

1. INTRODUZIONE	2
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO E CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE	6
3. MATERIALI	7
4. MODELLO TRASVERSALE	9
5. CONDIZIONI ELEMENTARI DI CARICO	12
6. COMBINAZIONI DI CARICO	22
7. PARTE NUOVA: RISULTATI E VERIFICHE	24
8. PARTE ESISTENTE: RISULTATI E VERIFICHE	30
9. PRESSIONI SULLE FONDAZIONI	38
10.ALLEGATO A - ELENCO COMPLETO COMBINAZIONI DI CARICO	41
11.ALLEGATO B - GRAFICI DI SOLLECITAZIONE	45

1. INTRODUZIONE

Con riferimento ai lavori previsti lungo l'autostrada A13 Bologna-Padova, la presente relazione tratta il prolungamento se sottovia della strada campestre alla SP n.30 – Proge km 99+129, con sezione rettangolare.

L'opera in oggetto è una struttura di calcestruzzo armato ordinario gettato in opera sottoposto alle azioni permanenti e variabili, così come previste dalle Norme Tecniche per le Costruzioni (N.T.C) di cui al D.M. 14/01/2008.

L'ampliamento che verrà effettuato permette di avere perciò una parte esistente e due parti nuove alle estremità.

Di seguito si riportano le principali caratteristiche geometriche della sezione trasversale:

- Larghezza interna: 460 cm;
- Altezza interna: 390 cm;
- Spessore della soletta di copertura: 50 cm;
- Spessore delle pareti laterali: 60 cm;
- Spessore della platea di fondazione: 50 cm;
- Sviluppo dello scatolare: 556 cm + 557 cm;
- parte nuova: ricoprimento massimo (distanza fra estradosso soletta di copertura e piano stradale) di 273 cm.
- parte esistente pre-intervento: ricoprimento massimo di 210 cm.
- parte esistente post-intervento: ricoprimento massimo di 301 cm.

- Lo scatolare si configura come prolungamento dell'esistente sia all'imbocco sia all'uscita dello stesso; le tre strutture (quella esistente e i due prolungamenti) saranno strutturalmente indipendenti. Al fine di limitare gli spostamenti relativi tra strutture nuove ed esistente si realizza comunque una connessione tramite l'inserimento di barre di acciaio disposte in asse alle sezioni degli elementi collegati (pareti, solette e fondazioni).
- Nel seguito della presente relazione sarà esposta l'analisi dei carichi, saranno descritti i modelli di calcolo, le condizioni elementari di carico e le loro combinazioni prima di procedere all'esposizione dei calcoli eseguiti e dei risultati ottenuti.
- Va precisato che, per quanto riguarda la parte esistente, sono state assunte delle ipotesi sulle parti costituenti lo scatolare a causa della mancanza dei documenti progettuali di archivio in modo da stimare, in modo cautelativo, l'onere necessario per l'eventuale adeguamento alle nuove normative. Si rimanda alla successiva fase progettuale la validazione o l'ottimizzazione degli interventi di seguito dettagliati.

Parametri utilizzati nella modellazione

Caratteristiche geotecniche dei terreni – terreno di fondazione

$$\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3$$

$$\varphi = 24^\circ$$

$$c' = 5 \text{ kPa}$$

$$c_u = 20 \text{ kPa}$$

$$IP = 0.20$$

$$OCR < 3$$

$$Eu/c_u = 800$$

$$Eu = 16000 \text{ kPa}$$

Caratteristiche geotecniche dei terreni – terreno di riempimento laterale e superiore

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

$$\varphi = 35^\circ$$

Parametri sismici

La tipologia di struttura in esame corrisponde ad una Classe d'Uso III con vita nominale $V_N = 100$ anni.

Le azioni sismiche sono state valutate con riferimento al reticolo del DM 14/01/2008; le coordinate geografiche del sito sono le seguenti:

- Latitudine 45,269017° Nord;
- Longitudine 11,782786° Est;
- Altitudine 6 m s.l.m.

Categoria sottosuolo: D.

Categoria topografica: T1.

Si ottengono i seguenti parametri sismici:

$$V_N = 50 \text{ anni}$$

$$c_U = 2.00$$

$$V_R = 100 \text{ anni}$$

Per Tr =101 (SLD)

$$a_g = 0.043g$$

$$F_0 = 2.52$$

$$T_c = 0.29 \text{ s}$$

Per Tr =949 (SLV)

$$a_g = 0.08g$$

$$F_0 = 2.805$$

$$T_c = 0.37 \text{ s}$$

$$\text{Per SLD} \rightarrow S_s = 1.8$$

$$\text{Per SLV} \rightarrow S_s = 1.8$$

$$S_t = 1 \rightarrow a_{mx} = S_s * S_t * a_g$$

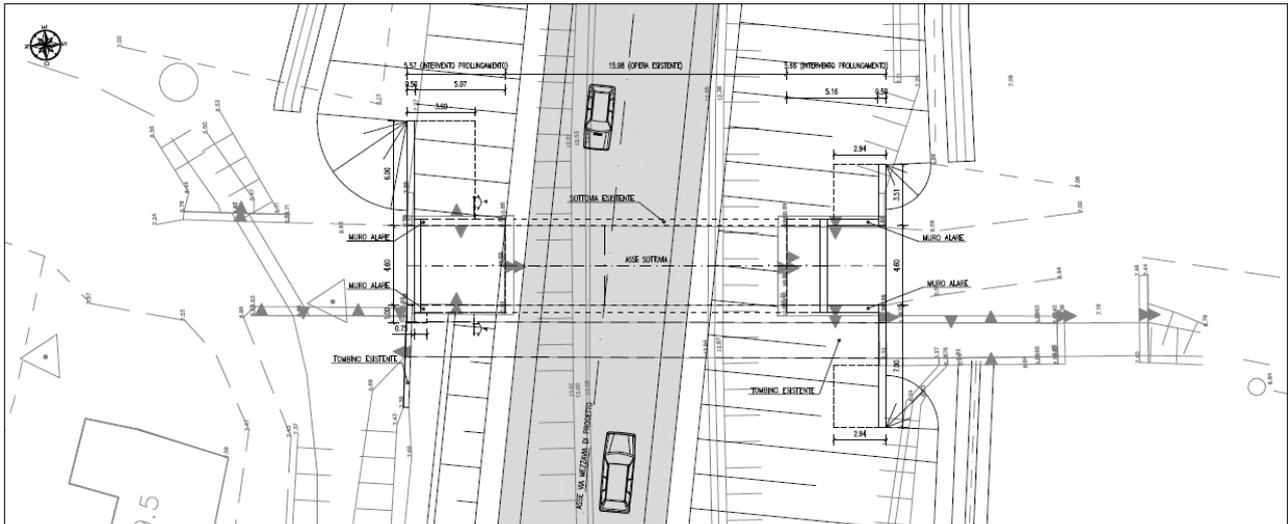


Figura 1. Inquadramento dell'opera

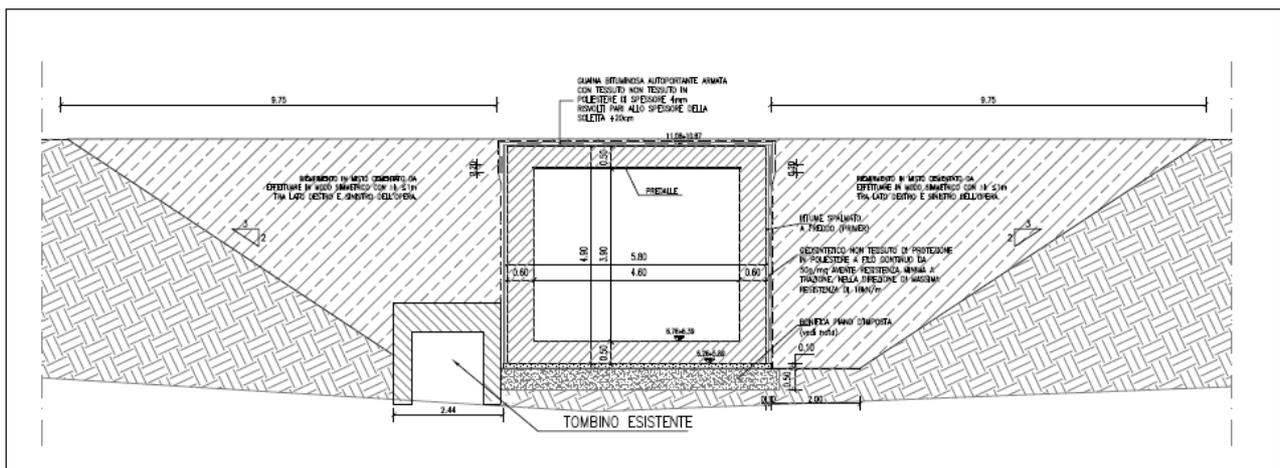


Figura 2. Sezione tipo del manufatto.

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO E CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE

L'intero compendio della progettazione strutturale si basa sui principi fondamentali contenuti nel D.M. 14.01.2008 – “Norme tecniche per le costruzioni”. Le prestazioni e i requisiti di sicurezza relativi alle strutture sono stati pertanto valutati in relazione al complesso degli stati limite che verosimilmente possono verificarsi nel corso della vita utile di progetto degli edifici.

Per quanto attiene l'assegnazione dei carichi di progetto e le modalità di combinazione delle azioni e di conduzione delle verifiche agli stati limite ultimi e d'esercizio, si assumono come riferimento normativo principale i codici normativi riconosciuti a livello internazionale, gli EUROCODICI e le norme di calcolo nazionali contenute nel D.M. 14.01.2008.

Si riporta di seguito un elenco completo del corpo normativo cui si riferisce il progetto.

LEGGI, DECRETI E CIRCOLARI

- L. 5.11.1971, n° 1086 – “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”.
- D.M. Infrastrutture e Trasporti del 14 Gennaio 2008 - “Norme Tecniche per le costruzioni”;
- Circolare 2 febbraio 2009, n.617: Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008;
- Eurocodice 2 – Parte 1-1 – “Progettazione delle strutture in calcestruzzo”;
- Istruzioni C.N.R. 10024/86: “Analisi di strutture mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo”;
- Circolare del 14-02-1962 n. 844: “Norme relative ai carichi per il calcolo dei ponti stradali”;
- Regio Decreto Legge del 10-11-1939 n. 2220: “Norme per l'esecuzione delle opere in conglomerato cementizio semplice od armato”;

3. MATERIALI

I materiali utilizzati nella costruzione devono essere oggetto di prove certificanti la rispondenza fra i valori di progetto delle resistenze adottate nel calcolo e le caratteristiche meccaniche dei prodotti posti in opera. Particolare attenzione viene inoltre dedicata alla valutazione delle problematiche connesse alla durabilità delle strutture, facendo riferimento ai più moderni orientamenti normativi.

Parte nuova

Acciaio per armatura delle strutture in calcestruzzo

Barre ad aderenza migliorata in acciaio tipo **B 450 C**:

Tensione caratteristica di snervamento f_{yk}	450 MPa
Tensione caratteristica a rottura f_{tk}	540 MPa
Modulo elastico E	206000 MPa
SLE: in tutte le combinazioni	$\sigma_s < 0.8f_{yk} = 360$ MPa

Calcestruzzo per fondazioni

Classificazione secondo norma UNI-EN 206-1:

Classe di resistenza del calcestruzzo	C 28/35
Resistenza cubica caratteristica a 28 gg	$R_{ck} \geq 35$ MPa
Resistenza cilindrica caratteristica a 28 gg	$f_{ck} \geq 28$ MPa
Resistenza di calcolo allo S.L.U.	$f_{cd} = 15.9$ MPa
Modulo elastico	$E_c = 32308$ MPa
Classe di esposizione	XC2
Copriferro minimo	$c_{f,min} \geq 40$ mm
SLE: combinazione rara	$\sigma_c < 0.6f_{ck} = 16.8$ MPa
SLE: combinazione quasi permanente	$\sigma_c < 0.45f_{ck} = 12.6$ MPa

Calcestruzzo per elevazioni

Classificazione secondo norma UNI-EN 206-1:

Classe di resistenza del calcestruzzo	C 32/40
Resistenza cubica caratteristica a 28 gg	$R_{ck} \geq 40$ MPa
Resistenza cilindrica caratteristica a 28 gg	$f_{ck} \geq 32$ MPa
Resistenza di calcolo allo S.L.U.	$f_{cd} = 18.1$ MPa
Modulo elastico	$E_c = 33346$ MPa
Classe di esposizione	XF2
Copriferro minimo	$c_{f,min} \geq 35$ mm

SLE: combinazione rara	$\sigma_c < 0.6f_{ck} = 19.2 \text{ MPa}$
SLE: combinazione quasi permanente	$\sigma_c < 0.45f_{ck} = 14.4 \text{ MPa}$

Calcestruzzo per solette

Classificazione secondo norma UNI-EN 206-1:

Classe di resistenza del calcestruzzo	C 32/40
Resistenza cubica caratteristica a 28 gg	$R_{ck} \geq 40 \text{ MPa}$
Resistenza cilindrica caratteristica a 28 gg	$f_{ck} \geq 32 \text{ MPa}$
Resistenza di calcolo allo S.L.U.	$f_{cd} = 18.1 \text{ MPa}$
Modulo elastico	$E_c = 33346 \text{ MPa}$
Classe di esposizione	XC2 per altezze di ricoprimento > 1.00 m
Classe di esposizione	XF4 per altezze di ricoprimento < 1.00 m
Copriferro minimo	$c_{f,min} \geq 35 \text{ mm}$
SLE: combinazione rara	$\sigma_c < 0.6f_{ck} = 19.2 \text{ MPa}$
SLE: combinazione quasi permanente	$\sigma_c < 0.45f_{ck} = 14.4 \text{ MPa}$

Parte esistente

In relazione all'epoca di costruzione dell'impianto attuale, è realistico ipotizzare le seguenti caratteristiche dei materiali

Acciaio per armatura delle strutture in calcestruzzo

Barre ad aderenza migliorata in acciaio tipo **AQ50**:

Tensione limite in esercizio	160 MPa
Modulo elastico E	206000 MPa

Calcestruzzo per fondazioni, elevazioni e soletta superiore

Classe di resistenza del calcestruzzo	C 25/30
Resistenza cubica caratteristica a 28 gg	$R_{ck} \geq 30 \text{ MPa}$
Resistenza cilindrica caratteristica a 28 gg	$f_{ck} \geq 25 \text{ MPa}$
Tensione limite in esercizio	14.94 MPa
Modulo elastico	$E_c = 31476 \text{ MPa}$
Copriferro minimo	$c_{f,min} \geq 40 \text{ mm}$

4. MODELLO TRASVERSALE

Il sottovia è stato esaminato mediante l'analisi di una striscia avente larghezza unitaria (1m) determinata sezionando idealmente la struttura con due piani verticali, distanti appunto 1 m l'uno dall'altro.

Le parti costituenti lo scatolare (soletta, piedritti, platea) sono state schematizzate attraverso elementi lineari costruiti sugli assi di questi; ciascun elemento è stato poi discretizzato in elementi finiti di dimensioni medie pari a 25 cm. Agli elementi finiti è stato assegnato lo spessore reale dell'elemento e le caratteristiche del materiale di cui lo scatolare è composto.

Il calcolo delle sollecitazioni è condotto facendo riferimento agli usuali metodi proposti dalle teorie della Scienza delle Costruzioni. Le tipologie strutturali presentate, a seconda della complessità, saranno analizzate impiegando schemi statici semplificati o simulazioni numeriche agli elementi finiti.

Il software di calcolo utilizzato ai fini di estrarre i parametri di sollecitazione e di deformazione è il codice Straus 7 (release 2.3.7) prodotto dalla ditta Strand7 Software, Sydney, Australia e distribuito in Italia da HSH Srl.

La validazione di tale prodotto avviene a partire da una documentazione ("Verification manual") che attesta l'accuratezza delle soluzioni ottenute in relazione alla modellazione di problematiche fisiche con soluzioni analitiche note.

Quanto di seguito riportato è valido sia per la Parte Nuova sia per la Parte Esistente.

Condizioni di vincolo

Il modello è stato vincolato a livello della fondazione attraverso il "classico" letto di molle alla Winkler attraverso il quale si è analizzata l'interazione terreno-struttura; ai fini dell'equilibrio statico alle molle è stata assegnata rigidità in direzione verticale ed in direzione orizzontale.

La rigidità del letto di molle su cui si è vincolata la struttura è stata determinata attraverso la formulazione di Vesic che permette una stima a partire dalle caratteristiche elastiche del terreno:

$$k_v = \frac{E_s}{B(1-\mu^2)} = 9,10 \frac{kg}{cm^3}$$

La rigidità orizzontale delle molle è stata determinata moltiplicando la rigidità verticale per il coefficiente 0.5: $k_h = 0.5 \times 9.10 = 4.55 \text{ kg/cm}^2$.

Condizioni di carico

Si sono prese in considerazione le azioni permanenti e quelle variabili:

- Azioni permanenti:
 - pesi propri strutturali, caratterizzati da una γ_{cl} di 25 kN/mc;
 - pesi permanenti portati, quali il rinterro e la pavimentazione soprastante lo scatolare, caratterizzati da un peso volumetrico γ_r di 20 kN/mc;
 - spinta delle terre, dovuta alla presenza del rilevato stradale, determinata attraverso il coefficiente di spinta a riposo;
- Azioni variabili:
 - Carico mobile da traffico, come definito nel §5 delle NTC relativo ai ponti stradali;
 - Sovrappinta sui piedritti dovuta ai carichi veicolari

E' stata inoltre presa in considerazione l'azione sismica ed in particolare:

- Masse inerziali degli elementi strutturali;
- Sovrappinta delle terre dovuta a sisma, calcolata tramite metodo di Wood.

Geometria del modello

Di seguito si riportano le principali caratteristiche geometriche della sezione trasversale, facenti riferimento all'asse del modello:

- Spessore della soletta di copertura: 50 cm;
- Luce di calcolo soletta: 520 cm;
- Spessore delle pareti laterali: 60 cm;
- Altezza delle pareti laterali: 390 cm;
- Spessore della platea di fondazione: 50 cm;
- Luce di calcolo della platea: 520 cm.

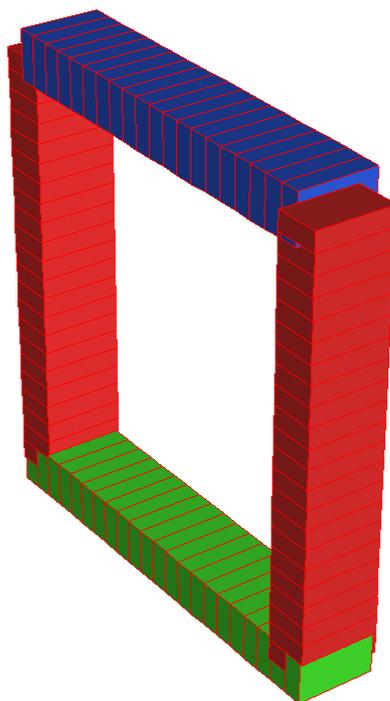


Figura 3. Immagine 3D del modello

Nel complesso si sono creati 3 modelli:

- Parte Nuova;
- Parte Esistente con la normativa del 1962 e con ricoprimento dello Stato di Fatto;
- Parte Esistente con la normativa del 2008 e con ricoprimento dello Stato di Progetto.

Il secondo modello è servito per poter calibrare le possibili armature preenti nello scatolare esistente in quanto, come già citato precedentemente, non si è in possesso del materiale necessario a conoscere la geometria e le caratteristiche meccaniche dei materiali, le quali andranno controllate in una fase successiva.

5. CONDIZIONI ELEMENTARI DI CARICO

Dato che la presente relazione si riferisce sia alla parte nuova sia a quella esistente si farà la distinzione tra le varie azioni applicate ai modelli.

CONDIZIONE DI CARICO 1 - CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI

Riguarda il peso proprio della struttura dello scatolare; tali carichi sono presi in conto automaticamente dal software di calcolo in funzione della geometria della struttura. Il peso per unità di volume del calcestruzzo armato è stato impostato pari a 25kN/mc.

Soletta:

$$S = 0.50 \text{ m}$$

$$B = 1.00 \text{ m}$$

$$\gamma_{\text{cls}} = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$PP = 0.50 \times 1.0 \times 25 = \mathbf{12.5 \text{ kN/m}}$$

Piedritti:

$$S = 0.60 \text{ m}$$

$$B = 1.00 \text{ m}$$

$$\gamma_{\text{cls}} = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$PP = 0.60 \times 1.0 \times 25 = \mathbf{15.0 \text{ kN/m}}$$

Platea:

$$S = 0.50 \text{ m}$$

$$B = 1.00 \text{ m}$$

$$\gamma_{\text{cls}} = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$PP = 0.50 \times 1.0 \times 25 = \mathbf{12.5 \text{ kN/m}}$$

CONDIZIONE DI CARICO 2 - CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI

Riguarda la presenza di rinterro e del manto stradale sopra la soletta dello scatolare; convenzionalmente si assume per essi un peso volumetrico di 20kN/mc:

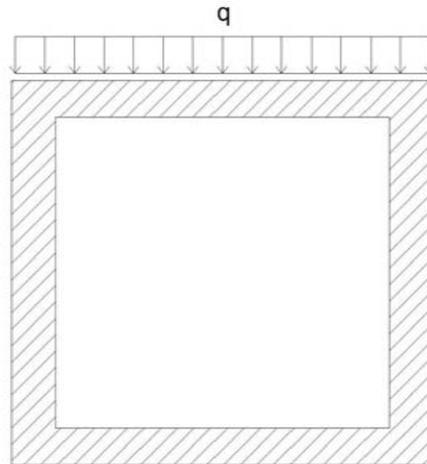
$$q = \gamma_r \times H_r =$$

Nuova $q = 20 \times 2.73 = 54.6 \text{ kN/m}^2$

Esistente 1962 $q = 20 \times 2.10 = 42.0 \text{ kN/m}^2$

Esistente 2008 $q = 20 \times 3.01 = 60.2 \text{ kN/m}^2$

Esso viene applicato alla struttura secondo il seguente schema.



CONDIZIONE DI CARICO 3 e 4 – SPINTA A RIPOSO SUI PIEDRITTI

Attiene alla spinta, agente sui piedritti, esercitata dalla terra in condizioni di riposo e calcolata tenendo conto delle caratteristiche geotecniche del rilevato stradale:

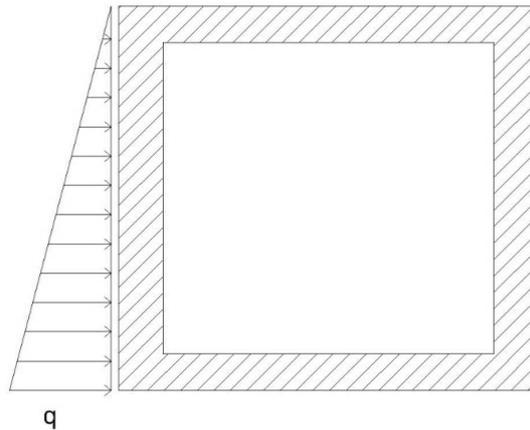
$$\gamma_r = 20 \text{ kN/m}^3 ; c' = 0 ; \varphi' = 35^\circ$$

determinando il coefficiente di spinta a riposo, secondo la formula:

$$K_o = 1 - \text{sen } \varphi' = 0.426$$

La spinta delle terre genera sui ritte un carico distribuito di forma trapezia, definito, in corrispondenza delle linee d'asse orizzontali della struttura in disamina, dalle seguenti relazioni. Tale carico può essere scomposto in una componente orizzontale costante, dovuta al "ricoprimento" presente al di sopra dell'estradosso della soletta e da una componente triangolare dovuta alla spinta del terreno a ridosso dei piedritti.

Così come già anticipato l'opera non è interessata dalla falda riscontrata al disotto della quota di imposta delle strutture.



Sommità)

$$p_{\text{sommità}} = K_o \times \gamma_p \times (H_p + t_{\text{sol}}/2)$$

Nuova $p_{\text{sommità}} = 0.426 \times 20 \times (2.73 + 0.50/2) = 25.4 \text{ kN/m}^2$

Esistente 1962 $p_{\text{sommità}} = 0.426 \times 20 \times (2.10 + 0.50/2) = 20.0 \text{ kN/m}^2$

Esistente 2008 $p_{\text{sommità}} = 0.426 \times 20 \times (3.01 + 0.50/2) = 27.8 \text{ kN/m}^2$

La spinta da applicare al modello di calcolo tiene conto del fatto che le dimensioni dei piedritti sono inferiori a quelle reali poiché gli elementi sono modellati sulla linea d'asse delle opere reali; si aggiunge di conseguenza una forze puntuale nel nodo in estremità:

$$P_{\text{sommità}} = p_{\text{sommità}} \times t_{\text{sol,sup}} / 2$$

Nuova $P_{\text{sommità}} = 25.4 \times 0.50 / 2 = 6.35 \text{ kN/m}$

Esistente 1962 $P_{\text{sommità}} = 20.0 \times 0.50 / 2 = 5.00 \text{ kN/m}$

Esistente 2008 $P_{\text{sommità}} = 27.8 \times 0.50 / 2 = 6.95 \text{ kN/m}$

Fondazione)

$$p_{\text{fond}} = K_o \times (\gamma_p \times (H_p + t_{\text{sol,sup}} + H_{\text{int}} + t_{\text{fond}} / 2))$$

Nuova $p_{\text{fond}} = 0.426 \times (20 \times (2.73 + 0.50 + 3.90 + 0.50 / 2)) = 62.9 \text{ kN/m}^2$

Esistente 1962 $p_{\text{fond}} = 0.426 \times (20 \times (2.10 + 0.50 + 3.90 + 0.50 / 2)) = 57.5 \text{ kN/m}^2$

Esistente 2008 $p_{\text{fond}} = 0.426 \times (20 \times (3.01 + 0.50 + 3.90 + 0.50 / 2)) = 65.3 \text{ kN/m}^2$

La spinta da applicare al modello di calcolo tiene conto del fatto che le dimensioni dei piedritti sono inferiori a quelle reali poiché gli elementi sono modellati sulla linea d'asse delle opere reali; si aggiunge di conseguenza una forze puntuale nel nodo in estremità:

$$P_{\text{fond}} = p_{\text{fond}} \times t_{\text{sol,sup}} / 2$$

Nuova	$P_{fond} = 62.9 \times 0.50 / 2 = 15.7 \text{ kN/m}$
Esistente 1962	$P_{fond} = 57.5 \times 0.50 / 2 = 14.4 \text{ kN/m}$
Esistente 2008	$P_{fond} = 65.3 \times 0.50 / 2 = 16.3 \text{ kN/m}$

Nelle combinazioni di calcolo, le spinte a riposo sui piedritti sono state assunte simmetriche.

SOVRACCARICHI VARIABILI

Carico stradale Circolare del 1962

Con riferimento alla Circolare del 1962 si è assunto lo Schema di Carico VI: è costituito da carichi concentrati su più assi in tandem, applicati in corrispondenza degli pneumatici, come mostrato in Fig. 3.

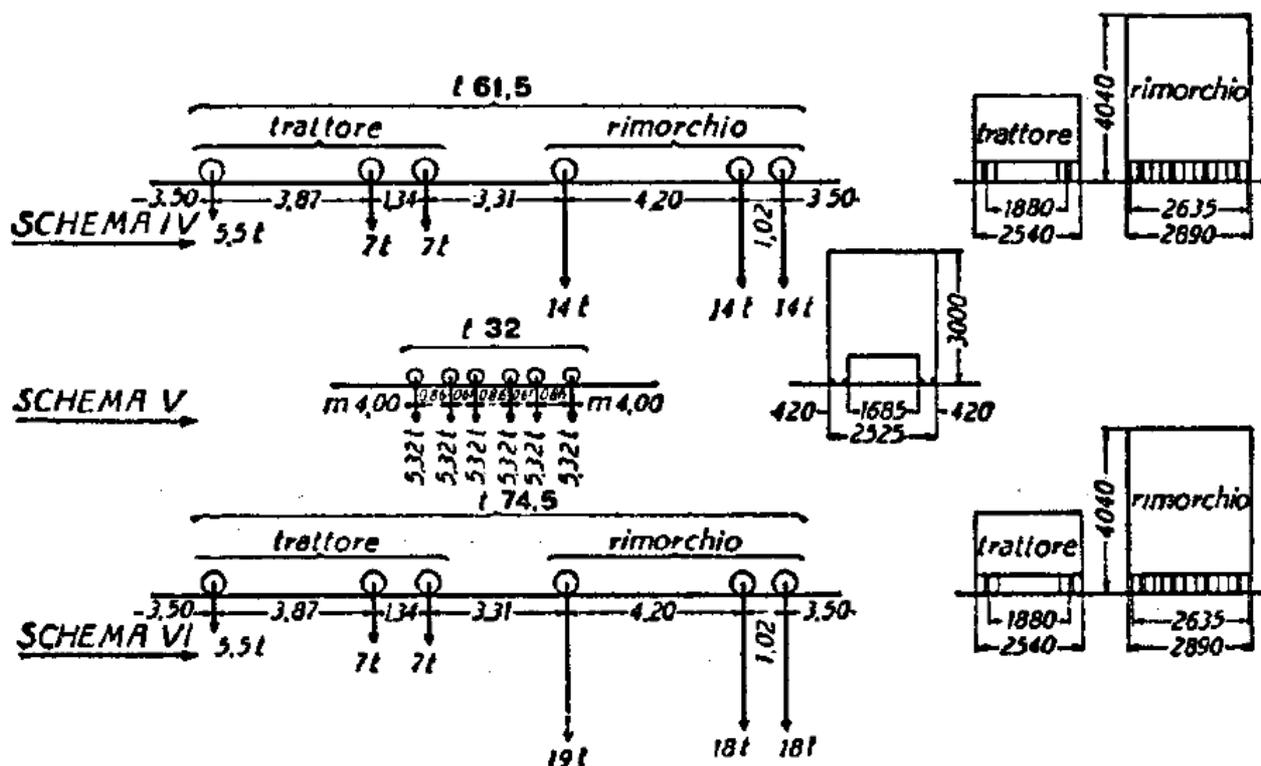


Figura 4. Schemi di carico IV, V, VI (Dimensioni in metri).

Data la geometria del problema si è considerato unicamente lo schema VI con il valore dei carichi superiore e indicato in figura; le impronte di carico sono state diffuse per riportarle in asse con il solettone superiore dello scatolare, con angolo di 45° sia nel riempimento sia nel semispessore della soletta (pari a 0.25 m); si ottengono perciò diverse impronte di carico, in quanto, per basso spessore di ricoprimento, non si ha sovrapposizione tra i carichi dei rispettivi assi.

La presente acquisizione è stabilita dalla normativa dell'epoca in cui è scritto che nel calcolo delle solette, il carico dei due assi posteriori da 18 tonn verrà ripartito su un'area pari a quella racchiusa tra le ruote (2.635 x 1.02 m) aumentati ambedue del doppio dello spessore della massicciata e dello spessore della soletta.

Nel caso in oggetto si è considerato il semispessore della soletta, dato che il modello è studiato in linea d'asse. Per quanto riguarda, invece, la larghezza massima considerata è stata considerata pari alla larghezza massima del veicolo, ciò per il fatto che la normativa di allora prevede altri schemi di carico adiacenti. Così facendo si elimina ogni possibile sovrapposizione di carico tra corsie affiancate e diminuendo comunque l'area di ripartizione del carico.

Dato che la diffusione del carico oltrepassa la larghezza del rimorchio (pari a 2.89 m), il carico concentrato viene distribuito perciò su un'area pari a 2.89 m x 5.22 m = 15.09 m².

Dato che le impronte di carico si sovrappongono tra loro si avrà un carico uniformemente distribuito di

$$\text{Esistente 1962} \quad 2 \times 180 \text{ kN} / 15.09 \text{ mq} = 23.86 \text{ kN/mq.}$$

Il carico così determinato è stato fatto "correre" lungo l'autostrada soprastante generando le situazioni notevoli riportate in seguito.

Carico stradale NTC 2008

Con riferimento al § 5 delle N.T.C. 2008 si è assunto lo 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 come mostrato in Fig. 3.

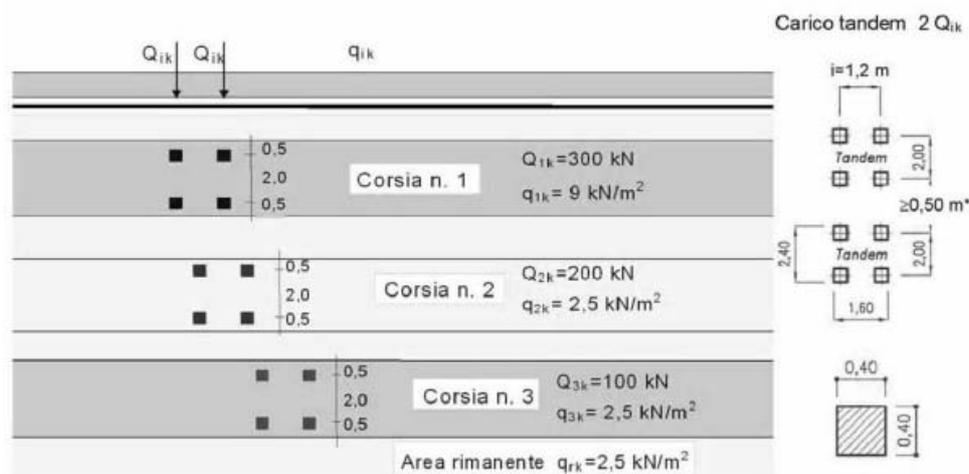


Figura 5. Schema di carico 1 (Dimensioni in metri).

Data la geometria del problema si è considerata unicamente la corsia n° 1 con il valore dei carichi indicato in figura; le impronte di carico sono state diffuse per riportarle in asse con il solettone superiore dello scatolare, con angolo di 30° nel riempimento e di 45° nel semispessore della soletta (pari a 0.25 m).

Per la Parte Nuova, dato che la diffusione del carico oltrepassa la larghezza della singola corsia (pari a 3.00 m), il carico concentrato viene distribuito su un'area pari a $3.00 \text{ m} \times 5.25 \text{ m} = 15.75 \text{ m}^2$.

Siccome le impronte di carico si sovrappongono tra loro si avrà un carico uniformemente distribuito di

$$\text{Nuova} \quad 600\text{kN} / 15.75 \text{ mq} = 38.1 \text{ kN/mq.}$$

Per la Parte Esistente, dato che la diffusione del carico oltrepassa la larghezza della singola corsia (pari a 3.00 m), il carico concentrato viene distribuito su un'area pari a $3.00 \text{ m} \times 5.58 \text{ m} = 16.74 \text{ m}^2$.

Siccome le impronte di carico si sovrappongono tra loro si avrà un carico uniformemente distribuito di

$$\text{Esistente 2008} \quad 600\text{kN} / 16.74 \text{ mq} = 35.8 \text{ kN/mq.}$$

Il carico così determinato è stato fatto "correre" lungo l'autostrada soprastante generando le seguenti situazioni notevoli.

CONDIZIONE DI CARICO 5, 6 e 7 – SOVRACCARICO IN AVVICINAMENTO

Attiene all'incremento di spinta orizzontale sul ritto a seguito del sovraccarico stradale, agente ai lati della struttura.

Incremento di spinta sul piedritto (condizione 5):

$$p = k_0 \times q$$

$$\text{Nuova} \quad = 0.426 \times (38.1 + 9.0) = 20.1 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Esistente 1962} \quad = 0.426 \times (23.86) = 10.2 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Esistente 2008} \quad = 0.426 \times (35.8 + 9.0) = 19.1 \text{ kN/m}^2$$

Quando a sfavore di sicurezza, si è considerato agire sulla soletta (Condizione 6), contemporaneamente al carico di cui sopra, un carico uniformemente distribuito di valore:

$$\text{Nuova} \quad q = 9.00 \text{ kN/m}^2.$$

$$\text{Esistente 2008} \quad q = 9.00 \text{ kN/m}^2.$$

Seguendo quanto citato nella normativa del 1962, non avendo un carico distribuito, bensì il carico dell'asse adiacente, si avrà:

$$\text{Esistente 1962} \quad = 190 \text{ kN} / (2.89 \text{ m} \times 4.20 \text{ m}) = 15.7 \text{ kN/m}^2$$

Inoltre, quando risulta essere a sfavore di sicurezza, si è considerato l'incremento di spinta sull'altro ritto (Condizione 7) dovuto al carico uniformemente distribuito di valore $q = 9 \text{ kN/m}^2$, oppure, nel caso di normativa del 1962, il carico dovuto all'asse adiacente.

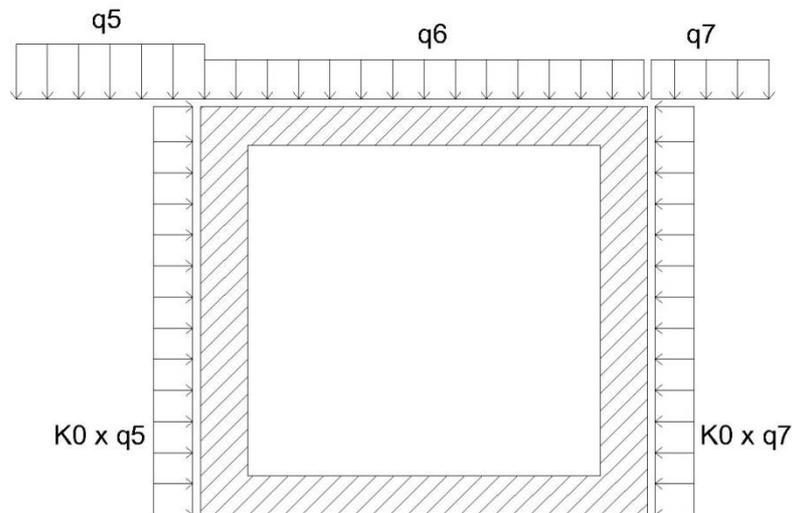
Incremento di spinta sull'altro piedritto:

$$p = k_0 \times q$$

$$\text{Nuova} = 0.426 \times 9.00 = 3.83 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Esistente 1962} = 0.426 \times 140 \text{ kN} / (2.54 \text{ m} \times 5.54 \text{ m}) = 4.20 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Esistente 2008} = 0.426 \times 9.00 = 3.83 \text{ kN/m}^2$$



CONDIZIONE DI CARICO 8, 9, 10 e 11 – CARICHI MOBILI DECENTRATI SULLA SOLETTA

Per la Parte Nuova e per quella Esistente con al nuova normativa, questo riguarda il transito del carico tandem da 600 kN su due assi e quattro impronte di carico da 40 x 40 cm sulla soletta della struttura scatolare; la geometria del carico è quella riportata nelle NTC per lo Schema di carico 1, corsia n.1 (di cui è stato ripreso un estratto all'inizio del presente capitolo).

Larghezza di ripartizione in senso trasversale e longitudinale

A favore di sicurezza, nella valutazione della larghezza di diffusione, si assume uno spessore di ricoprimento di 1.35 m per il nuovo e 1.60 m per l'esistente, quindi :

$$\text{Nuova} \quad L_{\text{trasv}} = 0.40 + 2 \times (2.73 \times \text{tg } 30^\circ) + 2 \times (0.50 / 2 \times \text{tg } 45^\circ) = 4.05 \text{ m}$$

$$\text{Esistente 2008} \quad L_{\text{trasv}} = 0.40 + 2 \times (3.01 \times \text{tg } 30^\circ) + 2 \times (0.50 / 2 \times \text{tg } 45^\circ) = 4.38 \text{ m}$$

Dato che la diffusione del carico oltrepassa la larghezza della singola corsia (pari a 3.00 m), il carico concentrato viene distribuito perciò su un'area pari a

$$\text{Nuova} \quad 3.00 \text{ m} \times 5.25 \text{ m} = 15.75 \text{ m}^2.$$

$$\text{Esistente 2008} \quad 3.00 \text{ m} \times 5.58 \text{ m} = 16.74 \text{ m}^2.$$

Ne risulta quindi che il carico distribuito (Condizione 9) sarà pari a:

$$\text{Nuova} \quad q = Q / A = 600 / 15.75 \text{ m}^2 = 38.1 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Esistente 2008} \quad q = Q / A = 600 / 16.74 \text{ m}^2 = 35.8 \text{ kN/m}^2$$

Per quanto riguarda l'analisi dell'Esistente con la normativa del 1962, invece, vanno fatte differenti valutazioni. Come già visto in precedenza, il carico verticale dovuto agli assi di carico più sollecitati, agisce su un'area di

$$\text{Esistente 1962} \quad 2.89 \text{ m} \times 5.22 \text{ m} = 15.09 \text{ m}^2.$$

Ne risulta quindi che il carico distribuito (Condizione 9) sarà pari a:

$$\text{Esistente 1962} \quad q = Q / A = 360 / 15.09 \text{ m}^2 = 23.9 \text{ kN/m}^2$$

Si è considerato agire sulla soletta, contemporaneamente al carico di cui sopra, un carico uniformemente distribuito (Condizione 10) di valore

$$\text{Nuova} \quad q = 9.00 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Esistente 2008} \quad q = 9.00 \text{ kN/m}^2$$

Inoltre, quando risulta essere a sfavore di sicurezza, si è considerato l'incremento di spinta sui ritti (Condizione 11) dovuto al carico uniformemente distribuito di valore

$$\text{Nuova} \quad q = 9.00 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Esistente 1962} \quad q = 55 \text{ kN} / (2.54 \text{ m} \times 4.20 \text{ m}) = 5.16 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Esistente 2008} \quad q = 9.00 \text{ kN/m}^2$$

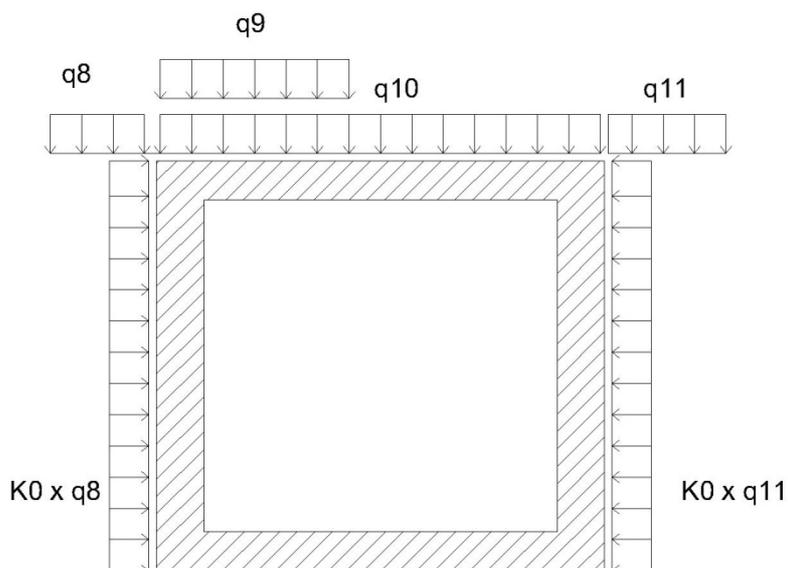
Incremento di spinta sui piedritti:

$$p = k_0 \times q$$

$$\text{Nuova} \quad = 0.426 \times 9 = 3.83 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Esistente 1962} \quad = 0.426 \times 5.16 = 2.20 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Esistente 2008} \quad = 0.426 \times 9 = 3.83 \text{ kN/m}^2$$



CONDIZIONE DI CARICO 12 – CARICHI MOBILI CENTRATI IN SOLETTA

Tale azione di entità uguale a quella precedente considera i carichi mobili in posizione centrata rispetto alla mezzeria della soletta.

CONDIZIONE DI CARICO 13 e 14 – AZIONI SISMICHE

Le azioni sismiche consistono in incremento di spinta del terreno e forze d'inerzia delle masse strutturali; esse si valutano facendo riferimento al reticolo sismico delle NTC (DM 14/01/2008) nel quale per il sito in esame si associano i seguenti parametri (SLV):

$$a_g = 0.080 \text{ g}$$

$$F_0 = 2.807$$

$$T_C^* = 0.370 \text{ s}$$

$$S_S = 1.800$$

$$C_C = 2.054$$

$$S_T = 1.00$$

Per il calcolo della sovraspinta sismica ΔS dei terreni, si adotta la formula proposta da Wood:

$$\Delta P_d = k_h \times \gamma_r \times H = 0.144 \times 20 \times 5.50 = 15.84 \text{ kN/m}$$

dove

$$k_h = a_g/g \times S_S \times S_T = 0.08 \times 1.80 \times 1.00 = 0.144$$

Sotto l'azione sismica si suppone scarica dal sisma la parete opposta a quella su cui la spinta è applicata.

L'azione sismica dovuta alle inerzie delle masse strutturali vale:

$$F_i = k_h \times W$$

Dove W è il peso dell'elemento strutturale considerato (soletta, piedritti, platea di fondazione). La stessa formula è stata utilizzata per determinare l'azione sismica dovuta all'inerzia del terreno di ricoprimento, considerato di spessore 1.35 m.

$$F_{i, \text{soletta}} = 0.144 \times 25 \times 0.62 = 2.23 \text{ kN/m}^2$$

$$F_{i, \text{piedritti}} = 0.144 \times 25 \times 0.58 = 2.09 \text{ kN/m}^2$$

$$F_{i, \text{fondazione}} = 0.144 \times 25 \times 0.58 = 2.09 \text{ kN/m}^2$$

$$F_{i, \text{ricoprimento}} = 0.144 \times 20 \times 1.35 = 3.89 \text{ kN/m}^2$$

CONDIZIONE DI CARICO 15 – FRENATURA

L'azione di frenatura non viene considerata significativa ai fini delle verifiche strutturali dello scatolare.

CONDIZIONE DI CARICO 16 – VARIAZIONI TERMICHE

Verranno trascurate le azioni di origine termica.

CONDIZIONE DI CARICO 17 – RITIRO

Verranno trascurate le azioni dovute alle deformazioni da ritiro sulle nuove solette superiori.

6. COMBINAZIONI DI CARICO

Il progetto e la verifica degli elementi strutturali seguono il Metodo Semi-Probabilistico agli Stati Limite.

Le condizioni di carico elementari sopra descritte sono state cumulate in modo da determinare situazioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni, con i rispettivi valori più sfavorevoli, come previsto dalle norme vigenti.

Tale operazione è stata condotta ricercando **tutte le possibili combinazioni** tra i carichi, tenendo conto che alcuni carichi sono tra loro incompatibili. Così facendo si sono ottenute 153 combinazioni di carico; l'elenco completo di queste è riportato in appendice.

Tra i carichi presi in esame si distinguono i permanenti, costituiti dal peso proprio, il permanente portato, le spinte litostatiche, i carichi variabili quali quelli da traffico (carichi mobili e incremento di spinta per sovraccarico in avvicinamento) e l'azione sismica. Nelle combinazioni di carico non sono inclusi gli effetti della variazione termica né quelli del ritiro.

In particolare, nelle combinazioni sismiche implementate, si fa riferimento ad entrambe le possibili direzioni per il sisma (ovvero la direzione sx-dx e dx-sx). Per massimizzare le sollecitazioni sui piedritti, il contributo sismico alla spinta delle terre è assegnato alternativamente ad un solo piedritto.

La sovraspinta per sovraccarico in avvicinamento è stata assegnata ipotizzando un carico mobile viaggiante da sinistra verso destra, considerando anche la condizione in cui il carico mobile ha superato lo scatolare.

Si riassumono le condizioni elementari di carico con riportata la notazione utilizzata nel software di calcolo, per una migliore comprensione delle tabelle presentate, anche in appendice.

- C1 Pesi strutturali: peso proprio della struttura
- C2 Pesi strutturali: carichi permanenti non strutturali
- C3 Pesi strutturali: spinta a riposo sul piedritto di sinistra
- C4 Pesi strutturali: spinta a riposo sul piedritto di destra
- C5 Tandem sx: sovraspinta sul piedritto di sinistra per carico stradale in avvicinamento
- C6 Stradale: carico stradale uniforme sulla soletta
- C7 Stradale dx: sovraspinta sul piedritto di destra per carico stradale uniformemente distribuito
- C8 Stradale sx: sovraspinta sul piedritto di sinistra per carico stradale uniformemente distribuito
- C9 Tandem: carico tandem transitante sulla soletta
- C10 Stradale: carico stradale uniforme sulla soletta
- C 11 Stradale dx: sovraspinta sul piedritto di destra per carico stradale uniformemente distribuito

C 12 Tandem: carico tandem transitante sulla soletta (posizione centrale)

C 13 Sovrappinte sismiche sx e Sovrappinte sismiche dx: sovrappinte sismiche sul piedritto di sinistra e su quello di destra

C 14 Masse inerziali sx e Masse inerziali dx: forze d'inerzia delle masse strutturali, agenti verso destra e verso sinistra

La tabella seguente riporta i valori dei coefficienti di combinazione impiegati nei calcoli per ciascuna condizione elementare; per quanto riguarda i carichi stradali sono stati adottati i coefficienti di cui alla tabella 5.1.VI delle N.T.C..

Descrizione	Psi0	Psi1	Psi2
Permanenti	0	0	0
Tandem	0.75	0.75	0
Stradale	0.4	0.4	0
Tandem sx	0.75	0.75	0
Tandem dx	0.75	0.75	0
Stradale dx	0.4	0.4	0
Stradale sx	0.4	0.4	0

L'elenco completo delle combinazioni di carico utilizzate nel dimensionamento sono riportate nel relativo appendice.

7. PARTE NUOVA: RISULTATI E VERIFICHE

Le azioni descritte, applicate al modello di calcolo agli elementi finiti e combinate secondo le combinazioni di cui al punto precedente, hanno permesso di ricavare le sollecitazioni agenti sulla struttura in base alle quali è stato possibile eseguire il dimensionamento.

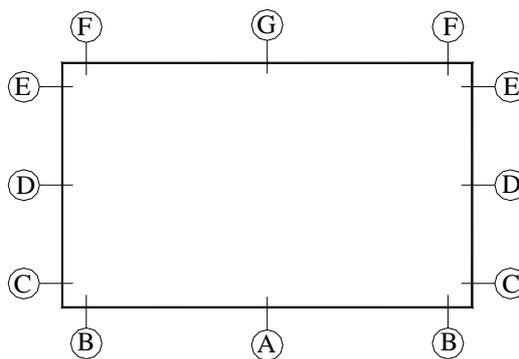
Data la geometria del problema e la forma e tipologia dei carichi applicati, ci si attende che le sezioni maggiormente sollecitate siano le seguenti:

- **Soletta:** sezione di mezzeria e sezione in prossimità degli appoggi sui piedritti;
- **Piedritti:** sezione centrale e sezioni in prossimità della soletta e della fondazione;
- **Fondazione:** sezione di mezzeria e sezioni in prossimità degli appoggi.

Ulteriori considerazioni possono essere fatte circa la simmetria della struttura:

- Esiste perfetta simmetria geometrica della struttura e dei carichi applicati secondo un piano verticale ideale che taglia virtualmente lo scatolare all'altezza della mezzeria di soletta e fondazione; tale simmetria è evidenziata anche dai diagrammi delle sollecitazioni sulla soletta, sulla fondazione e sui piedritti.
- Questo permette di dimensionare un unico piedritto, ritenendo certamente valide le verifiche effettuate anche per l'altro;
- Per quanto riguarda soletta e fondazione, è sufficiente l'analisi di una delle due metà dell'elemento, potendo poi "specchiare" i risultati ottenuti sull'altra metà.

Si sono scelte le sezioni di verifica rappresentate nella figura seguente.



Elemento	Sezione	Armatura	Note
Soletta	G - Mezzeria	Tesa Φ 20 / 20 cm Compressa Φ 16 / 10 cm	
Soletta	F - Appoggi	Tesa Φ 16 / 10 cm Compressa Φ 20 / 20 cm	
Piedritti	D- Nodo centrale	Tesa Φ 20 / 20 cm Compressa Φ 20 / 20 cm	
Piedritti	C/E – Nodo estremi	Tesa Φ 20 / 20 cm Compressa Φ 20 / 20 cm	
Fondazione	A - Mezzeria	Tesa Φ 20 / 20 cm Compressa Φ 20 / 20 cm	
Fondazione	B - Appoggi	Tesa Φ 20 / 20 cm Compressa Φ 20 / 20 cm	

Nelle tabelle che seguono sono riportate, per ciascuna delle sezioni indicate, le sollecitazioni alla base del calcolo.

Per lo Stato Limite Ultimo viene inoltre riportato il valore del coefficiente di sicurezza, calcolato come rapporto tra il momento resistente di calcolo ed il momento sollecitante.

Per gli Stati Limite di Esercizio si riportano i valori di tensione nel calcestruzzo (σ_c), nell'acciaio (σ_s) ed il valore di calcolo di apertura delle fessure (w_d). Le verifiche sono state condotte confrontando tali valori con i seguenti limiti:

Tensioni nell'acciaio:	$\sigma_s < 0.8f_{yk} = 360$ MPa	per tutte le combinazioni;
Tensioni nel calcestruzzo (platea)	$\sigma_c < 0.6f_{ck} = 16.8$ MPa	combinazione rara;
	$\sigma_c < 0.45f_{ck} = 12.6$ MPa	combinazione quasi permanente;
Tensioni nel calcestruzzo (piedritti,soletta)	$\sigma_c < 0.6f_{ck} = 19.2$ MPa	combinazione rara;
	$\sigma_c < 0.45f_{ck} = 14.4$ MPa	combinazione quasi permanente.

Per quanto riguarda lo stato limite di apertura delle fessure, con riferimento alla tabella 4.1.IV delle N.T.C.2008, si sono adottati i seguenti limiti:

Platea e piedritti, classe di esposizione XC2:	$w_3 = 0,4$ mm	combinazione frequente;
	$w_2 = 0,3$ mm	combinazione quasi permanente;
Soletta, classe di esposizione XF2:	$w_1 = 0,3$ mm	combinazione frequente;
	$w_1 = 0,2$ mm	combinazione quasi permanente.

sezione	verifica	azione	momento		az assiale		base sez		altez sez		As		A's		wk		w max		σc		σs		cs1	cs2
			M [kNm]	N [kN]	bc [cm]	hc [cm]	d	s	d	s	[mm]	[mm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]								
soletta superiore	mezzeria	SLE q perm	M-N	99.9		100	50	φ	20	/20	φ	20	/20	0.000	0.300	3.39	14.40	153.0	360.0	-	-	-	-	
		SLE freq	M-N	157.2		100	50	φ	20	/20	φ	20	/20	0.242	0.400	-	-	-	-	-	-	-	-	
		SLE rara	M-N	174.2		100	50	φ	20	/20	φ	20	/20	-	-	5.91	19.20	266.7	360.0	-	-	-	-	
		SLU STR	M-N	248.1		100	50	φ	20	/20	φ	20	/20	-	-	-	-	-	-	1.02	1.02	-	-	
		SLV	M-N	105.7		100	50	φ	20	/20	φ	20	/20	-	-	-	-	-	-	2.39	2.39	-	-	
soletta superiore	incastro	SLE q perm	M-N	126.1		100	50	φ	16	/10	φ	20	/20	0.077	0.300	3.90	14.40	152.1	360.0	-	-	-	-	
		SLE freq	M-N	181.5		100	50	φ	16	/10	φ	20	/20	0.179	0.400	-	-	-	-	-	-	-	-	
		SLE rara	M-N	196.7		100	50	φ	16	/10	φ	20	/20	-	-	6.09	19.20	237.3	360.0	-	-	-	-	
		SLU STR	M-N	285.1		100	50	φ	16	/10	φ	20	/20	-	-	-	-	-	-	1.12	1.12	-	-	
		SLV	M-N	177.7		100	50	φ	16	/10	φ	20	/20	-	-	-	-	-	-	1.80	1.80	-	-	
piedritti	incastro	SLE q perm	M-N	126.1	190.2	100	60	φ	20	/20	φ	20	/20	0.000	0.200	3.38	14.40	104.9	360.0	-	-	-	-	
		SLE freq	M-N	181.5	284.2	100	60	φ	20	/20	φ	20	/20	0.117	0.300	-	-	-	-	-	-	-	-	
		SLE rara	M-N	196.7	311.8	100	60	φ	20	/20	φ	20	/20	-	-	5.27	19.20	159.5	360.0	-	-	-	-	
		SLU STR	M-N	285.1	443.4	100	60	φ	20	/20	φ	20	/20	-	-	-	-	-	-	1.21	1.27	-	-	
		SLV	M-N	177.7	208.8	100	60	φ	20	/20	φ	20	/20	-	-	-	-	-	-	2.04	1.96	-	-	
fondaz	mezzeria	SLE q perm	M-N	77.2		100	50	φ	20	/20	φ	20	/20	0.000	0.300	2.62	12.60	118.2	360.0	-	-	-	-	
		SLE freq	M-N	111.8		100	50	φ	20	/20	φ	20	/20	0.126	0.400	-	-	-	-	-	-	-	-	
		SLE rara	M-N	122.1		100	50	φ	20	/20	φ	20	/20	-	-	4.14	16.80	187.0	360.0	-	-	-	-	
		SLU STR	M-N	172.3		100	50	φ	20	/20	φ	20	/20	-	-	-	-	-	-	1.53	1.53	-	-	
		SLV	M-N	87.9		100	50	φ	20	/20	φ	20	/20	-	-	-	-	-	-	3.01	3.01	-	-	
fondaz	incastro	SLE q perm	M-N	110.9		100	50	φ	20	/20	φ	20	/20	0.125	0.300	3.76	12.60	169.8	360.0	-	-	-	-	
		SLE freq	M-N	164.5		100	50	φ	20	/20	φ	20	/20	0.302	0.400	-	-	-	-	-	-	-	-	
		SLE rara	M-N	181.4		100	50	φ	20	/20	φ	20	/20	-	-	6.15	16.80	277.8	360.0	-	-	-	-	
		SLU STR	M-N	250.7		100	50	φ	20	/20	φ	20	/20	-	-	-	-	-	-	1.05	1.05	-	-	
		SLV	M-N	175.3		100	50	φ	20	/20	φ	20	/20	-	-	-	-	-	-	1.51	1.51	-	-	

Note:

Il momento flettente è sempre preso con segno positivo, sia che tenda le fibre inferiori (o esterne) sia le fibre superiori (o interne).

Il segno dell'azione assiale è positivo se di compressione.

Le tensioni del calcestruzzo sono positive se di compressione e quelle dell'acciaio se di trazione.

Verifica a taglio soletta superiore

- elementi **SENZA** armatura trasversale resistente a taglio

$$V_{Rd} = (0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot 1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d > (v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

coefficiente	k	1.665	
rapporto geometrico d'armatura	ρ_1	0.004	< 0.02
azione assiale (> 0 se di compressione)	Np	0.0	[kN]
area calcestruzzo	Ac	4520	[cm ²]
tensione agente nel cls dovuta a precompressione	σ_{cp}	0.000	[N/mm ²] < 0.2 fcd
	v min	0.425	[N/mm ²]

$$(0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot 1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$(v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

taglio agente

V Rd	218.9	[kN]
V' Rd	192.3	[kN]
V Sd	404.6	[kN]

Vrd < Vsd: serve armatura a taglio

Si inseriscono Φ 12 / 20x20 cm.

- elementi **CON** armatura trasversale resistente a taglio

- taglio trazione (lato acciaio)

diámetro	ϕ_w	12	[mm]
passo	sw	20	[cm]
staffe numero bracci	nb	5	
area di una barra	Asw,i	1.13	[cm ²]
area totale	Asw	5.65	[cm ²]
inclinazione tirante di acciaio	α	90 °	=> 1.571 rad
inclinazione puntone di calcestruzzo	θ	45 °	=> 0.785 rad

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

taglio resistente con staffe

V Rsd	449.7	[kN]
--------------	--------------	-------------

- taglio compressione (lato calcestruzzo)

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

coefficiente maggiorativo	α_c	1.00	
resist a comp ridotta del cls d'anima	f'cd	9.07	[N/mm ²]

taglio resistente lato calcestruzzo

V Rcd	1844.2	[kN]
--------------	---------------	-------------

taglio agente

taglio resistente

V Sd	404.6	[kN]
V Rd	449.7	[kN]

ok: Vrd > Vsd

Verifica a taglio piedritti

- elementi **SENZA** armatura trasversale resistente a taglio

$$V_{Rd} = (0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot 1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d > (v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

coefficiente	k	1.603	
rapporto geometrico d'armatura	ρ_1	0.003	< 0.02
azione assiale (> 0 se di compressione)	Np	530.8	[kN]
area calcestruzzo	Ac	5500	[cm ²]
tensione agente nel cls dovuta a precompressione	σ_{cp}	0.965	[N/mm ²] < 0.2 f _{cd}
	v min	0.402	[N/mm ²]

$$(0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot 1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$(v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

taglio agente

V Rd	300.8	[kN]
V' Rd	300.6	[kN]
V Sd	237.1	[kN]

ok: V_{rd} > V_{sd}

Si inseriscono Φ 12 / 40x40 cm, in quanto non è necessario inserire apposita armatura a taglio.

Verifica a taglio fondazione

- elementi **SENZA** armatura trasversale resistente a taglio

$$V_{Rd} = (0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot 1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d > (v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

coefficiente	k	1.667	
rapporto geometrico d'armatura	ρ_1	0.003	< 0.02
azione assiale (> 0 se di compressione)	Np	0.0	[kN]
area calcestruzzo	Ac	4500	[cm ²]
tensione agente nel cls dovuta a precompressione	σ_{cp}	0.000	[N/mm ²] < 0.2 f _{cd}
	v min	0.398	[N/mm ²]

$$(0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot 1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$(v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

taglio agente

V Rd	192.4	[kN]
V' Rd	179.3	[kN]
V Sd	343.3	[kN]

V_{rd} < V_{sd}: serve armatura a taglio

Si inseriscono Φ 12 / 20x20 cm.

- elementi CON armatura trasversale resistente a taglio

- taglio trazione (lato acciaio)

	diámetro	ϕw	12	[mm]
	passo	sw	20	[cm]
staffe	numero bracci	nb	5	
	area di una barra	Asw,i	1.13	[cm ²]
	area totale	Asw	5.65	[cm ²]
	inclinazione tirante di acciaio	α	90 °	=> 1.571 rad
	inclinazione puntone di calcestruzzo	θ	45 °	=> 0.785 rad

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

taglio resistente con staffe

V Rsd	447.7	[kN]
--------------	--------------	-------------

- taglio compressione (lato calcestruzzo)

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot (\cotg \alpha + \cotg \theta) / (1 + (\cotg \theta)^2)$$

coefficiente maggiorativo	α_c	1.00	
resist a comp ridotta del cls d'anima	f_{cd}	7.93	[N/mm ²]

taglio resistente lato calcestruzzo

V Rcd	1606.5	[kN]
--------------	---------------	-------------

taglio agente

V Sd	343.3	[kN]
-------------	--------------	-------------

taglio resistente

V Rd	447.7	[kN]
-------------	--------------	-------------

ok: Vrd > Vsd

8. PARTE ESISTENTE: RISULTATI E VERIFICHE

Le azioni descritte, applicate al modello di calcolo agli elementi finiti e combinate secondo quanto sopra descritto, hanno permesso di ricavare le sollecitazioni agenti sulla struttura in base alle quali è stato possibile eseguire il dimensionamento.

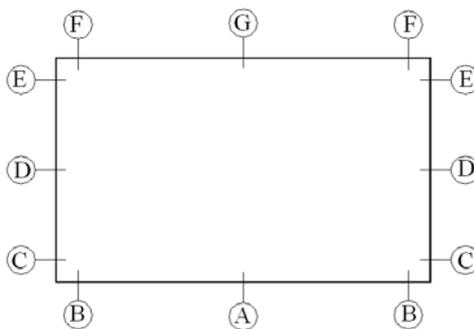
Data la geometria del problema e la forma e tipologia dei carichi applicati, ci si attende che le sezioni maggiormente sollecitate siano le seguenti:

- **Soletta:** sezione di mezzeria e sezione in prossimità degli appoggi sui piedritti;
- **Piedritti:** sezione centrale e sezioni in prossimità della soletta e della fondazione;
- **Fondazione:** sezione di mezzeria e sezioni in prossimità degli appoggi.

Ulteriori considerazioni possono essere fatte circa la simmetria della struttura:

- Esiste perfetta simmetria geometrica della struttura e dei carichi applicati secondo un piano verticale ideale che taglia virtualmente lo scatolare all'altezza della mezzeria di soletta e fondazione; tale simmetria è evidenziata anche dai diagrammi delle sollecitazioni sulla soletta, sulla fondazione e sui piedritti.
- Questo permette di dimensionare un unico piedritto, ritenendo certamente valide le verifiche effettuate anche per l'altro;
- Per quanto riguarda soletta e fondazione, è sufficiente l'analisi di una delle due metà dell'elemento, potendo poi "specchiare" i risultati ottenuti sull'altra metà.

Si sono scelte le sezioni di verifica rappresentate nella figura seguente.



Per questa parte è stata eseguita una valutazione della possibile armatura presente all'interno della sezioni di calcestruzzo; si sono ipotizzate le caratteristiche meccaniche sia del calcestruzzo sia dell'acciaio, in riferimento a quanto presumibilmente utilizzato all'epoca della costruzione del manufatto. Tali ipotesi scaturiscono dal fatto che non si ha a disposizione alcun materiale tale per cui si abbia la certezza desiderata.

Come già visto nel Capitolo 3, i materiali qui considerati sono Rck 300 per il calcestruzzo e Aq 50 per l'acciaio. La quantità di armatura presumibilmente inserita è tale per cui si abbiano tensioni inferiori ai 1600kg/cm^2 ($= 160\text{ N/mm}^2$). Si ricorda che la presente analisi ha lo scopo di stabilire la quantità di armatura

presente, in modo tale da poter poi ipotizzare il rinforzo da applicare. A tal scopo si considerano le valutazioni fatte per l'Esistente 1962.

Elemento	Sezione	Armatura	Note
Soletta	G - Mezzeria	Tesa Φ 20 / 10 cm Compressa Φ 20 / 10 cm	
Soletta	F - Appoggi	Tesa Φ 20 / 10 cm Compressa Φ 20 / 10 cm	
Piedritti	D- Nodo centrale	Tesa Φ 20 / 20 cm Compressa Φ 20 / 20 cm	
Piedritti	C/E – Nodo estremi	Tesa Φ 20 / 20 cm Compressa Φ 20 / 20 cm	
Fondazione	A - Mezzeria	Tesa Φ 16 / 10 cm Compressa Φ 20 / 10 cm	
Fondazione	B - Appoggi	Tesa Φ 20 / 10 cm Compressa Φ 16 / 10 cm	

Nelle tabelle che seguono sono riportate, per ciascuna delle sezioni indicate, le sollecitazioni alla base del calcolo.

Per lo Stato Limite Ultimo non si effettuano verifiche in quanto non erano previste all'epoca della costruzione del manufatto.

Per gli Stati Limite di Esercizio si riportano i valori di tensione nel calcestruzzo (σ_c), nell'acciaio (σ_s) ed il valore di calcolo di apertura delle fessure (w_d). Le verifiche sono state condotte confrontando tali valori con i seguenti limiti:

Tensioni nell'acciaio:	$\sigma_s = 160$ MPa	per tutte le combinazioni;
Tensioni nel calcestruzzo	$\sigma_c < 0.6f_{ck} = 11.2$ MPa	combinazione rara;
	$\sigma_c < 0.45f_{ck} = 14.9$ Mpa	combinazione quasi permanente;

Per quanto riguarda lo stato limite di apertura delle fessure, si fa comunque riferimento alla tabella 4.1.IV delle N.T.C.2008; si sono adottati i seguenti limiti:

Platea e piedritti, classe di esposizione XC2:	$w_3 = 0,4$ mm	combinazione frequente;
	$w_2 = 0,3$ mm	combinazione quasi permanente;
Soletta, classe di esposizione XF2:	$w_2 = 0,3$ mm	combinazione frequente;
	$w_1 = 0,2$ mm	combinazione quasi permanente.

sezione		verifica	azione	momento M [kNm]	az assiale N [kN]	base sez bc [cm]	altez sez hc [cm]	As		A's		wk [mm]	w max [mm]	σ_c [N/mm ²]	$\sigma_{c,max}$ [N/mm ²]	σ_s [N/mm ²]	$\sigma_{s,max}$ [N/mm ²]
								d	s	d	s						
soletta superiore	mezzeria	SLE q perm	M-N	80.2		100	50	ϕ 20	/10	ϕ 20	/20	0.000	0.300	2.13	11.21	63.0	160.0
		SLE freq	M-N	126.9		100	50	ϕ 20	/10	ϕ 20	/20	0.047	0.400	-	-	-	-
		SLE rara	M-N	142.5		100	50	ϕ 20	/10	ϕ 20	/20	-	-	3.78	14.94	112.0	160.0
soletta superiore	incastro	SLE q perm	M-N	103.3		100	50	ϕ 20	/10	ϕ 20	/20	0.000	0.300	2.74	11.21	81.2	160.0
		SLE freq	M-N	149.1		100	50	ϕ 20	/10	ϕ 20	/20	0.057	0.400	-	-	-	-
		SLE rara	M-N	162.1		100	50	ϕ 20	/10	ϕ 20	/20	-	-	4.30	14.94	127.4	160.0
piedritti	incastro	SLE q perm	M-N	103.3	153.7	100	60	ϕ 20	/20	ϕ 20	/20	0.000	0.200	2.77	11.21	86.5	160.0
		SLE freq	M-N	149.1	202.6	100	60	ϕ 20	/20	ϕ 20	/20	0.000	0.300	-	-	-	-
		SLE rara	M-N	162.1	218.2	100	60	ϕ 20	/20	ϕ 20	/20	-	-	4.34	14.94	142.2	160.0
fondaz	mezzeria	SLE q perm	M-N	65.1		100	50	ϕ 16	/10	ϕ 20	/20	0.000	0.300	2.01	11.21	78.5	160.0
		SLE freq	M-N	83.3		100	50	ϕ 16	/10	ϕ 20	/20	0.000	0.400	-	-	-	-
		SLE rara	M-N	89.4		100	50	ϕ 16	/10	ϕ 20	/20	-	-	2.77	14.94	107.8	160.0
fondaz	incastro	SLE q perm	M-N	96.3		100	50	ϕ 20	/10	ϕ 20	/20	0.000	0.300	2.55	11.21	75.7	160.0
		SLE freq	M-N	125.2		100	50	ϕ 20	/10	ϕ 20	/20	0.046	0.400	-	-	-	-
		SLE rara	M-N	133.8		100	50	ϕ 20	/10	ϕ 20	/20	-	-	3.55	14.94	105.1	160.0

Note:

Il momento flettente è sempre preso con segno positivo, sia che tenda le fibre inferiori (o esterne) sia le fibre superiori (o interne).

Il segno dell'azione assiale è positivo se di compressione.

Le tensioni del calcestruzzo sono positive se di compressione e quelle dell'acciaio se di trazione.

La fase successiva consiste nell'applicare un rinforzo, aumentando lo spessore del calcestruzzo e inserendo apposita armatura a flessione. Si fa presente che per le presenti verifiche sono effettuate considerando le sollecitazioni che scaturiscono dal modello Esistente 2008.

Nelle tabelle che seguono sono riportate, per ciascuna delle sezioni indicate, le sollecitazioni alla base del calcolo.

Per lo Stato Limite Ultimo viene inoltre riportato il valore del coefficiente di sicurezza, calcolato come rapporto tra il momento resistente di calcolo ed il momento sollecitante.

Per gli Stati Limite di Esercizio si riportano i valori di tensione nel calcestruzzo (σ_c), nell'acciaio (σ_s) ed il valore di calcolo di apertura delle fessure (w_d). Le verifiche sono state condotte confrontando tali valori con i seguenti limiti:

Tensioni nell'acciaio:	$\sigma_s < 0.8f_{yk} = 360 \text{ MPa}$	per tutte le combinazioni;
Tensioni nel calcestruzzo (platea)	$\sigma_c < 0.6f_{ck} = 16.8 \text{ MPa}$	combinazione rara;
	$\sigma_c < 0.45f_{ck} = 12.6 \text{ MPa}$	combinazione quasi permanente;
Tensioni nel calcestruzzo (piedritti,soletta)	$\sigma_c < 0.6f_{ck} = 19.2 \text{ MPa}$	combinazione rara;
	$\sigma_c < 0.45f_{ck} = 14.4 \text{ MPa}$	combinazione quasi permanente.

Per i materiali esistenti si faccia riferimento a quanto sopra descritto.

Per quanto riguarda lo stato limite di apertura delle fessure, con riferimento alla tabella 4.1.IV delle N.T.C.2008, si sono adottati i seguenti limiti:

Platea e piedritti, classe di esposizione XC2:	$w_3 = 0,4 \text{ mm}$	combinazione frequente;
	$w_2 = 0,3 \text{ mm}$	combinazione quasi permanente;
Soletta, classe di esposizione XF2:	$w_1 = 0,3 \text{ mm}$	combinazione frequente;
	$w_1 = 0,2 \text{ mm}$	combinazione quasi permanente.

sezione		verifica	azione	momento M [kNm]	az assiale N [kN]	base sez bc [cm]	altez sez hc [cm]	spes rinf hr [cm]	As		As,rinf		A's		A's,rinf		wk [mm]	w max [mm]	σ_c [N/mm ²]	$\sigma_{c,max}$ [N/mm ²]	σ_s [N/mm ²]	$\sigma_{s,max}$ [N/mm ²]	cs1	cs2				
								d		d		d		d														
soletta superiore	mezzeria	SLE q perm	M-N	108.6		100	50	10	φ	20	/10	φ		φ	20	/10	φ	20	/20	0.000	0.300	2.06	14.40	69.5	160.0	-	-	
		SLE freq	M-N	162.6		100	50	10	φ	20	/10	φ	0	/	φ	20	/10	φ	20	/20	0.000	0.400	-	-	-	-	-	-
		SLE rara	M-N	178.4		100	50	10	φ	20	/10	φ	0	/	φ	20	/10	φ	20	/20	-	-	3.38	19.20	114.2	160.0	-	-
		SLU STR	M-N	253.8		100	50	10	φ	20	/10	φ	0	/	φ	20	/10	φ	20	/20	-	-	-	-	-	-	1.65	1.65
		SLV	M-N	114.3		100	50	10	φ	20	/10	φ	0	/	φ	20	/10	φ	20	/20	-	-	-	-	-	-	3.66	3.66
soletta superiore	incastro	SLE q perm	M-N	136.3		100	50	10	φ	20	/10	φ	20	/20	φ	20	/10	φ	0	/	0.000	0.300	2.52	11.21	81.0	360.0	-	-
		SLE freq	M-N	189.3		100	50	10	φ	20	/10	φ	20	/20	φ	20	/10	φ	0	/	0.049	0.400	-	-	-	-	-	-
		SLE rara	M-N	203.7		100	50	10	φ	20	/10	φ	20	/20	φ	20	/10	φ	0	/	-	-	3.77	14.94	121.1	360.0	-	-
		SLU STR	M-N	294.6		100	50	10	φ	20	/10	φ	20	/20	φ	20	/10	φ	0	/	-	-	-	-	-	-	2.09	2.09
		SLV	M-N	187.9		100	50	10	φ	20	/10	φ	20	/20	φ	20	/10	φ	0	/	-	-	-	-	-	-	3.28	3.28
piedritti	incastro	SLE q perm	M-N	136.3	206.5	100	60	10	φ	20	/20	φ	20	/20	φ	20	/20	φ		0.000	0.200	2.47	11.21	56.6	360.0	-	-	
		SLE freq	M-N	189.3	287.5	100	60	10	φ	20	/20	φ	20	/20	φ	20	/20	φ	0	/	0.000	0.300	-	-	-	-	-	-
		SLE rara	M-N	203.7	310.8	100	60	10	φ	20	/20	φ	20	/20	φ	20	/20	φ	0	/	-	-	3.70	14.94	84.3	360.0	-	-
		SLU STR	M-N	294.6	442.0	100	60	10	φ	20	/20	φ	20	/20	φ	20	/20	φ	0	/	-	-	-	-	-	-	3.08	2.32
		SLV	M-N	187.9	225.1	100	60	10	φ	20	/20	φ	20	/20	φ	20	/20	φ	0	/	-	-	-	-	-	-	4.39	3.31
fondaz	mezzeria	SLE q perm	M-N	82.6		100	50	10	φ	16	/10	φ	20	/20	φ	20	/10	φ		0.000	0.300	1.65	11.21	59.7	360.0	-	-	
		SLE freq	M-N	112.7		100	50	10	φ	16	/10	φ	20	/20	φ	20	/10	φ	0	/	0.000	0.400	-	-	-	-	-	-
		SLE rara	M-N	121.5		100	50	10	φ	16	/10	φ	20	/20	φ	20	/10	φ	0	/	-	-	2.42	14.94	87.8	360.0	-	-
		SLU STR	M-N	171.4		100	50	10	φ	16	/10	φ	20	/20	φ	20	/10	φ	0	/	-	-	-	-	-	-	2.94	2.94
		SLV	M-N	82.8		100	50	10	φ	16	/10	φ	20	/20	φ	20	/10	φ	0	/	-	-	-	-	-	-	6.09	6.09
fondaz	incastro	SLE q perm	M-N	117.5		100	50	10	φ	20	/10	φ		φ	16	/10	φ	20	/20	0.000	0.300	2.28	12.60	76.3	160.0	-	-	
		SLE freq	M-N	168.6		100	50	10	φ	20	/10	φ	0	/	φ	16	/10	φ	20	/20	0.057	0.400	-	-	-	-	-	-
		SLE rara	M-N	184.7		100	50	10	φ	20	/10	φ	0	/	φ	16	/10	φ	20	/20	-	-	3.59	16.80	120.0	160.0	-	-
		SLU STR	M-N	255.1		100	50	10	φ	20	/10	φ	0	/	φ	16	/10	φ	20	/20	-	-	-	-	-	-	1.65	1.65
		SLV	M-N	181.8		100	50	10	φ	20	/10	φ	0	/	φ	16	/10	φ	20	/20	-	-	-	-	-	-	2.31	2.31

Note:

Il momento flettente è sempre preso con segno positivo, sia che tenda le fibre inferiori (o esterne) sia le fibre superiori (o interne).

Il segno dell'azione assiale è positivo se di compressione.

Le tensioni del calcestruzzo sono positive se di compressione e quelle dell'acciaio se di trazione.

Verifica a taglio soletta superiore

- elementi **SENZA** armatura trasversale resistente a taglio

$$V_{Rd} = (0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot 1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d > (v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

coefficiente	k	1.603	
rapporto geometrico d'armatura	ρ_1	0.003	< 0.02
azione assiale (> 0 se di compressione)	Np	0.0	[kN]
area calcestruzzo	Ac	5500	[cm ²]
tensione agente nel cls dovuta a precompressione	σ_{cp}	0.000	[N/mm ²] < 0.2 fcd
	v min	0.355	[N/mm ²]

$(0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot 1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$
 $(v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$
 taglio agente

V Rd	203.7	[kN]
V' Rd	195.3	[kN]
V Sd	416.3	[kN]

Vrd < Vsd: serve armatura a taglio

Si inseriscono Φ 12 / 20x20 cm.

- elementi **CON** armatura trasversale resistente a taglio

- taglio trazione (lato acciaio)

diámetro	ϕ_w	12	[mm]
passo	sw	20	[cm]
staffe numero bracci	nb	5	
area di una barra	Asw,i	1.13	[cm ²]
area totale	Asw	5.65	[cm ²]
inclinazione tirante di acciaio	α	90 °	=> 1.571 rad
inclinazione puntone di calcestruzzo	θ	45 °	=> 0.785 rad

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

taglio resistente con staffe

V Rsd	547.2	[kN]
--------------	--------------	-------------

- taglio compressione (lato calcestruzzo)

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

coefficiente maggiorativo	α_c	1.00	
resist a comp ridotta del cls d'anima	f'cd	7.08	[N/mm ²]

taglio resistente lato calcestruzzo

V Rcd	1753.1	[kN]
--------------	---------------	-------------

taglio agente
taglio resistente

V Sd	416.3	[kN]
V Rd	547.2	[kN]

ok: Vrd > Vsd

Verifica a taglio piedritti

- elementi SENZA armatura trasversale resistente a taglio

$$V_{Rd} = (0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot 1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d > (v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

coefficiente	k	1.555	
rapporto geometrico d'armatura	ρ_1	0.002	< 0.02
azione assiale (> 0 se di compressione)	Np	529.4	[kN]
area calcestruzzo	Ac	6500	[cm ²]
tensione agente nel cls dovuta a precompressione	σ_{cp}	0.814	[N/mm ²] < 0.2 fcd
	v min	0.339	[N/mm ²]

$$(0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot 1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$(v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

taglio agente

V Rd	300.2	[kN]
V' Rd	299.9	[kN]
V Sd	238.5	[kN]

ok: Vrd > Vsd

Si inseriscono $\Phi 12 / 40 \times 40$ cm, in quanto non è necessario inserire apposita armatura a taglio.

Verifica a taglio fondazione

- elementi SENZA armatura trasversale resistente a taglio

$$V_{Rd} = (0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot 1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d > (v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

coefficiente	k	1.603	
rapporto geometrico d'armatura	ρ_1	0.006	< 0.02
azione assiale (> 0 se di compressione)	Np	0.0	[kN]
area calcestruzzo	Ac	5500	[cm ²]
tensione agente nel cls dovuta a precompressione	σ_{cp}	0.000	[N/mm ²] < 0.2 fcd
	v min	0.355	[N/mm ²]

$$(0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot 1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$(v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

taglio agente

V Rd	256.6	[kN]
V' Rd	195.3	[kN]
V Sd	342.6	[kN]

Vrd < Vsd: serve armatura a taglio

Si inseriscono $\Phi 14 / 40 \times 20$ cm.

- elementi CON armatura trasversale resistente a taglio

- taglio trazione (lato acciaio)

	diámetro	ϕw	12	[mm]
	passo	sw	20	[cm]
staffe	numero bracci	nb	5	
	area di una barra	Asw,i	1.13	[cm ²]
	area totale	Asw	5.65	[cm ²]
	inclinazione tirante di acciaio	α	90 °	=> 1.571 rad
	inclinazione puntone di calcestruzzo	θ	45 °	=> 0.785 rad

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

taglio resistente con staffe

V Rsd	547.2	[kN]
--------------	--------------	-------------

- taglio compressione (lato calcestruzzo)

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot (\cotg \alpha + \cotg \theta) / (1 + (\cotg \theta)^2)$$

coefficiente maggiorativo	α_c	1.00	
resist a comp ridotta del cls d'anima	f_{cd}	7.08	[N/mm ²]

taglio resistente lato calcestruzzo

V Rcd	1753.1	[kN]
--------------	---------------	-------------

taglio agente

V Sd	342.6	[kN]
-------------	--------------	-------------

taglio resistente

V Rd	547.2	[kN]
-------------	--------------	-------------

ok: Vrd > Vsd

9. PRESSIONI SULLE FONDAZIONI

Determinazione del carico limite sulla fondazione

Il carico limite della fondazione è stato calcolato tramite la formula trinomia di Vesic, alla quale sono stati applicati i coefficienti correttivi formulati da Hansen; le espressioni utilizzate nel calcolo dei vari coefficienti sono state ricavate dal testo “Fondazioni” di Joseph. E.Bowles e per brevità non vengono qui riproposte.

Si sono assunte le dimensioni effettive della platea di fondazione, pari a 5,80 x 5,80 m per poter trovare un valore medio di pressione “resistente” del terreno.

In accordo con il punto 6.4.2.1 delle NTC 2008, la verifica della capacità portante della fondazione è stata condotta seguendo l'Approccio 2 (che prevede coefficienti tipo A1+M1+R3).

D. CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONI SUPERFICIALI

D.1.1.1. CONDIZIONI DRENATE - VERIFICA

DATI DI INGRESSO

γ_w	peso di volume acqua	9.807	(kN/m ³)
γ_n	peso di volume naturale terreno	19.5	(kN/m ³)
γ_{sat}	peso di volume saturo del terreno	19.5	(kN/m ³)
ϕ'	angolo di attrito	24.0	(°)
c'	coesione drenata	5.0	(kPa)
B'	larghezza della fondazione equivalente	5.80	(m)
L'	lunghezza della fondazione equivalente	100.00	(m)
D	approfondimento della fondazione valore minimo tra sinistra e destra della fondazione (è opportuno essere conservativi: vedi l'influenza sul termine "contributo del sovraccarico"; a tal fine si introduce il coefficiente " δ ")	4.90	(m)
δ	percentuale dell'approfondimento D adottata nel calcolo	50	(%)
h_w	profondità falda da p.c. ($h_w = z_w + D$)	50.00	(m)
α	inclinazione della fondazione (valore positivo: vedi foglio "figura")	0.0	(°)
β	pendenza piano campagna (valore positivo: vedi foglio "figura")	0.0	(°)
N	carico verticale	1071	(kN)
H	carico orizzontale (N e H sono necessari per il calcolo dei fattori i . Se H non è noto, porre $H = 0.1 N$)	0	(kN)
FS	coefficiente di sicurezza	2.30	(-)

fattori di capacità portante	N_c	19.32
	N_γ	9.44
	N_q	9.60
fattori di forma	s_c	1.03
	s_γ	0.98
	s_q	1.03
fattori di approfondimento	d_c	1.15
	d_γ	1.00
	d_q	1.13
fattori di inclinazione del carico	i_c	1.00
	i_γ	1.00
	i_q	1.00
fattori di inclinazione della fondazione	b_c	1.00
	b_γ	1.00
	b_q	1.00
fattori di inclinazione del piano campagna	g_c	1.00
	g_γ	1.00
	g_q	1.00

RISULTATI

capacità portante limite:		
componente dovuta alla coesione	114	(kPa)
contributo delle forze di attrito	522	(kPa)
contributo del sovraccarico	533	(kPa)
q_{lim}	=	1169 kPa
q_{amm}	=	535 kPa

q_{amm} è il valore della pressione ammissibile nei confronti di fenomeni di rottura globale dei terreni di fondazione. Noto il valore di q_{amm} è necessario verificare la compatibilità dei cedimenti con i valori ammissibili (il valore del cedimento totale ammissibile, per fondazioni correnti, è usualmente assunto pari a 2.5 cm). Nel caso in cui i cedimenti risultino superiori al valore ammissibile, la portata ammissibile dovrà essere adeguatamente ridotta per rientrare nei limiti sopra indicati. I cedimenti possono essere calcolati mediante i criteri riportati nel punto E.

N.B.

ALLEGATO A

Elenco completo delle combinazioni di carico

10. ALLEGATO A - ELENCO COMPLETO COMBINAZIONI DI CARICO

	SLU STR 1	SLU STR 2	SLU STR 3	SLU STR 4	SLU STR 5	SLU STR 6	SLU STR 7	SLU STR 8
peso proprio	1	1	1	1	1	1	1	1
perm non strutturali	1	1	1	1	1	1	1	1
spinta terreno sx	0,426	0,426	0,426	0,426	0,426	0,426	0,426	0,426
spinta terreno dx	0,426	0,426	0,426	0,426	0,426	0,426	0,426	0,426
veicolo (casoA-pos1)	0	0	0	0	0	0	0	0
veicolo (casoA-pos2)	0	0	1,35	0	1,35	0	1,35	1,35
veicolo (casoA-pos3)	0	0	0	1,35	0	1,35	1,35	1,35
veicolo (casoBC-pos1)	0	0	0	0	0	0	0	0
veicolo (casoBC-pos2)	0	0	0	0	0	0	0	0
veicolo (casoBC-pos3)	0	0	0	0	0	0	0	0
veicolo (casoBC-pos4)	0	0	0	0	0	0	0	0
veicolo (casoC-pos2)	0	0	0	0	0	0	0	0
sisma sx	0	0	0	0	0	0	0	0
sisma inerzia	0	0	0	0	0	0	0	0
frenatura	0	0	0	0	0	0	0	0
var termiche	0	0	0	0	0	0	0	0
ritiro	0	0	0	0	0	0	0	0

	SLU STR 9	SLU STR 10	SLU STR 11	SLU STR 12	SLU STR 13	SLU STR 14	SLU STR 15	SLU STR 16	SLU STR 17	SLU STR 18	SLU STR 19	SLU STR 20	SLU STR 21	SLU STR 22
peso proprio	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
perm non strutturali	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
spinta terreno sx	0,426	0,426	0,426	0,426	0,426	0,426	0,426	0,426	0,426	0,426	0,426	0,426	0,426	0,426
spinta terreno dx	0,426	0,426	0,426	0,426	0,426	0,426	0,426	0,426	0,426	0,426	0,426	0,426	0,426	0,426
veicolo (casoA-pos1)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
veicolo (casoA-pos2)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
veicolo (casoA-pos3)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
veicolo (casoBC-pos1)	1,35	0	0	1,35	1,35	0	1,35	1,35	0	1,35	1,35	0	1,35	
veicolo (casoBC-pos2)	0	0	0	0	0	0	0	1,35	1,35	0	1,35	1,35	1,35	
veicolo (casoBC-pos3)	0	0	1,35	0	1,35	0	1,35	1,35	0	1,35	0	1,35	1,35	
veicolo (casoBC-pos4)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1,35	0	1,35	1,35	
veicolo (casoC-pos2)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
sisma sx	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
sisma inerzia	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
frenatura	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
var termiche	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
ritiro	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	

	SLU STR 23	SLU STR 24	SLU STR 25	SLU STR 26	SLU STR 27	SLU STR 28	SLU STR 29
peso proprio	1	1	1	1	1	1	1
perm non strutturali	1	1	1	1	1	1	1
spinta terreno sx	0,426	0,426	0,426	0,426	0,426	0,426	0,426
spinta terreno dx	0,426	0,426	0,426	0,426	0,426	0,426	0,426
veicolo (casoA-pos1)	0	0	0	0	0	0	0
veicolo (casoA-pos2)	0	0	0	0	0	0	0
veicolo (casoA-pos3)	0	0	0	0	0	0	0
veicolo (casoBC-pos1)	1,35	0	0	1,35	1,35	0	1,35
veicolo (casoBC-pos2)	0	0	0	0	0	0	0
veicolo (casoBC-pos3)	0	0	1,35	0	1,35	0	1,35
veicolo (casoBC-pos4)	0	0	0	0	0	0	0
veicolo (casoC-pos2)	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
sisma sx	0	0	0	0	0	0	0
sisma inerzia	0	0	0	0	0	0	0
frenatura	0	0	0	0	0	0	0
var termiche	0	0	0	0	0	0	0
ritiro	0	0	0	0	0	0	0

	SLU STR 30	SLU STR 31	SLU STR 32	SLU STR 33	SLU STR 34	SLU STR 35	SLU STR 36	SLU STR 37
peso proprio	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
perm non strutturali	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
spinta terreno sx	0,5751	0,5751	0,5751	0,5751	0,5751	0,5751	0,5751	0,5751
spinta terreno dx	0,5751	0,5751	0,5751	0,5751	0,5751	0,5751	0,5751	0,5751
veicolo (casoA-pos1)	0	1,35	0	0	1,35	1,35	0	1,35
veicolo (casoA-pos2)	0	0	1,35	0	1,35	0	1,35	1,35
veicolo (casoA-pos3)	0	0	0	1,35	0	1,35	1,35	1,35
veicolo (casoBC-pos1)	0	0	0	0	0	0	0	0
veicolo (casoBC-pos2)	0	0	0	0	0	0	0	0
veicolo (casoBC-pos3)	0	0	0	0	0	0	0	0
veicolo (casoBC-pos4)	0	0	0	0	0	0	0	0
veicolo (casoC-pos2)	0	0	0	0	0	0	0	0
sisma sx	0	0	0	0	0	0	0	0
sisma inerzia	0	0	0	0	0	0	0	0
frenatura	0	0	0	0	0	0	0	0
var termiche	0	0	0	0	0	0	0	0
ritiro	0	0	0	0	0	0	0	0

	SLU STR 38	SLU STR 39	SLU STR 40	SLU STR 41	SLU STR 42	SLU STR 43	SLU STR 44	SLU STR 45	SLU STR 46	SLU STR 47	SLU STR 48	SLU STR 49	SLU STR 50	SLU STR 51
peso proprio	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
perm non strutturali	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
spinta terreno sx	0,5751	0,5751	0,5751	0,5751	0,5751	0,5751	0,5751	0,5751	0,5751	0,5751	0,5751	0,5751	0,5751	0,5751
spinta terreno dx	0,5751	0,5751	0,5751	0,5751	0,5751	0,5751	0,5751	0,5751	0,5751	0,5751	0,5751	0,5751	0,5751	0,5751
veicolo (casoA-pos1)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
veicolo (casoA-pos2)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
veicolo (casoA-pos3)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
veicolo (casoBC-pos1)	1,35	0	0	1,35	1,35	0	1,35	1,35	0	1,35	1,35	0	1,35	
veicolo (casoBC-pos2)	0	0	0	0	0	0	0	1,35	1,35	1,35	0	1,35	1,35	
veicolo (casoBC-pos3)	0	0	1,35	0	1,35	0	1,35	1,35	0	1,35	0	1,35	1,35	
veicolo (casoBC-pos4)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1,35	0	1,35	1,35	
veicolo (casoC-pos2)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
sisma sx	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
sisma inerzia	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
frenatura	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
var termiche	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
ritiro	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	

	SLU STR 52	SLU STR 53	SLU STR 54	SLU STR 55	SLU STR 56	SLU STR 57	SLU STR 58
peso proprio	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
perm non strutturali	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
spinta terreno sx	0,5751	0,5751	0,5751	0,5751	0,5751	0,5751	0,5751
spinta terreno dx	0,5751	0,5751	0,5751	0,5751	0,5751	0,5751	0,5751
veicolo (casoA-pos1)	0	0	0	0	0	0	0
veicolo (casoA-pos2)	0	0	0	0	0	0	0
veicolo (casoA-pos3)	0	0	0	0	0	0	0
veicolo (casoBC-pos1)	1,35	0	0	1,35	1,35	0	1,35
veicolo (casoBC-pos2)	0	0	0	0	0	0	0
veicolo (casoBC-pos3)	0	0	1,35	0	1,35	0	1,35
veicolo (casoBC-pos4)	0	0	0	0	0	0	0
veicolo (casoC-pos2)	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
sisma sx	0	0	0	0	0	0	0
sisma inerzia	0	0	0	0	0	0	0
frenatura	0	0	0	0	0	0	0
var termiche	0	0	0	0	0	0	0
ritiro	0	0	0	0	0	0	0

	SLE - freq 9	SLE - freq 10	SLE - freq 11	SLE - freq 12	SLE - freq 13	SLE - freq 14	SLE - freq 15	SLE - freq 16	SLE - freq 17	SLE - freq 18	SLE - freq 19	SLE - freq 20	SLE - freq 21	SLE - freq 22
peso proprio	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
perm non strutturali	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
spinta terreno sx	0.426	0.426	0.426	0.426	0.426	0.426	0.426	0.426	0.426	0.426	0.426	0.426	0.426	0.426
spinta terreno dx	0.426	0.426	0.426	0.426	0.426	0.426	0.426	0.426	0.426	0.426	0.426	0.426	0.426	0.426
veicolo (casoA-pos1)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
veicolo (casoA-pos2)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
veicolo (casoA-pos3)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
veicolo (casoBC-pos1)	0.4	0	0	0.4	0.4	0	0.4	0.4	0	0	0.4	0.4	0	0.4
veicolo (casoBC-pos2)	0	0	0	0	0	0	0	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
veicolo (casoBC-pos3)	0	0.4	0	0.4	0	0.4	0.4	0	0.4	0	0.4	0	0.4	0.4
veicolo (casoBC-pos4)	0	0	0.4	0	0.4	0.4	0.4	0	0	0.4	0	0.4	0.4	0.4
veicolo (casoC-pos2)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
sisma sx	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
sisma inerzia	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
frenatura	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
var termiche	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
nitro	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

	SLE - freq 23	SLE - freq 24	SLE - freq 25	SLE - freq 26	SLE - freq 27	SLE - freq 28	SLE - freq 29
peso proprio	1	1	1	1	1	1	1
perm non strutturali	1	1	1	1	1	1	1
spinta terreno sx	0.426	0.426	0.426	0.426	0.426	0.426	0.426
spinta terreno dx	0.426	0.426	0.426	0.426	0.426	0.426	0.426
veicolo (casoA-pos1)	0	0	0	0	0	0	0
veicolo (casoA-pos2)	0	0	0	0	0	0	0
veicolo (casoA-pos3)	0	0	0	0	0	0	0
veicolo (casoBC-pos1)	0.4	0	0	0.4	0.4	0	0.4
veicolo (casoBC-pos2)	0	0	0	0	0	0	0
veicolo (casoBC-pos3)	0	0.4	0	0.4	0	0.4	0.4
veicolo (casoBC-pos4)	0	0	0.4	0	0.4	0.4	0.4
veicolo (casoC-pos2)	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
sisma sx	0	0	0	0	0	0	0
sisma inerzia	0	0	0	0	0	0	0
frenatura	0	0	0	0	0	0	0
var termiche	0	0	0	0	0	0	0
nitro	0	0	0	0	0	0	0

	SLE - qpem 1
peso proprio	1
perm non strutturali	1
spinta terreno sx	0.426
spinta terreno dx	0.426
veicolo (casoA-pos1)	0
veicolo (casoA-pos2)	0
veicolo (casoA-pos3)	0
veicolo (casoBC-pos1)	0
veicolo (casoBC-pos2)	0
veicolo (casoBC-pos3)	0
veicolo (casoBC-pos4)	0
veicolo (casoC-pos2)	0
sisma sx	0
sisma inerzia	0
frenatura	0
var termiche	0
nitro	0

Il coefficiente per le spinte orizzontali del terreno è pari al coefficiente di spinta a riposo, secondo la formula:

$$K_0 = 1 - \text{sen } \varphi' = 0.426$$

Nel caso il coefficiente di combinazione sia pari a 1.35 risulta che il coefficiente per le spinte orizzontali del terreno risulta essere perciò pari a 0.5751.

I presenti coefficienti sono utilizzati nelle combinazioni di carico in quanto nelle condizioni di carico elementare le spinte sono applicate al modello prive di coefficiente (a differenza di quanto scritto nel Cap.5).

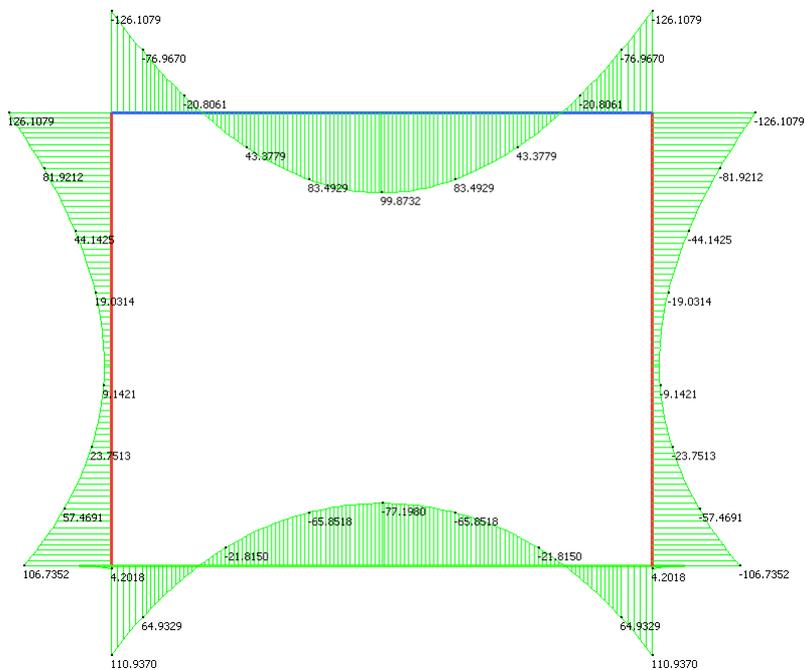
ALLEGATO B

Grafici di sollecitazione sullo scatolare

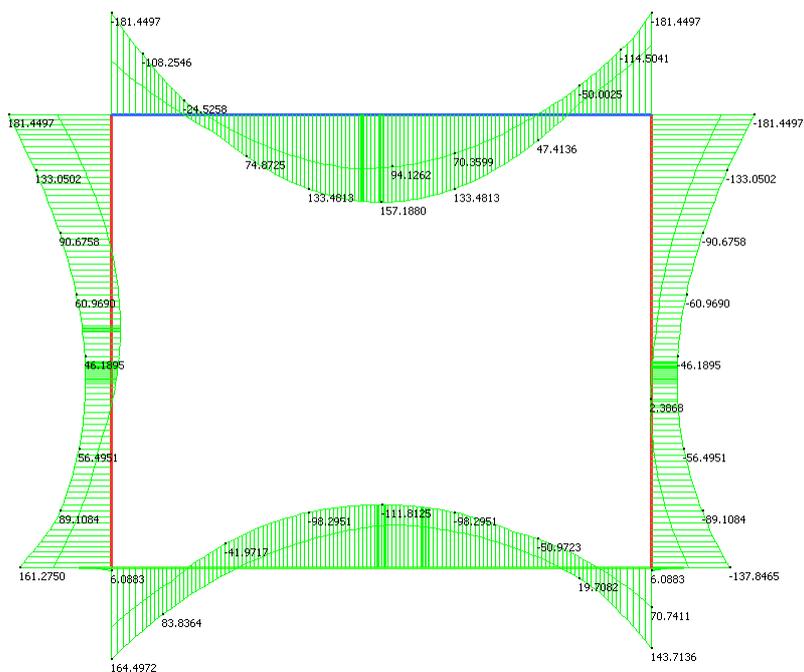
11. ALLEGATO B - GRAFICI DI SOLLECITAZIONE

Parte Nuova – Momento flettente

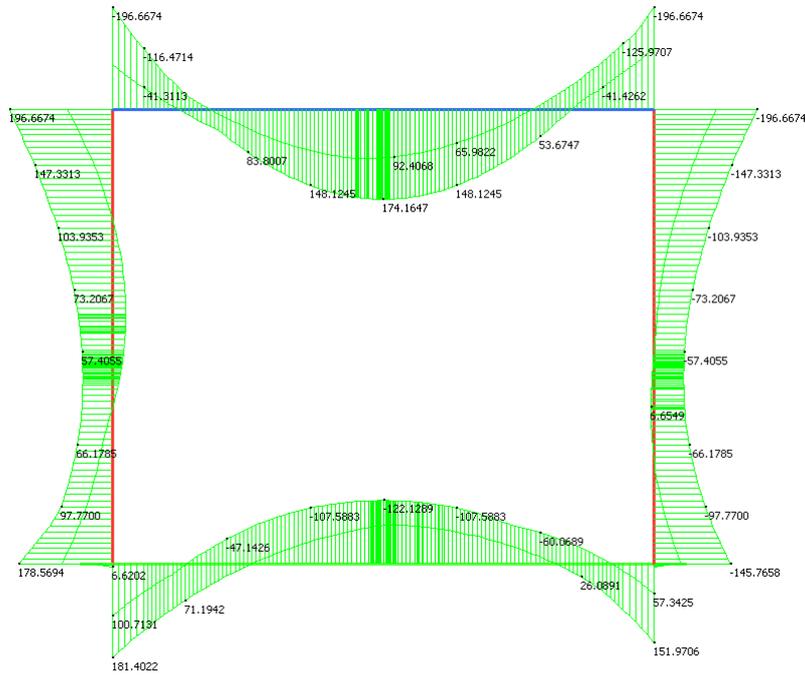
SLE quasi permanente



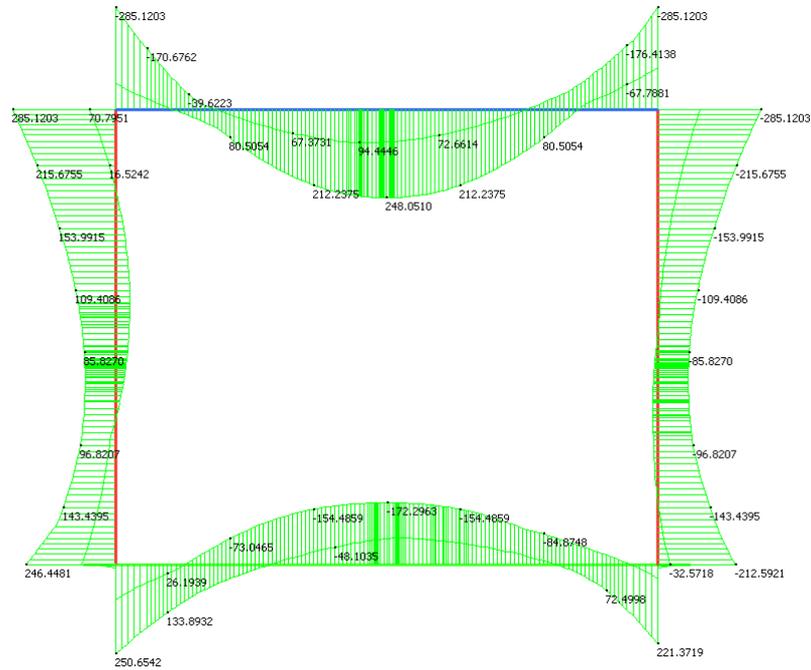
SLE frequente



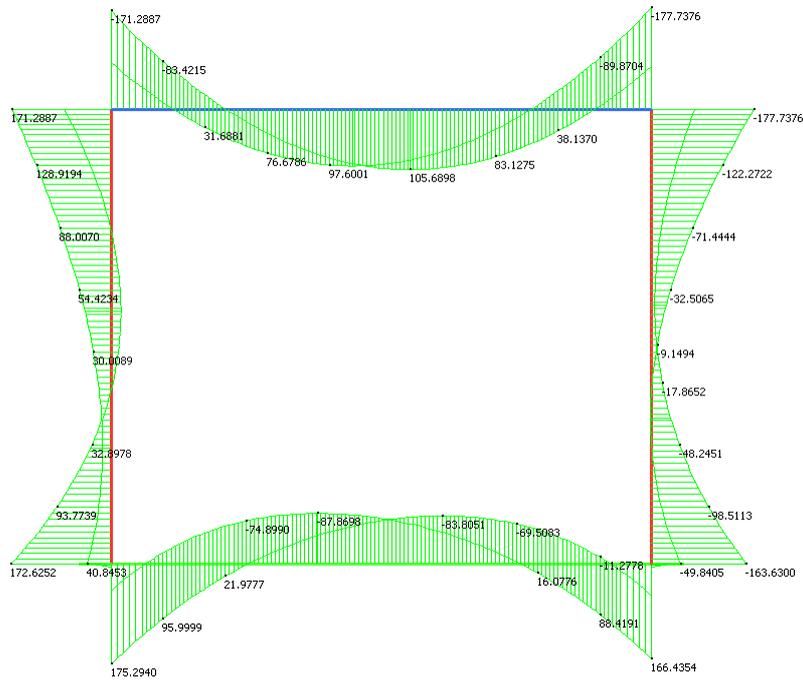
SLE rara



SLU STR

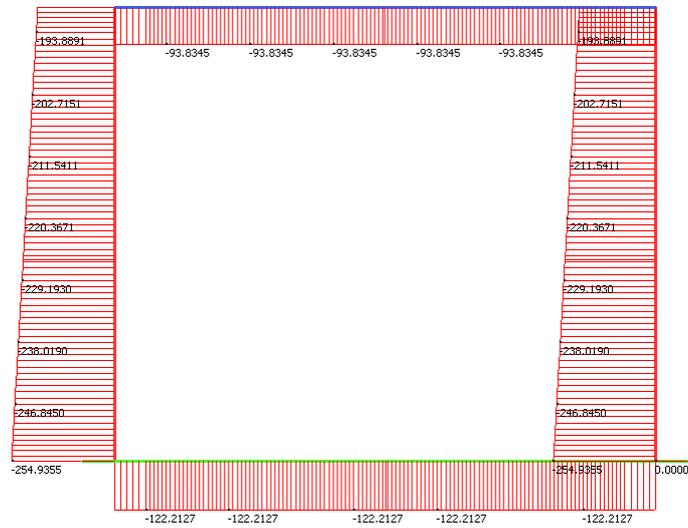


SLV

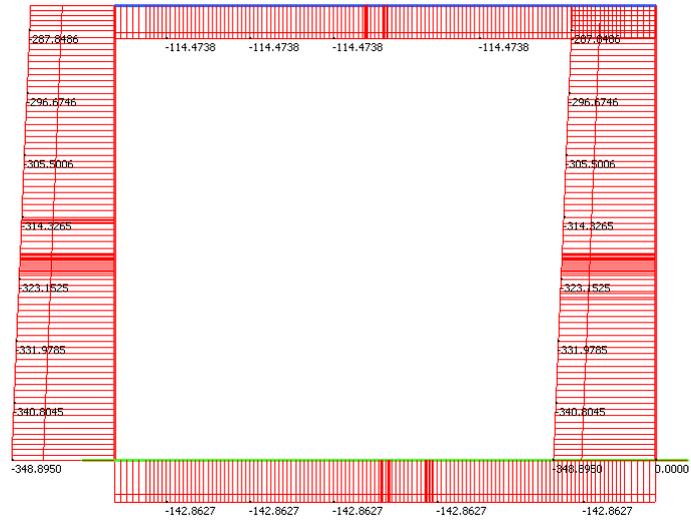


Parte Nuova – Azione assiale

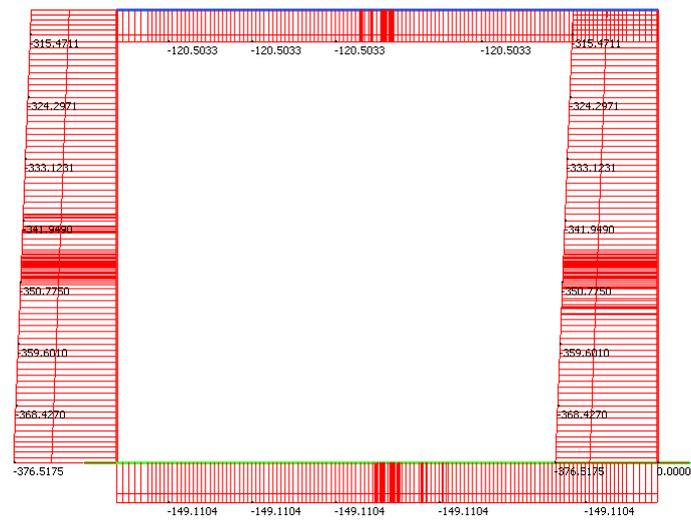
SLE quasi permanente



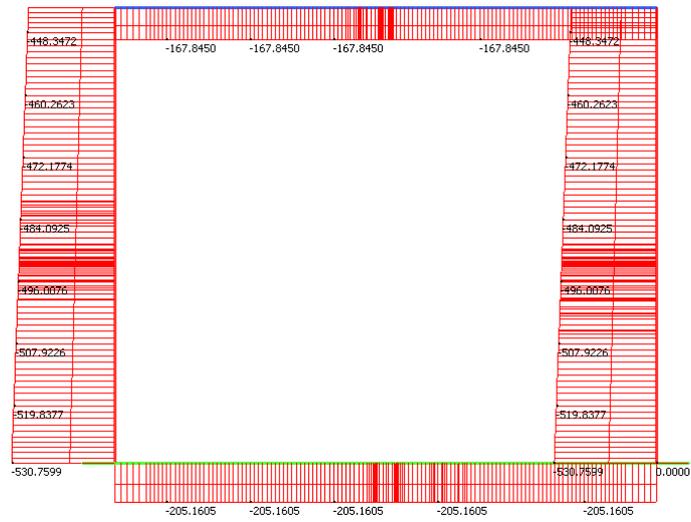
SLE frequente



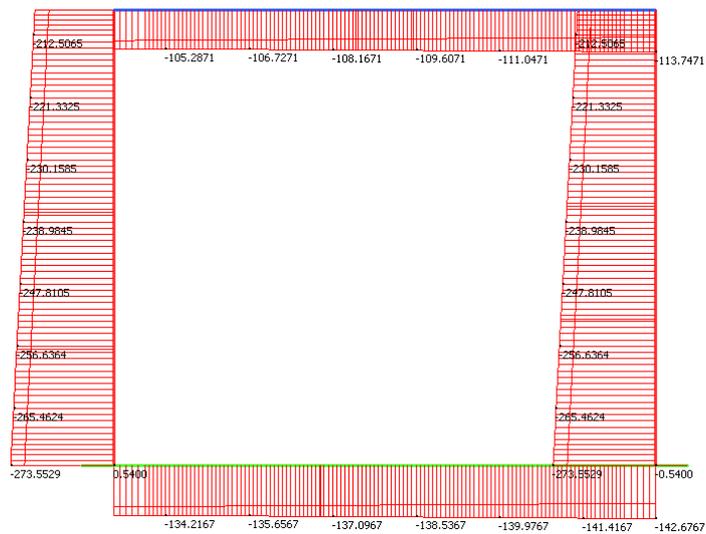
SLE rara



SLU STR

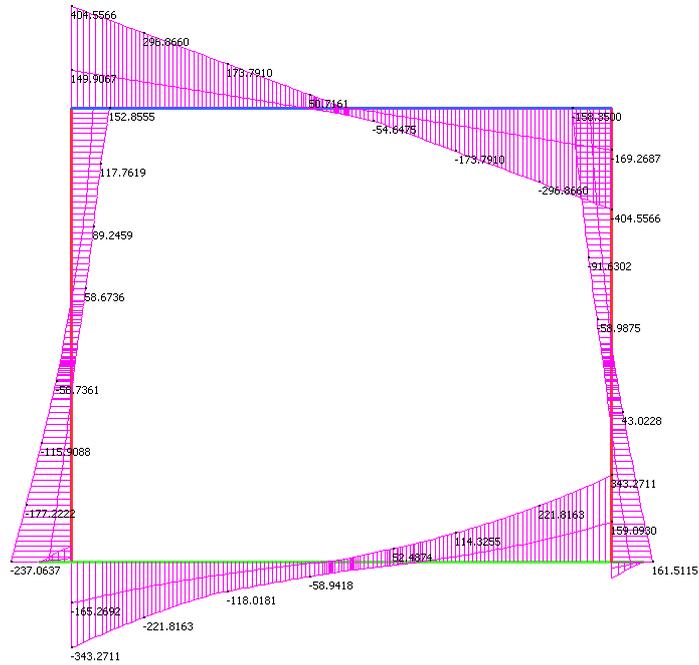


SLV

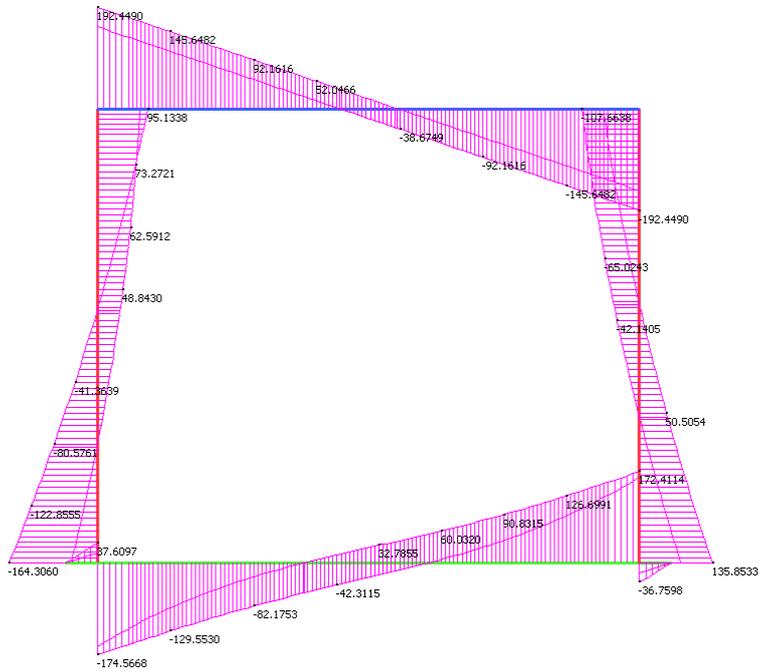


Parte Nuova – Taglio

SLU STR

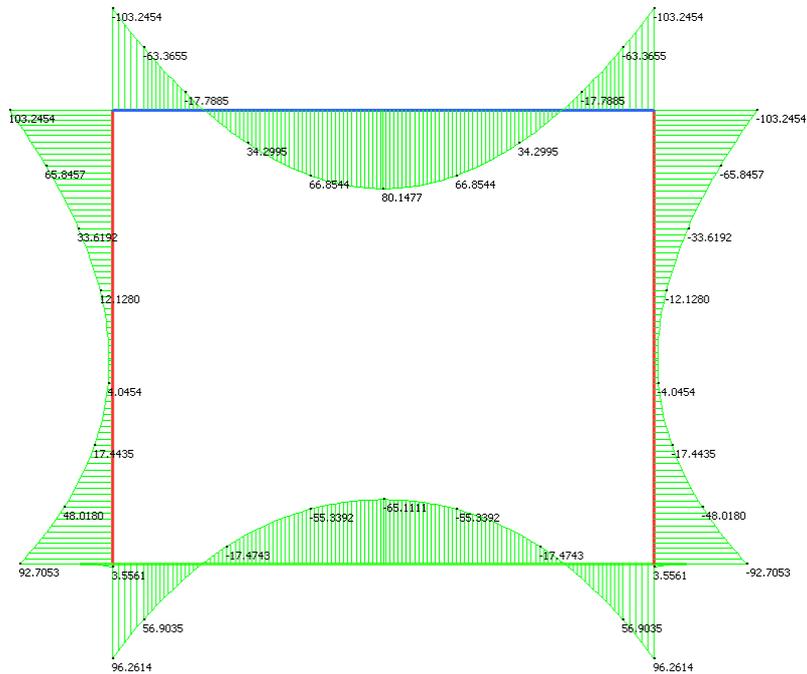


SLV

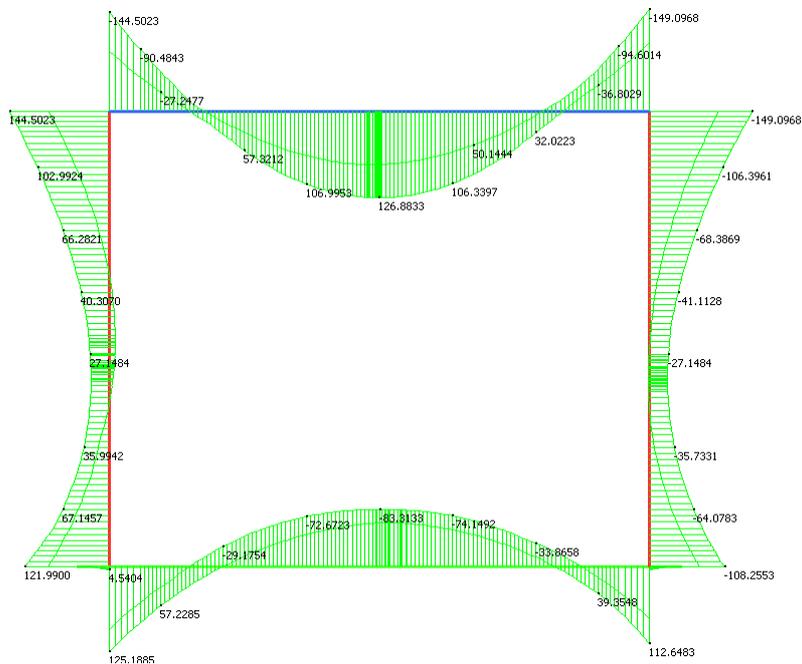


Parte Esistente 1962 – Momento flettente

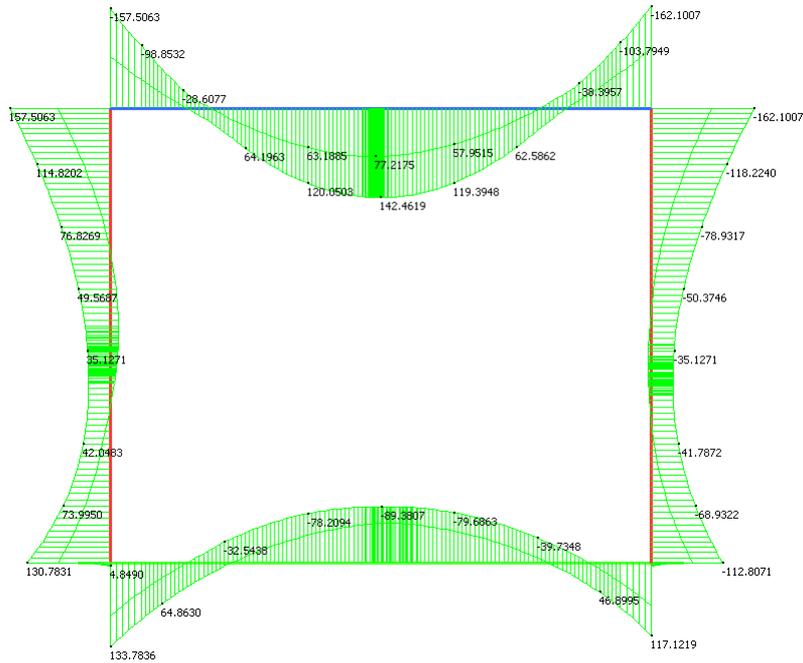
SLE quasi permanente



SLE frequente



SLE rara

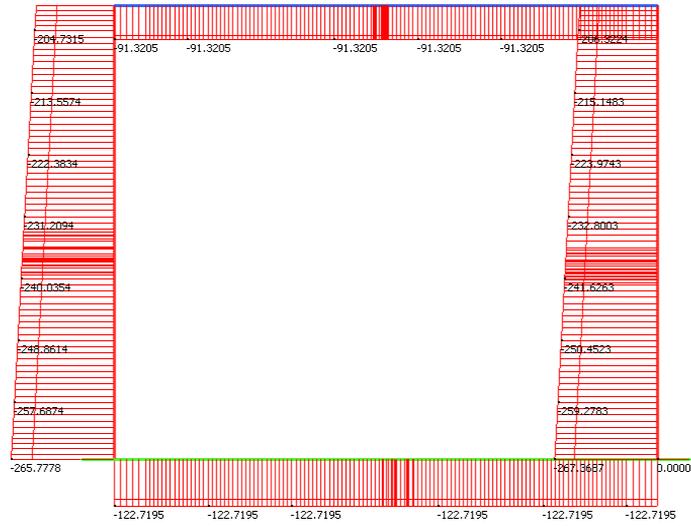


Parte Esistente 1962 – Azione assiale

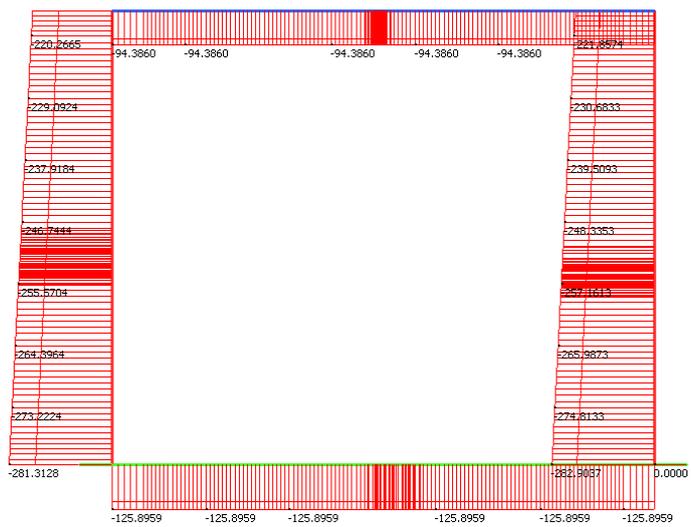
SLE quasi permanente



SLE frequente

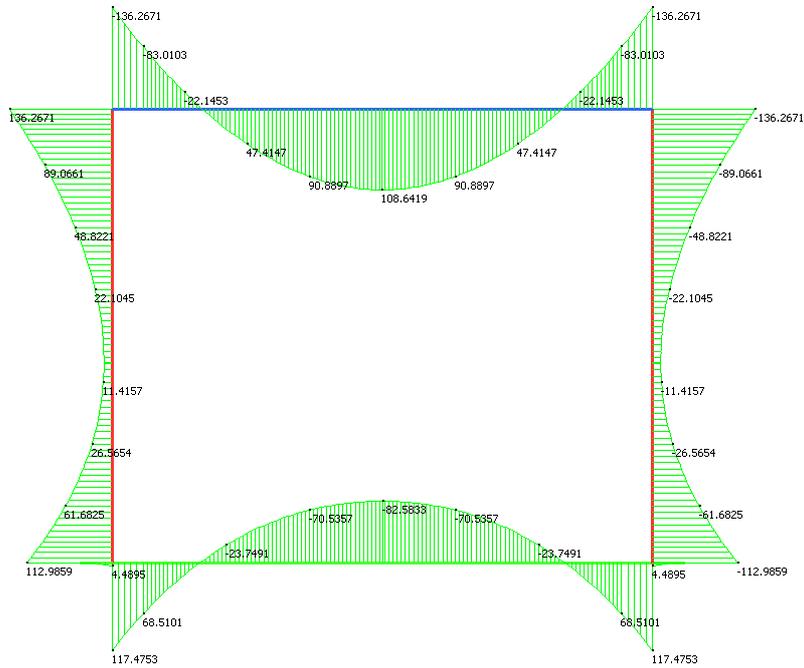


SLE rara

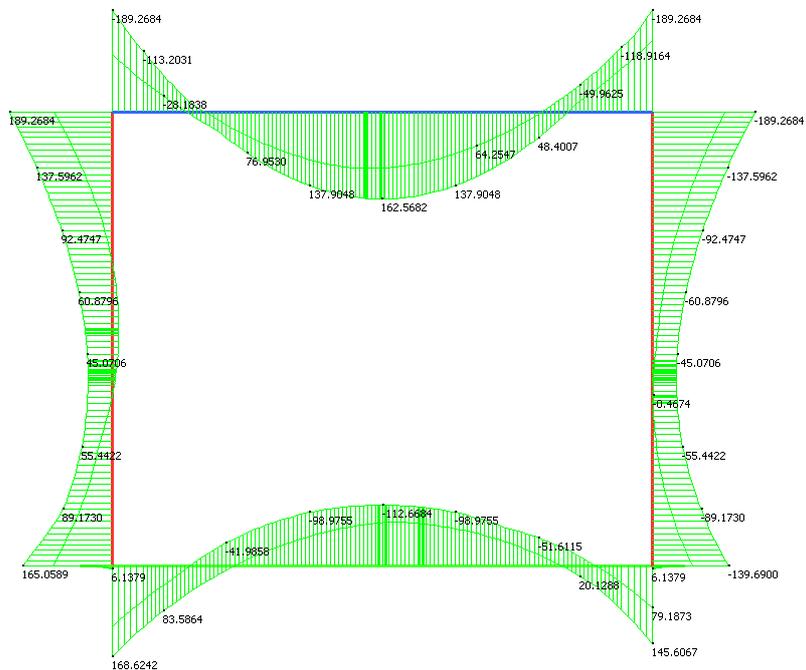


Parte Esistente 2008 – Momento flettente

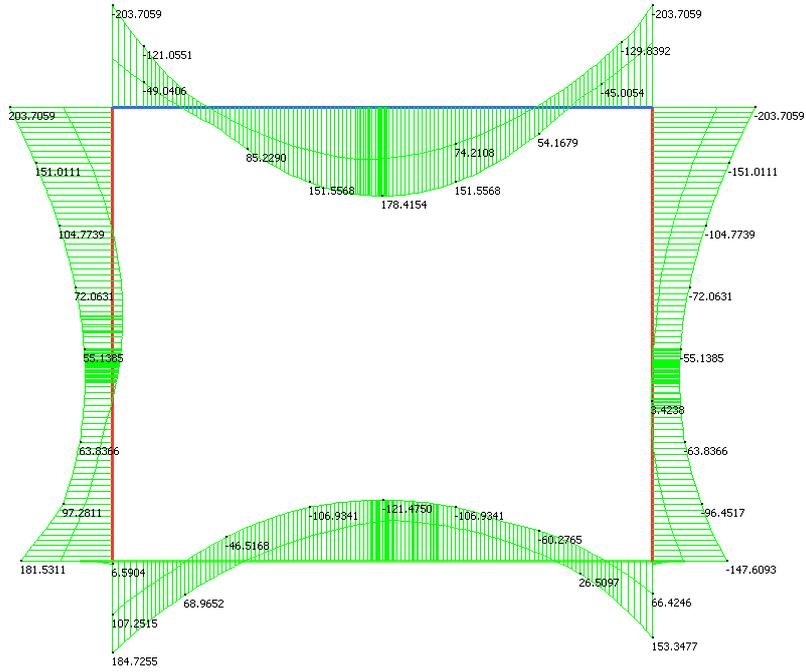
SLE quasi permanente



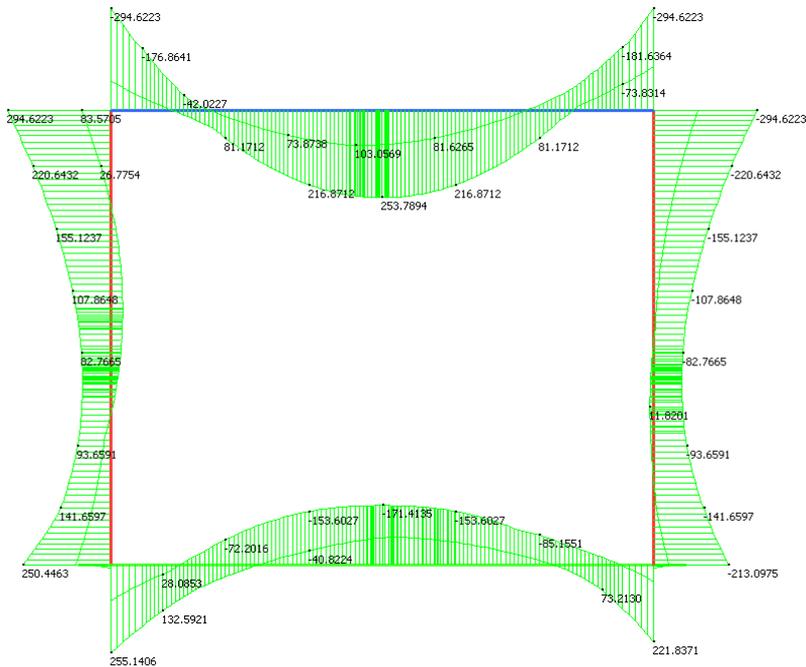
SLE frequente



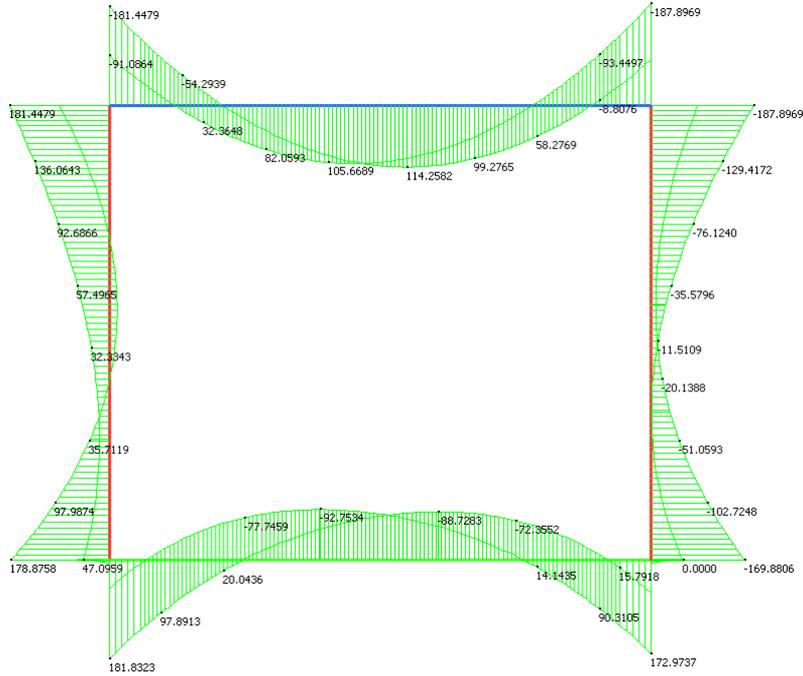
SLE rara



SLU STR

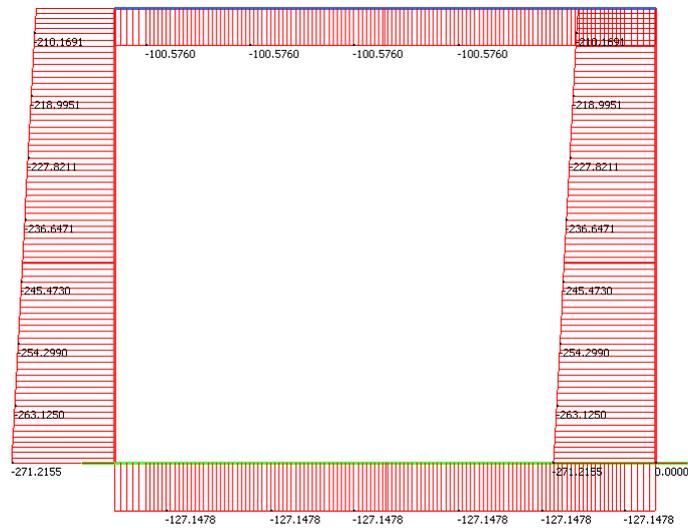


SLV

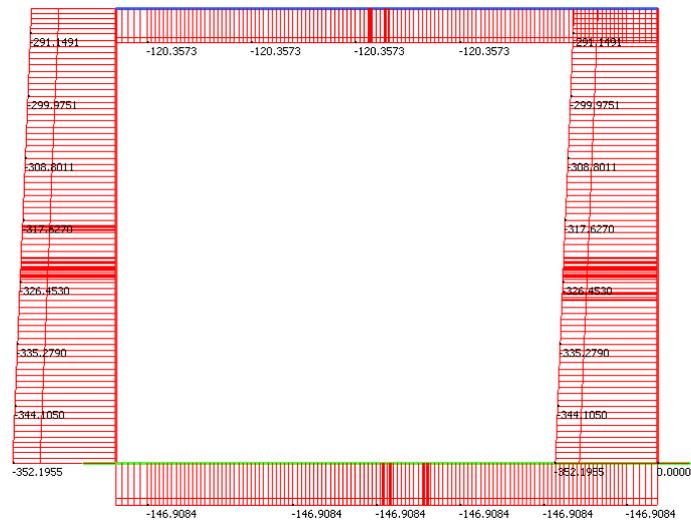


Parte Esistente 2008 – Azione assiale

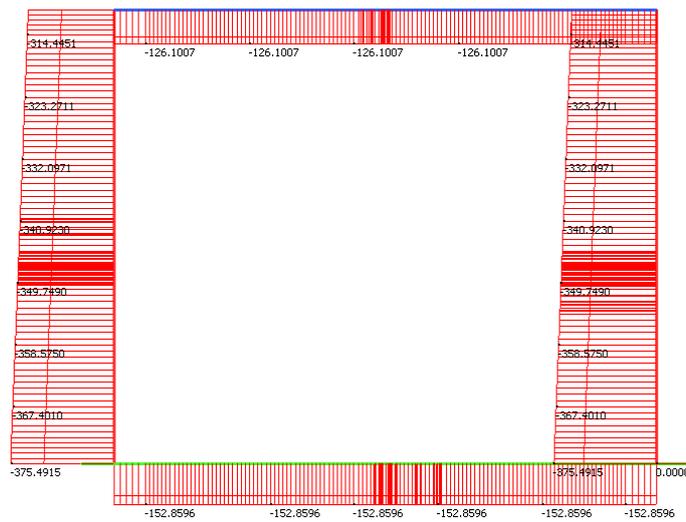
SLE quasi permanente



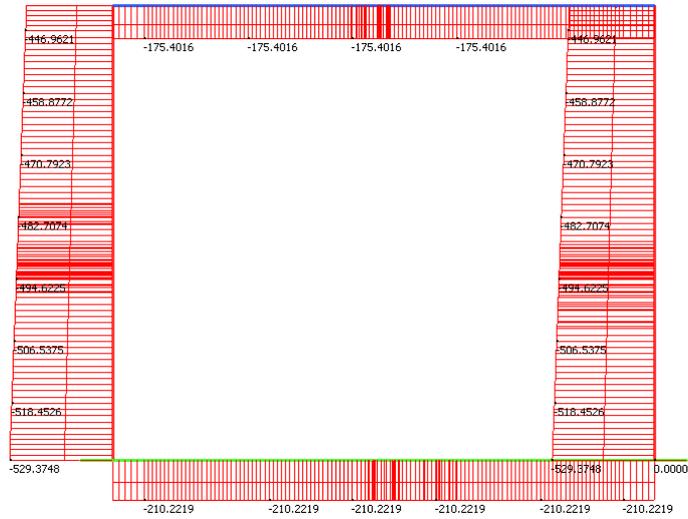
SLE frequente



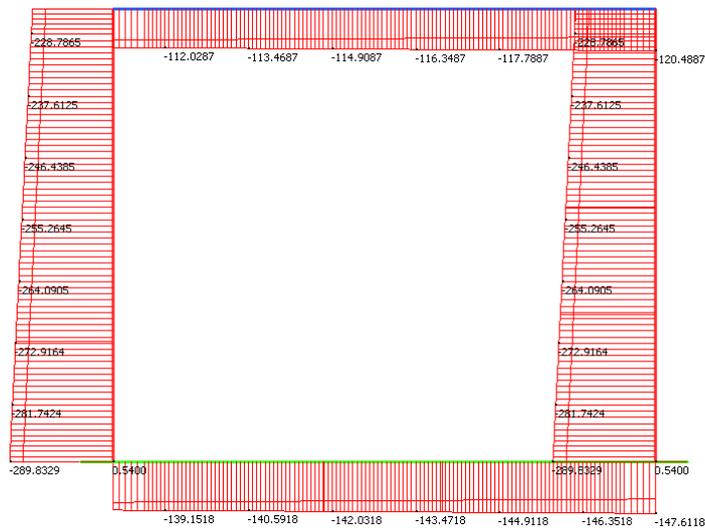
SLE rara



SLU STR

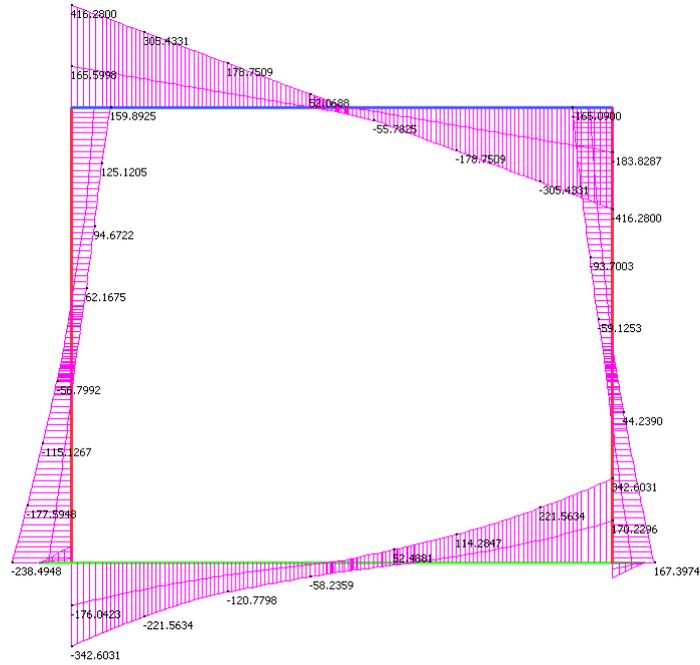


SLV



Parte Esistente 2008 – Taglio

SLU STR



SLV

