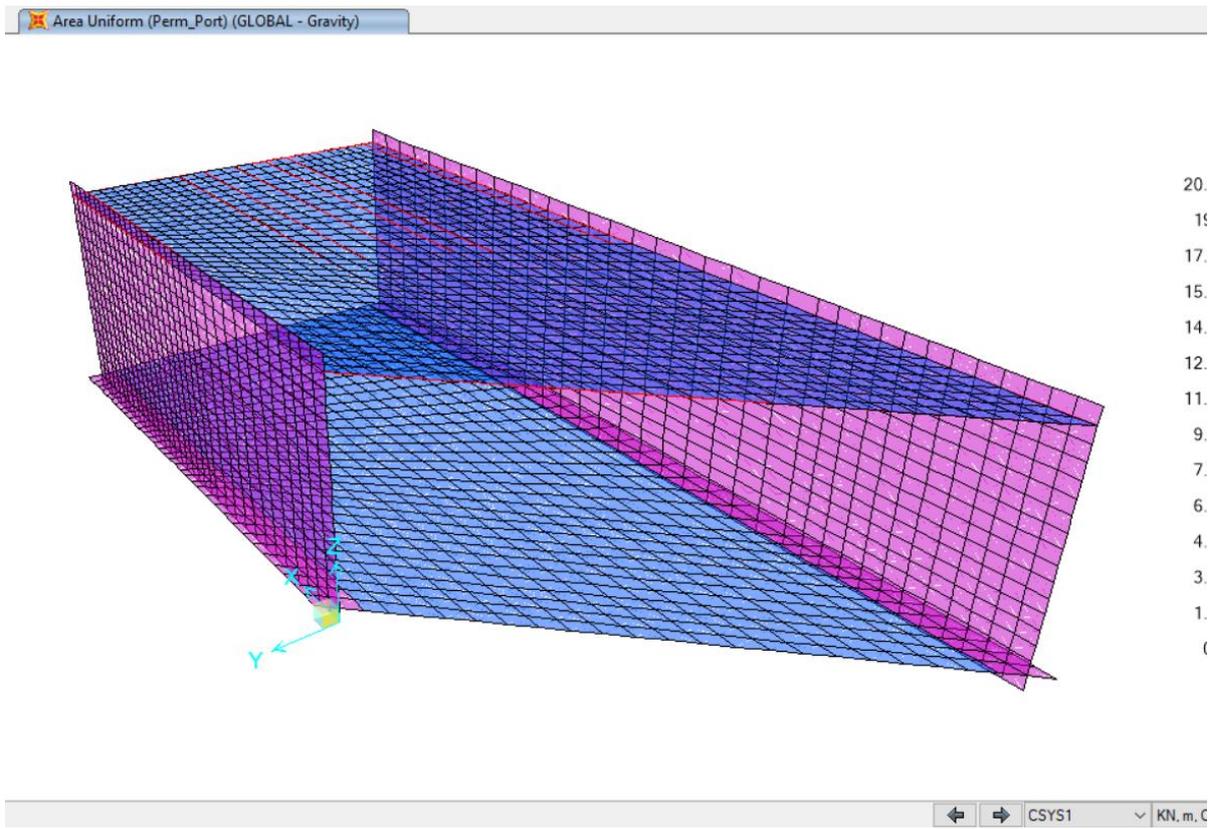


Figura 11-3 Carichi permanenti portati [kN/m<sup>2</sup>]

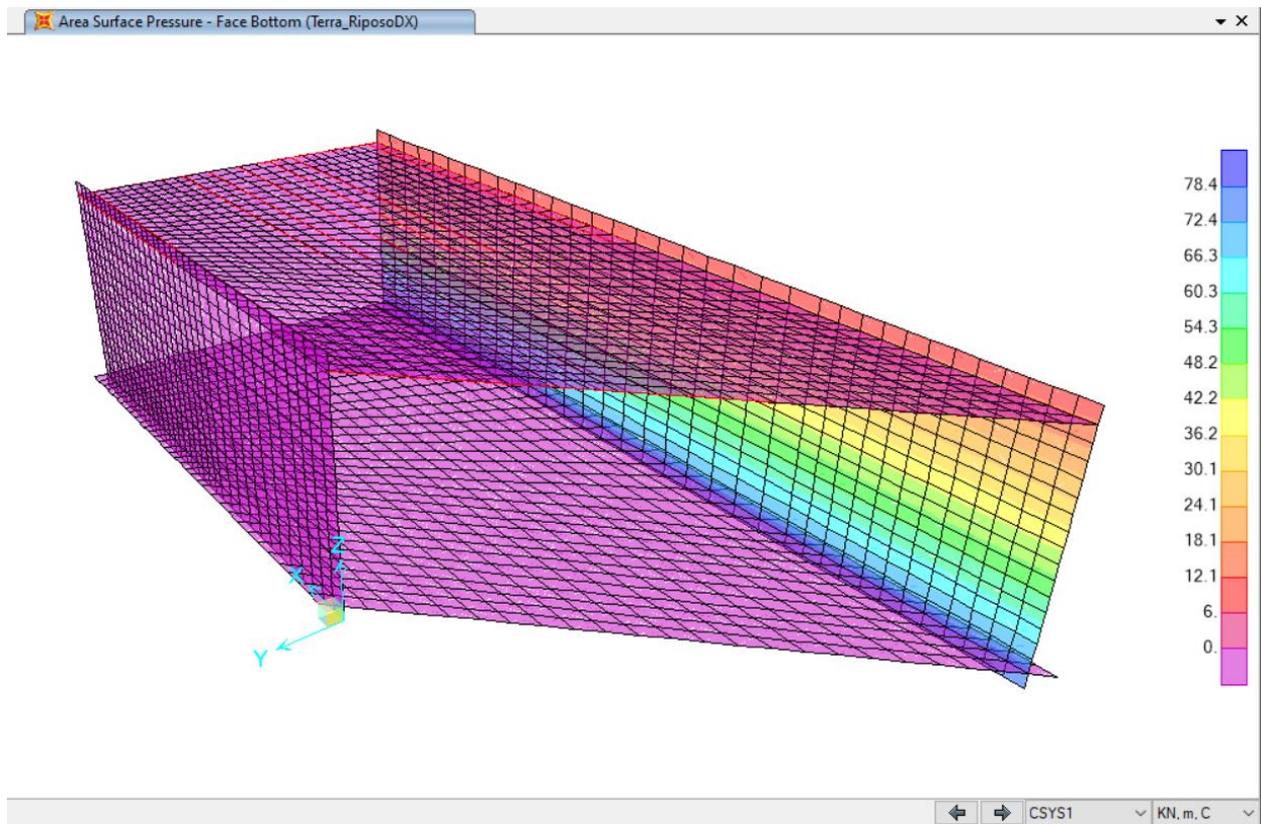


Figura 11-4 Azione orizzontale dovuta alla spinta del terreno a riposo DX [kN/m<sup>2</sup>]

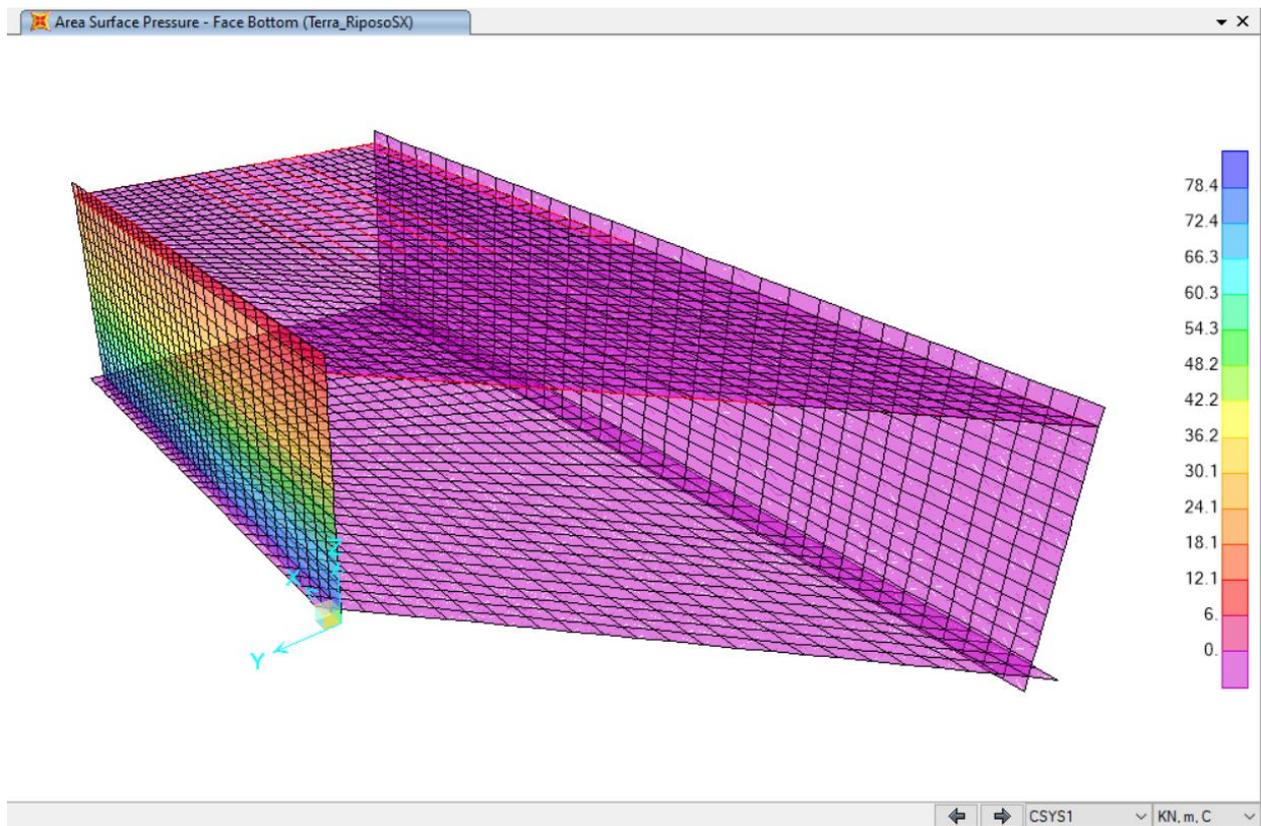


Figura 11-5 Azione orizzontale dovuta alla spinta del terreno a riposo SX [kN/m<sup>2</sup>]

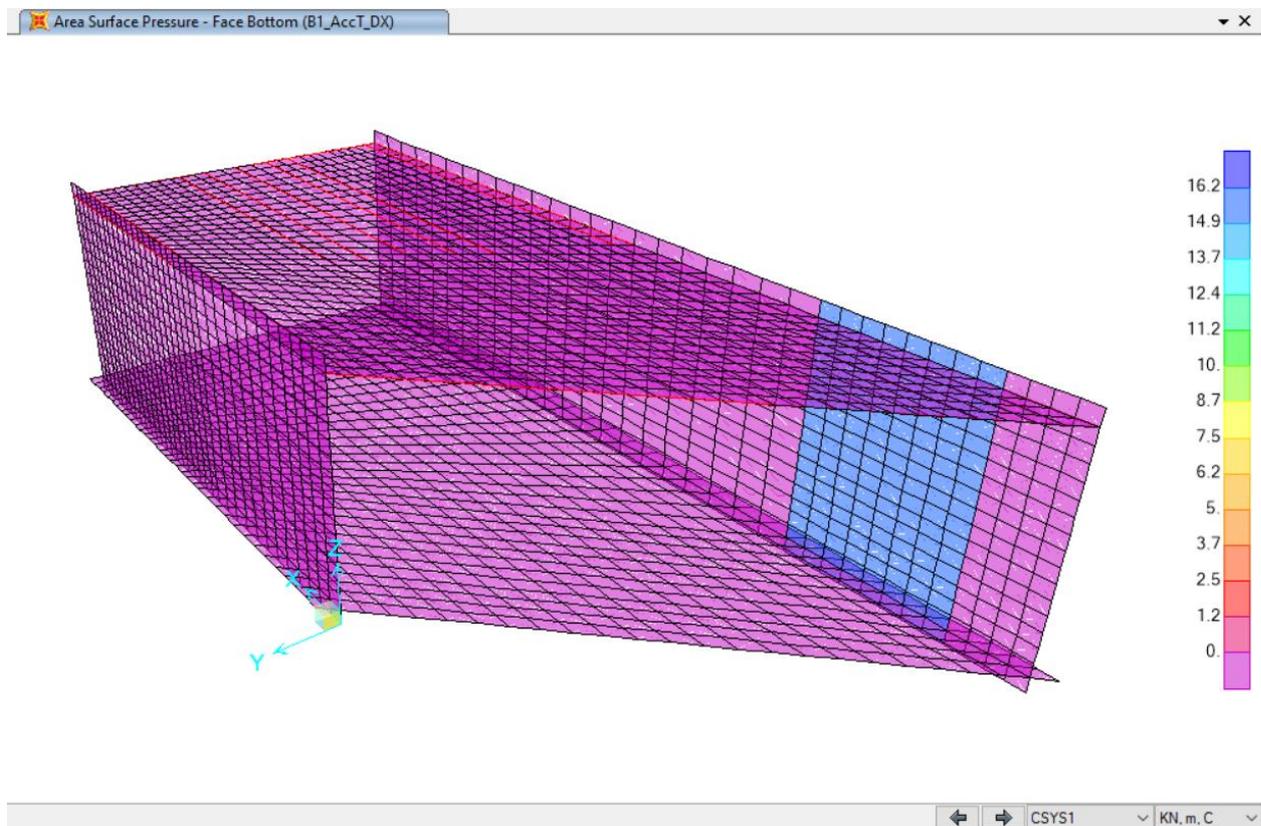


Figura 11-6 Carico accidentale sul terrapieno DX (binario 1) [kN/m<sup>2</sup>]

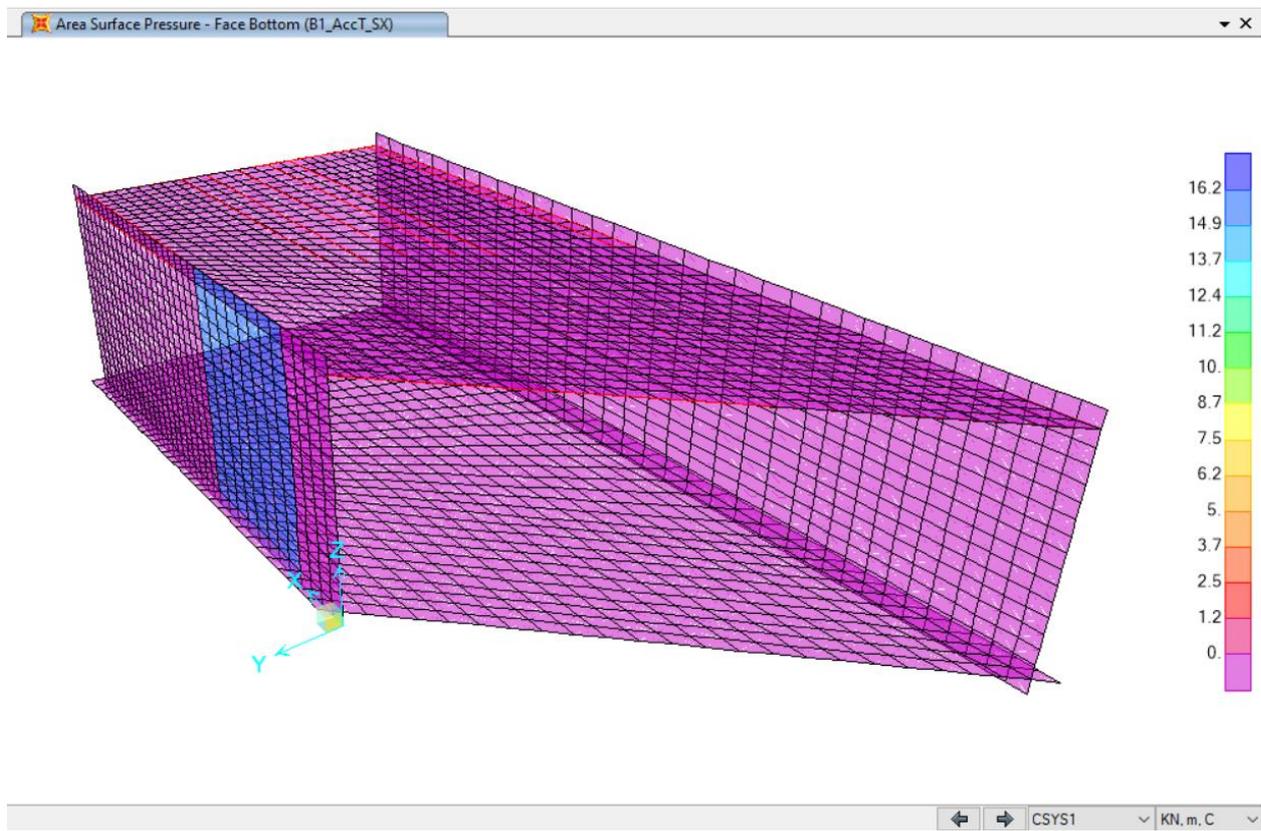


Figura 11-7 Carico accidentale sul terrapieno SX (binario 1) [kN/m<sup>2</sup>]

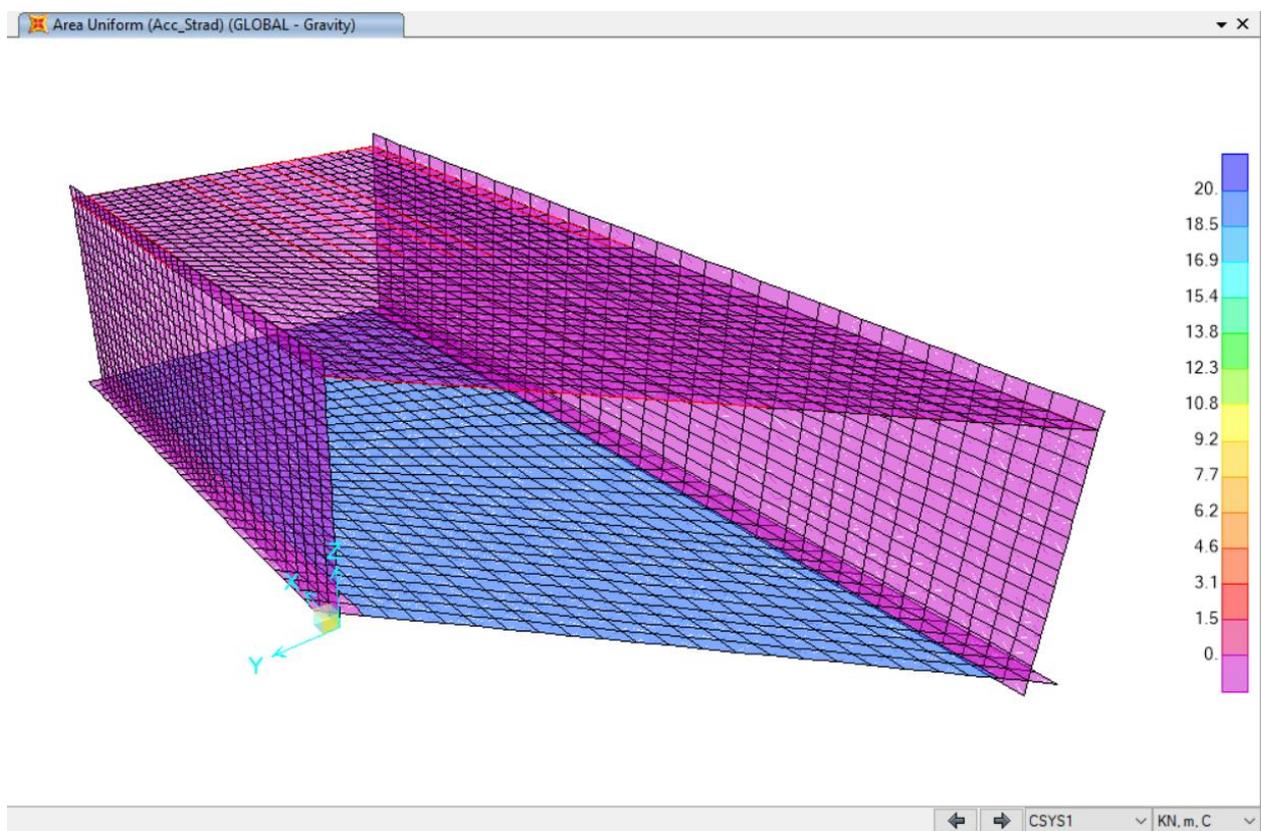


Figura 11-8 Carichi Accidentali strada inferiore [kN/m<sup>2</sup>]

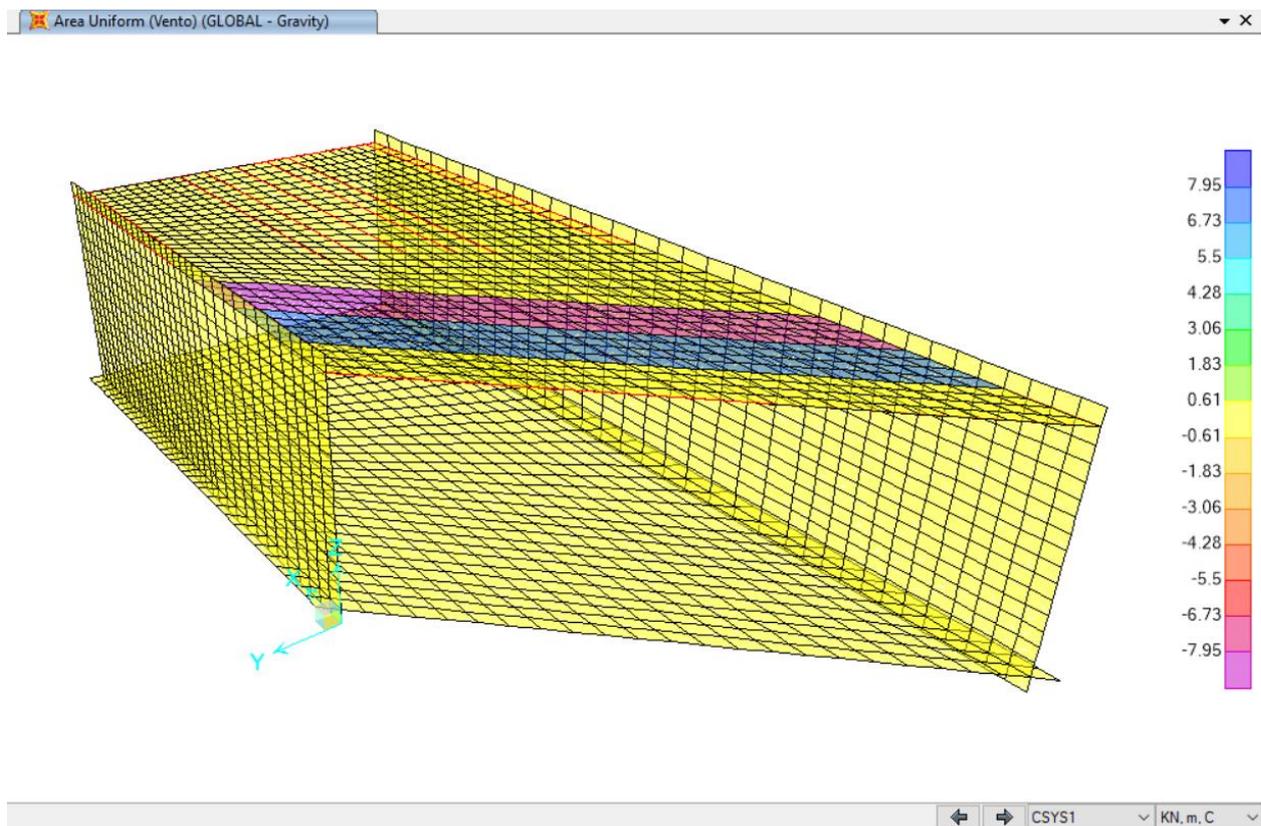


Figura 11-9 Azione verticale dovuta al vento sul treno [kN/m<sup>2</sup>]

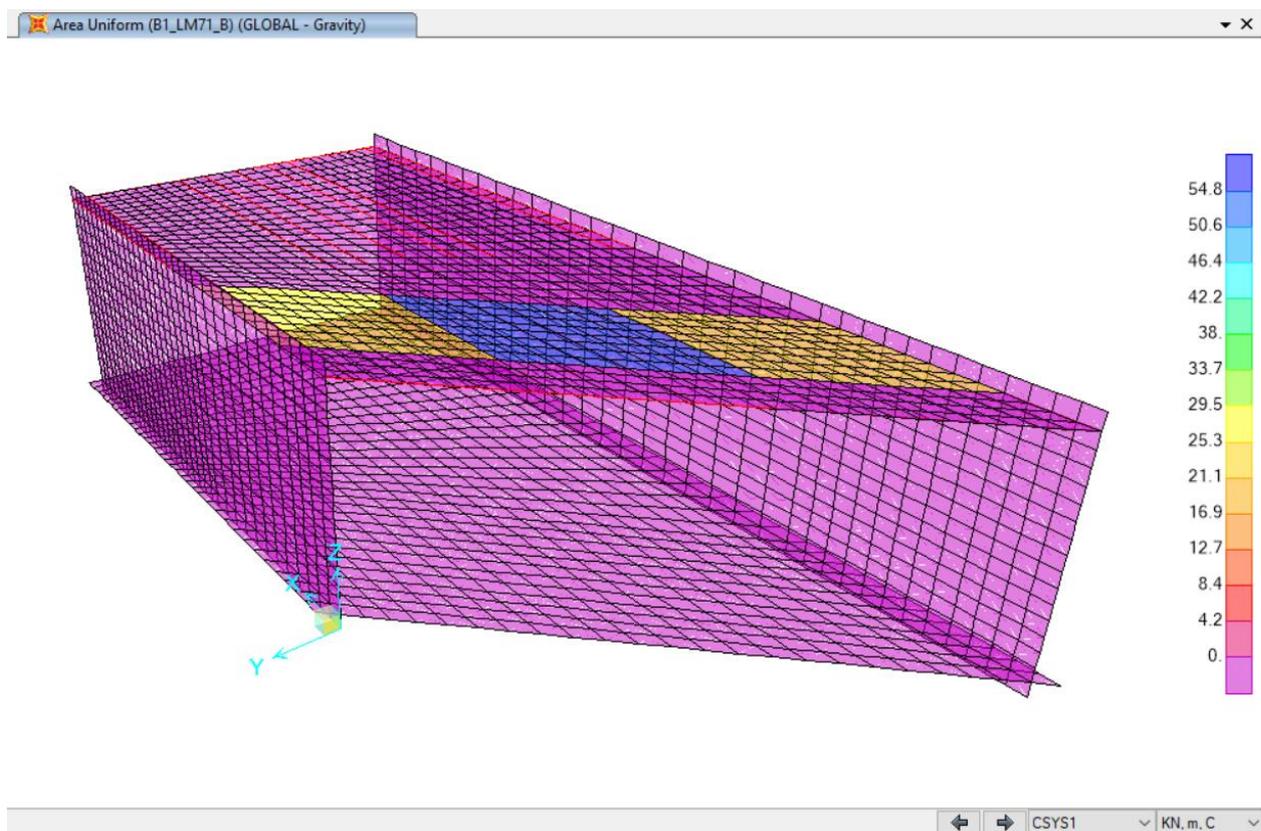


Figura 11-10 Azione dovuta dal treno LM71 (in posizione centrale) [kN/m<sup>2</sup>]

Il carico dovuto al treno LM71 è stato posizionato anche spostato verso i due piedritti e nelle verifiche è stata considerata la posizione più gravosa.

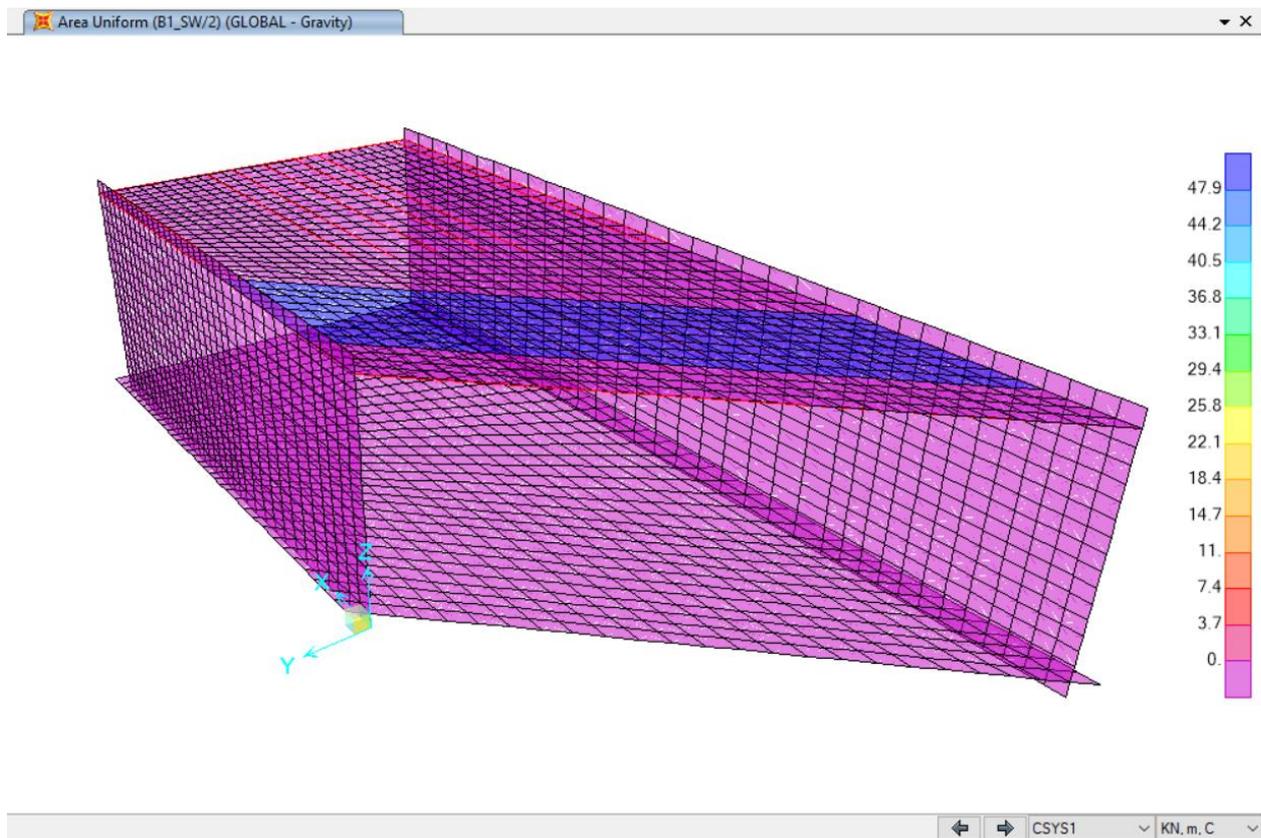


Figura 11-11 Azione dovuta dal treno SW/2 [kN/m<sup>2</sup>]

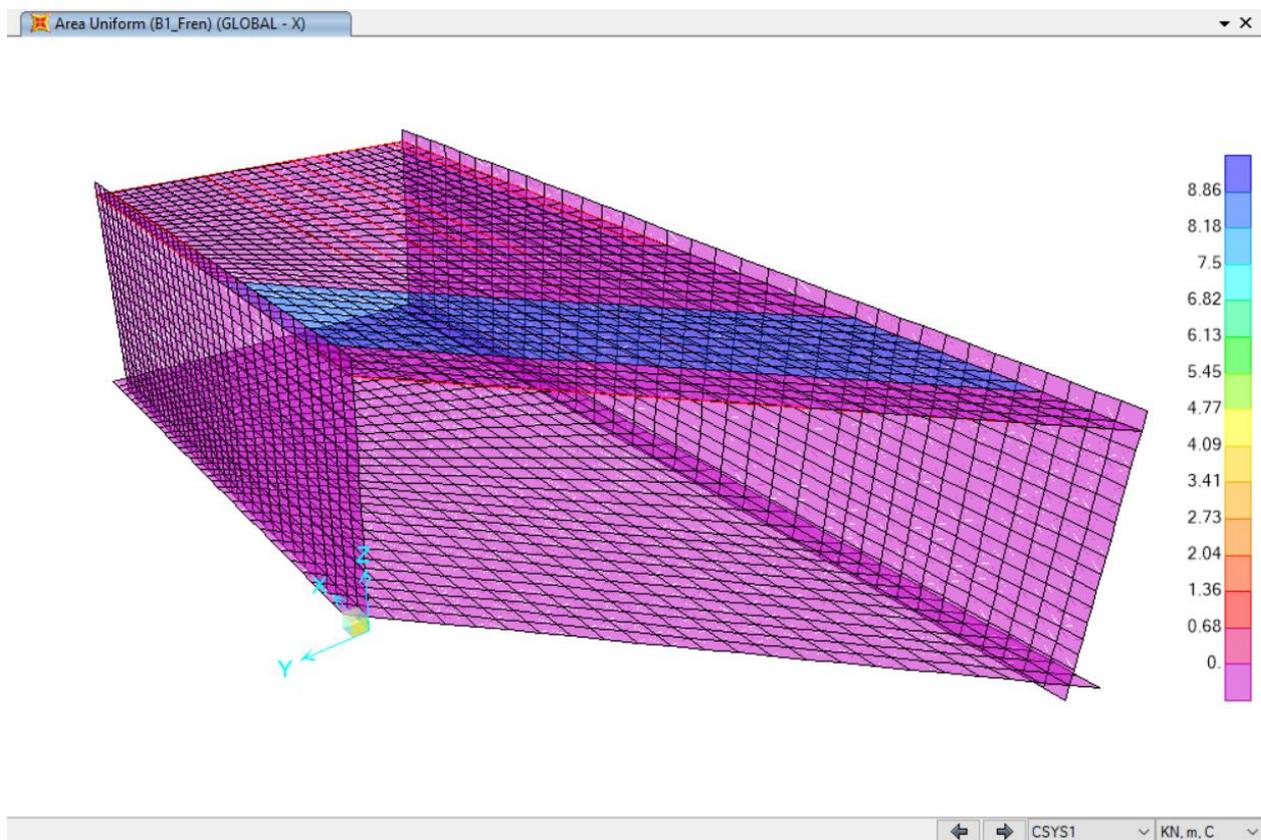


Figura 11-12 Azione dovuta alla frenatura(in direzione longitudinale binario) [kN/m<sup>2</sup>]

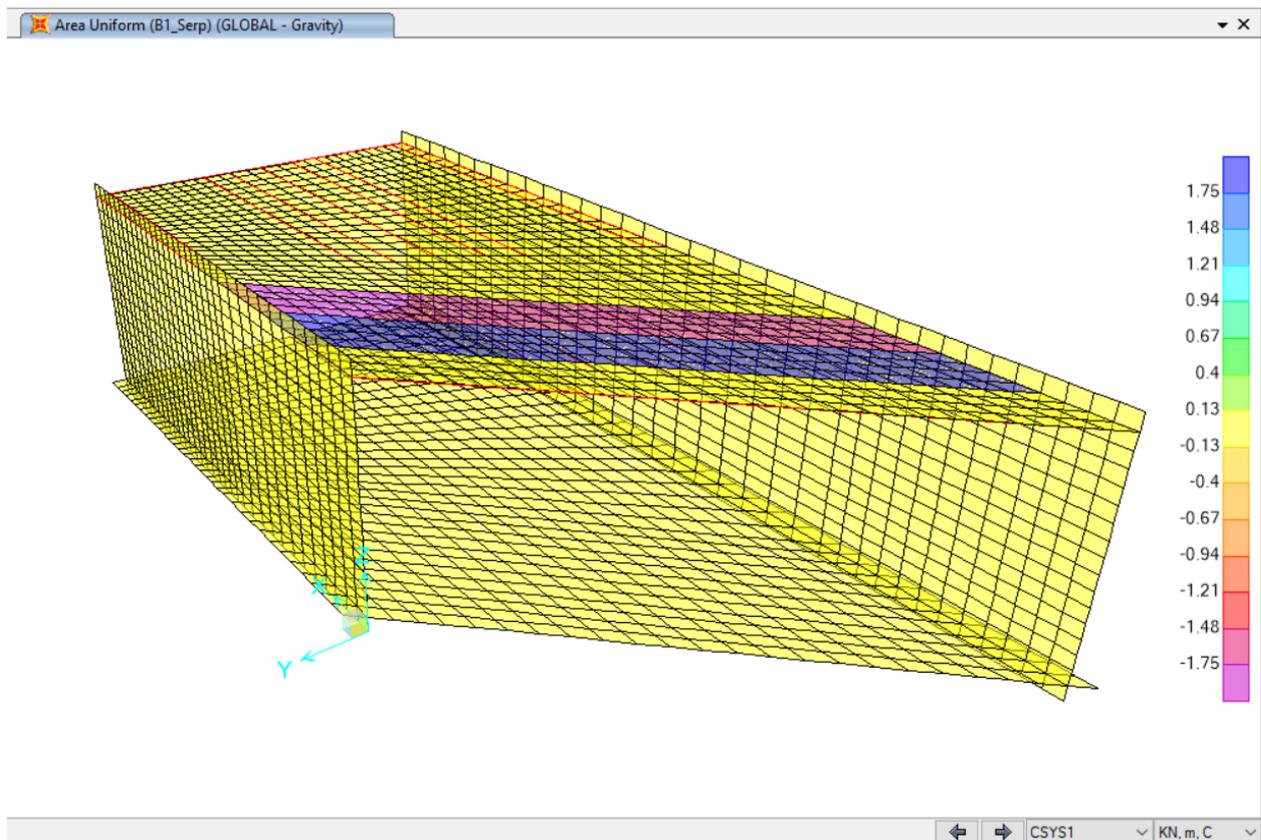


Figura 11-13 Azione verticale dovuta al serpeggio [kN/m<sup>2</sup>]

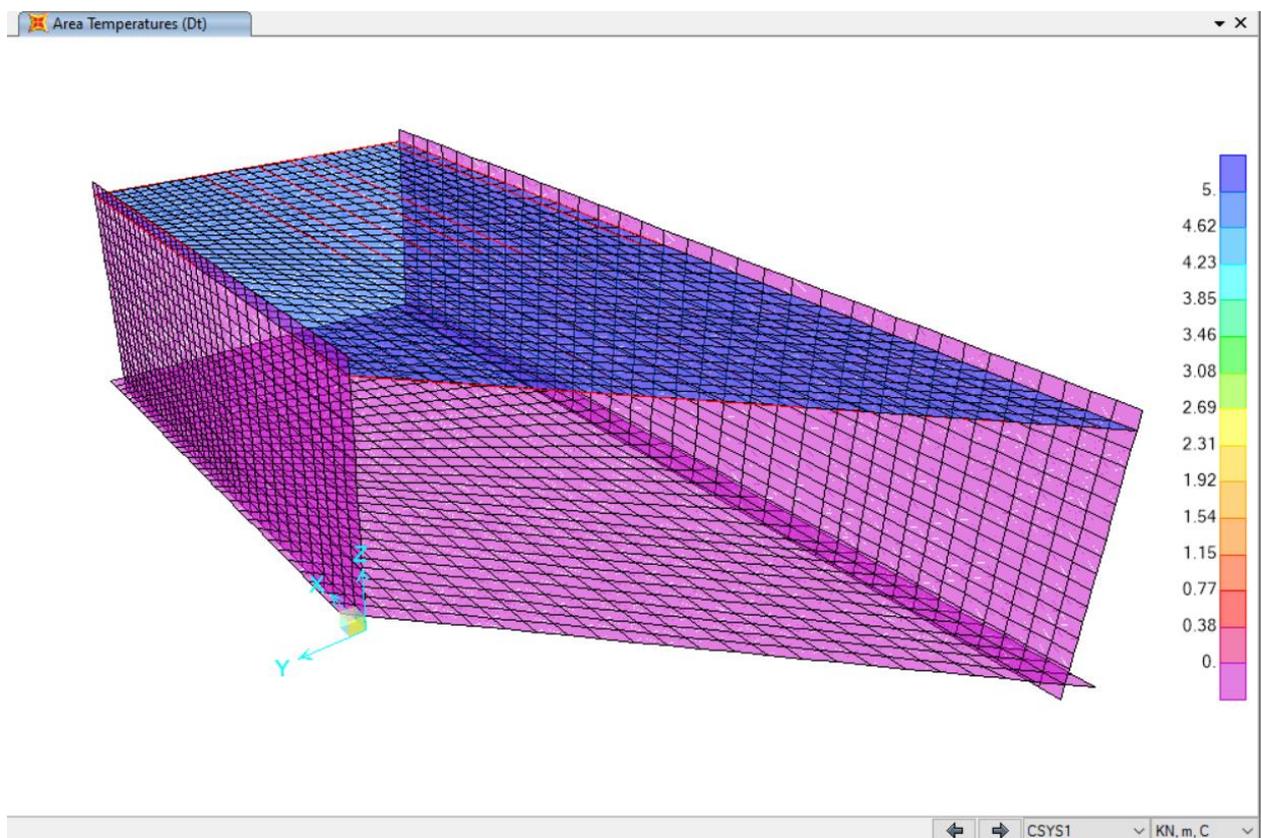


Figura 11-14 Variazione uniforme di temperatura soletta [°C]

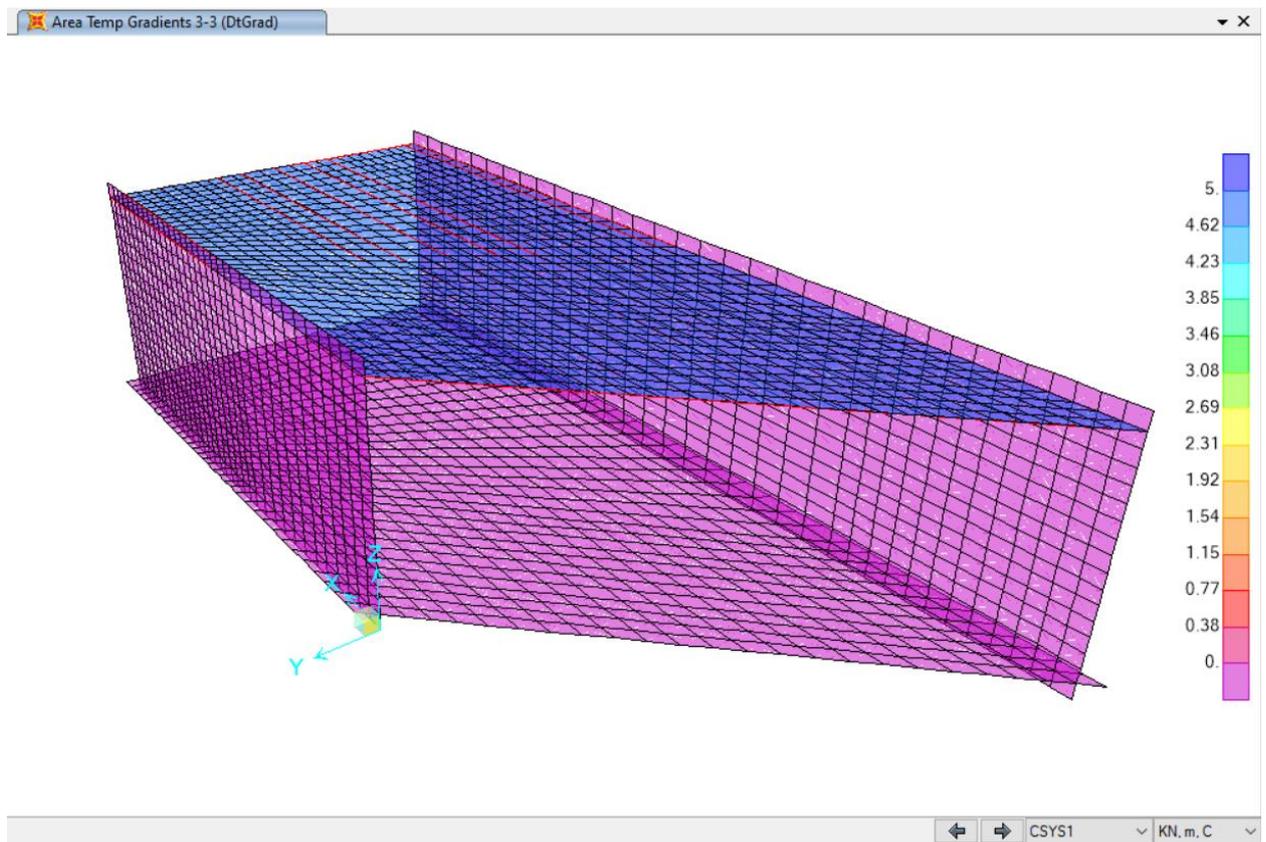


Figura 11-15 Gradiente di temperatura soletta [ $^{\circ}\text{C}/\text{m}$ ]

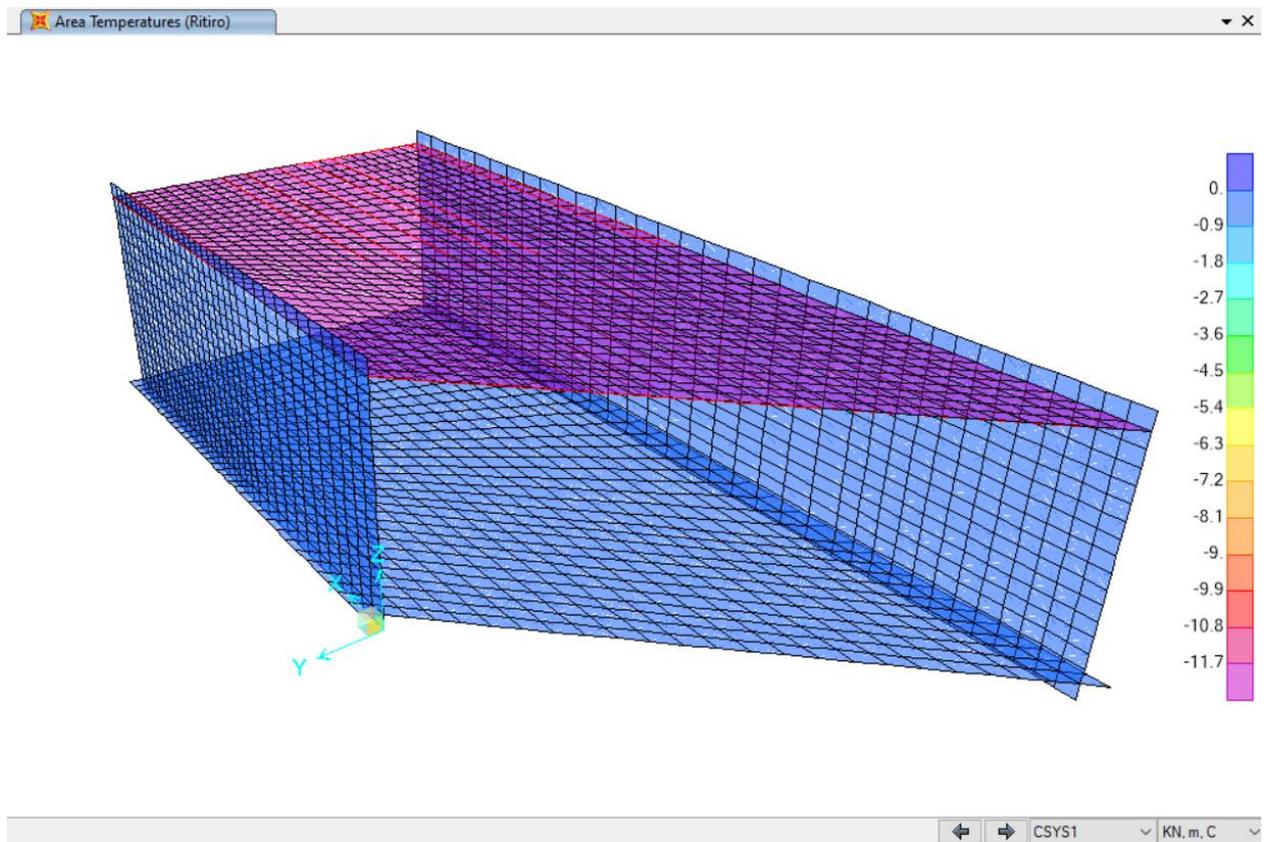


Figura 11-16 Variazione termica equivalente dovuta al ritiro soletta [ $^{\circ}\text{C}$ ]

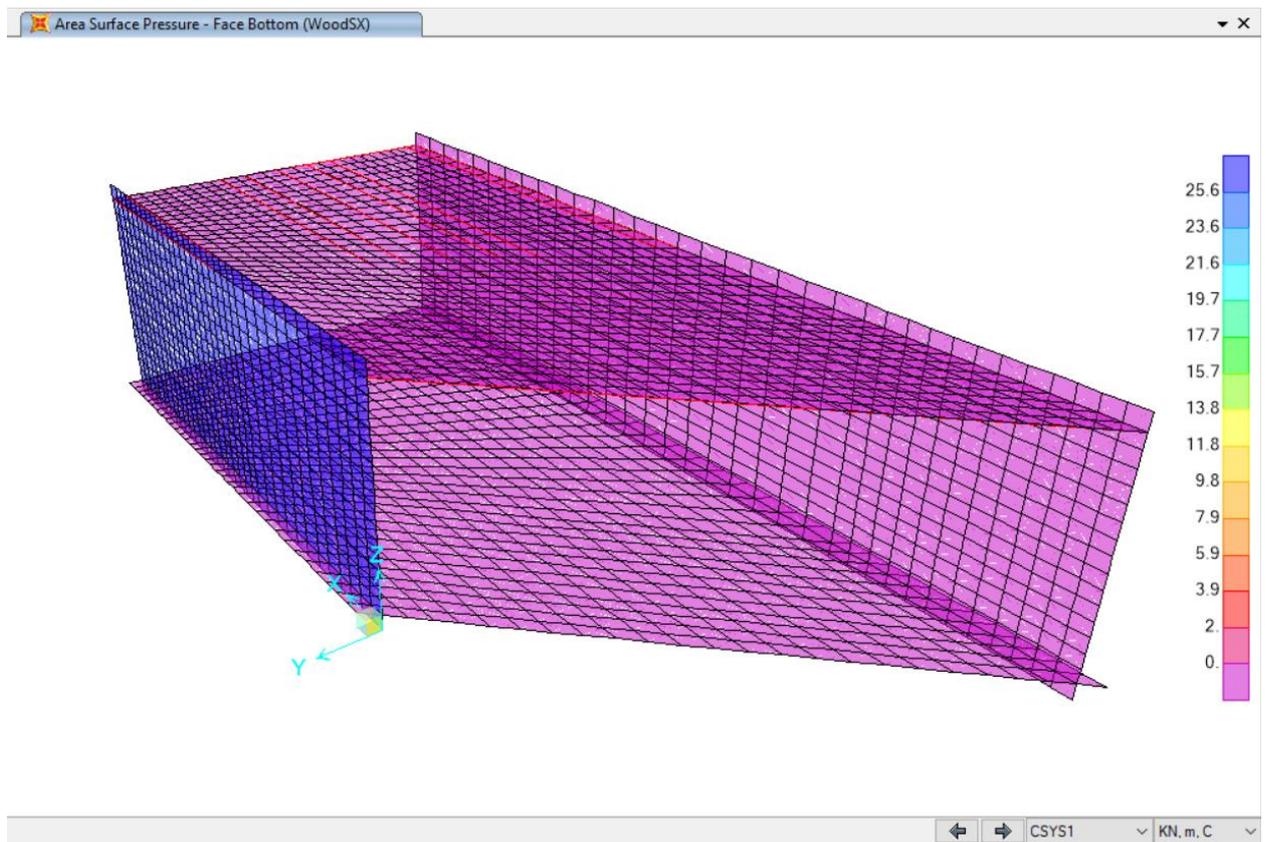


Figura 11-17 Spinta di Wood sul Piedritto SX [kN/m<sup>2</sup>]

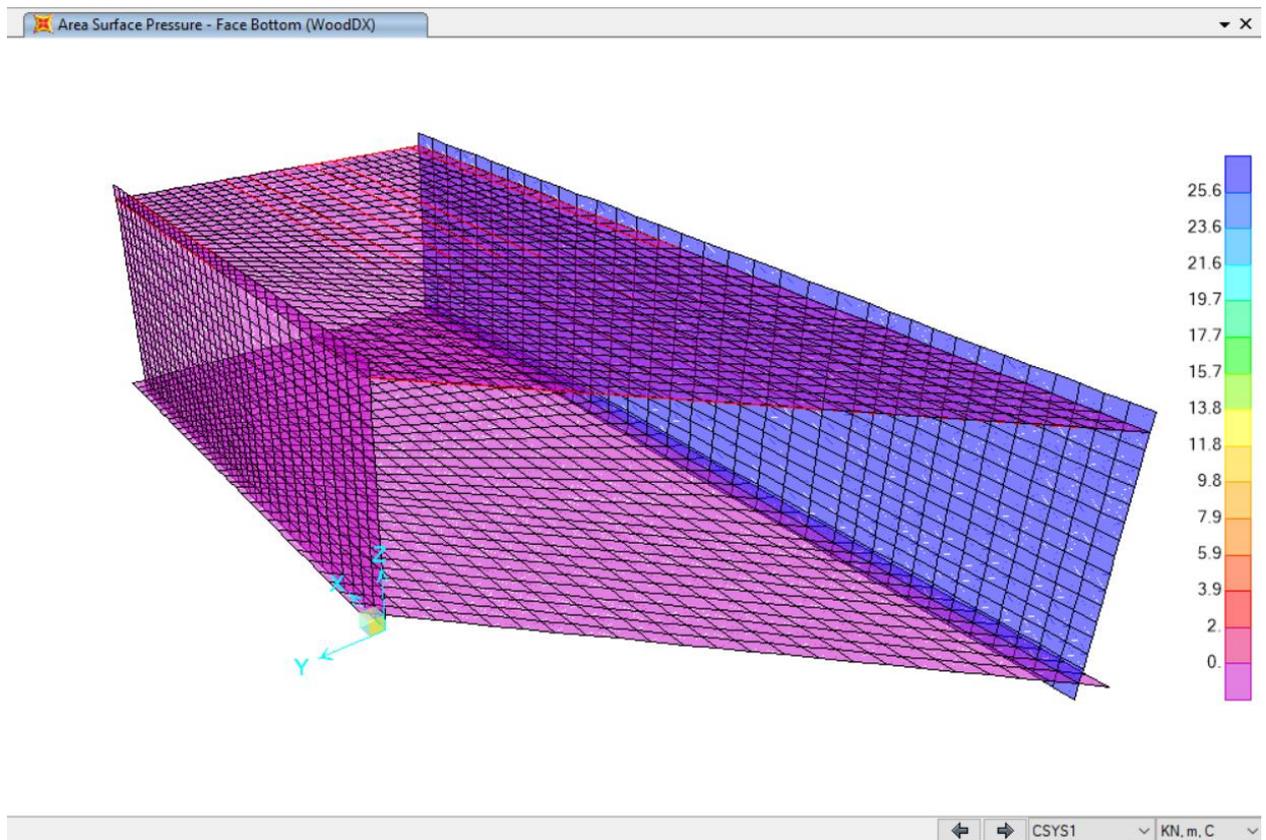


Figura 11-18 Spinta di Wood sul Piedritto DX [kN/m<sup>2</sup>]

## 11.3. COMBINAZIONI DI CARICO

Le azioni applicate sono riassunte di seguito:

Caso	Tipo di carico
<b>G1</b>	Load case
<b>Perm_Port</b>	Load case
<b>Terra_RiposoSX</b>	Load case
<b>Terra_RiposoDX</b>	Load case
<b>B1_LM71_B</b>	Load case
<b>B1_SW/2</b>	Load case
<b>B1_AccT_SX</b>	Load case
<b>B1_AccT_DX</b>	Load case
<b>B1_Fren</b>	Load case
<b>B1_Serp</b>	Load case
<b>Acc_Strad</b>	Load case
<b>Vento</b>	Load case
<b>Dt+15</b>	Load case
<b>Dt-15</b>	Load case
<b>DtGrad+5</b>	Load case
<b>DtGrad-5</b>	Load case
<b>Ritiro</b>	Load case
<b>Ex_a</b>	Load case
<b>Ex_b</b>	Load case
<b>Ey</b>	Load case
<b>Ez</b>	Load case

In tabella si riporta il coefficiente moltiplicativo dei carichi associato ai carichi caratteristici per ogni combinazione considerata:

SLU	COMBINAZIONI	G1	Perm_Port	Terra_RiposoSX	Terra_RiposoDX	B1_LM71_B	B1_SW/2	B1_AccT_SX	B1_AccT_DX	B1_Fren	B1_Serp	Acc_Strad	Vento	Dt+15	Dt-15	DtGrad+5	DtGrad-5	Ritiro	Ex_a	Ex_b	Ey	Ez		
		GR1 Carichi simmetrici	STR-01	1.35	1.50	1.35	1.35	1.45	0.00	1.45	1.45	0.00	1.45	0.00	0.90	0.90	0.00	0.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
STR-02	1.35		1.50	1.00	1.00	1.45	0.00	0.00	0.00	0.00	1.45	0.00	0.90	0.90	0.00	0.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
STR-03	1.35		1.50	1.35	1.35	0.00	1.45	1.45	1.45	0.00	1.45	0.00	0.90	0.90	0.00	0.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
STR-04	1.35		1.50	1.00	1.00	0.00	1.45	0.00	0.00	0.00	1.45	0.00	0.90	0.90	0.00	0.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
STR-05	1.35		1.50	1.35	1.35	1.45	0.00	1.45	1.45	1.45	0.00	1.45	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	1.20	0.00	0.00	0.00	0.00	
STR-06	1.35		1.50	1.00	1.00	1.45	0.00	0.00	0.00	0.00	1.45	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	1.20	0.00	0.00	0.00	0.00	
STR-07	1.35		1.50	1.35	1.35	0.00	1.45	1.45	1.45	0.00	1.45	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	1.20	0.00	0.00	0.00	0.00	
STR-08	1.35		1.50	1.00	1.00	0.00	1.45	0.00	0.00	0.00	1.45	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	1.20	0.00	0.00	0.00	0.00	
GR3 Spinta a sinistra	STR-09		1.35	1.50	1.35	1.00	1.45	0.00	1.45	0.00	1.45	0.73	0.00	0.90	0.90	0.00	0.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	STR-10		1.00	1.00	1.35	1.00	0.73	0.00	0.73	0.00	1.45	0.00	0.00	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	STR-11		1.35	1.50	1.35	1.00	0.00	1.45	1.45	0.00	1.45	0.73	0.00	0.90	0.90	0.00	0.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	STR-12		1.00	1.00	1.35	1.00	0.00	0.73	0.73	0.00	1.45	0.00	0.00	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	STR-13		1.35	1.50	1.35	1.00	1.45	0.00	1.45	0.00	1.45	0.73	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	1.20	0.00	0.00	0.00	0.00
	STR-14		1.00	1.00	1.35	1.00	0.73	0.00	0.73	0.00	1.45	0.00	0.00	0.00	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	1.20	0.00	0.00	0.00	0.00

	COMBINAZIONI	G1	Perm_Port	Terra_RiposoSX	Terra_RiposoDX	B1_LM71_B	B1_SW/2	B1_AccT_SX	B1_AccT_DX	B1_Fren	B1_Serp	Acc_Strad	Vento	Dt+15	Dt-15	DtGrad+5	DtGrad-5	Ritiro	Ex_a	Ex_b	Ey	Ez			
SLV	GR3 Spinta a destra	STR-15	1.35	1.50	1.35	1.00	0.00	1.45	1.45	0.00	1.45	0.73	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	1.20	0.00	0.00	0.00	0.00		
		STR-16	1.00	1.00	1.35	1.00	0.00	0.73	0.73	0.00	1.45	0.00	0.00	0.00	0.00	0.90	0.00	0.90	1.20	0.00	0.00	0.00	0.00		
	STR-17	1.35	1.50	1.00	1.35	1.45	0.00	0.00	1.45	-1.45	0.73	0.00	0.90	0.90	0.00	0.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
	STR-18	1.00	1.00	1.00	1.35	0.73	0.00	0.00	0.73	-1.45	0.00	0.00	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
	STR-19	1.35	1.50	1.00	1.35	0.00	1.45	0.00	1.45	-1.45	0.73	0.00	0.90	0.90	0.00	0.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	STR-20	1.00	1.00	1.00	1.35	0.00	0.73	0.00	0.73	-1.45	0.00	0.00	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	STR-21	1.35	1.50	1.00	1.35	1.45	0.00	0.00	1.45	-1.45	0.73	0.00	0.90	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	1.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	STR-22	1.00	1.00	1.00	1.35	0.73	0.00	0.00	0.73	-1.45	0.00	0.00	0.00	0.00	0.90	0.00	0.90	1.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	STR-23	1.35	1.50	1.00	1.35	0.00	1.45	0.00	1.45	-1.45	0.73	0.00	0.90	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	1.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	STR-24	1.00	1.00	1.00	1.35	0.00	0.73	0.00	0.73	-1.45	0.00	0.00	0.00	0.00	0.90	0.00	0.90	1.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	STR-25	1.35	1.50	1.35	1.35	1.45	0.00	1.45	1.45	0.00	1.45	1.50	0.90	0.90	0.00	0.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	STR-26	1.35	1.50	1.35	1.35	0.00	1.45	1.45	1.45	0.00	1.45	1.50	0.90	0.90	0.00	0.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	STR-27	1.35	1.50	1.35	1.35	1.45	0.00	1.45	1.45	0.00	1.45	1.50	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	1.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	STR-28	1.35	1.50	1.35	1.35	0.00	1.45	1.45	1.45	0.00	1.45	1.50	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	1.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	STR-29	1.35	1.50	1.35	1.35	1.16	0.00	1.16	1.16	0.00	1.45	0.00	0.90	1.50	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	STR-30	1.35	1.50	1.00	1.00	1.16	0.00	0.00	0.00	0.00	1.45	0.00	0.90	1.50	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	STR-31	1.35	1.50	1.35	1.35	0.00	1.16	1.16	1.16	0.00	1.45	0.00	0.90	1.50	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	STR-32	1.35	1.50	1.00	1.00	0.00	1.16	0.00	0.00	0.00	1.45	0.00	0.90	1.50	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	STR-33	1.35	1.50	1.35	1.35	1.16	0.00	1.16	1.16	0.00	1.45	0.00	0.90	0.00	1.50	0.00	1.50	1.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	STR-34	1.35	1.50	1.00	1.00	1.16	0.00	0.00	0.00	0.00	1.45	0.00	0.90	0.00	1.50	0.00	1.50	1.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	STR-35	1.35	1.50	1.35	1.35	0.00	1.16	1.16	1.16	0.00	1.45	0.00	0.90	0.00	1.50	0.00	1.50	1.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	STR-36	1.35	1.50	1.00	1.00	0.00	1.16	0.00	0.00	0.00	1.45	0.00	0.90	0.00	1.50	0.00	1.50	1.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	STR-37	1.35	1.50	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.50	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	STR-38	1.35	1.50	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.50	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	STR-39	1.00	1.00	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.50	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	STR-40	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.50	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	STR-41	1.35	1.50	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.50	0.00	1.50	1.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	STR-42	1.35	1.50	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.50	0.00	1.50	1.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	STR-43	1.00	1.00	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.50	0.00	1.50	1.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	STR-44	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.50	0.00	1.50	1.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	SLE	SISMA	SLV-01	1.00	1.00	1.00	0.74	0.00	0.20	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	0.00	0.50	0.00	0.00	1.00	0.00	0.30	-0.30	
			SLV-02	1.00	1.00	1.00	0.74	0.00	0.20	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	0.00	0.50	1.00	1.00	0.00	0.30	-0.30	
			SLV-03	1.00	1.00	0.74	1.00	0.00	0.20	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	0.00	0.50	0.00	0.00	0.00	1.00	-0.30	-0.30	
			SLV-04	1.00	1.00	0.74	1.00	0.00	0.20	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	0.00	0.50	1.00	0.00	1.00	-0.30	-0.30	
		GR1 Carichi simmetrici	QP	QP-01	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	0.00	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
				QP-02	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	0.00	0.50	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
			RAR1-01	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.60	0.60	0.00	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
			RAR1-02	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.60	0.60	0.00	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
			RAR1-03	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.60	0.60	0.00	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
			RAR1-04	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.60	0.60	0.00	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	RAR1-05		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.60	0.60	0.00	0.60	0.00	0.60	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	RAR1-06	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.60	0.60	0.00	0.60	0.00	0.60	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
	RAR1-07	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.60	0.60	0.00	0.60	0.00	0.60	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00		

		COMBINAZIONI	G1	Perm_Port	Terra_RiposoSX	Terra_RiposoDX	B1_LM71_B	B1_SW/2	B1_Acct_SX	B1_Acct_DX	B1_Fren	B1_Serp	Acc_Strad	Vento	Dt+15	Dt-15	DtGrad+5	DtGrad-5	Ritiro	Ex_a	Ex_b	Ey	Ez	
	GR3 Spinta a sinistra	RAR1-08	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.60	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
		RAR3-01	1.00	1.00	1.00	0.74	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	0.50	0.00	0.60	0.60	0.00	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		RAR3-02	1.00	1.00	1.00	0.74	0.50	0.00	0.50	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		RAR3-03	1.00	1.00	1.00	0.74	0.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.50	0.00	0.60	0.60	0.00	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		RAR3-04	1.00	1.00	1.00	0.74	0.00	0.50	0.50	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		RAR3-05	1.00	1.00	1.00	0.74	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	0.50	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.60	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		RAR3-06	1.00	1.00	1.00	0.74	0.50	0.00	0.50	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.60	0.00	0.60	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		RAR3-07	1.00	1.00	1.00	0.74	0.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.50	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.60	1.00	0.00	0.00	0.00
	RAR3-08	1.00	1.00	1.00	0.74	0.00	0.50	0.50	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.60	0.00	0.60	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	GR3 Spinta a destra	RAR3-09	1.00	1.00	0.74	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00	-1.00	0.50	0.00	0.60	0.60	0.00	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		RAR3-10	1.00	1.00	0.74	1.00	0.50	0.00	0.00	0.50	-1.00	0.00	0.00	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		RAR3-11	1.00	1.00	0.74	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	-1.00	0.50	0.00	0.60	0.60	0.00	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		RAR3-12	1.00	1.00	0.74	1.00	0.00	0.50	0.00	0.50	-1.00	0.00	0.00	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		RAR3-13	1.00	1.00	0.74	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00	-1.00	0.50	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.60	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		RAR3-14	1.00	1.00	0.74	1.00	0.50	0.00	0.00	0.50	-1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.60	0.00	0.60	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		RAR3-15	1.00	1.00	0.74	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	-1.00	0.50	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.60	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		RAR3-16	1.00	1.00	0.74	1.00	0.00	0.50	0.00	0.50	-1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.60	0.00	0.60	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	GR4 Spinta a sinistra	RAR4-01	1.00	1.00	1.00	0.74	0.80	0.00	0.80	0.00	0.80	0.80	0.00	0.60	0.60	0.00	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		RAR4-02	1.00	1.00	1.00	0.74	0.40	0.00	0.40	0.00	0.80	0.00	0.00	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		RAR4-03	1.00	1.00	1.00	0.74	0.00	0.80	0.80	0.00	0.80	0.80	0.00	0.60	0.60	0.00	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		RAR4-04	1.00	1.00	1.00	0.74	0.00	0.40	0.40	0.00	0.80	0.00	0.00	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		RAR4-05	1.00	1.00	1.00	0.74	0.80	0.00	0.80	0.00	0.80	0.80	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.60	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		RAR4-06	1.00	1.00	1.00	0.74	0.40	0.00	0.40	0.00	0.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.60	0.00	0.60	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		RAR4-07	1.00	1.00	1.00	0.74	0.00	0.80	0.80	0.00	0.80	0.80	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.60	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
RAR4-08		1.00	1.00	1.00	0.74	0.00	0.40	0.40	0.00	0.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.60	0.00	0.60	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
GR4 Spinta a destra	RAR4-09	1.00	1.00	0.74	1.00	0.80	0.00	0.00	0.80	-0.80	0.80	0.00	0.60	0.60	0.00	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	RAR4-10	1.00	1.00	0.74	1.00	0.40	0.00	0.00	0.40	-0.80	0.00	0.00	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	RAR4-11	1.00	1.00	0.74	1.00	0.00	0.80	0.00	0.80	-0.80	0.80	0.00	0.60	0.60	0.00	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	RAR4-12	1.00	1.00	0.74	1.00	0.00	0.40	0.00	0.40	-0.80	0.00	0.00	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	RAR4-13	1.00	1.00	0.74	1.00	0.80	0.00	0.00	0.80	-0.80	0.80	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.60	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	RAR4-14	1.00	1.00	0.74	1.00	0.40	0.00	0.00	0.40	-0.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.60	0.00	0.60	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	RAR4-15	1.00	1.00	0.74	1.00	0.00	0.80	0.00	0.80	-0.80	0.80	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.60	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	RAR4-16	1.00	1.00	0.74	1.00	0.00	0.40	0.00	0.40	-0.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.60	0.00	0.60	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	

## 11.4. RISULTATI DELLE ANALISI

Di seguito si riportano gli output delle verifiche in termini di involucro delle combinazioni SLU, SLV, SLE Rara, SLE Rara gruppo 4, SLE Quasi permanente.

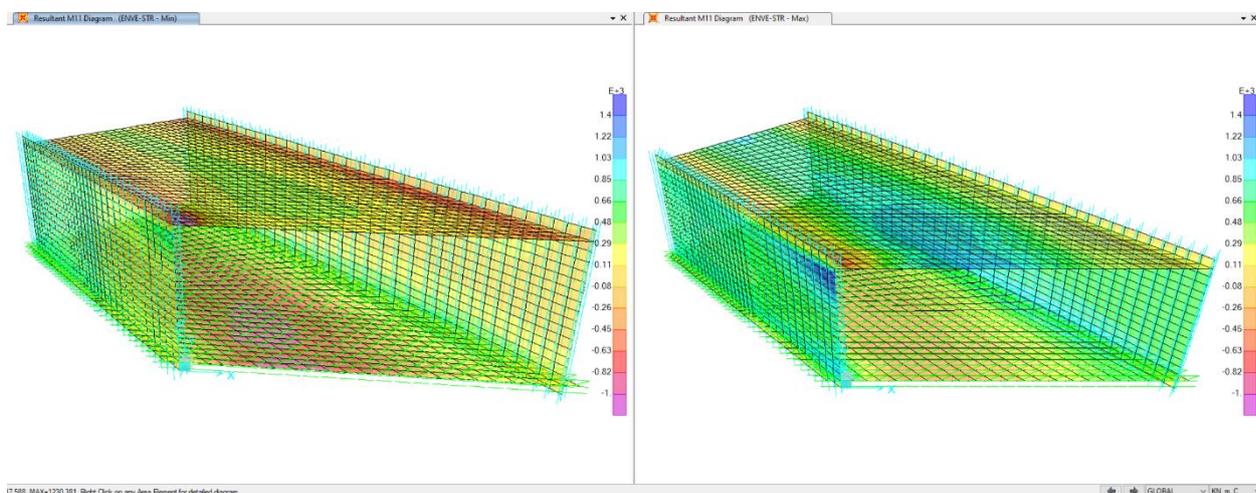


Figura 11-19 Involuppo Momento M11 Min e Max combinazione SLU [kNm/m]

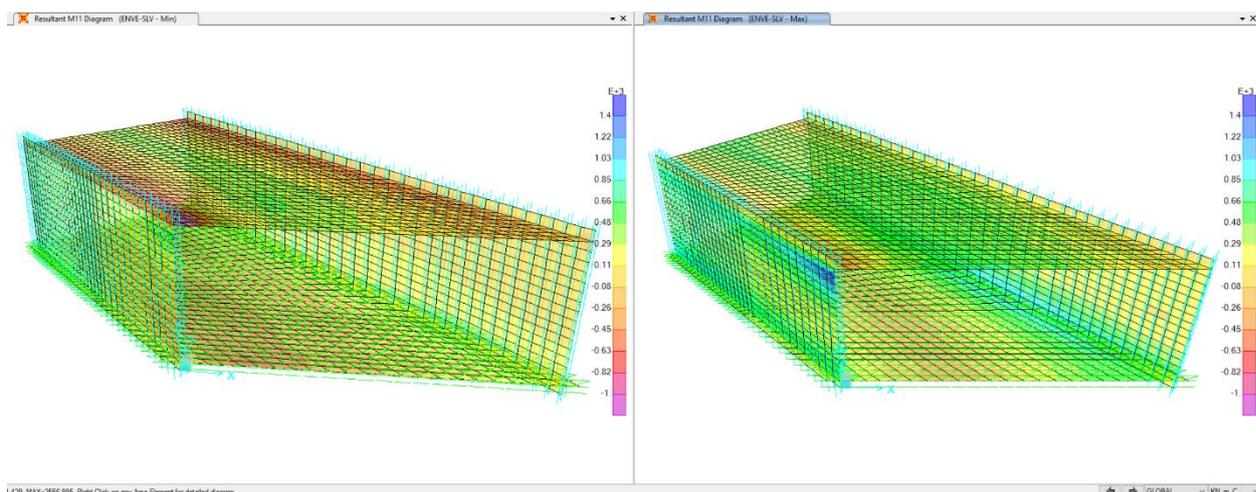


Figura 11-20 Involuppo Momento M11 Min e Max combinazione SLV [kNm/m]

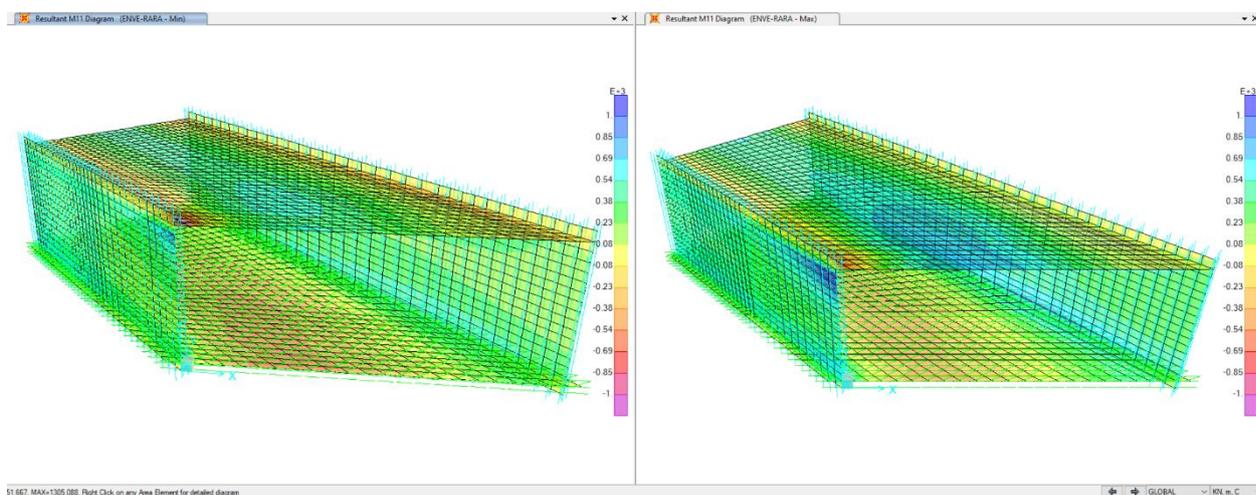


Figura 11-21 Involuppo Momento M11 Min e Max combinazione Rara [kNm/m]

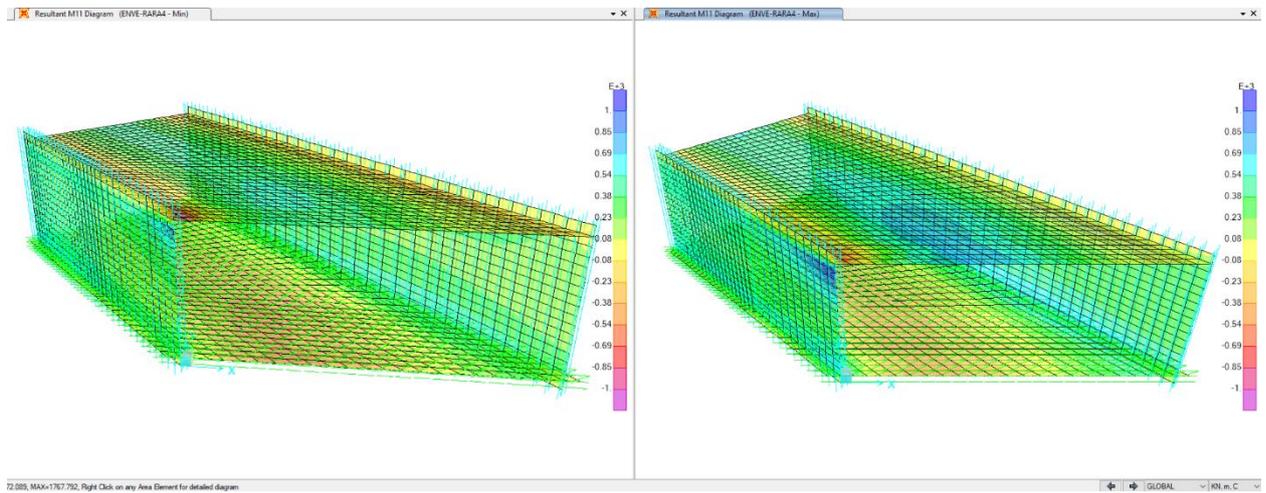


Figura 11-22 Inviluppo Momento M11 Min e Max combinazione Rara Gruppo 4 [kNm/m]

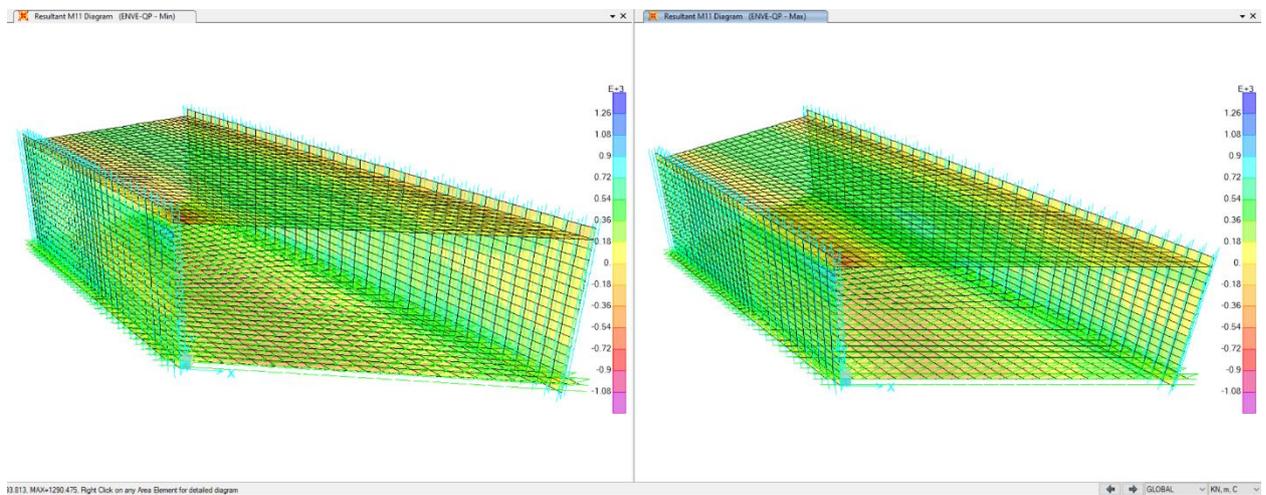


Figura 11-23 Inviluppo Momento M11 Min e Max combinazione Quasi Permanente [kNm/m]

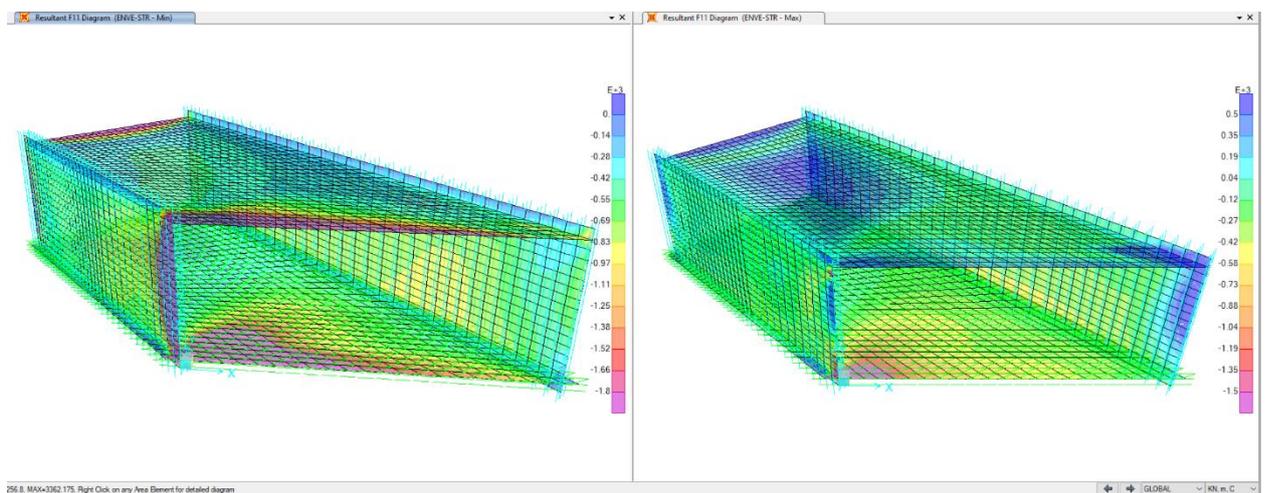


Figura 11-24 Inviluppo Sforzo Normale M11 Min e Max combinazione SLU [kN/m]

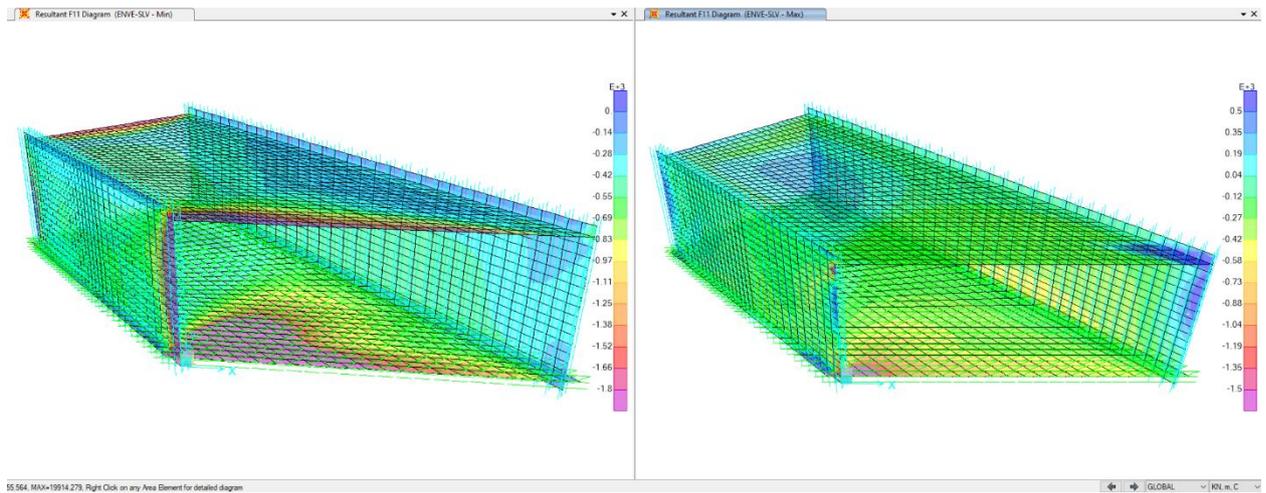


Figura 11-25 Involuppo Sforzo Normale M11 Min e Max combinazione SLV [kN/m]

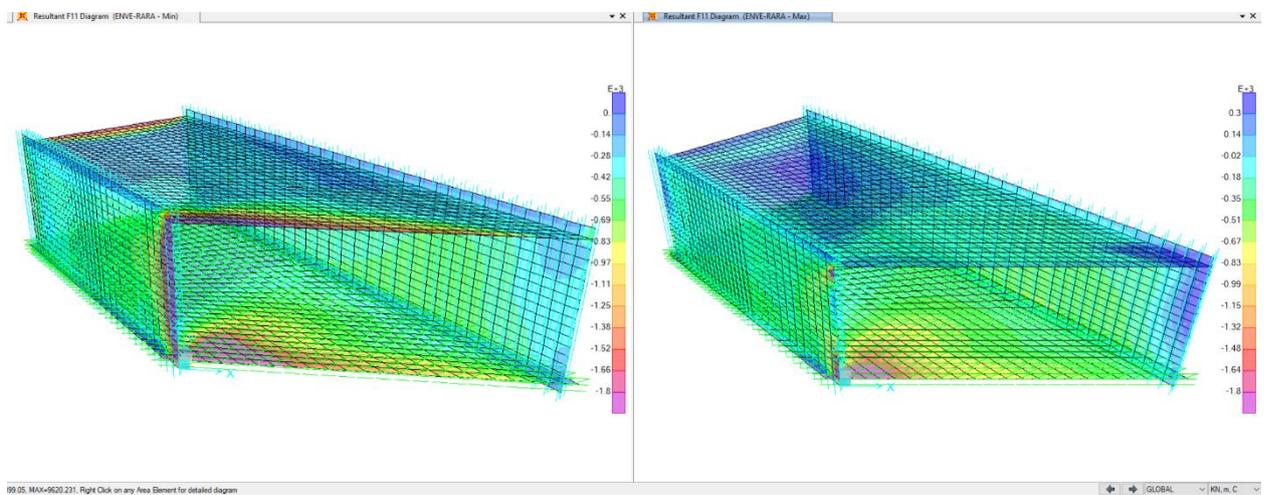


Figura 11-26 Involuppo Sforzo Normale M11 Min e Max combinazione Rara [kN/m]

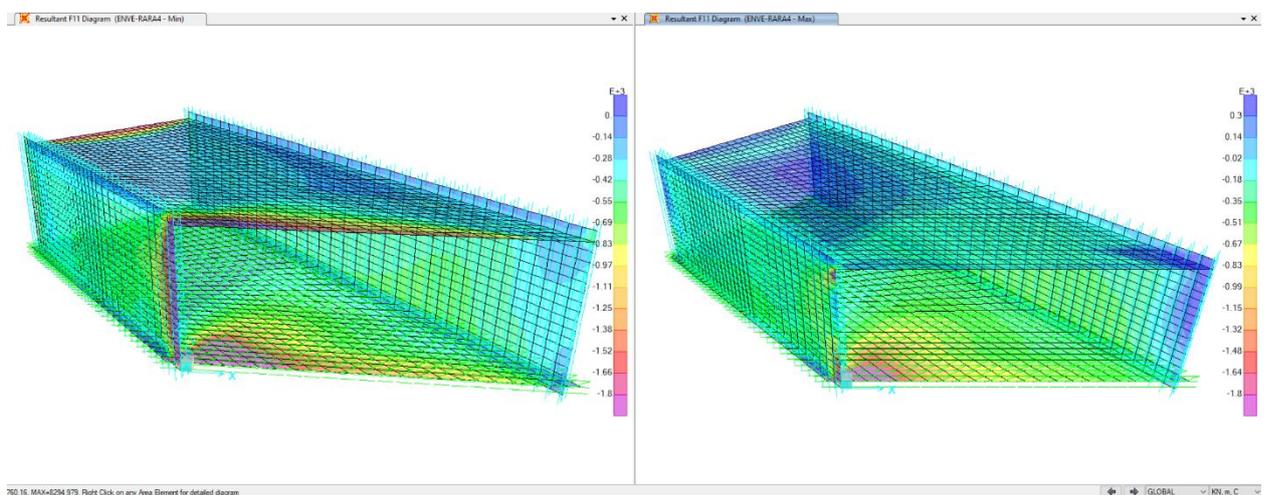


Figura 11-27 Involuppo Sforzo Normale M11 Min e Max combinazione Rara Gruppo 4 [kN/m]

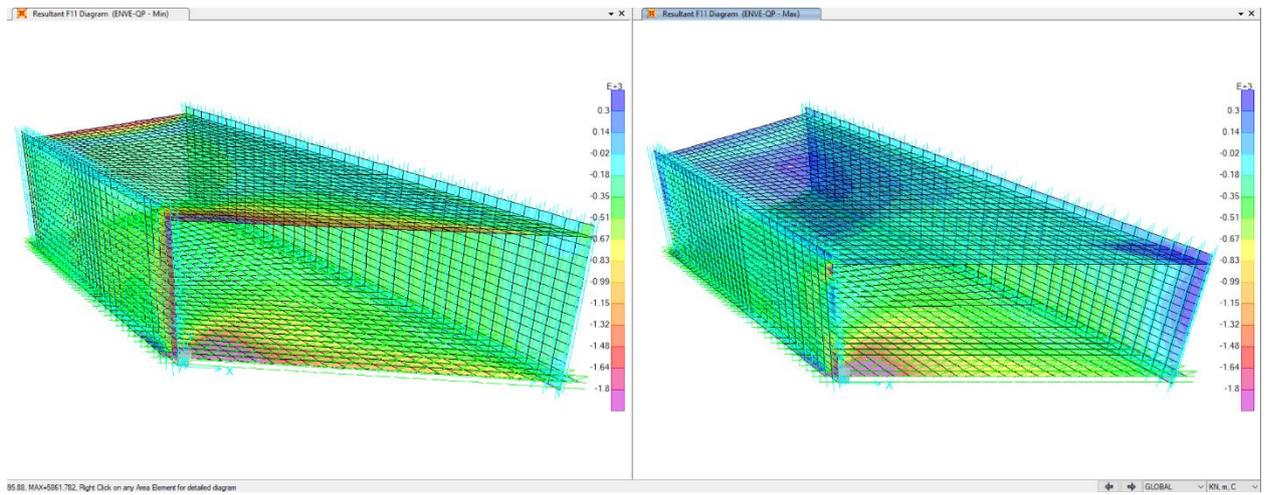


Figura 11-28 Involuppo Sforzo Normale M11 Min e Max combinazione Quasi Permanente [kN/m]

## 12. VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

In questo capitolo sono riportate le verifiche strutturali effettuate secondo i criteri definiti al capitolo 8, per ogni elemento strutturale che caratterizza la galleria oggetto della presente relazione di calcolo.

### 12.1. SOLETTA SUPERIORE DIR. 11

Di seguito si riportano le verifiche dettagliate delle sezioni maggiormente sollecitate.

#### 12.1.1. SEZIONE DI MEZZERIA

Si considera la seguenti dati:

- Base:  $b = 100 \text{ cm};$
- Altezza:  $h = 100 \text{ cm};$
- Armatura Sup:  $1\phi 26/20;$
- Copriferro armatura superiore:  $c_{\text{sup}} = 9 \text{ cm};$
- Armatura Inf:  $1\phi 26/20 + 1\phi 26/20;$
- Copriferro armatura inferiore:  $c_{\text{inf}} = 9 \text{ cm};$

#### Verifica allo Stato Limite Ultimo per Flessione

Di seguito si riporta l'involuppo delle sollecitazioni SLU e SLV più significative per le verifiche:

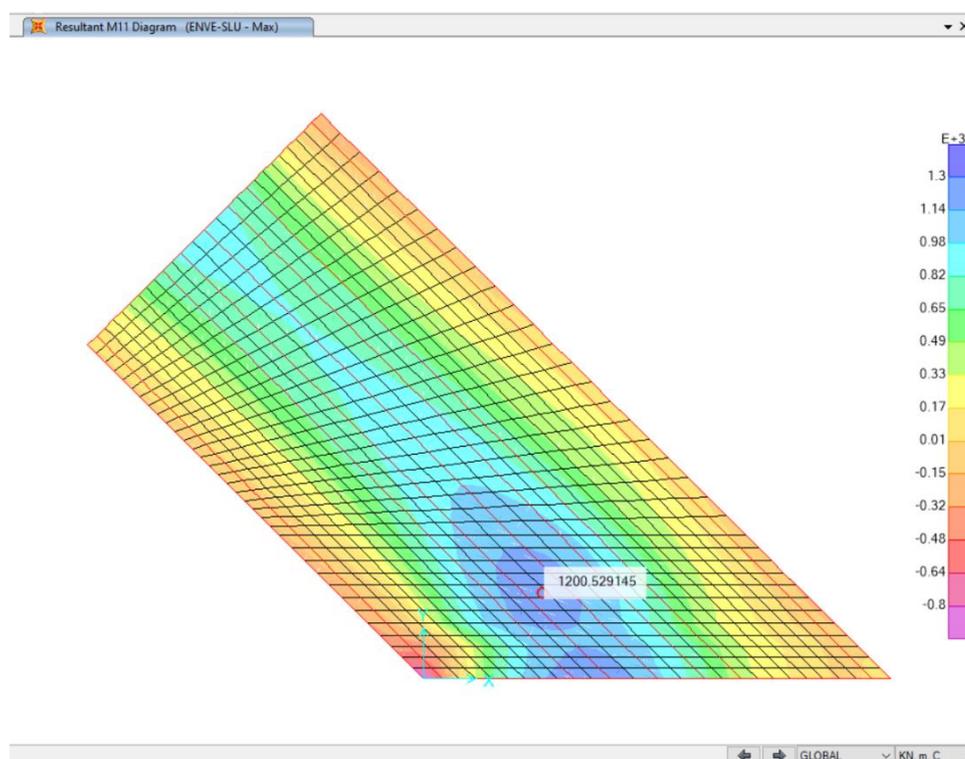


Figura 12-1 Involuppo Massimo momento SLU-SLV Positivo M11 [kNm]

Il Massimo momento positivo SLU in mezzeria è pari a circa 1200.55kNm in direzione ortogonale alle pareti.

Le verifiche della soletta sono state effettuate trascurando, a ragionevole favore di sicurezza, le azioni normali di compressione, in quanto poco significative se raffrontate a quelle di flessione, come si evince anche dall'andamento del dominio di resistenza sotto riportato.

Verifica C.A. S.L.U. - File: Soletta-SLU+

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

Titolo: **Soletta 100 - Sez Mezzeria**

N° figure elementari  Zoom N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	100	1	26.55	9
			2	53.09	91

Tipologia sezione:  Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

Diagramma della sezione rettangolare con coordinate xN e yN.

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

Tipologia rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipologia flessione:  Retta  Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

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

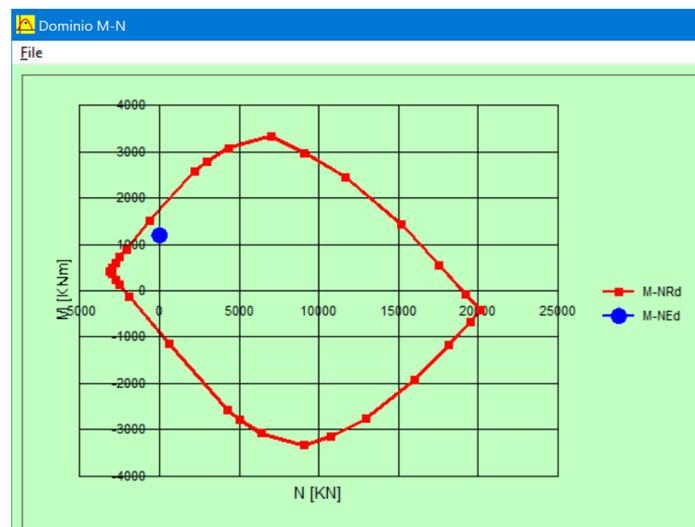
Precompresso

Materiali: B450C C30/37

$\epsilon_{su}$ 67.5 ‰	$\epsilon_{c2}$ 2 ‰
$f_{yd}$ 391.3 N/mm²	$\epsilon_{cu}$ 3.5 ‰
$E_s$ 200,000 N/mm²	$f_{cd}$ 17
$E_s/E_c$ 15	$f_{cc}/f_{cd}$ 0.8
$\epsilon_{syd}$ 1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 11.5
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²	$\tau_{co}$ 0.6933
	$\tau_{c1}$ 2.029

M<sub>xRd</sub>  kNm

$\sigma_c$  -17 N/mm²  
 $\sigma_s$  391.3 N/mm²  
 $\epsilon_c$  3.5 ‰  
 $\epsilon_s$  23.4 ‰  
d 91 cm  
x 11.84 x/d 0.1301  
 $\delta$  0.7



La verifica è soddisfatta.

## Verifica allo Stato Limite Ultimo per Taglio

Di seguito si riporta l'involuppo delle sollecitazioni SLU e SLV più significative per le verifiche:

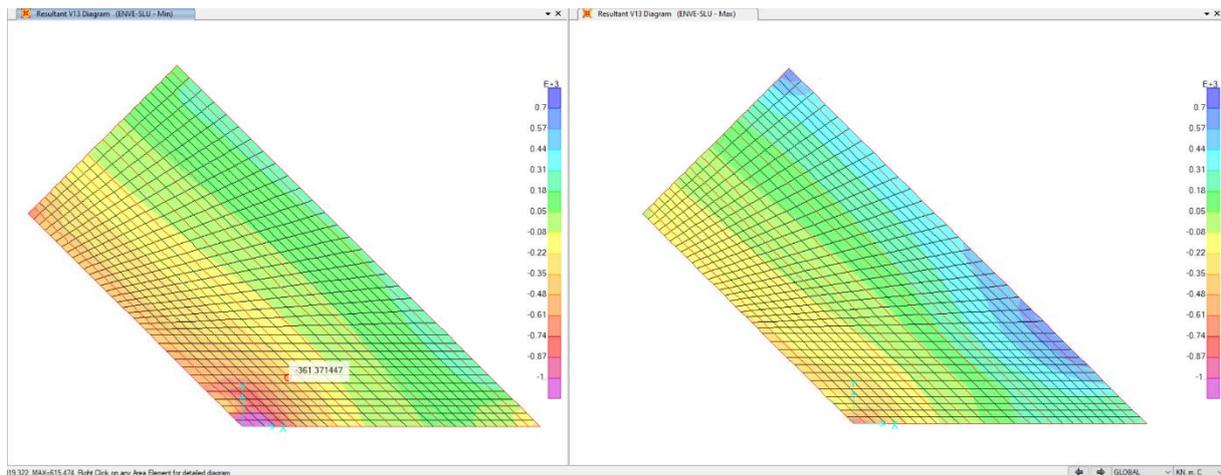


Figura 12-2 Involuppo Taglio massimo SLU-SLV V13 [kN]

Si riporta di seguito la verifica per la massima sollecitazione tagliante nella zona non armata a taglio nella parte centrale di soletta, sede di contenute armature a taglio rispetto agli appoggi:

$V_{Ed}$	<b>360.00</b>	kN	taglio sollecitante
$N_{Ed}$	0	kN	sforzo normale + se compr. (con traz. ci vuole armatura a taglio)
$R_{ck}$	37	$N/mm^2$	
$f_{ck}$	30.71	$N/mm^2$	
$\gamma_c$	1.5		
$f_{cd}$	17.4		
$b_w$	1000	mm	larghezza della sezione resistente
$h$	1000	mm	
$c$	90	mm	copriferro dall'asse armatura al bordo sezione
$d$	910	mm	altezza utile della sezione resistente
$A_{sl}$	3982.50	$mm^2$	sola armatura tesa ? Si
$\rho_l$	0.004		<0.02
$\sigma_{cp}$	0.0	$N/mm^2$	<0.2 $f_{cd}$ <b>OK</b>
$k$	1.4688		<2
$V_{min}$	0.3453		
	381.35	kN	
	314.19	kN	
$V_{rd}$	<b>381.35</b>	kN	<b>Verificata</b>
<b>SEZIONE VERIFICATA A TAGLIO</b>			

## Verifica a fessurazione

Le verifiche SLE più gravose per la soletta sono quelle a fessurazione.

Come già accennato in precedenza, visto il combinato di quanto disposto in NTC 2008 par. 4.1.2.2.4 e le importanti integrazioni del Manuale di Progettazione RFI Parte II – Sezione 2 par. *Ponti e Strutture*, par. 2.5.1.8.3.2.4, le verifiche a fessurazione sono state condotte considerando:

Verifica di apertura delle fessure: (Condizioni ambientali Ordinarie, armature poco sensibili):

Combinazione di carico Rara, Gruppo 4:

- $w_k \leq w_1=0.20\text{mm}$  per tutte le sezioni a permanente contatto con il terreno e per tutte le zone non ispezionabili;
- $w_k \leq w_2=0.30\text{mm}$  per le sezioni ispezionabili (mezzeria soletta superiore).

La verifica in oggetto è alquanto severa e quasi sempre dimensionante in termini di impiego delle armature.

Di seguito si riportano i grafici delle sollecitazioni più significative per le verifiche:

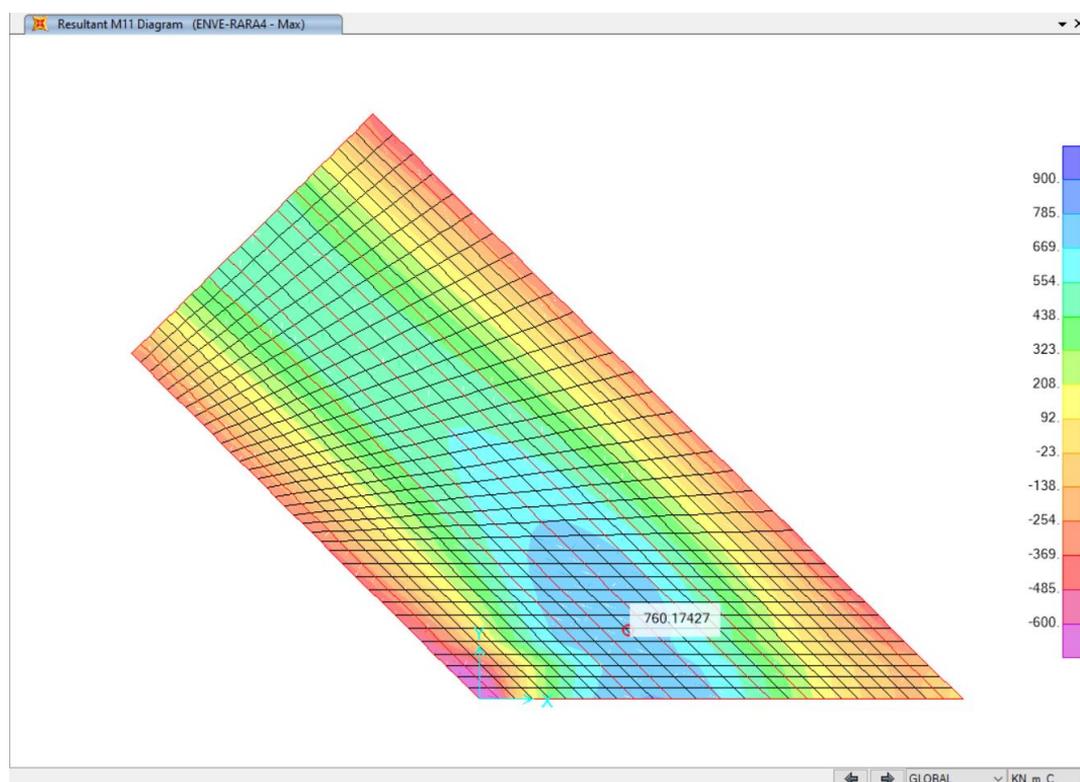


Figura 12-3 Massimo momento SLE Positivo M11 Comb. Rara, Gr.4 [kNm]

COMB.	P kN	M kN-m	$w_d$ mm
Rara Gr.4	0.00	760.00	0.30
Rara	0.00	825.00	
Q. Perm.	0.00	530.00	0.20

Verifica a fessurazione a momento Positivo:

Limite apertura delle fessure	$w_{amm} =$	0.3	mm
<b>Caratteristiche dei materiali</b>			
Coefficiente di omogeneizzazione	$n =$	15	
Classe cls	$R_{ck} =$	37	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico acciaio	$E_s =$	210000	N/mm <sup>2</sup>
<b>Caratteristiche geometriche della sezione</b>			
Altezza	$H =$	100	cm
Larghezza	$B =$	100	cm
Area acciaio teso	$A_s =$	53.10	cm <sup>2</sup>
Copriferro baricentro acciaio teso	$c_s =$	9.00	cm
Area acciaio compresso	$A'_s =$	26.55	cm <sup>2</sup>
Copriferro baricentro acciaio compresso	$c'_s =$	9.00	cm
Ricoprimento barre più esterne tese	$c =$	7.70	cm
Diametro massimo barre tese	$\Phi =$	2.6	cm
<b>Combinazione di carico considerata:</b>		Rara Gr.4	
<b>Sezione non fessurata: formazione fessure</b>			
Momento flettente in condizioni di esercizio	$M_{es} =$	760.00	kNm
Sforzo assiale in condizioni di esercizio	$N_{es} =$	0.00	kN
Rapporto sforzo normale/momento	$r_{es} =$	0.0000	cm <sup>-1</sup>
Resistenza media a trazione semplice del cls	$f_{ctm} =$	2.94	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza limite per formazione fessure	$\sigma_t =$	2.45	N/mm <sup>2</sup>
Distanza baricentro da lembo compresso	$x_g =$	51.46	cm
Modulo di resistenza non fessurato	$W_{sr} =$	212558	cm <sup>3</sup>
Momento di formazione delle fessure	$M_{ff} =$	521.12	kNm
Trazione nel cls prodotta da $M_{es}$ ed $N_{es}$	$\sigma_{ct} =$	3.58	N/mm <sup>2</sup>
		> $\sigma_{mat}$	
<b>Sezione fessurata: apertura fessure</b>			
Momento flettente in condizioni di fessurazione	$M =$	760.00	kNm
Sforzo assiale in condizioni di fessurazione	$N =$	0.00	kN
Distanza asse neutro da lembo compresso	$x_p =$	28.85	cm
Tensione cls	$\sigma_c =$	-5.43	N/mm <sup>2</sup>
Tensione barra esterna tesa	$\sigma_s =$	175.65	N/mm <sup>2</sup>
Momento di fessurazione	$M_{sr} =$	625.34	kNm
Tensione nell'acciaio prodotta da $M_{sr}$	$\sigma_{sr} =$	144.53	N/mm <sup>2</sup>

### Distanza media fra due fessure attigue

Distanza media barre	$s =$	10.0	cm	
Coefficiente $k_2$	$k_2 =$	0.4		
Tensioni nel calcestruzzo teso	$\sigma_1 =$	3.58	N/mm <sup>2</sup>	
	$\sigma_2 =$	-3.79	N/mm <sup>2</sup>	
Coefficiente $k_3$	$k_3 =$	0.125		
Larghezza efficace	$b_{eff} =$	10.0	cm	
Altezza efficace	$d_{eff} =$	27.2	cm	
Area efficace	$A_{ceff} =$	272.0	cm <sup>2</sup>	
Area armature poste in $A_{ceff}$	$A_s =$	5.31	cm <sup>2</sup>	
Distanza media fra due fessure attigue	$s_{rm} =$	24.06	cm	

### Deformazione unitaria media

Coefficiente $\beta_1$	$\beta_1 =$	1.0		
Coefficiente $\beta_2$	$\beta_2 =$	0.5		
Deformazione unitaria media	$\varepsilon_{sm} =$	5.53E-04		

### Ampiezza fessura

$w_k =$	0.23	mm	< w <sub>amm</sub>
	OK		

La Verifica è soddisfatta

## Verifica alle Tensioni di esercizio

### Combinazione Rara

#### Sezione fessurata: apertura fessure

Momento flettente in condizioni di fessurazione	$M =$	825.00	kNm	
Sforzo assiale in condizioni di fessurazione	$N =$	0.00	kN	
Distanza asse neutro da lembo compresso	$x_p =$	28.85	cm	
Tensione cls	$\sigma_c =$	-5.90	N/mm <sup>2</sup>	< -18.42
Tensione barra esterna tesa	$\sigma_s =$	190.67	N/mm <sup>2</sup>	< 360

### Combinazione Quasi Permanente

#### Sezione fessurata: apertura fessure

Momento flettente in condizioni di fessurazione	$M =$	530.00	kNm	
Sforzo assiale in condizioni di fessurazione	$N =$	0.00	kN	
Distanza asse neutro da lembo compresso	$x_p =$	28.85	cm	
Tensione cls	$\sigma_c =$	-3.79	N/mm <sup>2</sup>	< -13.81
Tensione barra esterna tesa	$\sigma_s =$	122.49	N/mm <sup>2</sup>	< 360

## 12.1.2. SEZIONE DI APPOGGIO

Si considera la seguenti dati:

- Base:  $b = 100 \text{ cm};$
- Altezza:  $h = 100 \text{ cm};$
- Armatura Sup:  $1 \phi 26/20 + 1 \phi 26/20;$
- Copriferro armatura superiore:  $c_{\text{sup}} = 9 \text{ cm};$
- Armatura Inf:  $1 \phi 26/20 + 1 \phi 26/20;$
- Copriferro armatura inferiore:  $c_{\text{inf}} = 9 \text{ cm};$

### Verifica allo Stato Limite Ultimo per Flessione

Di seguito si riporta l'involuppo delle sollecitazioni SLU e SLV più significative per le verifiche:

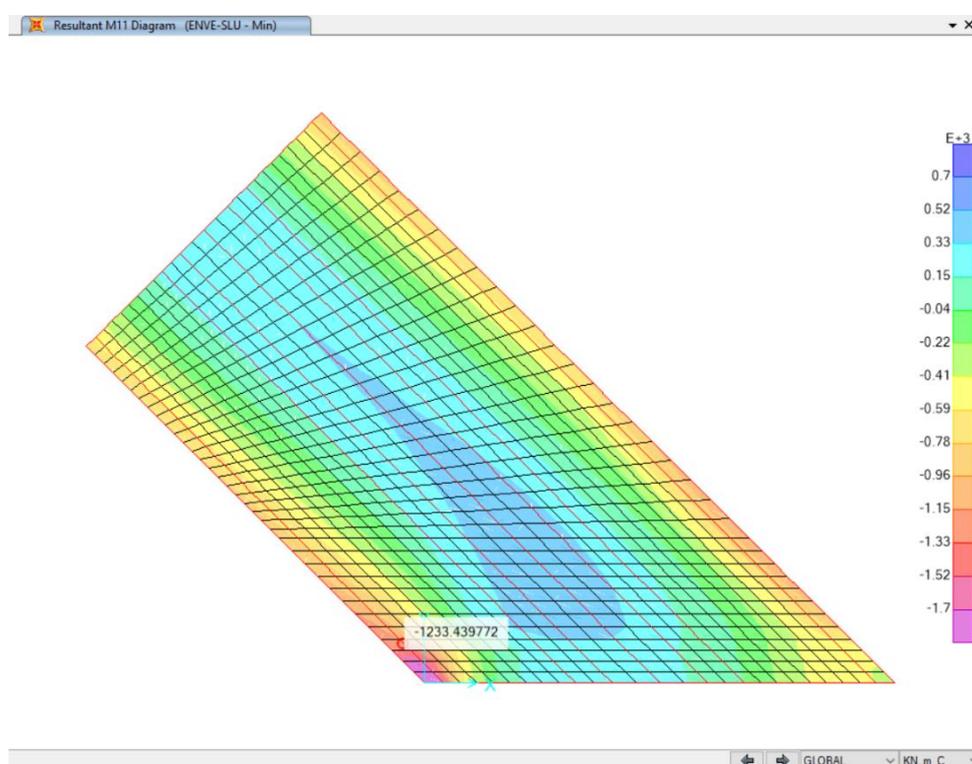


Figura 12-4 Involuppo Massimo momento SLU-SLV Negativo M11 [kNm]

Il Massimo momento negativo SLU all'appoggio è pari a circa -1240kNm in direzione ortogonale alle pareti. Le verifiche sono state effettuate per la soletta trascurando, ragionevolmente a favore di sicurezza, come in precedenza evidenziato, le azioni normali di compressione.

Verifica C.A. S.L.U. - File: Soletta-SLU-

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

Titolo: **Soletta 100 - Sez Appoggio**

N° figure elementari  Zoom N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	100	1	53.09	9
			2	53.09	91

Tipologia 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

Tipologia rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipologia flessione:  
 Retta  Deviata

N° rett.

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

Precompresso

Materiali: B450C C30/37

Proprietà	B450C	C30/37
ε <sub>su</sub> ‰	67.5	2
f <sub>yd</sub> N/mm²	391.3	3.5
E <sub>s</sub> N/mm²	200.000	17
E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub>	15	f <sub>cc</sub> /f <sub>cd</sub> 0.8
ε <sub>syd</sub> ‰	1.957	σ <sub>c,adm</sub> 11.5
σ <sub>s,adm</sub> N/mm²	255	τ <sub>co</sub> 0.6933
		τ <sub>c1</sub> 2.029

M<sub>xRd</sub>  kN m

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

La verifica è soddisfatta.

### Verifica allo Stato Limite Ultimo per Taglio

Si riporta di seguito la verifica per la massima sollecitazione tagliante nella zona armata a taglio:

A favore di sicurezza si considera un valore massimo di  $\text{ctg}(\theta) = 2.0$  (che equivale ad un angolo  $\theta=26.56^\circ$ ) e non si considera lo sforzo normale di compressione.

In corrispondenza dei piedritti per una larghezza di 3.25 m sono previsti spilli  $\phi 12$  disposti longitudinalmente a passo 25 cm e trasversalmente a passo 40 cm.

$V_{rd}$	=	736.64	kN	Resistenza a taglio di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio
$V_{ed}$	=	640.00	kN	Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente
$V_{rsd}$	=	736.64	kN	Resistenza di calcolo a "taglio trazione"
$V_{rcd}$	=	2897.11	kN	Resistenza di calcolo a "taglio compressione"
$N_{ed}$	=	0.00	kN	Valore di calcolo dello sforzo normale
sezione verificata a taglio				

$\theta$	=	26.56	°	Inclinazione puntoni di cls rispetto all'asse della trave
$b$	=	100.00	cm	Larghezza utile della sezione
$d$	=	92.50	cm	Altezza utile della sezione

$\phi_{\text{staf}}$	=	12	mm	Diametro staffe
$A_{sw}$	=	282.6	mm <sup>2</sup>	Area armatura trasversale
	=	2.5	n°	n° braccia staffe
$s$	=	25	cm	Interasse tra due armature trasversali consecutive
$\alpha$	=	90	°	angolo d'inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave
$f_{yk}$	=	450	N/mm <sup>2</sup>	Resistenza a trazione caratteristica dell'acciaio delle staffe

## Verifica a fessurazione

Le verifiche SLE più gravose per la soletta sono quelle a fessurazione.

Come già accennato in precedenza, visto il combinato di quanto disposto in NTC 2008 par. 4.1.2.2.4 e le importanti integrazioni del Manuale di Progettazione RFI Parte II – Sezione 2 par. *Ponti e Strutture, par. 2.5.1.8.3.2.4*, le verifiche a fessurazione sono state condotte considerando:

Verifica di apertura delle fessure: (Condizioni ambientali Ordinarie, armature poco sensibili):

Combinazione di carico Rara, Gruppo 4:

- $w_k \leq w_1=0.20\text{mm}$  per tutte le sezioni a permanente contatto con il terreno e per tutte le zone non ispezionabili;
- $w_k \leq w_2=0.30\text{mm}$  per le sezioni ispezionabili (mezzeria soletta superiore).

La verifica in oggetto è alquanto severa e quasi sempre dimensionante in termini di impiego delle armature.

Di seguito si riportano i grafici delle sollecitazioni più significative per le verifiche:

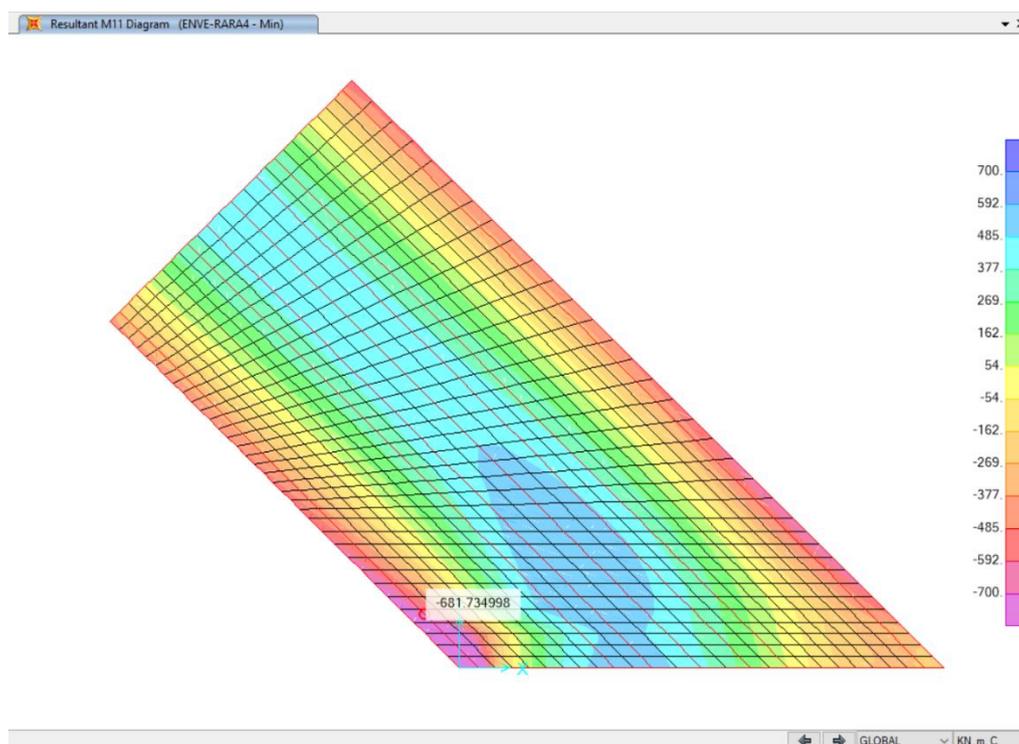


Figura 12-5 Massimo momento SLE Negativo M11 Comb. Rara, Gr.4 [kNm]

COMB.	P kN	M kN-m	w <sub>d</sub> mm
Rara Gr.4	0.00	680.00	0.20
Rara	0.00	785.00	
Q. Perm.	0.00	525.00	0.20

Verifica a fessurazione a momento Negativo:

Limite apertura delle fessure	$w_{amm} =$	0.2	mm
<b>Caratteristiche dei materiali</b>			
Coefficiente di omogeneizzazione	$n =$	15	
Classe cls	$R_{ck} =$	37	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico acciaio	$E_s =$	210000	N/mm <sup>2</sup>
<b>Caratteristiche geometriche della sezione</b>			
Altezza	$H =$	100	cm
Larghezza	$B =$	100	cm
Area acciaio teso	$A_s =$	53.10	cm <sup>2</sup>
Copriferro baricentro acciaio teso	$c_s =$	9.00	cm
Area acciaio compresso	$A'_s =$	53.10	cm <sup>2</sup>
Copriferro baricentro acciaio compresso	$c'_s =$	9.00	cm
Ricoprimento barre più esterne tese	$c =$	7.70	cm
Diametro massimo barre tese	$\Phi =$	2.6	cm
<b>Combinazione di carico considerata:</b>		Rara Gr.4	
<b>Sezione non fessurata: formazione fessure</b>			
Momento flettente in condizioni di esercizio	$M_{es} =$	680.00	kNm
Sforzo assiale in condizioni di esercizio	$N_{es} =$	0.00	kN
Rapporto sforzo normale/momento	$r_{es} =$	0.0000	cm <sup>-1</sup>
Resistenza media a trazione semplice del cls	$f_{ctm} =$	2.94	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza limite per formazione fessure	$\sigma_t =$	2.45	N/mm <sup>2</sup>
Distanza baricentro da lembo compresso	$x_g =$	50.00	cm
Modulo di resistenza non fessurato	$W_{sr} =$	220223	cm <sup>3</sup>
Momento di formazione delle fessure	$M_{ff} =$	539.91	kNm
Trazione nel cls prodotta da $M_{es}$ ed $N_{es}$	$\sigma_{ct} =$	3.09	N/mm <sup>2</sup>
		> $\sigma_{mat}$	
<b>Sezione fessurata: apertura fessure</b>			
Momento flettente in condizioni di fessurazione	$M =$	680.00	kNm
Sforzo assiale in condizioni di fessurazione	$N =$	0.00	kN
Distanza asse neutro da lembo compresso	$x_p =$	27.04	cm
Tensione cls	$\sigma_c =$	-4.40	N/mm <sup>2</sup>
Tensione barra esterna tesa	$\sigma_s =$	156.19	N/mm <sup>2</sup>
Momento di fessurazione	$M_{sr} =$	647.89	kNm
Tensione nell'acciaio prodotta da $M_{sr}$	$\sigma_{sr} =$	148.82	N/mm <sup>2</sup>

### Distanza media fra due fessure attigue

Distanza media barre	$s =$	10.0	cm	
Coefficiente $k_2$	$k_2 =$	0.4		
Tensioni nel calcestruzzo teso	$\sigma_1 =$	3.09	N/mm <sup>2</sup>	
	$\sigma_2 =$	-3.09	N/mm <sup>2</sup>	
Coefficiente $k_3$	$k_3 =$	0.125		
Larghezza efficace	$b_{eff} =$	10.0	cm	
Altezza efficace	$d_{eff} =$	27.2	cm	
Area efficace	$A_{ceff} =$	272.0	cm <sup>2</sup>	
Area armature poste in $A_{ceff}$	$A_s =$	5.31	cm <sup>2</sup>	
Distanza media fra due fessure attigue	$s_{rm} =$	24.06	cm	

### Deformazione unitaria media

Coefficiente $\beta_1$	$\beta_1 =$	1.0		
Coefficiente $\beta_2$	$\beta_2 =$	0.5		
Deformazione unitaria media	$\varepsilon_{sm} =$	4.06E-04		

### Ampiezza fessura

$w_k =$	0.17	mm	< w <sub>amm</sub>
	OK		

La Verifica è soddisfatta

## Verifica alle Tensioni di esercizio

### Combinazione Rara

#### Sezione fessurata: apertura fessure

Momento flettente in condizioni di fessurazione	$M =$	785.00	kNm	
Sforzo assiale in condizioni di fessurazione	$N =$	0.00	kN	
Distanza asse neutro da lembo compresso	$x_p =$	27.04	cm	
Tensione cls	$\sigma_c =$	-5.08	N/mm <sup>2</sup>	< -18.42
Tensione barra esterna tesa	$\sigma_s =$	180.31	N/mm <sup>2</sup>	< 360

### Combinazione Quasi Permanente

#### Sezione fessurata: apertura fessure

Momento flettente in condizioni di fessurazione	$M =$	525.00	kNm	
Sforzo assiale in condizioni di fessurazione	$N =$	0.00	kN	
Distanza asse neutro da lembo compresso	$x_p =$	27.04	cm	
Tensione cls	$\sigma_c =$	-3.40	N/mm <sup>2</sup>	< -13.81
Tensione barra esterna tesa	$\sigma_s =$	120.59	N/mm <sup>2</sup>	< 360

### 12.1.3. FASCIA DI BORDO (SEZ. APPOGGIO)

La soletta è dotata di una fascia di bordo armata parallelamente al bordo con un'armatura interna a quella base della soletta. La larghezza della fascia di bordo è pari a circa 150cm e l'armatura parallela al bordo è pari a  $15+15 \phi 26$ .

La sezione più sollecitata è quella agli appoggi a momento negativo di cui si riportano le verifiche.

Nella sezione d'appoggio con angolo ottuso sono presenti anche i ferri base ortogonali alle pareti che sono inclinati di circa  $45^\circ$  rispetto alla fascia di bordo e quindi l'area equivalente di questo strato è pari a circa  $0.7 \cdot A$ .

Si considera la seguenti dati per una sezione di larghezza pari ad 1m:

- Base:  $b = 100 \text{ cm}$ ;
- Altezza:  $h = 100 \text{ cm}$ ;
- Armatura Sup. Fascia:  $10\phi 26$  per largh. 1m ( $15\phi 26$  su largh. fascia di 1.5m);
- Copriferro arm. Sup. Fascia:  $c_{\text{sup}} = 11.6 \text{ cm}$ ;
- Armatura Sup. base:  $10 \cdot 0.7\phi 26 = 37.17 \text{ cm}^2$ ;
- Copriferro arm. Sup. base:  $c_{\text{sup}} = 9 \text{ cm}$ ;
- Armatura Inf Fascia:  $10\phi 26$  per largh. 1m ( $15\phi 26$  su largh. fascia di 1.5m);
- Copriferro arm. Inf. Fascia:  $c_{\text{inf}} = 11.6 \text{ cm}$ ;
- Armatura inf. base:  $10 \cdot 0.7\phi 26 = 37.17 \text{ cm}^2$ ;
- Copriferro arm. inf. base:  $c_{\text{inf}} = 9 \text{ cm}$ ;

#### Verifica allo Stato Limite Ultimo per Flessione

Il massimo momento SLU è pari a circa -1750 kNm in direzione parallela alla fascia di bordo:

Le verifiche della soletta sono state effettuate trascurando, ragionevolmente a favore di sicurezza, le azioni normali di compressione.

**Verifica CA. S.L.U. - File: Soletta-SLU-fascia**

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

**Titolo:** Soletta 110 - Sez Appoggio Fascia

N° figure elementari: 1 | Zoom | N° strati barre: 4 | Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	100	1	37.17	9
			2	53.09	11.6
			3	53.09	88.4
			4	37.17	91

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

N<sub>Ed</sub>: 0 kN  
M<sub>xEd</sub>: -1750 kNm  
M<sub>yEd</sub>: 0 kNm

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

**Materiali**  
B450C | C30/37  
ε<sub>su</sub>: 67.5 ‰ | ε<sub>c2</sub>: 2 ‰  
f<sub>yd</sub>: 391.3 N/mm² | ε<sub>cu</sub>: 3.5 ‰  
E<sub>s</sub>: 200.000 N/mm² | f<sub>cd</sub>: 17 N/mm²  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>: 15 | f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>: 0.8  
ε<sub>syd</sub>: 1.957 ‰ | σ<sub>c,adm</sub>: 11.5 N/mm²  
σ<sub>s,adm</sub>: 255 N/mm² | τ<sub>co</sub>: 0.6933  
τ<sub>c1</sub>: 2.029

**M\_xRd**: -2.886 kNm  
σ<sub>c</sub>: -17 N/mm²  
σ<sub>s</sub>: 391.3 N/mm²  
ε<sub>c</sub>: 3.5 ‰  
ε<sub>s</sub>: 19.12 ‰  
d: 91 cm  
x: 14.08 | x/d: 0.1547  
δ: 0.7

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

**Tipo flessione**  
Retta | Deviato

N° rett.: 100  
Calcola MRd | Dominio M-N  
L<sub>0</sub>: 0 cm | Col. modello

Precompresso

La verifica è soddisfatta.

## Verifica allo Stato Limite Ultimo per Taglio

Si riporta di seguito la verifica per la massima sollecitazione tagliante nella zona armata a taglio:

A favore di sicurezza si considera un valore massimo di  $\text{ctg}(\theta) = 2.0$  (che equivale ad un angolo  $\theta=26.56^\circ$ ) e non si considera lo sforzo normale di compressione.

In corrispondenza dei piedritti per una larghezza di 3.25m sono previste delle staffe  $\phi 14$  disposte longitudinalmente a passo 25 cm (trasversalmente ogni braccio è a passo di circa 40 cm).

$V_{rd}$	=	1002.65	kN	Resistenza a taglio di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio
$V_{ed}$	=	970.00	kN	Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente
$V_{rsd}$	=	1002.65	kN	Resistenza di calcolo a "taglio trazione"
$V_{rcd}$	=	2897.11	kN	Resistenza di calcolo a "taglio compressione"
$N_{ed}$	=	0.00	kN	Valore di calcolo dello sforzo normale
sezione verificata a taglio				

$\theta$	=	26.56	°	Inclinazione puntoni di cls rispetto all'asse della trave
$b$	=	100.00	cm	Larghezza utile della sezione
$d$	=	92.50	cm	Altezza utile della sezione

$\phi_{\text{staf}}$	=	14	mm	Diametro staffe
$A_{sw}$	=	384.65	mm <sup>2</sup>	Area armatura trasversale
	=	2.5	n°	n°braccia staffe
$s$	=	25	cm	Interasse tra due armature trasversali consecutive
$\alpha$	=	90	°	angolo d'inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave
$f_{yk}$	=	450	N/mm <sup>2</sup>	Resistenza a trazione caratteristica dell'acciaio delle staffe

## Verifica a fessurazione

Verifica a fessurazione a momento Negativo:

COMB.	P kN	M kN-m	$w_d$ mm
Rara Gr.4	0.00	865.00	0.20
Rara	0.00	985.00	
Q. Perm.	0.00	675.00	0.20

Limite apertura delle fessure  $w_{amm} = 0.2$  mm

### Caratteristiche dei materiali

Coefficiente di omogeneizzazione  $n = 15$   
 Classe cls  $R_{ck} = 37$  N/mm<sup>2</sup>  
 Modulo elastico acciaio  $E_s = 210000$  N/mm<sup>2</sup>

### Caratteristiche geometriche della sezione

Altezza  $H = 100$  cm  
 Larghezza  $B = 100$  cm  
 Area acciaio teso  $A_s = 90.27$  cm<sup>2</sup>  
 Copriferro baricentro acciaio teso  $c_s = 11.60$  cm  
 Area acciaio compresso  $A'_s = 90.27$  cm<sup>2</sup>  
 Copriferro baricentro acciaio compresso  $c'_s = 11.60$  cm  
 Ricoprimento barre più esterne tese  $c = 10.30$  cm  
 Diametro massimo barre tese  $\Phi = 2.6$  cm

### Combinazione di carico considerata:

Rara Gr.4

### Sezione non fessurata: formazione fessure

Momento flettente in condizioni di esercizio  $M_{es} = 865.00$  kNm  
 Sforzo assiale in condizioni di esercizio  $N_{es} = 0.00$  kN  
 Rapporto sforzo normale/momento  $r_{es} = 0.0000$  cm<sup>-1</sup>  
 Resistenza media a trazione semplice del cls  $f_{ctm} = 2.94$  N/mm<sup>2</sup>  
 Resistenza limite per formazione fessure  $\sigma_t = 2.45$  N/mm<sup>2</sup>  
 Distanza baricentro da lembo compresso  $x_g = 50.00$  cm  
 Modulo di resistenza non fessurato  $W_{sr} = 246532$  cm<sup>3</sup>  
 Momento di formazione delle fessure  $M_{ff} = 604.41$  kNm  
 Trazione nel cls prodotta da  $M_{es}$  ed  $N_{es}$   $\sigma_{ct} = 3.51$  N/mm<sup>2</sup>

>  $\sigma_{ct}$

### Sezione fessurata: apertura fessure

Momento flettente in condizioni di fessurazione  $M = 865.00$  kNm  
 Sforzo assiale in condizioni di fessurazione  $N = 0.00$  kN  
 Distanza asse neutro da lembo compresso  $x_p = 31.58$  cm  
 Tensione cls  $\sigma_c = -4.58$  N/mm<sup>2</sup>  
 Tensione barra esterna tesa  $\sigma_s = 123.65$  N/mm<sup>2</sup>  
 Momento di fessurazione  $M_{sr} = 725.29$  kNm  
 Tensione nell'acciaio prodotta da  $M_{sr}$   $\sigma_{sr} = 103.68$  N/mm<sup>2</sup>

### Distanza media fra due fessure attigue

Distanza media barre	$s =$	10.0	cm	
Coefficiente $k_2$	$k_2 =$	0.4		
Tensioni nel calcestruzzo teso	$\sigma_1 =$	3.51	N/mm <sup>2</sup>	
	$\sigma_2 =$	-3.51	N/mm <sup>2</sup>	
Coefficiente $k_3$	$k_3 =$	0.125		
Larghezza efficace	$b_{eff} =$	10.0	cm	
Altezza efficace	$d_{eff} =$	29.8	cm	
Area efficace	$A_{ceff} =$	298.0	cm <sup>2</sup>	
Area armature poste in $A_{ceff}$	$A_s =$	9.03	cm <sup>2</sup>	
Distanza media fra due fessure attigue	$s_{rm} =$	26.89	cm	

### Deformazione unitaria media

Coefficiente $\beta_1$	$\beta_1 =$	1.0		
Coefficiente $\beta_2$	$\beta_2 =$	0.5		
Deformazione unitaria media	$\varepsilon_{sm} =$	3.82E-04		

### Ampiezza fessura

$w_k =$	0.17	mm	< w <sub>amm</sub>
	OK		

La Verifica è soddisfatta

## Verifica alle Tensioni di esercizio

### Combinazione Rara

#### Sezione fessurata: apertura fessure

Momento flettente in condizioni di fessurazione	$M =$	985.00	kNm	
Sforzo assiale in condizioni di fessurazione	$N =$	0.00	kN	
Distanza asse neutro da lembo compresso	$x_p =$	31.58	cm	
Tensione cls	$\sigma_c =$	-5.22	N/mm <sup>2</sup>	< -18.42
Tensione barra esterna tesa	$\sigma_s =$	140.81	N/mm <sup>2</sup>	< 360

### Combinazione Quasi Permanente

#### Sezione fessurata: apertura fessure

Momento flettente in condizioni di fessurazione	$M =$	675.00	kNm	
Sforzo assiale in condizioni di fessurazione	$N =$	0.00	kN	
Distanza asse neutro da lembo compresso	$x_p =$	31.58	cm	
Tensione cls	$\sigma_c =$	-3.58	N/mm <sup>2</sup>	< -13.81
Tensione barra esterna tesa	$\sigma_s =$	96.49	N/mm <sup>2</sup>	< 360

## 12.1.4. RIEPILOGO VERIFICHE SOLETTA

SEZIONE DI VERIFICA	TIPO VERIFICA	SOLLECITAZIONI MAX			RESISTENZE			FATTORE DI UTILIZZO
		$N_{ed}$ (kN/m)	$M_{ed}$ (kNm/m)	$V_{ed}$ (kN/m)	$N_{Rd}$ (kN/m)	$M_{Rd}$ (kNm/m)	$V_{Rd}$ (kN/m)	
SOLETTA MEZZERIA	FLESSIONE SLU-SLV	0.00	1200.00	-	0.00	1700.00	-	0.71
	TAGLIO SLU-SLV	-	-	360.00	-	-	381.35	0.94
SOLETTA APPOGGIO	FLESSIONE SLU-SLV	0.00	1240.00	-	0.00	1770.00	-	0.70
	TAGLIO SLU-SLV	-	-	640.00	-	-	736.64	0.87
FASCIA DI BORDO SOLETTA APPOGGIO	FLESSIONE SLU-SLV	0.00	1750.00	-	0.00	2886.00	-	0.61
	TAGLIO SLU-SLV	-	-	970.00	-	-	1002.65	0.97

SEZIONE DI VERIFICA	TIPO VERIFICA	SOLLECITAZIONI MAX		APERTURA FESSURE MAX	TENSIONE MAX CALCESTRUZZ	TENSIONE MAX ACCIAIO	APERTURA FESSURE AMMESSA	TENSIONE CALCESTRUZZO AMMISSIBILE	TENSIONE ACCIAIO AMMISSIBILE	FATTORE DI UTILIZZO
		$N_{ed}$ (kN/m)	$M_{ed}$ (kNm/m)	$W_k$ (mm)	$\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	$w_d$ (mm)	$\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	
SOLETTA MEZZERIA	FESSURAZIONE SLE RARA GR4	0.00	760.00	0.23	-	-	0.30	-	-	0.77
	TENSIONI SLE RARA	0.00	825.00	-	5.90	190.67	-	18.42	360	0.53
	TENSIONI SLE QUASI PERMANENTE	0.00	530.00	-	3.79	122.49	-	13.81	360	0.34
SOLETTA APPOGGIO	FESSURAZIONE SLE RARA GR5	0.00	680.00	0.17	-	-	0.20	-	-	0.85
	TENSIONI SLE RARA	0.00	785.00	-	5.08	180.31	-	18.42	360	0.50
	TENSIONI SLE QUASI PERMANENTE	0.00	525.00	-	3.40	120.59	-	13.81	360	0.33
SOLETTA APPOGGIO	FESSURAZIONE SLE RARA GR5	0.00	865.00	0.17	-	-	0.20	-	-	0.85
	TENSIONI SLE RARA	0.00	985.00	-	5.22	140.81	-	18.42	360	0.39
	TENSIONI SLE QUASI PERMANENTE	0.00	675.00	-	3.58	96.49	-	13.81	360	0.27

## 12.2. SOLETTA SUPERIORE DIR. 22

L'armatura di ripartizione nelle solette e nelle pareti dello scatolare viene posta in misura non inferiore al 20% dell'armatura principale (EC2 Par. 9.3).

La direzione 22 è quella dei ferri di ripartizione. Le verifiche sono state svolte per tutti i casi di carico, ma di seguito si riporta solo la principale verifica SLU-SLV.

### 12.2.1. SEZIONE TIPO

Si considera la seguenti dati:

- Base:  $b = 100 \text{ cm};$
- Altezza:  $h = 100 \text{ cm};$
- Armatura Sup:  $1\phi 20/25 (+ 1 \phi 20/25 \text{ nell'angolo ottuso});$
- Copriferro armatura superiore:  $c_{\text{sup}} = 6.7 \text{ cm};$
- Armatura Inf:  $1 \phi 20/25;$
- Copriferro armatura inferiore:  $c_{\text{inf}} = 6.7 \text{ cm};$

Di seguito si riportano le massime sollecitazione per flessione SLU in direzione 22:

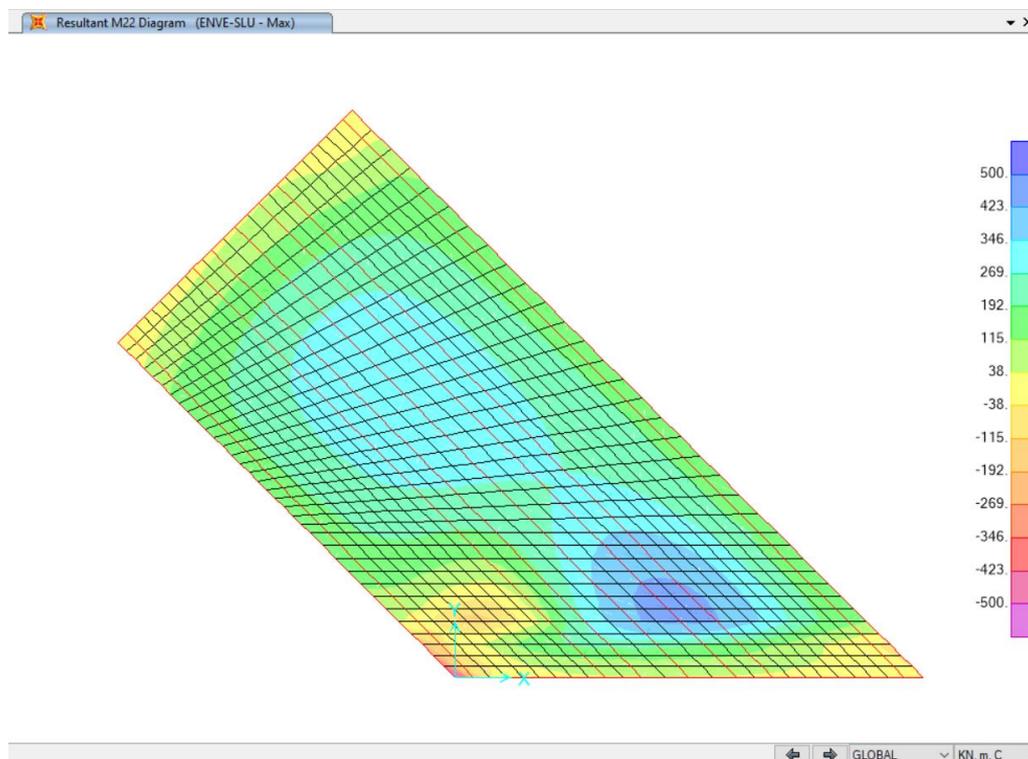


Figura 12-6 Involuppo Massimo momento SLU-SLV Positivo M22 [kNm]

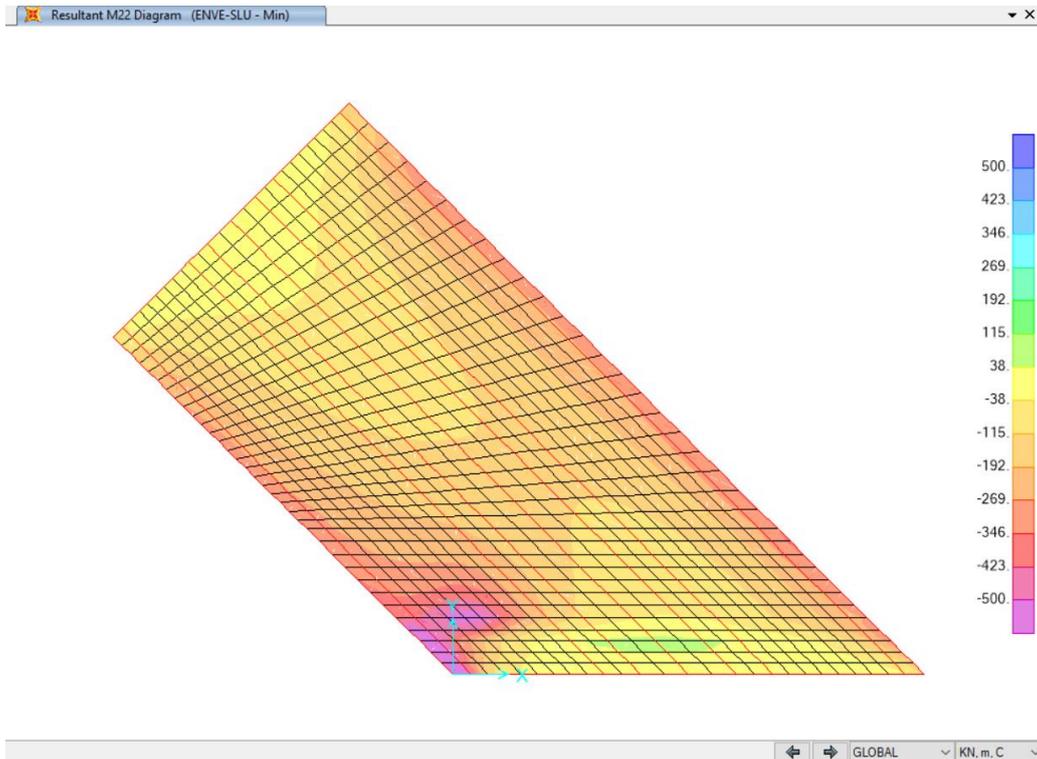


Figura 12-7 Involuppo Minimo momento SLU-SLV Positivo M22 [kNm]

Il Massimo momento positivo SLU in direzione parallela alle pareti è pari a circa 440 kNm salvo una zona in corrispondenza dell'angolo ottuso in cui è pari a circa 550kNm (e viene infittita l'armatura sup. rispetto a quella base).

Verifica C.A. S.L.U. - File: Soletta-Dir2-SLU+

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

**Titolo:** Soletta 100 - Direzione trasversale

N° figure elementari  Zoom N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	100	1	12.57	6.7
			2	12.57	93.3

**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

**Materiali**  
**B450C** **C30/37**  
 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>  ‰

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

**Tipo flessione**  
 Retta  Deviata

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

**Lato calcestruzzo - Acciaio snervato**  
 Tipo rottura  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN  yN

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

**Tipo flessione**  
 Retta  Deviata

N° rett.   
 Calcola MRd  Dominio M-N   
 L<sub>o</sub>  cm Col. modello   
 Precompresso

La verifica è soddisfatta.

## 12.3. PLATEA DIR. 11

Di seguito si riportano le verifiche dettagliate delle sezioni maggiormente sollecitate.

### 12.3.1. SEZIONE DI MEZZERIA

Si considera la seguenti dati:

- Base:  $b = 100 \text{ cm};$
- Altezza:  $h = 100 \text{ cm};$
- Armatura Sup:  $1\phi 24/20 + 1\phi 24/20;$
- Copriferro armatura superiore:  $c_{\text{sup}} = 9 \text{ cm};$
- Armatura Inf:  $1\phi 24/20;$
- Copriferro armatura inferiore:  $c_{\text{inf}} = 9 \text{ cm};$

#### Verifica allo Stato Limite Ultimo per Flessione

Di seguito si riporta l'involuppo delle sollecitazioni SLU e SLV più significative per le verifiche:

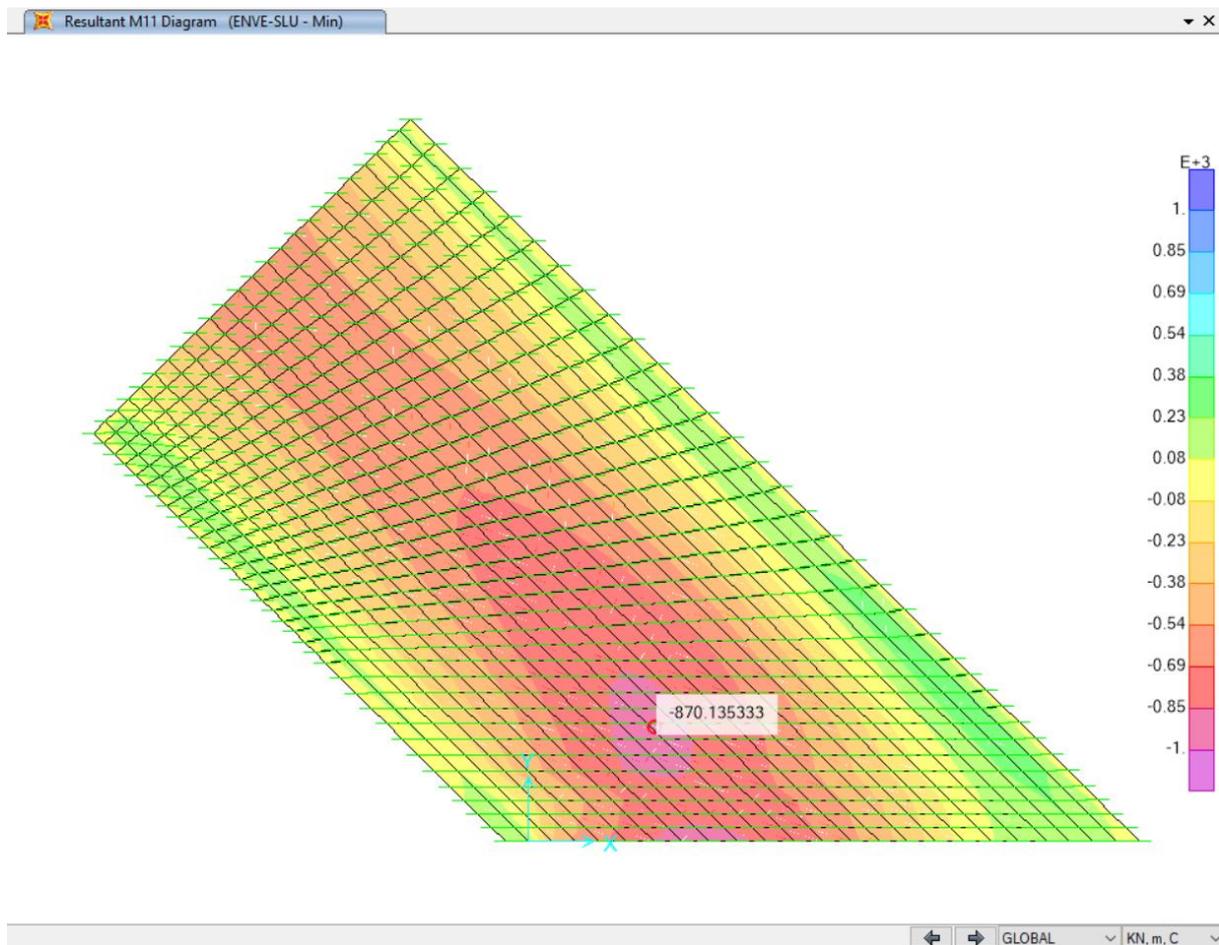


Figura 12-8 Involuppo Massimo momento SLU-SLV Negativo M11 [kNm]

Il Massimo momento negativo SLU in campata è pari a circa -870 kNm.

Le verifiche della soletta sono state effettuate trascurando, a favore di sicurezza, le azioni normali di compressione.

Verifica C.A. S.L.U. - File: Platea-SLU-

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

TITOLO : Platea 100 - Sez Mezzeria

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	100	1	45.24	9
			2	22.62	91

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

Sollecitazioni  
 S.L.U.  Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 0 kN  
M<sub>xEd</sub> -870 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

N° rett. 100  
Calcola MRd Dominio M-N  
L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C		C30/37	
$\epsilon_{su}$	67.5 ‰	$\epsilon_{c2}$	2 ‰
$f_{yd}$	391.3 N/mm <sup>2</sup>	$\epsilon_{cu}$	3.5 ‰
$E_s$	200,000 N/mm <sup>2</sup>	$f_{cd}$	17
$E_s/E_c$	15	$f_{cc}/f_{cd}$	0.8
$\epsilon_{syd}$	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	11.5
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{co}$	0.6933
		$\tau_{c1}$	2.029

M<sub>xRd</sub> -1,518 kN m

$\sigma_c$  -17 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$  391.3 N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_c$  3.5 ‰  
 $\epsilon_s$  25.8 ‰  
d 91 cm  
x 10.87 x/d 0.1194  
 $\delta$  0.7

La verifica è soddisfatta.

## Verifica allo Stato Limite Ultimo per Taglio

Di seguito si riporta l'involuppo delle sollecitazioni SLU e SLV più significative per le verifiche:

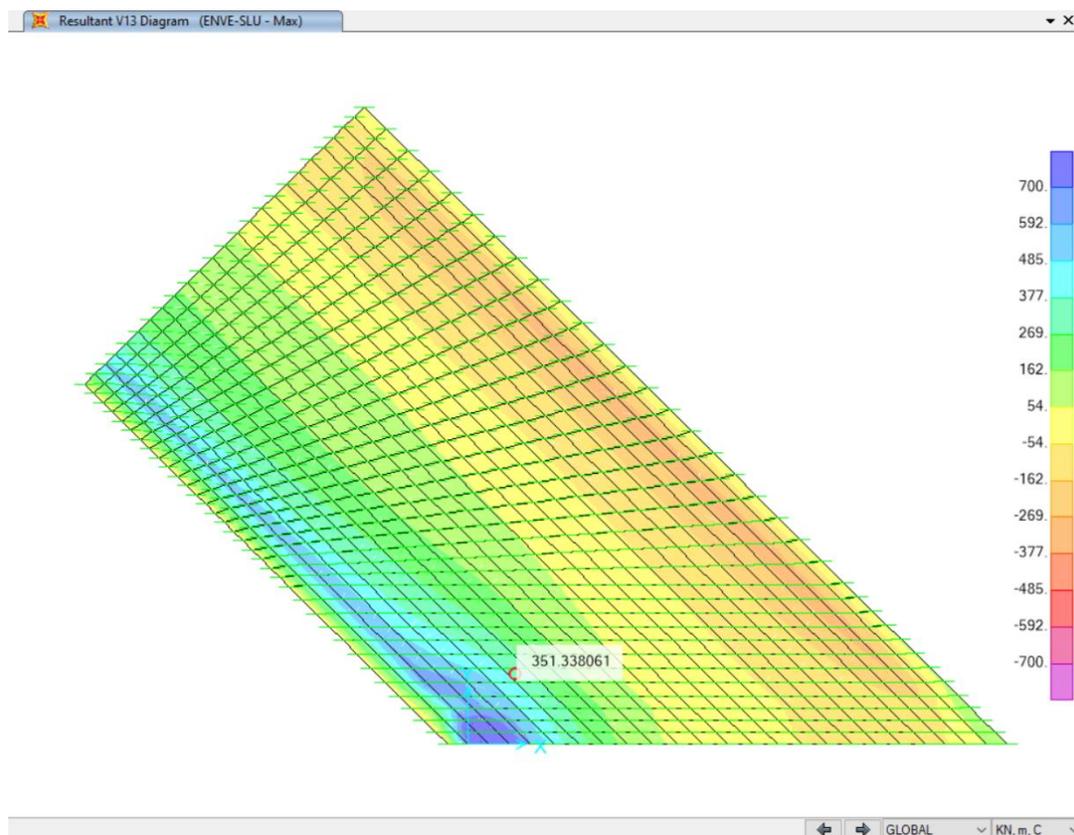


Figura 12-9 Involuppo Taglio massimo SLU-SLV V13 [kN]

Si riporta di seguito la verifica per la massima sollecitazione tagliante nella zona non armata a taglio, sede di contenute armature a taglio rispetto alle zone di appoggio:

$V_{Ed}$	<b>350.00</b>	kN	taglio sollecitante
$N_{Ed}$	0	kN	sfuerzo normale + se compr. (con traz. ci vuole armatura a taglio)
Rck	37	N/mm <sup>2</sup>	
$f_{ck}$	30.71	N/mm <sup>2</sup>	
$\gamma_c$	1.5		
$f_{cd}$	17.4		
$b_w$	1000	mm	larghezza della sezione resistente
h	1000	mm	
c	90	mm	copriferro dall'asse armatura al bordo sezione
d	910	mm	altezza utile della sezione resistente
$A_{sl}$	4520.00	mm <sup>2</sup>	sola armatura tesa ? Si
$\rho_l$	0.005		<0.02
$\sigma_{cp}$	0.0	N/mm <sup>2</sup>	<0.2fcd <b>OK</b>
k	1.4688		<2
$V_{min}$	0.3453		
	397.78	kN	
	314.19	kN	
$V_{rd}$	<b>397.78</b>	kN	<b>Verificata</b>
<b>SEZIONE VERIFICATA A TAGLIO</b>			

## Verifica a fessurazione

Le verifiche SLE più gravose per la Platea sono quelle a fessurazione.

Come già accennato in precedenza, visto il combinato di quanto disposto in NTC 2008 par. 4.1.2.2.4 e le importanti integrazioni del Manuale di Progettazione RFI Parte II – Sezione 2 par. *Ponti e Strutture*, par. 2.5.1.8.3.2.4, le verifiche a fessurazione sono state condotte considerando:

Verifica di apertura delle fessure: (Condizioni ambientali Ordinarie, armature poco sensibili):

Combinazione di carico Rara, Gruppo 4:

- $w_k \leq w_1=0.20\text{mm}$  per tutte le sezioni a permanente contatto con il terreno e per tutte le zone non ispezionabili;
- $w_k \leq w_2=0.30\text{mm}$  per le sezioni ispezionabili (mezzeria soletta superiore).

La verifica in oggetto è alquanto severa e quasi sempre dimensionante in termini di impiego delle armature.

Di seguito si riportano i grafici delle sollecitazioni più significative per le verifiche:

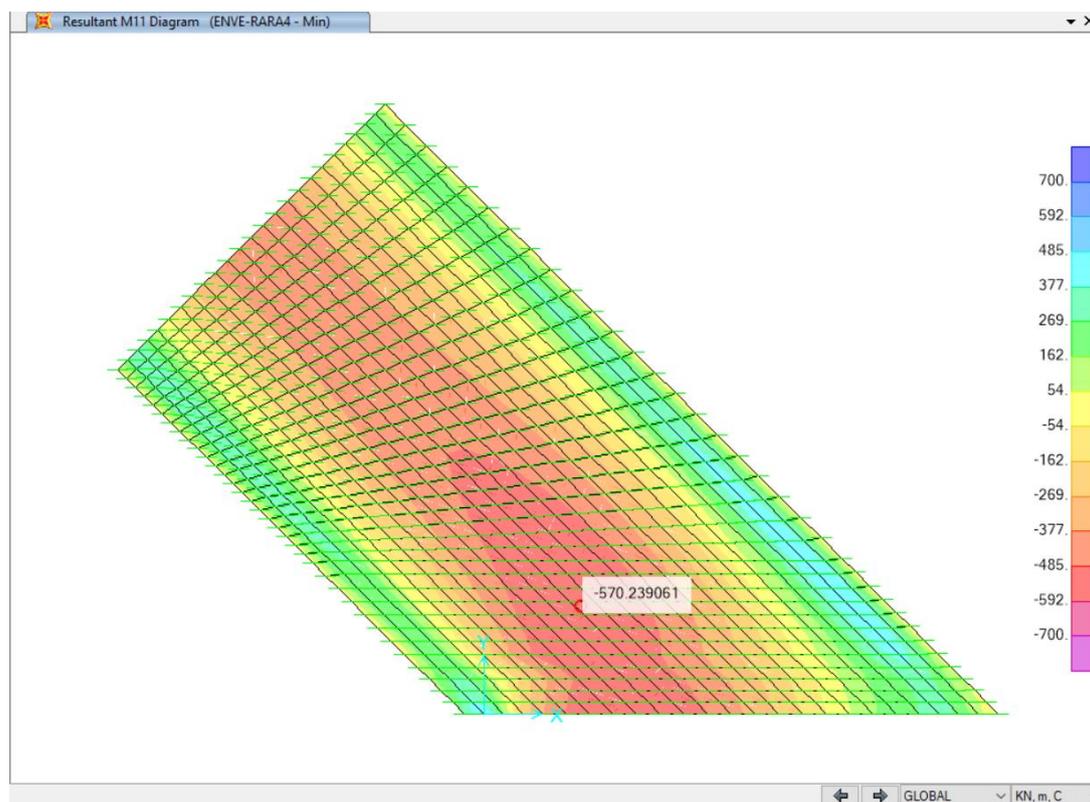


Figura 12-10 Massimo momento SLE Negativo M11 Comb. Rara, Gr.4 [kNm]

Verifica a fessurazione a momento Negativo:

COMB.	P kN	M kN-m	$w_d$ mm
Rara Gr.4	0.00	570.00	0.20
Rara	0.00	603.00	
Q. Perm.	0.00	445.00	0.20

Limite apertura delle fessure  $w_{amm} = 0.2$  mm

### Caratteristiche dei materiali

Coefficiente di omogeneizzazione  $n = 15$

Classe cls  $R_{ck} = 37$  N/mm<sup>2</sup>

Modulo elastico acciaio  $E_s = 210000$  N/mm<sup>2</sup>

### Caratteristiche geometriche della sezione

Altezza  $H = 100$  cm

Larghezza  $B = 100$  cm

Area acciaio teso  $A_s = 45.20$  cm<sup>2</sup>

Copriferro baricentro acciaio teso  $c_s = 9.00$  cm

Area acciaio compresso  $A'_s = 22.60$  cm<sup>2</sup>

Copriferro baricentro acciaio compresso  $c'_s = 9.00$  cm

Ricoprimento barre più esterne tese  $c = 7.80$  cm

Diametro massimo barre tese  $\Phi = 2.4$  cm

### Combinazione di carico considerata:

Rara Gr.4

### Sezione non fessurata: formazione fessure

Momento flettente in condizioni di esercizio  $M_{es} = 570.00$  kNm

Sforzo assiale in condizioni di esercizio  $N_{es} = 0.00$  kN

Rapporto sforzo normale/momento  $r_{es} = 0.0000$  cm<sup>-1</sup>

Resistenza media a trazione semplice del cls  $f_{ctm} = 2.94$  N/mm<sup>2</sup>

Resistenza limite per formazione fessure  $\sigma_t = 2.45$  N/mm<sup>2</sup>

Distanza baricentro da lembo compresso  $x_g = 51.26$  cm

Modulo di resistenza non fessurato  $W_{sr} = 205698$  cm<sup>3</sup>

Momento di formazione delle fessure  $M_{ff} = 504.30$  kNm

Trazione nel cls prodotta da  $M_{es}$  ed  $N_{es}$   $\sigma_{ct} = 2.77$  N/mm<sup>2</sup>

>  $\sigma_{ct}$

### Sezione fessurata: apertura fessure

Momento flettente in condizioni di fessurazione  $M = 570.00$  kNm

Sforzo assiale in condizioni di fessurazione  $N = 0.00$  kN

Distanza asse neutro da lembo compresso  $x_p = 27.23$  cm

Tensione cls  $\sigma_c = -4.38$  N/mm<sup>2</sup>

Tensione barra esterna tesa  $\sigma_s = 153.91$  N/mm<sup>2</sup>

Momento di fessurazione  $M_{sr} = 605.16$  kNm

Tensione nell'acciaio prodotta da  $M_{sr}$   $\sigma_{sr} = 163.40$  N/mm<sup>2</sup>

### Distanza media fra due fessure attigue

Distanza media barre	s =	10.0	cm	
Coefficiente $k_2$	$k_2 =$	0.4		
Tensioni nel calcestruzzo teso	$\sigma_1 =$	2.77	N/mm <sup>2</sup>	
	$\sigma_2 =$	-2.91	N/mm <sup>2</sup>	
Coefficiente $k_3$	$k_3 =$	0.125		
Larghezza efficace	$b_{eff} =$	10.0	cm	
Altezza efficace	$d_{eff} =$	25.8	cm	
Area efficace	$A_{ceff} =$	258.0	cm <sup>2</sup>	
Area armature poste in $A_{ceff}$	$A_s =$	4.52	cm <sup>2</sup>	
Distanza media fra due fessure attigue	$s_{rm} =$	24.45	cm	

### Deformazione unitaria media

Coefficiente $\beta_1$	$\beta_1 =$	1.0		
Coefficiente $\beta_2$	$\beta_2 =$	0.5		
Deformazione unitaria media	$\varepsilon_{sm} =$	3.20E-04		

### Ampiezza fessura

$w_k =$	0.13	mm	< w <sub>amm</sub>
	OK		

La Verifica è soddisfatta

## Verifica alle Tensioni di esercizio

### Combinazione Rara

#### Sezione fessurata: apertura fessure

Momento flettente in condizioni di fessurazione	M =	603.00	kNm	
Sforzo assiale in condizioni di fessurazione	N =	0.00	kN	
Distanza asse neutro da lembo compresso	$x_p =$	27.23	cm	
Tensione cls	$\sigma_c =$	-4.63	N/mm <sup>2</sup>	< -18.42
Tensione barra esterna tesa	$\sigma_s =$	162.82	N/mm <sup>2</sup>	< 360

### Combinazione Quasi Permanente

#### Sezione fessurata: apertura fessure

Momento flettente in condizioni di fessurazione	M =	445.00	kNm	
Sforzo assiale in condizioni di fessurazione	N =	0.00	kN	
Distanza asse neutro da lembo compresso	$x_p =$	27.23	cm	
Tensione cls	$\sigma_c =$	-3.42	N/mm <sup>2</sup>	< -13.81
Tensione barra esterna tesa	$\sigma_s =$	120.16	N/mm <sup>2</sup>	< 360

### 12.3.2. SEZIONE DI APPOGGIO

Si considera la seguenti dati:

- Base:  $b = 100 \text{ cm};$
- Altezza:  $h = 100 \text{ cm};$
- Armatura Sup:  $1\phi 24/20 + 1\phi 24/20;$
- Copriferro armatura superiore:  $c_{\text{sup}} = 9 \text{ cm};$
- Armatura Inf:  $1\phi 24/20 + 1\phi 26/20;$
- Copriferro armatura inferiore:  $c_{\text{inf}} = 9 \text{ cm};$

#### Verifica allo Stato Limite Ultimo per Flessione

Di seguito si riporta l'involuppo delle sollecitazioni SLU e SLV più significative per le verifiche:

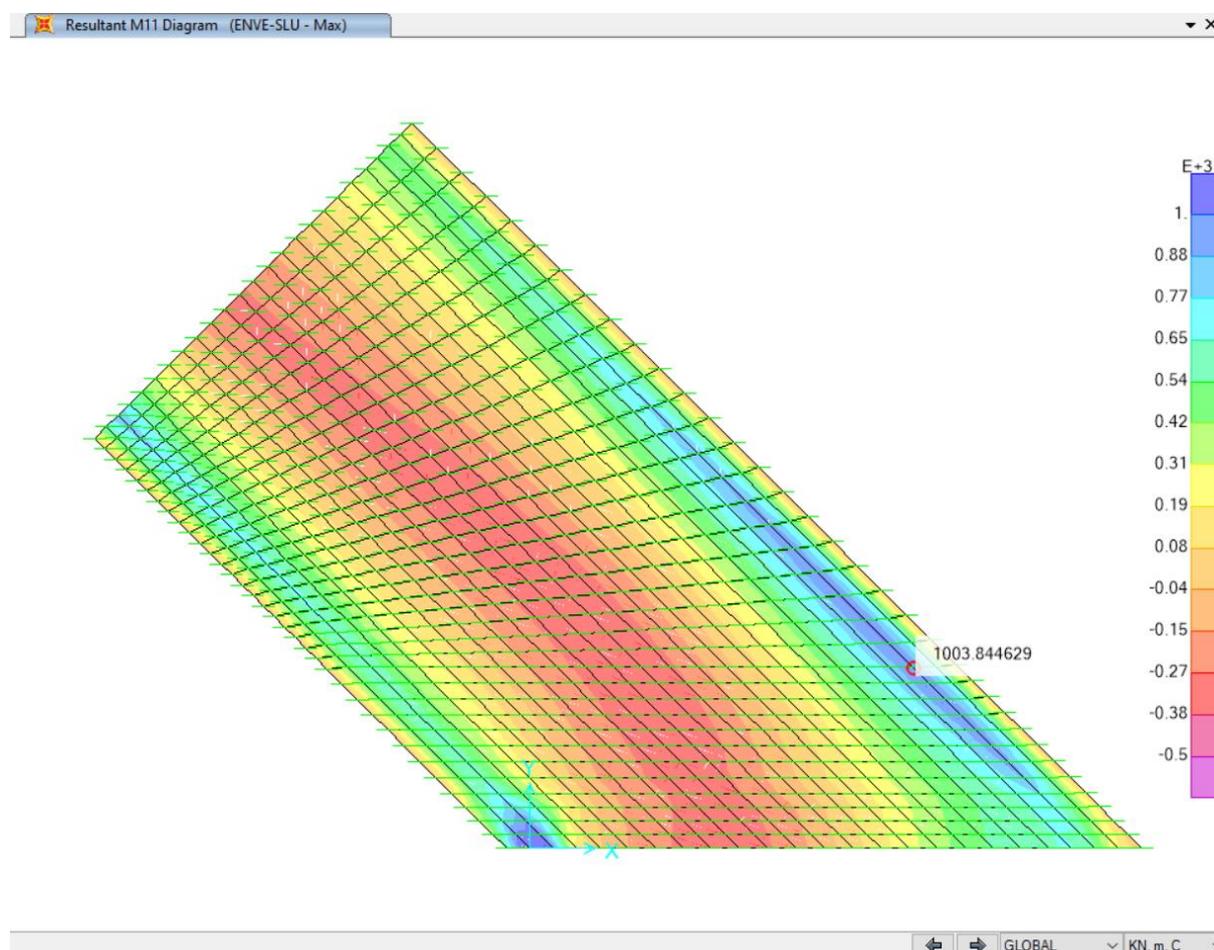


Figura 12-11 Involuppo Massimo momento SLU-SLV Positivo M11 [kNm]

Il Massimo momento positivo SLU all'appoggio è pari a circa 1000 kNm.

Le verifiche della soletta sono state effettuate trascurando, ragionevolmente a favore di sicurezza, le azioni normali di compressione.

Verifica C.A. S.L.U. - File: Platea-SLU+

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

Titolo: **Platea 100 - Sez Appoggio**

N° figure elementari  Zoom N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	100	1	45.24	9
			2	49.17	91

Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN  yN

Tipo rottura  
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Retta  Deviata

N° rett.

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

Precompresso

**Materiali**

$\epsilon_{su}$	<input type="text" value="67.5"/> ‰	$\epsilon_{c2}$	<input type="text" value="2"/> ‰
$f_{yd}$	<input type="text" value="391.3"/> N/mm <sup>2</sup>	$\epsilon_{cu}$	<input type="text" value="3.5"/> ‰
$E_s$	<input type="text" value="200,000"/> N/mm <sup>2</sup>	$f_{cd}$	<input type="text" value="17"/> ‰
$E_s/E_c$	<input type="text" value="15"/>	$f_{cc}/f_{cd}$	<input type="text" value="0.8"/> ?
$\epsilon_{syd}$	<input type="text" value="1.957"/> ‰	$\sigma_{c,adm}$	<input type="text" value="11.5"/>
$\sigma_{s,adm}$	<input type="text" value="255"/> N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{co}$	<input type="text" value="0.6933"/>
		$\tau_{c1}$	<input type="text" value="2.029"/>

**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

M<sub>xRd</sub> kN m  
  $\sigma_c$  N/mm<sup>2</sup>  
  $\sigma_s$  N/mm<sup>2</sup>  
  $\epsilon_c$  ‰  
  $\epsilon_s$  ‰  
 d cm  
 x  x/d  
  $\delta$

La verifica è soddisfatta.

## Verifica allo Stato Limite Ultimo per Taglio

Si riporta di seguito la verifica per la massima sollecitazione tagliante nella zona armata a taglio:

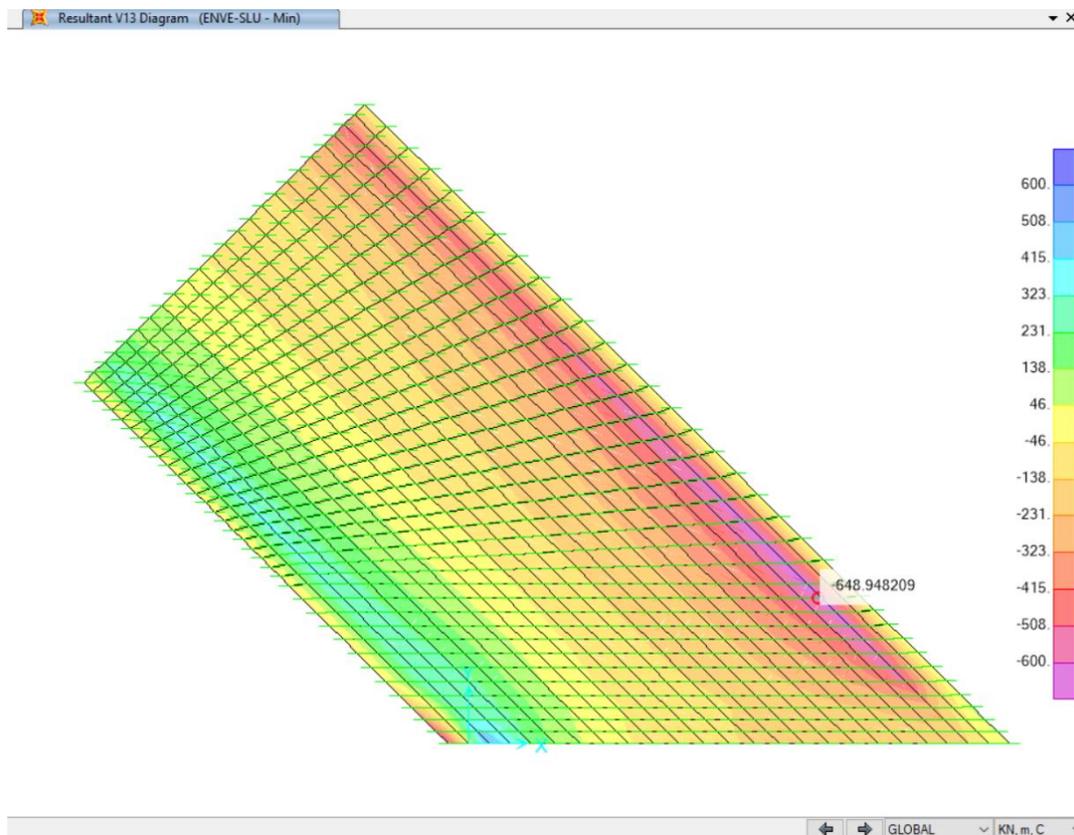


Figura 12-12 Involuppo Taglio minimo SLU-SLV V13 [kN]

A favore di sicurezza si considera un valore massimo di  $\text{ctg}(\theta) = 2.0$  (che equivale ad un angolo  $\theta=26.56^\circ$ ) e non si considera lo sforzo normale di compressione.

In corrispondenza dei piedritti per una larghezza di 3.25 m sono previsti spilli  $\phi 12$  disposti longitudinalmente a passo 25 cm e trasversalmente a passo 40 cm.

$V_{rd}$	=	724.70	kN	Resistenza a taglio di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio
$V_{ed}$	=	650.00	kN	Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente
$V_{rsd}$	=	724.70	kN	Resistenza di calcolo a "taglio trazione"
$V_{rcd}$	=	2850.13	kN	Resistenza di calcolo a "taglio compressione"
$N_{ed}$	=	0.00	kN	Valore di calcolo dello sforzo normale
sezione verificata a taglio				

$\theta$	=	26.56	°	Inclinazione puntoni di cls rispetto all'asse della trave
$b$	=	100.00	cm	Larghezza utile della sezione
$d$	=	91.00	cm	Altezza utile della sezione

$\phi_{\text{staf}}$	=	12	mm	Diametro staffe
$A_{sw}$	=	282.6	mm <sup>2</sup>	Area armatura trasversale
	=	2.5	n°	n° braccia staffe
$s$	=	25	cm	Interasse tra due armature trasversali consecutive
$\alpha$	=	90	°	angolo d'inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave
$f_{yk}$	=	450	N/mm <sup>2</sup>	Resistenza a trazione caratteristica dell'acciaio delle staffe

La verifica è soddisfatta

## Verifica a fessurazione

Le verifiche SLE più gravose per la Platea sono quelle a fessurazione.

Come già accennato in precedenza, visto il combinato di quanto disposto in NTC 2008 par. 4.1.2.2.4 e le importanti integrazioni del Manuale di Progettazione RFI Parte II – Sezione 2 par. *Ponti e Strutture, par. 2.5.1.8.3.2.4*, le verifiche a fessurazione sono state condotte considerando:

Verifica di apertura delle fessure: (Condizioni ambientali Ordinarie, armature poco sensibili):

Combinazione di carico Rara, Gruppo 4:

- $w_k \leq w_1=0.20\text{mm}$  per tutte le sezioni a permanente contatto con il terreno e per tutte le zone non ispezionabili;
- $w_k \leq w_2=0.30\text{mm}$  per le sezioni ispezionabili (mezzeria soletta superiore).

La verifica in oggetto è alquanto severa e quasi sempre dimensionante in termini di impiego delle armature.

Di seguito si riportano i grafici delle sollecitazioni più significative per le verifiche:

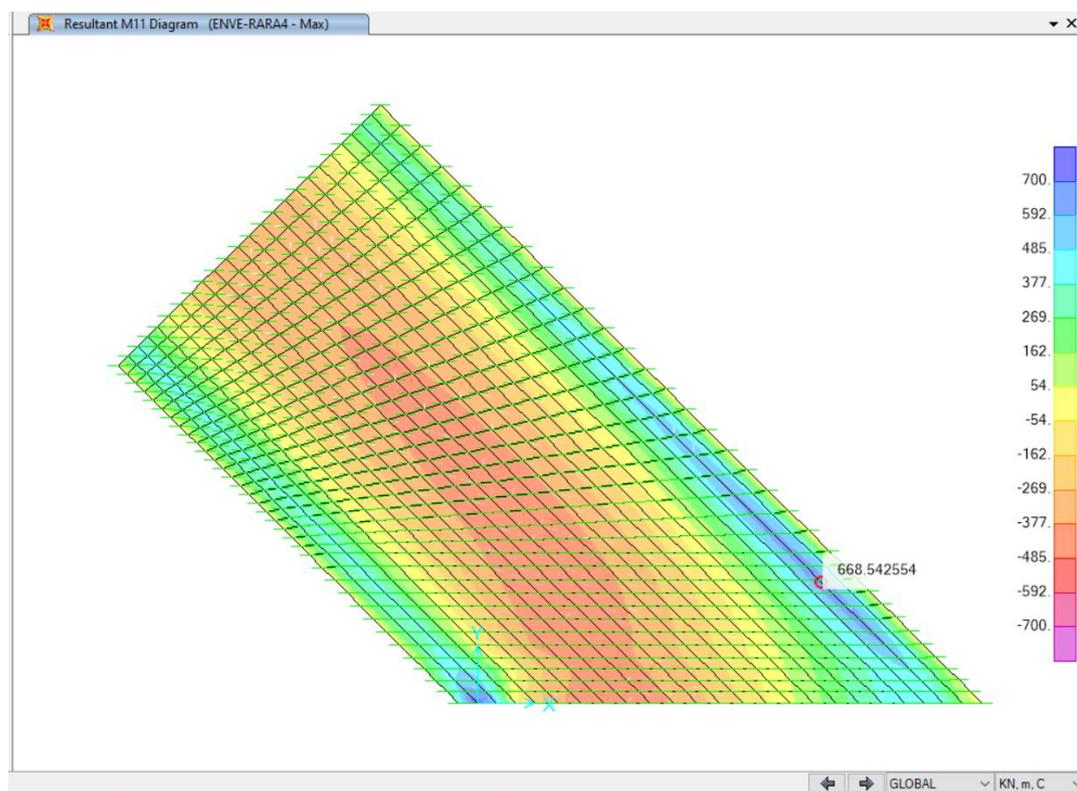


Figura 12-13 Massimo momento SLE Positivo M11 Comb. Rara, Gr.4 [kNm]

Verifica a fessurazione a momento Positivo:

COMB.	P kN	M kN-m	w <sub>d</sub> mm
Rara Gr.4	0.00	670.00	0.20
Rara	0.00	700.00	
Q. Perm.	0.00	490.00	0.20

Limite apertura delle fessure  $w_{amm} = 0.2$  mm

### Caratteristiche dei materiali

Coefficiente di omogeneizzazione  $n = 15$

Classe cls  $R_{ck} = 37$  N/mm<sup>2</sup>

Modulo elastico acciaio  $E_s = 210000$  N/mm<sup>2</sup>

### Caratteristiche geometriche della sezione

Altezza  $H = 100$  cm

Larghezza  $B = 100$  cm

Area acciaio teso  $A_s = 49.15$  cm<sup>2</sup>

Copriferro baricentro acciaio teso  $c_s = 9.00$  cm

Area acciaio compresso  $A'_s = 45.20$  cm<sup>2</sup>

Copriferro baricentro acciaio compresso  $c'_s = 9.00$  cm

Ricoprimento barre più esterne tese  $c = 7.70$  cm

Diametro massimo barre tese  $\Phi = 2.6$  cm

### Combinazione di carico considerata:

Rara Gr.4

### Sezione non fessurata: formazione fessure

Momento flettente in condizioni di esercizio  $M_{es} = 670.00$  kNm

Sforzo assiale in condizioni di esercizio  $N_{es} = 0.00$  kN

Rapporto sforzo normale/momento  $r_{es} = 0.0000$  cm<sup>-1</sup>

Resistenza media a trazione semplice del cls  $f_{ctm} = 2.94$  N/mm<sup>2</sup>

Resistenza limite per formazione fessure  $\sigma_t = 2.45$  N/mm<sup>2</sup>

Distanza baricentro da lembo compresso  $x_g = 50.21$  cm

Modulo di resistenza non fessurato  $W_{sr} = 215153$  cm<sup>3</sup>

Momento di formazione delle fessure  $M_{ff} = 527.48$  kNm

Trazione nel cls prodotta da  $M_{es}$  ed  $N_{es}$   $\sigma_{ct} = 3.11$  N/mm<sup>2</sup>

>  $\sigma_{ct}$

### Sezione fessurata: apertura fessure

Momento flettente in condizioni di fessurazione  $M = 670.00$  kNm

Sforzo assiale in condizioni di fessurazione  $N = 0.00$  kN

Distanza asse neutro da lembo compresso  $x_p = 26.64$  cm

Tensione cls  $\sigma_c = -4.58$  N/mm<sup>2</sup>

Tensione barra esterna tesa  $\sigma_s = 166.06$  N/mm<sup>2</sup>

Momento di fessurazione  $M_{sr} = 632.98$  kNm

Tensione nell'acciaio prodotta da  $M_{sr}$   $\sigma_{sr} = 156.88$  N/mm<sup>2</sup>

### Distanza media fra due fessure attigue

Distanza media barre	$s =$	10.0	cm	
Coefficiente $k_2$	$k_2 =$	0.4		
Tensioni nel calcestruzzo teso	$\sigma_1 =$	3.11	N/mm <sup>2</sup>	
	$\sigma_2 =$	-3.14	N/mm <sup>2</sup>	
Coefficiente $k_3$	$k_3 =$	0.125		
Larghezza efficace	$b_{eff} =$	10.0	cm	
Altezza efficace	$d_{eff} =$	27.2	cm	
Area efficace	$A_{ceff} =$	272.0	cm <sup>2</sup>	
Area armature poste in $A_{ceff}$	$A_s =$	4.92	cm <sup>2</sup>	
Distanza media fra due fessure attigue	$s_{rm} =$	24.59	cm	

### Deformazione unitaria media

Coefficiente $\beta_1$	$\beta_1 =$	1.0		
Coefficiente $\beta_2$	$\beta_2 =$	0.5		
Deformazione unitaria media	$\varepsilon_{sm} =$	4.38E-04		

### Ampiezza fessura

$w_k =$	0.18	mm	< w <sub>amm</sub>
	OK		

La Verifica è soddisfatta

## Verifica alle Tensioni di esercizio

### Combinazione Rara

#### Sezione fessurata: apertura fessure

Momento flettente in condizioni di fessurazione	$M =$	700.00	kNm	
Sforzo assiale in condizioni di fessurazione	$N =$	0.00	kN	
Distanza asse neutro da lembo compresso	$x_p =$	26.64	cm	
Tensione cls	$\sigma_c =$	-4.79	N/mm <sup>2</sup>	< -18.42
Tensione barra esterna tesa	$\sigma_s =$	173.50	N/mm <sup>2</sup>	< 360

### Combinazione Quasi Permanente

#### Sezione fessurata: apertura fessure

Momento flettente in condizioni di fessurazione	$M =$	490.00	kNm	
Sforzo assiale in condizioni di fessurazione	$N =$	0.00	kN	
Distanza asse neutro da lembo compresso	$x_p =$	26.64	cm	
Tensione cls	$\sigma_c =$	-3.35	N/mm <sup>2</sup>	< -13.81
Tensione barra esterna tesa	$\sigma_s =$	121.45	N/mm <sup>2</sup>	< 360

### 12.3.3. FASCIA DI BORDO (SEZ. APPOGGIO)

La Platea è dotata di una fascia di bordo armata parallelamente al bordo con un'armatura interna a quella base della soletta. La larghezza della fascia di bordo è pari a circa 150cm e l'armatura parallela al bordo è pari a  $15+15 \phi 26$ .

La sezione più sollecitata è quella agli appoggi a momento negativo di cui si riportano le verifiche.

Nella sezione d'appoggio con angolo ottuso sono presenti anche i ferri base ortogonali alle pareti che sono inclinati di circa  $45^\circ$  rispetto alla fascia di bordo e quindi l'area equivalente di questo strato è pari a circa  $0.7 \cdot A$ .

Si considera la seguenti dati per una sezione di larghezza pari ad 1m:

- Base:  $b = 100 \text{ cm}$ ;
- Altezza:  $h = 100 \text{ cm}$ ;
- Armatura Sup. Fascia:  $10\phi 24$  per largh. 1m ( $15\phi 24$  su largh. fascia di 1.5m);
- Copriferro arm. Sup. Fascia:  $c_{\text{sup}} = 11.6 \text{ cm}$ ;
- Armatura Sup. base:  $10 \cdot 0.7\phi 24 = 31.66 \text{ cm}^2$ ;
- Copriferro arm. Sup. base:  $c_{\text{sup}} = 9 \text{ cm}$ ;
- Armatura Inf Fascia:  $10\phi 24$  per largh. 1m ( $15\phi 24$  su largh. fascia di 1.5m);
- Copriferro arm. Inf. Fascia:  $c_{\text{inf}} = 11.6 \text{ cm}$ ;
- Armatura inf. base:  $5 \cdot 0.7\phi 26 + 5 \cdot 0.7\phi 24 = 34.41 \text{ cm}^2$ ;
- Copriferro arm. inf. base:  $c_{\text{inf}} = 9 \text{ cm}$ ;

#### Verifica allo Stato Limite Ultimo per Flessione

Il massimo momento SLU è pari a circa -1200 kNm in direzione parallela alla fascia di bordo:

Le verifiche della soletta sono state effettuate trascurando, ragionevolmente a favore di sicurezza, le azioni normali di compressione.

La verifica è soddisfatta.

## Verifica allo Stato Limite Ultimo per Taglio

Si riporta di seguito la verifica per la massima sollecitazione tagliante nella zona armata a taglio:

A favore di sicurezza si considera un valore massimo di  $\text{ctg}(\theta) = 2.0$  (che equivale ad un angolo  $\theta=26.56^\circ$ ) e non si considera lo sforzo normale di compressione.

In corrispondenza dei piedritti per una larghezza di 3.25m sono previste delle staffe  $\phi 14$  disposte longitudinalmente a passo 25 cm (trasversalmente ogni braccio è a passo di circa 40 cm).

$V_{rd}$	=	1002.65	kN	Resistenza a taglio di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio
$V_{ed}$	=	900.00	kN	Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente
$V_{rsd}$	=	1002.65	kN	Resistenza di calcolo a "taglio trazione"
$V_{rcd}$	=	2897.11	kN	Resistenza di calcolo a "taglio compressione"
$N_{ed}$	=	0.00	kN	Valore di calcolo dello sforzo normale
sezione verificata a taglio				

$\theta$	=	26.56	°	Inclinazione puntoni di cls rispetto all'asse della trave
$b$	=	100.00	cm	Larghezza utile della sezione
$d$	=	92.50	cm	Altezza utile della sezione

$\phi_{\text{staf}}$	=	14	mm	Diametro staffe
$A_{sw}$	=	384.65	mm <sup>2</sup>	Area armatura trasversale
	=	2.5	n°	n°braccia staffe
$s$	=	25	cm	Interasse tra due armature trasversali consecutive
$\alpha$	=	90	°	angolo d'inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave
$f_{yk}$	=	450	N/mm <sup>2</sup>	Resistenza a trazione caratteristica dell'acciaio delle staffe

## Verifica a fessurazione

Verifica a fessurazione a momento Positivo:

COMB.	P kN	M kN-m	w <sub>d</sub> mm
Rara Gr.4	0.00	820.00	0.20
Rara	0.00	900.00	
Q. Perm.	0.00	450.00	0.20

Limite apertura delle fessure  $w_{amm} = 0.2$  mm

### Caratteristiche dei materiali

Coefficiente di omogeneizzazione  $n = 15$   
 Classe cls  $R_{ck} = 37$  N/mm<sup>2</sup>  
 Modulo elastico acciaio  $E_s = 210000$  N/mm<sup>2</sup>

### Caratteristiche geometriche della sezione

Altezza  $H = 100$  cm  
 Larghezza  $B = 100$  cm  
 Area acciaio teso  $A_s = 79.61$  cm<sup>2</sup>  
 Copriferro baricentro acciaio teso  $c_s = 11.60$  cm  
 Area acciaio compresso  $A'_s = 76.84$  cm<sup>2</sup>  
 Copriferro baricentro acciaio compresso  $c'_s = 11.60$  cm  
 Ricoprimento barre più esterne tese  $c = 10.30$  cm  
 Diametro massimo barre tese  $\Phi = 2.6$  cm

### Combinazione di carico considerata:

Rara Gr.4

### Sezione non fessurata: formazione fessure

Momento flettente in condizioni di esercizio  $M_{es} = 820.00$  kNm  
 Sforzo assiale in condizioni di esercizio  $N_{es} = 0.00$  kN  
 Rapporto sforzo normale/momento  $r_{es} = 0.0000$  cm<sup>-1</sup>  
 Resistenza media a trazione semplice del cls  $f_{ctm} = 2.94$  N/mm<sup>2</sup>  
 Resistenza limite per formazione fessure  $\sigma_t = 2.45$  N/mm<sup>2</sup>  
 Distanza baricentro da lembo compresso  $x_g = 50.13$  cm  
 Modulo di resistenza non fessurato  $W_{sr} = 236479$  cm<sup>3</sup>  
 Momento di formazione delle fessure  $M_{ff} = 579.77$  kNm  
 Trazione nel cls prodotta da  $M_{es}$  ed  $N_{es}$   $\sigma_{ct} = 3.47$  N/mm<sup>2</sup>

>  $\sigma_{ct}$

### Sezione fessurata: apertura fessure

Momento flettente in condizioni di fessurazione  $M = 820.00$  kNm  
 Sforzo assiale in condizioni di fessurazione  $N = 0.00$  kN  
 Distanza asse neutro da lembo compresso  $x_p = 30.66$  cm  
 Tensione cls  $\sigma_c = -4.69$  N/mm<sup>2</sup>  
 Tensione barra esterna tesa  $\sigma_s = 132.50$  N/mm<sup>2</sup>  
 Momento di fessurazione  $M_{sr} = 695.72$  kNm  
 Tensione nell'acciaio prodotta da  $M_{sr}$   $\sigma_{sr} = 112.42$  N/mm<sup>2</sup>

### Distanza media fra due fessure attigue

Distanza media barre	$s =$	10.0	cm	
Coefficiente $k_2$	$k_2 =$	0.4		
Tensioni nel calcestruzzo teso	$\sigma_1 =$	3.47	N/mm <sup>2</sup>	
	$\sigma_2 =$	-3.49	N/mm <sup>2</sup>	
Coefficiente $k_3$	$k_3 =$	0.125		
Larghezza efficace	$b_{eff} =$	10.0	cm	
Altezza efficace	$d_{eff} =$	29.8	cm	
Area efficace	$A_{ceff} =$	298.0	cm <sup>2</sup>	
Area armature poste in $A_{ceff}$	$A_s =$	7.96	cm <sup>2</sup>	
Distanza media fra due fessure attigue	$s_{rm} =$	27.47	cm	

### Deformazione unitaria media

Coefficiente $\beta_1$	$\beta_1 =$	1.0		
Coefficiente $\beta_2$	$\beta_2 =$	0.5		
Deformazione unitaria media	$\varepsilon_{sm} =$	4.04E-04		

### Ampiezza fessura

$w_k =$	0.19	mm	< w <sub>amm</sub>
	OK		

La Verifica è soddisfatta

## Verifica alle Tensioni di esercizio

### Combinazione Rara

#### Sezione fessurata: apertura fessure

Momento flettente in condizioni di fessurazione	$M =$	900.00	kNm	
Sforzo assiale in condizioni di fessurazione	$N =$	0.00	kN	
Distanza asse neutro da lembo compresso	$x_p =$	30.66	cm	
Tensione cls	$\sigma_c =$	-5.15	N/mm <sup>2</sup>	< -18.42
Tensione barra esterna tesa	$\sigma_s =$	145.43	N/mm <sup>2</sup>	< 360

### Combinazione Quasi Permanente

#### Sezione fessurata: apertura fessure

Momento flettente in condizioni di fessurazione	$M =$	450.00	kNm	
Sforzo assiale in condizioni di fessurazione	$N =$	0.00	kN	
Distanza asse neutro da lembo compresso	$x_p =$	30.66	cm	
Tensione cls	$\sigma_c =$	-2.57	N/mm <sup>2</sup>	< -13.81
Tensione barra esterna tesa	$\sigma_s =$	72.71	N/mm <sup>2</sup>	< 360

### 12.3.4. RIEPILOGO VERIFICHE PLATEA

SEZIONE DI VERIFICA	TIPO VERIFICA	SOLLECITAZIONI MAX			RESISTENZE			FATTORE DI UTILIZZO
		N <sub>ed</sub> (kN/m)	M <sub>ed</sub> (kNm/m)	V <sub>ed</sub> (kN/m)	N <sub>Rd</sub> (kN/m)	M <sub>Rd</sub> (kNm/m)	V <sub>Rd</sub> (kN/m)	
PLATEA MEZZERIA	FLESSIONE SLU-SLV	0.00	870.00	-	0.00	1518.00	-	0.57
	TAGLIO SLU-SLV	-	-	250.00	-	-	397.78	0.63
PLATEA APPOGGIO	FLESSIONE SLU-SLV	0.00	1000.00	-	0.00	1645.00	-	0.61
	TAGLIO SLU-SLV	-	-	650.00	-	-	724.70	0.90
FASCIA DI BORDO PLATEA APPOGGIO	FLESSIONE SLU-SLV	0.00	1200.00	-	0.00	2559.00	-	0.47
	TAGLIO SLU-SLV	-	-	900.00	-	-	1002.65	0.90

SEZIONE DI VERIFICA	TIPO VERIFICA	SOLLECITAZIONI MAX		APERTURA FESSURE MAX	TENSIONE MAX CALCESTRUZZ	TENSIONE MAX ACCIAIO	APERTURA FESSURE AMMESSA	TENSIONE CALCESTRUZZ AMMISSIBILE	TENSIONE ACCIAIO AMMISSIBILE	FATTORE DI UTILIZZO
		N <sub>ed</sub> (kN/m)	M <sub>ed</sub> (kNm/m)	W <sub>k</sub> (mm)	σ <sub>c</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	σ <sub>c</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	w <sub>d</sub> (mm)	σ <sub>c</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	σ <sub>c</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	
PLATEA MEZZERIA	FESSURAZIONE SLE RARA GR4	0.00	570.00	0.13	-	-	0.20	-	-	0.65
	TENSIONI SLE RARA	0.00	603.00	-	4.63	162.82	-	18.42	360	0.45
	TENSIONI SLE QUASI PERMANENTE	0.00	445.00	-	3.42	120.16	-	13.81	360	0.33
PLATEA APPOGGIO	FESSURAZIONE SLE RARA GR5	0.00	670.00	0.18	-	-	0.20	-	-	0.90
	TENSIONI SLE RARA	0.00	700.00	-	4.79	173.50	-	18.42	360	0.48
	TENSIONI SLE QUASI PERMANENTE	0.00	490.00	-	3.35	121.45	-	13.81	360	0.34
PLATEA APPOGGIO	FESSURAZIONE SLE RARA GR5	0.00	820.00	0.19	-	-	0.20	-	-	0.95
	TENSIONI SLE RARA	0.00	900.00	-	5.15	145.43	-	18.42	360	0.40
	TENSIONI SLE QUASI PERMANENTE	0.00	450.00	-	2.57	72.71	-	13.81	360	0.20

## 12.4. PLATEA DIR. 22

L'armatura di ripartizione nelle solette e nelle pareti dello scatolare viene posta in misura non inferiore al 20% dell'armatura principale (EC2 Par. 9.3).

La direzione 22 è quella dei ferri di ripartizione. Le verifiche sono state svolte per tutti i casi di carico, ma di seguito si riporta solo la principale verifica SLU-SLV.

### 12.4.1. SEZIONE TIPO

Si considera la seguenti dati:

- Base:  $b = 100 \text{ cm};$
- Altezza:  $h = 100 \text{ cm};$
- Armatura Sup:  $1\phi 20/25;$
- Copriferro armatura superiore:  $c_{\text{sup}} = 6.7 \text{ cm};$
- Armatura Inf:  $1\phi 20/25;$
- Copriferro armatura inferiore:  $c_{\text{inf}} = 6.7 \text{ cm};$

Di seguito si riportano le massime sollecitazione per flessione SLU in direzione 22:

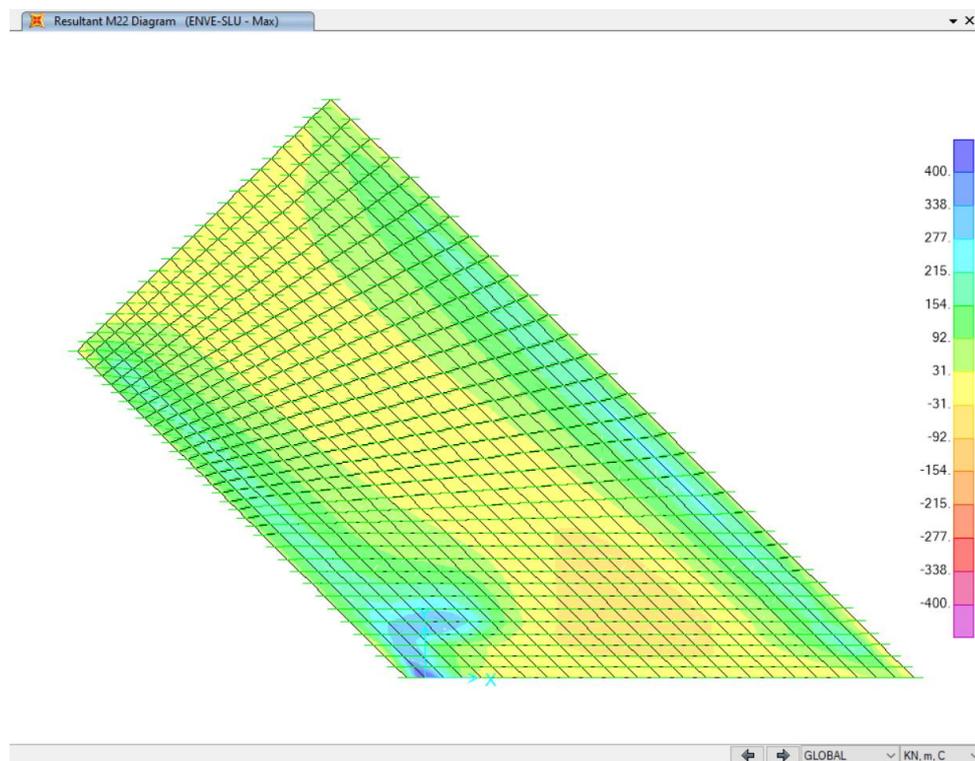


Figura 12-14 Involuppo Massimo momento SLU-SLV Positivo M22 [kNm]

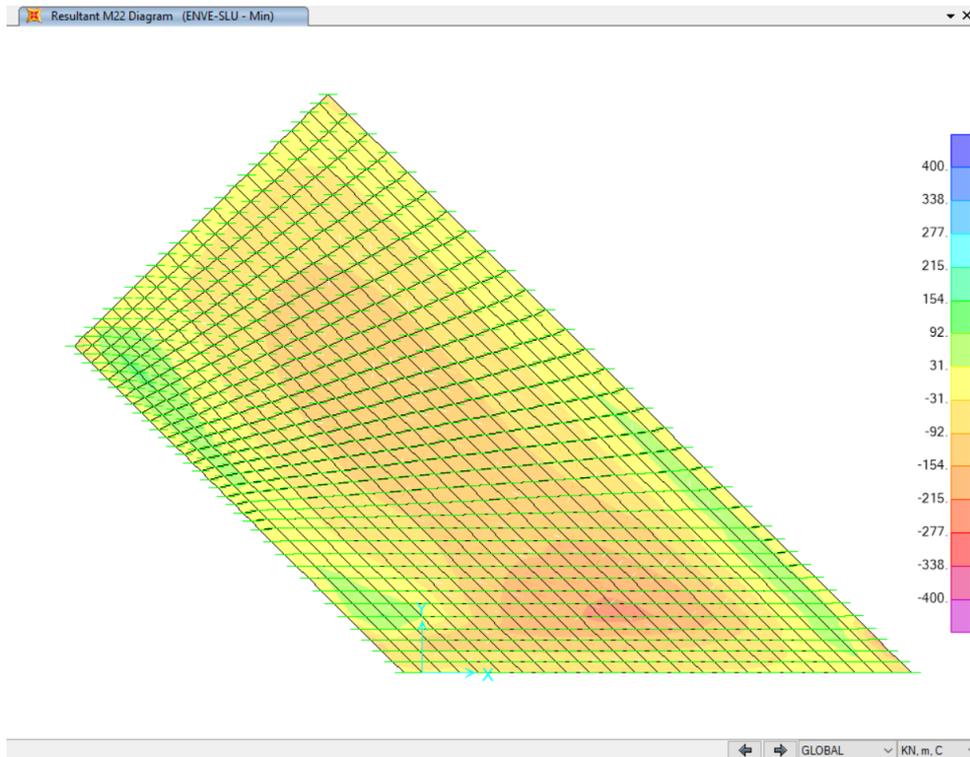


Figura 12-15 Involuppo Minimo momento SLU-SLV Positivo M22 [kNm]

Il Massimo momento positivo SLU in direzione parallela alle pareti è pari a circa 400 kNm.

Verifica C.A. S.L.U. - File: Platea-Dir2-SLU-

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

**Titolo:** Platea 100 - Direzione trasversale

N° figure elementari  Zoom N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	100	1	12.57	6.7
			2	12.57	93.3

**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  Deviata

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

Precompresso

**Materiali**

B450C		C30/37	
ε <sub>su</sub>	67.5 ‰	ε <sub>c2</sub>	2 ‰
f <sub>yd</sub>	391.3 N/mm²	ε <sub>cu</sub>	3.5 ‰
E <sub>s</sub>	200,000 N/mm²	f <sub>cd</sub>	17 N/mm²
E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub>	15	f <sub>cc</sub> /f <sub>cd</sub>	0.8
ε <sub>syd</sub>	1.957 ‰	σ <sub>c,adm</sub>	11.5 N/mm²
σ <sub>s,adm</sub>	255 N/mm²	τ <sub>co</sub>	0.6933
		τ <sub>c1</sub>	2.029

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

La verifica è soddisfatta.

## 12.5. PIEDRITTI DIR. 11

Di seguito si riportano le verifiche dettagliate delle sezioni maggiormente sollecitate. In particolare la sezione più significativa per le verifiche risulta essere quella di sommità sia per il momento positivo che negativo (in condizioni sismiche il momento positivo in sommità piedritto è maggiore di quello a metà altezza).

### 12.5.1. SEZIONE DI SOMMITÀ (E ALLA BASE)

Si considera la seguenti dati:

- Base:  $b = 100 \text{ cm}$ ;
- Altezza:  $h = 100 \text{ cm}$ ;
- Armatura Int:  $1\phi 20/20$ ;
- Copriferro armatura Interna:  $c_{\text{int}} = 9.2 \text{ cm}$ ;
- Armatura Est:  $1\phi 26/10$ ;
- Copriferro armatura Esterna:  $c_{\text{est.}} = 9.5 \text{ cm}$ ;

#### Verifica allo Stato Limite Ultimo per Flessione

Di seguito si riporta l'involuppo delle sollecitazioni SLU e SLV più significative per le verifiche:

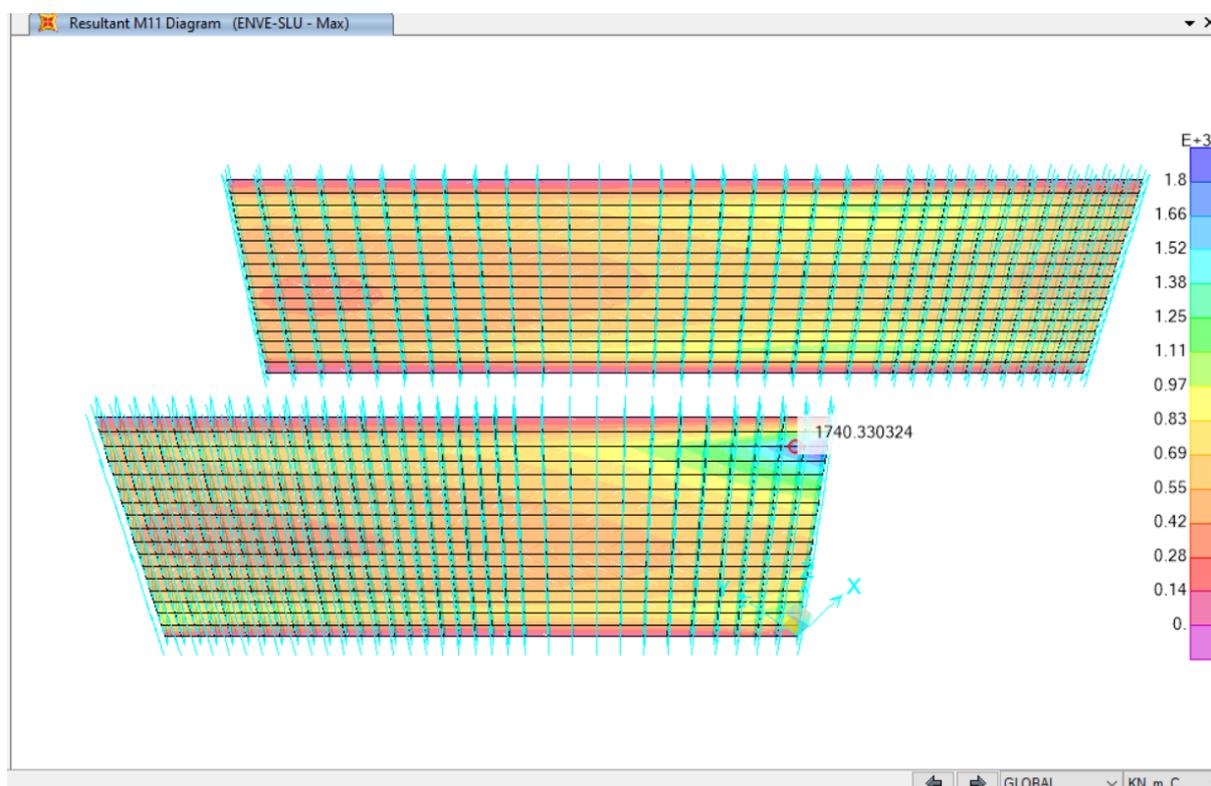


Figura 12-16 Involuppo Massimo momento SLU-SLV Positivo M11 [kNm]

Il Massimo momento positivo SLU in sommità è pari a circa 1740 kNm.

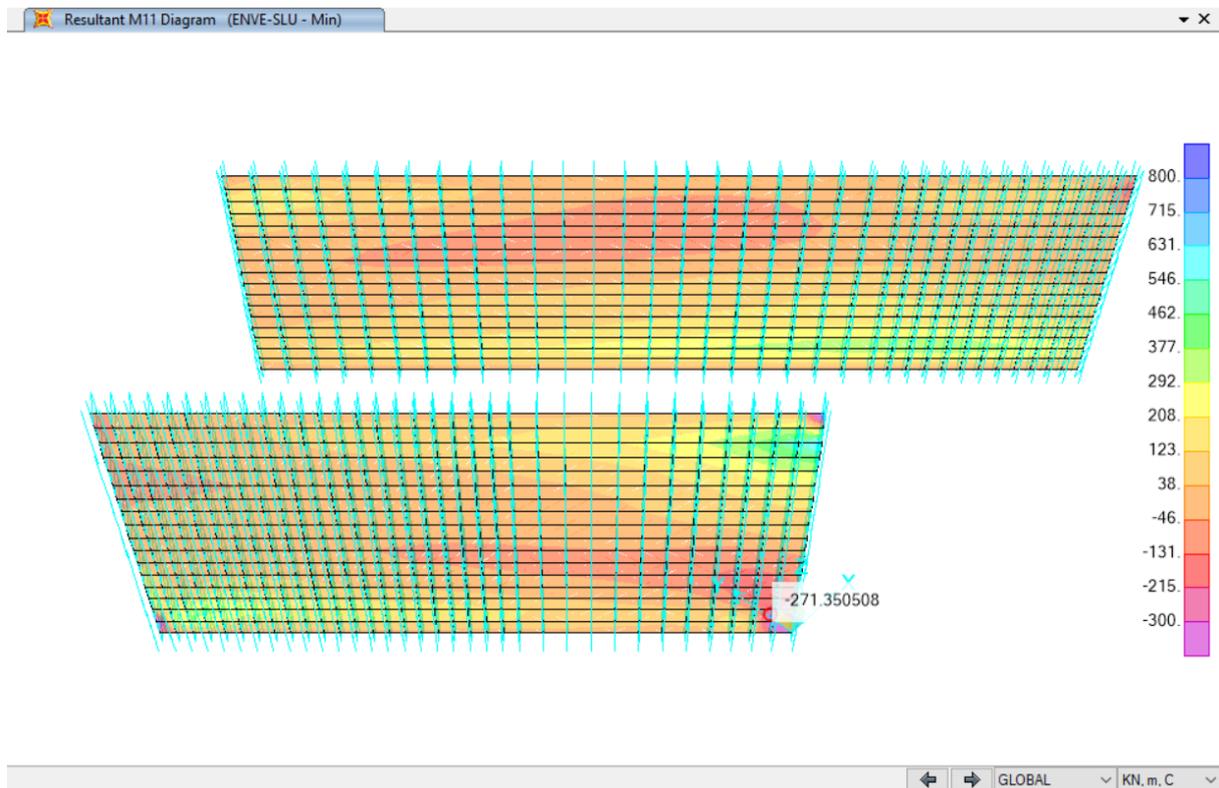


Figura 12-17 Inviluppo Massimo momento SLU-SLV Negativo M11 [kNm]

Il Massimo momento negativo SLU alla base è pari a circa -300 kNm.

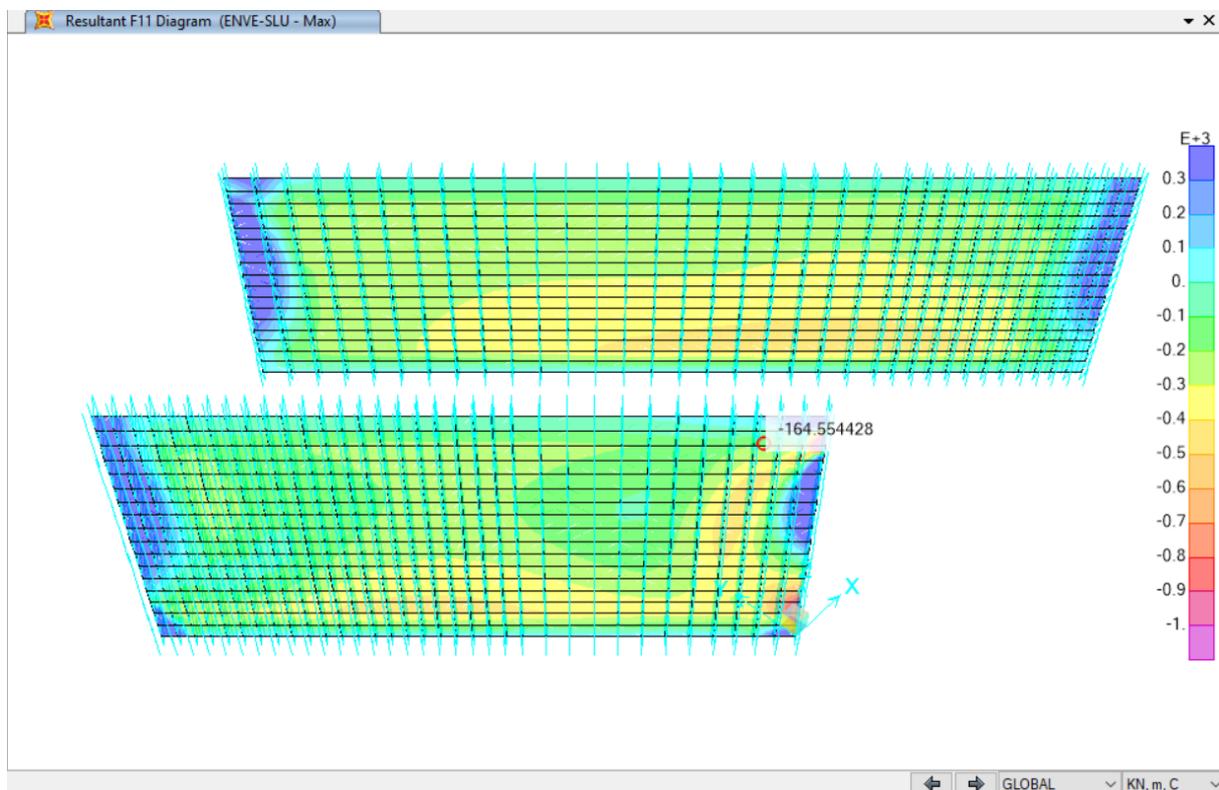


Figura 12-18 Inviluppo "Minimo" Sforzo Normale SLU-SLV F11 [kN]

Il Minimo Sforzo Normale SLU in sommità è pari a circa -150 kN.

## Verifica a Momento Positivo:

Verifica C.A. S.L.U. - File: Piedritto-SLU+

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

Titolo: **Piedritto 100 - Sez Sommità**

N° figure elementari  Zoom N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	100	1	15.71	9.2
			2	53.09	90.5

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

Materiali: **B450C** **C30/37**

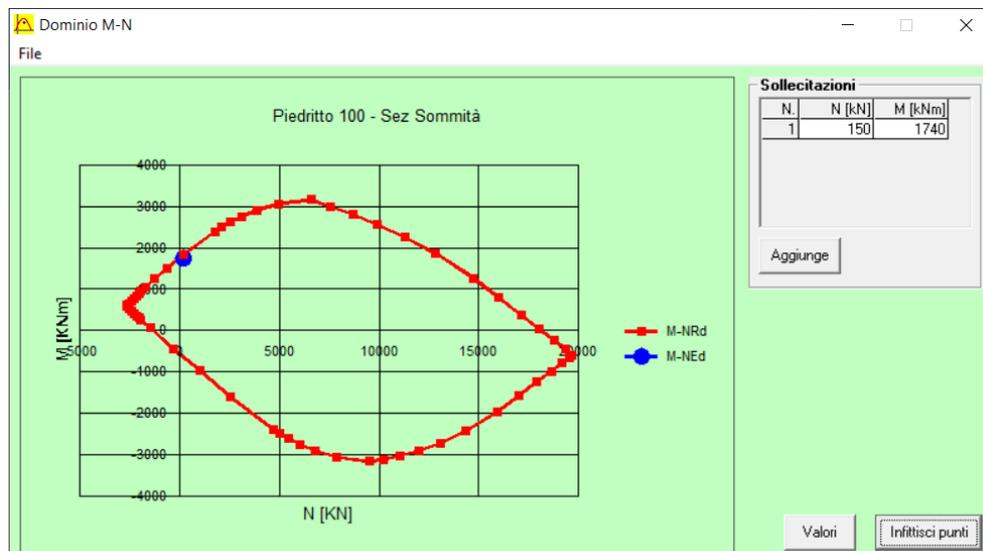
$\epsilon_{su}$   ‰  $\epsilon_{c2}$   ‰  
 $f_{yd}$   N/mm²  $\epsilon_{cu}$   ‰  
 $E_s$   N/mm²  $f_{cd}$   ‰  
 $E_s/E_c$    $f_{cc}/f_{cd}$   ‰  
 $\epsilon_{syd}$   ‰  $\sigma_{c,adm}$   ‰  
 $\sigma_{s,adm}$   N/mm²  $\tau_{co}$    $\tau_{c1}$

M<sub>xRd</sub>  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<sub>o</sub>  cm Col. modello  
 Precompresso



La verifica è soddisfatta.

## Verifica a Momento Negativo:

Verifica C.A. S.L.U. - File: Piedritto-SLU-

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

Titolo: Piedritto 100 - Sez Base

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	100	1	15.71	9.2
			2	53.09	90.5

Tipologia Sezione:  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

Diagramma della sezione:

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 150 0 kN  
M<sub>xEd</sub> -300 0 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 0

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

Tipologia rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipologia flessione:  
 Retta  Devia

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

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

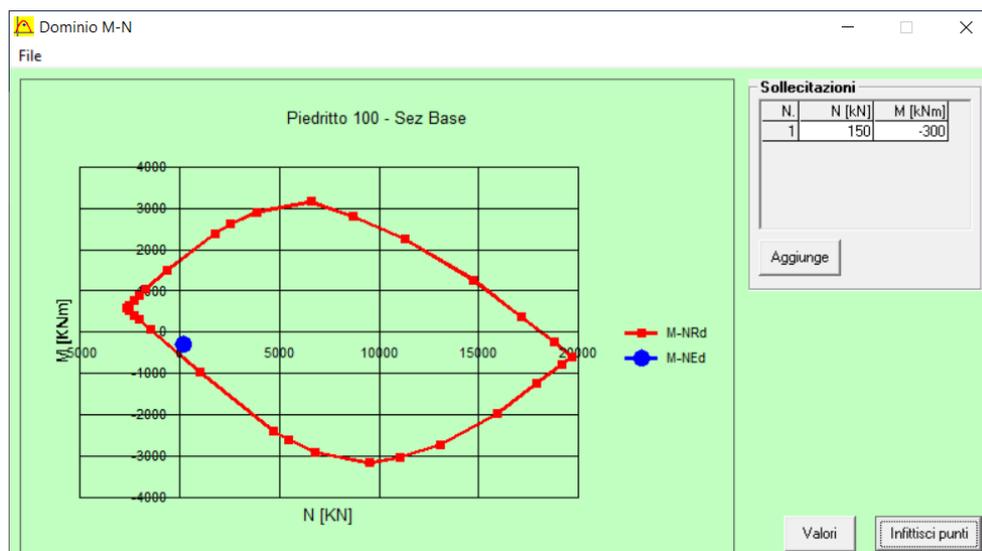
Precompresso

Materiali:

B450C		C30/37	
ε <sub>su</sub>	67.5 ‰	ε <sub>c2</sub>	2 ‰
f <sub>yd</sub>	391.3 N/mm²	ε <sub>cu</sub>	3.5 ‰
E <sub>s</sub>	200,000 N/mm²	f <sub>cd</sub>	17
E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub>	15	f <sub>cc</sub> /f <sub>cd</sub>	0.8
ε <sub>syd</sub>	1.957 ‰	σ <sub>c,adm</sub>	11.5
σ <sub>s,adm</sub>	255 N/mm²	τ <sub>co</sub>	0.6933
		τ <sub>c1</sub>	2.029

M<sub>xRd</sub> -630.4 kNm

σ<sub>c</sub> -17 N/mm²  
ε<sub>c</sub> 391.3 N/mm²  
ε<sub>s</sub> 3.5 ‰  
ε<sub>s</sub> 33.68 ‰  
d 90.8 cm  
x 8.547 x/d 0.09414  
δ 0.7



La verifica è soddisfatta.

## Verifica allo Stato Limite Ultimo per Taglio

Di seguito si riporta l'involuppo delle sollecitazioni SLU e SLV più significative per le verifiche:

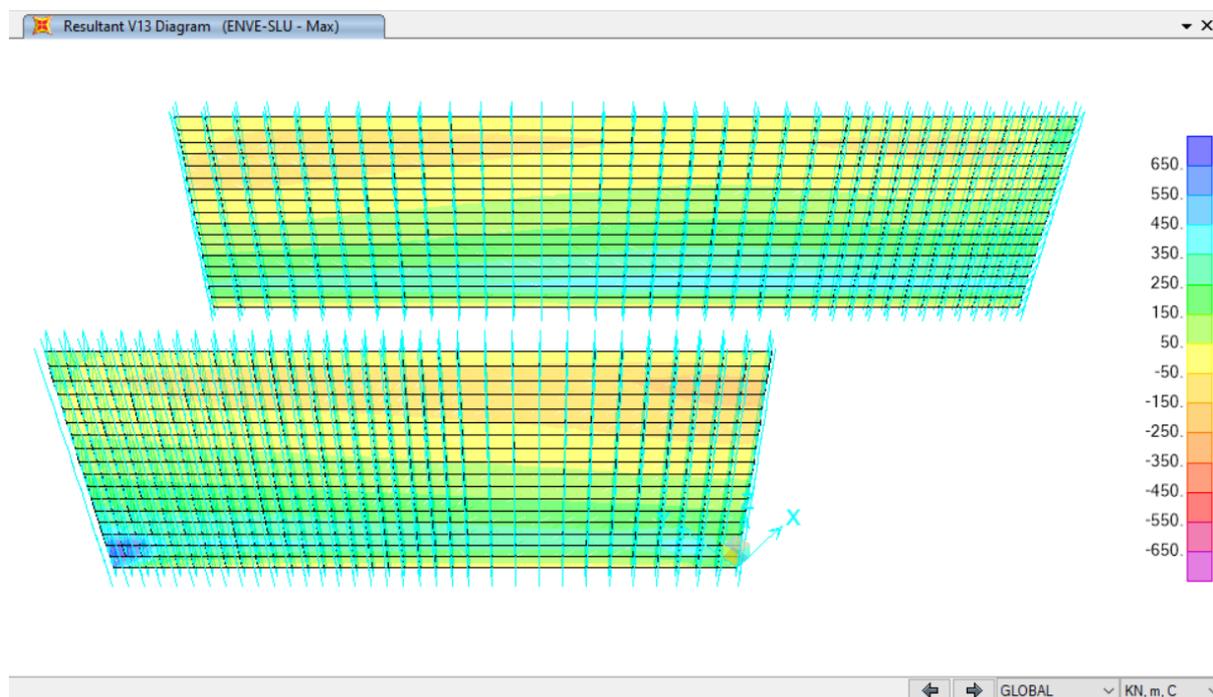


Figura 12-19 Involuppo Taglio massimo SLU-SLV V13 [kN]

Si riporta di seguito la verifica per la massima sollecitazione tagliante nella zona armata a taglio:

A favore di sicurezza si considera un valore massimo di  $\text{ctg}(\theta) = 2.0$  (che equivale ad un angolo  $\theta=26.56^\circ$ ). Nella verifica dei piedritti si considera lo sforzo normale associato alla massima sollecitazione tagliante.

I Piedritti sono considerati armati a taglio con gli spilli  $\phi 12/25 \times 40$ .

$V_{rd}$	=	720.72	kN	Resistenza a taglio di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio
$V_{ed}$	=	700.00	kN	Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente
$V_{rsd}$	=	720.72	kN	Resistenza di calcolo a "taglio trazione"
$V_{rcd}$	=	2834.47	kN	Resistenza di calcolo a "taglio compressione"
$N_{ed}$	=	0.00	kN	Valore di calcolo dello sforzo normale
sezione verificata a taglio				

$\theta$	=	26.56	°	Inclinazione puntoni di cls rispetto all'asse della trave
$b$	=	100.00	cm	Larghezza utile della sezione
$d$	=	90.50	cm	Altezza utile della sezione

$\phi_{\text{staf}}$	=	12	mm	Diametro staffe
$A_{\text{sw}}$	=	282.6	$\text{mm}^2$	Area armatura trasversale
	=	2.5	n°	n° braccia staffe
$s$	=	25	cm	Interasse tra due armature trasversali consecutive
$\alpha$	=	90	°	angolo d'inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave
$f_{yk}$	=	450	$\text{N/mm}^2$	Resistenza a trazione caratteristica dell'acciaio delle staffe

## Verifica a fessurazione contro terra

Le verifiche a fessurazione più gravose sono quelle contro terra.

Di seguito si riportano i grafici delle sollecitazioni più significative per le verifiche:

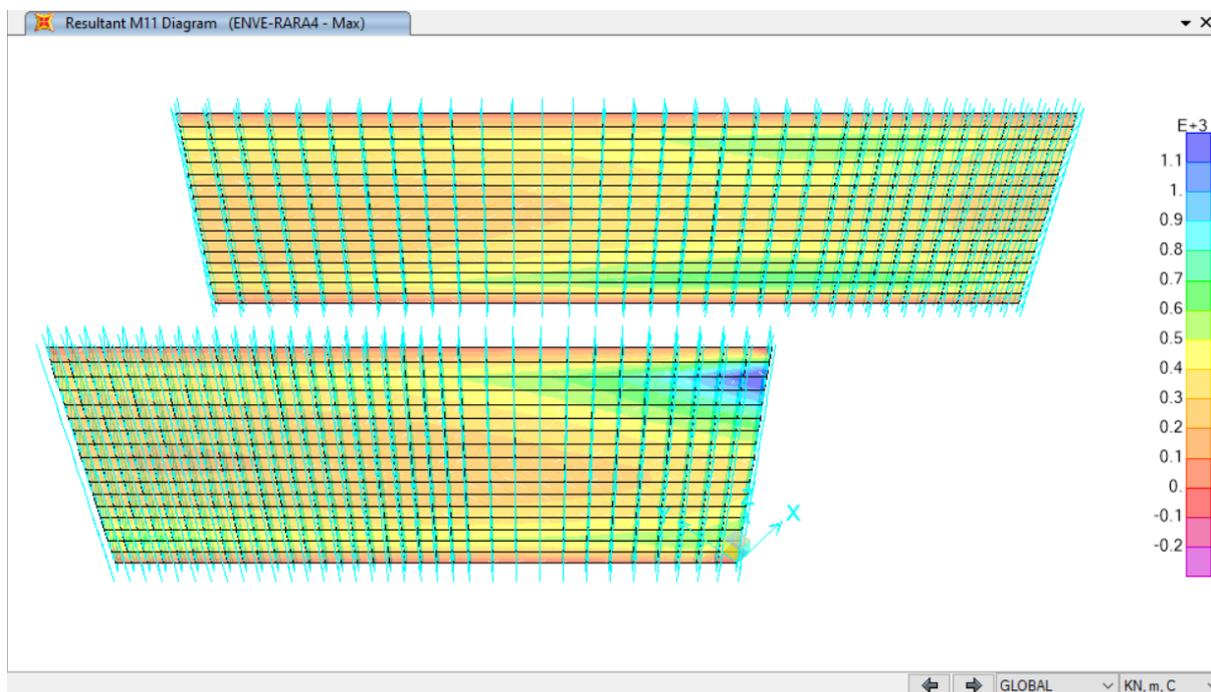


Figura 12-20 Massimo momento SLE Positivo M11 Comb. Rara, Gr.4 [kNm]

Il Massimo Momento SLE in sommità è pari a circa 760kN nelle sezioni correnti con un picco di 980kN (medi) nella zona di attacco della fascia inclinata di soletta.

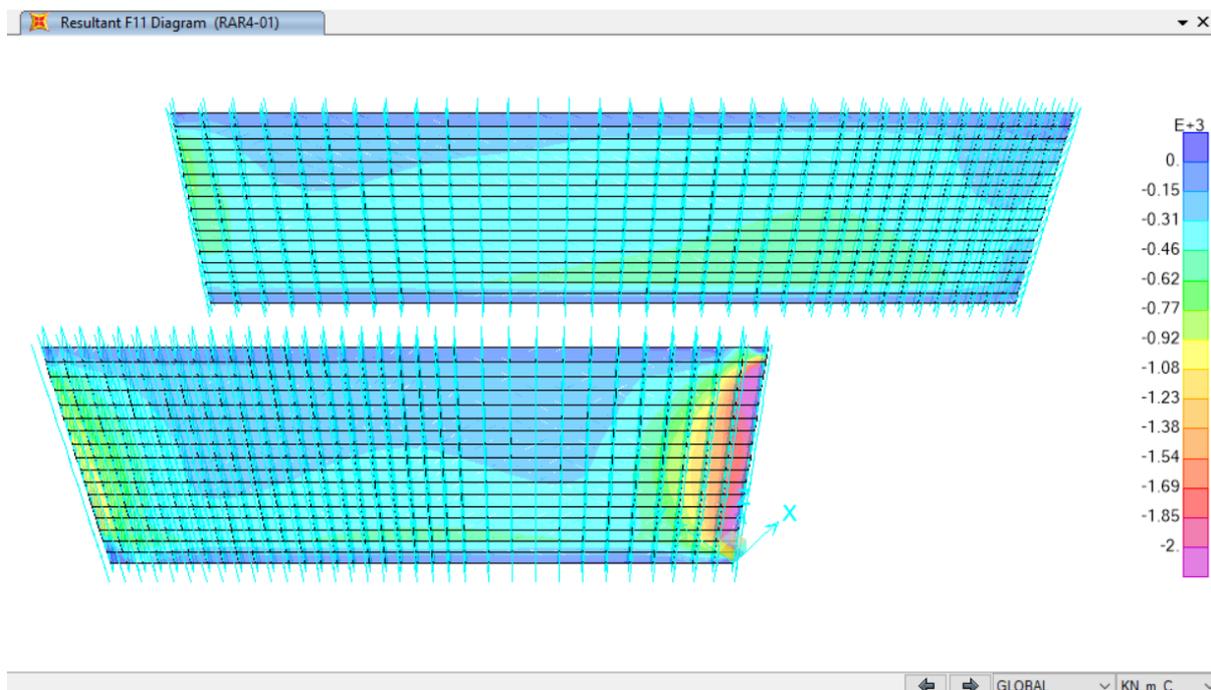


Figura 12-21 Sforzo Normale associato a M11 Positivo Comb. Rara, Gr.4 F11 [kN]

Il Minimo Sforzo Normale associato SLE in sommità è pari a circa -300kN nelle sezioni correnti e di -1200kN (medi) nella zona di attacco della fascia inclinata di soletta.

Verifica a fessurazione a momento Positivo Sezione tipo:

COMB.	P kN	M kN-m	w <sub>d</sub> mm
Rara Gr.4	-300.00	760.00	0.20
Rara	-340.00	820.00	
Q. Perm.	-195.00	600.00	0.20

Limite apertura delle fessure  $w_{amm} = 0.2$  mm

#### Caratteristiche dei materiali

Coefficiente di omogeneizzazione  $n = 15$   
 Classe cls  $R_{ck} = 37$  N/mm<sup>2</sup>  
 Modulo elastico acciaio  $E_s = 210000$  N/mm<sup>2</sup>

#### Caratteristiche geometriche della sezione

Altezza  $H = 100$  cm  
 Larghezza  $B = 100$  cm  
 Area acciaio teso  $A_s = 53.10$  cm<sup>2</sup>  
 Copriferro baricentro acciaio teso  $c_s = 9.50$  cm  
 Area acciaio compresso  $A'_s = 15.70$  cm<sup>2</sup>  
 Copriferro baricentro acciaio compresso  $c'_s = 9.20$  cm  
 Ricoprimento barre più esterne tese  $c = 8.20$  cm  
 Diametro massimo barre tese  $\Phi = 2.6$  cm

#### Combinazione di carico considerata:

Rara Gr.4

#### Sezione non fessurata: formazione fessure

Momento flettente in condizioni di esercizio  $M_{es} = 760.00$  kNm  
 Sforzo assiale in condizioni di esercizio  $N_{es} = -300.00$  kN  
 Rapporto sforzo normale/momento  $r_{es} = -0.0039$  cm<sup>-1</sup>  
 Resistenza media a trazione semplice del cls  $f_{ctm} = 2.94$  N/mm<sup>2</sup>  
 Resistenza limite per formazione fessure  $\sigma_t = 2.45$  N/mm<sup>2</sup>  
 Distanza baricentro da lembo compresso  $x_g = 52.05$  cm  
 Modulo di resistenza non fessurato  $W_{sr} = 208258$  cm<sup>3</sup>  
 Momento di formazione delle fessure  $M_{ff} = 510.58$  kNm  
 Trazione nel cls prodotta da  $M_{es}$  ed  $N_{es}$   $\sigma_{ct} = 3.38$  N/mm<sup>2</sup>

>  $\sigma_{ct}$

#### Sezione fessurata: apertura fessure

Momento flettente in condizioni di fessurazione  $M = 760.00$  kNm  
 Sforzo assiale in condizioni di fessurazione  $N = -300.00$  kN  
 Distanza asse neutro da lembo compresso  $x_p = 33.59$  cm  
 Tensione cls  $\sigma_c = -5.99$  N/mm<sup>2</sup>  
 Tensione barra esterna tesa  $\sigma_s = 152.35$  N/mm<sup>2</sup>  
 Momento di fessurazione  $M_{sr} = 662.02$  kNm  
 Tensione nell'acciaio prodotta da  $M_{sr}$   $\sigma_{sr} = 132.71$  N/mm<sup>2</sup>

### Distanza media fra due fessure attigue

Distanza media barre	$s =$	10.0	cm	
Coefficiente $k_2$	$k_2 =$	0.4		
Tensioni nel calcestruzzo teso	$\sigma_1 =$	3.38	N/mm <sup>2</sup>	
	$\sigma_2 =$	-4.23	N/mm <sup>2</sup>	
Coefficiente $k_3$	$k_3 =$	0.125		
Larghezza efficace	$b_{eff} =$	10.0	cm	
Altezza efficace	$d_{eff} =$	27.7	cm	
Area efficace	$A_{ceff} =$	277.0	cm <sup>2</sup>	
Area armature poste in $A_{ceff}$	$A_s =$	5.31	cm <sup>2</sup>	
Distanza media fra due fessure attigue	$s_{rm} =$	25.18	cm	

### Deformazione unitaria media

Coefficiente $\beta_1$	$\beta_1 =$	1.0		
Coefficiente $\beta_2$	$\beta_2 =$	0.5		
Deformazione unitaria media	$\varepsilon_{sm} =$	4.50E-04		

### Ampiezza fessura

$w_k =$	0.19	mm	< wamm
	OK		

La Verifica è soddisfatta

## Verifica alle Tensioni di esercizio Sezione tipo

### Combinazione Rara

#### Sezione fessurata: apertura fessure

Momento flettente in condizioni di fessurazione	$M =$	820.00	kNm	
Sforzo assiale in condizioni di fessurazione	$N =$	-340.00	kN	
Distanza asse neutro da lembo compresso	$x_p =$	33.80	cm	
Tensione cls	$\sigma_c =$	-6.48	N/mm <sup>2</sup>	< -18.42
Tensione barra esterna tesa	$\sigma_s =$	163.05	N/mm <sup>2</sup>	< 360

### Combinazione Quasi Permanente

#### Sezione fessurata: apertura fessure

Momento flettente in condizioni di fessurazione	$M =$	600.00	kNm	
Sforzo assiale in condizioni di fessurazione	$N =$	-195.00	kN	
Distanza asse neutro da lembo compresso	$x_p =$	32.86	cm	
Tensione cls	$\sigma_c =$	-4.70	N/mm <sup>2</sup>	< -13.81
Tensione barra esterna tesa	$\sigma_s =$	123.69	N/mm <sup>2</sup>	< 360

Verifica a fessurazione a momento Positivo Sezione Fascia di bordo:

COMB.	P kN	M kN-m	w <sub>d</sub> mm
Rara Gr.4	-1200.00	980.00	0.20
Rara	-1400.00	1150.00	
Q. Perm.	-1000.00	800.00	0.20

Limite apertura delle fessure  $w_{amm} = 0.2$  mm

#### Caratteristiche dei materiali

Coefficiente di omogeneizzazione  $n = 15$   
 Classe cls  $R_{ck} = 37$  N/mm<sup>2</sup>  
 Modulo elastico acciaio  $E_s = 210000$  N/mm<sup>2</sup>

#### Caratteristiche geometriche della sezione

Altezza  $H = 100$  cm  
 Larghezza  $B = 100$  cm  
 Area acciaio teso  $A_s = 53.10$  cm<sup>2</sup>  
 Copriferro baricentro acciaio teso  $c_s = 9.50$  cm  
 Area acciaio compresso  $A'_s = 15.70$  cm<sup>2</sup>  
 Copriferro baricentro acciaio compresso  $c'_s = 9.20$  cm  
 Ricoprimento barre più esterne tese  $c = 8.20$  cm  
 Diametro massimo barre tese  $\Phi = 2.6$  cm

#### Combinazione di carico considerata:

Rara Gr.4

#### Sezione non fessurata: formazione fessure

Momento flettente in condizioni di esercizio  $M_{es} = 980.00$  kNm  
 Sforzo assiale in condizioni di esercizio  $N_{es} = -1200.00$  kN  
 Rapporto sforzo normale/momento  $r_{es} = -0.0122$  cm<sup>-1</sup>  
 Resistenza media a trazione semplice del cls  $f_{ctm} = 2.94$  N/mm<sup>2</sup>  
 Resistenza limite per formazione fessure  $\sigma_t = 2.45$  N/mm<sup>2</sup>  
 Distanza baricentro da lembo compresso  $x_g = 52.05$  cm  
 Modulo di resistenza non fessurato  $W_{sr} = 208258$  cm<sup>3</sup>  
 Momento di formazione delle fessure  $M_{ff} = 510.58$  kNm  
 Trazione nel cls prodotta da  $M_{es}$  ed  $N_{es}$   $\sigma_{ct} = 3.62$  N/mm<sup>2</sup>

>  $\sigma_{ct}$

#### Sezione fessurata: apertura fessure

Momento flettente in condizioni di fessurazione  $M = 980.00$  kNm  
 Sforzo assiale in condizioni di fessurazione  $N = -1200.00$  kN  
 Distanza asse neutro da lembo compresso  $x_p = 43.13$  cm  
 Tensione cls  $\sigma_c = -8.18$  N/mm<sup>2</sup>  
 Tensione barra esterna tesa  $\sigma_s = 134.75$  N/mm<sup>2</sup>  
 Momento di fessurazione  $M_{sr} = 796.90$  kNm  
 Tensione nell'acciaio prodotta da  $M_{sr}$   $\sigma_{sr} = 109.57$  N/mm<sup>2</sup>

### Distanza media fra due fessure attigue

Distanza media barre	$s =$	10.0	cm	
Coefficiente $k_2$	$k_2 =$	0.4		
Tensioni nel calcestruzzo teso	$\sigma_1 =$	3.62	N/mm <sup>2</sup>	
	$\sigma_2 =$	-6.20	N/mm <sup>2</sup>	
Coefficiente $k_3$	$k_3 =$	0.125		
Larghezza efficace	$b_{eff} =$	10.0	cm	
Altezza efficace	$d_{eff} =$	27.7	cm	
Area efficace	$A_{ceff} =$	277.0	cm <sup>2</sup>	
Area armature poste in $A_{ceff}$	$A_s =$	5.31	cm <sup>2</sup>	
Distanza media fra due fessure attigue	$s_{rm} =$	25.18	cm	

### Deformazione unitaria media

Coefficiente $\beta_1$	$\beta_1 =$	1.0		
Coefficiente $\beta_2$	$\beta_2 =$	0.5		
Deformazione unitaria media	$\varepsilon_{sm} =$	4.30E-04		

### Ampiezza fessura

$w_k =$	0.18	mm	< wamm
	OK		

La Verifica è soddisfatta

## Verifica alle Tensioni di esercizio Sezione Fascia di bordo

### Combinazione Rara

#### Sezione fessurata: apertura fessure

Momento flettente in condizioni di fessurazione	$M =$	1150.00	kNm	
Sforzo assiale in condizioni di fessurazione	$N =$	-1400.00	kN	
Distanza asse neutro da lembo compresso	$x_p =$	43.04	cm	
Tensione cls	$\sigma_c =$	-9.60	N/mm <sup>2</sup>	< -18.42
Tensione barra esterna tesa	$\sigma_s =$	158.70	N/mm <sup>2</sup>	< 360

### Combinazione Quasi Permanente

#### Sezione fessurata: apertura fessure

Momento flettente in condizioni di fessurazione	$M =$	800.00	kNm	
Sforzo assiale in condizioni di fessurazione	$N =$	-1000.00	kN	
Distanza asse neutro da lembo compresso	$x_p =$	43.45	cm	
Tensione cls	$\sigma_c =$	-6.69	N/mm <sup>2</sup>	< -13.81
Tensione barra esterna tesa	$\sigma_s =$	108.58	N/mm <sup>2</sup>	< 360

## 12.5.2. RIEPILOGO VERIFICHE PIEDRITTI

SEZIONE DI VERIFICA	TIPO VERIFICA	SOLLECITAZIONI MAX			RESISTENZE			FATTORE DI UTILIZZO
		$N_{ed}$ (kN/m)	$M_{ed}$ (kNm/m)	$V_{ed}$ (kN/m)	$N_{Rd}$ (kN/m)	$M_{Rd}$ (kNm/m)	$V_{Rd}$ (kN/m)	
PIEDRITTO	FLESSIONE MOMENTO POSITIVO SLU-SLV	150.00	1740.00	-	150.00	1816.00	-	0.96
	FLESSIONE MOMENTO NEGATIVO SLU-SLV	150.00	300.00	-	150.00	630.40	-	0.48
	TAGLIO SLU-SLV	-	-	700.00	-	-	720.72	0.97

SEZIONE DI VERIFICA	TIPO VERIFICA	SOLLECITAZIONI MAX		APERTURA FESSURE MAX	TENSIONE MAX CALCESTRUZZO	TENSIONE MAX ACCIAIO	APERTURA FESSURE AMMESSA	TENSIONE CALCESTRUZZO AMMISSIBILE	TENSIONE ACCIAIO AMMISSIBILE	FATTORE DI UTILIZZO
		$N_{ed}$ (kN/m)	$M_{ed}$ (kNm/m)	$w_k$ (mm)	$\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	$w_d$ (mm)	$\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	
PIEDRITTO SEZIONE TIPO	FESSURAZIONE SLE RARA GR4	300.00	760.00	0.19	-	-	0.20	-	-	0.95
	TENSIONI SLE RARA	340.00	820.00	-	6.48	163.05	-	18.42	360	0.45
	TENSIONI SLE QUASI PERMANENTE	195.00	600.00	-	4.70	123.69	-	13.81	360	0.34
PIEDRITTO FASCIA DI BORDO	FESSURAZIONE SLE RARA GR5	1200.00	980.00	0.18	-	-	0.20	-	-	0.90
	TENSIONI SLE RARA	1400.00	1150.00	-	9.60	158.70	-	18.42	360	0.52
	TENSIONI SLE QUASI PERMANENTE	1000.00	800.00	-	6.69	108.58	-	13.81	360	0.48

## **13. VERIFICHE AZIONI ECCEZIONALI**

### **13.1. VERIFICA URTO VEICOLO CONTRO PIEDRITTO**

Vista la geometria della galleria (ad una sola canna), la verifica in oggetto non risulta significativa in quanto il piedritto è contro terra.

### **13.2. VERIFICHE DI RESISTENZA AL FUOCO**

Le verifiche di resistenza al fuoco che vengono riportate sono quelle relative alla striscia centrale del manufatto, in cui entrambe le canne sono interessate dal transito dei treni.

Si farà riferimento ad una sezione di larghezza unitaria (1m).

Vengono eseguite col programma di calcolo RAF 10.0 per 3 curve di incendio caratteristiche:

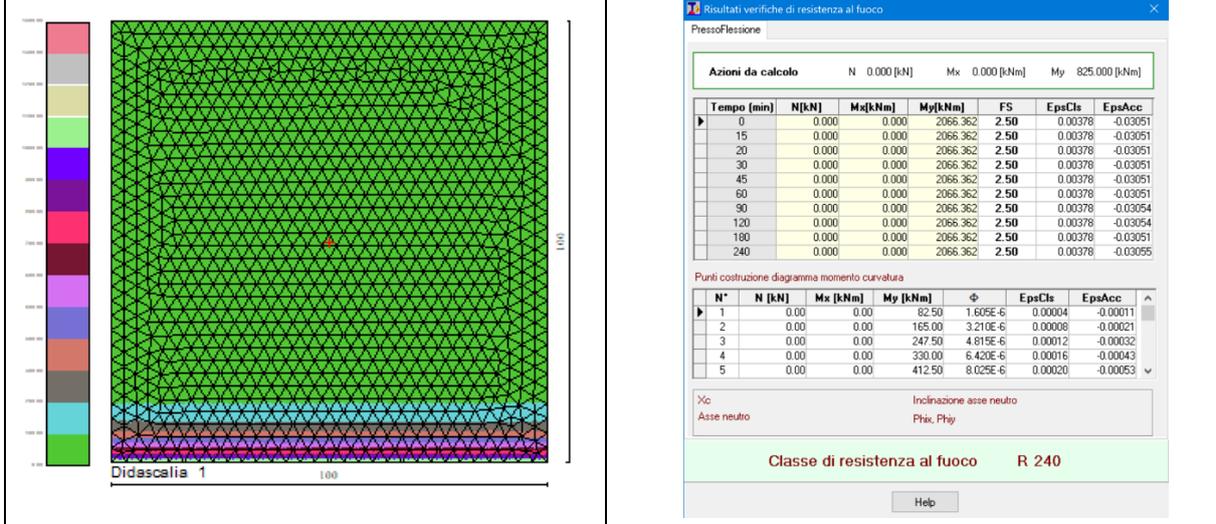
1. Curva di incendio standard,
2. Curva di incendio da idrocarburi,
3. Curva di incendio da idrocarburi maggiorata

Le sezioni prese in esame sono le seguenti:

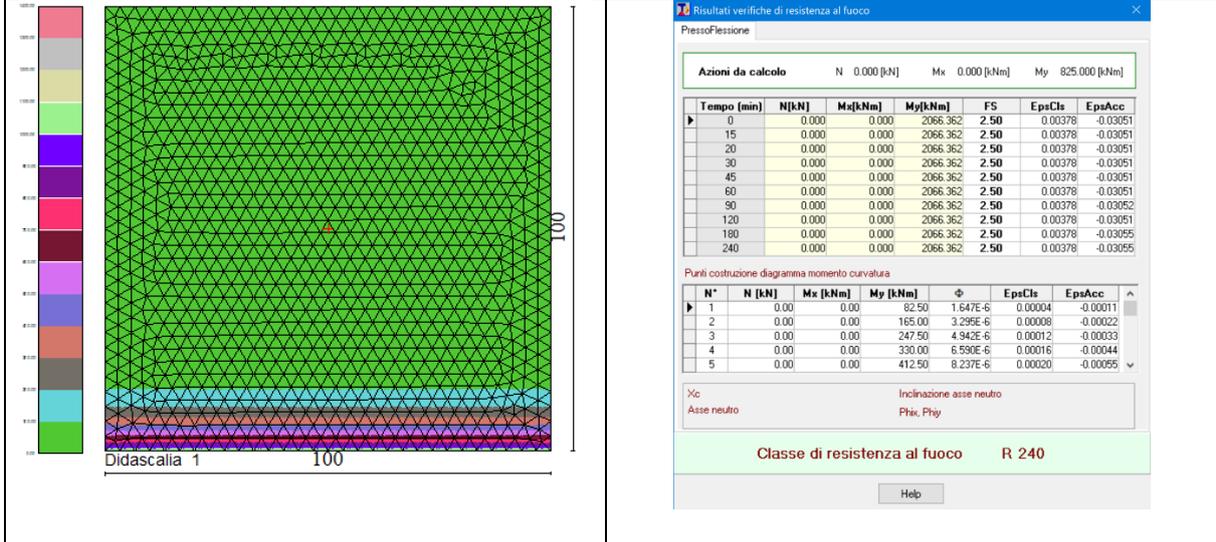
- A. Mezzeria della soletta superiore (incendio da intradosso)
- B. Sommità della parete (incendio dentro la galleria).

Di seguito, per ciascuna sezione e per ciascuna curva di incendio, si riporta un output grafico con le isoterme (ogni striscia di colore corrisponde ad un intervallo crescente di passo 100°C) ed il coefficiente di sicurezza alla stato limite ultimo.

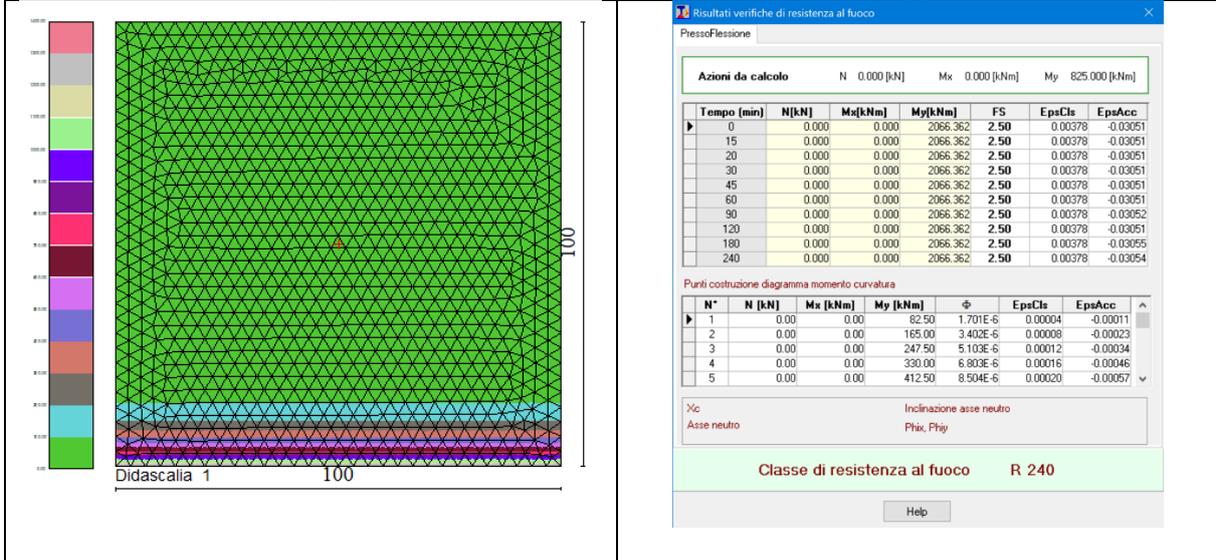
### A.1 Mezzeria soletta superiore, Curva di incendio standard



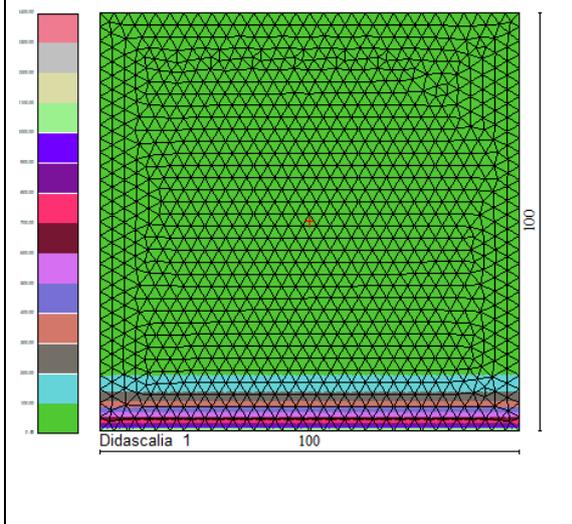
### A.2 Mezzeria soletta superiore, Curva di incendio da idrocarburi



### A.3 Mezzeria soletta superiore, Curva di incendio da idrocarburi maggiorata



### B.1 Sommità parete, Curva di incendio standard



Risultati verifiche di resistenza al fuoco

PressoFlessione

Azioni da calcolo N 340.000 [kN] Mx 0.000 [kNm] My -820.000 [kNm]

Tempo (min)	N [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	FS	EpsCls	EpsAcc
0	340.000	0.000	-2206.985	2.69	0.00357	-0.02447
15	340.000	0.000	-2204.415	2.69	0.00544	-0.04109
20	340.000	0.000	-2200.361	2.68	0.00629	-0.04913
30	340.000	0.000	-2191.951	2.67	0.00677	-0.05098
45	340.000	0.000	-2182.116	2.66	0.00844	-0.06383
60	340.000	0.000	-2176.273	2.65	0.01017	-0.07750
90	340.000	0.000	-2164.967	2.64	0.01212	-0.09105
120	340.000	0.000	-2157.136	2.63	0.01435	-0.10433
180	340.000	0.000	-2142.072	2.61	0.01664	-0.11077
240	340.000	0.000	-2129.698	2.60	0.01838	-0.11430

Punti costruzione diagramma momento curvatura

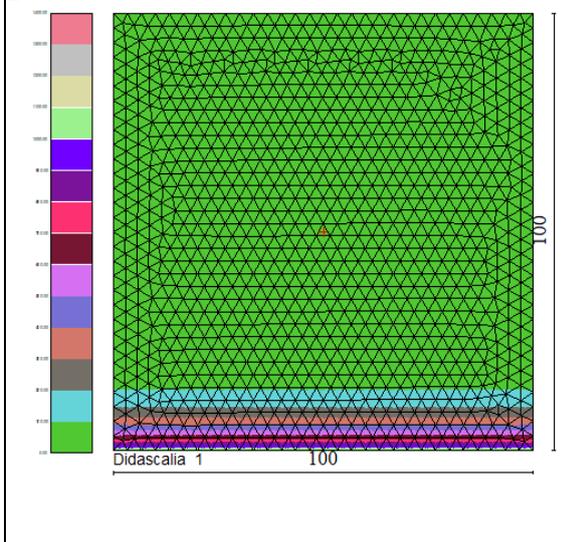
N°	N [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	$\phi$	EpsCls	EpsAcc
1	34.00	0.00	-82.00	1.705E-6	0.00007	-0.00009
2	68.00	0.00	-164.00	3.412E-6	0.00013	-0.00018
3	102.00	0.00	-246.00	5.118E-6	0.00020	-0.00027
4	136.00	0.00	-328.00	6.824E-6	0.00027	-0.00036
5	170.00	0.00	-410.00	8.530E-6	0.00033	-0.00044

Xc: Inclinazione asse neutro  
Asse neutro Phix, Phiy

**Classe di resistenza al fuoco R 240**

Help

### B.2 Sommità parete, Curva di incendio da idrocarburi



Risultati verifiche di resistenza al fuoco

PressoFlessione

Azioni da calcolo N 340.000 [kN] Mx 0.000 [kNm] My -820.000 [kNm]

Tempo (min)	N [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	FS	EpsCls	EpsAcc
0	340.000	0.000	-2206.985	2.69	0.00357	-0.02447
15	340.000	0.000	-2184.574	2.66	0.00577	-0.04104
20	340.000	0.000	-2182.959	2.66	0.00700	-0.05127
30	340.000	0.000	-2175.229	2.65	0.00801	-0.05868
45	340.000	0.000	-2168.948	2.65	0.00981	-0.07279
60	340.000	0.000	-2163.349	2.64	0.01128	-0.08390
90	340.000	0.000	-2154.948	2.63	0.01422	-0.10331
120	340.000	0.000	-2146.789	2.62	0.01507	-0.10448
180	340.000	0.000	-2136.743	2.61	0.01826	-0.11767
240	340.000	0.000	-2127.625	2.59	0.02007	-0.12324

Punti costruzione diagramma momento curvatura

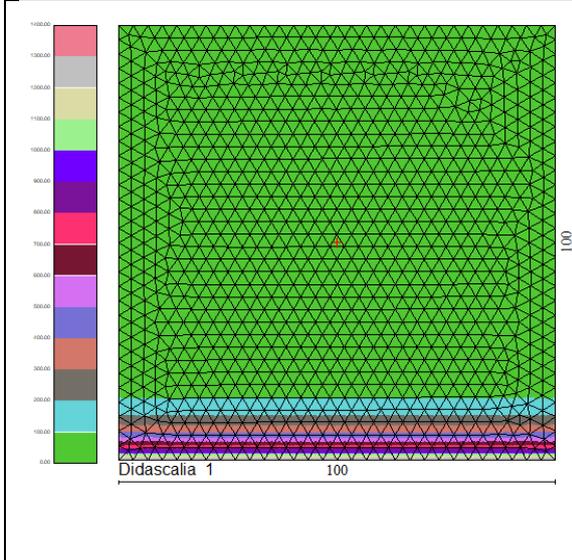
N°	N [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	$\phi$	EpsCls	EpsAcc
1	34.00	0.00	-82.00	1.728E-6	0.00007	-0.00009
2	68.00	0.00	-164.00	3.455E-6	0.00014	-0.00018
3	102.00	0.00	-246.00	5.183E-6	0.00020	-0.00027
4	136.00	0.00	-328.00	6.911E-6	0.00027	-0.00036
5	170.00	0.00	-410.00	8.639E-6	0.00034	-0.00045

Xc: Inclinazione asse neutro  
Asse neutro Phix, Phiy

**Classe di resistenza al fuoco R 240**

Help

### B.3 Sommità parete, Curva di incendio da idrocarburi maggiorata



Risultati verifiche di resistenza al fuoco

PressoFlessione

Azioni da calcolo N 340.000 [kN] Mx 0.000 [kNm] My -820.000 [kNm]

Tempo (min)	N [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	FS	EpsCls	EpsAcc
0	340.000	0.000	-2206.985	2.69	0.00357	-0.02447
15	340.000	0.000	-2181.440	2.66	0.00695	-0.04215
20	340.000	0.000	-2176.639	2.65	0.00716	-0.05166
30	340.000	0.000	-2170.714	2.65	0.00846	-0.06168
45	340.000	0.000	-2162.369	2.64	0.01001	-0.07307
60	340.000	0.000	-2156.069	2.63	0.01189	-0.08720
90	340.000	0.000	-2145.048	2.62	0.01401	-0.09777
120	340.000	0.000	-2137.554	2.61	0.01529	-0.10095
180	340.000	0.000	-2122.989	2.59	0.01868	-0.11458
240	340.000	0.000	-2111.538	2.58	0.02107	-0.12176

Punti costruzione diagramma momento curvatura

N°	N [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	$\phi$	EpsCls	EpsAcc
1	34.00	0.00	-82.00	1.756E-6	0.00007	-0.00009
2	68.00	0.00	-164.00	3.512E-6	0.00014	-0.00018
3	102.00	0.00	-246.00	5.267E-6	0.00021	-0.00027
4	136.00	0.00	-328.00	7.023E-6	0.00028	-0.00036
5	170.00	0.00	-410.00	8.779E-6	0.00035	-0.00045

Xc: Inclinazione asse neutro  
Asse neutro Phix, Phiy

**Classe di resistenza al fuoco R 240**

Help

## 14. VERIFICHE DI DEFORMAZIONE E VIBRAZIONE

### 14.1. INFLESSIONE NEL PIANO VERTICALE DELL'IMPALCATO

In base a quanto indicato nelle Istruzioni FS, nonché nel D.M. 14.01.2008, considerando la presenza del treno di carico LM71, incrementato con il corrispondente coefficiente dinamico, e considerando la variazione di temperatura lineare lungo l'altezza dell'impalcato pari a  $\pm 2.5^\circ$  centigradi, il massimo angolo di rotazione  $\theta_{\max}$  all'estremità dell'impalcato dovrà risultare inferiore a  $\theta_{\text{amm}} = 1.5 \cdot 10^{-3}$  rad.

Per quanto concerne le rotazioni attribuibili alla presenza del treno di carico LM71, si sono considerate le Combinazioni Elementari costituite dal carico centrato e si sono valutate le rotazioni sui nodi di estremità della soletta superiore, depurate della rototraslazione rigida della struttura. Inoltre lo spostamento orizzontale, conseguente all'inflessione per effetto dei carichi accidentali verticali del piano di posa del ballast, dovrà risultare non superiore ad 8.0mm.

Di seguito si riporta il caso più gravoso

#### 14.1.1. VERIFICA ROTAZIONE COMPLESSIVA

- Rotazione prodotta dal treno di carico LM71 centrato:  
 $\theta_{\text{LM71}} = 2.92 \cdot 10^{-4}$  rad
- Rotazione prodotta dalla variazione termica lineare lungo l'altezza dell'impalcato:  
 $\theta_{\Delta T} = \pm 9.30 \cdot 10^{-5}$  rad
- Rotazione complessiva  $\theta_{\text{TOT}}$ :  
 $\theta_{\text{LM71}} + \theta_{\Delta T} = 3.85 \cdot 10^{-4} < \theta_{\text{amm}} = 1.5 \cdot 10^{-3}$  rad.

#### 14.1.2. VERIFICA SPOSTAMENTO ORIZZONTALE

- Spostamento orizzontale nel piano del Ballast:  
 $\delta_h = \theta_{\text{TOT}} \cdot H = 3.85 \cdot 10^{-4} \cdot (1000/2 + 1100) = 0.62\text{mm} < 8.0\text{mm}$ .  
Dove con H è stata considerata la distanza dall'asse della soletta superiore fino al piano del ferro.

#### 14.1.3. VERIFICA INFLESSIONE VERTICALE

Considerando la presenza dei treni di carico LM71, SW/0, SW/2 incrementati con il coefficiente dinamico e con il coefficiente  $\alpha$ , il massimo valore di inflessione per effetto di tali carichi ferroviari non deve eccedere il valore di  $L/600$ . Si farà riferimento soltanto al treno di carico che determina l'inflessione più gravosa (LM71):

- Inflessione ammissibile:  
 $\delta_{h,\text{max}} = 12'500 / 600 = 20.83\text{mm}$
- Massima inflessione:  
 $\delta_{h,\text{LM71}} = 1.73\text{mm} < 20.83\text{mm}$ .

**Tutte le verifiche risultano soddisfatte.**

## 14.2. STATO LIMITE PER IL CONFORT DEI PASSEGGERI

La verifica viene eseguita in base a quanto indicato nelle Istruzioni FS considerando la presenza del treno di carico LM71 incrementato con il coefficiente dinamico.

Il limite di deformabilità è valutato in funzione della luce di calcolo e della massima velocità di progetto del convoglio così come proposto nella seguente immagine del manuale RFI:

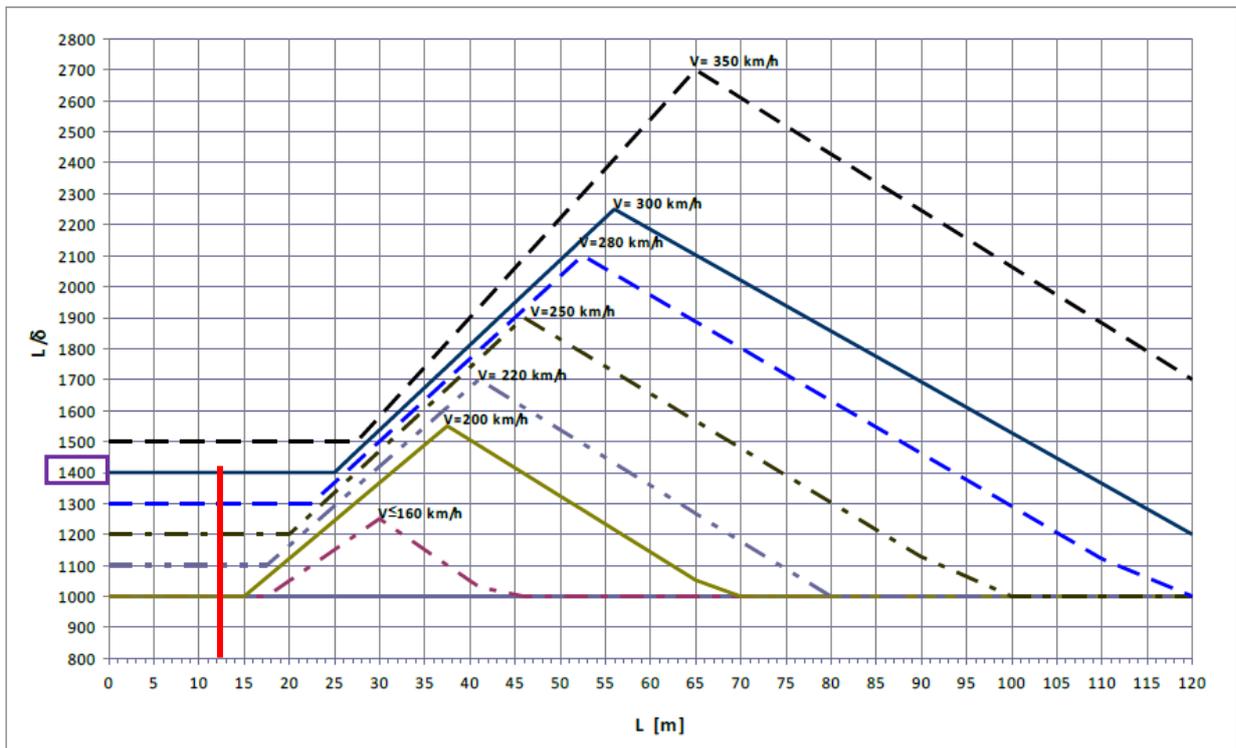


Figura 14-1 Limite di deformabilità  $L/\delta$

- Limite di deformabilità per impalcati in semplice appoggio:  
 $L/\delta_{lim} = 1'400$
- Freccia limite ammissibile per impalcati in semplice appoggio (una campata  $\rightarrow \alpha = 1.5$ ):  
 $\delta_{lim} = \alpha * L / 1'400$
- Freccia limite ammissibile per impalcati a 1 campata:  
 $\delta_{lim} = 1.5 * L / 1400 = 1.5 * 12'500 / 1'400 = 13.39\text{mm}$
- Massima inflessione:  
 $\delta_{h,LM71} = 1.73\text{mm} < 13.39\text{mm}$ .

**Tutte le verifiche risultano soddisfatte.**

## 15. VERIFICHE SLU GEOTECNICHE

### 15.1. VERIFICA DELLA CAPACITÀ PORTANTE

Nel caso in esame la verifica a carico limite viene effettuata in condizioni drenate.

La verifica di collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno viene eseguita secondo l'Approccio 2 delle NTC 2008, considerando la seguente combinazione di gruppi di coefficienti:

- Combinazione : (A1+M1+R3)

Tale verifica viene svolta prendendo esame sia le Condizioni di SLU che di SLV e, in ognuna di esse, la Combinazione che nel modello agli elementi finiti produce la massima tensione nelle molle.

Si riporta di seguito un estratto del calcolo agli elementi finiti in cui vengono indicate le azioni risultanti (carico verticale, tagli e momenti flettenti) nel baricentro della platea di fondazione.

TABLE: Base Reactions									
OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ	
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	
STR-26-NL	NonStatic	Max	4285	4584	66350	-22488	-61287	88693	
SLV-04-NL	NonStatic	Max	10821	13378	37743	-58810	13952	81989	

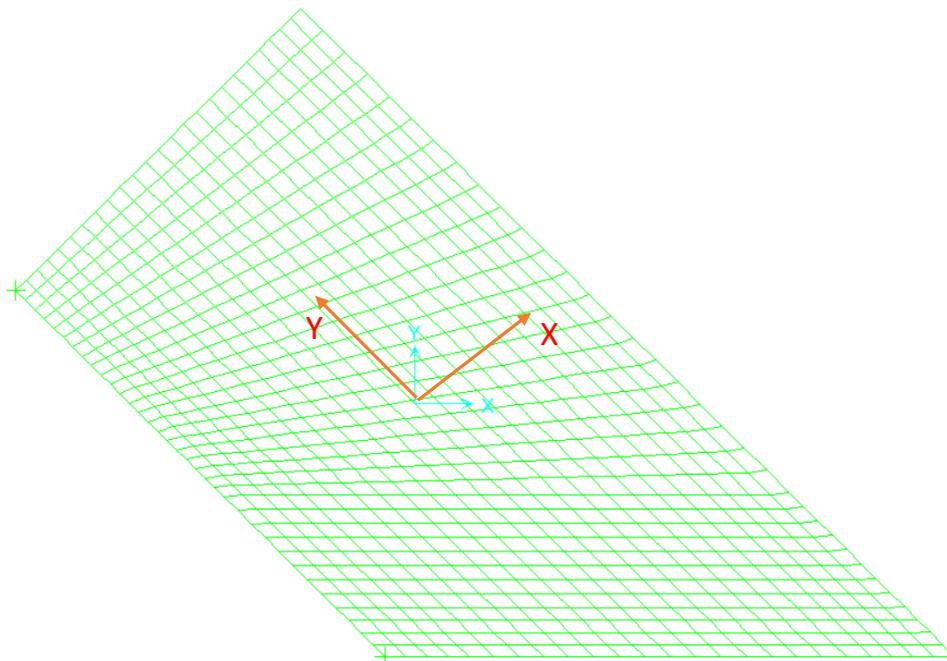


TABLE: Base Reactions con sistema di riferimento ruotato									
Rotazione:			45 °	0.79 rad					
OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ	
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	
STR-26-NL	NonStatic	Max	6272	212	66350	-59238	-27435	88693	
SLV-04-NL	NonStatic	Max	17111	1808	37743	-31719	51450	81989	

Figura 15-1 Base Reaction per le combinazioni SLU ed SLV più gravose

Le verifiche di portanza vengono svolte considerando per la soletta di base un'impronta rettangolare che raggiuglia, a parità di area, l'effettiva sua conformazione trapezoidale.

-Larghezza della fondazione:  $B = (18.15+31.25)/2 = 24.70\text{m}$

-Lunghezza fondazione:  $L = 13.50\text{m}$

Prudenzialmente si è assunto un angolo di attrito del terreno  $\phi' = 35^\circ$ , e si è considerata la falda a quota intradosso fondazione.

Si riporta nelle pagine seguenti alcune tabelle riassuntive dei risultati ottenuti con l'applicazione del metodo di Brinch Hansen (1970):

<b>Condizioni drenate</b>					
<b>DATI DI INPUT. 1) STAT. STRU</b>					
Larghezza della fondazione: B	B =	24.70	m		
Lunghezza della fondazione: L	L =	13.50	m		
Approfondimento della fondazione: D	D =	0.00	m		
Inclinazione della base: $\alpha$	$\alpha =$	0.00	°		
Inclinazione del piano campagna: $\omega$	$\omega =$	0.00	°		
Angolo di attrito del terreno	$\phi' =$	35.00	°		
Coesione drenata	$c' =$	0.00	kPa		
Peso specifico totale del terreno	$\gamma =$	20.00	kN/mc		
Peso specifico immerso del terreno	$\gamma' =$	10.00	kN/mc		
Profondità della falda dal piano di imposta	$h_w =$	0.00	m		
Pressione al piano di posa delle fondazioni		0.00	kPa		
<b>SOLLECITAZIONI</b>					
Sforzo normale	N =	66'350.00	kN		
Taglio in direzione larghezza	$T_x =$	212.00	kN		
Taglio in direzione lunghezza	$T_y =$	6'272.00	kN		
Mom. flett. in direzione larghezza	$M_y =$	59'238.00	kNm		
Mom. flett. in direzione lunghezza	$M_x =$	27'435.00	kNm		
Fattore parziale di resistenza	$\gamma_R =$	2.30			
Eccentricità in direzione larghezza: $e_B$		0.89	m		
Eccentricità in direzione lunghezza: $e_L$		0.41	m		
Larghezza ridotta: $B'$		22.91	m		
Lunghezza ridotta: $L'$		12.67	m		
<b>RISULTATI</b>					
		Termine di superficie ( $\gamma$ )	Termine di coesione (c)	Termine di profondità (q)	
		$0.5 \cdot \gamma' \cdot B' =$	$c' =$	$q' =$	
		114.57	0.00	0.00	
fattori:					
di capacità portante	N	48.03	46.12	33.30	
di forma	s	0.28	2.31	2.27	
di approfondimento	d	1.00	1.00	1.00	
di incl. del carico	i	0.99	0.99	0.99	
di incl. del piano campagna	g	1.00	1.00	1.00	
di incl. della base	b	1.00	1.00	1.00	
		1'510.05	0.00	0.00	
<b>Verifica capacità portante in termini di pressione</b>			<b>Verifica capacità portante in termini di carico</b>		
Pressione limite: $q_{Lim} =$	1'510.0	kPa	Carico limite: $P_{Lim} = q_{Lim} \cdot B' \cdot L'$	438'509.4	kN
Pressione resistente: $q_{Rd} = q_{Lim} / \gamma_R$	656.5	kPa	Carico resistente: $Q_{Rd} = P_{Lim} / \gamma_R$	190'656.2	kN
Pressione di progetto: $q_{Ed} =$	228.5	kPa	Carico di progetto: $Q_{Ed} =$	66'350.0	kN
Fattore di sicurezza: $F_s = q_{Rd} / q_{Ed} =$	2.9	( $\geq 1.0$ )	$F_s = Q_{Rd} / Q_{Ed} =$	2.9	( $\geq 1.0$ )
	(OK)			(OK)	

<b>Condizioni drenate</b>					
<b>DATI DI INPUT. 2) SIS. SLV</b>					
Larghezza della fondazione: B	B =	24.70	m		
Lunghezza della fondazione: L	L =	13.50	m		
Approfondimento della fondazione: D	D =	0.00	m		
Inclinazione della base: $\alpha$	$\alpha =$	0.00	°		
Inclinazione del piano campagna: $\omega$	$\omega =$	0.00	°		
Angolo di attrito del terreno	$\phi' =$	35.00	°		
Coesione drenata	$c' =$	0.00	kPa		
Peso specifico totale del terreno	$\gamma =$	20.00	kN/mc		
Peso specifico immerso del terreno	$\gamma' =$	10.00	kN/mc		
Profondità della falda dal piano di imposta	$h_w =$	0.00	m		
Pressione al piano di posa delle fondazioni		0.00	kPa		
<b>SOLLECITAZIONI</b>					
Sforzo normale	N =	37'743.00	kN		
Taglio in direzione larghezza	$T_x =$	1'808.00	kN		
Taglio in direzione lunghezza	$T_y =$	17'111.00	kN		
Mom. flett. in direzione larghezza	$M_y =$	31'719.00	kNm		
Mom. flett. in direzione lunghezza	$M_x =$	51'450.00	kNm		
Fattore parziale di resistenza	$\gamma_R =$	2.30			
Eccentricità in direzione larghezza: $e_B$		0.84	m		
Eccentricità in direzione lunghezza: $e_L$		1.36	m		
Larghezza ridotta: $B'$		23.02	m		
Lunghezza ridotta: $L'$		10.77	m		
<b>RISULTATI</b>					
		Termine di superficie		Termine di coesione	Termine di profondità
		$0.5 \cdot \gamma' \cdot B' =$	115.10	$c' =$	0.00
fattori:					$q' =$
di capacità portante	N	48.03		46.12	33.30
di forma	s	0.15		2.54	2.50
di approfondimento	d	1.00		1.00	1.00
di incl. del carico	i	0.88		0.92	0.92
di incl. del piano campagna	g	1.00		1.00	1.00
di incl. della base	b	1.00		1.00	1.00
		705.72		0.00	0.00
<b>Verifica capacità portante in termini di pressione</b>			<b>Verifica capacità portante in termini di carico</b>		
Pressione limite: $q_{Lim} =$	705.7	kPa	Carico limite: $P_{Lim} = q_{Lim} \cdot B' \cdot L'$	175'019.3	kN
Pressione resistente: $q_{Rd} = q_{Lim} / \gamma_R$	306.8	kPa	Carico resistente: $Q_{Rd} = P_{Lim} / \gamma_R$	76'095.3	kN
Pressione di progetto: $q_{Ed} =$	152.2	kPa	Carico di progetto: $Q_{Ed} =$	37'743.0	kN
Fattore di sicurezza: $F_s = q_{Rd} / q_{Ed} =$	2.0	( $\geq 1.0$ )	$F_s = Q_{Rd} / Q_{Ed} =$	2.0	( $\geq 1.0$ )
	(OK)			(OK)	

Come risulta dalle tabelle di cui sopra, le verifiche sono ampiamente soddisfatte.

## 15.2. VERIFICA DI STABILITÀ DELLO SCAVO PROVVISORIO

Per la verifica di stabilità dello scavo si rimanda alla Relazione di calcolo delle Opere Provvisorie.