

PROVINCIA DI BOLOGNA

Settore Lavori Pubblici

STRADA

S.P. 569 "DI VIGNOLA"

LAVORO

***COMPLETAMENTO DELLA VARIANTE GENERALE ALLA
S.P. 569 E VARIANTE ALLA S.P. 27 E ALLA S.P. 78 NEI
COMUNI DI CREPELLANO E BAZZANO***

ELABORATO

**RELAZIONI E CALCOLI STRUTTURE
OPERE D'ARTE PRINCIPALI
VARIANTE S.P. N°569 DI "VIGNOLA"**

SOTTOPASSI SCATOLARI VIA LUNGA prog. km 0+477

RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI ED ELEVAZIONI

PROGETTAZIONE GENERALE

PROGETTISTA

Geom. Emanuele Tracchi

Dott. Ing. Marco Ferrarini

Dott. Ing. Chiara Ferrari

P.i.e. Stefano Romagnoli

Geom. Federico Vannucchi

**IL DIRIGENTE DEL SERVIZIO
RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO**

Dott. Ing. Pietro Luminasi

**Servizio
Progettazione
e Costruzioni
Stradali**

DATA **LUGLIO 2013**

N.

B.2.1.1

SCALA

-

RIFERIMENTO :

PROGETTO ESECUTIVO

PROGETTAZIONE STRUTTURALE



1

09/12/2013

revisione

0

16/07/2013

emissione

REVISIONE

DATA

MODIFICA

**QUESTO DISEGNO E LA RELATIVA INVENZIONE SONO DI PROPRIETA' DELL'AMMINISTRAZIONE
NON NE E' CONSENTITO L'UTILIZZO SE NON SU ESPLICITA AUTORIZZAZIONE
OGNI DIRITTO A TALE RIGUARDO E' ESPRESSAMENTE RISERVATO ED ESCLUSIVO**

1	PREMESSA	4
2	NORMATIVA E RIFERIMENTI	8
3	CRITERI DI CALCOLO	9
	3.1 Combinazioni di carico	9
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	11
	4.1 Conglomerato cementizio per sottofondazioni.....	11
	4.2 Conglomerato cementizio pali	11
	4.3 Conglomerato cementizio strutturale fond. ed elevaz.	11
	4.4 Acciaio per cemento armato	12
	4.5 Copriferro minimo e copriferro nominale	12
	4.6 Aderenza barre in c.a.	12
5	PARAMETRI GEOTECNICI PER IL CALCOLO DELLE STRUTTURE	14
6	CODICI DI CALCOLO.....	16
	6.1 SOFISTIK FEA 2013	16
	6.2 PRO_VLIM 2013	17
7	MODELLO DI CALCOLO	18
8	ANALISI DEI CARICHI	20
9	CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI E VERIFICHE	37
	9.1 Stato di sollecitazione	37
	9.2 Pressioni di contatto terreno – fondazione	51
	9.3 Stato di deformazione.....	53
	9.4 Verifiche agli SLU - SLE	55
10	VERIFICA PARAGHIAIA	77
11	VERIFICA IMPALCATO	84
12	VERIFICA A FATICA	85
13	VERIFICA GIUNTI.....	88
14	VERIFICA APPOGGI	90
15	VERIFICA BAGGIOLO	94
16	VERIFICA RITEGNO SISMICO	99
17	VERIFICA DEI CEDIMENTI DEL TERRENO	100

Elaborato	Revisione	Data
Sottopassi Rotatoria via Lunga	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 2 di 110

18 VERIFICA A LIQUEFAZIONE DEL TERRENO103

Allegati:

- Tabulati di calcolo
- Validazione del software PROSAP
- Validazione del software SOFISTIK

<i>Elaborato</i>	<i>Revisione</i>	<i>Data</i>
Sottopassi Rotatoria via Lunga	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 3 di 110

1 PREMESSA

Nell'ambito del Progetto Esecutivo relativo al "Completamento della variante generale alla S.P. n.569 e realizzazione delle varianti alla S.P. n.27 "Valle del Samoggia" e alla S.P. n.78 "Castelfranco - Monteveglio" nei Comuni di Bazzano e Crespellano" in Provincia di Bologna, si prevede la realizzazione di una rotatoria con la presenza di n° 2 sottopassi, uno lato Modena e uno lato Bologna, in corrispondenza dell'area produttiva di via Lunga; tale rotatoria costituisce l'inizio del tracciato della variante alla S.P. n.569.

Essi risultano costituiti una platea di fondazione in c.a. di spessore pari a 1.00m, da due pareti in elevazione in c.a. ($s=1.10m$) che fungono da spalle e da un appoggio centrale, costituito da n° 4 pile in c.a. di diametro $D=1.00m$ e da un pulvino di collegamento in c.a. avente base pari a 2.40m e altezza variabile tra 1.20m e 1.35m.

L'impalcato è previsto a n° 2 campate isostatiche di luci di calcolo pari a 12.61m e 12.78m ed è costituito da n° 20 travetti in c.a.p. ($H=0.40m$, $i=0.79m$) e da una soletta collaborante di spessore pari a 0.27m.

Gli appoggi previsti ripartiscono le azioni orizzontali (sia longitudinali che trasversali) tra le due spalle.

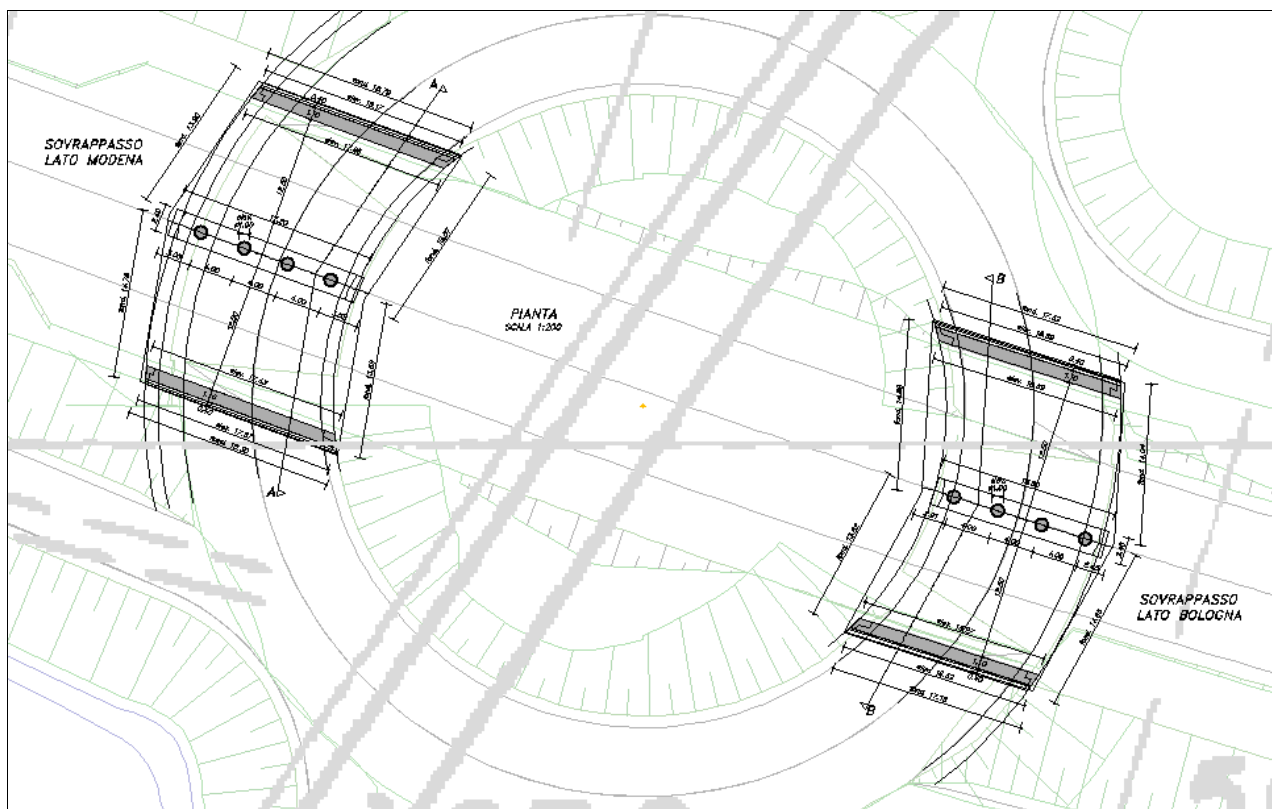
Le strutture presentano altezze e sezioni adeguate per garantire un franco minimo per il transito veicolare.

Nelle seguenti figure si illustrano le caratteristiche geometriche dei sottopassi.

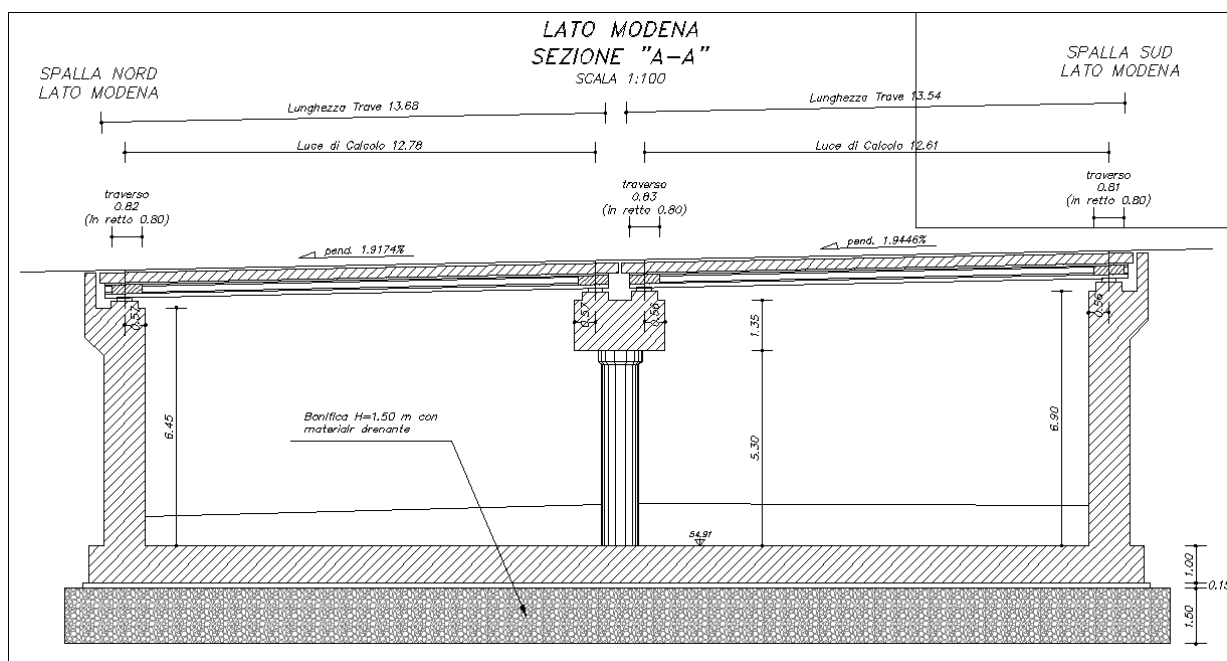


Vista aerea

Elaborato	Revisione	Data
Sottopassi Rotatoria via Lunga	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 4 di 110

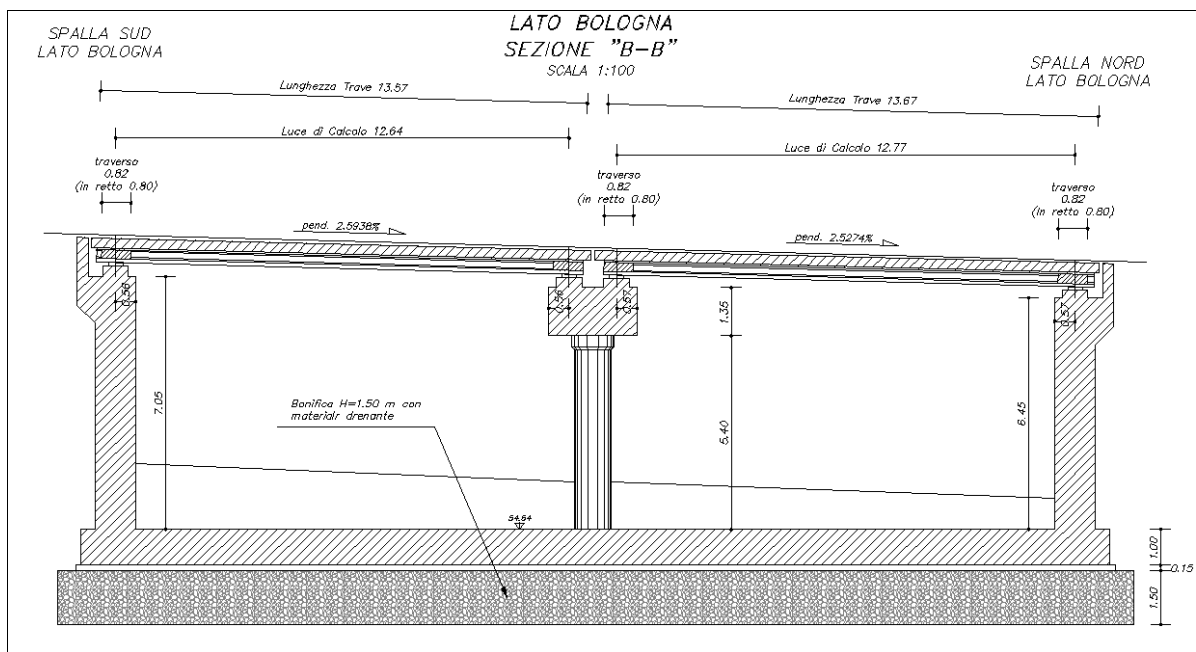


Planimetria

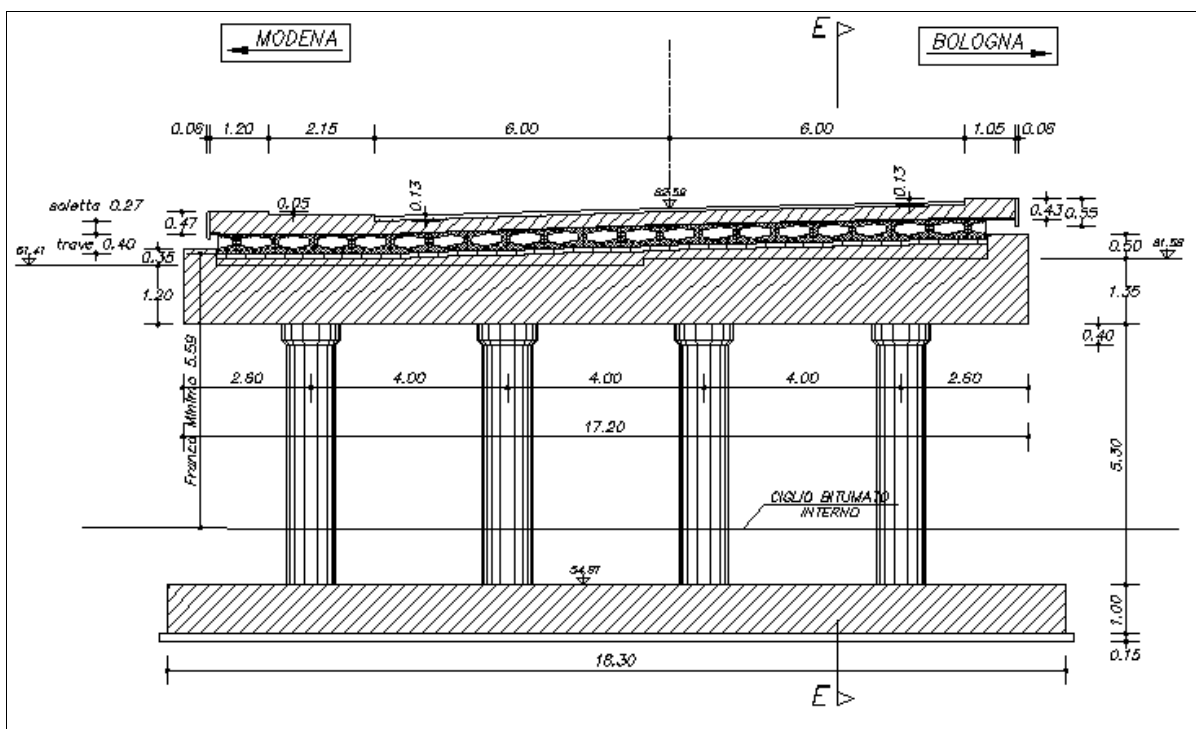


Sezione trasversale sottopasso lato Modena

Elaborato	Revisione	Data
Sottopassi Rotatoria via Lunga	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 5 di 110

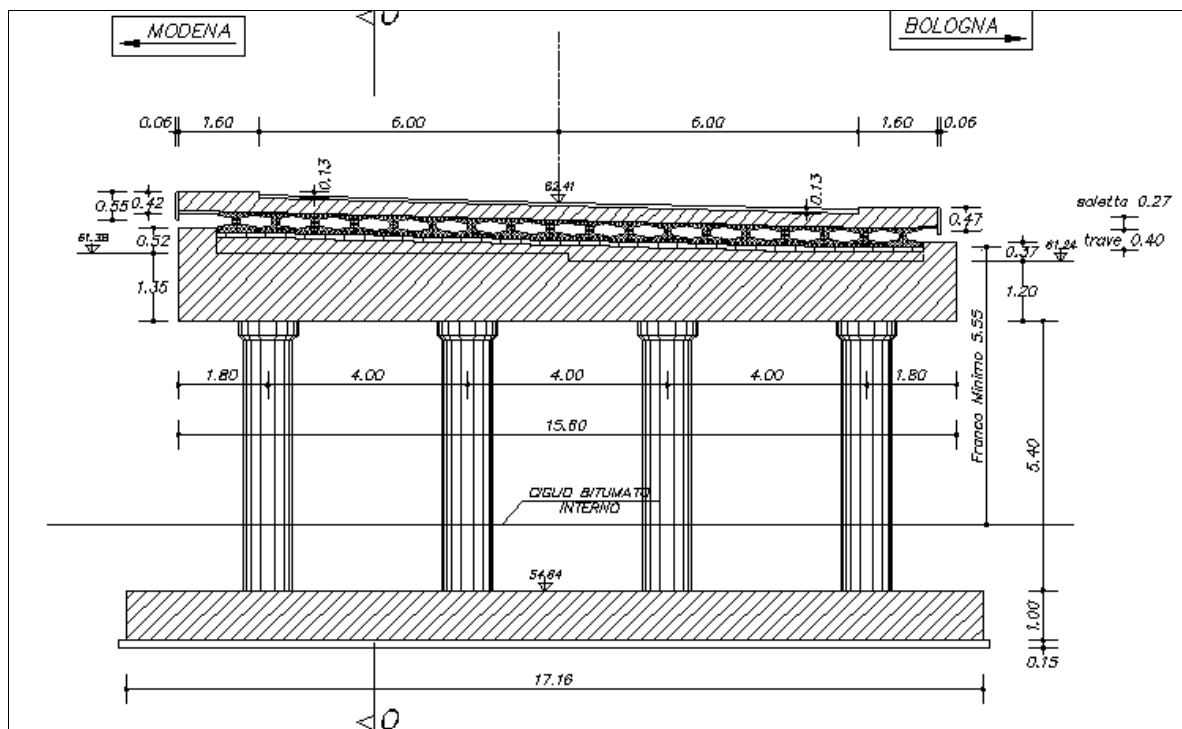


Sezione trasversale sottopasso lato Bologna



Sezione longitudinale sulle pile sottopasso lato Modena

Elaborato	Revisione	Data
Sottopassi Rotatoria via Lunga	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 6 di 110



Sezione longitudinale sulle pile sottopasso lato Bologna

Nella presente relazione si procede ad illustrare il calcolo e la verifica del sottopasso "lato Modena", che presenta le condizioni più gravose tra i due, con una larghezza d'impalcato superiore all'altro (17.78m invece che 16.63m), essendo previsto su di esso il passaggio di una pista ciclabile.

Per le verifiche relative agli elementi strutturali dell'impalcato (soletta, travi e traversi) si rimanda alla relazione specifica.

Elaborato	Revisione	Data
Sottopassi Rotatoria via Lunga	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 7 di 110

2 NORMATIVA E RIFERIMENTI

- D. M. Min. Il. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni;
- CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n.617 “Istruzione per l’applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008;
- UNI EN 1990 (Eurocodice 0) – Aprile 2006: “Criteri generali di progettazione strutturale”;
- UNI EN 1991-2-4 (Eurocodice 1) – Agosto 2004 – Azioni in generale: “Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici”;
- UNI EN 1991-1-1 (Eurocodice 1) – Agosto 2004 – Azioni in generale- Parte 1-1: “Pesi per unità di volume, pesi 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 1992-2 (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 EN 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 marzo 2004 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”, Istruzioni complementari per l’applicazione delle EN 206-1;
- UNI EN 206-1 ottobre 2006 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”.

Altri documenti

- CNR 10024/86 – Analisi mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo.

La presente relazione viene redatta in accordo con il D.M.14-01-2008 (NTC2008).

Elaborato	Revisione	Data
Sottopassi Rotatoria via Lunga	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 8 di 110

3 CRITERI DI CALCOLO

In ottemperanza al *D.M. del 14.01.2008 (Norme tecniche per le costruzioni)*, i calcoli sono condotti con il metodo semiprobabilistico agli Stati Limite.

3.1 Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico, considerate ai fini delle verifiche, sono stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto al Cap. 2 delle NTC.

Gli stati limite ultimi delle opere interrate si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso, determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno, e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono l'opera.

I carichi sono denominati:

- ✓ G_k valore caratteristico del carico permanente, costituito dai pesi propri e dalla pressione del terreno;
- ✓ Q_k valore caratteristico di carichi accidentali di tipo stradale.
- ✓ E azione sismica

Come già anticipato, le verifiche sono tutte effettuate nei riguardi degli stati limite ultimi SLU, sismici SLV e di esercizio SLE.

Gli stati limite introducono dei coefficienti moltiplicativi γ sulle azioni di calcolo, generalmente maggiori dell'unità.

Parimenti per le resistenze dei materiali si introducono dei coefficienti riduttivi applicati alle resistenze dei materiali.

Combinazione fondamentale agli SLU:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$$

Elaborato	Revisione	Data
Sottopassi Rotatoria via Lunga	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 9 di 110

Ai fini delle verifiche degli stati limite di esercizio (fessurazione/stato tensionale) si definiscono le seguenti combinazioni:

$$\text{Frequente} \Rightarrow G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

$$\text{Quasi permanente} \Rightarrow G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

$$\text{Rara} \Rightarrow G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$$

Nelle NTC sono contenute diverse tabelle con i coefficienti moltiplicativi da utilizzare per le varie combinazioni SLU ed SLE, si riporta quella per le azioni di calcolo SLU;

Tabella 6.2.1 - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	SIMBOLO γ_F	EQU	A1 (STR)	A2 (GEO)
<i>Permanenti</i>	favorevole	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
	sfavorevole		1.1	1.35	1.0
<i>Permanenti non strutturali</i>	favorevole	γ_{G2}	0.0	0.0	0.0
	sfavorevole		1.5	1.35	1.0
<i>Variabili</i>	favorevole	γ_{Qi}	0.0	0.0	0.0
	sfavorevole		1.5	1.5	1.3
<i>Variabili da traffico</i> (da Tab. 5.1.V NTC)	favorevole	γ_Q	0.0	0.0	0.0
	sfavorevole		1.35	1.35	1.15

4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per la realizzazione dell'opera è previsto l'impiego dei sottoelencati materiali.

4.1 Conglomerato cementizio per sottofondazioni

Classe	C12/15
Resistenza caratteristica cubica	$f_{ck,cube} = 15 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck,cyl} = 12 \text{ N/mm}^2$
Classe di esposizione	-
Classe di consistenza	S4 / S5
Copriferro minimo	-

4.2 Conglomerato cementizio pali

Classe	C28/35
Resistenza caratteristica cubica	$f_{ck,cube} = 35 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck,cyl} = 28 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0,85 * f_{ck} / 1,5 = 15.87 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0,30 * f_{ck}^{2/3} = 1.89 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk 0,05} = 0,7 * f_{ctm} = 1.33 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk 0,05} / \gamma_c = 0.88 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione (comb. Rara)	$\sigma_c = 0.60 * f_{ck} = 16.80 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione (comb. Quasi Perm.)	$\sigma_c = 0.45 * f_{ck} = 12.60 \text{ N/mm}^2$
Classe di esposizione	XC2
Classe di consistenza	S4

4.3 Conglomerato cementizio strutturale fond. ed elevaz.

Classe	C32/40
Resistenza caratteristica cubica	$f_{ck,cube} = 40 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck,cyl} = 32 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0,85 * f_{ck} / 1,5 = 18.13 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0,30 * f_{ck}^{2/3} = 3.02 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk 0,05} = 0,7 * f_{ctm} = 2.12 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk 0,05} / \gamma_c = 1.41 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione (comb. Rara)	$\sigma_c = 0.60 * f_{ck} = 19.20 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione (comb. Quasi Perm.)	$\sigma_c = 0.45 * f_{ck} = 14.40 \text{ N/mm}^2$

Elaborato	Revisione	Data
Sottopassi Rotatoria via Lunga	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 11 di 110

Classe di esposizione
Classe di consistenza

XC2 – XC4 – XF2
S4

4.4 Acciaio per cemento armato

Per le armature metalliche si adottano tondini in acciaio del tipo B450C controllato in stabilimento che presentano le seguenti caratteristiche:

Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica a rottura	$f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 450/1,15 = 391,30 \text{ N/mm}^2$

4.5 Copriferro minimo e copriferro nominale

Ai fini di preservare le armature dai fenomeni di aggressione ambientale, dovrà essere previsto un idoneo copriferro; il suo valore, misurato tra la parete interna del cassero e la generatrice dell'armatura metallica più vicina, individua il cosiddetto "copriferro nominale".

Il copriferro nominale c_{nom} è somma di due contributi, il copriferro minimo c_{min} e la tolleranza di posizionamento h . Vale pertanto: $c_{nom} = c_{min} + h$.

La tolleranza di posizionamento delle armature h , per le strutture gettate in opera, può essere assunta pari ad almeno 5 mm. Considerata la Classe di esposizione ambientale dell'opera, si adotta un copriferro minimo pari a mm, pertanto $c_{nom} = \text{mm}$, valore valido per tutte le parti di struttura.

Il copriferro netto minimo considerato per le opere in oggetto è pari a 4 cm.

4.6 Aderenza barre in c.a.

Si valuta la condizione cautelativa di una struttura realizzata con calcestruzzo classe minima C25/30 e acciaio per c.a. B450C sfruttato al 70% con un diametro inferiore a $\varnothing 32 \text{ mm}$; seguono i seguenti valori minimi di lunghezza di ancoraggio per barre in zona tesa e compressa :

$$l_{min} = \frac{1}{4} \times \frac{f_{yd}}{f_{bd}} \times \phi$$
$$l_{min} = \left\{ \begin{array}{l} \frac{l_{min_zona_tesa}}{\phi} \rightarrow \frac{1}{4} \times \frac{450 \times 0.70}{\frac{2.5 \times 1 \times 0.7 \times 0.3 \times 25^{2/3}}{1.5 \times 1.5}} \\ \frac{l_{min_zona_compr}}{\phi} \rightarrow \frac{1}{4} \times \frac{450 \times 0.70}{\frac{2.5 \times 1 \times 0.7 \times 0.3 \times 25^{2/3}}{1.5}} \end{array} \right\}$$

Elaborato	Revisione	Data
Sottopassi Rotatoria via Lunga	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 12 di 110

$$l_{\min \text{ zona tesa}} = [56 \varnothing]_{100\%} = [40 \varnothing]_{70\%}$$

$$l_{\min \text{ zona compr}} = [38 \varnothing]_{100\%} = [30 \varnothing]_{70\%}$$

Come prescrizione minima, a meno di valutazioni specifiche, si adottano :

$$l_{\min \text{ zona tesa}} = 40 \varnothing$$

$$l_{\min \text{ zona compr}} = 30 \varnothing$$

<i>Elaborato</i>	<i>Revisione</i>	<i>Data</i>
Sottopassi Rotatoria via Lunga	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 13 di 110

5 PARAMETRI GEOTECNICI PER IL CALCOLO DELLE STRUTTURE

Per le caratteristiche geo-meccaniche del terreno di riporto per i rilevati a tergo delle spalle e per il riempimento del sottopasso, si sono assunte le seguenti quantità:

- Peso proprio terreno $\gamma_t = 18.5 \text{ KN/m}^3$
- Angolo di attrito interno $\phi = 30^\circ$
- Coesione $c = 0 \text{ KPa}$

I coefficienti di spinta a riposo e attiva per il calcolo delle spinte del terreno pertanto valgono:

- $K_0 = 1 - \sin\phi = 0.50$
- $K_a = 0.333$

Il modello del terreno di fondazione si assume essere secondo la teoria di *Winkler*.

La costante di sottofondo presa di riferimento per i calcoli è la seguente:

$$K_{w_v} = 2.00 \text{ daN/cm}^3$$

$$K_{w_v} = 5.00 \text{ daN/cm}^3$$

Si allega calcolo molle con modello alla Winkler in base alle caratteristiche del suolo e della struttura per due condizioni estremanti (sopra riportate) atte ad ottenere le azioni massime sulle fondazioni :

GEO Fondazione Superficiale _ Ks Winkler

File Azione

VALUTAZIONE DEL MODULO DI REAZIONE DEL SOTTOFONDO
SECONDO VESIC (1961)

File: 7\317_molle_v1.VES Data: 12-04-2013

LAVORO: GEO Fondazioni
Calcolo Geotecnico

DEFINIZIONE DEI PARAMETRI IN INGRESSO.

B = 5 (m) - Larghezza della Fondazione

H = 1 (m) - Spessore della Fondazione

J = 1.00000 (m⁴) - Momento di inerzia della Sezione (1/12 BH³ sez. rettangolare)

Es = 85 (MN/m²) - Modulo elastico del suolo

μ = 0.3 - Coefficiente di Poisson

Ef = 30000 (MN/m²) - Modulo elastico della fondazione

CALCOLO DI Ks

$K_s = 1/B * 0.65 * [(Es * B^4) / (Ef * J)]^{1/2} * Es / (1 - \mu^2)$

= 12,7351 (MN/m³)

= 1,2735 (daN/cm³)

DIFFERENZIAZIONE DI Ks PER FONDAZIONI A PLATEA, SECONDO BOWLES (1988)

Ks = 12,7351 (MN/m³) - Al centro della platea

Ks = 25,4702 (MN/m³) - Ai nodi di bordo degli elementi discreti

Ks = 19,1027 (MN/m³) - Valore Mediano

Programma GEOSLU

Calcolo rigidezza verticale terreno ($k=2 \text{ daN/cm}^3$)

Elaborato	Revisione	Data
Sottopassi Rotatoria via Lunga	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 14 di 110

GEO Fondazione Superficiale _ Ks Winkler

File Azione

VALUTAZIONE DEL MODULO DI REAZIONE DEL SOTTOFONDO
SECONDO VESIC' (1961)

File: 7\317_molle_v1.VES Data: 12-04-2013

LAVORO: GEO Fondazioni
Calcolo Geotecnico

DEFINIZIONE DEI PARAMETRI IN INGRESSO.

B = 4 (m) - Larghezza della Fondazione
H = 1 (m) - Spessore della Fondazione
J = 0.3333 (m⁴) - Momento di Inerzia della Sezione (1/12 BH³ sez. rettangolare)
Es = 150 (MN/m²) - Modulo elastico del suolo
μ = 0.3 - Coefficiente di Poisson
Ef = 30000 (MN/m²) - Modulo elastico della fondazione

CALCOLO DI Ks

$K_s = 1/B * 0.65 * [(E_s * B^4) / (E_f * J)]^{1/2} * E_s / (1 - \mu^2)$
= 29,9638 (MN/m³)
= 2,9964 (daN/cm³)

DIFFERENZIAZIONE DI Ks PER FONDAZIONI A PLATEA, SECONDO BOWLES (1988)

Ks = 29,9638 (MN/m³) - Al centro della platea
Ks = 59,9277 (MN/m³) - Ai nodi di bordo degli elementi discreti
Ks = 44,9458 (MN/m³) - Valore Mediano

Programma GEOSLU

Calcolo rigidezza orizzontale terreno (k=5 daN/cmc)

Elaborato	Revisione	Data
Sottopassi Rotatoria via Lunga	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 15 di 110

6 CODICI DI CALCOLO

6.1 SOFISTIK FEA 2013

Il calcolo agli elementi finiti della struttura ultimata è stato inoltre approfondito mediante l'ausilio del software SOFISTIK FEA ver. 2013

Se ne riportano in sintesi le caratteristiche:

➤ Software utilizzato:
SOFISTIK FEA ver 13.05-27.

➤ Origine:
Sofistik AG, Oberschleissheim, Germania. Fondata nel 1987.

➤ Solutori:

Il solutore ASE (Advance Solution Engine) calcola gli effetti statici e dinamici di carichi generici su qualsiasi tipo di struttura. Prima del calcolo la struttura viene divisa in singoli elementi interconnessi ai nodi (metodo agli Elementi Finiti) per poi essere analizzata.

Gli elementi implementati sono: beam cable, truss, spring, shell (triangolari o quadrilateri) e brick.

Il programma gestisce strutture con vincoli esterni elastici o rigidi ed è possibile vincolare un'area (piastra), una linea (asta), un punto (nodo). Si possono utilizzare poi collegamenti rigidi o meno tra i vari elementi (kinematic coupling).

Il solutore calcola gli effetti di carichi puntuali, ripartiti su una linea e su un'area, che possono essere anche indipendenti dalla mesh. La generazione di carichi da uno stato tensionale, ottenuto da un caso di carico primario, permette il calcolo per fasi (fasi di costruzione/escavazione), il calcolo della ridistribuzione e degli effetti di viscosità e ritiro.

Il calcolo non lineare permette di tenere in considerazione le deformazioni di particolari elementi quali: cavi in compressione, sollevamento dei bordi delle platee, oltre allo snervamento, rottura e attrito per gli elementi molla utilizzati anche per la definizione degli elementi al contorno delle fondazioni.

La non-linearità del materiale tiene conto inoltre dei fenomeni di snervamento e rottura anche negli elementi shell e brick.

La non linearità geometrica permette l'analisi degli effetti su cable, beam e shell secondo la teoria del 2° e 3° ordine.

Il solutore DYNA (DYNAmic Analysis) viene utilizzato per l'analisi dinamica di strutture tridimensionali e permette il calcolo secondo il metodo degli spettri di risposta (per sisma e vento) e

Elaborato	Revisione	Data
Sottopassi Rotatoria via Lunga	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 16 di 110

l'integrazione diretta delle equazioni del moto secondo il metodo time-step, con il possibile utilizzo di isolatori, smorzatori, treni di carico e vento.

➤ Metodo di calcolo:

Il metodo agli elementi finiti (FEM) è implementato in ASE come metodo degli spostamenti che si riassume come segue:

1. Determinazione delle matrici di rigidezza degli elementi;
2. Generazione della matrice di rigidezza globale e soluzione del sistema di equazioni risultante;
3. Applicazione dei carichi e calcolo dei rispettivi spostamenti;
4. Calcolo delle tensioni negli elementi e delle reazioni nei nodi in funzione degli spostamenti calcolati.

Sono disponibili diversi solutori di equazioni:

- a. Direct Skyline Solver (Gauss/Cholesky);
- b. Direct Sparse Solver (anche parallelo);
- c. Iterative Solver (Conjugate Gradients).

6.2 PRO_VLIM 2013

La verifica delle sezioni in c.a. è stata effettuata con l'ausilio del programma PROVLIM ver. 2013.02.0008d distribuito da 2si di Ferrara come modulo aggiuntivo del programma di calcolo agli elementi finiti PROSAP 2013.

<i>Elaborato</i>	<i>Revisione</i>	<i>Data</i>
Sottopassi Rotatoria via Lunga	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 17 di 110

7 MODELLO DI CALCOLO

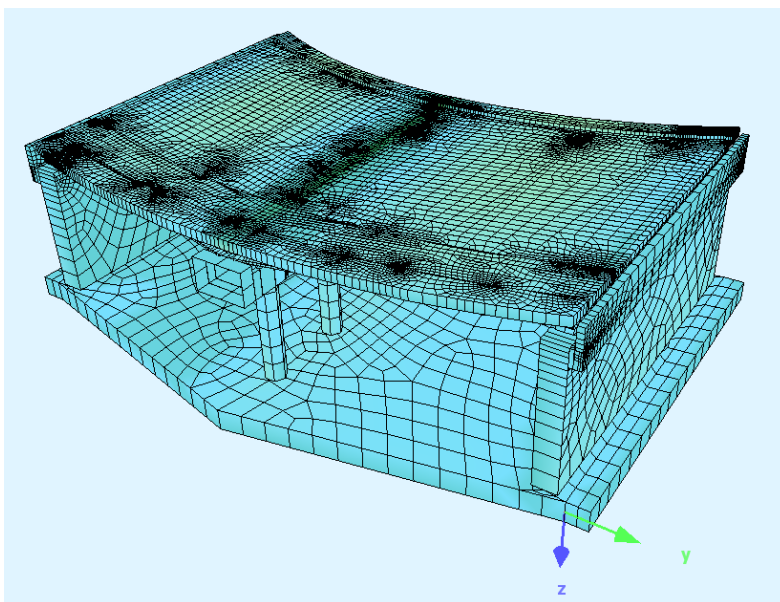
Il calcolo del sottopasso è condotto mediante l'ausilio del codice di calcolo agli elementi finiti 3D SOFISTIK FEA 2013.

La struttura è modellata tramite elementi a "shell", di spessore pari a 100cm per la platea di fondazione, 110cm per le pareti in elevazione delle spalle e 30cm per i paraghiaia; si sono utilizzati invece elementi tipo "beam" per le pile centrali ($D=100\text{cm}$) e il pulvino di collegamento ($B = 240\text{cm}$, $H = 1.20\text{-}1.35\text{m}$). La platea di fondazione è modellata su suolo elastico alla Winkler ($k_{w_v} = 2.00 \text{ daN/cm}^3$, $k_{w_h} = 5.00 \text{ daN/cm}^3$), con molle distribuite sotto la sua superficie a simulare tale comportamento.

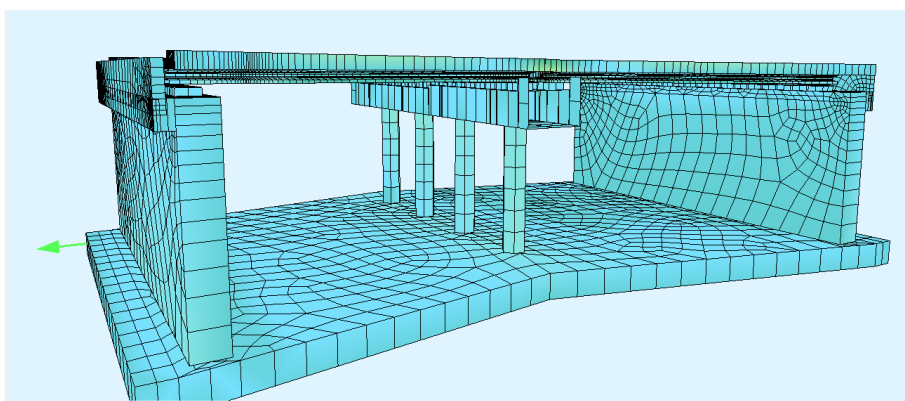
Tali molle risultano essere dunque i vincoli del modello.

L'impalcato, non oggetto di verifica in questa relazione, è stato modellato tramite elementi tipo "beam" per travi e traversi e "shell" per soletta ($s=27\text{cm}$) e marciapiedi ($s=45\text{cm}$).

Si riportano delle immagini con la modellazione adottata per l'analisi agli elementi finiti:

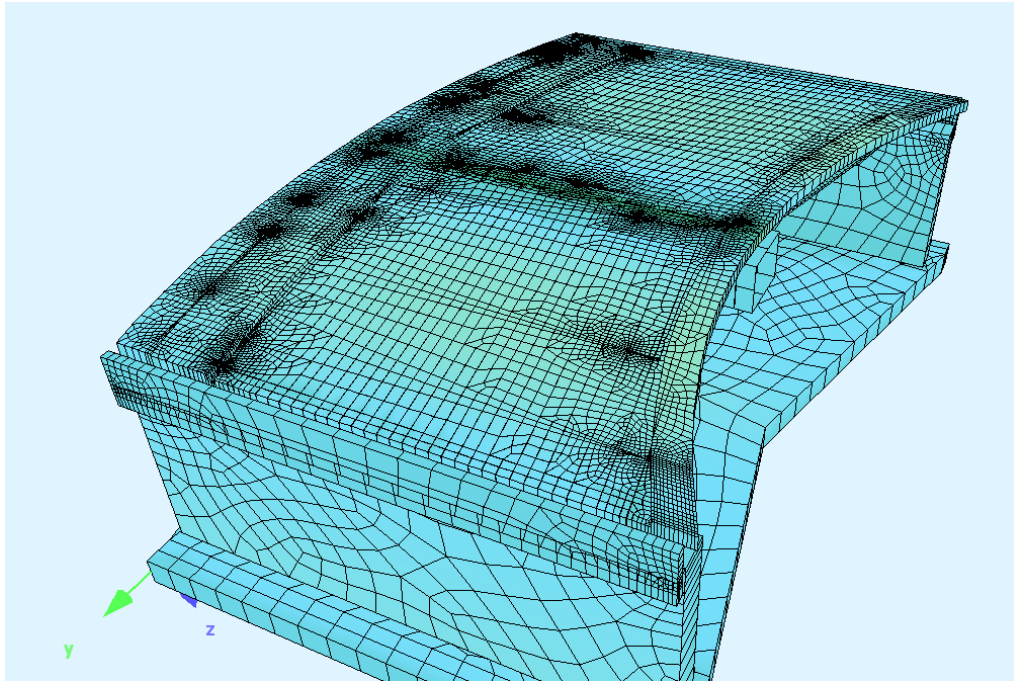


Rendering strutturale

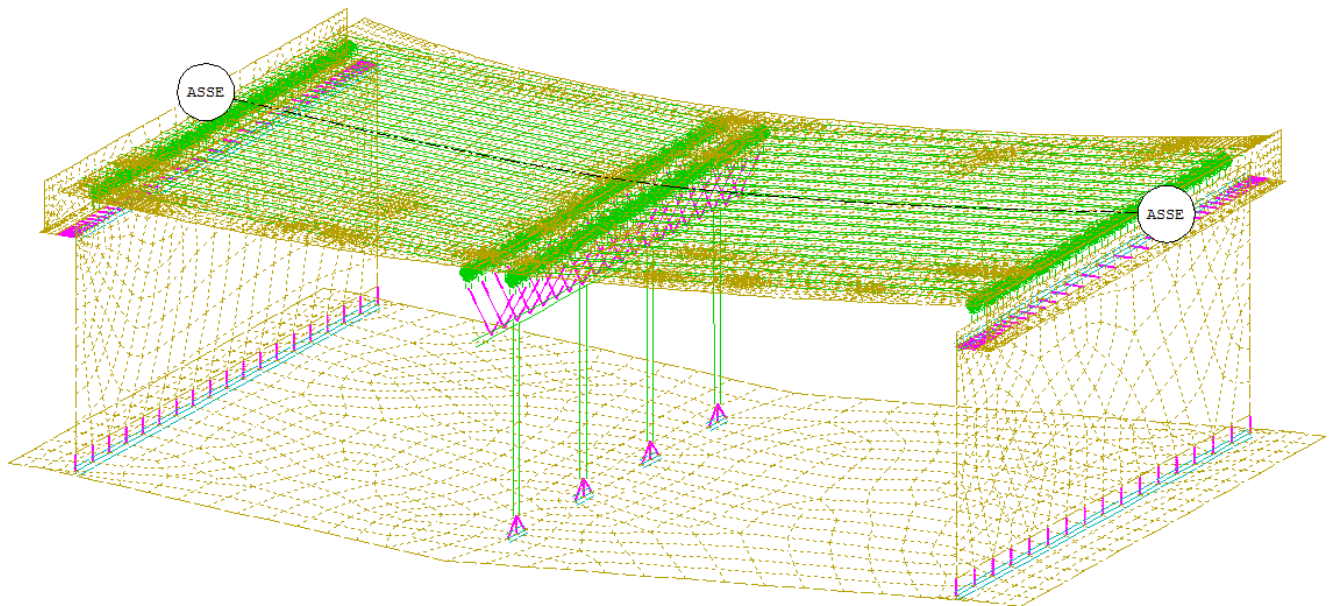


Rendering strutturale

Elaborato	Revisione	Data
Sottopassi Rotatoria via Lunga	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 18 di 110



Rendering strutturale



Modello di calcolo

<i>Elaborato</i>	<i>Revisione</i>	<i>Data</i>
Sottopassi Rotatoria via Lunga	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 19 di 110

8 ANALISI DEI CARICHI

Si sono considerati applicati alla struttura in esame i seguenti carichi:

- | | |
|---|---|
| ➤ Pesi propri strutturali (g_1) | $\gamma_{cls} = 25.00 \text{ kN/m}^3$; $\gamma_{acc} = 78.50 \text{ kN/m}^3$ |
| ➤ Ricoprimento terreno arido sulla platea (g_2) | $H_{ric} = 0.80\text{m} - 1.15\text{m}$; $\gamma_{ter} = 18.50 \text{ kN/m}^3$ |
| ➤ Pavimentazione stradale (g_2) | $q_{pav} = 3.00 \text{ kN/m}^2$ |
| ➤ Barriere di sicurezza – guard rail (g_2) | $q_{barr} = 1.50 \text{ kN/m}$ |
| ➤ Barriere di sicurezza – new jersey (g_2) | $q_{barr} = 10.00 \text{ kN/m}$ |
| ➤ Parapetti (g_2) | $q_{barr} = 0.50 \text{ kN/m}$ |
| ➤ Velette (g_2) | $q_{barr} = 1.00 \text{ kN/m}$ |
| ➤ Sovraccarico da traffico su platea (q_1) | $q_{sovr} = 20.00 \text{ kN/m}^2$ |
| ➤ Spinta terreno su pareti verticali (g_3) | $\gamma_{ter} = 18.50 \text{ kN/m}^3$; $k_a = 0.333$ |
| ➤ Spinta del terreno da sovraccarico (q_1) | $q = 20.00 \text{ kN/m}^2$; $k_a = 0.333$ |
| ➤ Sovraspinte sismiche del terreno (q_6) | metodo di Mononobe-Okabe
$\Delta S = 9.79 \text{ kN/m}^2$; $H_m = 7.85$ spalla sud
$\Delta S = 9.17 \text{ kN/m}^2$; $H_m = 7.35$ spalla nord |
| ➤ Carichi da traffico (q_1, q_3) | NTC 2008 par. 5.1.3.3 |
| ➤ Vento (q_5) | $q = 2.50 \text{ kN/m}^2$; $H_{imp} = 0.80\text{m}$; $H_{traff} = 3.00\text{m}$ |
| ➤ Attrito (q_7) | (3% carichi permanenti) |
| ➤ Azione centrifuga (Q_4) | $Q_4 = 0.2 \times Q_v$ ($R = 34\text{m}$) |
| ➤ Sisma (q_6) | Analisi dinamica lineare |

Si è ritenuta l'azione della neve (q_6) trascurabile rispetto all'azione dei carichi accidentali mobili.

Per quanto riguarda i carichi da traffico si è fatto riferimento ai carichi dati dal D.M. 14.01.2008 per i ponti di I^a Categoria, secondo quanto previsto dalle NTC 2008 par. 5.1.3.3, di cui seguono gli estratti.

Le larghezze w_l delle corsie convenzionali su una carreggiata ed il massimo numero (intero) possibile di tali corsie su di essa sono indicati nella figure sottostanti tratte dalle Norme Tecniche. Se non diversamente specificato, qualora la carreggiata di un impalcato da ponte sia divisa in due parti separate da una zona spartitraffico centrale, si distinguono i casi seguenti:

- se le parti sono separate da barriere di sicurezza mobili o da altro dispositivo di ritenuta, l'intera carreggiata, inclusa la zona spartitraffico centrale, è divisa in corsie convenzionali.
- se le parti sono separate da barriere di sicurezza mobili o da altro dispositivo di ritenuta, l'intera carreggiata, inclusa la zona spartitraffico centrale, è divisa in corsie convenzionali.

Elaborato	Revisione	Data
Sottopassi Rotatoria via Lunga	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 20 di 110

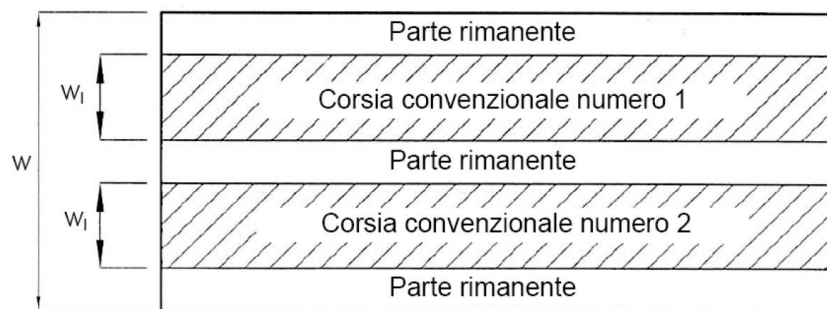


Tabella 5.1.I - Numero e Larghezza delle corsie

Larghezza di carreggiata "w"	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
$w < 5,40 \text{ m}$	$n_l = 1$	3,00	$(w-3,00)$
$5,4 \leq w < 6,0 \text{ m}$	$n_l = 2$	$w/2$	0
$6,0 \text{ m} \leq w$	$n_l = \text{Int}(w/3)$	3,00	$w - (3,00 \times n_l)$

La disposizione e la numerazione delle corsie va determinata in modo da indurre le più sfavorevoli condizioni di progetto. Per ogni singola verifica il numero di corsie da considerare caricate, la loro disposizione sulla carreggiata e la loro numerazione vanno scelte in modo che gli effetti della disposizione dei carichi risultino i più sfavorevoli. La corsia che, caricata, dà l'effetto più sfavorevole è numerata come corsia Numero 1; la corsia che dà il successivo effetto più sfavorevole è numerata come corsia Numero 2, ecc. Per ciascuna singola verifica e per ciascuna corsia convenzionale, si applicano gli Schemi di Carico definiti nel seguito per una lunghezza e per una disposizione longitudinale, tali da ottenere l'effetto più sfavorevole.

Si riportano di seguito gli schemi di carico considerati. Essi definiscono le azioni variabili del traffico, comprensive degli effetti dinamici:

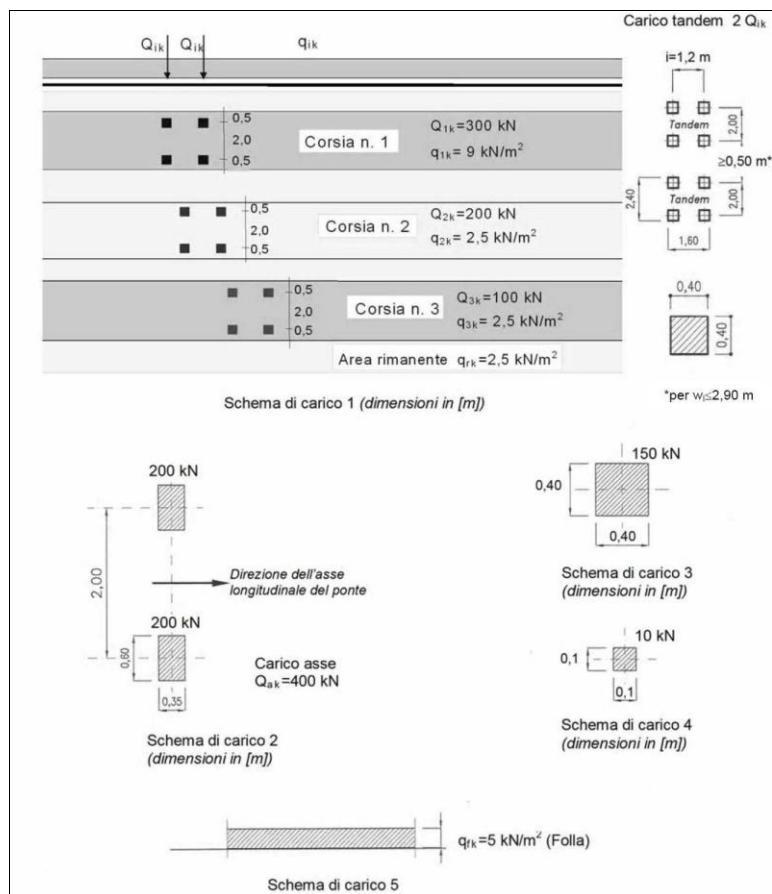
SC1 -Schema di Carico 1: è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti. Questo schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali, considerando un solo carico tandem per corsia, disposto in asse alla corsia stessa. Il carico tandem, se presente, va considerato per intero.

SC2 -Schema di Carico 2: è costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare, di larghezza 0,60 m ed altezza 0,35 m. Questo schema va considerato autonomamente con asse longitudinale nella posizione più gravosa ed è da assumere a riferimento solo per verifiche locali. Qualora sia più gravoso si considererà il peso di una singola ruota di 200 kN.

SC4 -Schema di Carico 4: è costituito da un carico isolato da 10 kN con impronta quadrata di lato 0,10 m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi protetti da sicurvia e sulle passerelle pedonali.

SC5 -Schema di Carico 5: costituito dalla folla compatta, agente con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, di $5,0 \text{ kN/m}^2$. Il valore di combinazione è invece di $2,5 \text{ kN/m}^2$. Il carico folla deve essere applicato su tutte le zone significative della superficie di influenza, inclusa l'area dello spartitraffico centrale, ove rilevante.

Elaborato	Revisione	Data
Sottopassi Rotatoria via Lunga	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 21 di 110



Schemi di carico

	Carichi sulla carreggiata				Carichi su marciapiedi e piste ciclabili	
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
Gruppo di azioni	Modello principale (Schemi di carico 1, 2, 3, 4, 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura q_3	Forza centrifuga q_4	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione $2,5 \text{ kN/m}^2$
2 a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2 b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

Valori caratteristici delle azioni da traffico

Elaborato	Revisione	Data
Sottopassi Rotatoria via Lunga	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 22 di 110

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_{E1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{E2}, \gamma_{E3}, \gamma_{E4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
⁽²⁾ 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.
⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente Ψ_0 di combinazione	Coefficiente Ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente Ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	----	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento q_s	Vento a ponte scarico			
	SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
Neve q_s	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	T_k	0,6	0,6	0,5

Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Per quanto riguarda l'azione da frenamento si è considerato, come prescritto dalla Norma:

5.1.3.5 Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione: q_3

La forza di frenamento o di accelerazione q_3 è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1 ed è uguale a

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0,6(2Q_{1k}) + 0,10q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN} \quad (5.1.4)$$

per i ponti di 1ª categoria ed a

$$144 \text{ kN} \leq q_3 = 0,6(2Q_{1k}) + 0,10 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN} \quad (5.1.5)$$

per i ponti di 2ª categoria, essendo w_1 la larghezza della corsia e L la lunghezza della zona caricata. La forza, applicata a livello della pavimentazione ed agente lungo l'asse della corsia, è assunta uniformemente distribuita sulla lunghezza caricata e include gli effetti di interazione.

Elaborato	Revisione	Data
Sottopassi Rotatoria via Lunga	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 23 di 110

$$q_{fren} = 0.6 \times 2 \times 300 + 0.1 \times 9 \times 3 \times 29 = 438 \text{ kN}$$

Essendo inoltre gli impalcati isostatici, variazioni termiche e cedimenti (ε_3 , ε_4) degli appoggi non generano azioni interne ma solo deformazioni compatibili con lo schema di vincolo; gli scorrimenti viscosi e gli effetti del ritiro (ε_2) sono inoltre stati ritenuti trascurabili ai fini del dimensionamento dell'opera.

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

☒ Ricerca per coordinate

LONGITUDINE

LATITUDINE

☐ Ricerca per comune

REGIONE
 Emilia-Romagna

PROVINCIA
 Bologna

COMUNE
 Crespellano

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

☒ Sito esterno al reticolo

☐ Interpolazione su 3 nodi

☐ Interpolazione corretta

Interpolazione

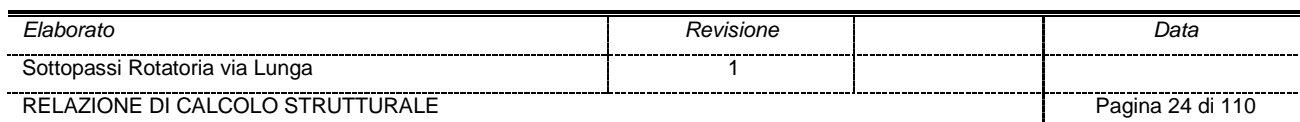
superficie rigata

INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3



FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite
 Stato Limite considerato **SLV** info

Risposta sismica locale
 Categoria di sottosuolo **C** info
 Categoria topografica **T1** info
(H=quota sito, H'=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale
☒ Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%) **5** $\eta = 1,000$ info
☐ Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_s **1** Regol. in altezza **si** info

Compon. verticale
 Spettro di progetto Fattore q **1,5** $\eta = 0,667$ info

Elaborazioni
 Grafici spettri di risposta
 Parametri e punti spettri di risposta

Spettri di risposta

Spettro di progetto - componente orizzontale
 Spettro di progetto - componente verticale
 Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite:SLV

Parametri indipendenti

STATOLIMITE	SLV
a_s	0,203 g
F_a	2,427
T_c	0,319 s
S_s	1,405
C_d	1,531
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,405
η	1,000
T_B	0,163 s
T_c	0,488 s
T_D	2,411 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10 \cdot (5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_c / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_c = C_d \cdot T_c^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_s / \xi + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_s(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_s \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_s} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_c \quad S_s(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_s$$

$$T_c \leq T < T_D \quad S_s(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_s \cdot \left(\frac{T_c}{T} \right)$$

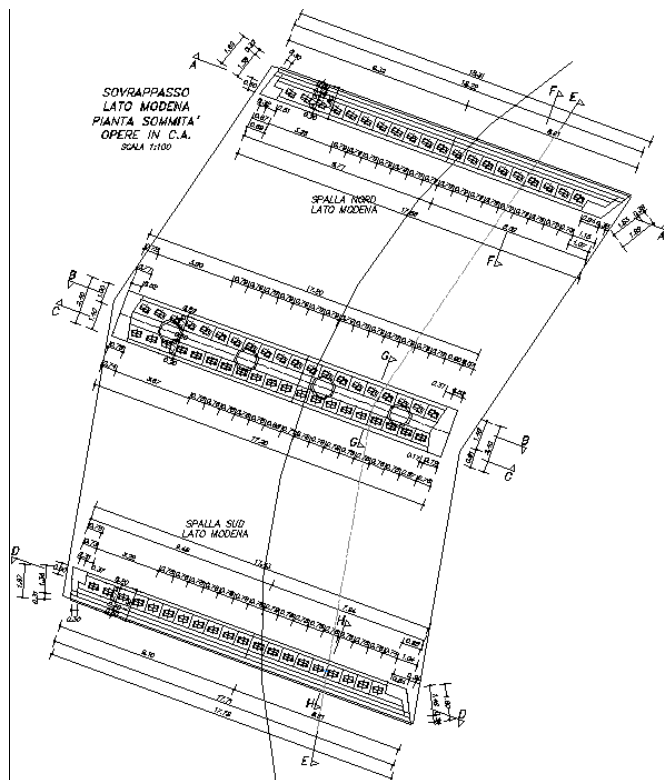
$$T_D \leq T \quad S_s(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_s \cdot \left(\frac{T_c \cdot T_D}{T} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

T [s]	S_e [g]
0,000	0,285
0,163	0,631
0,488	0,631
0,580	0,582
0,671	0,502
0,763	0,442
0,854	0,395
0,946	0,357
1,037	0,325
1,129	0,299
1,220	0,276
1,312	0,257
1,404	0,240
1,495	0,226
1,587	0,212
1,678	0,201
1,770	0,191
1,861	0,181
1,953	0,173
2,045	0,165
2,136	0,158
2,228	0,151
2,319	0,145
2,411	0,140
2,486	0,131
2,562	0,124
2,638	0,117
2,714	0,110
2,789	0,104
2,865	0,099
2,941	0,094
3,016	0,089
3,092	0,085
3,168	0,081
3,243	0,077
3,319	0,074
3,395	0,071
3,470	0,067
3,546	0,065
3,622	0,062
3,697	0,059
3,773	0,057
3,849	0,055
3,924	0,053
4,000	0,051

Per quanto riguarda la valutazione degli effetti dati dall'eccentricità accidentale delle masse in fase sismica, si riporta il calcolo dei momenti torcenti generati dall'eccentricità delle masse sismiche nel piano (Paragrafo P.7.3.3.1 e per i ponti P.7.9.3 delle NTC'08) per concludere che il fenomeno è trascurabile (ordine di variazioni delle forze sismiche del 4%) e pari quindi a quello delle approssimazioni dei calcoli condotti. Segue l'analisi per l'impalcato di maggior luce tra quelli in oggetto:



X = long

Y = trasv

$L_{long} = 13.67 \text{ m}$

$B_{trasv} = 17.86 \text{ m}$

$L_{app} = 15.07 \text{ m}$

$e_x = 0.03 \times 13.67 = 0.41 \text{ m}$

$e_y = 0.03 \times 17.86 = 0.54 \text{ m}$

$a_{gmax} = 0.20 \text{ g} \times 1.405 \times 1.000 = 0.285 \text{ g}$

$P_{p_impalcato} = 5097.20 \text{ kN}$

$F_{orizz_sisma} = P_{p_impalcato} \times a_{gmax} = 1452.70 \text{ kN}$

$M_{Torc_ex} = F_{orizz_sisma} \times e_x = 595.61 \text{ kNm}$

$M_{Torc_ey} = F_{orizz_sisma} \times e_y = 784.46 \text{ kNm}$

$\Delta F_{M_torc_ex} =$

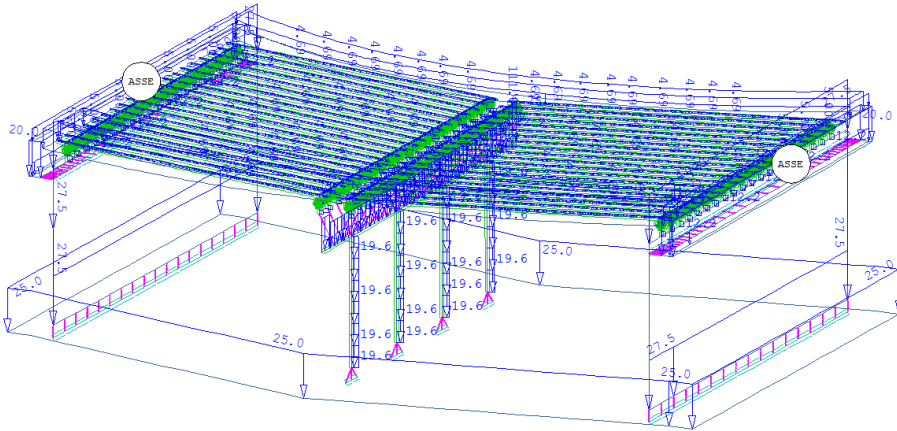
$\Delta F_{M_torc_ey} = M_{Torc_ey} / L_{app} = 52.05 \text{ kN/fila appoggi}$

$\% \Delta F_{M_torc} = \Delta F_{M_torc_max} / F_{orizz_sisma} \times 100 = 3.6 \%$

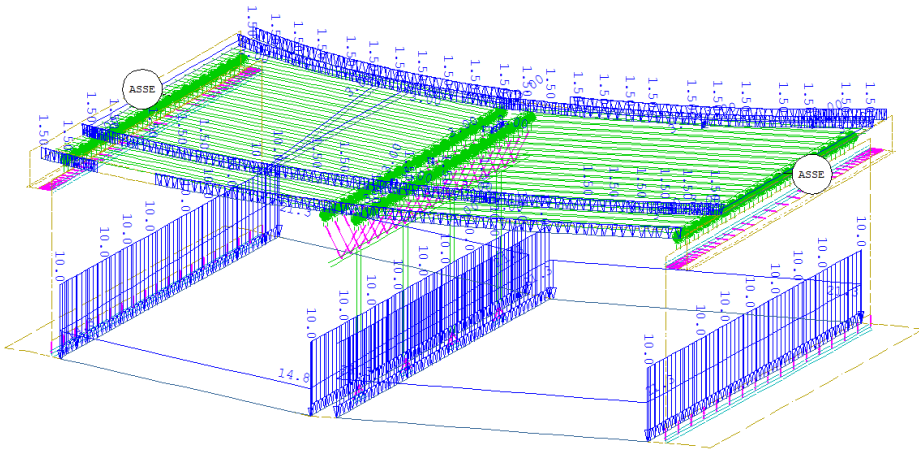
Trascurabile

Elaborato	Revisione	Data
Sottopassi Rotatoria via Lunga	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 26 di 110

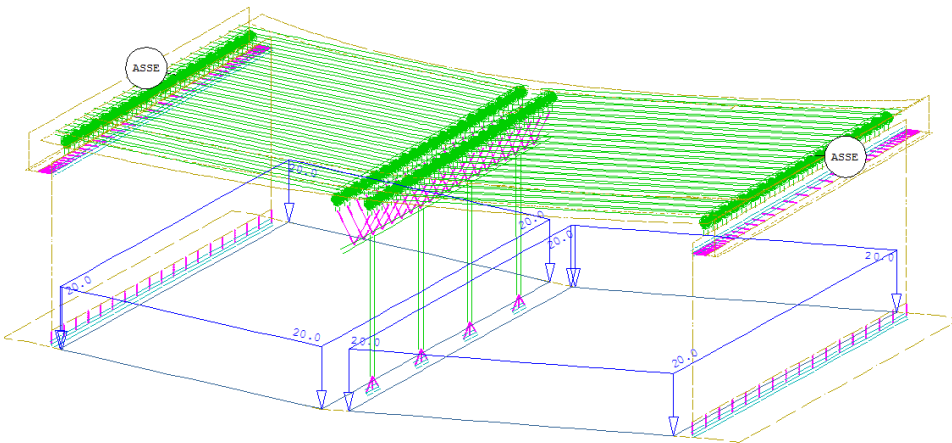
Si conclude che la variazione delle forze orizzontali sismiche dovuta all'eccentricità delle masse è trascurabile (inferiore al 4%).
 Nelle seguenti figure si illustrano in forma grafica i carichi considerati nel calcolo:



Peso proprio strutturale

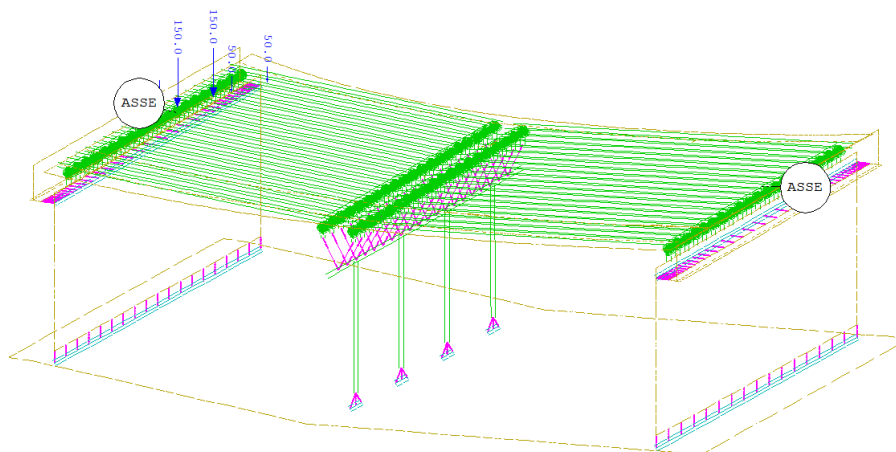


Carichi permanenti

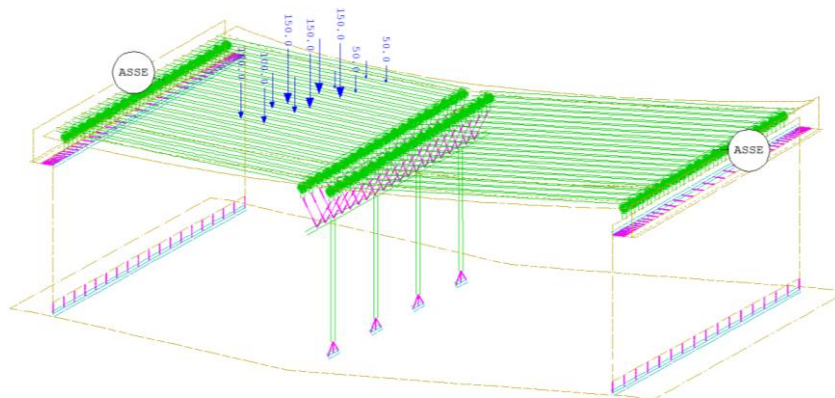


Sovraccarico stradale nel sottopasso (20 kPa)

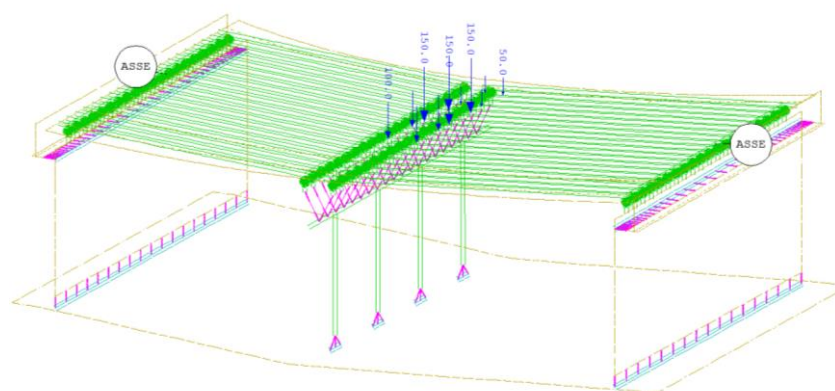
Elaborato	Revisione	Data
Sottopassi Rotatoria via Lunga	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 27 di 110



Carichi da traffico – Tandem Q_{1k} al centro - $x=0m$

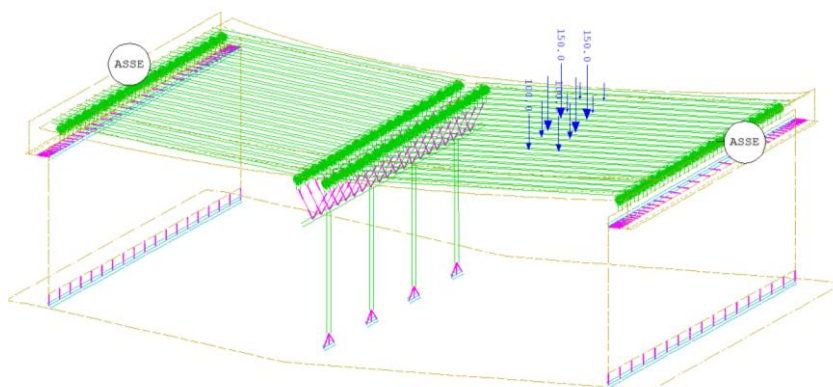


Carichi da traffico – Tandem Q_{1k} al centro - $x=7m$

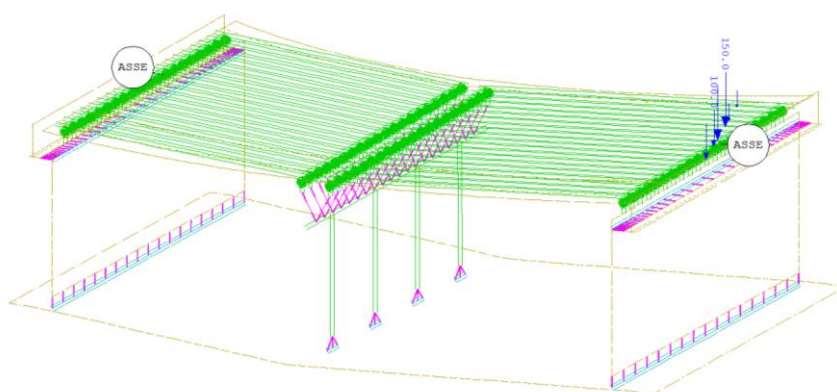


Carichi da traffico – Tandem Q_{1k} al centro - $x=14m$ (mezzzeria)

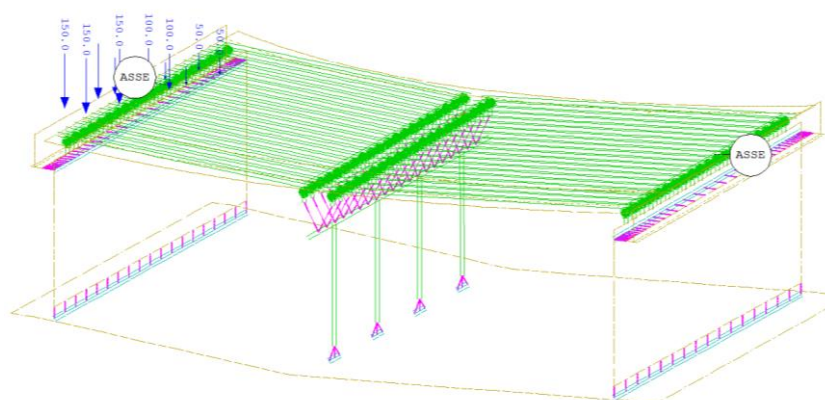
Elaborato	Revisione	Data
Sottopassi Rotatoria via Lunga	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 28 di 110



Carichi da traffico – Tandem Q_{1k} al centro - $x=21m$

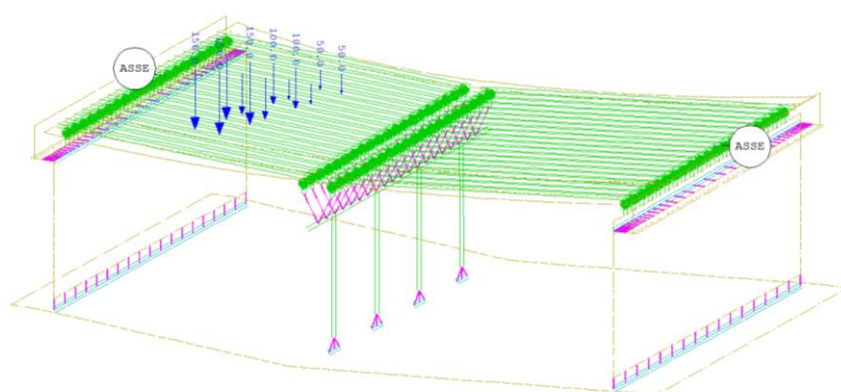


Carichi da traffico – Tandem Q_{1k} al centro - $x=28m$

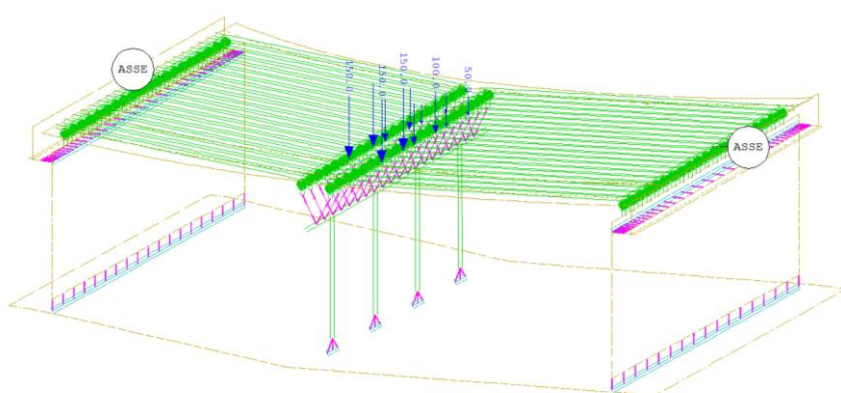


Carichi da traffico – Tandem Q_{1k} a destra - $x=0m$

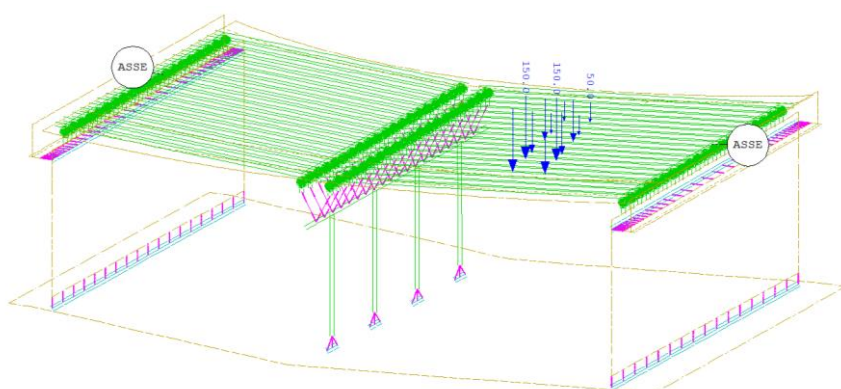
Elaborato	Revisione	Data
Sottopassi Rotatoria via Lunga	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 29 di 110



Carichi da traffico – Tandem Q_{1k} a destra - $x=7m$

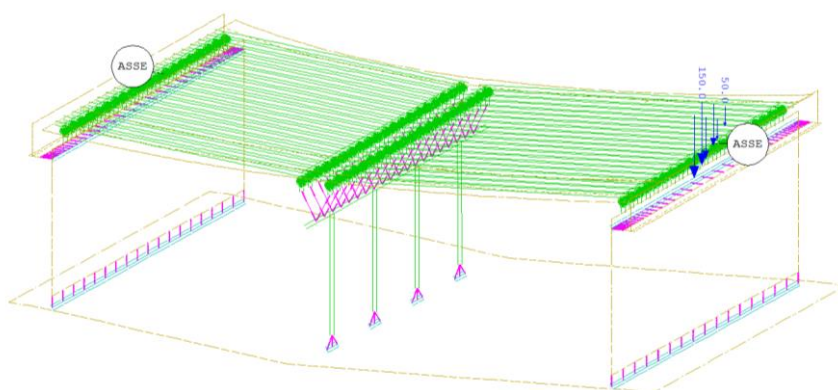


Carichi da traffico – Tandem Q_{1k} a destra - $x=14m$ (mezzeria)

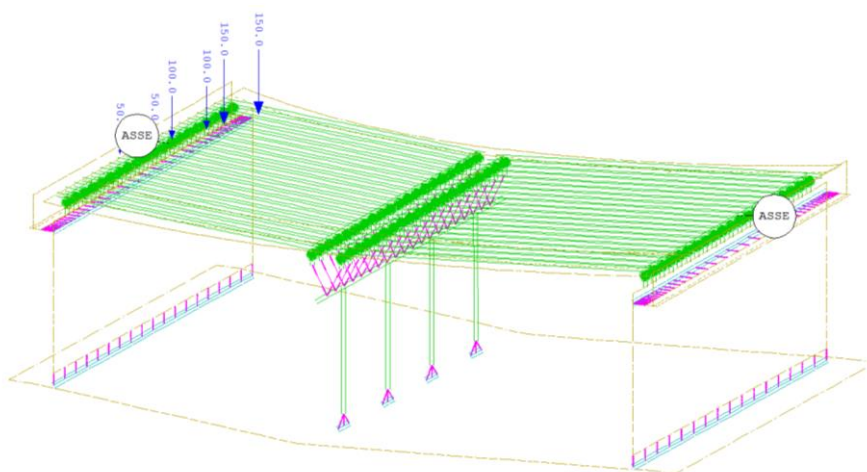


Carichi da traffico – Tandem Q_{1k} a destra - $x=21m$

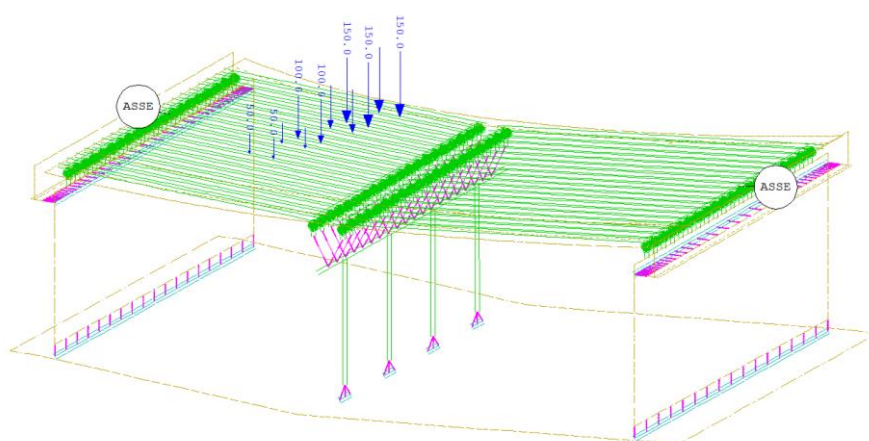
Elaborato	Revisione	Data
Sottopassi Rotatoria via Lunga	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 30 di 110



Carichi da traffico – Tandem Q_{1k} a destra - $x=28m$

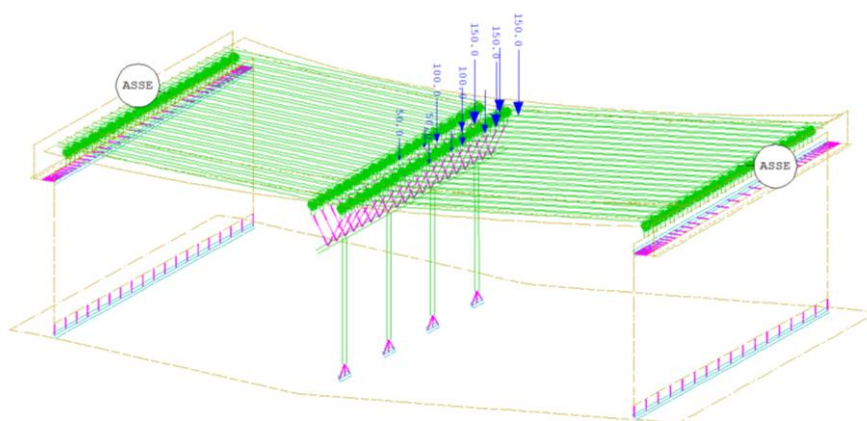


Carichi da traffico – Tandem Q_{1k} a sinistra - $x=0m$

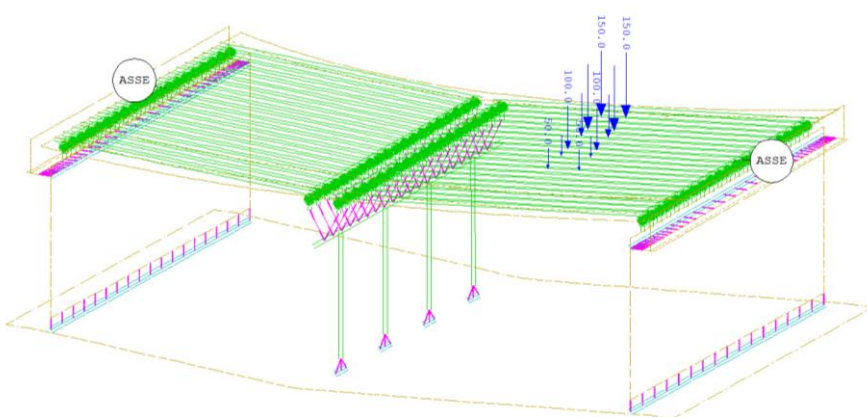


Carichi da traffico – Tandem Q_{1k} a sinistra - $x=7m$

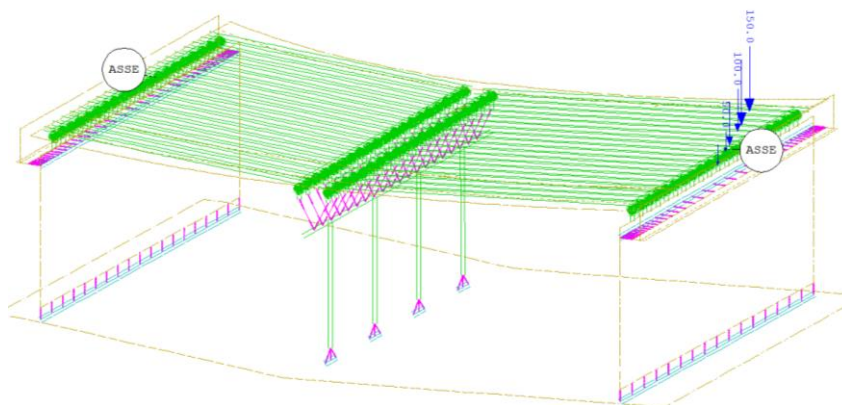
Elaborato	Revisione	Data
Sottopassi Rotatoria via Lunga	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 31 di 110



Carichi da traffico – Tandem Q_{1k} a sinistra - $x=14m$ (mezzeria)

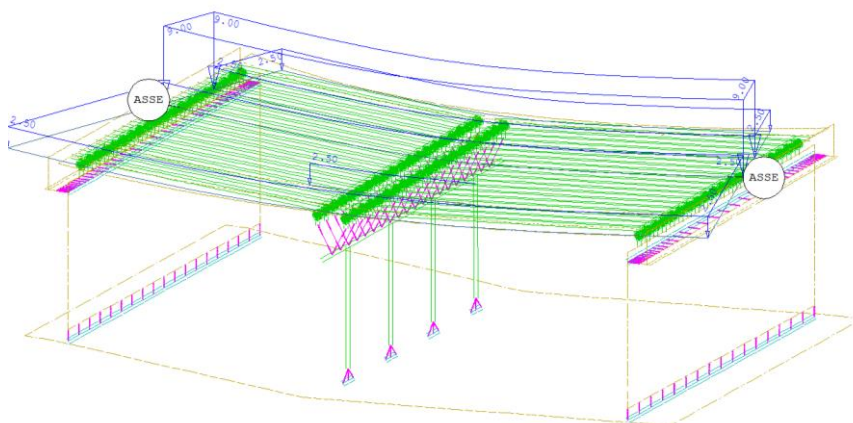


Carichi da traffico – Tandem Q_{1k} a sinistra - $x=21m$

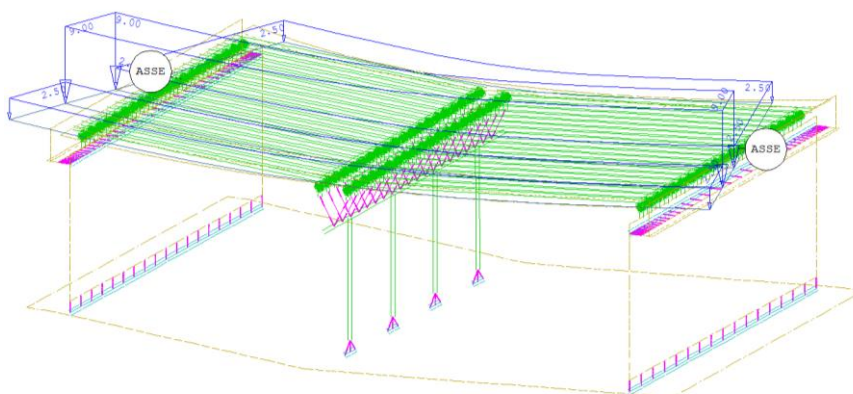


Carichi da traffico – Tandem Q_{1k} a sinistra - $x=28m$

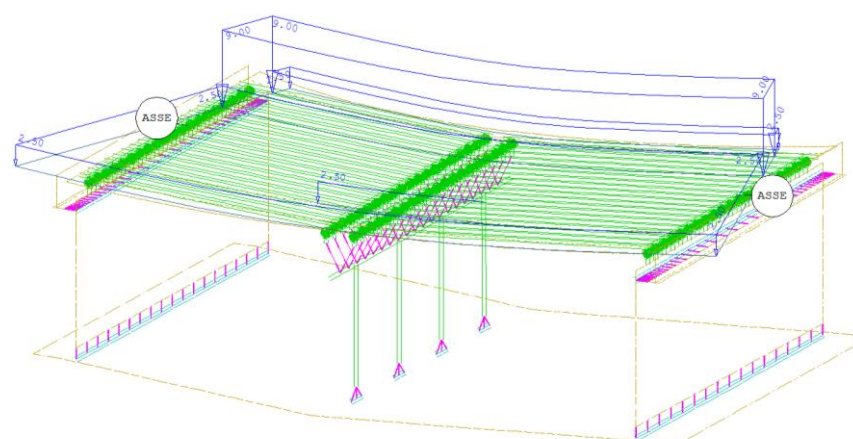
Elaborato	Revisione	Data
Sottopassi Rotatoria via Lunga	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 32 di 110



Carichi da traffico – q_{ik} + folla - Colonna di carico q_{1k} al centro

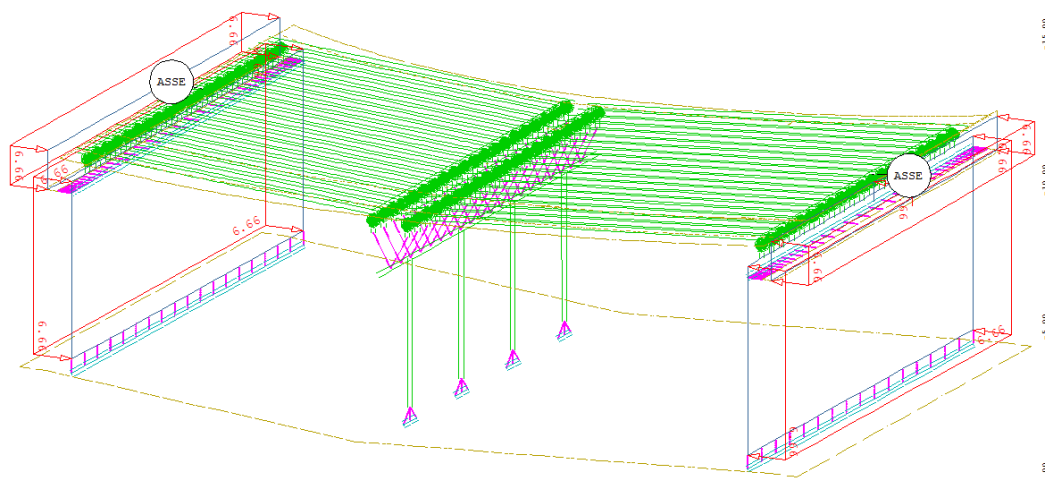


Carichi da traffico – q_{ik} + folla - Colonna di carico q_{1k} a destra

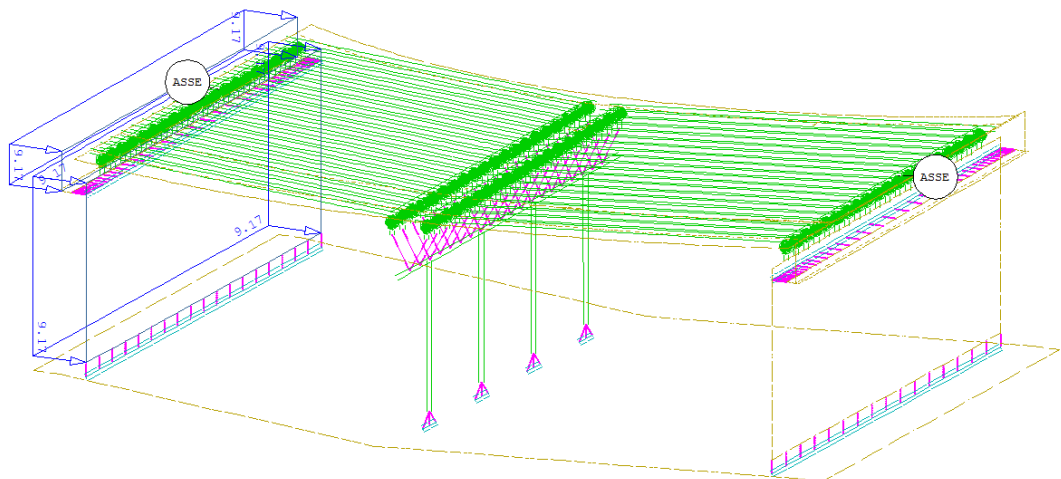


Carichi da traffico – q_{ik} + folla - Colonna di carico q_{1k} a sinistra

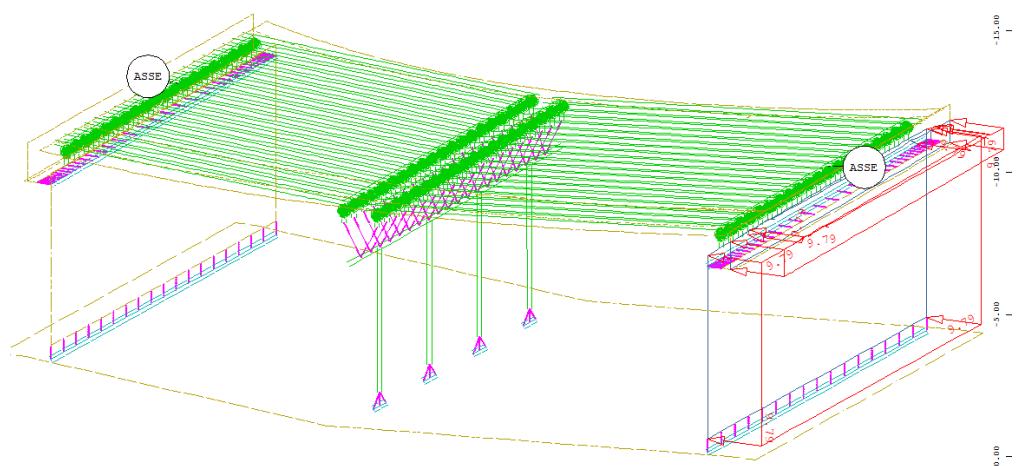
Elaborato	Revisione	Data
Sottopassi Rotatoria via Lunga	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 33 di 110



Spinta del terreno da sovraccarico a tergo delle spalle (20 kPa)



Sovrappinta sismica del terreno Y+



Sovrappinta sismica del terreno Y-

Elaborato	Revisione	Data
Sottopassi Rotatoria via Lunga	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 35 di 110

Le singole azioni sopra descritte (casi di carico), sono state combinate in accordo con la Norma:

2.5.3 COMBINAZIONI DELLE AZIONI

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

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.1)$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.2)$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{33} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.3)$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.4)$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2):

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.5)$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d (v. § 3.6):

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.6)$$

Nelle combinazioni per SLE, si intende che vengono omessi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2 .

Per la completa elencazione delle combinazioni di carico generate, si rimanda, per motivi di sintesi, ai tabulati di calcolo.

Elaborato	Revisione	Data
Sottopassi Rotatoria via Lunga	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 36 di 110

9 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI E VERIFICHE

9.1 Stato di sollecitazione

Nel presente paragrafo si riportano i diagrammi delle massime componenti di azione interna (M,N,T) negli elementi strutturali in c.a. (shell e beam), emersi dal calcolo.

- Platea di fondazione, elevazioni spalle e paraggiaia

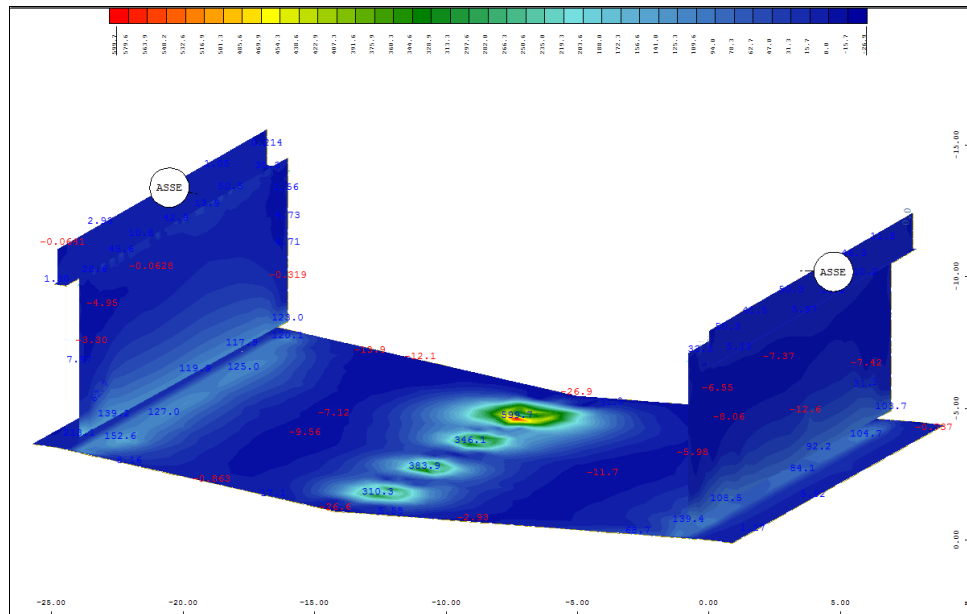


Diagramma m_{xx-max} (coordin. loc.) – COMB. SLU

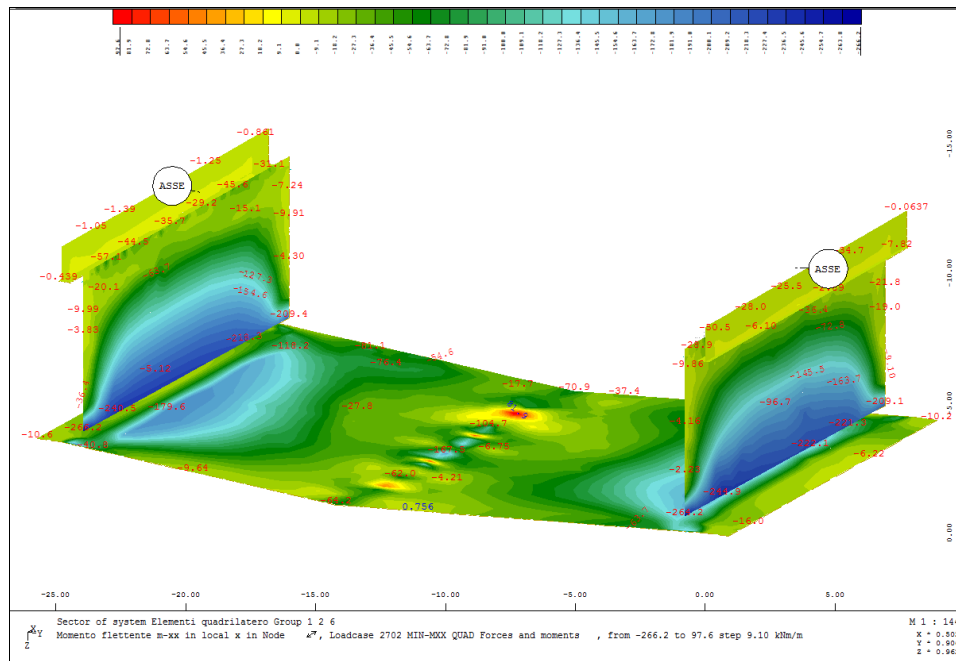


Diagramma m_{xx-min} (coordin. loc.) – COMB. SISMICA

Elaborato	Revisione	Data
Sottopassi Rotatoria via Lunga	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 37 di 110

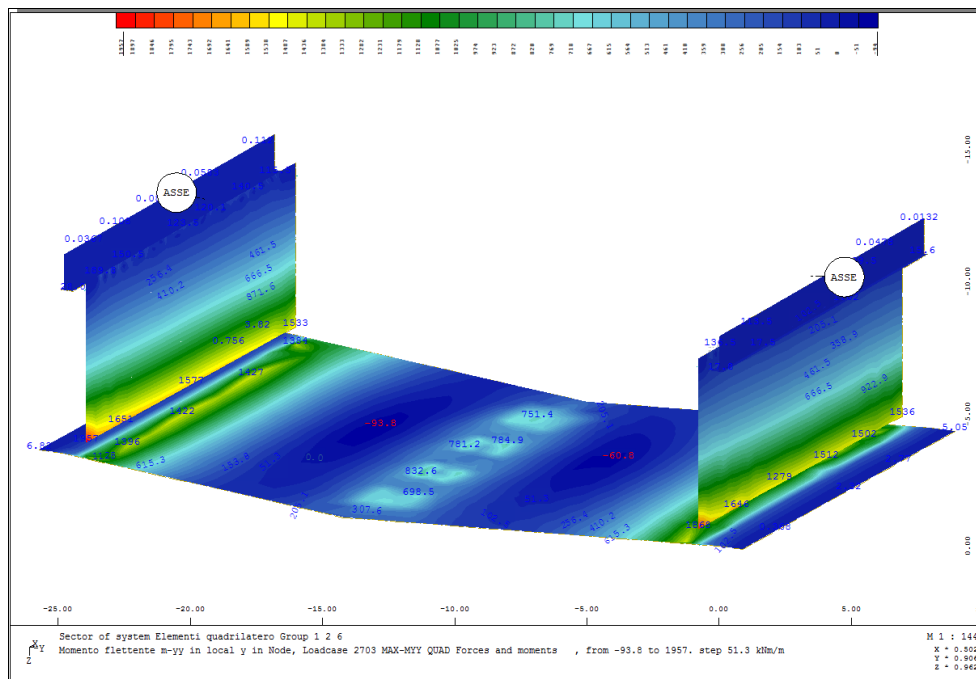


Diagramma m_{yy-max} (coord.loc.) – COMB. SISMICA

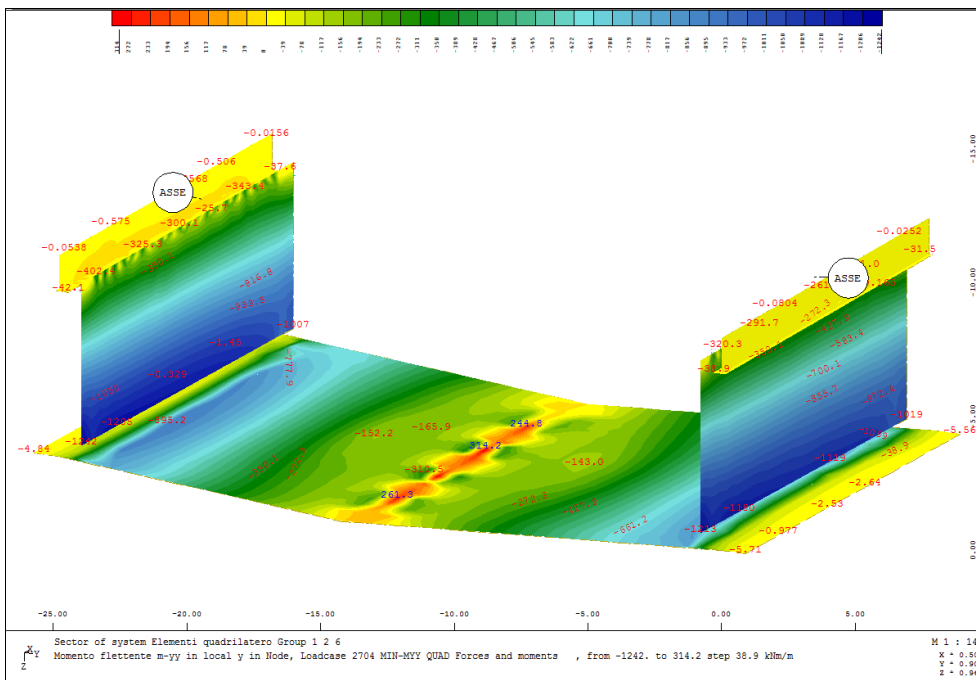


Diagramma m_{yy-min} (coord.loc.) – COMB. SISMICA

Elaborato	Revisione	Data
Sottopassi Rotatoria via Lunga	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 38 di 110

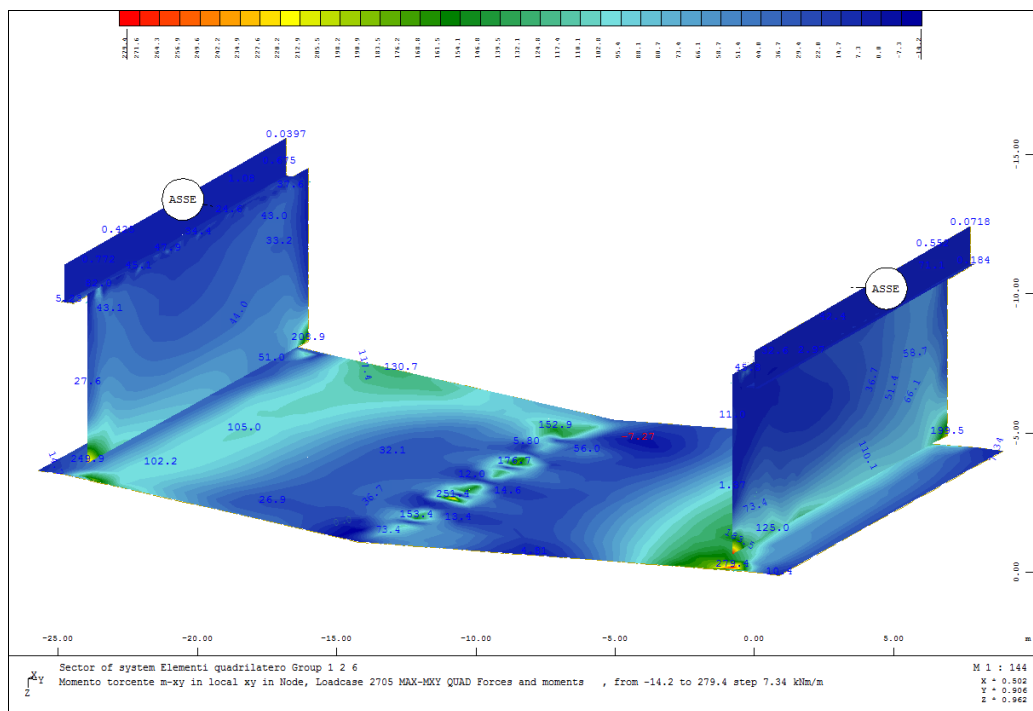


Diagramma m_{xy-max} (coord.loc.) – COMB. SISMICA

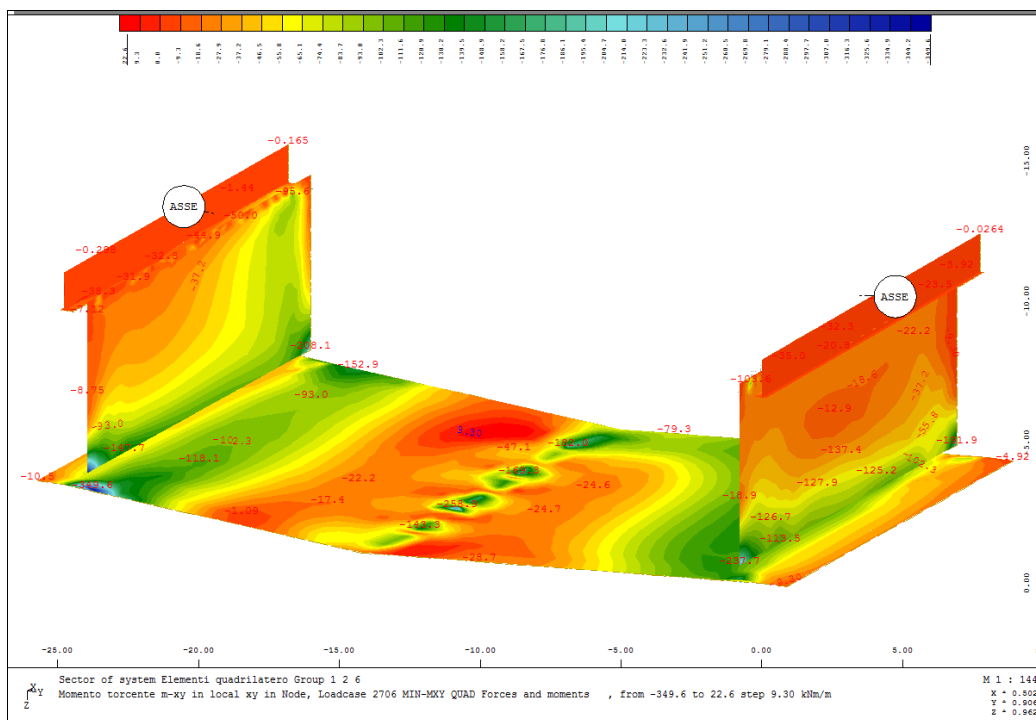


Diagramma m_{xy-min} (coord.loc.) – COMB. SISMICA

Elaborato	Revisione	Data
Sottopassi Rotatoria via Lunga	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 39 di 110

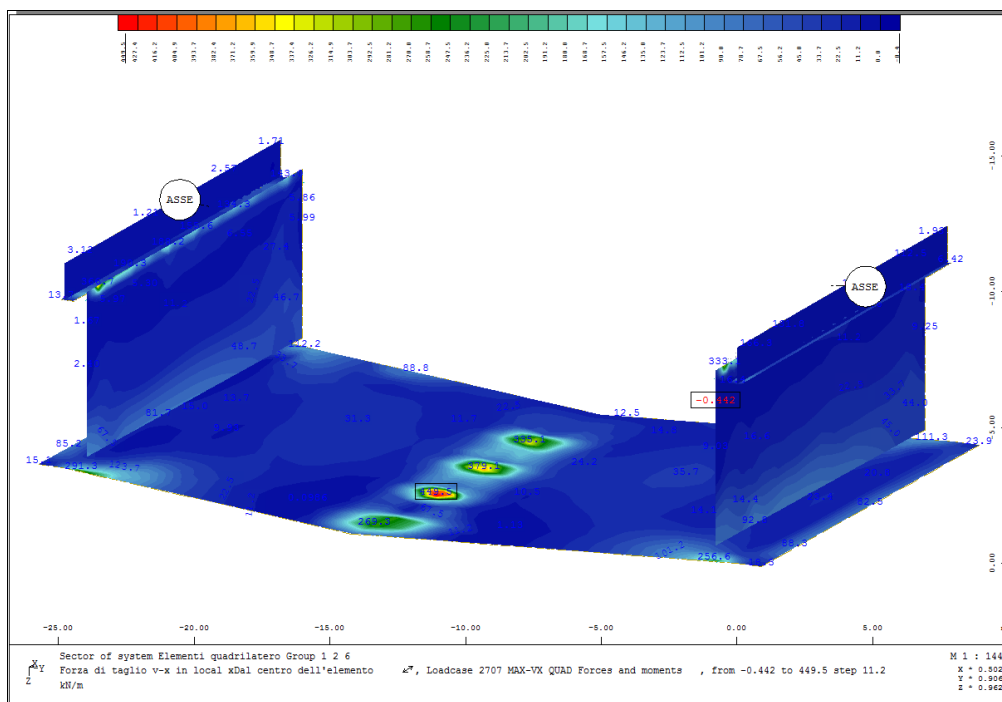


Diagramma v_{x-max} (coord.loc.)— COMB. SISMICA

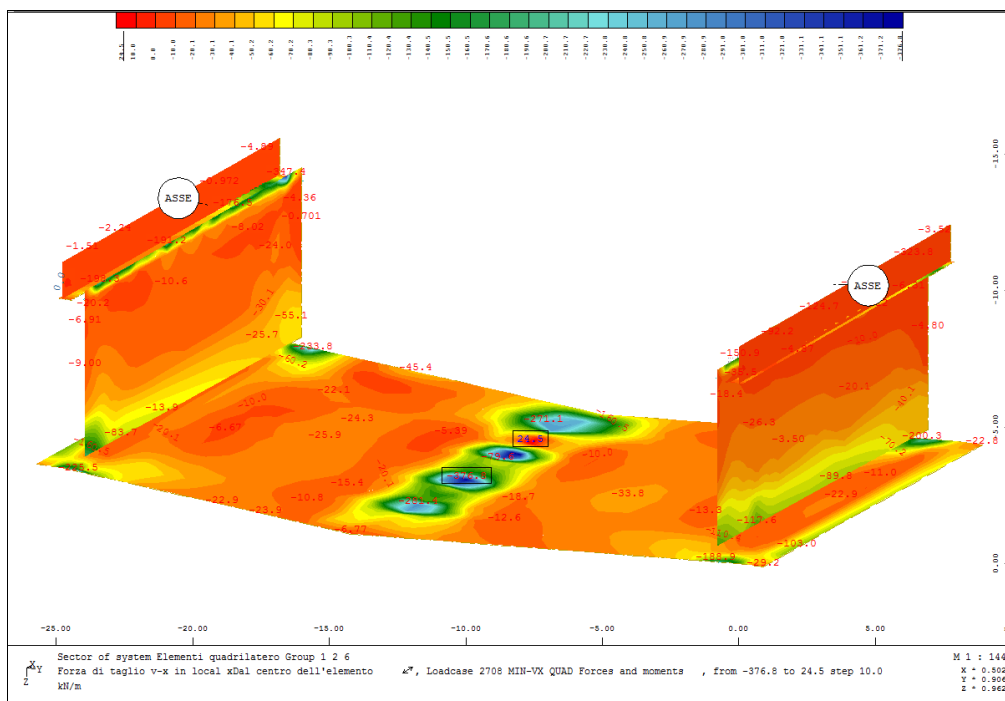


Diagramma v_{x-min} (coord.loc.)— COMB. SLU

Elaborato	Revisione	Data
Sottopassi Rotatoria via Lunga	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 40 di 110

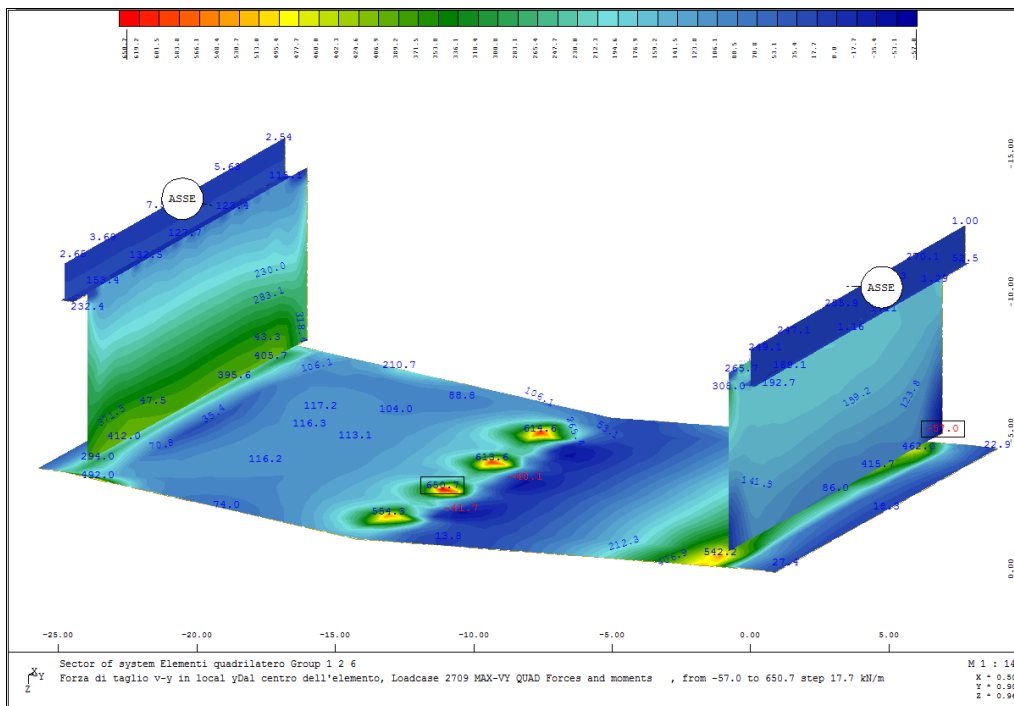


Diagramma v_{y-max} (coord.loc.)— COMB. SISMICA

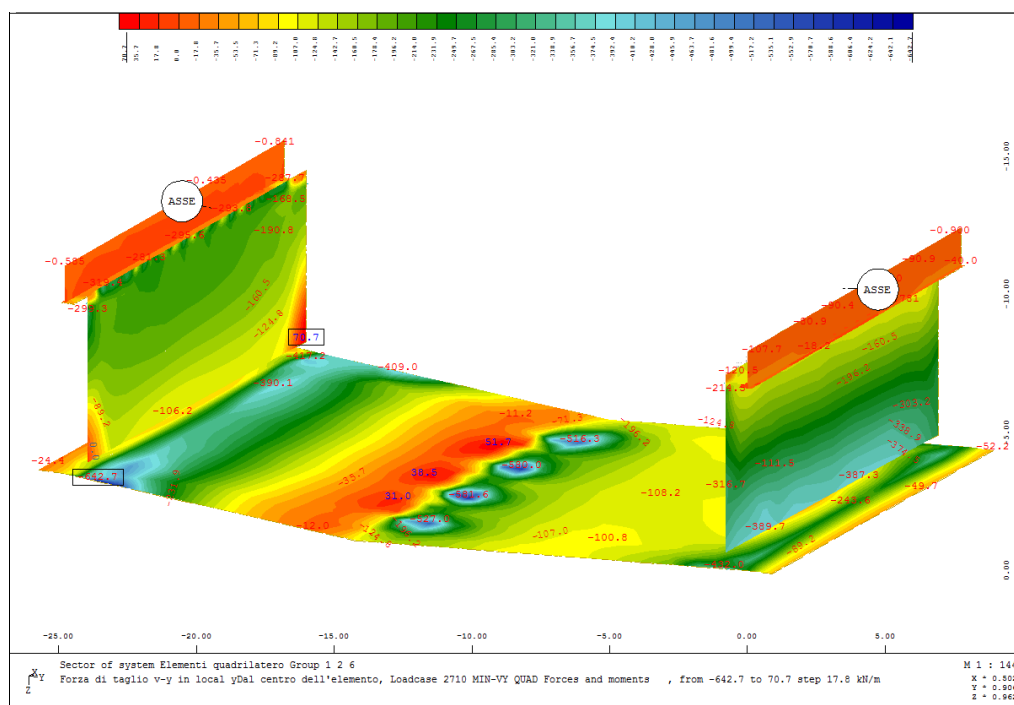


Diagramma v_{y-min} (coord.loc.)— COMB. SISMICA

Elaborato	Revisione	Data
Sottopassi Rotatoria via Lunga	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 41 di 110

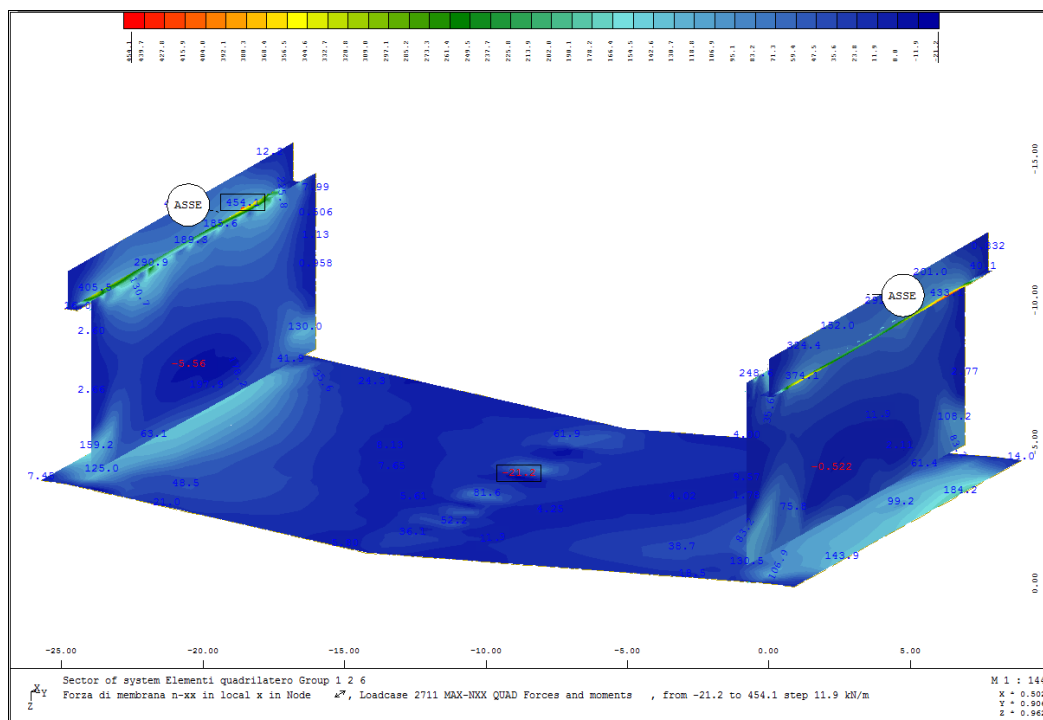


Diagramma n_{xx-max} (coordin. loc.)— COMB. SISMICA

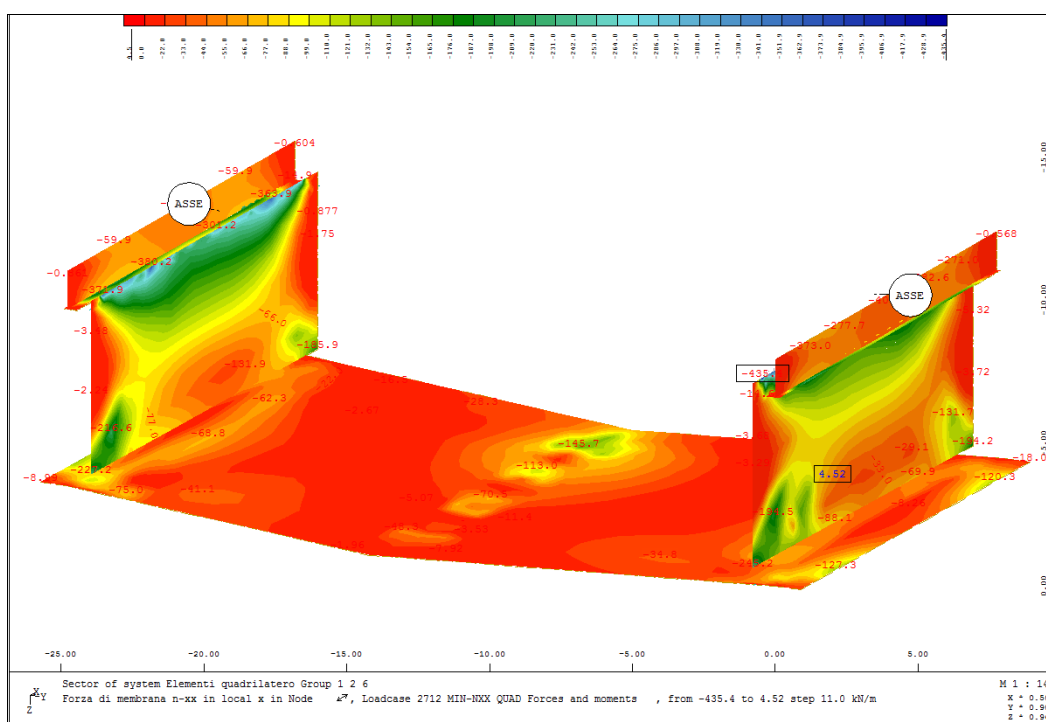


Diagramma n_{xx-min} (coordin. loc.)— COMB. SISMICA

Elaborato	Revisione	Data
Sottopassi Rotatoria via Lunga	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 42 di 110

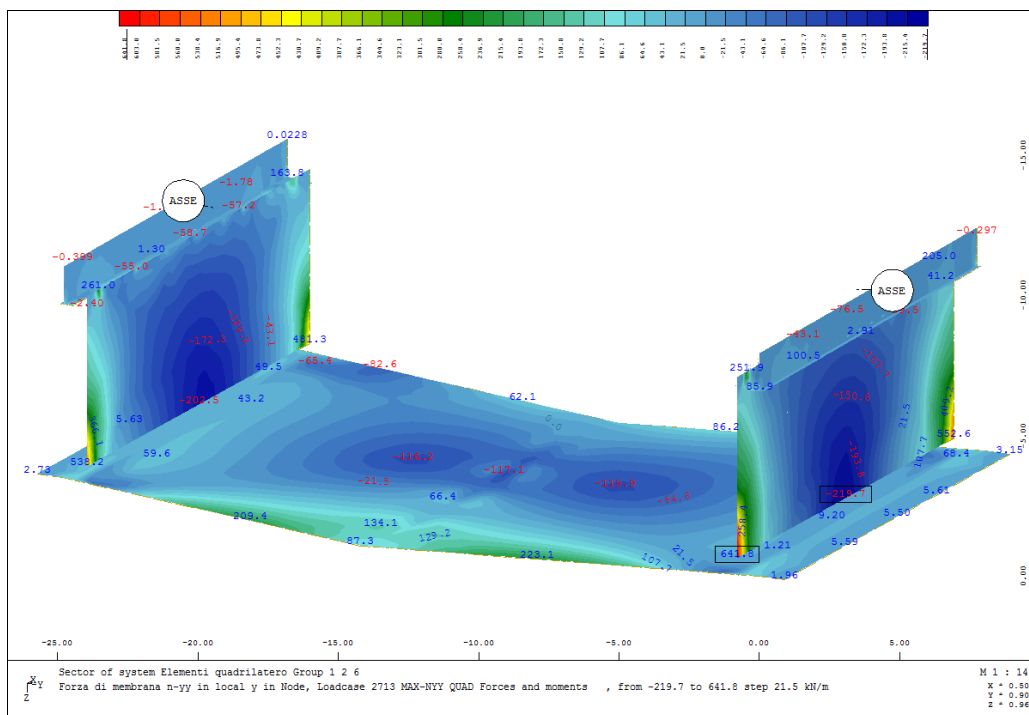


Diagramma n_{yy-max} (coordin. loc.)— COMB. SISMICA

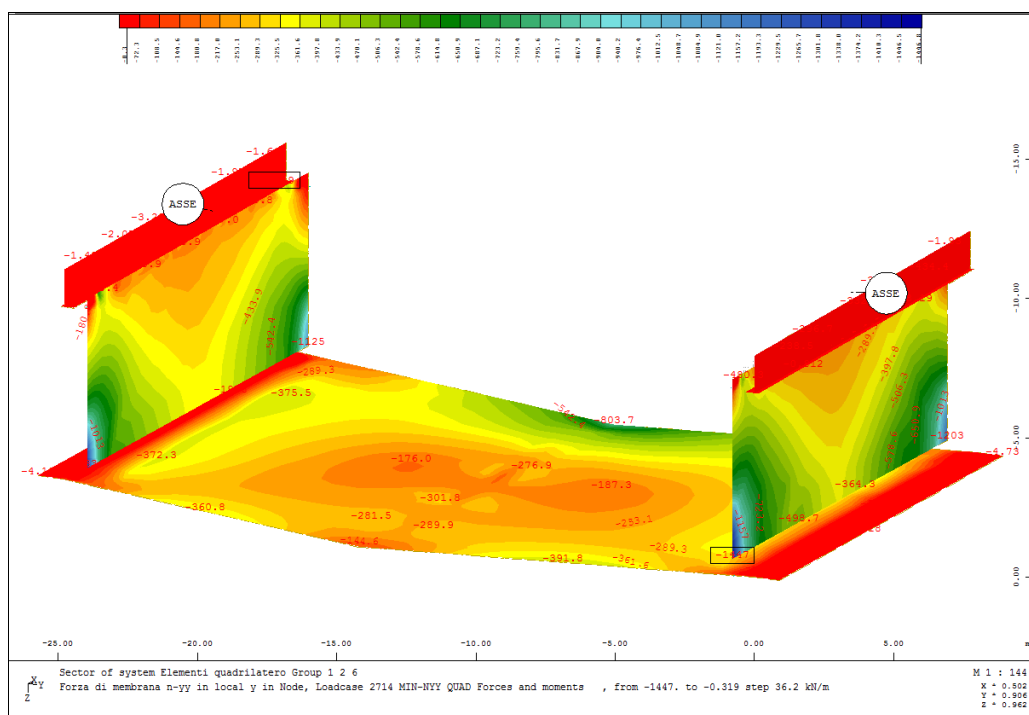


Diagramma n_{yy-min} (coordin. loc.)— COMB. SISMICA

Elaborato	Revisione	Data
Sottopassi Rotatoria via Lunga	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 43 di 110

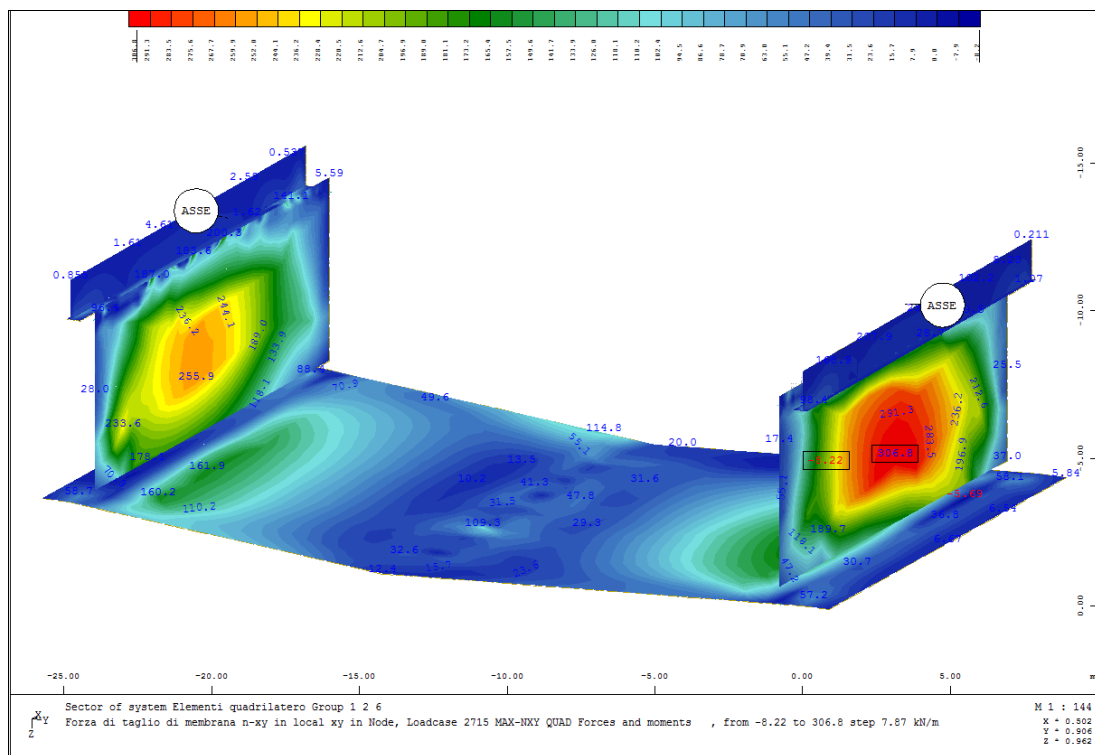


Diagramma n_{xy-max} (coordin. loc.)— COMB. SISMICA

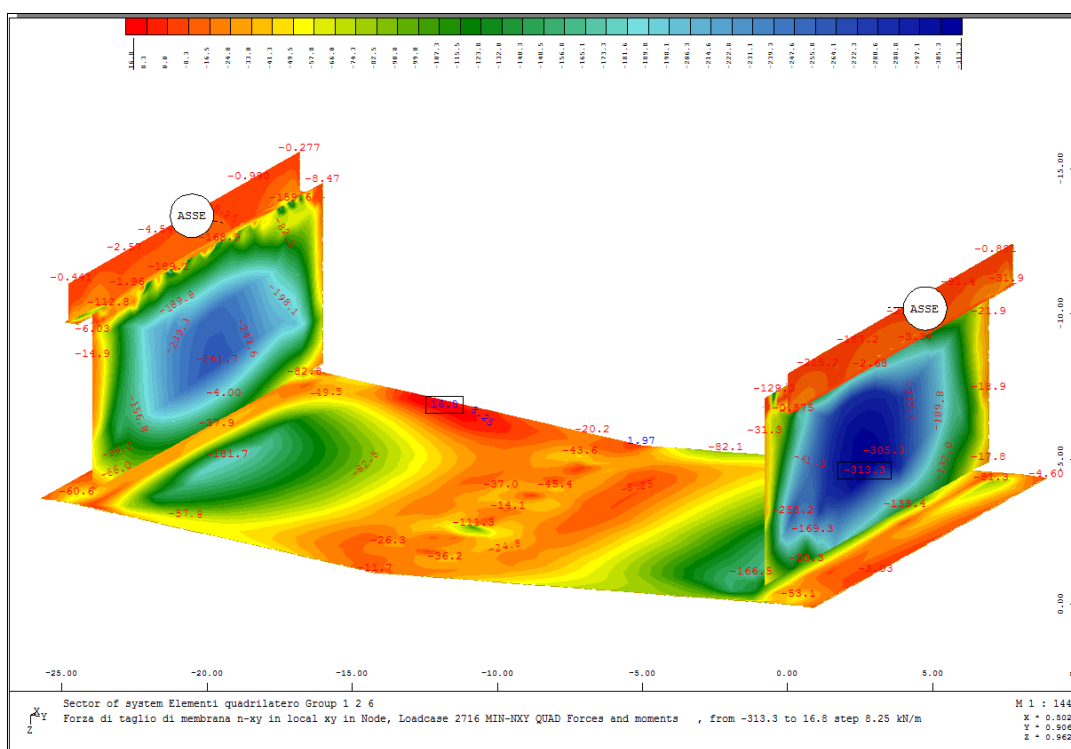


Diagramma n_{xy-min} (coordin. loc.)— COMB. SISMICA

Elaborato	Revisione	Data
Sottopassi Rotatoria via Lunga	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 44 di 110

➤ Pile

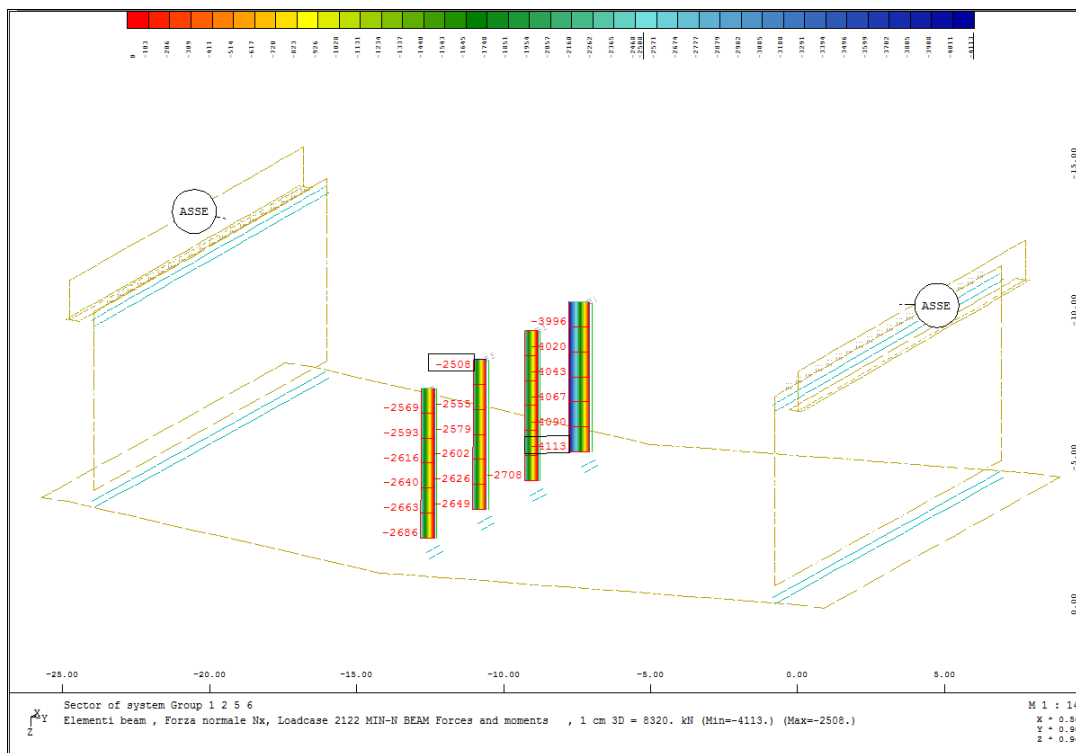


Diagramma N_{max} – COMB. SLU

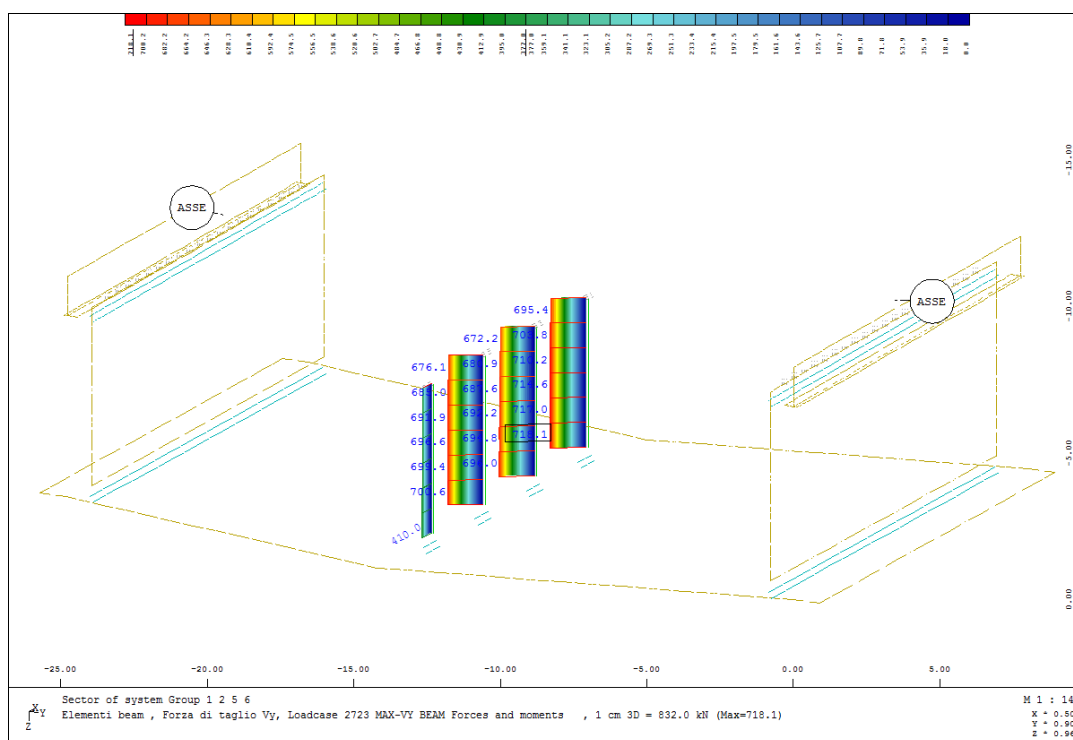


Diagramma $V_{long-max}$ – COMB. SISMICA

Elaborato	Revisione	Data
Sottopassi Rotatoria via Lunga	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 45 di 110

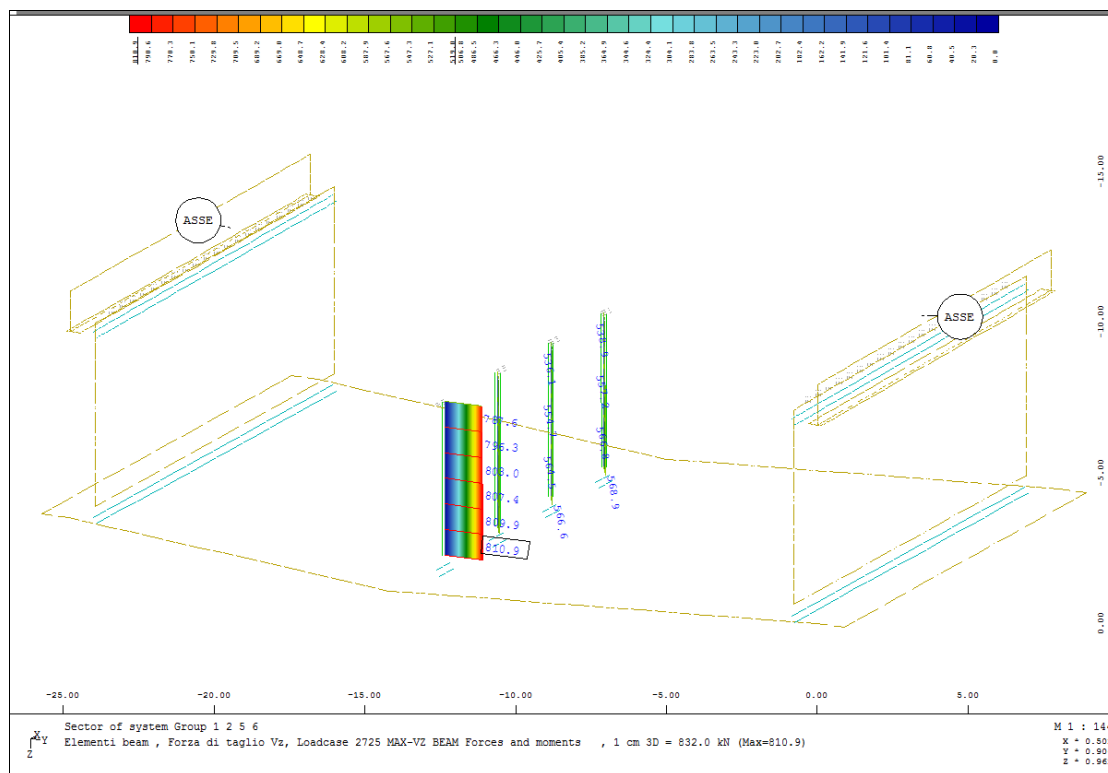


Diagramma $V_{trav-max}$ – COMB. SISMICA

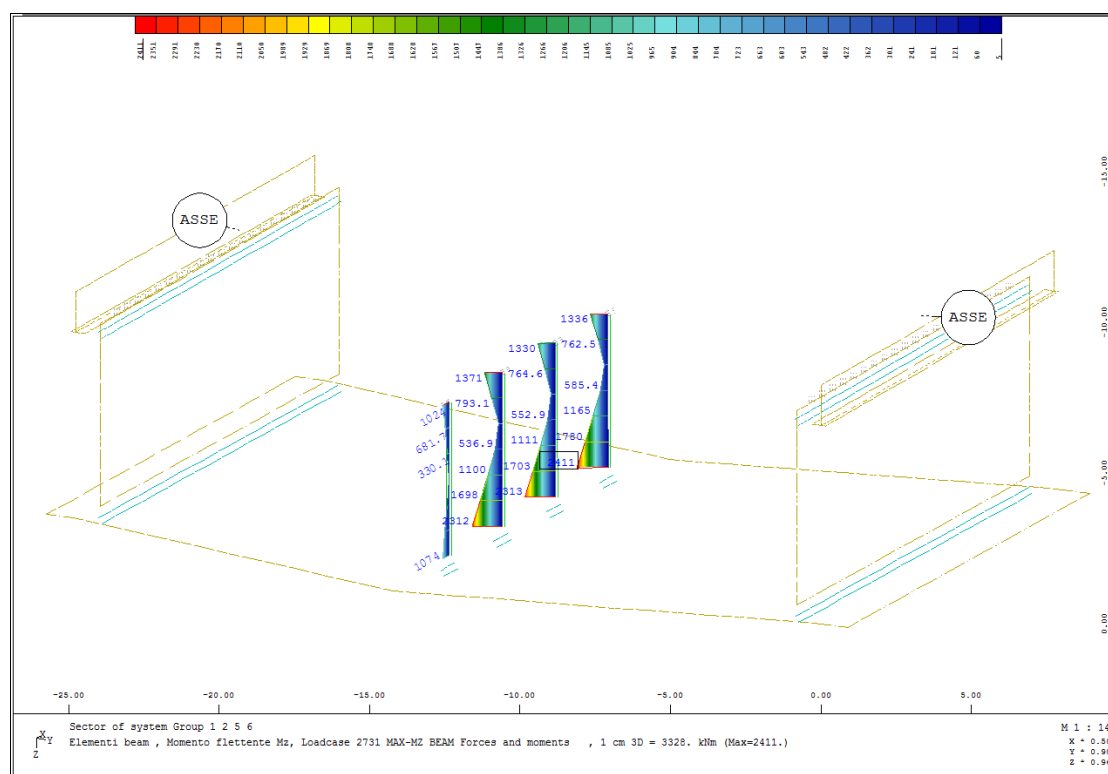


Diagramma M_{long} – COMB. SISMICA

Elaborato	Revisione	Data
Sottopassi Rotatoria via Lunga	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 46 di 110

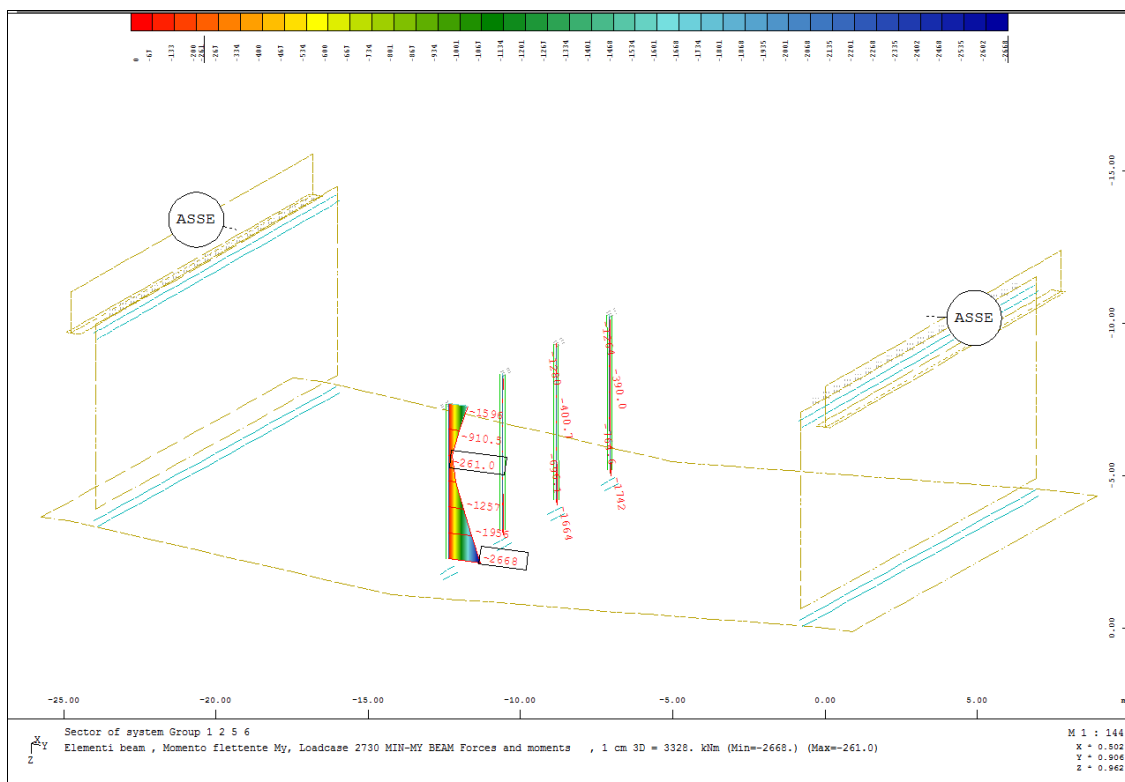


Diagramma $M_{trav-max}$ – COMB. SISMICA

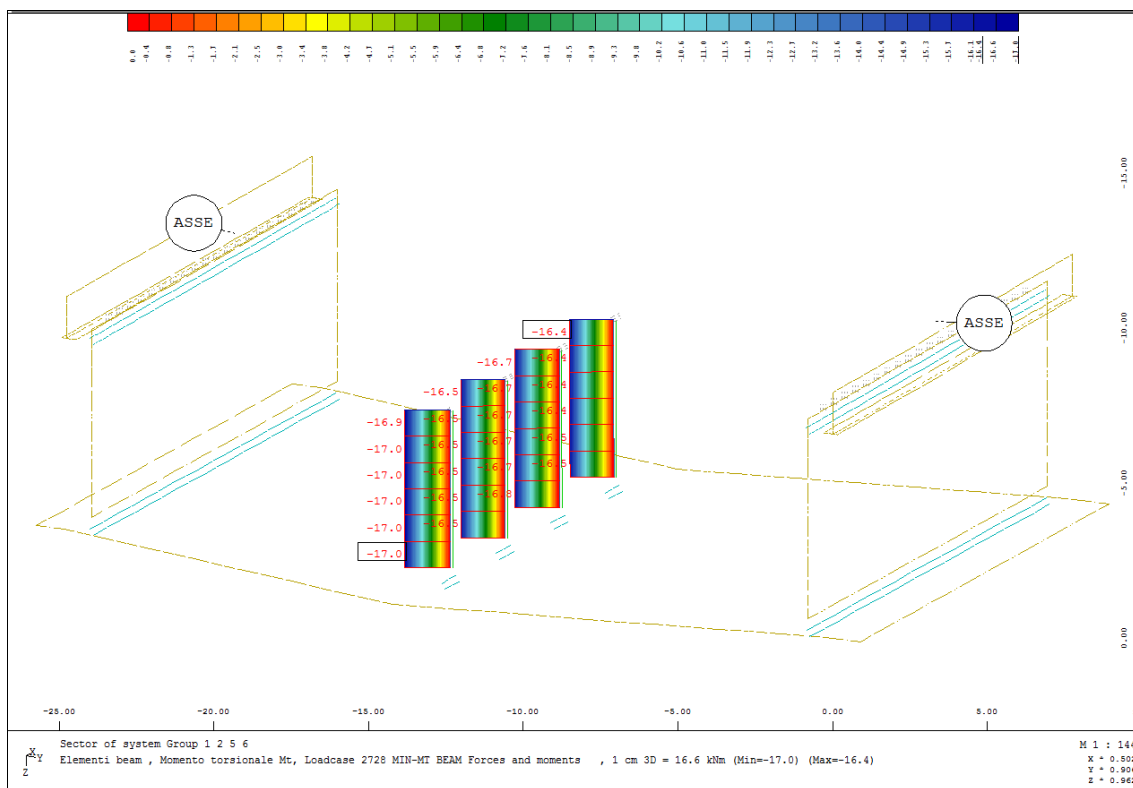


Diagramma M_{t-max} – COMB. SISMICA

Elaborato	Revisione	Data
Sottopassi Rotatoria via Lunga	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 47 di 110

➤ Pulvino

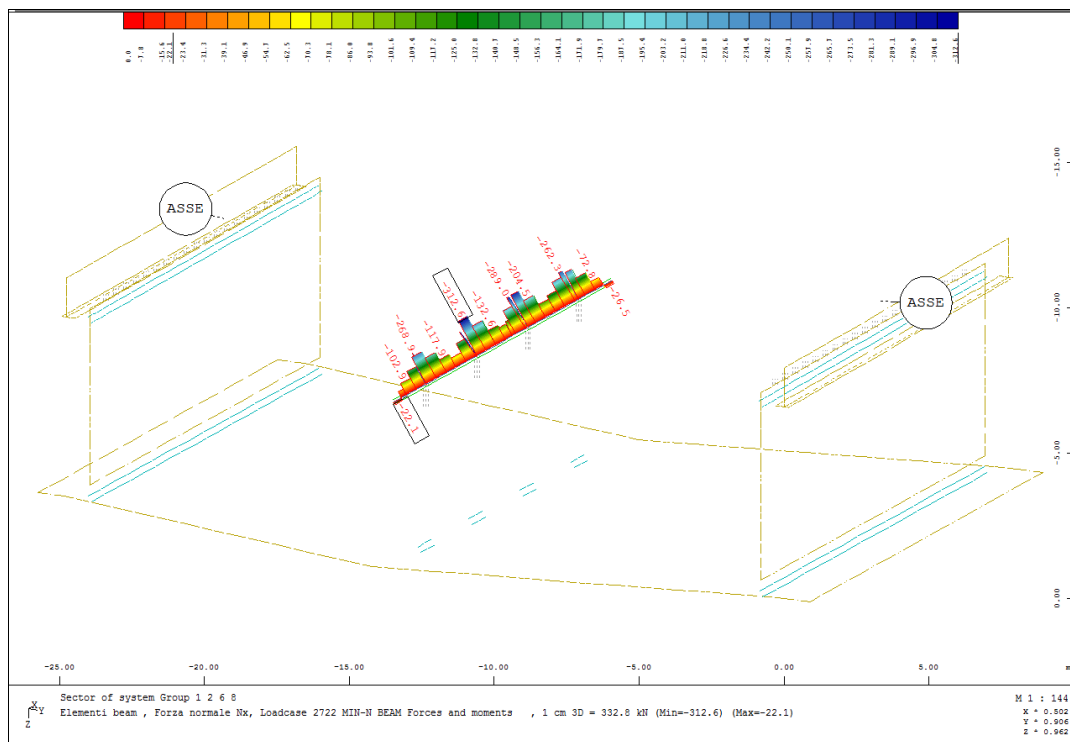


Diagramma N_{max} – COMB. SISMICA

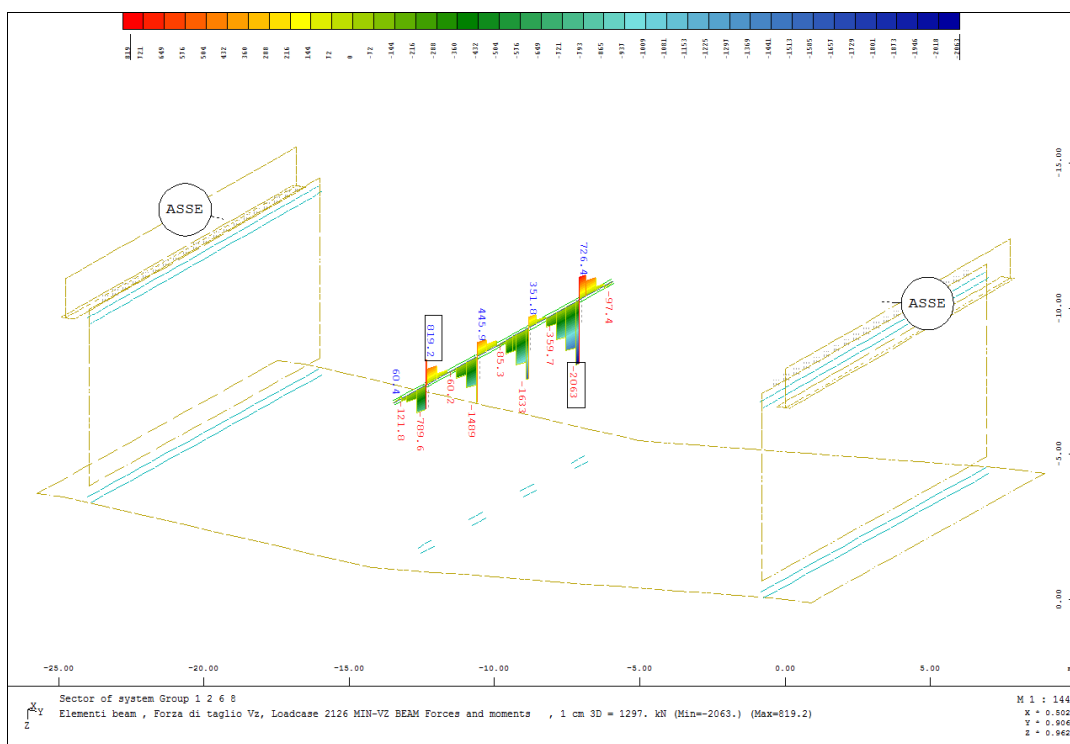


Diagramma $V_{vert-max}$ – COMB. SLU

Elaborato	Revisione	Data
Sottopassi Rotatoria via Lunga	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 48 di 110

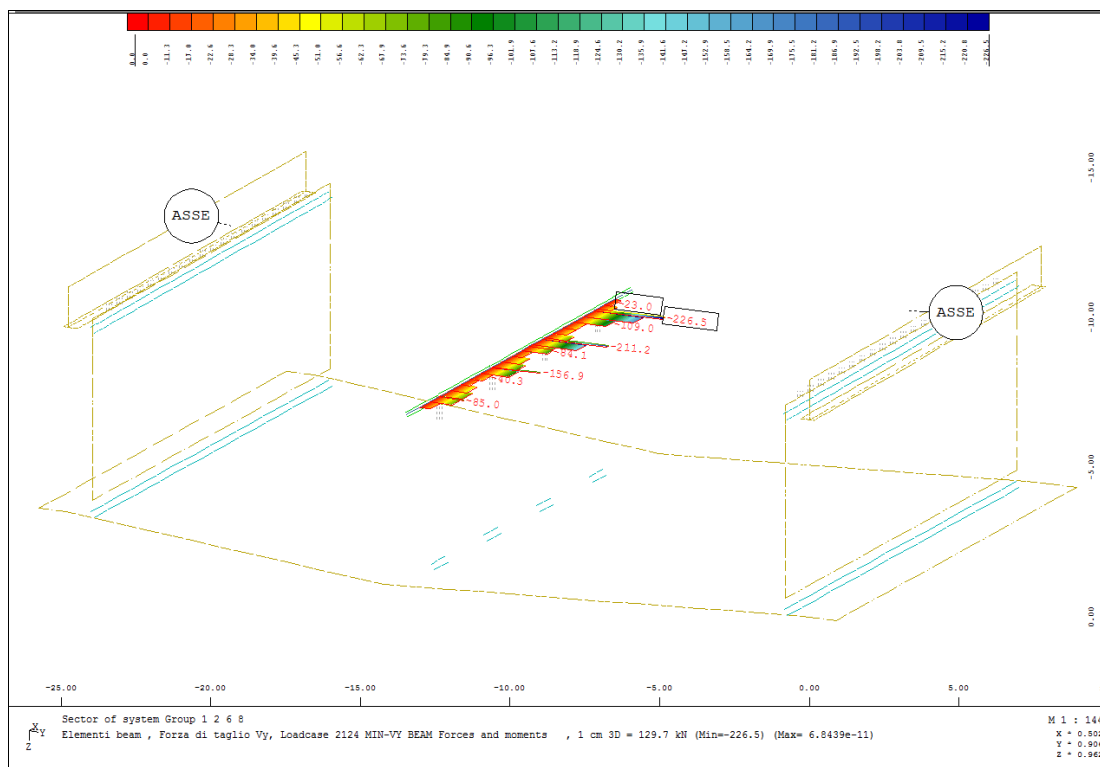


Diagramma $V_{trav-max}$ – COMB. SISMICA

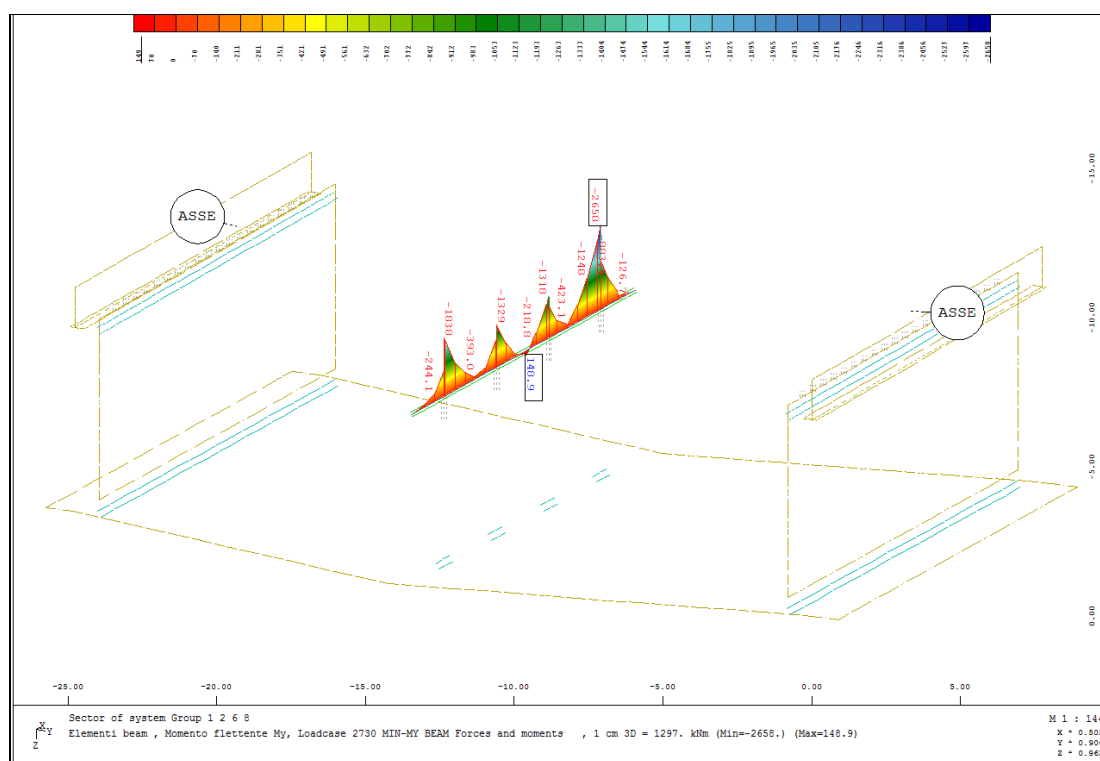


Diagramma M_{vert} – COMB. SISMICA

Elaborato	Revisione	Data
Sottopassi Rotatoria via Lunga	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 49 di 110

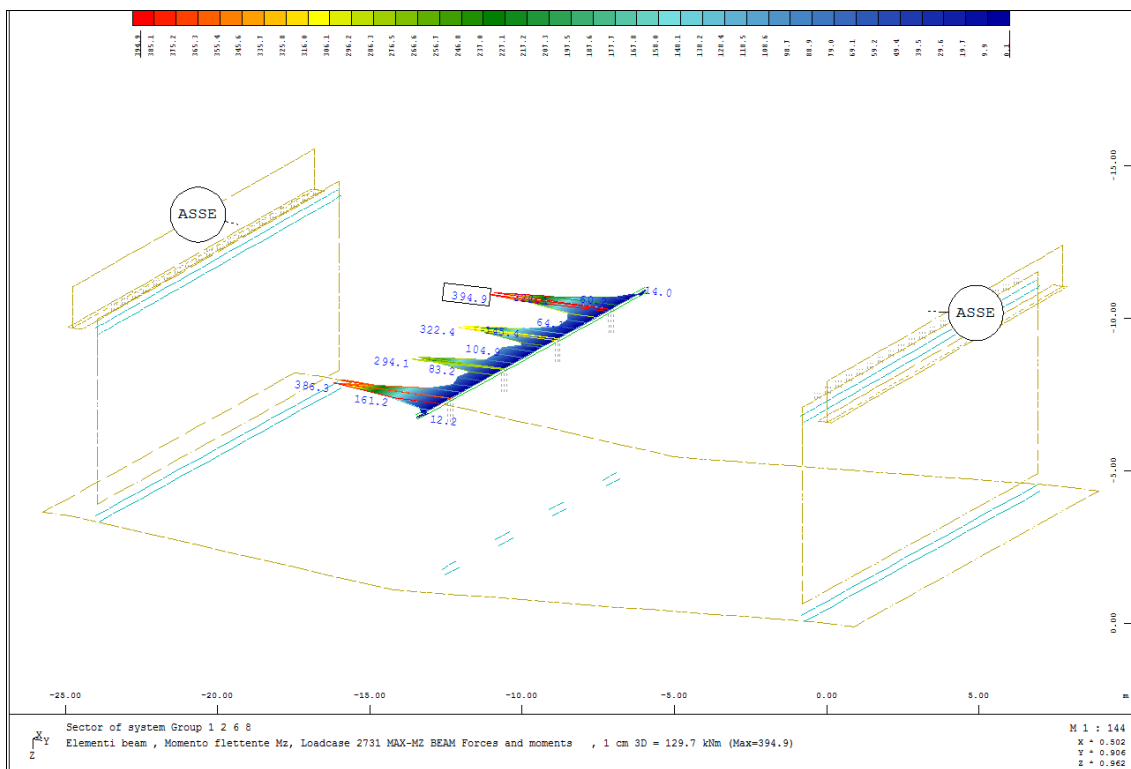


Diagramma $M_{trav-max}$ – COMB. SISMICA

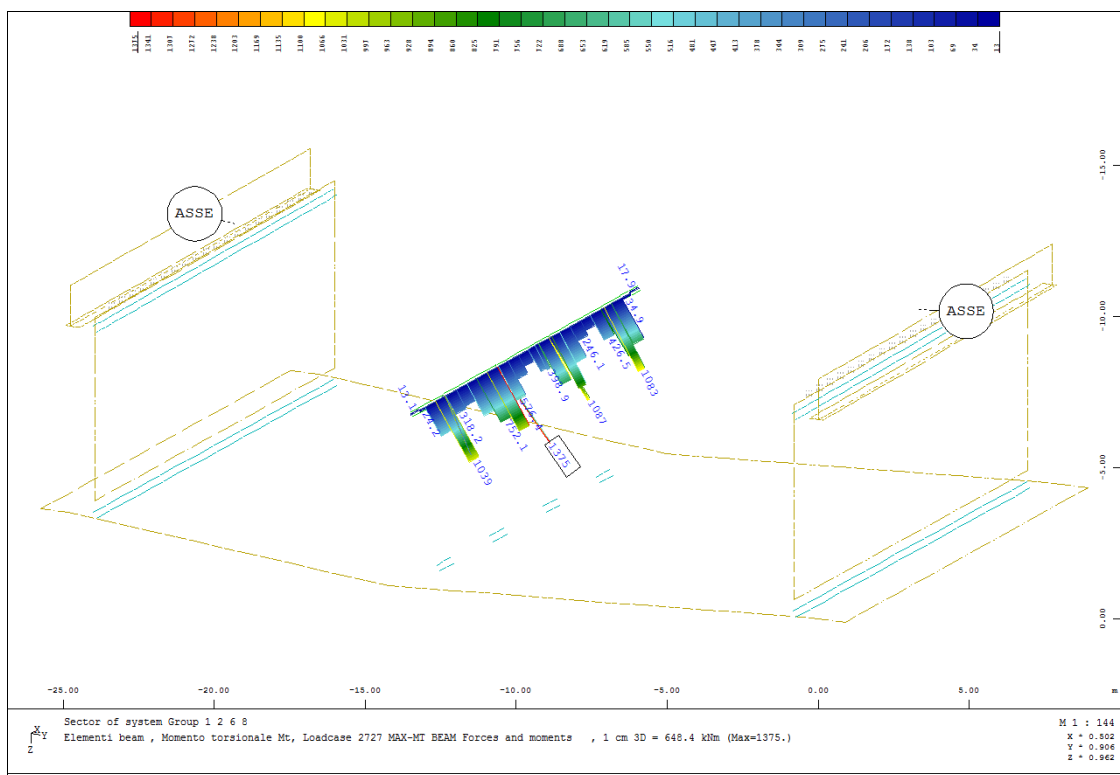


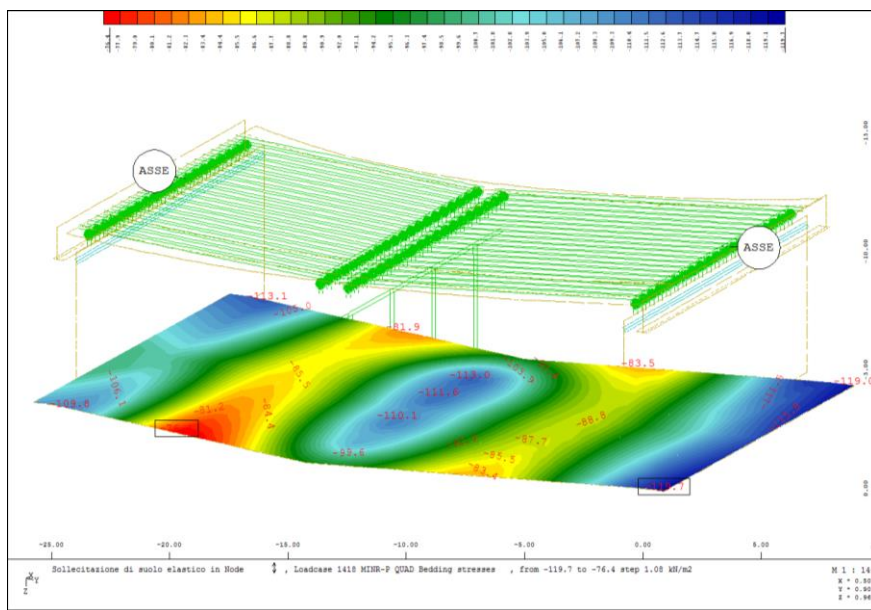
Diagramma M_{t-max} – COMB. SISMICA

Elaborato	Revisione	Data
Sottopassi Rotatoria via Lunga	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 50 di 110

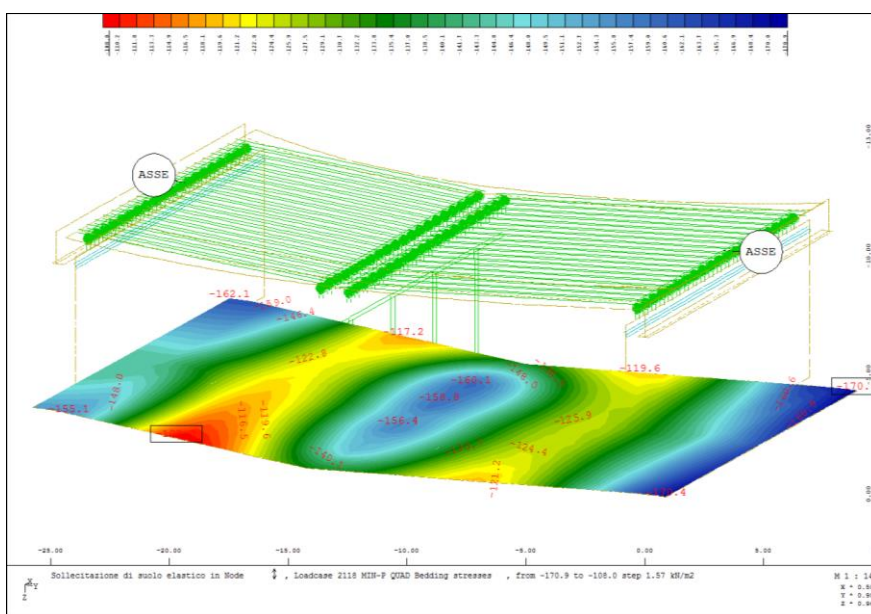
9.2 Pressioni di contatto terreno – fondazione

Si riportano i diagrammi delle pressioni di contatto fondazione terreno emersi dal calcolo, valutati relativamente alle seguenti combinazioni:

- COMB. - SLE – RARE
- COMB.SLU
- COMB. SISMICA

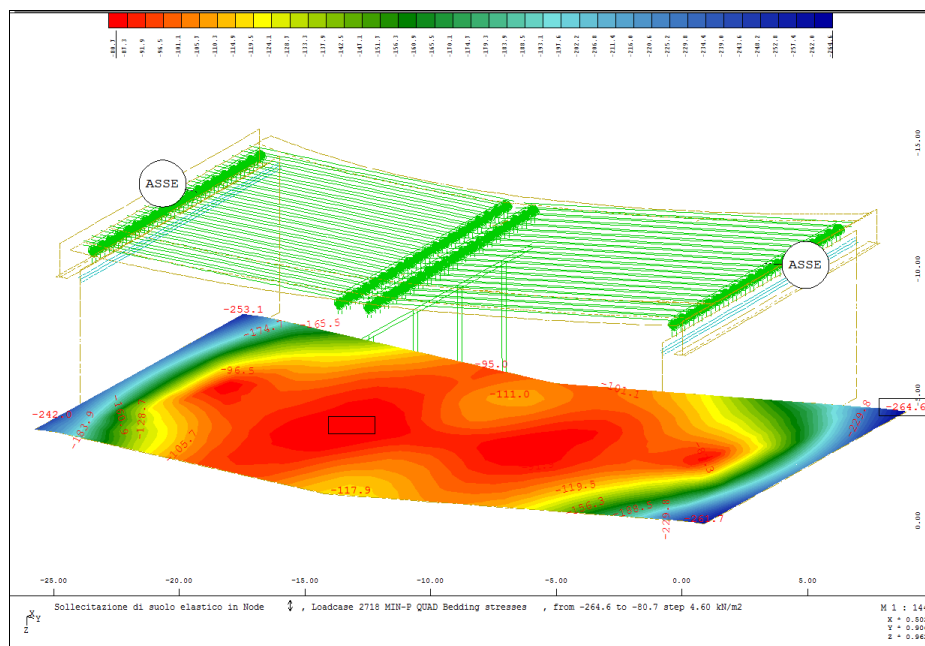


Pressioni di contatto max – COMB. SLE – RARE



Pressioni di contatto max – COMB. SLU

Elaborato	Revisione	Data
Sottopassi Rotatoria via Lunga	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 51 di 110



Pressioni di contatto max – COMB. SISMICA

La fondazione risulta interamente reagente per ogni combinazione esaminata.

La massima pressione di contatto associata alla combinazione agli SLU risulta:

$$p_{\max_SLU} = 170.9 \text{ kN/m}^2 = 1.71 \text{ daN/cm}^2$$

valore inferiore a quello della pressione limite indicato nella relazione geologico-geotecnica, pari a:

$$p_{\lim} = 2.10 \text{ daN/cm}^2$$

Anche in fase sismica, a meno di modeste localizzazioni di pressioni negli spigoli della fondazioni, le pressioni di contatto si mantengono inferiori a quella limite.

Elaborato	Revisione	Data
Sottopassi Rotatoria via Lunga	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 52 di 110

9.3 Stato di deformazione

Gli spostamenti orizzontali e verticali massimi dei nodi della struttura, valutati per le combinazioni rare agli Stati Limite di Esercizio, sono riportati nelle seguenti figure:

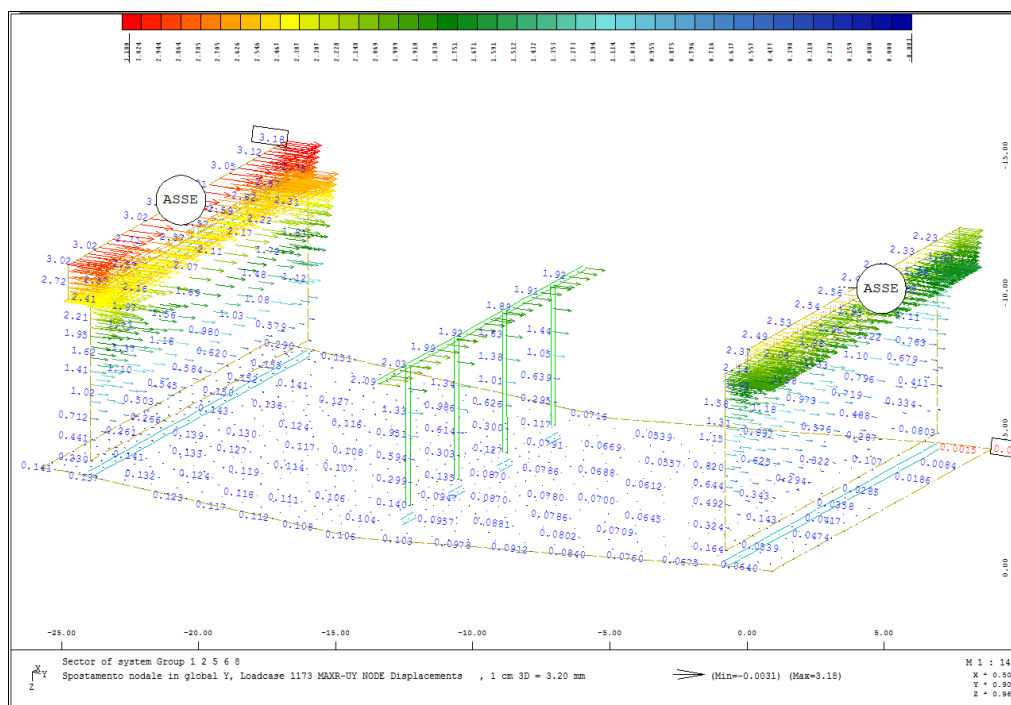


Diagramma massimi spostamenti in dir. trasv.- COMB. SLE RARE

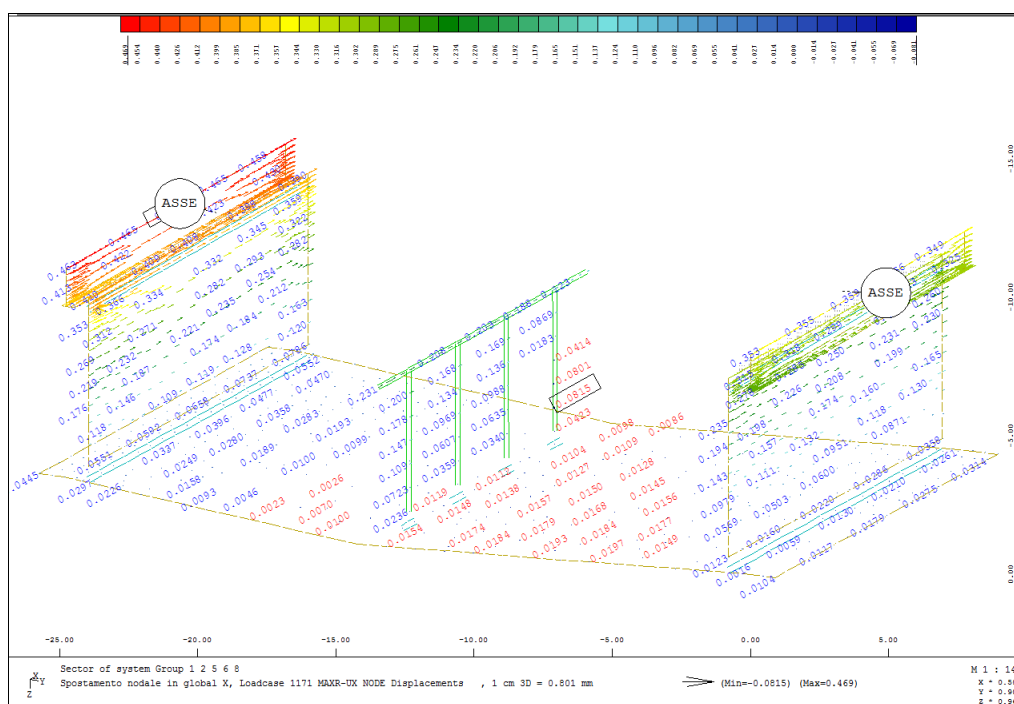


Diagramma massimi spostamenti in dir. long.- COMB. SLE RARE

Elaborato	Revisione	Data
Sottopassi Rotatoria via Lunga	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 53 di 110

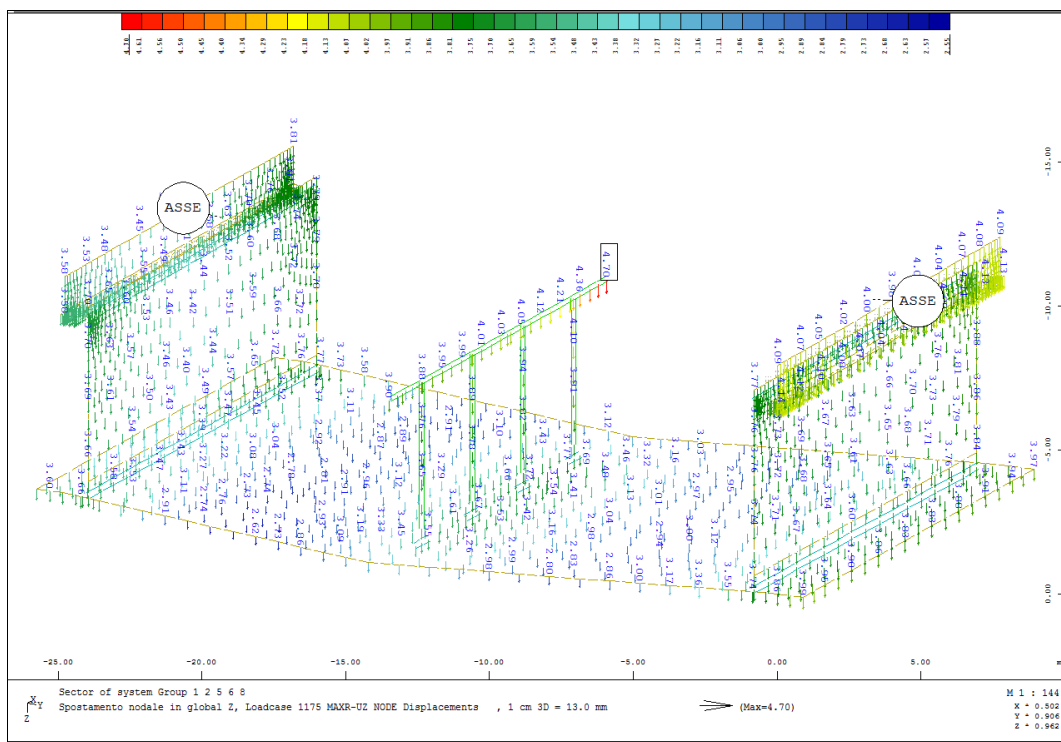


Diagramma massimi spostamenti in dir. vert.– COMB. SLE RARE

Gli spostamenti massimi emersi dal calcolo (espressi in mm) risultano compatibili con l'opera in esame.

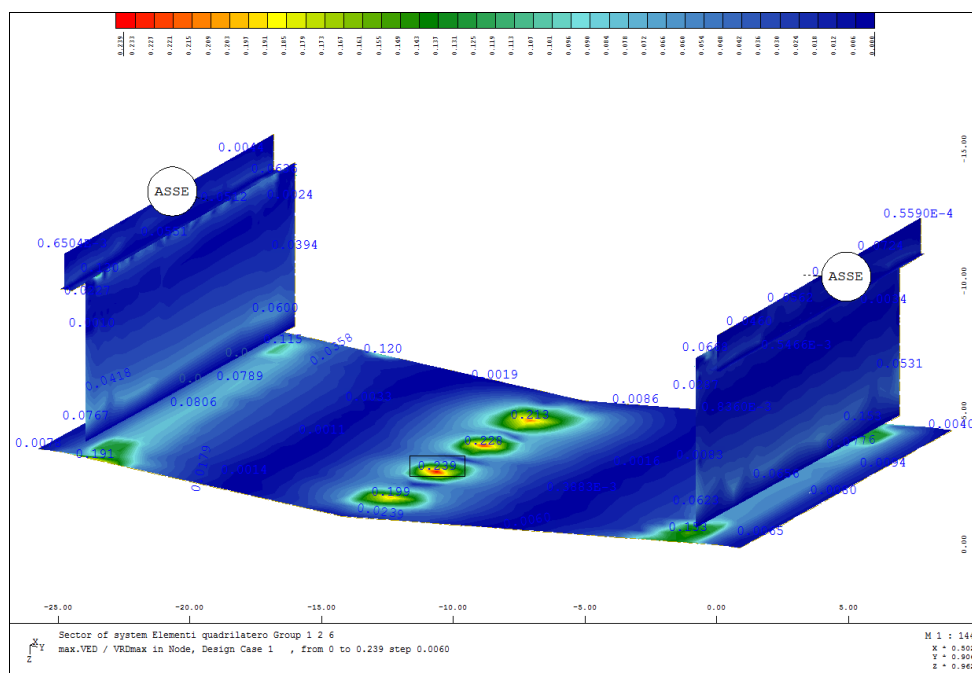
Elaborato	Revisione	Data
Sottopassi Rotatoria via Lunga	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 54 di 110

9.4 Verifiche agli SLU - SLE

Alla luce delle sollecitazioni emerse dal calcolo e precedentemente illustrate, si sono eseguite le verifiche agli Stati Limite Ultimi e agli Stati Limite di Esercizio per ogni elemento strutturale.

Si è ottenuto:

- Platea di fondazione, elevazioni spalle e paraghiaia



Verifica V_{ED}/V_{RD-max}

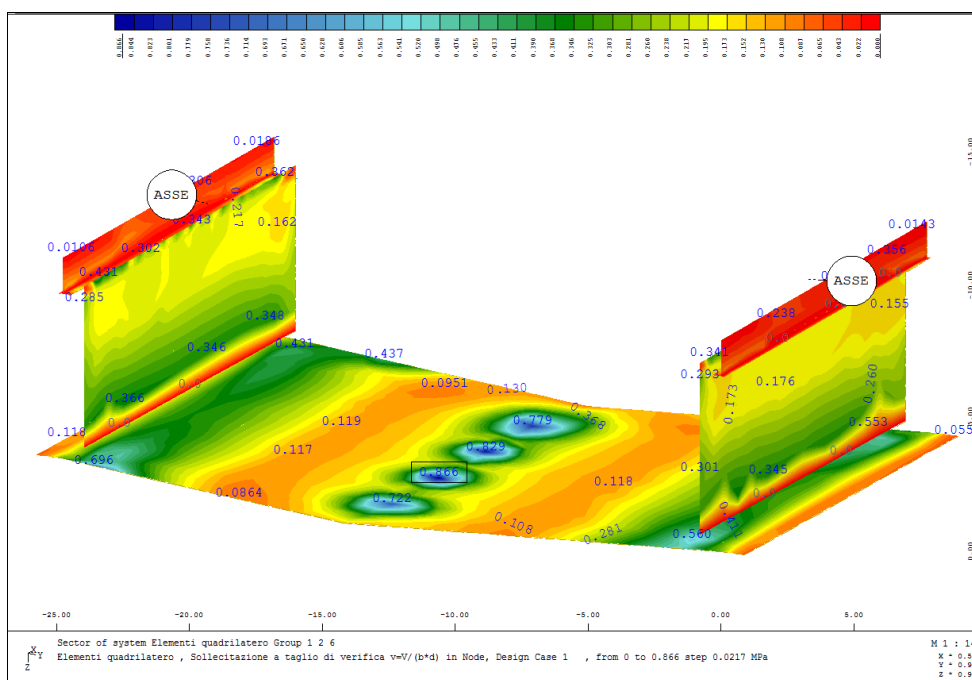


Diagramma tensioni tangenziali [Mpa]

Elaborato	Revisione	Data
Sottopassi Rotatoria via Lunga	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 55 di 110

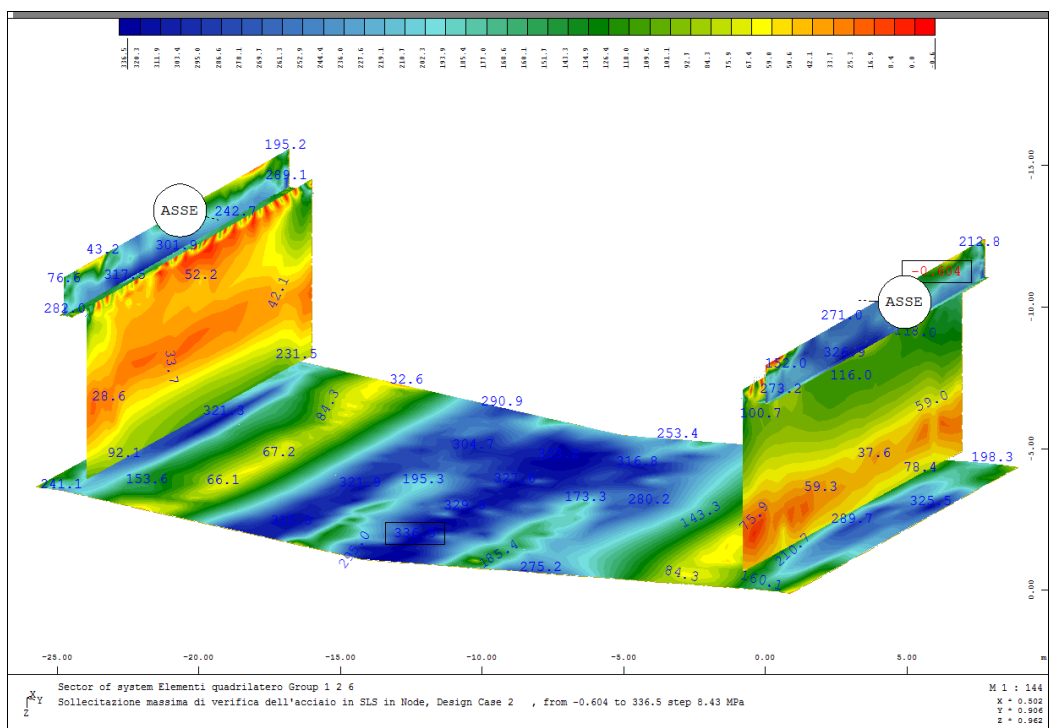


Diagramma delle tensioni massime nell'acciaio] – COMB.SLE RARE

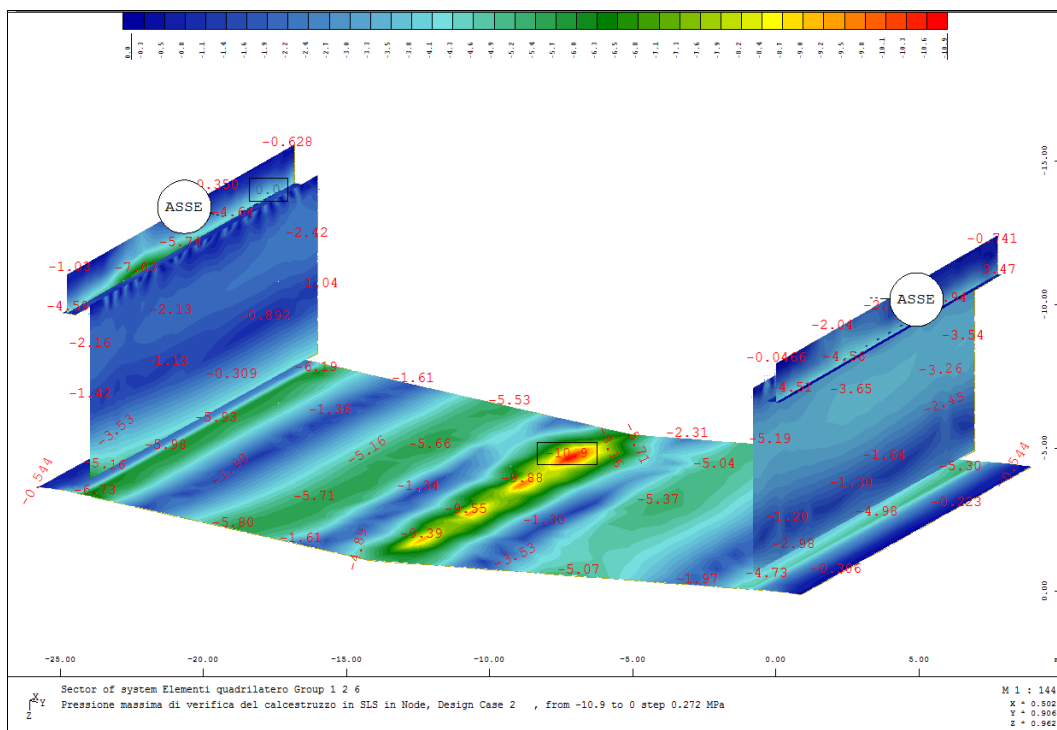
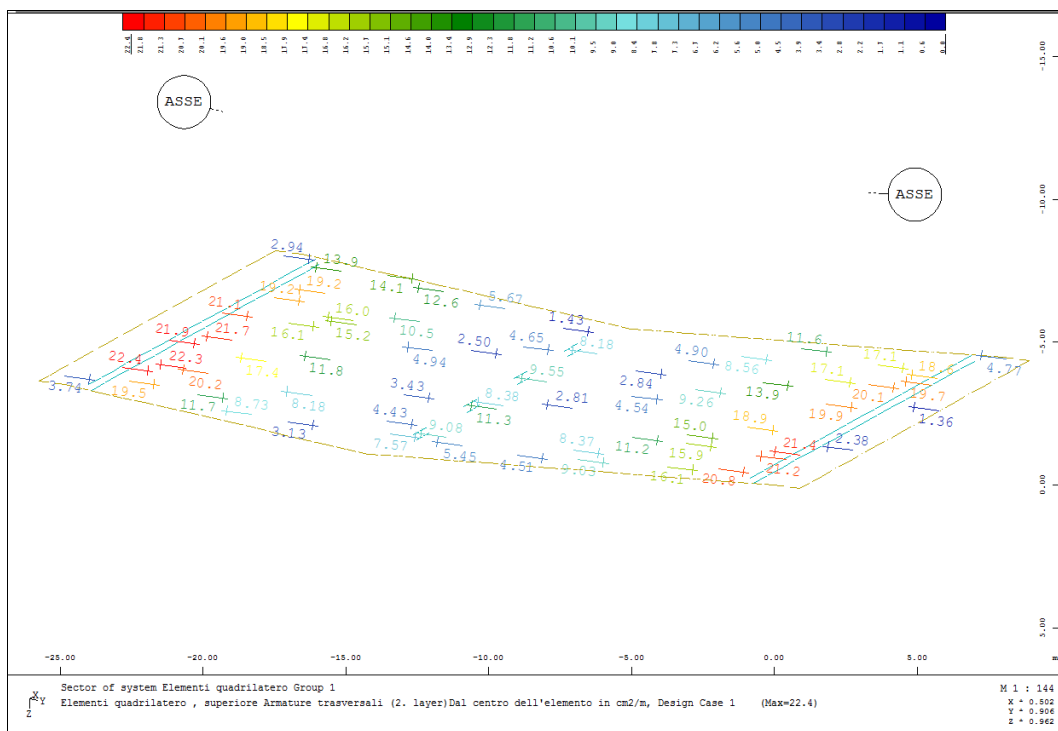
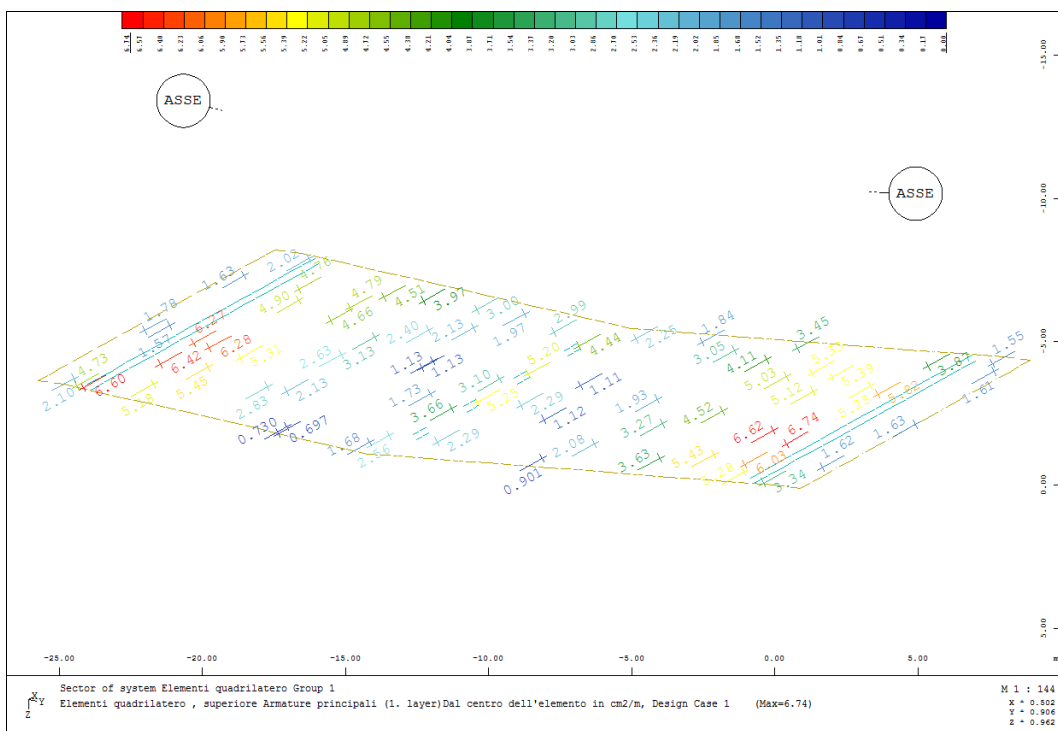


Diagramma delle tensioni nel calcestruzzo] - COMB.SLE RARE

Elaborato	Revisione	Data
Sottopassi Rotatoria via Lunga	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 56 di 110

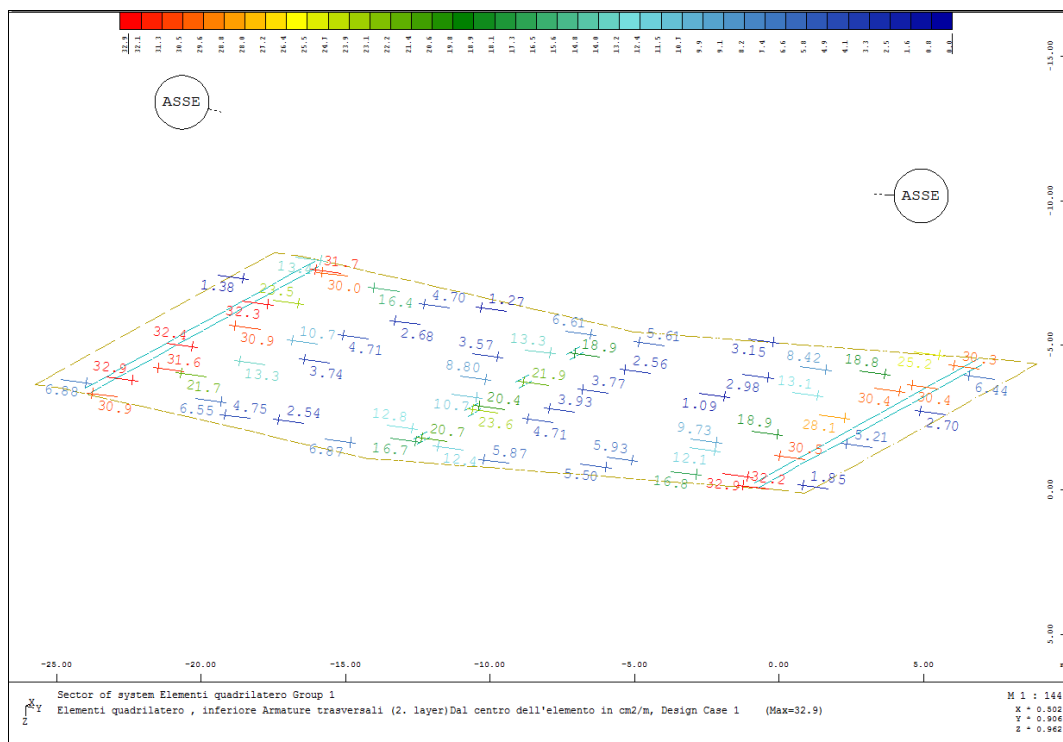


Platea di fondazione - Armatura minima trasversale superiore [cm²/m]

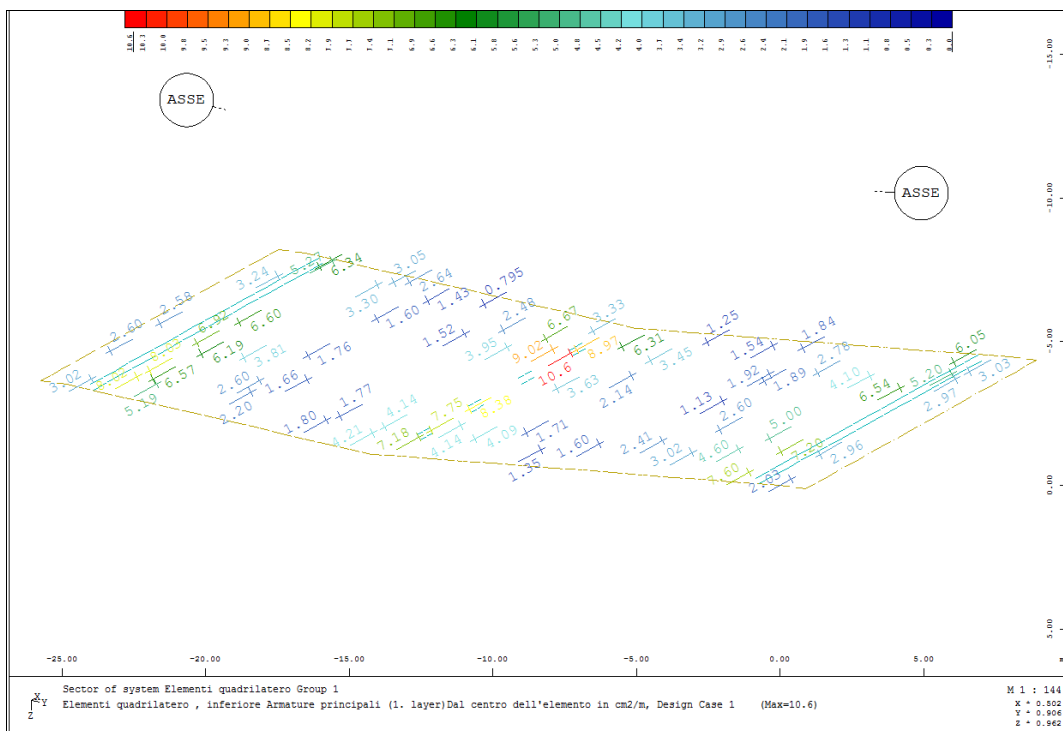


Platea di fondazione - Armatura minima longitudinale superiore [cm²/m]

Elaborato	Revisione	Data
Sottopassi Rotatoria via Lunga	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 57 di 110

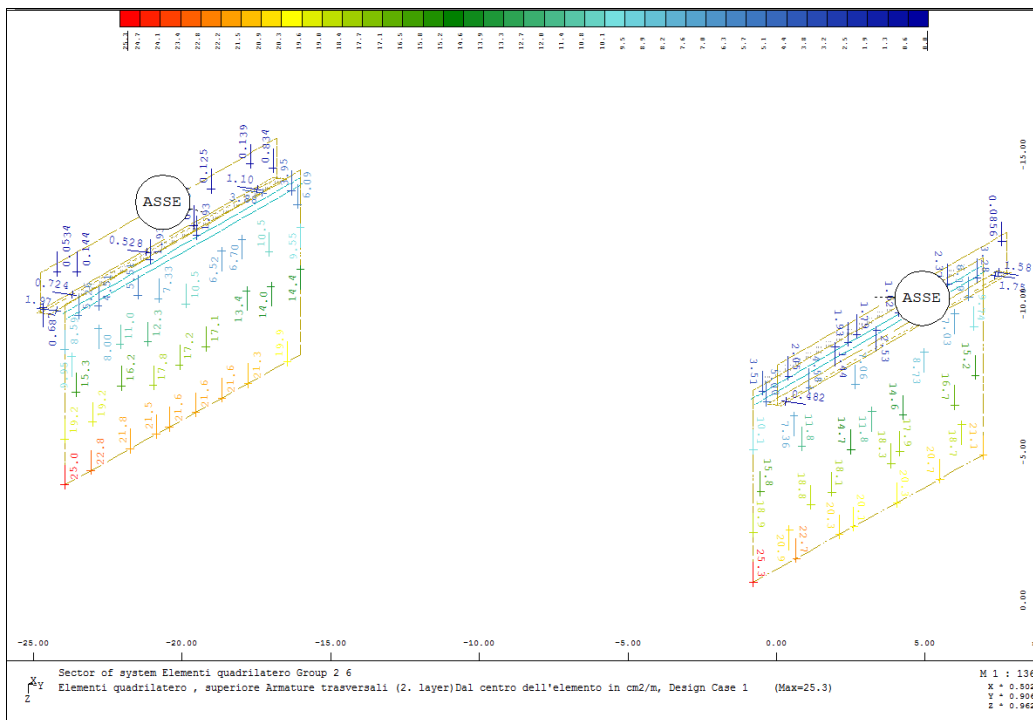


Platea di fondazione - Armatura minima trasversale inferiore [cm²/m]

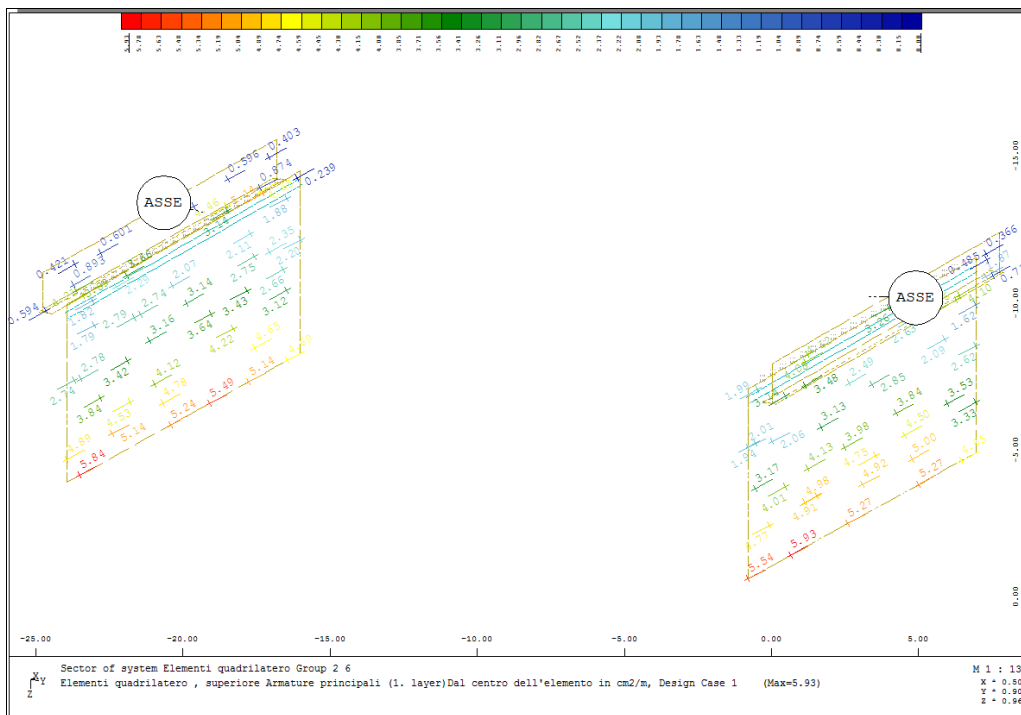


Platea di fondazione - Armatura minima longitudinale inferiore [cm²/m]

Elaborato	Revisione	Data
Sottopassi Rotatoria via Lunga	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 58 di 110

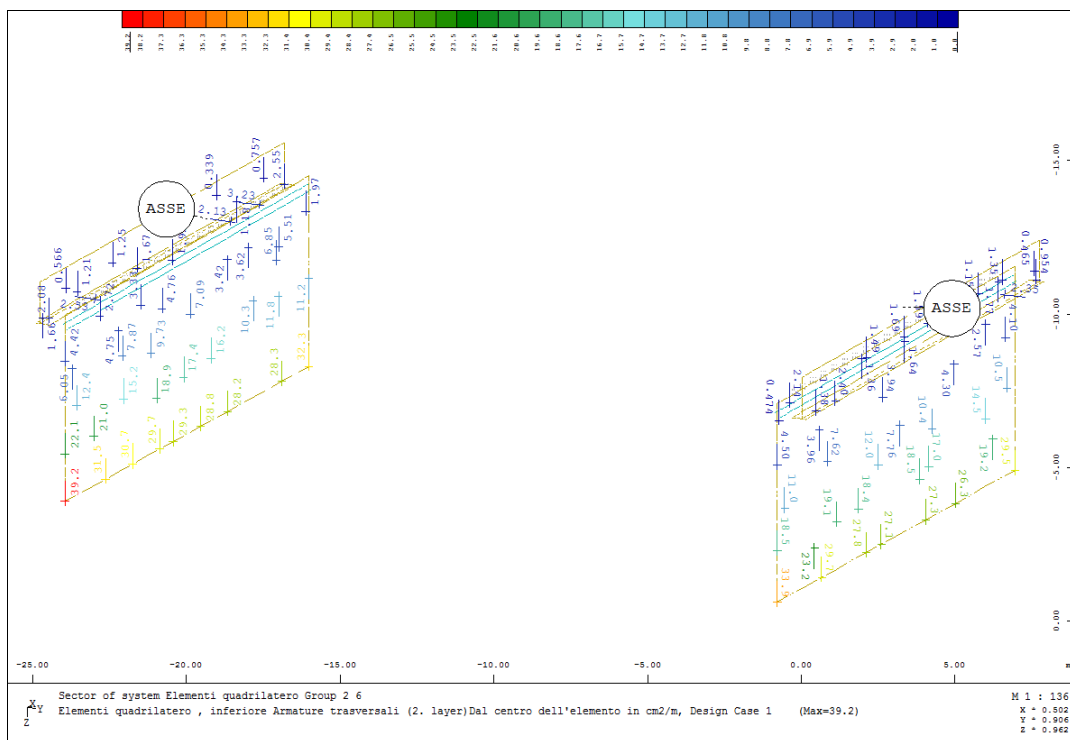


Elevazioni spalle e paraghiaia - Armatura minima verticale interna [cm²/m]

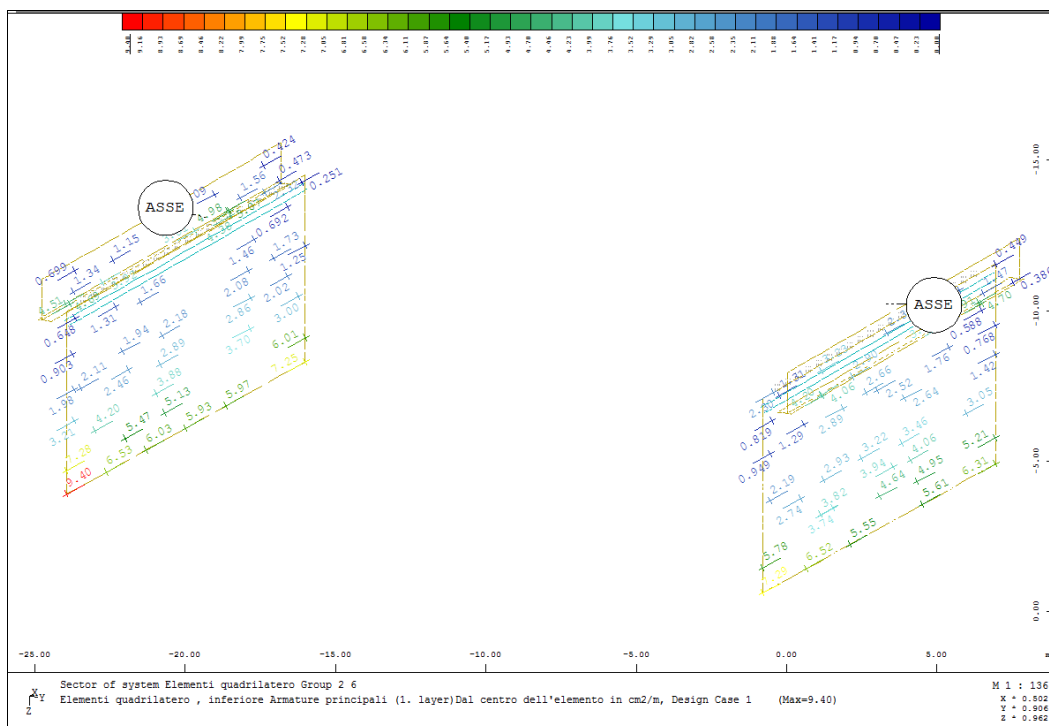


Elevazioni spalle e paraghiaia - Armatura minima orizzontale interna [cm²/m]

Elaborato	Revisione	Data
Sottopassi Rotatoria via Lunga	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 59 di 110



Elevazioni spalle e paraghiaia - Armatura minima verticale esterna [cm²/m]



Elevazioni spalle e paraghiaia - Armatura minima orizzontale esterna [cm²/m]

Elaborato	Revisione	Data
Sottopassi Rotatoria via Lunga	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 60 di 110

Prevedendo per gli elementi in oggetto aree d'armatura superiori a quelle minime indicate nei grafici, tutte le verifiche agli SLU e agli SLE (controllo tensioni e fessurazione) sono automaticamente soddisfatte.

Per questi elementi strutturali si dispone dunque la seguente armatura:

Platea di fondazione:

- $A_{s-sup-trasv}$: n° 5 ϕ 20 al metro ($A = 15.70 \text{ cm}^2$)
- $A_{s-sup-trasv_agg}$: n° 5 ϕ 20 al metro ($A = 15.70 \text{ cm}^2$) (in corrispondenza delle elevazioni delle spalle)
- $A_{s-sup-long}$: n° 5 ϕ 16 al metro ($A = 10.05 \text{ cm}^2$)
- $A_{s-inf-trasv}$: n° 5 ϕ 24 al metro ($A = 22.61 \text{ cm}^2$)
- $A_{s-inf-trasv_agg}$: n° 5 ϕ 24 al metro ($A = 22.61 \text{ cm}^2$) (in corrispondenza delle elevazioni delle spalle)
- $A_{s-inf-long}$: n° 5 ϕ 20 al metro ($A = 15.70 \text{ cm}^2$)

Elevazioni spalle:

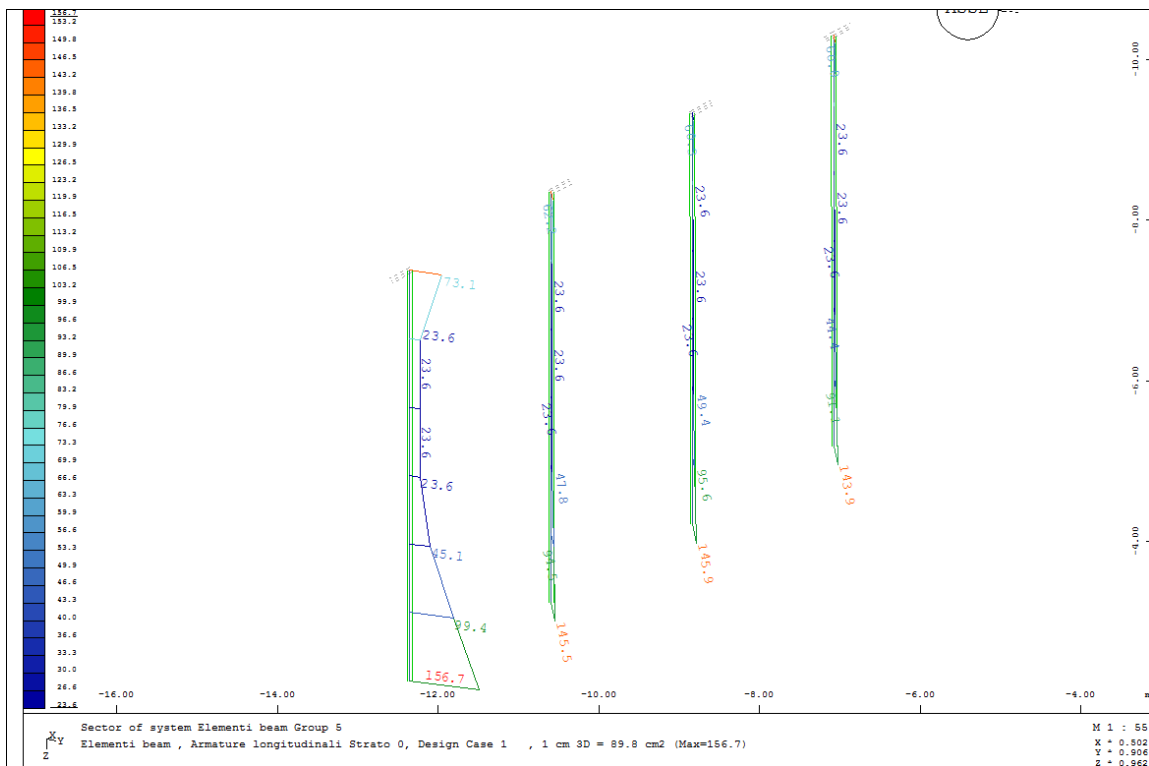
- $A_{s-vert-int}$: n° 5 ϕ 24 al metro ($A = 22.61 \text{ cm}^2$)
- $A_{s-vert-int_agg}$: n° 1 ϕ 24 al metro ($A = 22.61 \text{ cm}^2$) (per li primi 2m dallo spiccato dalla platea)
- $A_{s-orizz-int}$: n° 5 ϕ 20 al metro ($A = 15.70 \text{ cm}^2$)
- $A_{s-vert-est}$: n° 5 ϕ 24 al metro ($A = 22.61 \text{ cm}^2$)
- $A_{s-vert-est_agg}$: n° 5 ϕ 24 al metro ($A = 22.61 \text{ cm}^2$) (per li primi 2m dallo spiccato dalla platea)
- $A_{s-orizz-est}$: n° 5 ϕ 20 al metro ($A = 15.70 \text{ cm}^2$)

Paraghiaia:

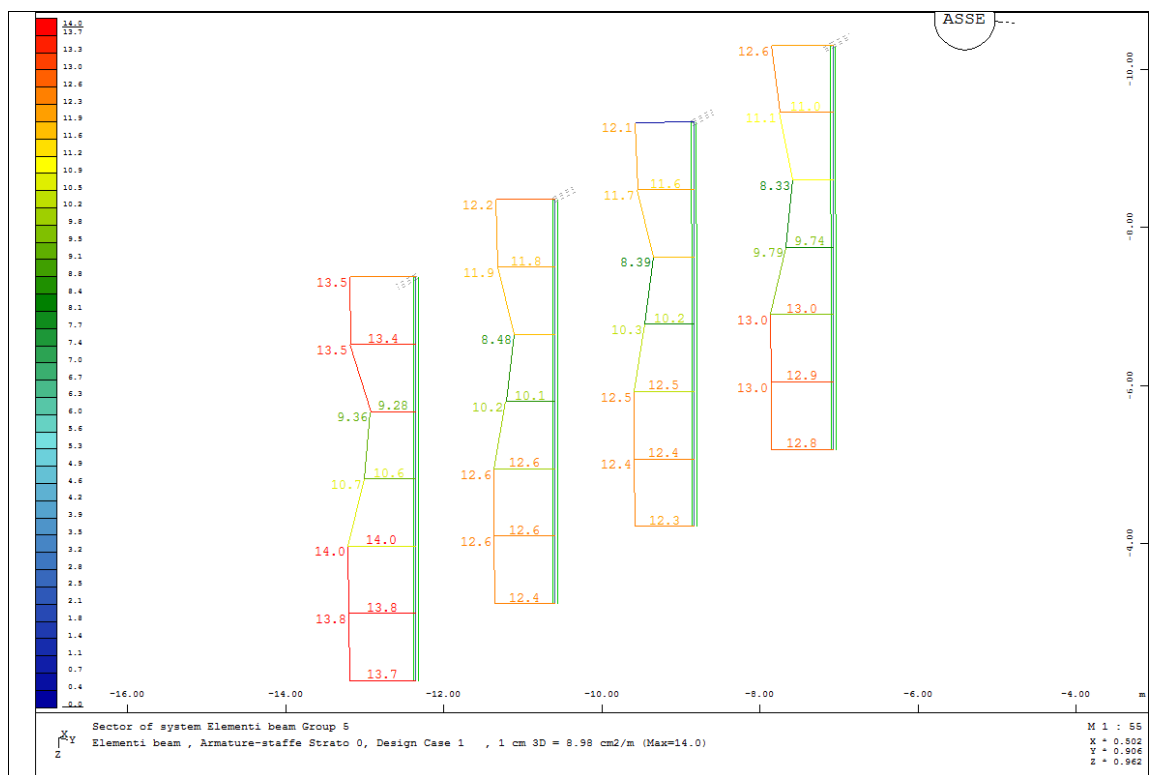
- $A_{s-vert-int}$: n° 5 ϕ 20 al metro ($A = 15.70 \text{ cm}^2$)
- $A_{s-orizz-int}$: n° 5 ϕ 16 al metro ($A = 10.05 \text{ cm}^2$)
- $A_{s-vert-est}$: n° 5 ϕ 20 al metro ($A = 15.70 \text{ cm}^2$)
- $A_{s-orizz-est}$: n° 5 ϕ 16 al metro ($A = 10.05 \text{ cm}^2$)

Elaborato	Revisione	Data
Sottopassi Rotatoria via Lunga	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 61 di 110

➤ Pile



Pile - Armatura minima longitudinale [cm²]



Pile - Armatura minima a taglio [cm²/m]

Elaborato	Revisione		Data
Sottopassi Rotatoria via Lunga	1		
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE			Pagina 62 di 110

Prevedendo per gli elementi in oggetto aree d'armatura superiori a quelle minime indicate nei grafici, tutte le verifiche agli SLU e agli SLE (controllo tensioni e fessurazione) sono automaticamente soddisfatte.

Per le pile si dispone dunque la seguente armatura:

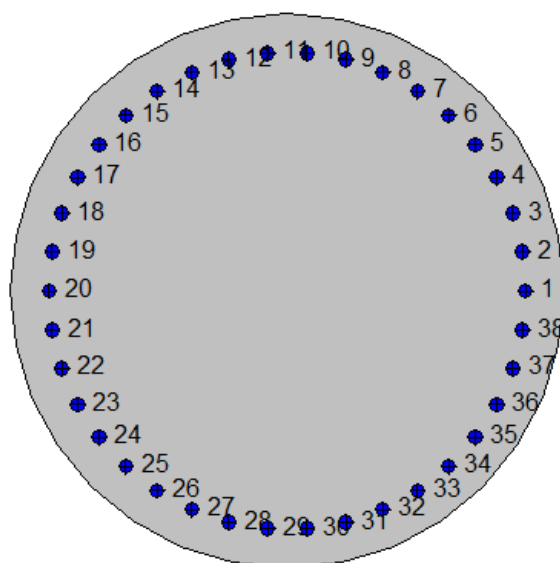
- A_{s-long} : n° 38 ϕ 26 ($A = 201.65 \text{ cm}^2$)
- $A_{s-trasv}$: spirale ϕ 16/20cm ($A = 20.09 \text{ cm}^2/\text{m}$)
-

Effettuando dunque la verifica a pressoflessione della sezioni più sollecitate della pile centrali (D=100cm), si ottiene:

Geometria della sezione:

Vert.	X	Y
n.	cm	cm
1	50,0	100,0
2	59,8	99,0
3	69,1	96,2
4	77,8	91,6
5	85,4	85,4
6	91,6	77,8
7	96,2	69,1
8	99,0	59,8
9	100,0	50,0
10	99,0	40,3
11	96,2	30,9
12	91,6	22,2
13	85,4	14,6
14	77,8	8,4
15	69,1	3,8
16	59,8	1,0
17	50,0	0,0
18	40,3	1,0
19	30,9	3,8
20	22,2	8,4
21	14,6	14,6
22	8,4	22,2
23	3,8	30,9
24	1,0	40,3
25	0,0	50,0
26	1,0	59,8
27	3,8	69,1
28	8,4	77,8
29	14,6	85,4
30	22,2	91,6
31	30,9	96,2
32	40,3	99,0

Elaborato	Revisione	Data
Sottopassi Rotatoria via Lunga	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 63 di 110



Armature:

Pos.	X	Y	Area	Pretens.
n.	cm	cm	cmq	(s/n)
1	93,0	50,0	5,3	no
2	92,4	57,1	5,3	no
3	90,7	64,0	5,3	no
4	87,8	70,5	5,3	no
5	83,9	76,4	5,3	no
6	79,1	81,6	5,3	no
7	73,5	86,0	5,3	no
8	67,3	89,4	5,3	no
9	60,6	91,7	5,3	no
10	53,6	92,9	5,3	no
11	46,4	92,9	5,3	no
12	39,4	91,7	5,3	no
13	32,7	89,4	5,3	no
14	26,5	86,0	5,3	no
15	20,9	81,6	5,3	no
16	16,1	76,4	5,3	no
17	12,2	70,5	5,3	no
18	9,3	64,0	5,3	no
19	7,6	57,1	5,3	no
20	7,0	50,0	5,3	no
21	7,6	42,9	5,3	no
22	9,3	36,0	5,3	no
23	12,2	29,5	5,3	no
24	16,1	23,6	5,3	no
25	20,9	18,4	5,3	no
26	26,5	14,0	5,3	no
27	32,7	10,6	5,3	no
28	39,4	8,3	5,3	no
29	46,4	7,1	5,3	no
30	53,6	7,1	5,3	no
31	60,6	8,3	5,3	no
32	67,3	10,6	5,3	no

Elaborato	Revisione	Data
Sottopassi Rotatoria via Lunga	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 64 di 110

33	73,5	14,0	5,3	no
34	79,1	18,4	5,3	no
35	83,9	23,6	5,3	no
36	87,8	29,5	5,3	no
37	90,7	36,0	5,3	no
38	92,4	42,9	5,3	no

Normativa di riferimento:

D.M. 14/01/2008 - 'Norme tecniche per le costruzioni'

Note:

Verifiche SLE per ambiente aggressivo

Materiali:

Calcestruzzo classe: C32/40

Rck (resistenza caratteristica cubica a compressione) = 400 daN/cm²
 fck (resistenza caratteristica cilindrica a compressione) = 332 daN/cm²
 fctm (resistenza a trazione media) = 31 daN/cm²
 G (modulo di elasticità tangenziale) = 150192 daN/cm²
 E (modulo elastico istantaneo iniziale) = 336430 daN/cm²
 C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.12
 Coefficiente di dilatazione termica = 0.000050
 Peso specifico del calcestruzzo armato = 2500 daN/mc

Barre d'acciaio ad aderenza migliorata tipo: B450C

f_{yk} (tensione caratteristica di snervamento) = 4500 daN/cm²
 f_{kt} (tensione caratteristica di rottura) = 5400 daN/cm²
 ε_{uk} (deformazione di rottura) = 0.075
 G (modulo di elasticità tangenziale) = 793100 daN/cm²
 E (modulo elastico) = 2060000 daN/cm²
 C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.30
 Coefficiente di dilatazione termica = 0.000012
 Peso specifico = 7850 daN/mc

Verifiche stato limite ultimo:

Per ogni combinazione di carico saranno svolte le verifiche:
 Verifica per M_{xu}, M_{yu} e N_u proporzionali (sigla verifica: P)
 Verifica con rapporto M_{xu}, M_{yu} assegnato (sigla verifica: M)
 Verifica con N_u costante (sigla verifica: N)

Cmb.	N kN	M _x kN m	M _y kN m	Tipo	N _u kN	M _{xu} kN m	M _{yu} kN m	Sd/Su	Verif.
1	2216,0	716,2	165,0	P	9529,8	3080,0	709,6	0,230	OK
				M	20294,6	716,3	165,0	0,110	
				N	2216,0	3071,4	707,6	0,230	
2	3062,0	0,0	809,7	P	11096,8	0,0	2934,4	0,280	OK
				M	20062,3	0,0	809,0	0,150	
				N	3062,0	0,0	3258,1	0,250	
3	4113,0	0,0	368,7	P	17599,7	0,0	1577,7	0,230	OK
				M	21444,2	0,0	368,6	0,190	
				N	4113,0	0,0	3357,3	0,110	
4	1717,0	2668,0	72,6	P	2007,8	3119,8	84,9	0,850	OK
				M	12724,1	2668,1	72,6	0,130	
				N	1717,0	3074,5	83,7	0,870	
5	2188,0	911,2	2411,0	P	2735,1	1139,0	3013,8	0,800	OK
				M	13240,3	911,2	2411,0	0,160	
				N	2188,0	1112,8	2944,4	0,820	
6	3067,0	904,8	561,9	P	9222,4	2720,7	1689,6	0,330	OK

Elaborato	Revisione	Data
Sottopassi Rotatoria via Lunga	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 65 di 110

M	19258,2	904,8	561,9	0,160
N	3067,0	2768,9	1719,5	0,330

Riepilogo combinazioni maggiormente gravose:

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
4	1717,0	2668,0	72,6	P	2007,8	3119,8	84,9	0,850	OK
3	4113,0	0,0	368,7	M	21444,2	0,0	368,6	0,190	OK
4	1717,0	2668,0	72,6	N	1717,0	3074,5	83,7	0,870	OK

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:

Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS: $\sigma_{cL} = 19920,0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$)

Acciaio: $\sigma_{aL} = 360000,0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_a/\sigma_{aL} < 1$)

Cmb	Mx	My	N	σ_c	σ_c/σ_{cL}	σ_a	σ_a/σ_{aL}
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		kN/mq	
7 OK	498,4	138,2	1732,0	-5302,1	0,27	-71443,6	0,20
8 OK	389,4	567,1	2410,0	-7118,4	0,36	-95882,5	0,27
9 OK	110,1	271,7	2935,0	-4627,6	0,23	-65354,8	0,18

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. frequenti:

Valori limite:

Fessure: $W_{kL} = 0,30$ mm (verifica Ok per $W_k/W_{kL} < 1$)

Cmb	Mx	My	N	Wk	Wk/WkL
n. e stato	kN m	kN m	kN	mm	
10 OK	206,5	19,6	1702,0	0,00	0,00
11 OK	154,5	283,2	2259,0	0,00	0,00
12 OK	35,3	112,0	2458,0	0,00	0,00

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. quasi permanenti:

Valori limite:

CLS: $\sigma_{cL} = 14940,0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$)

Fessure: $W_{kL} = 0,20$ mm (verifica Ok per $W_k/W_{kL} < 1$)

Cmb	Mx	My	N	σ_c	σ_c/σ_{cL}	Wk	Wk/WkL
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		mm	
13 OK	55,2	3,8	1570,0	-1810,8	0,12	0,00	0,00
14 OK	39,7	88,9	1851,0	-2345,8	0,16	0,00	0,00
15 OK	58,0	70,5	2004,0	-2445,0	0,16	0,00	0,00

Elaborato	Revisione	Data
Sottopassi Rotatoria via Lunga	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 66 di 110

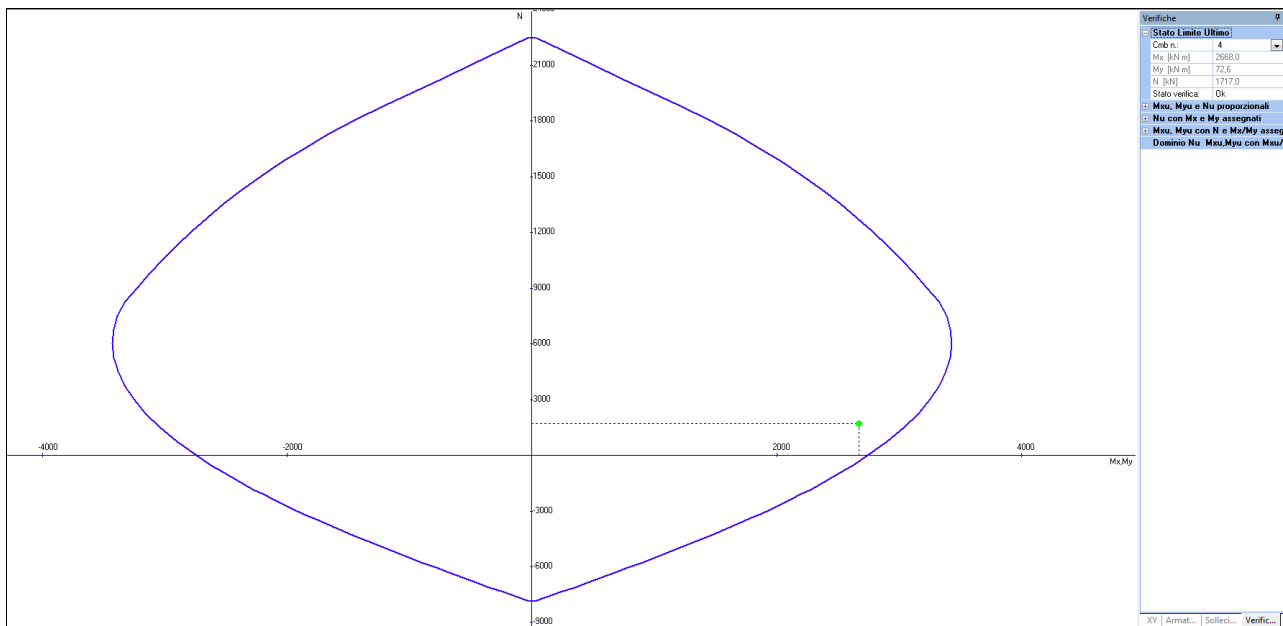
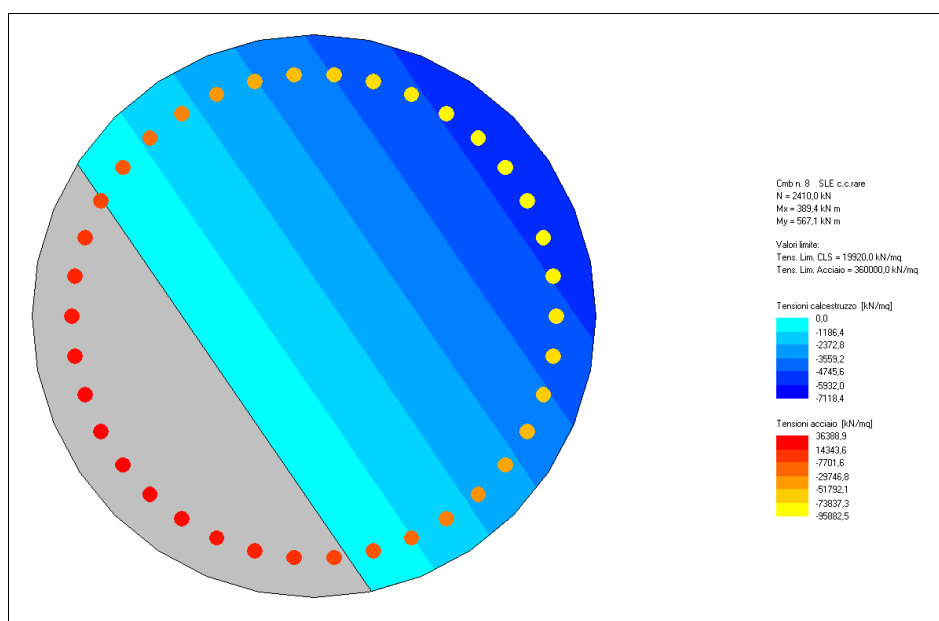
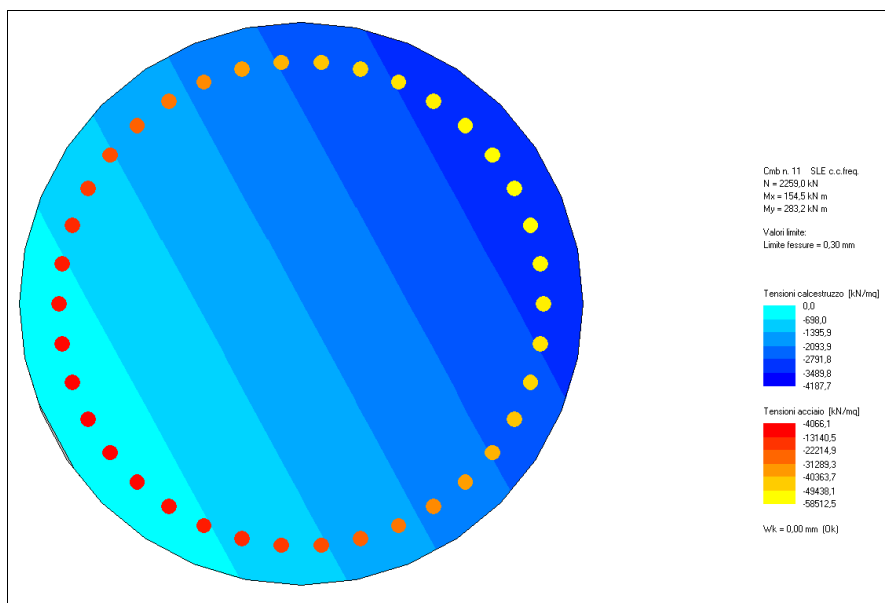


Diagramma d'interazione M-N – comb.4 (SISMICA)

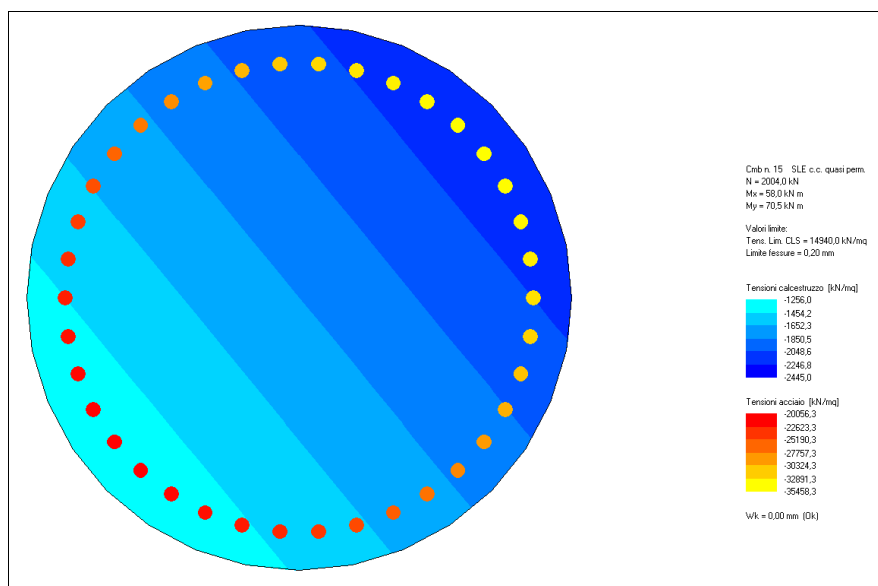


Tensioni massime nei materiali – comb.8 (SLE – RARE)

Elaborato	Revisione	Data
Sottopassi Rotatoria via Lunga	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 67 di 110



Verifica a fessurazione – comb. 11 (SLE – FREQUENTI)



Verifica a fessurazione – comb. 15 (SLE – QUASI PERMANENTI)

Tutte le verifiche risultano pertanto soddisfatte.

Effettuando quindi la verifica a taglio delle sezioni più sollecitate delle pile centrali ($D=100\text{cm}$), si ottiene:

$$T_{y_{\max_SLU}} = 718.10 \text{ kN}$$

$$T_{y_SLU} = 23.20 \text{ kN}$$

$$T_{z_SLU} = 227.30 \text{ kN (COMB. SISMICA)}$$

$$T_{z_{\max_SLU}} = 810.90 \text{ kN (COMB. SISMICA)}$$

Elaborato	Revisione	Data
Sottopassi Rotatoria via Lunga	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 68 di 110

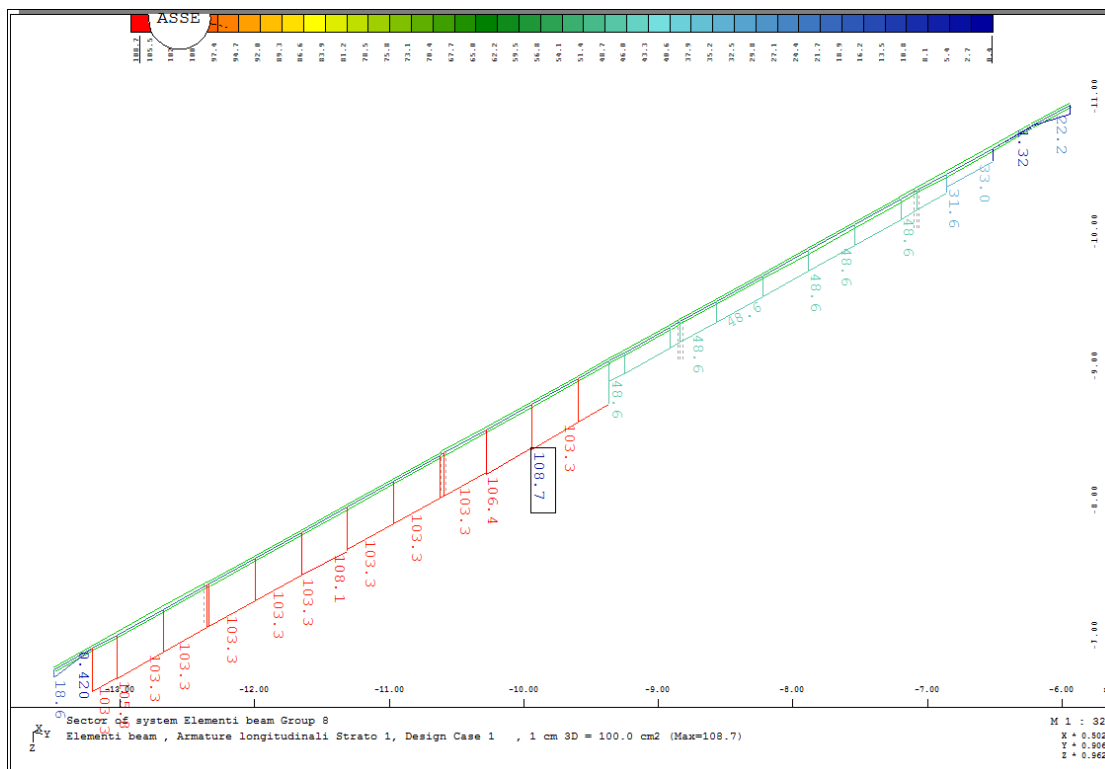
Verifica a taglio pila sottopasso via Lunga				
Rck =	40	N/mm ²		
fck =	32	N/mm ²		
φ =	1000	mm		
c =	40	mm		
Apalo =	785398,163	mm ²		
Armatura :				
Staffe	16	mm		
Passo	20	mm		
			Si arma con sole staffe	
Azioni di progetto			<u>Lato Cls</u>	Rad Sessadec.
Tx_max	71810	daN	θ =	0,46365 26,5650
Ty_max	22730	daN	Vrd2 =	2875,39 kN
Tmax_slu	753,22	kN	v =	0,540
			fcd =	21,33 N/mm ²
B =	1000	mm	Ver.	
d =	960	mm		
0.9*d =	864	mm	<u>Lato Acciaio-staffe</u>	
			s =	1000 mm
ρl =	0	mm ² /m	Asw =	20106 mm ²
			Afst =	201 mm ²
Resistenza senza armatura a taglio				
Vrd1 =	306,53	kN	Vrd3 =	10.125,37 kN
τ _{rd} =	0,368	N/mm ²	Vwdstaffe =	9818,84 kN
k =	1		fyk =	450 N/mm ²
f _{ctk0.05} =	2,21	N/mm ²	γ _{acc} =	1,15
γ _C =	1,5		f _{yd} =	391,30 N/mm ²
Occorre armatura a taglio			Ver.	

Verifica a taglio pila sottopasso via Lunga				
Rck =	40	N/mm ²		
fck =	32	N/mm ²		
φ =	1000	mm		
c =	40	mm		
Apalo =	785398,163	mm ²		
Armatura :				
Staffe	16	mm		
Passo	20	mm		
			Si arma con sole staffe	
Azioni di progetto			<u>Lato Cls</u>	Rad Sessadec.
Tx_max	2320	daN	θ =	0,46365 26,5650
Ty_max	81090	daN	Vrd2 =	2875,39 kN
Tmax_slu	811,23	kN	v =	0,540
			fcd =	21,33 N/mm ²
B =	1000	mm	Ver.	
d =	960	mm		
0.9*d =	864	mm	<u>Lato Acciaio-staffe</u>	
			s =	1000 mm
ρl =	0	mm ² /m	Asw =	20106 mm ²
			Afst =	201 mm ²
Resistenza senza armatura a taglio				
Vrd1 =	306,53	kN	Vrd3 =	10.125,37 kN
τ _{rd} =	0,368	N/mm ²	Vwdstaffe =	9818,84 kN
k =	1		fyk =	450 N/mm ²
f _{ctk0.05} =	2,21	N/mm ²	γ _{acc} =	1,15
γ _C =	1,5		f _{yd} =	391,30 N/mm ²
Occorre armatura a taglio			Ver.	

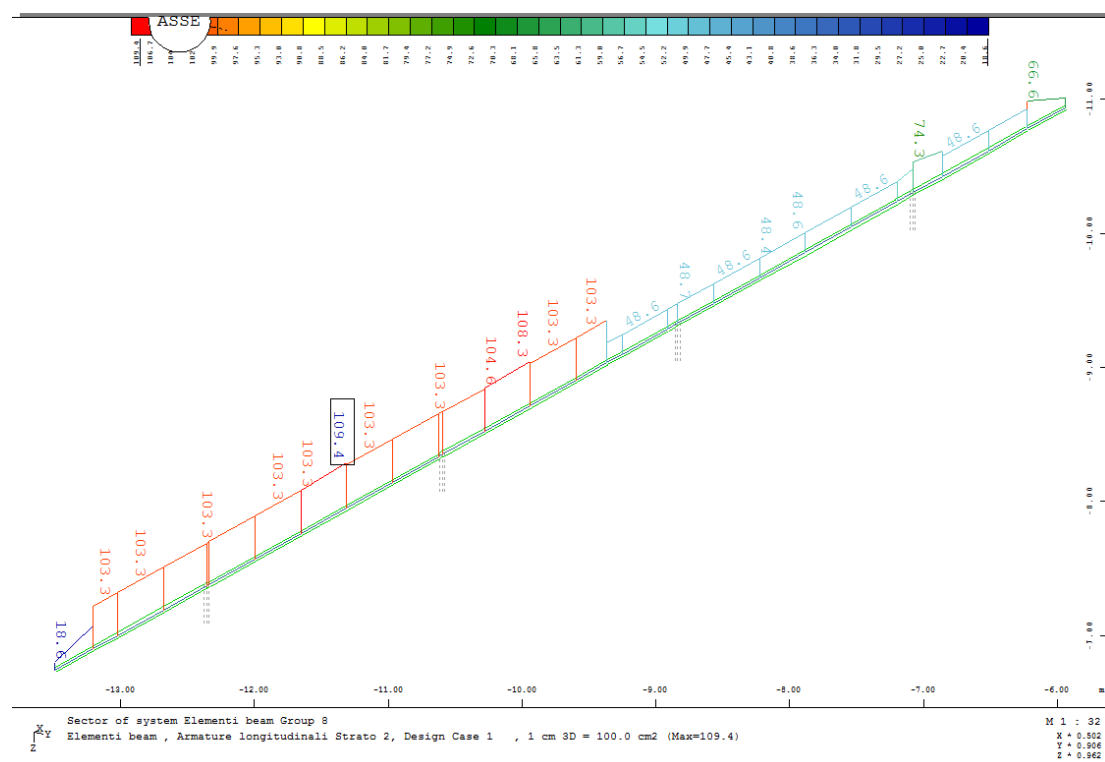
Le verifiche a taglio sono pertanto soddisfatte.

Elaborato	Revisione	Data	
Sottopassi Rotatoria via Lunga	1		
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE			Pagina 69 di 110

➤ Pulvino

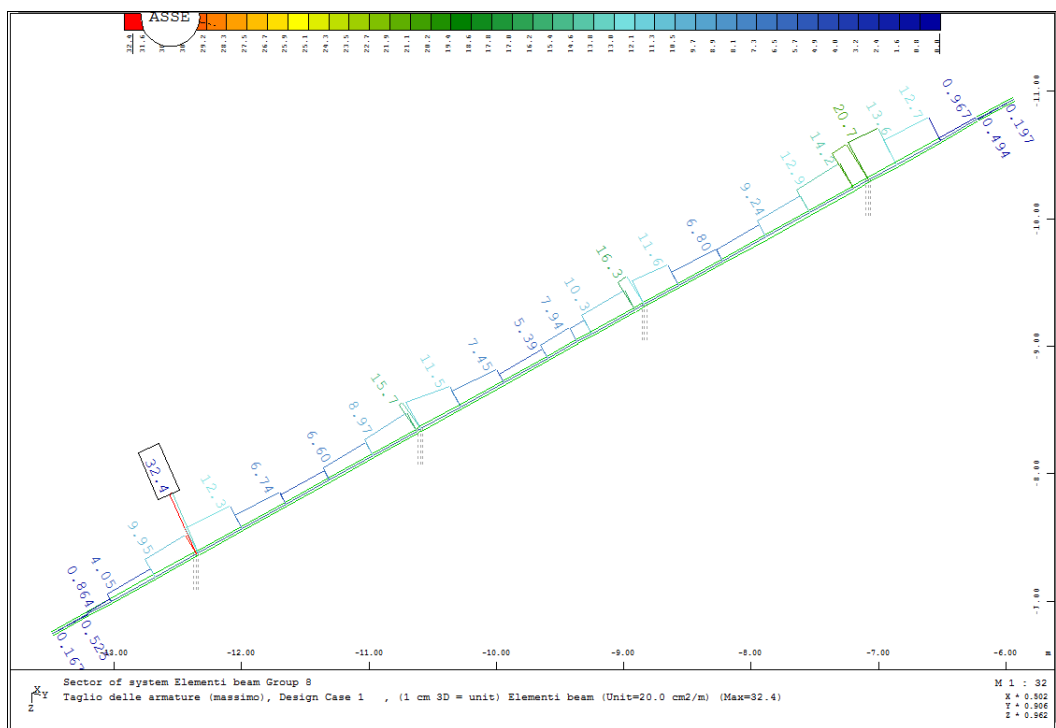


Pulvino - Armatura minima longitudinale inferiore [cm^2]

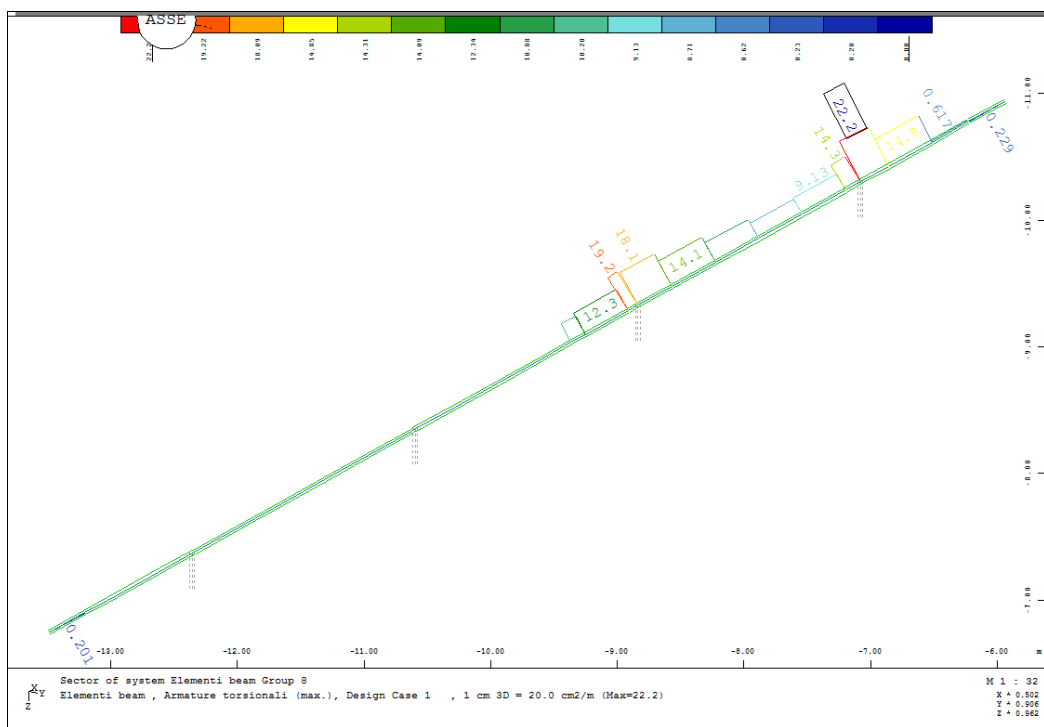


Pulvino - Armatura minima longitudinale superiore [cm^2]

Elaborato	Revisione	Data
Sottopassi Rotatoria via Lunga	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 70 di 110



Pulvino - Armatura minima a taglio [cm²/m]



Pulvino - Armatura minima a taglio [cm²/m]

Elaborato	Revisione	Data
Sottopassi Rotatoria via Lunga	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 71 di 110

Prevedendo per gli elementi in oggetto aree d'armatura superiori a quelle minime indicate nei grafici, tutte le verifiche agli SLU e agli SLE (controllo tensioni e fessurazione) sono automaticamente soddisfatte.

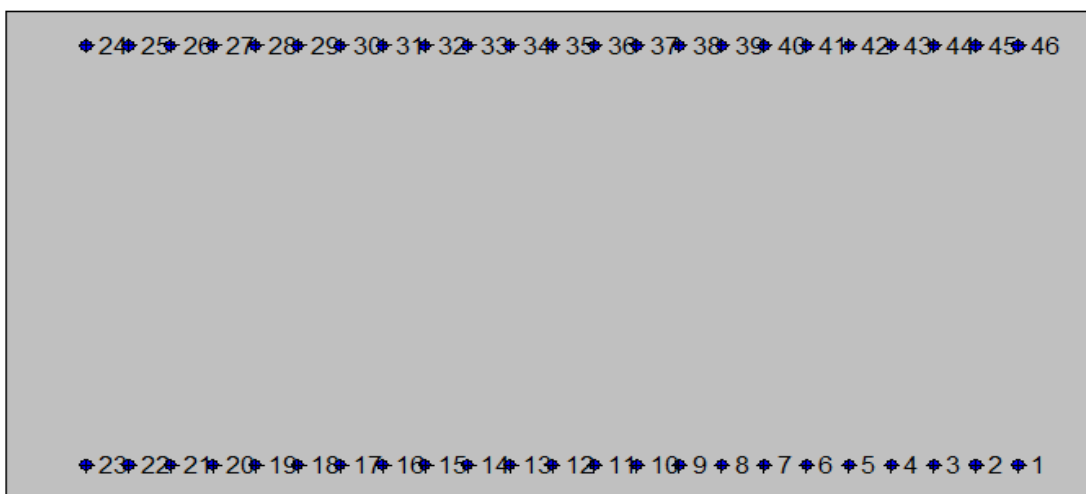
Per il pulvino di sezione 240x120cm si dispone dunque la seguente armatura:

- $A_{s-long-sup}$: n° 23 $\phi 26$ ($A_s = 122.05 \text{ cm}^2$)
- $A_{s-long-inf}$: n° 23 $\phi 26$ ($A_s = 122.05 \text{ cm}^2$)
- $A_{s-trasv}$: $\phi 16/4br/20cm$ ($A = 40.19 \text{ cm}^2/m$)
- $A_{s-trasv-agg}$: $\phi 16/4br/20cm$ ($A = 40.19 \text{ cm}^2/m$) in corrispondenza delle pile

Effettuando dunque la verifica a flessione della sezioni più sollecitate del pulvino, trascurando il contributo dello sforzo normale, si ottiene:

Geometria della sezione:

Vert.	X	Y
n.	cm	cm
1	0,0	0,0
2	0,0	120,0
3	240,0	120,0
4	240,0	0,0



Armature:

Pos.	X	Y	Area	Pretens.
n.	cm	cm	cmq	(s/n)
1	222,4	8,3	5,3	no
2	213,1	8,3	5,3	no
3	203,8	8,3	5,3	no
4	194,5	8,3	5,3	no
5	185,2	8,3	5,3	no
6	175,8	8,3	5,3	no
7	166,5	8,3	5,3	no
8	157,2	8,3	5,3	no

Elaborato	Revisione	Data
Sottopassi Rotatoria via Lunga	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 72 di 110

9	147,9	8,3	5,3	no
10	138,6	8,3	5,3	no
11	129,3	8,3	5,3	no
12	120,0	8,3	5,3	no
13	110,7	8,3	5,3	no
14	101,4	8,3	5,3	no
15	92,1	8,3	5,3	no
16	82,8	8,3	5,3	no
17	73,5	8,3	5,3	no
18	64,1	8,3	5,3	no
19	54,8	8,3	5,3	no
20	45,5	8,3	5,3	no
21	36,2	8,3	5,3	no
22	26,9	8,3	5,3	no
23	17,6	8,3	5,3	no
24	17,6	111,7	5,3	no
25	26,9	111,7	5,3	no
26	36,2	111,7	5,3	no
27	45,5	111,7	5,3	no
28	54,8	111,7	5,3	no
29	64,2	111,7	5,3	no
30	73,5	111,7	5,3	no
31	82,8	111,7	5,3	no
32	92,1	111,7	5,3	no
33	101,4	111,7	5,3	no
34	110,7	111,7	5,3	no
35	120,0	111,7	5,3	no
36	129,3	111,7	5,3	no
37	138,6	111,7	5,3	no
38	147,9	111,7	5,3	no
39	157,2	111,7	5,3	no
40	166,5	111,7	5,3	no
41	175,9	111,7	5,3	no
42	185,2	111,7	5,3	no
43	194,5	111,7	5,3	no
44	203,8	111,7	5,3	no
45	213,1	111,7	5,3	no
46	222,4	111,7	5,3	no

Normativa di riferimento:

D.M. 14/01/2008 - 'Norme tecniche per le costruzioni'

Note:

Verifiche SLE per ambiente aggressivo

Materiali:

Calcestruzzo classe: C32/40

Rck (resistenza caratteristica cubica a compressione) = 400 daN/cm²

fck (resistenza caratteristica cilindrica a compressione) = 332 daN/cm²

fctm (resistenza a trazione media) = 31 daN/cm²

G (modulo di elasticità tangenziale) = 150192 daN/cm²

E (modulo elastico istantaneo iniziale) = 336430 daN/cm²

C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.12

Coefficiente di dilatazione termica = 0.000050

Peso specifico del calcestruzzo armato = 2500 daN/mc

Elaborato	Revisione	Data
Sottopassi Rotatoria via Lunga	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 73 di 110

Barre d'acciaio ad aderenza migliorata tipo: B450Cfyk (tensione caratteristica di snervamento) = 4500 daN/cm²fkt (tensione caratteristica di rottura) = 5400 daN/cm² ϵ_{uk} (deformazione di rottura) = 0.075G (modulo di elasticità tangenziale) = 793100 daN/cm²E (modulo elastico) = 2060000 daN/cm²

C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.30

Coefficiente di dilatazione termica = 0.000012

Peso specifico = 7850 daN/mc

Verifiche stato limite ultimo:

Per ogni combinazione di carico saranno svolte le verifiche:

Verifica per Mxu, Myu e Nu proporzionali (sigla verifica: P)

Verifica con rapporto Mxu, Myu assegnato (sigla verifica: M)

Verifica con Nu costante (sigla verifica: N)

Cmb.	N kN	Mx kN m	My kN m	Tipo	Nu kN	Mxu kN m	Myu kN m	Sd/Su	Verif.
1	0,0	-2658,0	64,2	P	0,0	-5091,7	123,0	0,520	OK
				M	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	
				N	0,0	-5091,7	123,0	0,520	
2	0,0	-2058,0	125,3	P	0,0	-5090,9	310,0	0,400	OK
				M	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	
				N	0,0	-5090,9	310,0	0,400	

Riepilogo combinazioni maggiormente gravose:

Cmb.	N kN	Mx kN m	My kN m	Tipo	Nu kN	Mxu kN m	Myu kN m	Sd/Su	Verif.
1	0,0	-2658,0	64,2	P	0,0	-5091,7	123,0	0,520	OK
1	0,0	-2658,0	64,2	M	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	OK
1	0,0	-2658,0	64,2	N	0,0	-5091,7	123,0	0,520	OK

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:

Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS: σ_{cL} = 19920,0 kN/mq (verifica Ok per $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$)Acciaio: σ_{aL} = 360000,0 kN/mq (verifica Ok per $\sigma_a/\sigma_{aL} < 1$)

Cmb	Mx kN m	My kN m	N kN	σ_c kN/mq	σ_c/σ_{cL}	σ_a kN/mq	σ_a/σ_{aL}
n. e stato							
3 OK	-1477,0	89,9	0,0	-3142,4	0,16	121312,1	0,34

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. frequenti:

Valori limite:

Fessure: W_{kL} = 0,30 mm (verifica Ok per $W_k/W_{kL} < 1$)

Cmb	Mx kN m	My kN m	N kN	Wk mm	Wk/WkL
n. e stato					
4 OK	-1271,0	49,0	0,0	0,00	0,00

Elaborato	Revisione	Data
Sottopassi Rotatoria via Lunga	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 74 di 110

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. quasi permanenti:

Valori limite:

CLS: $\sigma_{cL} = 14940,0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$)

Fessure: $W_{kL} = 0,20$ mm (verifica Ok per $W_k/W_{kL} < 1$)

Cmb	Mx	My	N	σ_c	σ_c/σ_{cL}	Wk	Wk/WkL
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		mm	
5 OK	-1056,0	24,3	0,0	-2149,3	0,14	0.00	0,00

Effettuando la verifica a taglio della sezione più sollecitata del puvino di collegamento (in corrispondenza di una pila), si ottiene;

$$T_{\max_SLU} = \sqrt{T_y^2 + T_z^2} = 2562.51 \text{ kN/m (COMB. SISMICA)}$$

NTC 2008 - CALCESTRUZZO			
VERIFICA A TAGLIO TRAVI RETTANGOLARI			
UNITA' DI MISURA	forze e carichi:	kN, kN/m, kN/m ²	LEGENDA
	peso specifico:	kN/m ³	
	tensioni e resistenze	N/mm ²	
	momenti (flettente, ecc.)	kNm	
PESI SPECIFICI	γ = 24 kN/m ³ (cls non armato)		
	γ = 25 kN/m ³ (cls armato)		
se V _{Sd} ≤ V _{Rd} senza arm.		armat. minima a taglio	123 dati da inserire
se V _{Sd} ≥ V _{Rd} senza arm.		armat. a taglio tale che:	123 valori calcolati
		V _{Sd} ≤ V _{Rd} con arm.	valori notevoli
			risultati verifiche
Elementi che non richiedono armatura a taglio (V _{Sd} ≤ V _{Rd} senza arm.)			
V _{Rd} [kN] =	1140,29	<	V _{Ed} [kN] = 2562,51 NON VERIFICATO si deve armare a taglio
Acciaio =	B450C		
Clis =	C32/40		
R _{ck} =	40,00 [N/mm ²]		
f _{ck} =	32,00 [N/mm ²]		
f _{ctk,0.05} =	2,12 [N/mm ²]		
γ _c in uso =	1,50		
V _{Rd} [kN] =	1140,29 [kN]		928,01 [kN]
V _{min} =	0,33		
k = 1+(200/d) ^{1/2}	1,42	≤ 2	1,42 2
ρ _l =	0,0044 [puro]	≤ 0,02	0,0044 0,02
A _{sl} =	12,205 [mm ²]	Area armat. in trazione che si estende per non meno di d+ l _{b,net} oltre la sez. consider. (cioè ancorata oltre l'inters. dell'asse dell'armat. con eventuale fessura a 45° che si inneschi nella sez.cons.) (EC2)	
b _w =	2.400,00 [mm]	larghezza minima della sezione lungo l'altezza efficace	
α _{cp} =	0,00 [N/mm ²]	N _{sd} /A _c	0,00 4,426666667
N _{Ed} =	0,00 [kN]	forza longitudinale nella sezione dovuta ai carichi o alla precompressione (compressione positiva)	
A _c =	2.880.000 [mm ²]	area calcestruzzo (valida solo per sezione rettangolare)	
d =	1.160 [mm]	altezza utile sezione	
h =	1.200 [mm]	altezza sezione	
b =	2.400 [mm]	base sezione	
c =	40 [mm]	copriferro	

E' quindi necessario predisporre specifica armatura a taglio.

Si prevedono pertanto staffe $\phi 16/4br/10cm$.

Si ottiene dunque:

Elaborato	Revisione	Data
Sottopassi Rotatoria via Lunga	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 75 di 110

Elementi che richiedono armatura a taglio		(V _{Ed} ≥ V _{Rd} senza arm.)																																																					
V _{Rcd} =	13864,32 [kN]																																																						
f _{cd} =	22,13 [N/mm ²]	resistenza a compressione del cls per il taglio																																																					
b _w =	2.400,00 [mm]	spessore minima anima continua in altezza																																																					
α =	90 °	rad 1,57	angolo inclin. delle staffe																																																				
cotα =	0 [puro]																																																						
θ =	45 °	rad 0,79	angolo inclin. bielle compresse																																																				
cotθ =	1,00	1	< cotθ < 2,5 VERIFICATO																																																				
<table border="1"> <tr> <td rowspan="4">α_c =</td> <td>1</td> <td>per membrature non compresse</td> </tr> <tr> <td>1,00</td> <td>per 0 < α_{cp} < 0.25f_{cd}</td> </tr> <tr> <td>1,25</td> <td>per 0.25f_{cd} < α_{cp} < 0.5f_{cd}</td> </tr> <tr> <td>2,50</td> <td>per 0.5f_{cd} < α_{cp} < f_{cd}</td> </tr> <tr> <td>α_c =</td> <td>1,00</td> <td></td> </tr> </table>				α _c =	1	per membrature non compresse	1,00	per 0 < α _{cp} < 0.25f _{cd}	1,25	per 0.25f _{cd} < α _{cp} < 0.5f _{cd}	2,50	per 0.5f _{cd} < α _{cp} < f _{cd}	α _c =	1,00																																									
α _c =	1	per membrature non compresse																																																					
	1,00	per 0 < α _{cp} < 0.25f _{cd}																																																					
	1,25	per 0.25f _{cd} < α _{cp} < 0.5f _{cd}																																																					
	2,50	per 0.5f _{cd} < α _{cp} < f _{cd}																																																					
α _c =	1,00																																																						
<table border="1"> <tr> <td>Staffe</td> <td>1</td> <td>0:no</td> <td>1:si</td> </tr> <tr> <td>V_{wd t-p} =</td> <td>3285,53 [kN]</td> <td colspan="2">Taglio resistente staffe</td> </tr> <tr> <td>A_{sw-st} =</td> <td>804 [mm²]</td> <td colspan="2">Area complessiva staffe</td> </tr> <tr> <td>s_{st} =</td> <td>100 [mm]</td> <td colspan="2">passo staffe in senso longitudinale alla trave</td> </tr> <tr> <td>f_{yd} =</td> <td>391,30 [N/mm²]</td> <td colspan="2">f_{yd} acciaio tipo B450C</td> </tr> <tr> <td>Φ_{staffe} =</td> <td>16 [mm]</td> <td colspan="2">Diametro staffe</td> </tr> <tr> <td>n_{bracci} =</td> <td>4 [puro]</td> <td colspan="2">n. bracci verticali</td> </tr> <tr> <td>ω_{st} =</td> <td>201,06 [mm²]</td> <td colspan="2">Area singolo braccio di staffa</td> </tr> <tr> <td>f_{yk} =</td> <td>450 [N/mm²]</td> <td colspan="2">acciaio tipo B450C</td> </tr> <tr> <td>γ_s in uso =</td> <td>1,15</td> <td colspan="2">NTC 2008</td> </tr> <tr> <td>Δ =</td> <td>1000 [mm]</td> <td colspan="2">lunghezza tratto da armare</td> </tr> <tr> <td>n_{st} =</td> <td>10,00 [puro]</td> <td colspan="2">n° staffe a taglio nel tratto</td> </tr> </table>				Staffe	1	0:no	1:si	V _{wd t-p} =	3285,53 [kN]	Taglio resistente staffe		A _{sw-st} =	804 [mm ²]	Area complessiva staffe		s _{st} =	100 [mm]	passo staffe in senso longitudinale alla trave		f _{yd} =	391,30 [N/mm ²]	f _{yd} acciaio tipo B450C		Φ _{staffe} =	16 [mm]	Diametro staffe		n _{bracci} =	4 [puro]	n. bracci verticali		ω _{st} =	201,06 [mm ²]	Area singolo braccio di staffa		f _{yk} =	450 [N/mm ²]	acciaio tipo B450C		γ _s in uso =	1,15	NTC 2008		Δ =	1000 [mm]	lunghezza tratto da armare		n _{st} =	10,00 [puro]	n° staffe a taglio nel tratto					
Staffe	1	0:no	1:si																																																				
V _{wd t-p} =	3285,53 [kN]	Taglio resistente staffe																																																					
A _{sw-st} =	804 [mm ²]	Area complessiva staffe																																																					
s _{st} =	100 [mm]	passo staffe in senso longitudinale alla trave																																																					
f _{yd} =	391,30 [N/mm ²]	f _{yd} acciaio tipo B450C																																																					
Φ _{staffe} =	16 [mm]	Diametro staffe																																																					
n _{bracci} =	4 [puro]	n. bracci verticali																																																					
ω _{st} =	201,06 [mm ²]	Area singolo braccio di staffa																																																					
f _{yk} =	450 [N/mm ²]	acciaio tipo B450C																																																					
γ _s in uso =	1,15	NTC 2008																																																					
Δ =	1000 [mm]	lunghezza tratto da armare																																																					
n _{st} =	10,00 [puro]	n° staffe a taglio nel tratto																																																					
<table border="1"> <tr> <td>Ferri piegati</td> <td>0</td> <td>0:no</td> <td>1:si</td> </tr> <tr> <td>V_{wd t-p} =</td> <td>0,00 [kN]</td> <td colspan="2">Taglio resistente ferri piegati (EC2)</td> </tr> <tr> <td>A_{swfp} =</td> <td>402 [mm²]</td> <td colspan="2">Area complessiva ferri piegati</td> </tr> <tr> <td>s_{fp} =</td> <td>1000 [mm]</td> <td colspan="2">passo ferri piegati in senso long.</td> </tr> <tr> <td>f_{ywd} =</td> <td>391,30 [N/mm²]</td> <td colspan="2">f_{ywd} dell'acciaio dei ferri piegati</td> </tr> <tr> <td>Φ_{ferri piegati} =</td> <td>16 [mm]</td> <td colspan="2">Diametro ferri piegati</td> </tr> <tr> <td>n_{fp} =</td> <td>2 [puro]</td> <td colspan="2">n. ferri piegati</td> </tr> <tr> <td>ω_{st} =</td> <td>201 [mm²]</td> <td colspan="2">Area diam. singolo ferro piegato</td> </tr> <tr> <td>f_{yk} =</td> <td>450 [N/mm²]</td> <td colspan="2">acciaio tipo B450C</td> </tr> <tr> <td>γ_s in uso =</td> <td>1,15</td> <td colspan="2"></td> </tr> <tr> <td>Δ =</td> <td>1000 [mm]</td> <td colspan="2">lunghezza tratto da armare</td> </tr> <tr> <td>α_{f-p} =</td> <td>45</td> <td>0,7854 [°] - [rad]</td> <td>inclinaz. ferri piegati</td> </tr> <tr> <td>V_{Rsd} =</td> <td>3285,53 [kN]</td> <td></td> <td></td> </tr> </table>				Ferri piegati	0	0:no	1:si	V _{wd t-p} =	0,00 [kN]	Taglio resistente ferri piegati (EC2)		A _{swfp} =	402 [mm ²]	Area complessiva ferri piegati		s _{fp} =	1000 [mm]	passo ferri piegati in senso long.		f _{ywd} =	391,30 [N/mm ²]	f _{ywd} dell'acciaio dei ferri piegati		Φ _{ferri piegati} =	16 [mm]	Diametro ferri piegati		n _{fp} =	2 [puro]	n. ferri piegati		ω _{st} =	201 [mm ²]	Area diam. singolo ferro piegato		f _{yk} =	450 [N/mm ²]	acciaio tipo B450C		γ _s in uso =	1,15			Δ =	1000 [mm]	lunghezza tratto da armare		α _{f-p} =	45	0,7854 [°] - [rad]	inclinaz. ferri piegati	V _{Rsd} =	3285,53 [kN]		
Ferri piegati	0	0:no	1:si																																																				
V _{wd t-p} =	0,00 [kN]	Taglio resistente ferri piegati (EC2)																																																					
A _{swfp} =	402 [mm ²]	Area complessiva ferri piegati																																																					
s _{fp} =	1000 [mm]	passo ferri piegati in senso long.																																																					
f _{ywd} =	391,30 [N/mm ²]	f _{ywd} dell'acciaio dei ferri piegati																																																					
Φ _{ferri piegati} =	16 [mm]	Diametro ferri piegati																																																					
n _{fp} =	2 [puro]	n. ferri piegati																																																					
ω _{st} =	201 [mm ²]	Area diam. singolo ferro piegato																																																					
f _{yk} =	450 [N/mm ²]	acciaio tipo B450C																																																					
γ _s in uso =	1,15																																																						
Δ =	1000 [mm]	lunghezza tratto da armare																																																					
α _{f-p} =	45	0,7854 [°] - [rad]	inclinaz. ferri piegati																																																				
V _{Rsd} =	3285,53 [kN]																																																						
V _{Rd} [kN] =	3285,53	>	V _{Ed} [kN] = 2562,51 VERIFICATO																																																				
Verifica armatura trasversale minima																																																							
A _{sw} =	8042 [mm ²]		area armatura a taglio sulla lunghezza Δ																																																				
A _{st-min} =	3600 [mm ² /m]		VERIFICATO																																																				
Verifica passo staffe																																																							
s _{st} =	100 [mm]		passo staffe																																																				
s _{st-max} =	928 [mm]		passo minimo staffe VERIFICATO																																																				
n _{st} =	10 [puro]		n. staffe nel tratto (n _{min} = 3) VERIFICATO																																																				

La verifica è soddisfatta.

10 VERIFICA PARAGHIAIA

Si riporta la verifica, a favore di sicurezza, per la geometria di pari spessore ma altezza massima con le armature previste in precedenza.

Si riportano le verifiche per il paraghiaia spessore minimo 30 cm, altezza massima 2.36 m e calcestruzzo C32/40 in ambiente aggressivo armato con $\varnothing 20/20$ cm e ripartizione $\varnothing 16/20$ cm.

Le azioni per la geometria corrente con $h_{\max} = 1.29$ m sono :

$$N_{pp} = 0.30 \times 1.29 \times 25 = 9.68 \text{ kN/m}$$

Spinta del terreno a tergo:

$$\gamma_t = 20 \text{ kN/mc}$$

$$\varphi' = 38^\circ$$

$$K_a = 0.238$$

$$h_{\text{tot}} = 1.29 \text{ m}$$

$$q_{t_ka} = \gamma_t \times h_{\text{tot}} \times k_a = 6.14 \text{ kN/mq}$$

$$Hq_{t_ka} = q_{t_ka} \times h/2 = 3.96 \text{ kN/m}$$

$$Mq_{t_ka} = Hq_{t_ka} \times h/3 = 1.70 \text{ kNm/m}$$

Spinta del sovraccarico accidentale sul terreno a tergo:

$$q_{\text{acc}} = 20 \text{ kN/mq}$$

$$\varphi' = 38^\circ$$

$$K_a = 0.238$$

$$q_{\text{acc_ka}} = q_{\text{acc}} \times k_a = 4.76 \text{ kN/mq}$$

$$Hq_{\text{acc_ka}} = q_{\text{acc}} \times h = 6.14 \text{ kN/m}$$

$$Mq_{\text{acc_ka}} = Hq_{\text{acc}} \times h/2 = 3.96 \text{ kNm/m}$$

Sovraspinta sismica del terreno a tergo (Wood):

$$\gamma_t = 20 \text{ kN/mc}$$

$$h_t^* = 1.29 \text{ m}$$

$$a_g/g = 0.205$$

$$S_s = 1.403$$

$$S_t = 1.000$$

$$\Delta q_{ss} = (a_g/g \times S_s \times S_t) \times h_t^* \times \gamma_t = 7.42 \text{ kN/mq}$$

$$H\Delta q_{ss} = (a_g/g \times S_s \times S_t) \times h_t^* \times \gamma_t \times h = 9.57 \text{ kN/m}$$

$$M\Delta q_{ss} = H\Delta q_{ss} \times h/2 = 6.17 \text{ kNm/m}$$

Elaborato	Revisione	Data
Sottopassi Rotatoria via Lunga	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 77 di 110

Frenamento-paraghiaia:

$$Q_{1k} = 300 \text{ kN}$$

$$H_{fren} = Q_{1k} \times 0.60 = 180 \text{ kN}$$

$$L_{trasv_min} = 9.00 \text{ m}$$

$$N_{fren} = Q_{1k}/L_{trasv} = 33.33 \text{ kN/m}$$

$$H_{fren} = H_{fren}/L_{trasv} = 20.00 \text{ kN/m}$$

$$M_{fren} = H_{fren} \times h = 25.80 \text{ kNm/m}$$

A favore di sicurezza si conducono le verifiche con le azioni massime che sono :

$$N_{pp} = 0.30 \times 2.36 \times 25 = 17.70 \text{ kN/m}$$

Spinta del terreno a tergo:

$$\gamma_t = 20 \text{ kN/mc}$$

$$\varphi' = 38^\circ$$

$$K_a = 0.238$$

$$h_{tot} = 2.36 \text{ m}$$

$$q_{t_ka} = \gamma_t \times h_{tot} \times k_a = 11.23 \text{ kN/mq}$$

$$H_{q_{t_ka}} = q_{t_ka} \times h/2 = 13.25 \text{ kN/m}$$

$$M_{q_{t_ka}} = H_{q_{t_ka}} \times h/3 = 10.42 \text{ kNm/m}$$

Spinta del sovraccarico accidentale sul terreno a tergo:

$$q_{acc} = 20 \text{ kN/mq}$$

$$\varphi' = 38^\circ$$

$$K_a = 0.238$$

$$q_{acc_ka} = q_{acc} \times k_a = 4.76 \text{ kN/mq}$$

$$H_{q_{acc_ka}} = q_{acc} \times h = 11.23 \text{ kN/m}$$

$$M_{q_{acc_ka}} = H_{q_{acc_ka}} \times h/2 = 23.67 \text{ kNm/m}$$

Sovraspinta sismica del terreno a tergo (Wood):

$$\gamma_t = 20 \text{ kN/mc}$$

$$h_t^* = 2.36 \text{ m}$$

$$a_g/g = 0.205$$

$$S_s = 1.403$$

$$S_t = 1.000$$

$$\Delta q_{ss} = (a_g/g \times S_s \times S_t) \times h_t^* \times \gamma_t = 13.59 \text{ kN/mq}$$

$$H\Delta q_{ss} = (a_g/g \times S_s \times S_t) \times h_t^* \times \gamma_t \times h = 32.08 \text{ kN/m}$$

$$M\Delta q_{ss} = H\Delta q_{ss} \times h/2 = 37.86 \text{ kNm/m}$$

Elaborato	Revisione	Data
Sottopassi Rotatoria via Lunga	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 78 di 110

Frenamento-paraghiaia:

$$Q_{1k} = 300 \text{ kN}$$

$$H_{fren} = Q_{1k} \times 0.60 = 180 \text{ kN}$$

$$L_{trasv_min} = 9.00 \text{ m}$$

$$N_{fren} = Q_{1k}/L_{trasv} = 33.33 \text{ kN/m}$$

$$H_{fren} = H_{fren}/L_{trasv} = 20.00 \text{ kN/m}$$

$$M_{fren} = H_{fren} \times h = 47.20 \text{ kNm/m}$$

Le combinazioni di verifica sono le seguenti :

SLE

$$N_{SLE} = 51.00 \text{ kN/m}$$

$$H_{SLE} = 44.48 \text{ kN/m}$$

$$M_{SLE} = 81.29 \text{ kNm/m}$$

SLU

$$N_{SLU} = 68.85 \text{ kN/m}$$

$$H_{SLU} = 60.05 \text{ kN/m}$$

$$M_{SLU} = 109.74 \text{ kNm/m}$$

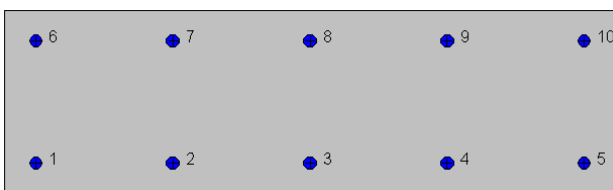
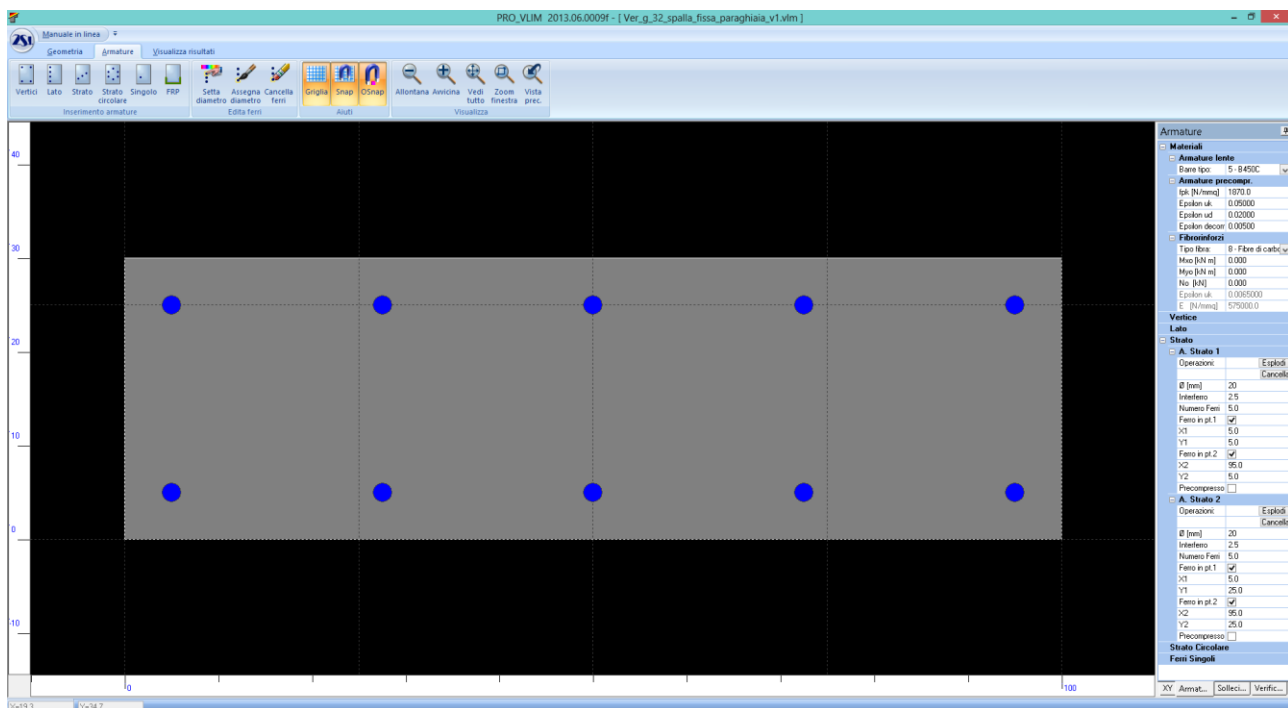
SLV

$$N_{SLV} = 17.70 \text{ kN/m}$$

$$H_{SLV} = 45.33 \text{ kN/m}$$

$$M_{SLV} = 48.28 \text{ kNm/m}$$

<i>Elaborato</i>	<i>Revisione</i>	<i>Data</i>
Sottopassi Rotatoria via Lunga	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 79 di 110



Geometria della sezione:

Vert.	X	Y
n.	cm	cm
1	0,0	0,0
2	0,0	30,0
3	100,0	30,0
4	100,0	0,0

Armature:

Pos.	X	Y	Area	Pretens.
n.	cm	cm	cmq	(s/n)
1	5,0	5,0	3,1	no
2	27,5	5,0	3,1	no
3	50,0	5,0	3,1	no
4	72,5	5,0	3,1	no
5	95,0	5,0	3,1	no
6	5,0	25,0	3,1	no
7	27,5	25,0	3,1	no
8	50,0	25,0	3,1	no
9	72,5	25,0	3,1	no
10	95,0	25,0	3,1	no

Normativa di riferimento:

Elaborato	Revisione	Data
Sottopassi Rotatoria via Lunga	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 80 di 110

D.M. 14/01/2008 - 'Norme tecniche per le costruzioni'

Note:

Verifiche SLE per ambiente aggressivo

Materiali:

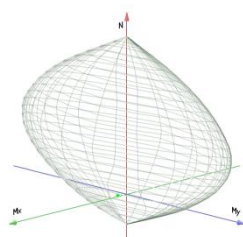
Calcestruzzo classe: C32/40

R_{ck} (resistenza caratteristica cubica a compressione) = 400 daN/cm²
 f_{ck} (resistenza caratteristica cilindrica a compressione) = 332 daN/cm²
 f_{ctm} (resistenza a trazione media) = 31 daN/cm²
 G (modulo di elasticità tangenziale) = 150192 daN/cm²
 E (modulo elastico istantaneo iniziale) = 336430 daN/cm²
 ν (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.12
Coefficiente di dilatazione termica = 0.000050
Peso specifico del calcestruzzo armato = 2500 daN/mc

Barre d'acciaio ad aderenza migliorata tipo: B450C

f_{yk} (tensione caratteristica di snervamento) = 4500 daN/cm²
 f_{kt} (tensione caratteristica di rottura) = 5400 daN/cm²
 ϵ_{uk} (deformazione di rottura) = 0.075
 G (modulo di elasticità tangenziale) = 770000 daN/cm²
 E (modulo elastico) = 2000000 daN/cm²
 ν (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.30
Coefficiente di dilatazione termica = 0.000012
Peso specifico = 7850 daN/mc

Dominio SLU:



Caratteristiche limite della sezione:

Nu	Mxu	Myu	Stato Sez.
kN	kN m	kN m	
-1229,3	0,0	0,0	Completamente tesa
6520,6	0,0	0,0	Completamente compressa
0,0	143,4	0,0	Fibre inferiori tese
0,0	-143,4	0,0	Fibre superiori tese
0,0	0,0	537,2	Fibre di sinistra tese
0,0	0,0	-537,2	Fibre di destra tese

Verifiche stato limite ultimo:

Per ogni combinazione di carico saranno svolte le verifiche:
Verifica per M_{xu} , M_{yu} e N_u proporzionali (sigla verifica: P)
Verifica con rapporto M_{xu} , M_{yu} assegnato (sigla verifica: M)
Verifica con N_u costante (sigla verifica: N)

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	68,9	109,7	0,0	P	96,2	153,4	0,0	0,710	OK
				M	5473,6	109,6	0,0	0,010	

Elaborato	Revisione	Data
Sottopassi Rotatoria via Lunga	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 81 di 110

3	17,7	48,3	0,0	N	68,9	150,6	0,0	0,730	OK
				P	54,7	149,1	0,0	0,320	
				M	6056,8	48,2	0,0	0,000	
				N	17,7	145,3	0,0	0,330	

Riepilogo combinazioni maggiormente gravose:

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	68,9	109,7	0,0	P	96,2	153,4	0,0	0,710	OK
1	68,9	109,7	0,0	M	5473,6	109,6	0,0	0,010	OK
1	68,9	109,7	0,0	N	68,9	150,6	0,0	0,730	OK

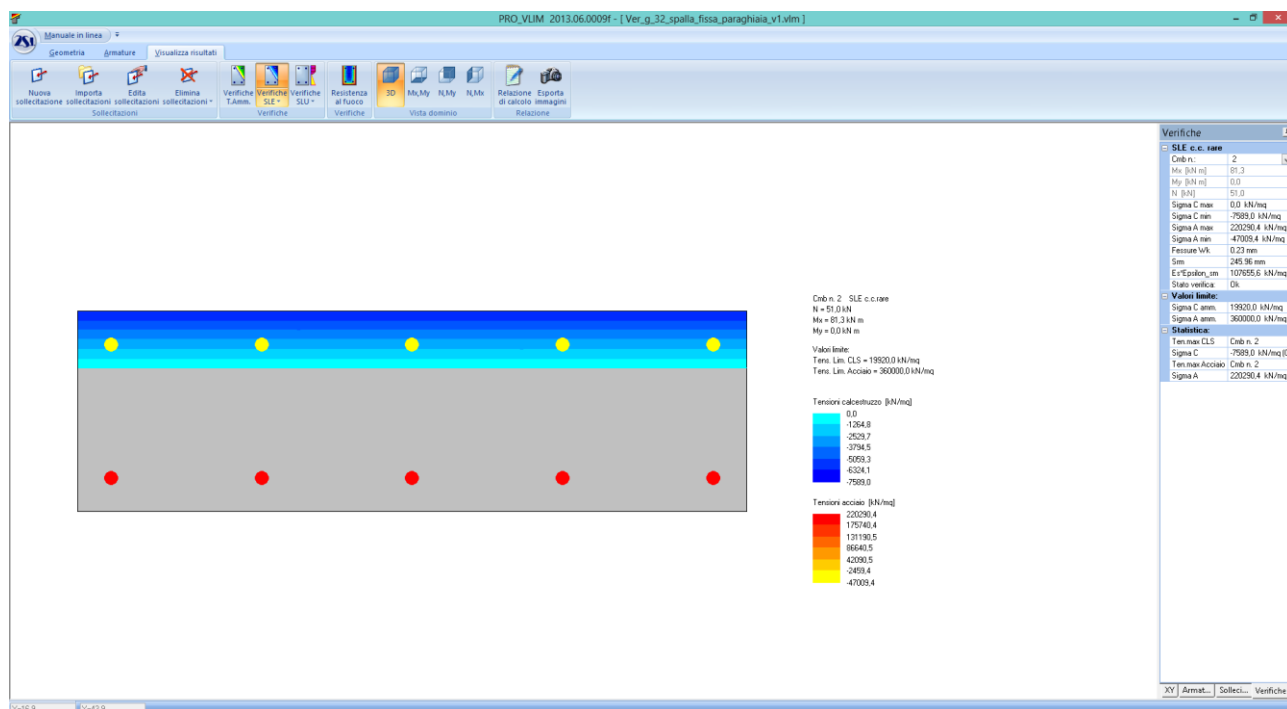
Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:

Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS: $\sigma_{cL} = 19920,0 \text{ kN/mq}$ (verifica Ok per $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$)

Acciaio: $\sigma_{aL} = 360000,0 \text{ kN/mq}$ (verifica Ok per $\sigma_a/\sigma_{aL} < 1$)

Cmb	Mx	My	N	σ_c	σ_c/σ_{cL}	σ_a	σ_a/σ_{aL}
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		kN/mq	
2 OK	81,3	0,0	51,0	-7589,0	0,38	220290,4	0,61



Tensioni – Comb. Rare

Segue la verifica a taglio:

$$T_{\max_SLU} = 60.05 \text{ kN}$$

Elaborato	Revisione	Data
Sottopassi Rotatoria via Lunga	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 82 di 110

NTC 2008 - CALCESTRUZZO			
VERIFICA A TAGLIO TRAM RETTANGOLARI			
UNITA' DI MISURA	forze e carichi:	kN, kNm, kNm ²	LEGENDA <div style="display: flex; align-items: center;"> <div style="width: 15px; height: 15px; background-color: yellow; margin-right: 5px;"></div> <div style="width: 15px; height: 15px; background-color: green; margin-right: 5px;"></div> <div style="margin-left: 5px;"> dati da inserire valori calcolati valori notevoli risultati verifiche </div> </div>
	peso specifico:	kNm ³	
	tensioni e resistenze	N/mm ²	
PESI SPECIFICI	momenti (flettente, ecc.)	kNm	
	$\gamma = 24 \text{ kNm}^3$ (cls non armato)		
	$\gamma = 25 \text{ kNm}^3$ (cls armato)		
<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> <div>se $V_{sd} \leq V_{Rd1}$ senza arm.</div> <div>armat. minima a taglio</div> </div>			
<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> <div>se $V_{sd} \geq V_{Rd1}$ senza arm.</div> <div>armat. a taglio tale che:</div> <div>$V_{sd} \leq V_{Rd1}$ con arm.</div> </div>			
Elementi che non richiedono armatura a taglio			
V_{Ed} [kN] =	157,15	V_{Ed} [kN] =	60,05 VERIFICATO armatura a taglio minima
Acciaio =	B460C		
Classe =	C32/40		
R_{yk} =	40,00 [N/mm ²]		
f_{yk} =	32,00 [N/mm ²]		
$f_{yk,oss}$ =	2,12 [N/mm ²]		
γ_c in uso =	1,50		
V_{Rd1} [kN] =	157,15 [kN]		132,38 [kN]
ν_{min} =	0,51		
$k = 1 + (200/d)^{1/2}$	1,88	≤ 2	1,88
$\rho =$	0,0060 [puro]	$\leq 0,02$	0,0060
A_{st} =	1 570 [mm ²]		0,02
b_w =	1 000,00 [mm]	Area armat. in trazione che si estende per non meno di $d + l_{b,net}$ oltre la sez. consid. (cioè ancorata oltre l'inters. dell'asse dell'armat. con eventuale fessura a 45° che si innesci nella sez. consid.) (EC2)	
σ_{cp} =	0,00 [N/mm ²]	lunghezza minima della sezione lungo l'altezza efficace	
N_{Ed} =	0,00 [kN]	N_{Ed}/A_c	0,00 4,426666667
A_c =	300 000 [mm ²]	forza longitudinale nella sezione dovuta ai carichi o alla precompressione (compressione positiva)	
d =	260 [mm]	area calcestruzzo (valida solo per sezione rettangolare)	
h =	300 [mm]	altezza utile sezione	
b =	1 000 [mm]	altezza sezione	
ϕ =	40 [mm]	base sezione	
		coprifiumo	

Non occorre specifica armatura a taglio; l'armatura di ripartizione prevista è Ø16/20 cm..

Risulta $S_d < R_d$ e le verifiche sono soddisfatte.

Elaborato	Revisione	Data
Sottopassi Rotatoria via Lunga	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 83 di 110

11 VERIFICA IMPALCATO

Per le verifiche relative all'impalcato si rimanda alla specifica relazione di calcolo.

<i>Elaborato</i>	<i>Revisione</i>	<i>Data</i>
Sottopassi Rotatoria via Lunga	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 84 di 110

12 VERIFICA A FATICA

In base alle indicazioni contenute nel paragrafo P.5.1.4 e P.5.2.3 delle NTC'08 per opera stradale :

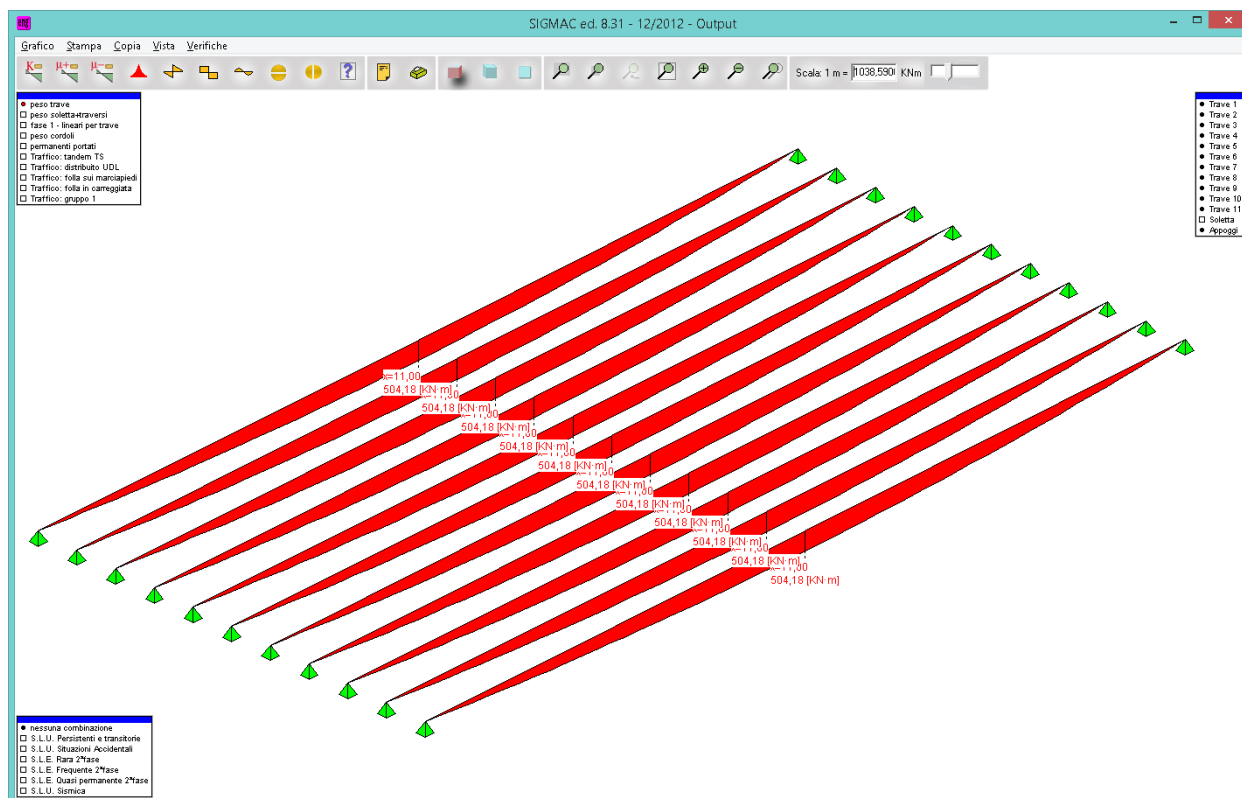
5.1.4.3 Verifiche allo stato limite di fatica

Per strutture, elementi strutturali e dettagli sensibili a fenomeni di fatica vanno eseguite opportune verifiche.

Le verifiche saranno condotte considerando spettri di carico differenziati, a seconda che si conduca una verifica per vita illimitata o una verifica a danneggiamento. In assenza di studi specifici, volti alla determinazione dell'effettivo spettro di carico che interessa il ponte, si potrà far riferimento ai modelli descritti nel seguito.

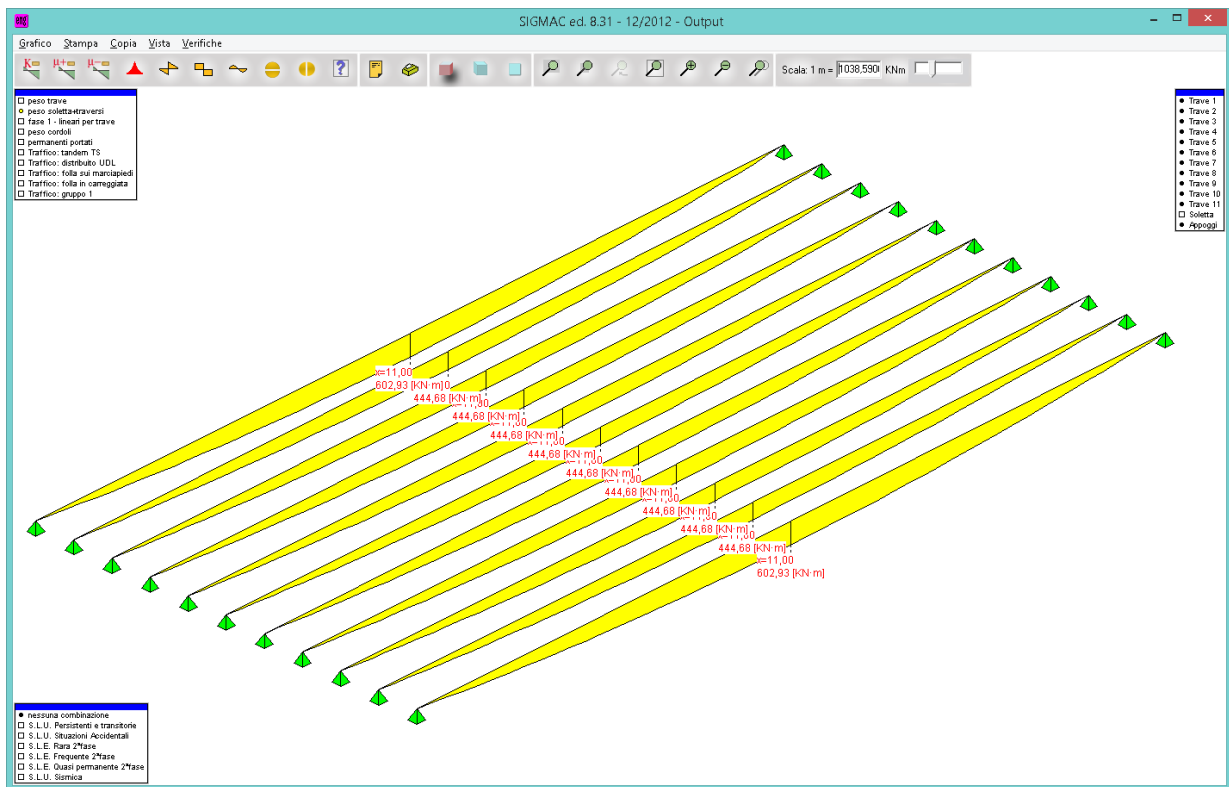
si ritiene che il fenomeno di tensioni variabili conseguenti a carichi ciclici (nel caso in oggetto per carichi da traffico) non è significativo trattandosi di strutture e dettagli costruttivi non sensibili a tale fenomeno in quanto le tensioni costanti derivanti da pesi propri e permanenti sono significative rispetto a quelle dei carichi accidentali e la struttura è massiccia ed isostatica (riducendo quindi il possibile verificarsi del fenomeno di inversione delle tensioni).

Si riportano i diagrammi dei momenti per i diversi casi di carico delle travi in c.a.p. a sostegno di quanto sopra espresso :

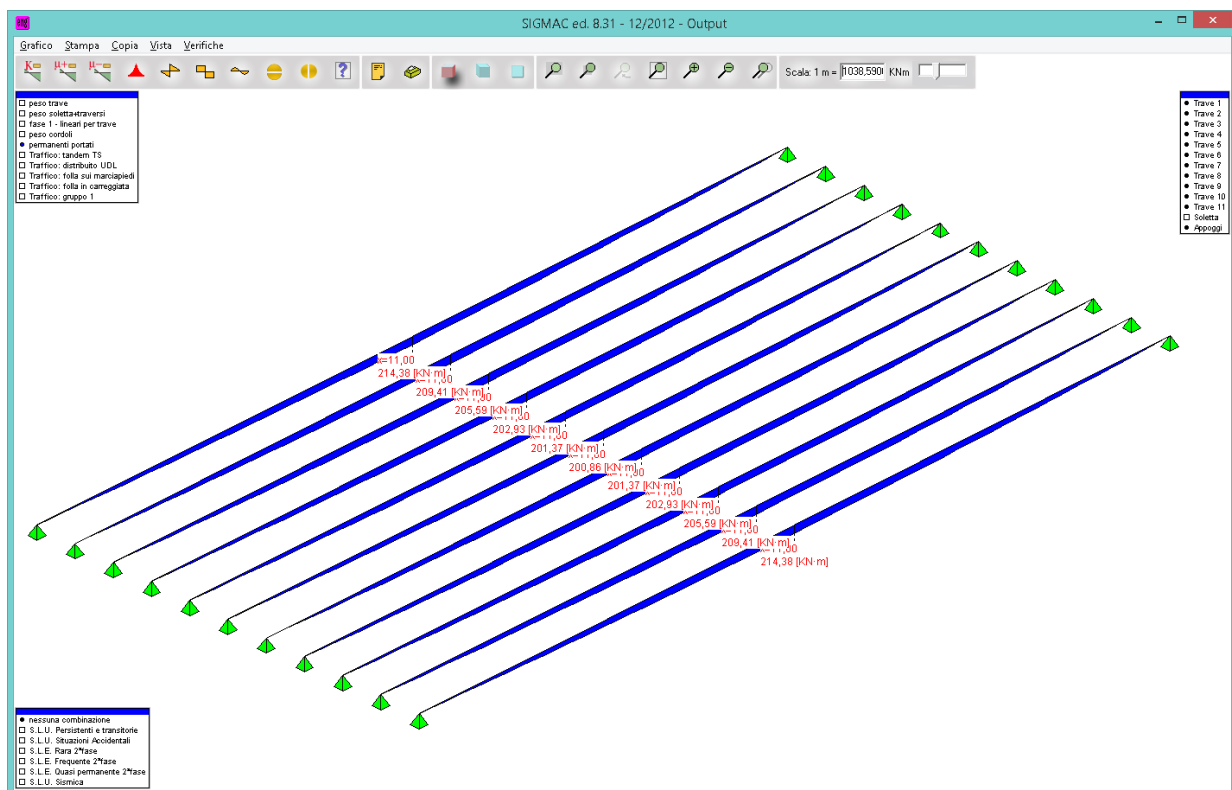


Momento da peso trave

Elaborato	Revisione	Data
Sottopassi Rotatoria via Lunga	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 85 di 110

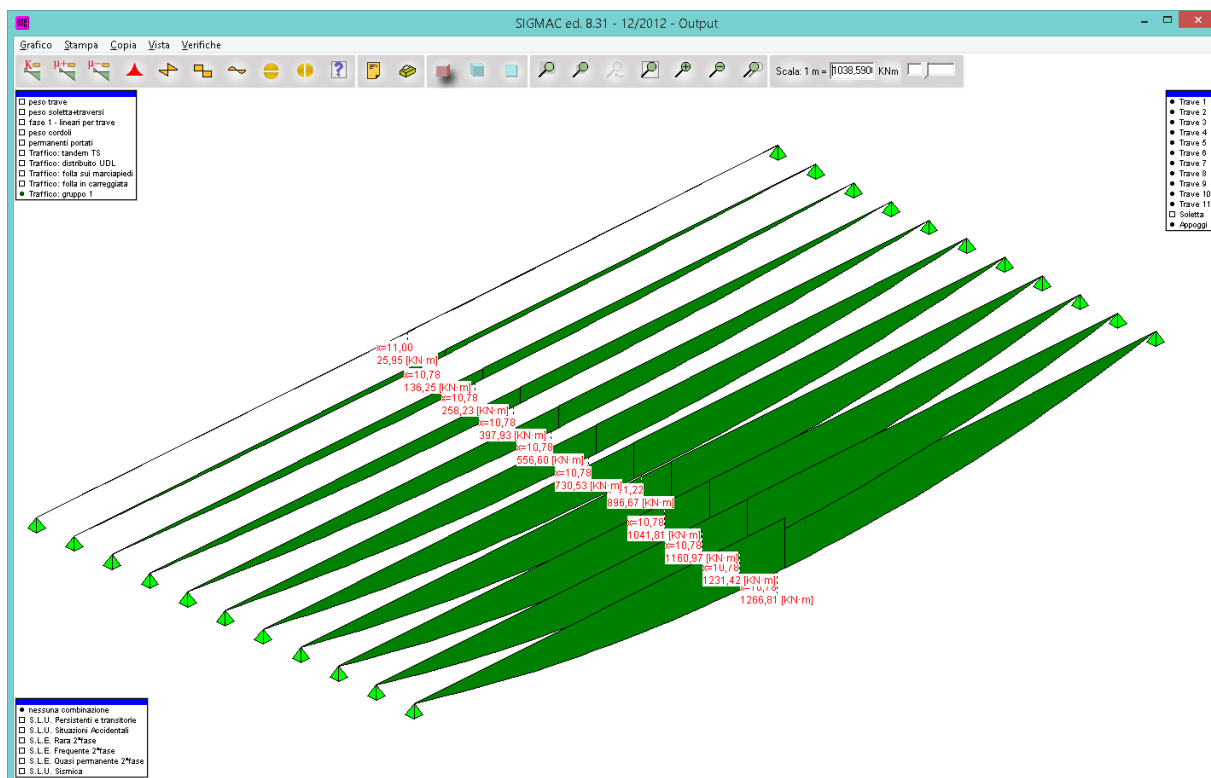


Momento peso soletta e traversi



Momento permanenti portati

Elaborato	Revisione	Data
Sottopassi Rotatoria via Lunga	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 86 di 110



Momento da carichi da traffico sulla trave in c.a.p.

In particolare i carichi accidentali da traffico generano azioni cicliche per l'impalcato (anche se non dimensionanati per quanto sopra riportato specie avendo nella combinazione a fatica per vita illimitata l'intensità ridotta al 30 e 70 % del valore caratteristico) ma non per le sottostrutture massicce (pile e spalle). Se si adotta la verifica a vita illimitata con il modello 1 seguono i seguenti carichi accidentali ridotti del 30% e 70 % rispettivamente per la tipologia di concentrati e distribuiti :

Q_{ik}	Q_{ik}	q_{ik}		
■	■	50	Corsia n. 1	$Q_{1k}=210 \text{ KN}$ $q_{1k}= 2.7 \text{ KN/m}^2$
		200		
■	■	50		
■	■	50	Corsia n. 2	$Q_{2k}=140 \text{ KN}$ $q_{2k}= 0.75 \text{ KN/m}^2$
		200		
■	■	50		
■	■	50	Corsia n. 3	$Q_{3k}=70 \text{ KN}$ $q_{3k}= 0.75 \text{ KN/m}^2$
		200		
■	■	50		

Figura 5.1.4 – Modello di carico di fatica n. 1

In conclusione si afferma che le verifiche a fatica per le opere in oggetto non sono rilevanti.

Elaborato	Revisione	Data
Sottopassi Rotatoria via Lunga	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 87 di 110

13 VERIFICA GIUNTI

Si riporta la verifica dei giunti di impalcato.

I giunti sono disposti in corrispondenza di ogni pila e spalla, la verifica è condotta valutando la dilatazione minima consentita come prodotto di lunghezza impalcato (L), coefficiente di dilatazione (α) e delta T termico (Dt) e si indica nell'ultima colonna un giunto con dilatazione consentita (DL) superiore rispetto a quella calcolata (DL min).

Spalla e pila

GIUNTI DI DILATAZIONE TERMICI PER IMPALCATI						
OPERE	DL min (mm)	L (m)	alfa (puro)	Dt (°C)	DL (mm)	
c-25 "ROT SP78" - SP01-SP02	+/- 12	32,08	0,000012	30	+/-	15
c-25 "ROT SP78" - P01-P02-P03	+/- 11	29,30	0,000012	30	+/-	15

Le verifiche sono soddisfatte :

DL = 15 mm > 12 mm

Si riportano le caratteristiche del giunto tipo RAN dal catalogo FIP:

GIUNTI STRADALI IN GOMMA ARMATA

DESCRIZIONE

Sono giunti normalmente costituiti da una struttura in elastomero nella quale, mediante il processo di vulcanizzazione o altro processo tecnologico, vengono inseriti dei profili metallici atti a modificare, in determinati punti, la rigidità o la capacità portante della struttura elastomerica.

Si distinguono due fondamentali sottogruppi in funzione del meccanismo con cui viene ottenuta la capacità di dilatazione/contrazione del giunto e precisamente:

- deformando elasticamente, con sollecitazione di tipo tagliante, idonee zone elastomeriche opportunamente predisposte;
- deformando elasticamente dei profili elastomerici la cui studiata geometria viene modificata da sollecitazioni normalmente flessionali.

Caratteristica di questa tipologia di giunti è la presenza, a livello della superficie trafficata, di una serie di varchi trasversali necessari allo sviluppo delle deformazioni elastiche richieste.



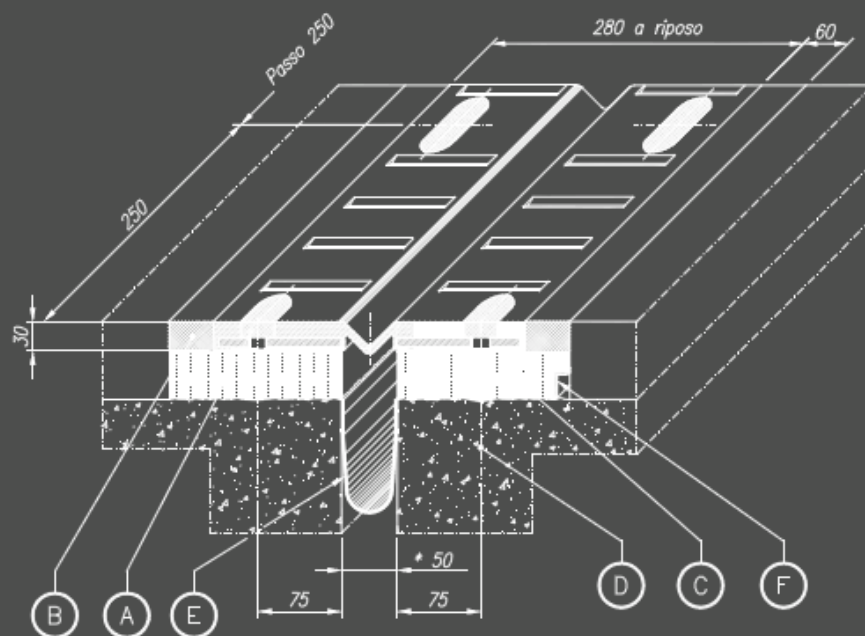
Elaborato	Revisione	Data	
Sottopassi Rotatoria via Lunga	1		
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE			Pagina 88 di 110

► RAN

Giunto di dilatazione ed impermeabilità costituito da:

- moduli in gomma armata a norme CNR 10018/85 realizzati mediante due piastre unite per vulcanizzazione ad un coprivarco in gomma di tenuta e smaltimento acque superficiali;
- sistema di ancoraggio meccanico realizzato mediante tasselli di acciaio ad espansione o zanche multidirezionali e tirafondi o barre filettate, a seconda delle esigenze di cantiere;
- scossalina di raccolta acque in hypalon;
- profilo a "L" in acciaio inox per drenaggio acque di sottopavimentazione;
- massetti di malta epossidica di raccordo fra gli elementi di giunto e la pavimentazione bituminosa.

RAN 50 S



* varco medio

POS.	DESCRIZIONE	MATERIALE
A	Sigillatura	EPOBLOCK ME LEGANTE
B	Massetto laterale	EPOBLOCK ME 3C
C	Allettamento	MALTA CEMENTIZIA FIBRORINFORZATA
D	Ancoraggio M12	
E	Scossalina	Hypalon
F	Profilo di drenaggio a "L"	X5 CrNi 1810-UNI 8317

Elaborato	Revisione	Data
Sottopassi Rotatoria via Lunga	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 89 di 110

14 VERIFICA APPOGGI

Gli appoggi sono disposti alle estremità di ogni trave e si adotta un foglio di calcolo per valutare gli involuppi delle azioni massime orizzontali e verticali agli SLU e SLV per quindi poter adottare il modello tipo FIP da catalogo.

Si riportano le parti essenziali del foglio di calcolo:

RIPARTIZIONE TRAVI D'IMPALCATO											
N.20 travi=		20	Sd'P'2 =		394,26 mq	i =		0,77 m	N.1 asse d'asse travi.		L=13,96 m
IMPALCATO N.10 TRAVI PPHCP											
N. travi	d i	N =	1914,31 kN	M trasv =	43,77 kNm	e trasv =	0,02 m				
m		IN	η)	IN	η)						
20	7,32	trave nr.1	1914,31	x	0,050	=	36,53	x	1,000	=	36,53
20	6,55	trave nr.2	1914,31	x	0,050	=	36,44	x	1,000	=	36,44
20	5,78	trave nr.3	1914,31	x	0,050	=	36,36	x	1,000	=	36,36
20	5,01	trave nr.4	1914,31	x	0,050	=	36,27	x	1,000	=	36,27
20	4,24	trave nr.5	1914,31	x	0,050	=	36,19	x	1,000	=	36,19
20	3,47	trave nr.6	1914,31	x	0,050	=	36,10	x	1,000	=	36,10
20	2,70	trave nr.7	1914,31	x	0,050	=	36,01	x	1,000	=	36,01
20	1,93	trave nr.8	1914,31	x	0,050	=	35,93	x	1,000	=	35,93
20	1,16	trave nr.9	1914,31	x	0,050	=	35,84	x	1,000	=	35,84
20	0,39	trave nr.10	1914,31	x	0,050	=	35,76	x	1,000	=	35,76
20	-0,39	trave nr.11	1914,31	x	0,050	=	35,67	x	1,000	=	35,67
20	-1,16	trave nr.12	1914,31	x	0,050	=	35,59	x	1,000	=	35,59
20	-1,93	trave nr.13	1914,31	x	0,050	=	35,50	x	1,000	=	35,50
20	-2,70	trave nr.14	1914,31	x	0,050	=	35,42	x	1,000	=	35,42
20	-3,47	trave nr.15	1914,31	x	0,050	=	35,33	x	1,000	=	35,33
20	-4,24	trave nr.16	1914,31	x	0,050	=	35,25	x	1,000	=	35,25
20	-5,01	trave nr.17	1914,31	x	0,050	=	35,16	x	1,000	=	35,16
20	-5,78	trave nr.18	1914,31	x	0,050	=	35,07	x	1,000	=	35,07
20	-6,55	trave nr.19	1914,31	x	0,050	=	34,99	x	1,000	=	34,99
20	-7,32	trave nr.20	1914,31	x	0,05	=	34,90	x	1,000	=	34,90
			1,000	1 1914,31		1 1914,31					
IMPALCATO N.10 TRAVI Cacc											
CASO 1 CAMPATA CARICA TOT 100%											
N. travi	d i	N =	1645,49 kN	M trasv =	2355,76 kNm	e trasv =	1,43 m				
m		IN	η)	IN	η)						
20	7,32	trave nr.1	1645,49	x	0,077	=	125,36	x	1,000	=	125,36
20	6,55	trave nr.2	1645,49	x	0,074	=	121,38	x	1,000	=	121,38
20	5,78	trave nr.3	1645,49	x	0,071	=	116,78	x	1,000	=	116,78
20	5,01	trave nr.4	1645,49	x	0,068	=	112,18	x	1,000	=	112,18
20	4,24	trave nr.5	1645,49	x	0,065	=	107,58	x	1,000	=	107,58
20	3,47	trave nr.6	1645,49	x	0,063	=	102,98	x	1,000	=	102,98
20	2,70	trave nr.7	1645,49	x	0,060	=	98,38	x	1,000	=	98,38
20	1,93	trave nr.8	1645,49	x	0,057	=	93,78	x	1,000	=	93,78
20	1,16	trave nr.9	1645,49	x	0,054	=	89,18	x	1,000	=	89,18
20	0,39	trave nr.10	1645,49	x	0,051	=	84,57	x	1,000	=	84,57
20	-0,39	trave nr.11	1645,49	x	0,049	=	79,97	x	1,000	=	79,97
20	-1,16	trave nr.12	1645,49	x	0,046	=	75,37	x	1,000	=	75,37
20	-1,93	trave nr.13	1645,49	x	0,043	=	70,77	x	1,000	=	70,77
20	-2,70	trave nr.14	1645,49	x	0,040	=	66,17	x	1,000	=	66,17
20	-3,47	trave nr.15	1645,49	x	0,037	=	61,57	x	1,000	=	61,57
20	-4,24	trave nr.16	1645,49	x	0,035	=	56,97	x	1,000	=	56,97
20	-5,01	trave nr.17	1645,49	x	0,032	=	52,37	x	1,000	=	52,37
20	-5,78	trave nr.18	1645,49	x	0,029	=	47,77	x	1,000	=	47,77
20	-6,55	trave nr.19	1645,49	x	0,026	=	43,17	x	1,000	=	43,17
20	-7,32	trave nr.20	1645,49	x	0,023	=	38,57	x	1,000	=	38,57
			1,000	1 1645,49		1 1645,49					
IMPALCATO N.10 TRAVI Cacc											
CASO 1 CAMPATA CARICA 50%											
N. travi	d i	N =	1310,43 kN	M trasv =	3563,55 kNm	e trasv =	2,72 m				
m		IN	η)	IN	η)						
20	7,32	trave nr.1	1310,43	x	0,100	=	131,64	x	1,000	=	131,64
20	6,55	trave nr.2	1310,43	x	0,095	=	124,68	x	1,000	=	124,68
20	5,78	trave nr.3	1310,43	x	0,090	=	117,72	x	1,000	=	117,72
20	5,01	trave nr.4	1310,43	x	0,085	=	110,76	x	1,000	=	110,76
20	4,24	trave nr.5	1310,43	x	0,079	=	103,80	x	1,000	=	103,80
20	3,47	trave nr.6	1310,43	x	0,074	=	96,84	x	1,000	=	96,84
20	2,70	trave nr.7	1310,43	x	0,069	=	89,88	x	1,000	=	89,88
20	1,93	trave nr.8	1310,43	x	0,063	=	82,92	x	1,000	=	82,92
20	1,16	trave nr.9	1310,43	x	0,058	=	75,96	x	1,000	=	75,96
20	0,39	trave nr.10	1310,43	x	0,053	=	69,00	x	1,000	=	69,00
20	-0,39	trave nr.11	1310,43	x	0,047	=	62,04	x	1,000	=	62,04
20	-1,16	trave nr.12	1310,43	x	0,042	=	55,08	x	1,000	=	55,08
20	-1,93	trave nr.13	1310,43	x	0,037	=	48,12	x	1,000	=	48,12
20	-2,70	trave nr.14	1310,43	x	0,031	=	41,16	x	1,000	=	41,16
20	-3,47	trave nr.15	1310,43	x	0,026	=	34,20	x	1,000	=	34,20
20	-4,24	trave nr.16	1310,43	x	0,021	=	27,24	x	1,000	=	27,24
20	-5,01	trave nr.17	1310,43	x	0,015	=	20,28	x	1,000	=	20,28
20	-5,78	trave nr.18	1310,43	x	0,010	=	13,33	x	1,000	=	13,33
20	-6,55	trave nr.19	1310,43	x	0,005	=	6,37	x	1,000	=	6,37
20	-7,32	trave nr.20	1310,43	x	0,000	=	-0,59	x	1,000	=	-0,59
			1,000	1 1310,43		1 1310,43					

Si riporta la verifica degli appoggi tipo Elastofip High tutti modello EF-HIGH 300-30 per le n.4 campate come da tabella seguente.

Elaborato	Revisione	Data
Sottopassi Rotatoria via Lunga	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 90 di 110

Spalla e pila – Appoggi

APPOGGI PER IMPALCATI - CARICHI MINIMI PER GLI APPARECCHI															
SLE															
OPERE	Φ_{in}		(P_p+C_p) semiimpalcato		Stessa Caric.horiz. [m]	β -	N_{pp+cp} Singolo app. [kN]	N_{cac_stat} Singolo app. [kN]	Fren.long. [kN]	Vento trasv. [kN]	$N_{preco_mpres.}$ Singolo app. [kN]	N_{tot} Singolo app. [kN]	T_{transv} Singolo app. [kN]	T_{long} Singolo app. [kN]	
	L_{min}	L_{max}	L_{min} [kN]	L_{max} [kN]											
SPALLE E PILE FISSE					[N. di appoggi reagenti per le azioni agenti]								10	10	10
SP Fissa n.2 (32,08x1) - 10 travi	1	1	4 278,69	4 278,69	32,08	1,0	427,87	351,78	446,62	185,26	0,00	779,65	18,53	44,66	
P fissa n.3 (29,30x2) - 10 travi	1	1	4 278,69	4 278,69	29,30	1,0	427,87	351,78	525,73	354,47	0,00	779,65	17,72	22,33	
N.B.: le reazioni per P_p+C_p e per Cac_stat devono essere calcolate per la reazione massima sulla trave in base alla ripartizione trasversale ed al n. delle colonne di carico che occupano la sezione															
SIU															
OPERE	Φ_{in}		(P_p+C_p) semiimpalcato		Stessa Caric.horiz. [m]	β -	N_{pp+cp} Singolo app. [kN]	N_{cac_stat} Singolo app. [kN]	C_s semi -	I -	$N_{preco_mpres.}$ Singolo app. [kN]	N_{tot} Singolo app. [kN]	T_{transv} Singolo app. [kN]	T_{long} Singolo app. [kN]	
	L_{min}	L_{max}	L_{min} [kN]	L_{max} [kN]											
SPALLE E PILE FISSE					[N. di appoggi reagenti per le azioni agenti]								10	20	20
SP Fissa n.2 (32,08x1) - 10 travi	1	1	4 278,69	4 278,69	32,08	1,0	427,87	351,78	0,689	1	0,00	1 052,53	294,80	294,80	
P fissa n.3 (29,30x2) - 10 travi	1	1	4 278,69	4 278,69	32,08	1,0	427,87	351,78	0,689	1	0,00	1 052,53	294,80	294,80	
N.B.: le reazioni per P_p+C_p e per Cac_stat devono essere calcolate per la reazione massima sulla trave in base alla ripartizione trasversale ed al n. delle colonne di carico che occupano la sezione															

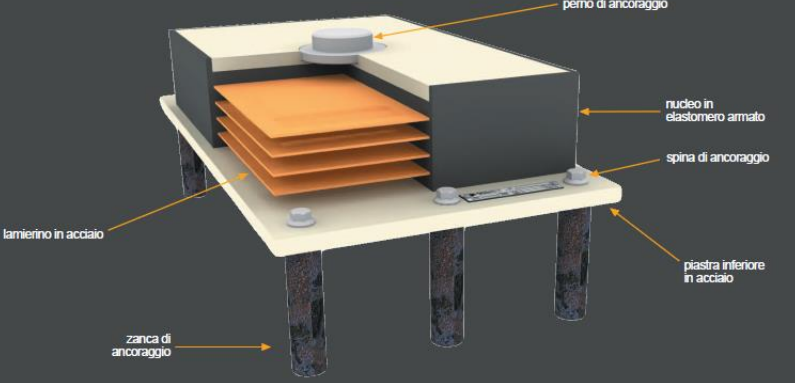
Rd = 300 kN > Sd = 294.80 kN

Le verifiche sono soddisfatte in base al catalogo della FIP.

Si riportano le caratteristiche degli appoggi impiegati da catalogo FIP:

COMPONENTI DELL'APPOGGIO

ELEMENTI



Facendo riferimento allo sketch illustrativo, si suggerisce che nel caso di appoggio con due zanche d'ancoraggio queste vengano posizionate sull'asse trasversale dell'appoggio, nel caso siano quattro andranno nei vertici, mentre nel caso di sei come da sketch. Se il numero di zanche risultasse superiore, si consiglia una disposizione comunque simmetrica rispetto agli assi.

E' sconsigliabile la disposizione di due o più appoggi accostati nella direzione longitudinale della trave.

MATERIALI

Gli appoggi in catalogo sono dimensionati secondo la norma europea UNI EN 1337-3 nella quale vengono classificati come appoggi di tipo C.

L'elastomero che costituisce il nucleo è in gomma naturale (NR) o gomma cloroprenica (CR), durezza 60±5 ShA.

Al suo interno piastre di rinforzo in acciaio di categoria S275 o superiore, spessore minimo 2 mm. Le piastre di ancoraggio sono in acciaio di categoria S275 o superiore.

ACCESSORI

Ogni apparecchio d'appoggio è fornito di un'etichetta identificativa nella quale vengono riportate le principali informazioni sullo stesso.

Elaborato	Revisione	Data
Sottopassi Rotatoria via Lunga	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 91 di 110

**EF
HIGH**

CARICO VERTICALE
NOMINALE

MASSIMA FORZA
ORIZZONTALE

DEFORMAZIONE
EQUIVALENTE A F_{xy}

RIGIDEZZA
ORIZZONTALE

RIGIDEZZA VERTICALE

NUMERO STRATI IN
ELASTOMERO

SIGLA	F_{zd} kN	F_{xy} kN	v_{eq} mm	K_o kN/mm	K_v kN/mm	n n
EF 25-3	250	30	20,3	1,48	227	3
EF 50-5	500	50	20,8	2,40	610	3
EF 75-8	750	80	35,6	2,25	760	5
EF 100-10	1000	100	44,4	2,25	922	6
EF 125-13	1250	130	40,4	3,22	993	4
EF 150-15	1500	150	41,9	3,58	1195	4
EF 175-18	1750	180	47,9	3,94	1285	4
EF 200-20	2000	200	46,9	4,27	1464	4
EF 225-23	2250	230	46,7	4,92	1834	4
EF 250-25	2500	250	47,6	5,25	2023	4
EF 275-28	2750	280	43,8	6,40	1994	3
EF 300-30	3000	300	44,1	6,80	2193	3
EF 325-33	3250	330	48,9	6,75	2024	3
EF 350-35	3500	350	49,0	7,15	2217	3
EF 375-38	3750	380	53,6	7,08	2173	3
EF 400-40	4000	400	53,3	7,50	2387	3
EF 450-45	4500	450	57,0	7,89	2441	3
EF 500-50	5000	500	76,0	6,58	2323	4
EF 550-55	5500	550	79,2	6,95	2547	4
EF 600-60	6000	600	95,2	6,30	2577	5
EF 650-65	6500	650	98,3	6,62	2796	5
EF 700-70	7000	700	107,7	6,50	3261	6
EF 750-75	7500	750	125,0	6,00	3242	7
EF 800-80	8000	800	138,3	5,79	2849	7
EF 850-85	8500	850	149,5	5,68	3216	8
EF 900-90	9000	900	156,9	5,74	3177	8
EF 950-95	9500	950	175,9	5,40	3144	9
EF 1000-100	10000	1000	194,9	5,13	3126	10
EF 1100-105	11000	1050	192,5	5,45	3016	9
EF 1200-110	12000	1100	192,1	5,73	3295	9
EF 1300-115	13000	1150	191,7	6,00	3581	9
EF 1400-120	14000	1200	185,5	6,47	3515	8
EF 1500-125	15000	1250	192,9	6,48	3422	8
EF 1750-130	17500	1300	169,1	7,69	4167	7
EF 2000-135	20000	1350	175,0	7,71	4202	7

Elaborato	Revisione	Data
Sottopassi Rotatoria via Lunga	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 92 di 110

SPESSORE STRATI IN ELASTOMERO	NUMERO LAMIERINI IN ACCIAIO	SPESSORE LAMIERINI IN ACCIAIO	DIMENSIONI NUCLEO IN ELASTOMERO ARMATO	DIMENSIONI IN PIASTA INFERIORE IN ACCIAIO	DIAMETRO PERNO	SPORGENZA PERNO	ZANCHE INFERIORI		INTERASSE TRASVERSALE ZANCHE	ALTEZZA TOTALE APOGGIO	PESO APOGGIO INCLUSI ANCORAGGI
t _i mm	n _s n	t _s mm	a x b mm	X x Y mm	F _p mm	h _p mm	n _{zan} n tipo		i mm	H _{tot} mm	W kg
7	2	2	150 x 230	170 x 320	55	15	2	1	275	60	14
7	2	2	200 x 280	220 x 370	55	15	2	1	325	60	22
8	4	2	250 x 400	270 x 490	55	15	2	1	445	83	42
8	5	2	300 x 400	320 x 490	55	15	2	1	445	93	53
11	3	2	350 x 450	370 x 540	55	15	4	1	495	88	69
11	3	2	350 x 500	370 x 590	55	15	4	1	545	88	76
12	3	2	350 x 600	370 x 690	55	15	4	1	645	92	91
12	3	2	350 x 650	370 x 780	55	15	2	2	715	97	110
12	3	2	350 x 750	370 x 880	55	15	2	2	815	97	126
12	3	2	350 x 800	370 x 930	55	15	2	2	865	97	133
15	2	2	400 x 800	420 x 930	80	17	4	2	865	92	148
15	2	2	400 x 850	420 x 980	80	17	4	2	915	92	157
17	2	2	450 x 850	470 x 980	80	17	4	2	915	98	178
17	2	2	450 x 900	470 x 1030	80	17	4	2	965	98	188
18	2	2	500 x 850	520 x 980	80	17	4	2	915	101	199
18	2	2	500 x 900	520 x 1030	80	17	4	2	965	101	210
19	2	2	500 x 1000	520 x 1130	80	17	4	2	1065	109	253
20	3	2	650 x 900	670 x 1090	80	17	2	3	995	131	321
20	3	2	650 x 950	670 x 1140	80	17	4	3	1045	136	369
20	4	2	700 x 1000	720 x 1190	80	17	4	3	1095	158	443
20	4	2	700 x 1050	720 x 1240	140	17	4	3	1145	158	463
18	5	2	650 x 1200	670 x 1390	140	17	4	3	1295	168	508
18	6	2	700 x 1200	720 x 1390	140	17	4	3	1295	188	578
20	6	3	750 x 1200	770 x 1390	140	17	4	3	1295	208	675
19	7	2	800 x 1200	820 x 1390	140	17	4	3	1295	216	704
20	7	3	850 x 1200	870 x 1390	140	17	4	3	1295	231	812
20	8	3	900 x 1200	920 x 1390	140	17	4	3	1295	254	911
20	9	3	950 x 1200	970 x 1390	140	17	4	3	1295	277	1015
22	8	3	1000 x 1200	1020 x 1390	140	17	4	3	1295	272	1037
22	8	3	1050 x 1200	1070 x 1390	200	20	6	3	1295	272	1096
22	8	3	1100 x 1200	1120 x 1390	200	20	6	3	1295	272	1147
24	7	3	1150 x 1200	1170 x 1390	200	20	6	3	1295	263	1156
25	7	3	1200 x 1200	1220 x 1390	200	20	6	3	1295	271	1219
25	6	4	1150 x 1300	1170 x 1490	200	20	6	3	1395	249	1250
25	6	4	1200 x 1250	1220 x 1440	200	20	6	3	1345	249	1256

15 VERIFICA BAGGIOLO

Si riporta la verifica, a favore di sicurezza, per la geometria minima con le armature previste in precedenza. Il baggiolo in realtà è una striscia continua (a causa della pendenza trasversale) con dimensione minima 70 cm.

Si riporta la verifica del baggiolo per l'azione massima :

$$H \times B = 70 \times 70 \text{ cm}$$

$$h = 30 \text{ cm}$$

$$A_s = \phi 20/20 \text{ cm}$$

$$\text{Staffe } \phi 16/20 \text{ cm}$$

$$C32/40$$

$$N_{slu} = 1053 \text{ kN}$$

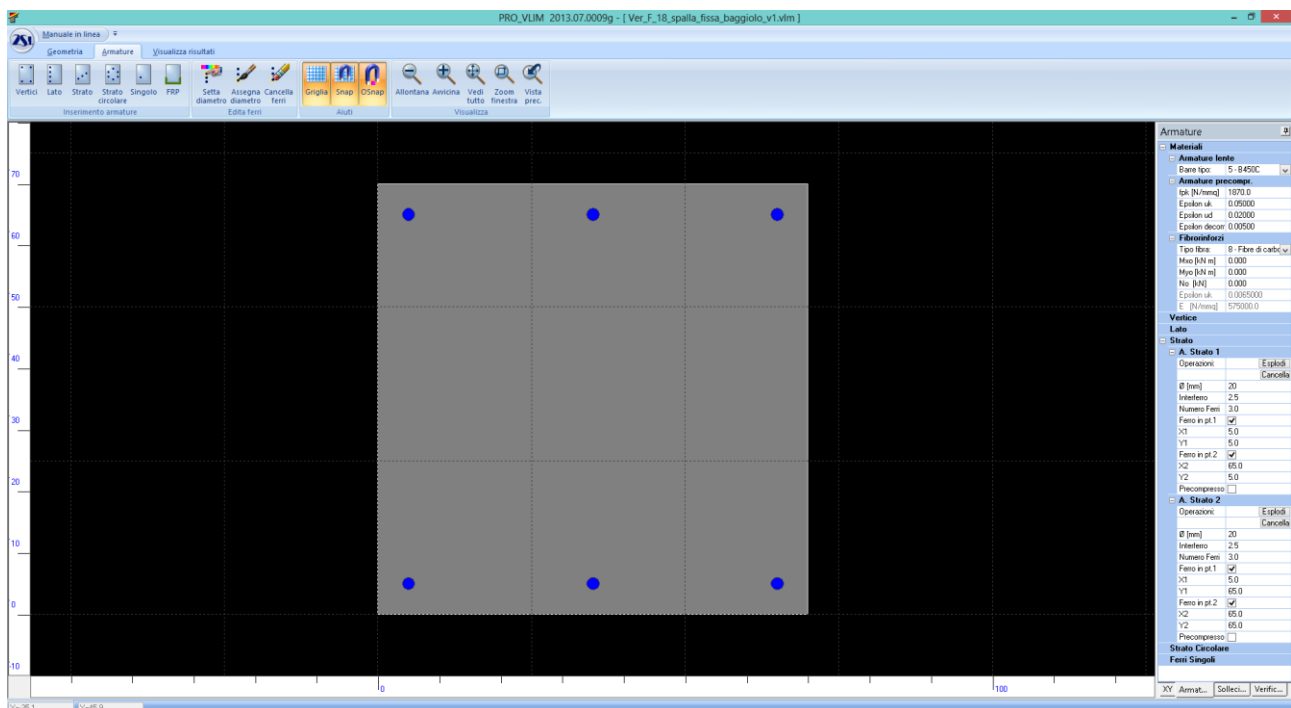
$$H_{slu} = 295 \text{ kN}$$

$$M_{slu} = H_{slu} \times h = 88.50 \text{ kNm}$$

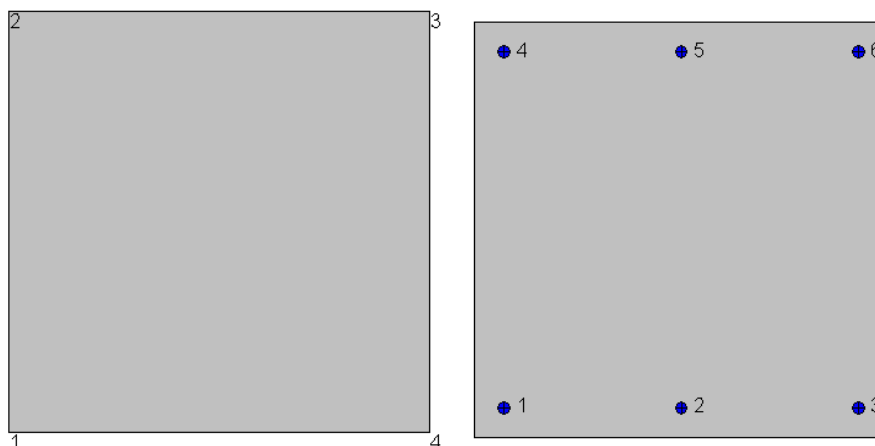
$$N_{sle} = 780 \text{ kN}$$

$$M_{sle} = 65.50 \text{ kNm}$$

Verifica presso-flessione :



Elaborato	Revisione	Data
Sottopassi Rotatoria via Lunga	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 94 di 110



Geometria della sezione:

Vert.	X	Y
n.	cm	cm
1	0,0	0,0
2	0,0	70,0
3	70,0	70,0
4	70,0	0,0

Armature:

Pos.	X	Y	Area	Pretens.
n.	cm	cm	cmq	(s/n)
1	5,0	5,0	3,1	no
2	35,0	5,0	3,1	no
3	65,0	5,0	3,1	no
4	5,0	65,0	3,1	no
5	35,0	65,0	3,1	no
6	65,0	65,0	3,1	no

Normativa di riferimento:

D.M. 14/01/2008 - 'Norme tecniche per le costruzioni'

Note:

Verifiche SLE per ambiente aggressivo

Materiali:

Calcestruzzo classe: C32/40

R_{ck} (resistenza caratteristica cubica a compressione) = 400 daN/cm²
 f_{ck} (resistenza caratteristica cilindrica a compressione) = 332 daN/cm²
 f_{ctm} (resistenza a trazione media) = 31 daN/cm²
 G (modulo di elasticità tangenziale) = 150192 daN/cm²
 E (modulo elastico istantaneo iniziale) = 336430 daN/cm²
 ν (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.12
 Coefficiente di dilatazione termica = 0.000050
 Peso specifico del calcestruzzo armato = 2500 daN/mc

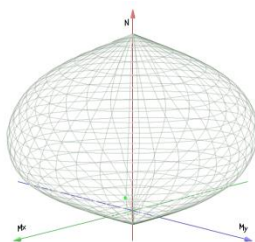
Barre d'acciaio ad aderenza migliorata tipo: B450C

f_{yk} (tensione caratteristica di snervamento) = 4500 daN/cm²
 f_{kt} (tensione caratteristica di rottura) = 5400 daN/cm²
 ϵ_{uk} (deformazione di rottura) = 0.075
 G (modulo di elasticità tangenziale) = 770000 daN/cm²

Elaborato	Revisione	Data
Sottopassi Rotatoria via Lunga	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 95 di 110

E (modulo elastico) = 2000000 daN/cm²
 ν (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.30
 Coefficiente di dilatazione termica = 0.000012
 Peso specifico = 7850 daN/mc

Dominio SLU:



Caratteristiche limite della sezione:

Nu	Mxu	Myu	Stato Sez.
kN	kN m	kN m	
-737,6	0,0	0,0	Completamente tesa
9380,0	0,0	0,0	Completamente compressa
0,0	235,3	0,0	Fibre inferiori tese
0,0	-235,3	0,0	Fibre superiori tese
0,0	0,0	235,8	Fibre di sinistra tese
0,0	0,0	-235,8	Fibre di destra tese

Verifiche stato limite ultimo:

Per ogni combinazione di carico saranno svolte le verifiche:
 Verifica per Mxu, Myu e Nu proporzionali (sigla verifica: P)
 Verifica con rapporto Mxu, Myu assegnato (sigla verifica: M)
 Verifica con Nu costante (sigla verifica: N)

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	1053,0	88,5	0,0	P	7040,4	591,7	0,0	0,150	OK
				M	9048,9	88,4	0,0	0,120	
				N	1052,9	543,0	0,0	0,160	

Riepilogo combinazioni maggiormente gravose:

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	1053,0	88,5	0,0	P	7040,4	591,7	0,0	0,150	OK
1	1053,0	88,5	0,0	M	9048,9	88,4	0,0	0,120	OK
1	1053,0	88,5	0,0	N	1052,9	543,0	0,0	0,160	OK

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:

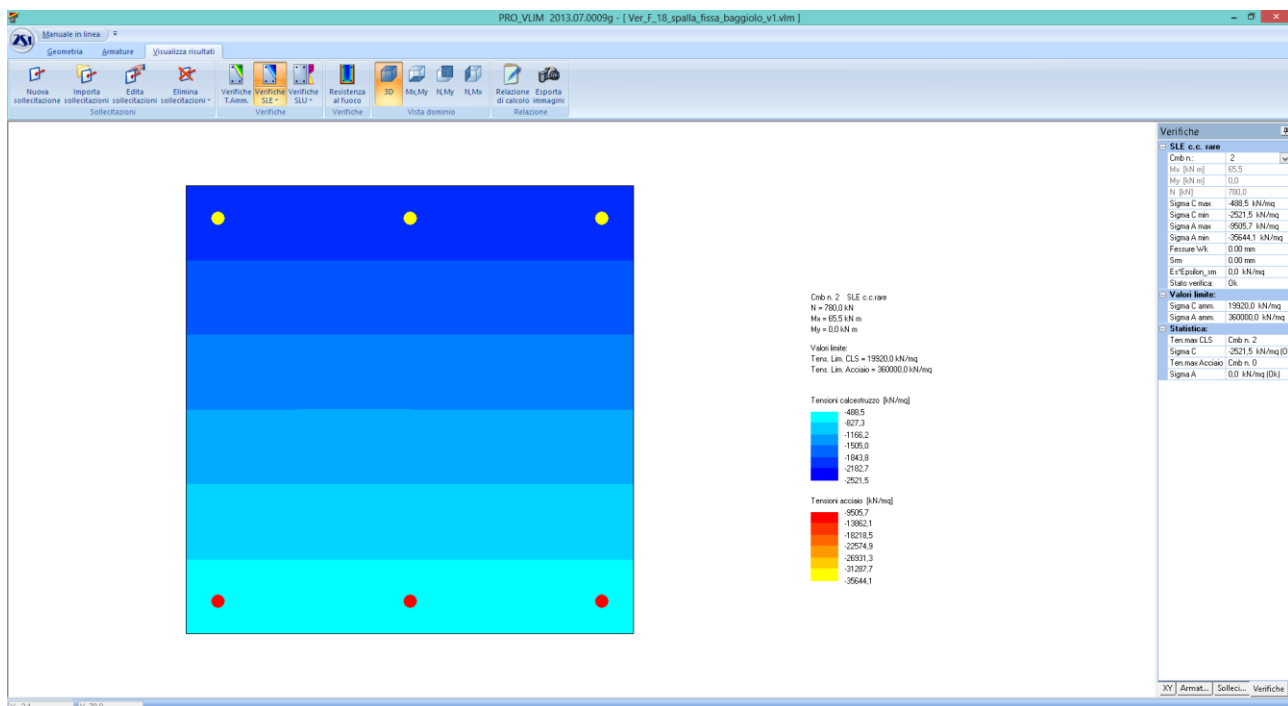
Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS: $\sigma_{cL} = 19920,0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$)

Acciaio: $\sigma_{aL} = 360000,0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_a/\sigma_{aL} < 1$)

Cmb	Mx	My	N	σ_c	σ_c/σ_{cL}	σ_a	σ_a/σ_{aL}
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		kN/mq	
2 OK	65,5	0,0	780,0	-2521,5	0,13	-35644,1	0,10

Elaborato	Revisione	Data
Sottopassi Rotatoria via Lunga	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 96 di 110



Tensioni SLE

Verifica a taglio :

NTC 2008 - CALCESTRUZZO
VERIFICA A TAGLIO TRAM RETTANGOLARI

UNITA' DI MISURA

forze e carichi: kN, kNm, kNm²

peso specifico: kNm³

tensioni e resistenze: N/mm²

momenti (flettente, ecc.): kNm

PESI SPECIFICI

$\gamma = 24 \text{ kNm}^3$ (cls non armato)

$\gamma = 25 \text{ kNm}^3$ (cls armato)

LEGENDA

123 dati da inserire

123 valori calcolati

valori notevoli

risultati verifiche

se $V_{ed} \leq V_{Rd,cs}$ armat. minima a taglio

se $V_{ed} > V_{Rd,cs}$ armat. a taglio tale che: $V_{ed} \leq V_{Rd,cs} + V_{Rd,s}$

Elementi che non richiedono armatura a taglio ($V_{ed} \leq V_{Rd,cs}$)

V_{ed} [kN] = 261.15 < V_{Rd} [kN] = 295.00 NON VERIFICATO si deve armare a taglio

Acciaio = B460C

CLS = C32/40

R_{ct} = 40.00 (N/mm²)

$f_{ct,90}$ = 32.00 (N/mm²)

$f_{ct,90,s}$ = 2.12 (N/mm²)

γ_c in uso = 1.50

V_{Rd} [kN] = 261.15 [kN]

$V_{Rd,cs}$ [kN] = 247.31 [kN]

$V_{Rd,s}$ [kN] = 17.79 [kN]

k = 1.55

ρ = 0.0034 [puro]

A_{st} = 1570 [mm²]

b_w = 700.00 [mm]

σ_{st} = 1.02 (N/mm²)

N_{Ed} = 500.00 [kN]

A_c = 490.000 [mm²]

d = 660 [mm]

h = 700 [mm]

b = 700 [mm]

c = 40 [mm]

copriferro

Area armat. in trazione che si estende per non meno di d o h oltre la sez. consider. (cioè ancorata oltre l'inters. dell'asse dell'armat. con eventuale fessura a 45° che si innesci nella sez. consid.) (EC2)

larghezza minima della sezione lungo l'altezza efficace

forza longitudinale nella sezione dovuta ai carichi o alla precompressione (compressione positiva)

area calcestruzzo (valida solo per sezione rettangolare)

altezza utile sezione

base sezione

copriferro

Sezione in asse

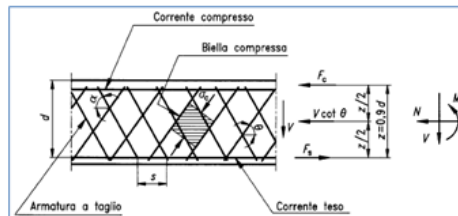
Elaborato	Revisione	Data
Sottopassi Rotatoria via Lunga	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 97 di 110

Elementi che richiedono armatura a taglio		$(V_{ed} \geq V_{Rd,lim})$	
$V_{ed} =$	2406,83 [kN]		
$f_{cd} =$	22,13 [N/mm ²]	resistenza a compressione del cls per il taglio	
$b_w =$	700,00 [mm]	spessore minima anima continua in altezza	
$\alpha =$	90 °	rad	1,57
$\cot \alpha =$	0 [puro]		
$\theta =$	45 °	rad	0,79
$\cot \theta =$	1,00		1 < $\cot \theta$ < 2,5 VERIFICATO

Staffe		0: no 1: si	
$V_{Rd,1p} =$	1168,34 [kN]	Taglio resistente staffe	
$A_{sw} =$	1005 [mm ²]	Area complessiva staffe	
$s_w =$	200 [mm]	passo staffe in senso longitudinale alla trave	
$f_{wd} =$	391,30 [N/mm ²]	f_{wd} acciaio tipo B460 C	
$\phi_{sw} =$	16 [mm]	Diametro staffe	
$n_{bracci} =$	5 [puro]	n. bracci verticali	
$a_{sw} =$	201,06 [mm]	Area singolo braccio di staffa	
$f_{yk} =$	450 [N/mm ²]	acciaio tipo B460 C	
γ_s in uso =	1,15 NTC 2008		
$\Delta =$	1000 [mm]	lunghezza tratto da armare	
$n_{st} =$	5,00 [puro]	n° staffe a taglio nel tratto	

Fermi piegati		0: no 1: si	
$V_{Rd,1p} =$	0,00 [kN]	Taglio resistente fermi piegati (EC2)	
$A_{sw-1p} =$	402 [mm ²]	Area complessiva fermi piegati	
$s_p =$	1000 [mm]	passo fermi piegati in senso long.	
$f_{wp} =$	391,30 [N/mm ²]	f_{wp} dell'acciaio dei fermi piegati	
$\phi_{wp} =$	16 [mm]	Diametro fermi piegati	
$n_{fp} =$	2 [puro]	n. fermi piegati	
$a_{wp} =$	201 [mm]	Area diam. singolo ferro piegato	
$f_{yk} =$	450 [N/mm ²]	acciaio tipo B460 C	
γ_s in uso =	1,15		
$\Delta =$	1000 [mm]	lunghezza tratto da armare	
$\alpha_{wp} =$	45 °	0,7854 [°] - [rad]	inclinaz. fermi piegati
$V_{Rd} =$	1168,34 [kN]		

V_{ed} [kN] =	1168,34	>	V_{Rd} [kN] =	295,00	VERIFICATO
Verifica armatura trasversale minima					
$A_{sw} =$	5027 [mm ²]		area armatura a taglio sulla lunghezza Δ	Almeno il 50% dell'armatura necessaria per il taglio	
$A_{sw,min} =$	1050 [mm ²]			deve essere costituita da staffe. VERIFICATO	
Verifica passo staffe					
$s_w =$	200 [mm]		passo staffe		
$s_{w,min} =$	528 [mm]		passo minimo staffe	VERIFICATO	
$n_{st} =$	5 [puro]		n. staffe nel tratto ($n_{st,min}=3$)	VERIFICATO	



Risulta $S_d < R_d$ e le verifiche sono soddisfatte.

Elaborato	Revisione	Data
Sottopassi Rotatoria via Lunga	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 98 di 110

16 VERIFICA RITEGNO SISMICO

Si riporta la verifica, a favore di sicurezza, per la geometria minima con le armature previste in precedenza.

Si riporta la verifica del ritegno sismico più sollecitato :

H x B = 40 x 150 cm

As = $\phi 20/10$ cm su 2 strati = 2x(15+15 $\phi 20$)

Staffe $\phi 16/20$ cm

C32/40

B450C

Hslu = 295 kN

Hslu_tot = 295 kN x 10 = 2950 kN

Si verifica a taglio la sola armatura verticale a favore di sicurezza :

$$\tau_s = \frac{4}{3} \cdot \frac{T \cdot 100}{n \cdot A_{\phi 20}} = 2087 \text{ daN/cm}^2 < \tau_{s_lim} = 4500/1.15/3^{0.5} = 2259.20 \text{ daN/cm}^2$$

Risulta $S_d < R_d$ e le verifiche sono soddisfatte.

Elaborato	Revisione	Data
Sottopassi Rotatoria via Lunga	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 99 di 110

17 VERIFICA DEI CEDIMENTI DEL TERRENO

L'approccio utilizzato per il calcolo del cedimento del terreno, delle opere poggianti su fondazioni dirette, si basa sul metodo elaborato da Poulos-Davis (1974) derivante dalla teoria dell'elasticità.

Il calcolo del cedimento totale avviene applicando il principio di sovrapposizione degli effetti, ossia come sommatoria dei singoli cedimenti di ogni strato di terreno al di sotto della fondazione fino alla profondità z_{max} per la quale si considera che il cedimento risulti nullo.

Ogni cedimento risulta funzione dell'incremento di stato tensionale indotto nel terreno, nelle tre direzioni principali (x, y e z), dal carico applicato in superficie.

Le formule utilizzate per il calcolo del cedimento risultano funzione:

delle caratteristiche geometriche della fondazione superficiale:

B = larghezza della fondazione rettangolare;

L = lunghezza della fondazione;

Dei carichi applicati:

N = carico normale agente sulla fondazione in condizioni di esercizio;

Della stratigrafia del terreno e delle caratteristiche geotecniche relative ad ogni strato:

E = modulo elastico (ricavato in funzione dei valori di resistenza alla punta q_c ottenuti dalle prove penetrometriche effettuate in sito;

ν = coefficiente di Poisson (determinato mediante tabelle);

Δz = ampiezza relativa dello strato di riferimento per il calcolo del cedimento all'interno di ogni strato della stratigrafia da progetto;

e da coefficienti costitutivi:

R_1 R_2 ed R_3 sono tre coefficienti funzione della profondità z dello strato di cui si calcola il cedimento, dal piano campagna, e delle dimensioni della fondazione.

Le equazioni di riferimento sono le seguenti:

Formulazione Teorica (H.G. Poulos, E.H. Davis; 1974)

$$\Delta\sigma_{zi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) + ((L/2)(B/2)z/R_3)(1/R_1^2 + 1/R_2^2))$$

$$\Delta\sigma_{xi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) - ((L/2)(B/2)z/R_3 R_1^2))$$

$$\Delta\sigma_{yi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) - ((L/2)(B/2)z/R_3 R_2^2))$$

$$R_1 = ((L/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R_2 = ((B/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R_3 = ((L/2)^2 + (B/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$\delta_{tot} = \sum \delta_i = \sum (((\Delta\sigma_{zi} - \nu(\Delta\sigma_{xi} + \Delta\sigma_{yi})) \Delta z_i / E_i)$$

Elaborato	Revisione	Data
Sottopassi Rotatoria via Lunga	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 100 di 110

Infine per determinare l'ammissibilità dei cedimenti ottenuti si può fare riferimento alla tabella teorica sottostante in cui viene riportato il cedimento massimo ammissibile in funzione della tipologia di opera da realizzarsi.

Tabella 16.5 - Valori ammissibili di alcuni parametri di deformazione delle strutture secondo Sowers (1962)

<i>Tipo di movimento</i>	<i>Fattore di limitazione</i>	<i>Valore ammissibile</i>
Cedimento massimo ρ_{\max} (cm)	Collegamento a reti di servizi	15÷30
	Accessibilità	30÷60
	Probabilità di cedimenti differenziali in:	
	a) murature portanti	2,5÷5
	b) strutture intelaiate	5÷10
	c) ciminiera, silos	7,5÷30

Per quanto riguarda l'opera in esame, la stratigrafia di riferimento è la seguente:

stratigrafia	profondità (m)	cu (KN/m ²)	γ_{sat} (KN/m ³)	$\phi'k$
sabbia ghiaiosa	1,00	359,36	18,02	35,95
sabbia limosa	1,80	243,90	21,38	27,51
BONIFICA	3,80		21,3	31,00
sabbia limosa	5,40	20,70	17,6	17,31
limo argilloso + strati sabbia	8,20	42,61	18,8	19,70

I valori dei moduli elastici e dei coefficienti di Poisson utilizzati per ogni strato sono riportati nella tabella seguente:

qc media Mpa	profondità	α	E medio Mpa	E KN/m ²	ν
6,12	fino a 1 m	5	30,6	30600	0,3
4,175	fino a 1,8 m	3	12,525	12525	0,35
bonifica	fino a 3,8 m		-	100000	0,3
0,4375	fino a 5,4 m	8	3,5	3500	0,45
0,85	fino a 8,2 m	6	5,1	5100	0,45
4,26	fino a 20 m	3	12,755	12755	0,45

Le dimensioni della fondazione risultano essere:

$$B = 17,52 \text{ m}$$

$$L = 28,96 \text{ m}$$

I carichi agenti sulla fondazione, valutati agli SLE- comb. RARE sono i seguenti:

σ_{\min} (kg/cm ²)	σ_{\max} (kg/cm ²)	σ_{media} (kg/cm ²)
0.53	1.20	0.87

Elaborato	Revisione	Data
Sottopassi Rotatoria via Lunga	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 101 di 110

Pertanto i cedimenti ottenuti risultano:

Strato	Litologia	Spessore	da z_i	a z_{i+1}	Δz_i	E	ν	δ_{ci}
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(-)	(cm)
1	sabbia ghiaiosa	1,00	0,0	1,0	1,0	30600	0,30	0,13
2	sabbia limosa	0,80	1,0	1,8	2,0	12500	0,35	0,00
3	bonifica	2,00	1,8	3,8	1,0	100000	0,30	0,15
4	sabbia limo argillosa	1,60	3,8	5,4	1,0	3500	0,45	3,80
5	limo argilloso	2,80	5,4	8,2	1,0	5120	0,45	3,68
6	sabbia + limo	20,00	8,2	28,2	1,0	12755	0,45	5,7555
$\delta_{ctot} = 13,52 \text{ (cm)}$								

Tali cedimenti risultano compatibili con quelli ammissibili per la tipologia di opera realizzata. VERIFICATO

Elaborato	Revisione	Data
Sottopassi Rotatoria via Lunga	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 102 di 110

18 VERIFICA A LIQUEFAZIONE DEL TERRENO

Si ritiene, data la natura dei terreni e della struttura in oggetto, che i terreni interessati dall'opera non siano sensibili al fenomeno della liquefazione.

Nel caso particolare del sottopasso di Via Lunga, i cui terreni presentano falda superficiale e contenuto in sabbia al 30%, si ottiene:

Prova S9:

Falda = -2.30 m

Frazione limo-argillosa = 65 %

$a_{gmax} = 0.22 \text{ g}$

N. colpi $SPT_{min} = 20$

$\gamma_{terreno} = 19 \text{ kN/mc}$

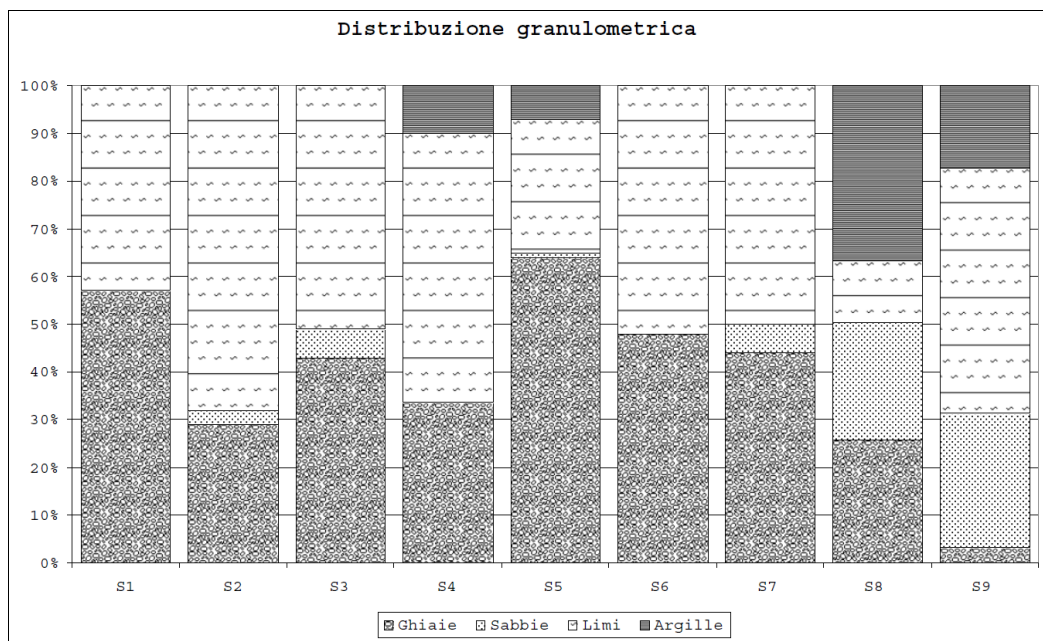
CPTU n. 16 e 17 - SONDAGGIO n. 9 - OPERA A – sottopassi di via Lunga

CPTU 17

falda -2,3 dal P.C.

stratigrafia	Quota finale strato (m)	c_{u_k} (KN/m2)	$\gamma - \gamma_{sat}$ (KN/m3)	ϕ'_k
sabbia ghiaiosa	1,00		18,02	35,95
sabbia limosa	1,80		21,38	27,51
limo sabbioso	3,80	43,85	17,6	21,24
sabbia debolmente limosa	5,40	20,70	17,6	17,31
limo argilloso + strati sabbia	8,20	42,61	18,8	19,70
sabbia + limo argilloso	9,20	89,31	19,5	21,78
limo argilloso + strati sabbia	9,80	22,93	18,5	14,89
limo + argilla + calcinelli	10,80	198,04	21,1	24,70
sabbia debolmente limosa	11,40		21,53	28,57
sabbia limosa	12,00	133,94	21,08	20,54
limo + argilla debolmente sabbiosa	15,80	100,66	20,2	20,75
sabbia limosa	18,80		21,5	25,15
limo argilloso	20,80	99,59	21,5	17,67
ghiaia in matrice limosa	22,20		21,87	24,84
limo argilloso con lenti sabbiose	25,60	86,08	20,15	17,38
limo argilloso + sabbia	30,60	159,78	20,6	19,11
limo argilloso + calcinelli	31,80	360,08	22,1	22,15
argilla limosa	33,80	205,11	21,4	19,63
limo argilloso + argilla	35,00	309,96	21,3	20,84

Elaborato	Revisione	Data
Sottopassi Rotatoria via Lunga	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 103 di 110



Dalla verifica secondo "Seed e Idriss" si ha:

Immissione Dati	
Profondità di calcolo (m)	3
Profondità della falda dal p. c. (m)	2.3
Peso di volume del terreno (t/mc)	19
Numero di colpi SPT o SCPT	20
Frazione argillosa (%)	65
Accelerazione sismica massima (g)	0.22

Calcola

Risultati	
Pressione totale del terreno (kg/cmq)	5,70
Pressione efficace del terreno (kg/cmq)	5,63
Fattore correttivo per la frazione argillosa (%)	10,50
Numero di colpi standard corretto Na	15,8712
Resistenza alla liquefazione (R)	0,1871
Sforzo di taglio normalizzato (T)	0,1383
Coefficiente di sicurezza (Fs = R / T)	1,3534
Il deposito non è liquefacibile	

Si conclude che i terreni interessati dalle opere non sono liquefacibili.

Elaborato	Revisione	Data	
Sottopassi Rotatoria via Lunga	1		
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE			Pagina 104 di 110

19 VERIFICA DEL RISCHIO DI ACCOPPIAMENTO DELLE FREQUENZE TERRENO-STRUTTURA

In base alle indicazioni riportate nella relazione geologica allegata, in particolare al paragrafo P.7.5.8 si afferma che si devono valutare i possibili effetti di un accoppiamento delle frequenze sismiche di risonanza terreno-struttura. Si ritiene di poter escludere tale eventualità per l'opera in oggetto presentando essa frequenze proprie associate ai modi di vibrare più significativi con valori notevolmente inferiori (minori a 13 Hertz) rispetto alla frequenza indicata nella relazione geologica, pari a circa 17 Hz.

Frequenze proprie									
NumCaso	Autovalore	relativo	omega	frequenza	periodo	Smorzaman	f-XX	f-YY	f-ZZ
	[1/sec2]	Errore	[1/sec]	[Hertz]	[sec]	D[%]	[%]	[%]	[%]
1	9001	4.9455E+02	22.239	3.539	0.283	5.000	0.0	38.3	0.0
2	9002	1.3664E+03	36.965	5.883	0.170	5.000	41.1	0.0	0.0
3	9003	1.9659E+03	44.339	7.057	0.142	5.000	0.4	0.0	0.0
4	9004	2.2976E+03	47.934	7.629	0.131	5.000	0.1	0.0	47.4
5	9005	2.4113E+03	49.105	7.815	0.128	5.000	0.0	4.4	0.2
6	9006	3.1634E+03	56.244	8.952	0.112	5.000	7.5	0.0	0.8
7	9007	3.4979E+03	59.143	9.413	0.106	5.000	0.0	0.1	0.0
8	9008	4.1091E+03	64.102	10.202	0.098	5.000	0.0	0.0	10.6
9	9009	4.4549E+03	66.745	10.623	0.094	5.000	0.0	0.0	0.5
10	9010	4.9166E+03	70.118	11.160	0.090	5.000	0.1	0.0	4.2
11	9011	5.5127E+03	74.248	11.817	0.085	5.000	0.0	0.0	0.0
12	9012	5.9074E+03	76.860	12.233	0.082	5.000	3.8	0.7	0.1
13	9013	6.0890E+03	78.032	12.419	0.081	5.000	8.2	0.0	28.0
14	9014	6.3853E+03	79.908	12.718	0.079	5.000	33.4	0.9	7.0
15	9015	6.6382E+03	81.475	12.967	0.077	5.000	0.3	54.7	0.1
16	9016	7.3308E+03	85.620	13.627	0.073	5.000	0.6	0.0	0.0
17	9017	8.8178E+03	93.903	14.945	0.067	5.000	3.6	0.0	0.0
18	9018	9.1772E+03	95.798	15.247	0.066	5.000	0.4	0.0	0.0
19	9019	9.6909E+03	98.443	15.668	0.064	5.000	0.0	0.0	0.0
20	9020	1.0460E+04	102.272	16.277	0.061	5.000	0.0	0.2	0.0
							99.7	99.6	99.0

Caratteristiche dei primi 20 modi di vibrare della struttura

Elaborato	Revisione	Data
Sottopassi Rotatoria via Lunga	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 105 di 110

ALLEGATI

<i>Elaborato</i>	<i>Revisione</i>	<i>Data</i>
Sottopassi Rotatoria via Lunga	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 106 di 110

Tabulati di calcolo

Per i tabulati si faccia riferimento al supporto informatico allegato.

<i>Elaborato</i>	<i>Revisione</i>	<i>Data</i>
Sottopassi Rotatoria via Lunga	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 107 di 110

Validazione software PROSAP

Seguono i certificati di validazione dei software indicati nella relazione, in conformità alle disposizioni contenute nel paragrafo 10.2 del D.M 14/01/2008.

**Dichiarazione del produttore-distributore di PRO_SAP PROfessional SAP
riguardante l'affidabilità del codice (D.M. 14/01/2008 - Paragrafo 10.2)**



Dichiarazione affidabilità

Origine e caratteristiche dei codici di calcolo
Titolo: PRO_SAP PROfessional Structural Analysis Program
Autore-Produttore: 2S.I. Software e Servizi per l'Ingegneria s.r.l., Ferrara

Affidabilità dei codici
- Inquadramento teorico della metodologia
L'analisi strutturale viene effettuata con il metodo degli elementi finiti. Il metodo si basa sulla schematizzazione della struttura in elementi connessi in corrispondenza di un numero prefissato di punti denominati nodi. I nodi sono definiti dalle tre coordinate cartesiane in un sistema di riferimento globale. L'analisi strutturale è condotta con il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato tensiodeformativo indotto da carichi statici. L'analisi strutturale è condotta con il metodo dell'analisi modale e dello spettro di risposta in termini di accelerazione per la valutazione dello stato tensiodeformativo indotto da carichi dinamici (tra cui quelli di tipo sismico). Gli elementi utilizzati per la modellazione dello schema statico della struttura sono i seguenti:

 **Elemento tipo TRUSS (asta)***
 **Elemento tipo BEAM (trave)***
 **Elemento tipo MEMBRANE (membrana)***
 **Elemento tipo PLATE (piastra-guscio)***

 **Elemento tipo BRICK (solido)***
 **Elemento tipo BOUNDARY (molla)***
 **Elemento tipo STIFFNESS**
(matrice di rigidità)

* anche non lineare

- Casi prova che consentano un riscontro dell'affidabilità
2S.I. ha verificato, in collaborazione con il DISTART dell'Università di Bologna e con il Dipartimento di Ingegneria dell'Università di Ferrara, l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche. E' possibile reperire la documentazione contenente alcuni dei più significativi casi trattati al seguente link:
"http://www.2si.it/Software/Affidabilità.htm"

- Filtri di autodiagnostica
Il programma prevede una serie di controlli automatici (check) che consentono l'individuazione di errori di modellazione. Al termine dell'analisi un controllo automatico identifica la presenza di spostamenti o rotazioni abnormi.

Garanzia di qualità
Dal 1 dicembre 1999 2S.I. ha prodotto un manuale di qualità in funzione dei requisiti della norma di riferimento UNI EN ISO 9001. Tutte le attività dell'azienda sono regolate dalla documentazione e dalle procedure in esso contenute. In relazione alla attività di validazione dei prodotti software si dichiara inoltre quanto segue:

- la fase di progetto degli algoritmi è preceduta dalla ricerca di risultati di confronto reperibili in bibliografia o riproducibili con calcoli manuali;
- la fase di implementazione degli algoritmi è continuamente validata con strumenti automatici (tools di sviluppo) e attraverso confronti;
- il software che implementa gli algoritmi è testato, confrontato e controllato anche da tecnici qualificati che non sono intervenuti nelle precedenti fasi.

Nella produzione del solutore fem 2S.I. implementa componenti sviluppati da Computing Objects SARL spin-off dell'Ecole Centrale Paris, France. E' disponibile la documentazione di affidabilità di tali componenti all'indirizzo web:
http://www.2si.it/software/download/manuali/pro_sap_quaderni/Affidabilita/benchmarks_e_sap.zip



Software e Servizi
per l'Ingegneria s.r.l.

Ptta Schiatti, 8 - 44121 Ferrara (FE)
Tel. 0532/20.00.91 - Fax 0532/20.00.86 - www.2si.it - info@2si.it

Rev. n. 4 del 07/10/2010

PRO SAP

PROfessional Structural Analysis Program

Elaborato	Revisione	Data
Sottopassi Rotatoria via Lunga	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 108 di 110

Validazione software SOFISTIK

Seguono i certificati di validazione dei software indicati nella relazione, in conformità alle disposizioni contenute nel paragrafo 10.2 del D.M 14/01/2008.



DICHIARAZIONE DI AFFIDABILITA' DEL CODICE DI CALCOLO

➤ Software utilizzato:

SOFISTIK FEA ver. 2010

➤ Origine:

Sofistik AG, Oberschleissheim, Germania. Fondata nel 1987.

➤ Solutori:

Il solutore ASE (Advance Solution Engine) calcola gli effetti statici e dinamici di carichi generici su qualsiasi tipo di struttura. Prima del calcolo la struttura viene divisa in singoli elementi interconnessi ai nodi (metodo agli Elementi Finiti) per poi essere analizzata.

Gli elementi implementati sono: beam, cable, truss, spring, shell (triangolari o quadrilateri) e brick.

Il programma gestisce strutture con vincoli esterni elastici o rigidi ed è possibile vincolare un'area (piastra), una linea (asta), un punto (nodo). Si possono utilizzare poi collegamenti rigidi o meno tra i vari elementi (kinematic coupling).

Il solutore calcola gli effetti di carichi puntuali, ripartiti su una linea e su un'area, che possono essere anche indipendenti dalla mesh. La generazione di carichi da uno stato tensionale ottenuto da un caso di carico primario, permette il calcolo per fasi (fasi di costruzione/escavazione), il calcolo della ridistribuzione e degli effetti di viscosità e ritiro.

Il calcolo non-lineare permette di tenere in considerazione il cedimento di particolari elementi come: cavi in compressione, sollevamento dei bordi delle platee, snervamento, rottura e attrito per gli elementi molla utilizzati anche nelle condizioni al contorno delle fondazioni.

La non-linearità del materiale tiene conto inoltre dei fenomeni di snervamento e rottura anche negli elementi shell e brick.

La non-linearità geometrica permette l'analisi degli effetti su cable, beam e shell secondo la teoria del 2° e 3° ordine.

Il solutore DYNA (DYNamic Analysis) viene utilizzato per l'analisi dinamica di strutture tridimensionali e permette il calcolo secondo il metodo degli spettri di risposta (per sisma e vento) e l'integrazione diretta delle equazioni del moto secondo il metodo time-step, con il possibile utilizzo di isolatori, smorzatori, treni di carico e vento.

Elaborato	Revisione	Data
Sottopassi Rotatoria via Lunga	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 109 di 110

➤ Metodo di calcolo:

Il metodo agli elementi finiti (FEM) è implementato in ASE come metodo degli spostamenti che si riassume come segue:

1. Determinazione delle matrici di rigidezza degli elementi
2. Generazione della matrice di rigidezza globale e soluzione del sistema di equazioni risultante
3. Applicazione dei carichi e calcolo dei rispettivi spostamenti
4. Calcolo delle tensioni negli elementi e delle reazioni nei nodi in funzione degli spostamenti calcolati

Sono disponibili diversi solutori di equazioni:

- Direct Skyline Solver (Gauss/Cholesky)
- Direct Sparse Solver (anche parallelo)
- Iterative Solver (Conjugate Gradients)

➤ Certificazione di qualità:

Tutte le funzionalità del programma ed ogni nuova caratteristica introdotta sono attentamente validate da un team di sviluppatori, tecnici e clienti esterni. Una serie di esempi di riferimento è perciò stata creata e documentata durante tutta la vita del software (più di 20 anni). Eventuali questioni sono affrontate con profonde discussioni con professionisti del settore, professori e dottori in materia, per la migliore interpretazione. SOFiSTiK è membro della German Association of Consulting Engineers (VBI) ed è coperta da un'assicurazione professionale.

Le funzionalità del programma sono molte così come le fonti di validazione:

- Esempi di controllo testati dai programmatori interni
- Esempi e manuali contenuti nel setup del programma che permettono di capire comparare i diversi tipi di calcolo ed il comportamento del software
- Le sessioni annuali dei SOFiSTiK User Meeting (dal 1988) che mostrano i campi di utilizzo del programma con un background scientifico
- Esempi di controllo da enti esterni quali NAFEMS (The International Association for the Engineering Analysis Community) di cui Sofistik AG è membro e da cui sono stati presi numerosi esempi per confronto. Questi sono:
 - P07 Linear Static Benchmarks Vol. 1 Hittings
 - P08 Linear Static Benchmarks Vol. 2 Hittings
 - R0016 Selected Benchmarks for forced vibration Maguire et. al.
 - R0026 Selected Benchmarks for Material Linken nonlinearity



Tale documentazione è scaricabile dal sito www.sofistik.de

Elaborato	Revisione	Data
Sottopassi Rotatoria via Lunga	1	
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE		Pagina 110 di 110