

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



## DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO

### U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE VARIANTI

### PROGETTO DEFINITIVO

## RADDOPPIO DELLA TRATTA FIUMEFREDDO-GIAMPILIERI

### Lotto 2: Taormina (e) – Giampilieri (e)

### OPERE PRINCIPALI - PONTI E VIADOTTI

Relazione di calcolo spalla lato Giampilieri (SpB)

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA PROGR. REV.

RS2S 02 D 09 CL VI0504 002 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	Seteco	Gen. 2018	A. Ferri	Gen. 2018	P. Carlesimo	Gen. 2018	A. Vittozzi Gennaio 2018

## INDICE

1	PREMESSA .....	5
2	DESCRIZIONE DELL'OPERA .....	5
3	RIFERIMENTI NORMATIVI .....	12
4	MATERIALI .....	12
4.1	CALCESTRUZZO .....	12
4.2	ACCIAIO PER STRUTTURE IN CONGLOMERATO CEMENTIZIO .....	13
5	ANALISI DELLE STRUTTURE E CODICI DI CALCOLO .....	13
6	SISTEMA DI RIFERIMENTO .....	14
7	SPALLA: VERIFICA SCATOLARE .....	15
7.1	ANALISI DEI CARICHI .....	15
7.1.1	<i>Carichi permanenti strutturali e non strutturali (G1 e G2)</i> .....	15
7.1.2	<i>Carichi da traffico verticali</i> .....	16
7.1.3	<i>Effetti dinamici</i> .....	18
7.1.4	<i>Deragliamenti al di sopra del ponte</i> .....	19
7.1.5	<i>Azione sismica (E)</i> .....	20
7.2	COMBINAZIONI DEI CARICHI ELEMENTARI .....	23
7.3	MODELLO PER IL CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI .....	26
7.4	SOLETTA .....	27
7.4.1	<i>Sollecitazioni</i> .....	27
7.4.2	<i>Verifiche soletta</i> .....	30
7.5	MURETTI .....	39
7.5.1	<i>Sollecitazioni</i> .....	39
7.5.2	<i>Verifiche muretti</i> .....	43
8	SPALLA: PLINTO E PALI .....	52
8.1	ANALISI DEI CARICHI .....	53

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA B

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	02	D 09 CL	VI 05 04 002	A	3 di 93

8.1.1	Carichi permanenti spalla.....	53
8.1.2	Carichi permanenti trasmessi da impalcato.....	53
8.1.3	Carichi trasmessi dall'impalcato dello scatolare.....	55
8.1.4	Carichi verticali da traffico trasmessi dal singolo impalcato.....	56
8.1.5	Azioni orizzontali da traffico trasmessi dal singolo impalcato.....	57
8.1.6	Carico da vento trasmesso dal singolo impalcato.....	57
8.1.7	Carichi trasmessi dall'impalcato: riepilogo.....	58
8.1.8	Forze inerziali.....	59
8.2	COMBINAZIONE DEI CARICHI.....	60
8.2.1	Coefficienti per le combinazioni di carico – SLU.....	62
8.2.2	Coefficienti per le combinazioni di carico – sisma.....	63
8.2.3	Coefficienti per combinazioni – SLE.....	64
8.3	SOLLECITAZIONI A QUOTA INTRADOSSO FONDAZIONI.....	65
8.4	REAZIONE SUI PALI DI FONDAZIONE.....	67
8.5	VERIFICA PLINTO DI FONDAZIONE.....	74
8.5.1	Sollecitazioni.....	74
8.5.2	Verifiche.....	75
9	VERIFICHE PALI DI FONDAZIONE.....	84
9.1	RIEPILOGO CARICHI SUI PALI.....	84
9.2	VERIFICA CAPACITÀ PORTANTE VERTICALE PALO.....	84
9.3	VERIFICA PALO PER FORZE ORIZZONTALI.....	86
9.3.1	Capacità portante orizzontale (Broms).....	86
9.4	RESISTENZA STRUTTURALE.....	87
9.4.1	Taglio strutturale.....	88
9.5	VERIFICHE SLE.....	89



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA - PALERMO  
RADDOPPIO DELLA TRATTA GIAMPILIERI - FIUMEFREDDO  
Lotto 2: Taormina (e) – Giampilieri (e)  
**PROGETTO DEFINITIVO**

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA B

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	02	D 09 CL	VI 05 04 002	A	4 di 93



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA - PALERMO  
RADDOPPIO DELLA TRATTA GIAMPILIERI - FIUMEFREDDO  
Lotto 2: Taormina (e) – Giampilieri (e)  
**PROGETTO DEFINITIVO**

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA B

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	02	D 09 CL	VI 05 04 002	A	5 di 93

## 1 PREMESSA

La presente relazione ha per oggetto il dimensionamento e le verifiche di resistenza secondo il metodo semiprobabilistico agli Stati Limite (S.L.) di una delle spalle del viadotto ferroviario VI05 della tratta ferroviaria Fiumefreddo - Giampilieri, viadotto ferroviario previsto dal progetto definitivo per il raddoppio di tale linea. In particolare si tratterà la spalla B lato Giampilieri che presenta nella parte superiore una struttura scatolare.

Le analisi strutturali e le verifiche di sicurezza sono state effettuate secondo il DM 14 gennaio 2008.

## 2 DESCRIZIONE DELL'OPERA

L'opera in oggetto è costituita da un plinto di fondazione e da uno scatolare per ogni binario di dimensioni leggermente differenti.

La fondazione della spalla è costituita da due plinti fondati su 8 pali ciascuno. I pali di diametro 1.5 m sono distanziati di un interasse di almeno 4.5 m. Si è assunta una distanza dal bordo degli stessi di 1.5 m.

Il plinto dove transita il treno del binario dispari presenta uno spessore di 2 metri e una pianta rettangolare di 18mx8.12m. Invece per quanto riguarda il binario pari, il plinto presenta uno spessore di 2m e una pianta rettangolare di 17.55mx8.52m.

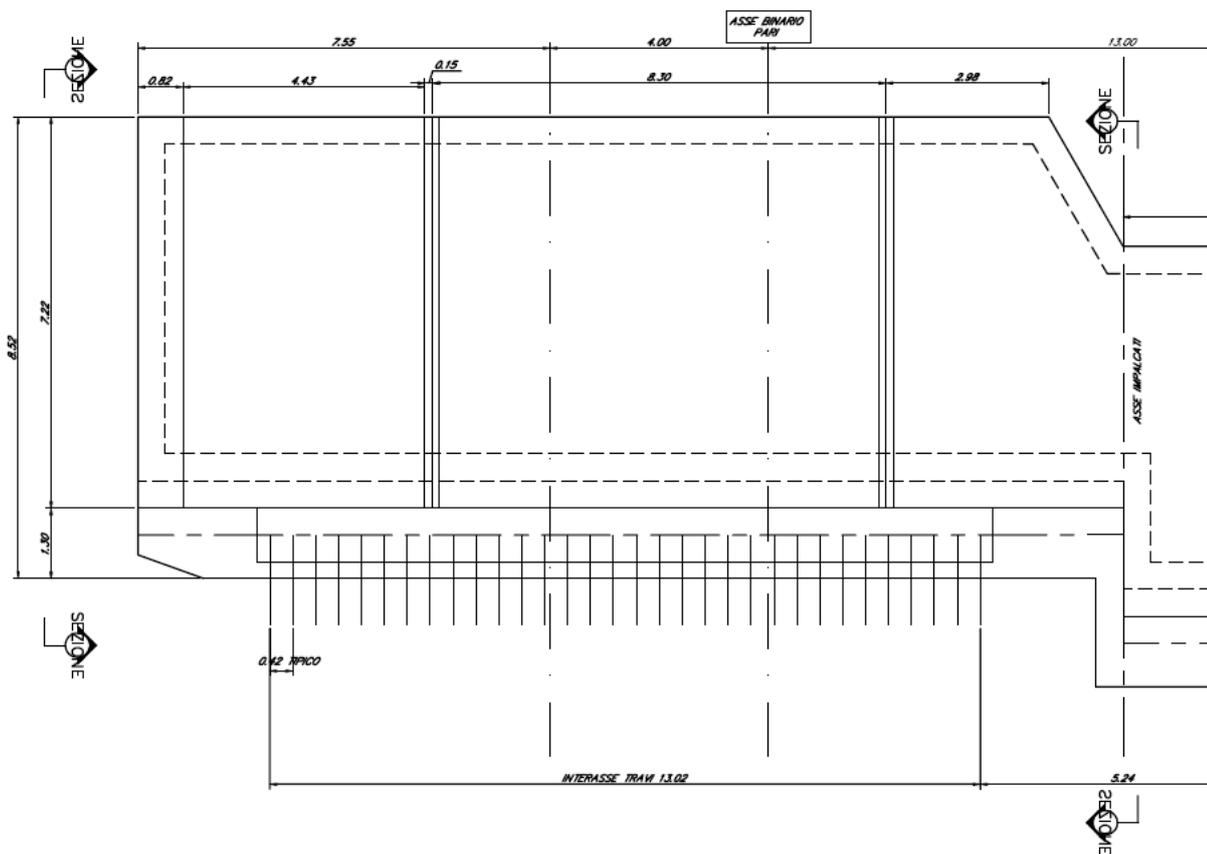
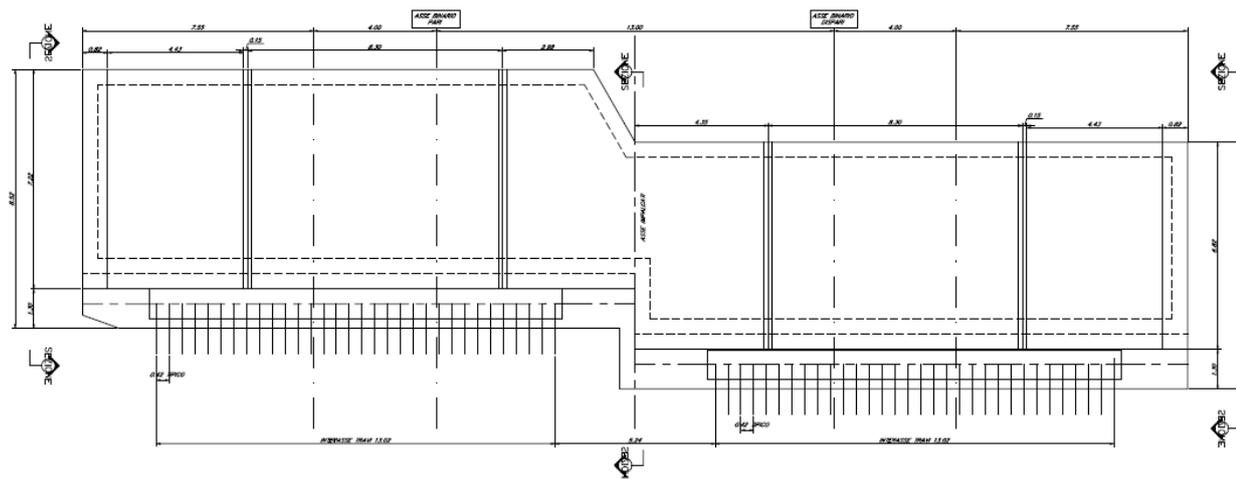
Gli scatolari nei due casi hanno spessore medio della soletta di 60 centimetri e di 50 cm per le pareti verticali. L'altezza di quest'ultimi elementi è di 0.93m, invece la trave presenta una luce di 5.12 m nel caso di binario dispari e 5.72m nel caso di binario pari. Entrambi presentano un dente di spessore 40 cm e lunghezza 25 cm.

Nella parte sommitale del muro frontale sono disposti gli apparecchi di appoggio e i ritegni sismici dei due impalcati a travi incorporate di luce teorica 18 m (la luce totale è 19.2 m), che vengono sostenuti dalla spalla. In particolare per ognuno di essi sono presenti due apparecchi di appoggio fissi interni e quattro multidirezionali.

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA B

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	02	D 09 CL	VI 05 04 002	A	6 di 93

Vista in pianta:



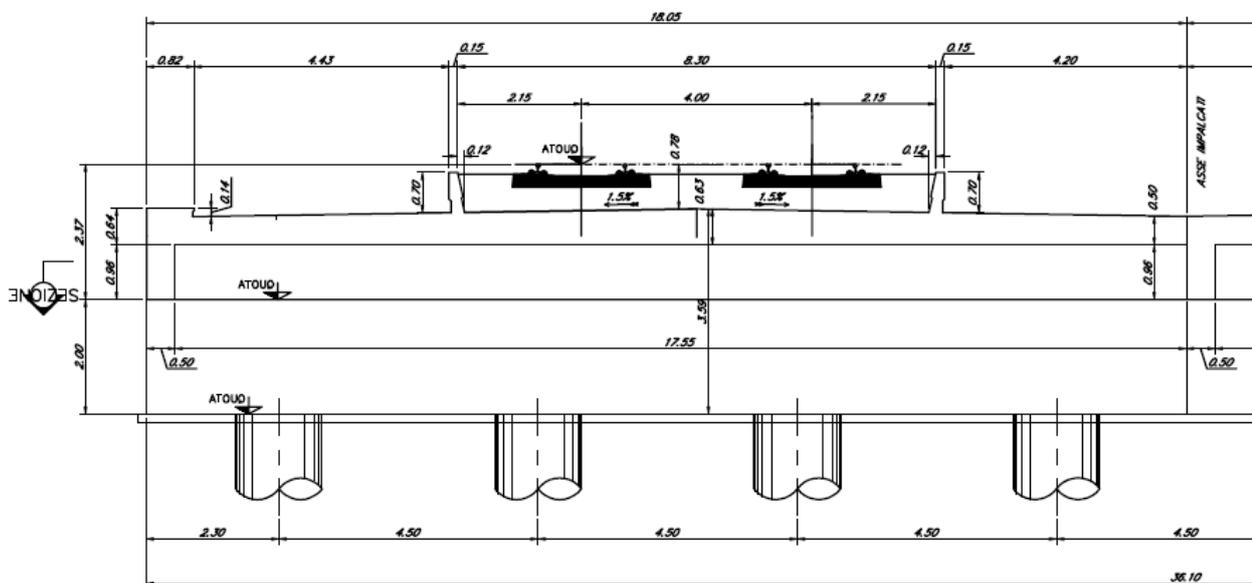
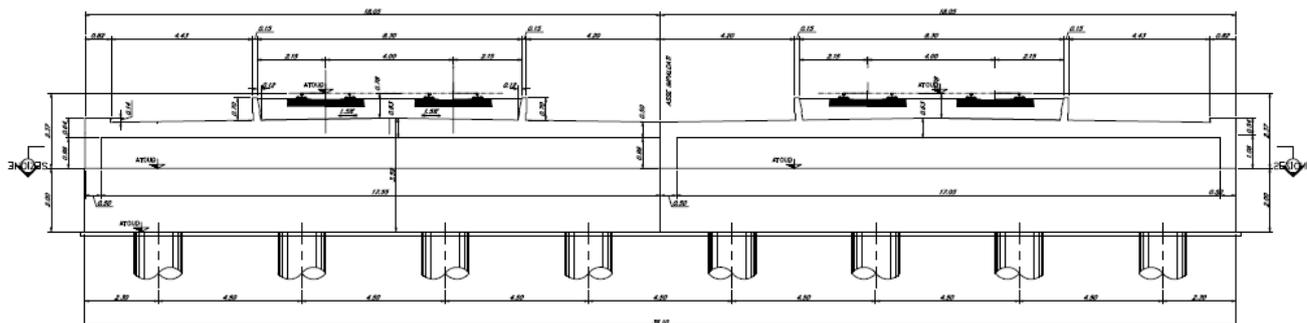




RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA B

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	02	D 09 CL	VI 05 04 002	A	9 di 93

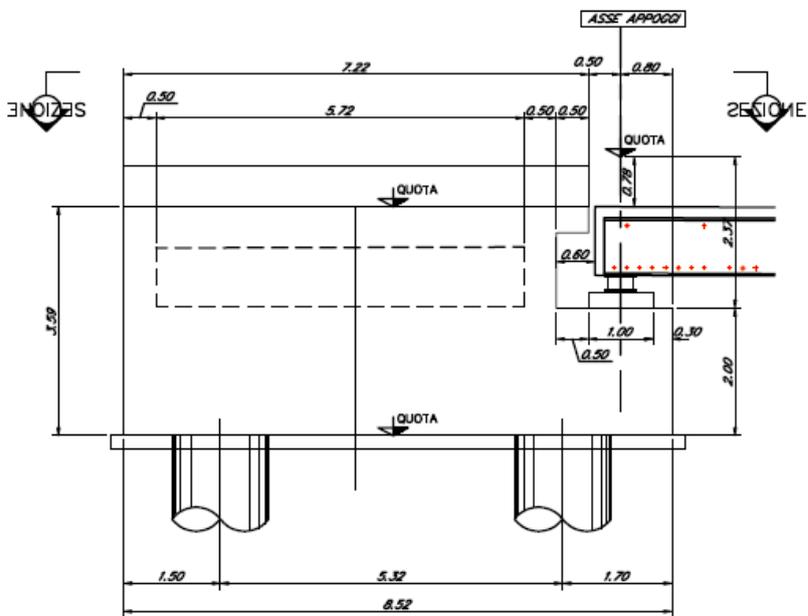
Vista frontale:





RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA B

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	02	D 09 CL	VI 05 04 002	A	11 di 93



### 3 RIFERIMENTI NORMATIVI

- Legge 5 novembre 1971 n. 1086 - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica;
- D. M. Min. II. TT. 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 decreto ministeriale 14 gennaio 2008.
- RFI DTC SI PS MA IFS 001 A Manuale di progettazione delle opere civili (Parte II – Sezione 2 – Ponti e strutture)
- UNI ENV 1998-5 (Eurocodice 8) – Gennaio 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”;
- EUROCODICE 2- UNI EN 1992-1-1 Novembre 2005

### 4 MATERIALI

#### 4.1 Calcestruzzo

**Calcestruzzo classe C25/30** (impiegato per i pali di fondazione e per la zattera di fondazione delle spalle)

$$f_{ck}=30 \times 0.83 = 24.90 \text{ MPa}$$

$$f_{cm}= f_{ck}+8 =32.90 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm}= 0.3 \times f_{ck}^{2/3} =2.56 \text{ MPa}$$

$$E_{cm}=31447.16 \text{ MPa} \approx 31 \text{ GPa}$$

**Calcestruzzo classe C32/40** (impiegato per il fusto delle pile e per le spalle)

$$f_{ck}=40 \times 0.83 = 33.2 \text{ MPa}$$

$$f_{cm}= f_{ck}+8 = 41.2 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm}= 0.3 \times f_{ck}^{2/3} = 3.57 \text{ MPa}$$

$$E_{cm}=32836.0 \text{ MPa} \approx 33 \text{ GPa}$$

## 4.2 Acciaio per strutture in conglomerato cementizio

Tipo di acciaio

**B450C**

Peso per unità di volume

$$\gamma = 78.5 \text{ kN/m}^3$$

Tensione caratteristica di snervamento

$$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$$

Tensione caratteristica a rottura

$$f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$$

Tensione di calcolo a snervamento

$$f_{yd} = 391 \text{ N/mm}^2 \quad f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$$

Coefficiente parziale di sicurezza

$$\gamma_s = 1.15$$

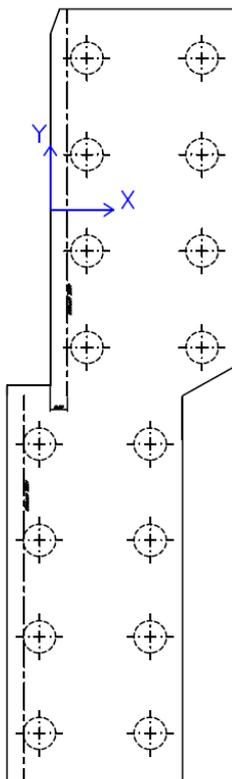
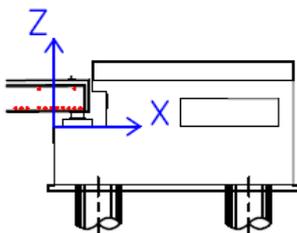
## 5 ANALISI DELLE STRUTTURE E CODICI DI CALCOLO

Per il calcolo delle sollecitazioni si è utilizzato Sap2000. Ai fini del contenimento dei quantitativi dei dati di output è stato utilizzato un post-processore del SAP 2000, il WININV. Il suddetto programma memorizza per ogni asta gli effetti massimi richiesti e le caratteristiche di sollecitazione associate, operando automaticamente una scelta fra tutti i files e le condizioni di carico presentate. Questo programma è stato utilizzato per massimizzare ciascuna sollecitazione necessaria alle verifiche, seguendo lo schema logico assegnato, coerente con le combinazioni di carico scelte.

Per le verifiche delle sezioni a flessione e presso-flessione è stato utilizzato il programma Gelfi (VCASlu). Per le altre verifiche sono stati impiegati fogli di calcolo di biblioteca o altri appositamente predisposti.

## 6 SISTEMA DI RIFERIMENTO

Di seguito è indicato uno schema della spalla con il sistema di riferimento inizialmente usato. Come si nota è riferito solo a una porzione della spalla in quanto si nei prossimi capitoli si riporteranno le verifiche per tale porzione.



	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA - PALERMO RADDOPPIO DELLA TRATTA GIAMPILIERI - FIUMEFREDDO Lotto 2: Taormina (e) – Giampilieri (e) <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA B	COMMESSA <b>RS2S</b>	LOTTO 02	CODIFICA D 09 CL	DOCUMENTO VI 05 04 002	REV. A

## 7 SPALLA: VERIFICA SCATOLARE

In questa sezione si riporta la procedura con cui si è modellata, calcolata e verificata la porzione superiore della spalla, chiamata in questa relazione scatolare, costituita da: soletta continua tra i muri di spessore medio 0.6 m; pareti di spessore 0.5m. Nella parte superiore dello scatolare sono presenti tutti gli elementi per il transito dei binari: la massicciata e gli armamenti.

Per il calcolo di questa porzione si è considerata una striscia di un metro posizionata nel punto dove la struttura è maggiormente sollecitata, ovvero in corrispondenza dei binari. In questa porzione sono presenti tutti i carichi da traffico. La porzione di scatolare del binario pari risulta avere una luce della soletta leggermente maggiore rispetto al caso di binario dispari, quindi le sollecitazioni saranno maggiori in questo caso.

### 7.1 Analisi dei carichi

Di seguito si procederà l'analisi dei carichi suddividendo gli stessi a seconda della tipologia, seguendo l'impostazione delle NTC 2008.

#### 7.1.1 Carichi permanenti strutturali e non strutturali (G1 e G2)

Nei carichi permanenti strutturali sono compresi il peso proprio dello scatolare (calcolati considerando un peso specifico del calcestruzzo di 25kN/m<sup>3</sup>):

Trave: spessore 0.6 m  $\rightarrow 0.6 \times 25 \text{kN/m}^3 = 15 \text{kN/m}^2$

Parete: spessore 0.5 m  $\rightarrow 0.5 \times 25 \text{kN/m}^3 = 12.5 \text{kN/m}^2$

Oltre a questi sono presenti i carichi permanenti portati in corrispondenza della sezione che si vuole verificare:

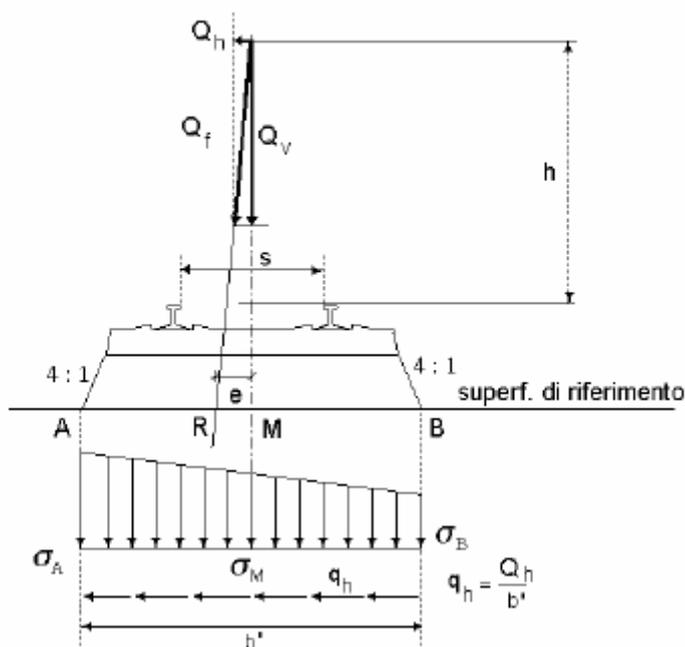
Ballast+armamento: spessore 0.8 m  $\rightarrow 0.8 \times 19 \text{kN/m}^3 = 18.24 \text{kN/m}^2$

Questi valori di carico sono stati ottenuti quanto prescritto al par. 5.2.2.1.1 del DM 14.1.2008. A favore di sicurezza si è scelto di adottare come peso specifico del 19kN/m<sup>3</sup> e non 18kN/m<sup>3</sup> come suggerito dalla norma.

### 7.1.2 Carichi da traffico verticali

Lo scatolare è stato progettato considerando le sollecitazioni dovute al carico da traffico ferroviario, considerando i modelli LM71 e/o SW02.

Volendo considerare per le verifiche una porzione di un metro dello scatolare in senso longitudinale (ovvero seguendo l'asse dei binari) non si sono considerati contemporaneamente i due binari e quindi all'interno del modello strutturale sono stati considerati distintamente i carichi LM71 e SW/2. Inoltre si è considerata una diffusione del carico dalle traversine fino al baricentro della trave. Seguendo quanto indicato dalle NTC2008 (5.2.2.3.1.4), si è considerata una ripartizione 4:1 per l'intera altezza del ballast e una ripartizione a 45° dalla superficie di estradosso della soletta fino al suo piano medio.



Seguendo queste indicazioni, si ricava la seguente relazione:

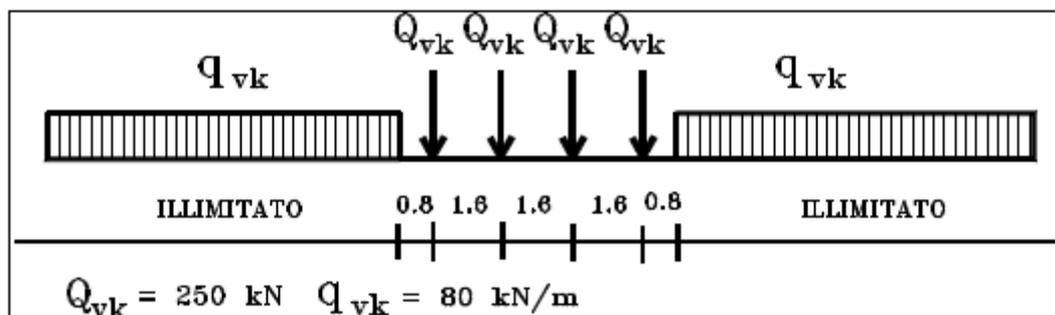
$$\text{Diffusione carico da traffico} = \frac{h_{\text{ballast}}}{2} + h_{\text{soletta}}$$

Considerando la geometria della sezione presa in esame si ottiene una diffusione di 3.08 m.

Si riportano di seguito le caratteristiche dei modelli di traffico presi in esame.

### Modello di carico LM71

Sia le istruzioni RFI che le NTC 2008 (par. 5.2.2.3.1.1), definiscono questo modello di carico tramite carichi concentrati e carichi distribuiti, riferiti all'asse dei binari.



*Treno di carico LM 71*

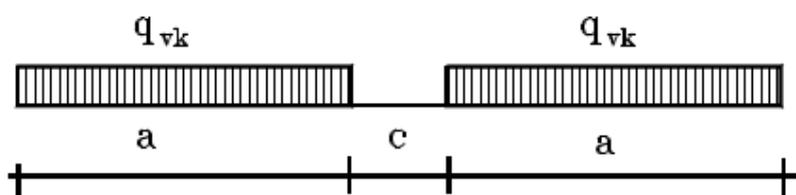
Carichi concentrati: quattro assi da 250 kN disposti ad interasse di 1,60 m;

Carico distribuito: 80 kN/m in entrambe le direzioni, a partire da 0,8 m dagli assi d'estremità e per una lunghezza illimitata

Per questo modello di carico è prevista un'eccentricità del carico rispetto all'asse del binario, tuttavia volendo considerare un modello piano riferito a un solo metro di scatolare si è trascurato tale effetto.

### Modello di carico SW/2

Sia le istruzioni RFI che le NTC 2008 (par. 5.2.2.3.1.1), definiscono questo modello di carico tramite solo carichi distribuiti.



*Treno di carico SW*

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

In questo modello di carico non è prevista alcuna eccentricità del carico ferroviario.

Le azioni di entrambi i modelli dovranno essere moltiplicate per un coefficiente di adattamento definito dalla seguente tabella (tab. 2.5.1.4.1.1 - RFI DTC SI PS MA IFS 001 A).

MODELLO DI CARICO	COEFFICIENTE “α”
LM71	1,10
SW/0	1,10
SW/2	1,00

### 7.1.3 Effetti dinamici

Per la definizione del coefficiente dinamico dello scatolare si segue quanto contenuto nel par.5.2.2.3.3 del DM 14.1.2008. Si riporta in maniera schematica le parti di interesse.

-Definizione de della lunghezza  $L_{\Phi}$  (tab. 2.5.1.4.2.5.3-1 RFI DTC SI PS MA IFS 001 A);

Caso	Elemento strutturale	Lunghezza $L_{\Phi}$
<b>TRAVI PRINCIPALI</b>		
5	<p>5.1 Travi e solette semplicemente appoggiate (compresi i solettoni a travi incorporate)</p> <p>5.2 Travi e solette continue su n luci, indicando con: <math>L_m = 1/n \cdot (L_1 + L_2 + \dots + L_n)</math></p> <p>5.3 Portali: - a luce singola - a luci multiple</p> <p>5.4 Solette ed altri elementi di scatolari per uno o più binari (sottovia di altezza libera <math>\leq 5,00</math> m e luce <math>\leq 8</math> m Per gli scatolari che non rispettano i precedenti limiti vale il punto 5.3, trascurando la presenza della soletta inferiore e considerando un coefficiente riduttivo pari a 0,9, da applicare al coefficiente <math>\Phi</math>.</p> <p>5.5 Travi ad asse curvilineo, archi a spinta eliminata archi senza riempimento.</p> <p>5.6 Archi e serie di archi con riempimento</p> <p>5.7 Strutture di sospensione (di collegamento a travi di irrigidimento)</p>	<p>Luce nella direzione delle travi principali</p> <p><math>L_{\Phi} = k \cdot L_m</math> dove: <math>n = 2 - 3 - 4 - \geq 5</math> <math>k = 1,2 - 1,3 - 1,4 - 1,5</math></p> <p>da considerare come trave continua a tre luci (usando la 5.2 considerando le altezze dei piedritti e la lunghezza del traverso)</p> <p>da considerare come trave continua a più luci (usando la 5.2 considerando le altezze dei piedritti terminali e la lunghezza di tutti i traversi)</p> <p><math>\Phi_2 = 1,20 = \Phi_3 = 1,35</math></p> <p>metà della luce libera</p> <p>due volte la luce libera</p> <p>4 volte la distanza longitudinale fra le strutture di sospensione</p>

-Definizione del coefficiente di incremento dinamico

(b) per linee con normale standard manutentivo:

$$\Phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\phi}} - 0,20 + 0,73 \quad \text{con la limitazione } 1,00 \leq \Phi_3 \leq 2,00 \quad (5.2.7)$$

Dove  $L_\phi$  rappresenta la lunghezza "caratteristica" in metri, così come definita in Tab. 1.4.2.5.3-1.

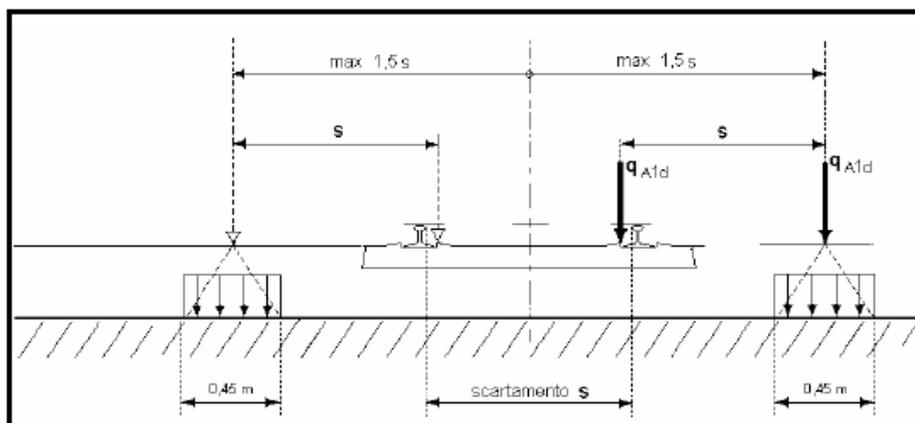
-Da queste relazioni si trovano i seguenti valori:

$L_\phi$	3.51 m
$\Phi_3$	1.3

#### 7.1.4 Deragliamento al di sopra del ponte

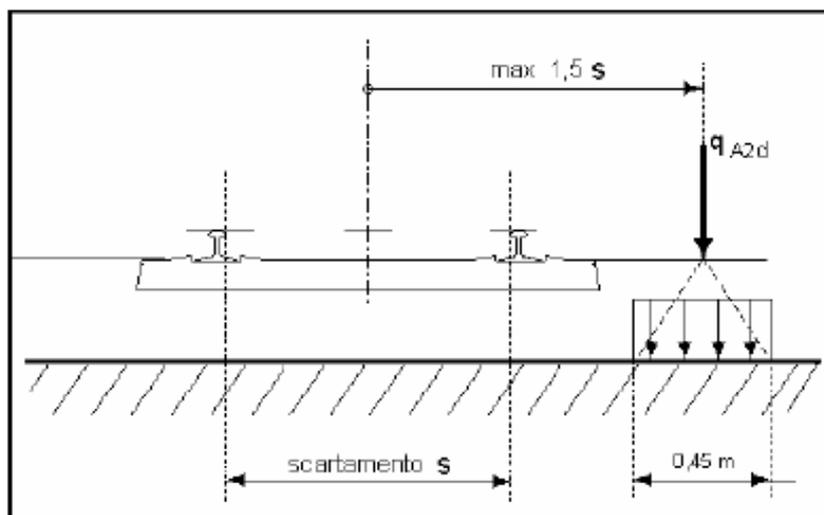
Oltre a considerare i modelli di carico da traffico ferroviario già esposti, per la verifica della struttura si dovrà tenere in conto della possibilità di deragliamento, considerando i seguenti casi (par. 5.2.2.9.2 del D.M. 14.1.2008):

Caso 1:



Dove  $q_{A1d}=60\text{kN/m}$  (comprensivo dell'effetto dinamico) e  $s=1435\text{ mm}$ . Esteso per 6.5 metri longitudinalmente.

Caso 2:



Dove  $q_{a2d}=60\text{ kN/m}$  (comprensivo dell'effetto dinamico) e  $s=1435\text{ mm}$ . Esteso per 20.0 metri longitudinalmente.

### 7.1.5 Azione sismica (E)

La pericolosità sismica di base è stata definita sulla base delle coordinate geografiche del sito di realizzazione dell'opera:

*Longitudine: 15.340081*

*Latitudine: 37.934337*

I parametri utilizzati per la definizione dell'azione sismica sono riportati di seguito.

*Classe d'uso: III*

*Coefficiente d'uso  $CU = 1.5$*

*Vita nominale  $VN = 75\text{anni}$*

*Categoria di suolo: C*

*Condizione topografica: T1*

*Fattore di struttura  $q = 1$  (per le azioni derivanti dall'impalcato è stato utilizzato un fattore di struttura pari a 1.5)*

L'azione sismica è stata calcolata per mezzo del foglio di calcolo Spettri-NTCver.1.0.3 messo a disposizione dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

I parametri per la determinazione dei punti dello spettro di risposta orizzontale e verticale sono riportati :

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE: 15.34008      LATTITUDINE: 37.93434

Ricerca per comune

REGIONE: Sicilia      PROVINCIA: Catania      COMUNE: Fiumefreddo Sicilia

Elaborazioni grafiche: Grafici spettri di risposta, Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche: Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



Controllo sul reticolo:  
 Sito esterno al reticolo  
 Interpolazione su 3 nodi  
 Interpolazione corretta

Interpolazione: superficie rigata

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

Vita nominale della costruzione (in anni) -  $V_N$ : 75 info

Coefficiente d'uso della costruzione -  $C_U$ : 1.5 info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) -  $V_R$ : 112.5 info

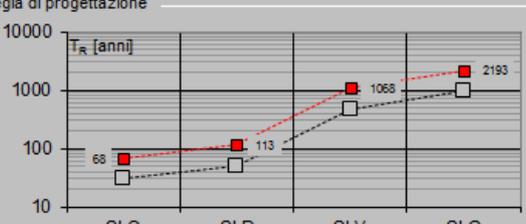
Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) -  $T_R$ : info

Stati limite di esercizio - SLE: SLO -  $P_{VR} = 81\%$ : 68; SLD -  $P_{VR} = 63\%$ : 113

Stati limite ultimi - SLU: SLV -  $P_{VR} = 10\%$ : 1068; SLC -  $P_{VR} = 5\%$ : 2193

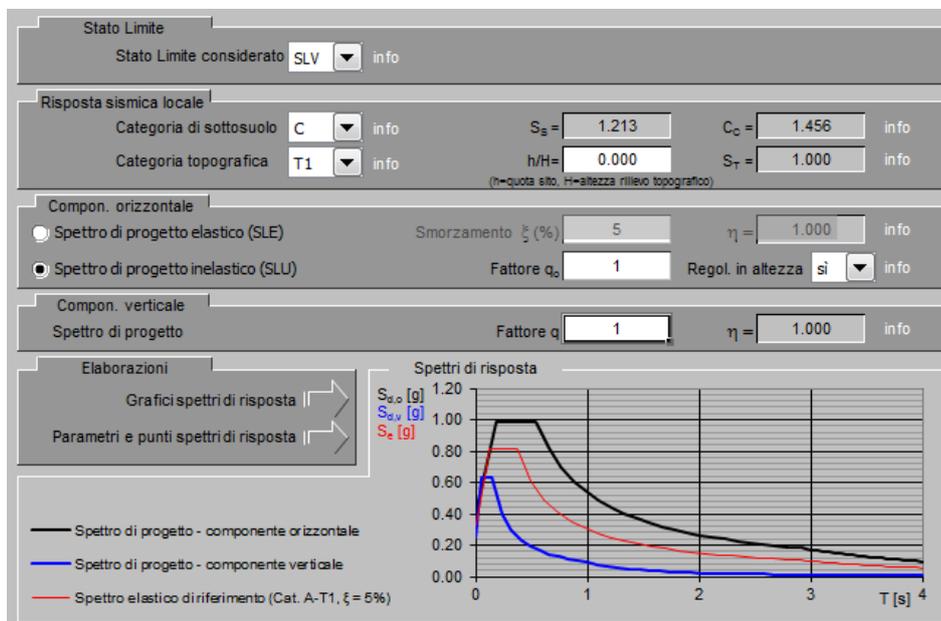
Elaborazioni: Grafici parametri azione, Grafici spettri di risposta, Tabella parametri azione

Strategia di progettazione

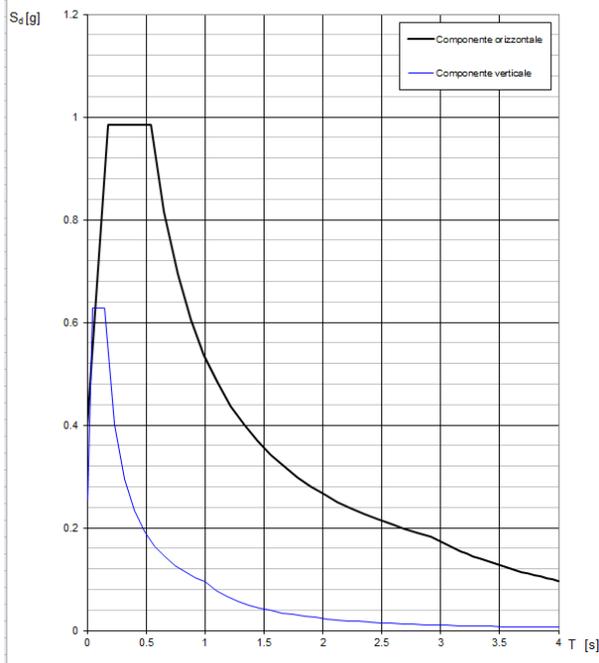


LEGENDA GRAFICO:  
 - - - - - Strategia per costruzioni ordinarie  
 . . . . . Strategia scelta

Di seguito si riportano gli spettri di risposta orizzontale e verticale allo Stato limite di salvaguardia della vita SLV utilizzati per il calcolo dell'azione sismica.



Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV



**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV
$a_s$	0.323 g
$F_v$	2.472
$T_c$	0.372 s
$S_B$	1.213
$C_C$	1.456
$S_T$	1.000
$q$	1.000

**Parametri dipendenti**

$S$	1.213
$\eta$	1.000
$T_B$	0.180 s
$T_C$	0.541 s
$T_D$	2.915 s

**Espressioni dei parametri dipendenti**

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

$$\eta = \sqrt{0.01/(5+\xi)} \geq 0.55, \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6, §. 3.2.3.5})$$

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

$$T_C = C_C \cdot T_c \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4.0 \cdot a_s / g + 1.6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

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

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_d(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot E_s$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_d(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot E_s \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_d(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot E_s \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T} \right)$$

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 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	0.339
$T_B$	0.180
$T_C$	0.541
	0.654
	0.767
	0.880
	0.993
	1.106
	1.219
	1.332
	1.445
	1.558
	1.671
	1.784
	1.897
	2.010
	2.123
	2.236
	2.349
	2.462
	2.575
	2.688
	2.802
$T_D$	2.915
	2.966
	3.018
	3.070
	3.121
	3.173
	3.225
	3.276
	3.328
	3.380
	3.431
	3.483
	3.535
	3.587
	3.638
	3.690
	3.742
	3.793
	3.845
	3.897
	3.948
	4.000

## 7.2 Combinazioni dei carichi elementari

Le verifiche di sicurezza strutturali e geotecniche sono state condotte utilizzando combinazioni di carico definite in ottemperanza alle NTC08, secondo quanto riportato nei paragrafi 2.5.3, 5.1.3.12. Di seguito sono mostrati i coefficienti parziali di sicurezza utilizzati allo SLU ed i coefficienti di combinazione adoperati per i carichi variabili nella progettazione delle strutture da ponte.

### 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:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.3)$$

- 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 omissi i carichi  $Q_{kj}$  che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi  $G_2$ .

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA B

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	02	D 09 CL	VI 05 04 002	A	24 di 93

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1 STR	A2 GEO	Combinazione eccezionale	Combinazione Sismica
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00	1,00	1,00
Carichi permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Ballast <sup>(3)</sup>	favorevoli	$\gamma_B$	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Carichi variabili da traffico <sup>(4)</sup>	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25	0,20 <sup>(5)</sup>	0,20 <sup>(5)</sup>
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	0,00
Precompressione	favorevole	$\gamma_P$	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 <sup>(6)</sup>	1,00 <sup>(7)</sup>	1,00	1,00	1,00

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

Azioni		$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Azioni singole da traffico	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
Gruppi di carico	gr1	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
	gr2	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	-
	gr3	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
	gr4	1,00	1,00 <sup>(1)</sup>	0,0
Azioni del vento	$F_{Wk}$	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	$T_k$	0,60	0,60	0,50

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

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

Azioni		$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Azioni singole da traffico	Treno di carico LM 71	0,80 <sup>(3)</sup>	<sup>(1)</sup>	0,0
	Treno di carico SW /0	0,80 <sup>(3)</sup>	0,80	0,0
	Treno di carico SW/2	0,0 <sup>(3)</sup>	0,80	0,0
	Treno scarico	1,00 <sup>(3)</sup>	-	-
	Centrifuga	<sup>(2)</sup> <sup>(3)</sup>	<sup>(2)</sup>	<sup>(2)</sup>
	Azione laterale (serpeggio)	1,00 <sup>(3)</sup>	0,80	0,0

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

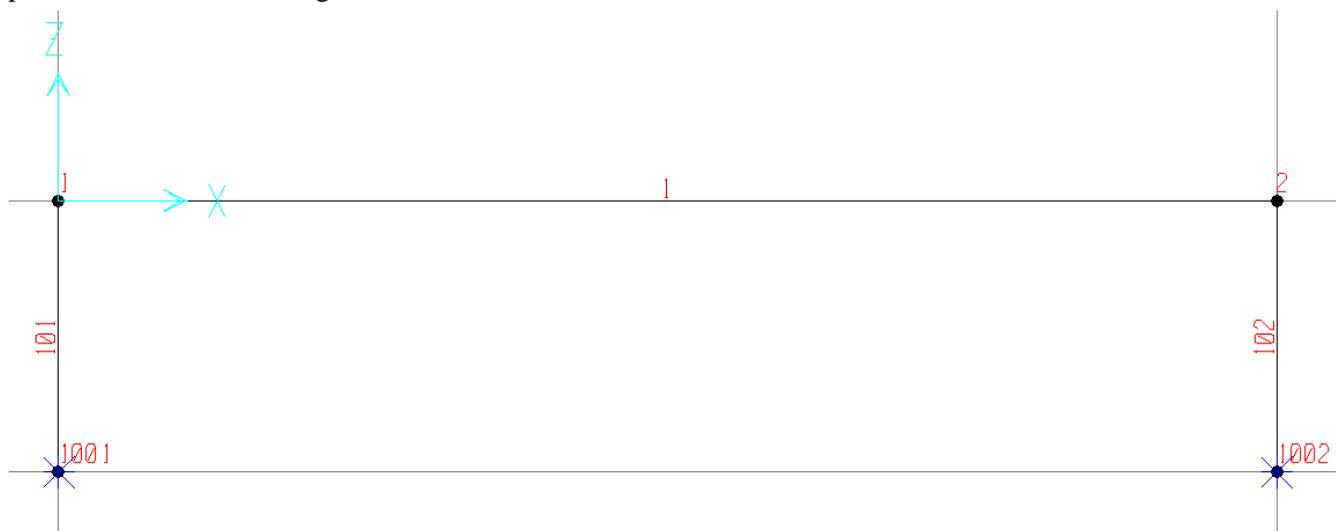
(2) Si usano gli stessi coefficienti  $\psi$  adottati per i carichi che provocano dette azioni.

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

Ai fine del calcolo dello scatolare sono state effettuate le combinazioni agli SLU considerando i valori massimi e minimi di tutti i carichi sia permanenti che variabili, andando a considerare i seguenti casi: azione da traffico prevalente; azione sisma prevalente in x; azione sisma prevalente in z. All'interno di ciascun caso sono state inviluppate più condizioni per considerare la posizione dei carichi rispetto i vari elementi da verificare. Da questi si sono considerate sia le azioni massime che minime. Per una più esaustiva descrizione delle combinazioni si rimanda alla relazione dell'impalcato misto acciaio-calcestruzzo: a meno di coefficienti dinamici differenti la struttura delle combinazioni ed inviluppi risulta la stessa.

### 7.3 Modello per il calcolo delle sollecitazioni

Per la verifica della struttura componente lo scatolare è stato realizzato un modello bidimensionale su SAP2000, riportando tutti i carichi longitudinali a un metro.



Nome elemento	Descrizione
1	Trave superiore (soletta), spessore 0.6 m
101 e 102	Muretti spessore 0.5 m

Sono stati applicati al modello tutti i carichi elementari sopra descritti così da ottenere tutte le sollecitazioni per ogni caso considerato.

In seguito in fase di verifica, le sollecitazioni delle azioni elementari sono state combinate per ottenere le azioni di progetto.

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA B

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	02	D 09 CL	VI 05 04 002	A	27 di 93

## 7.4 Soletta

### 7.4.1 Sollecitazioni

Nel seguito vengono riportate le sollecitazioni massime per ogni combinazione di carico:

#### SLU – M max:

I N V I L U P P O M A S S I M I V A L O R I

-----

Lungh. Fase [cm]	File	CC	Ascissa [cm]	N [kN]	V2 [kN]	M33 [kNcm]
ASTA 1	572.00					
	Campata Positivi					
	[1.35]*G1_2+[1.5]*G1_2... (1)	1/1/1	0.00	0	-384	0
	[1.35]*G1_2+[1.5]*G1_2... (2)	1/1/1	143.00	0	-224	48104
	[1.35]*G1_2+[1.5]*G1_2... (2)	1/1/1	286.00	0	0	64138
	[1.35]*G1_2+[1.5]*G1_2... (2)	1/1/1	429.00	0	224	48104
	[1.35]*G1_2+[1.5]*G1_2... (1)	1/1/1	572.00	0	384	0
	Negativi					
	[1.35]*G1+[1.5]*G2+[1.... (3)	1/1/1	0.00	-367	-462	-37712
	G1+FITTIZ+[1.45]*{FITTIZ}	1/1/1	143.00	-34	-21	1104
	G1+FITTIZ+[1.45]*{FITTIZ}	1/1/1	286.00	-34	0	2636
	G1+FITTIZ+[1.45]*{FITTIZ}	1/1/1	429.00	-34	21	1100
	[1.35]*G1+[1.5]*G2+[1.... (3)	1/1/1	572.00	-367	462	-37721

#### SLU – T max:

Lungh. Fase [cm]	File	CC	Ascissa [cm]	N [kN]	V2 [kN]	M33 [kNcm]
ASTA 1	572.00					
	Campata Positivi					
	G1+FITTIZ+[1.45]*{FITTIZ}	1/1/1	0.00	-34	-43	-3496
	G1+FITTIZ+[1.45]*{FITTIZ}	1/1/1	143.00	-34	-21	1104
	[1.35]*G1+[1.5]*G2+[1.... (1)	1/1/1	286.00	-334	87	27982
	[1.35]*G1+[1.5]*G2+[1.... (2)	1/1/1	429.00	-367	231	11876
	[1.35]*G1+[1.5]*G2+[1.... (2)	1/1/1	572.00	-367	462	-37721
	Negativi					
	[1.35]*G1_2+[1.5]*G2+[... (3)	1/1/1	0.00	-321	-462	-32993
	[1.35]*G1_2+[1.5]*G2+[... (3)	1/1/1	143.00	-321	-231	16602
	[1.35]*G1+[1.5]*G2+[1.... (4)	1/1/1	286.00	-260	0	20122
	G1_2+FITTIZ+[1.45]*{FITTIZ}	1/1/1	429.00	0	21	4601
	G1_2+FITTIZ+[1.45]*{FITTIZ}	1/1/1	572.00	0	43	0

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA B

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	02	D 09 CL	VI 05 04 002	A	28 di 93

**Sismica – M max:**

I N V I L U P P O   M A S S I M I   V A L O R I

Lungh. [cm]	Fase	File	CC	Ascissa [cm]	N [kN]	V2 [kN]	M33 [kNcm]
ASTA 1				572.00			
		combosismica Positivi					
	G1+	G2+	G2banch... (1)	0.00	-76	-86	-4906
	G1+	G2+	G2banch... (2)	143.00	-143	-72	6072
	G1+	G2+	G2banch... (3)	286.00	-143	12	11370
	G1+	G2+	G2banch... (2)	429.00	-143	93	6069
	G1+	G2+	G2banch... (1)	572.00	-76	106	-4912
		Negativi					
	G1+	G2+	G2banch... (4)	0.00	-143	-187	-17629
	G1+	G2+	G2banch... (5)	143.00	-76	-58	1007
	G1+	G2+	G2banch... (6)	286.00	-76	0	5899
	G1+	G2+	G2banch... (5)	429.00	-76	38	1003
	G1+	G2+	G2banch... (4)	572.00	-143	167	-17636

**Sismica – T max:**

Lungh. [cm]	Fase	File	CC	Ascissa [cm]	N [kN]	V2 [kN]	M33 [kNcm]
ASTA 1				572.00			
		combosismica Positivi					
	G1+ [.399]	G2+ [.054]	*G2banch... (1)	0.00	-76	-86	-4906
	G1+ [.399]	G2+ [.054]	*G2banch... (1)	143.00	-76	-38	3930
	G1+ [.399]	G2+ [.054]	*G2banch... (2)	286.00	-143	22	11370
	G1+ [.399]	G2+ [.054]	*G2banch... (3)	429.00	-133	94	5760
	G1+ [.399]	G2+ [.054]	*G2banch... (2)	572.00	-143	187	-11790
		Negativi					
	G1+ [.399]	G2+ [.054]	*G2banch... (4)	0.00	-143	-187	-17629
	G1+ [.399]	G2+ [.054]	*G2banch... (5)	143.00	-133	-94	2840
	G1+ [.399]	G2+ [.054]	*G2banch... (5)	286.00	-133	-10	10285
	G1+ [.399]	G2+ [.054]	*G2banch... (6)	429.00	-76	38	1003
	G1+ [.399]	G2+ [.054]	*G2banch... (6)	572.00	-76	86	-10758

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA B

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	02	D 09 CL	VI 05 04 002	A	29 di 93

**SLE rara – M max:**

I N V I L U P P O   M A S S I M I   V A L O R I

Lungh. Fase [cm]	File	CC	Ascissa [cm]	N [kN]	V2 [kN]	M33 [kNcm]
ASTA 1	572.00					
	Campata Positivi					
	G1+G2+[1.4752]*LM71c_2	1/1/1	0.00	-75	-275	-7751
	G1+G2+[1.4752]*SW2_2	1/1/1	143.00	-75	-160	26575
	G1+G2+[1.4752]*SW2_2	1/1/1	286.00	-75	0	38016
	G1+G2+[1.4752]*SW2_2	1/1/1	429.00	-75	160	26572
	G1+G2+[1.4752]*LM71c_2	1/1/1	572.00	-75	275	-7757
	Negativi					
	G1+G2+[1.4752]*SW2	1/1/1	0.00	-254	-320	-26103
	G1+G2+FIITIZ	1/1/1	143.00	-75	-48	2444
	G1+G2+FIITIZ	1/1/1	286.00	-75	0	5841
	G1+G2+FIITIZ	1/1/1	429.00	-75	48	2440
	G1+G2+[1.4752]*SW2	1/1/1	572.00	-254	320	-26109

**SLE q.p. – M max:**

I N V I L U P P O   M A S S I M I   V A L O R I

Lungh. Fase [cm]	File	CC	Ascissa [cm]	N [kN]	V2 [kN]	M33 [kNcm]
ASTA 1	572.00					
	Campata Positivi					
	G1+G2	1/1	0.00	-75	-95	-7751
	G1+G2	1/1	143.00	-75	-48	2444
	G1+G2	1/1	286.00	-75	0	5841
	G1+G2	1/1	429.00	-75	48	2440
	G1+G2	1/1	572.00	-75	95	-7757
	Negativi					
	G1+G2	1/1	0.00	-75	-95	-7751
	G1+G2	1/1	143.00	-75	-48	2444
	G1+G2	1/1	286.00	-75	0	5841
	G1+G2	1/1	429.00	-75	48	2440
	G1+G2	1/1	572.00	-75	95	-7757

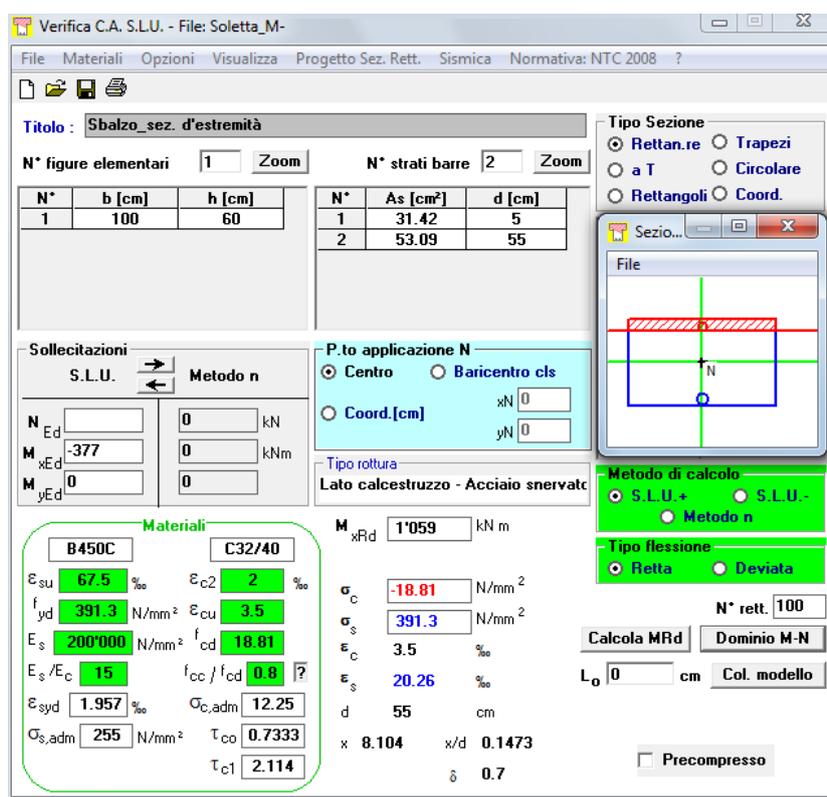
### 7.4.2 Verifiche soletta

Si riportano le verifiche allo stato limite ultimo e allo stato limite di esercizio della sezione di larghezza unitaria e altezza pari a 60 cm della soletta piena. Il calcestruzzo utilizzato per questo elemento è C30/37 Il ricoprimento netto delle barre è pari a 4 cm.

#### Verifica a pressoflessione:

Le armature longitudinali sono:

- 1 fila di  $\varnothing$  24/10 superiore
- 1 fila di  $\varnothing$  26/10 inferiore



Verifica C.A. S.L.U. - File: Soletta\_M-

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

Titolo : Sbalzo\_sez. d'estremità

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	60	1	31.42	5
			2	53.09	55

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
M<sub>xEd</sub> -377 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0

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

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione  
 Retta  Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

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

Precompresso

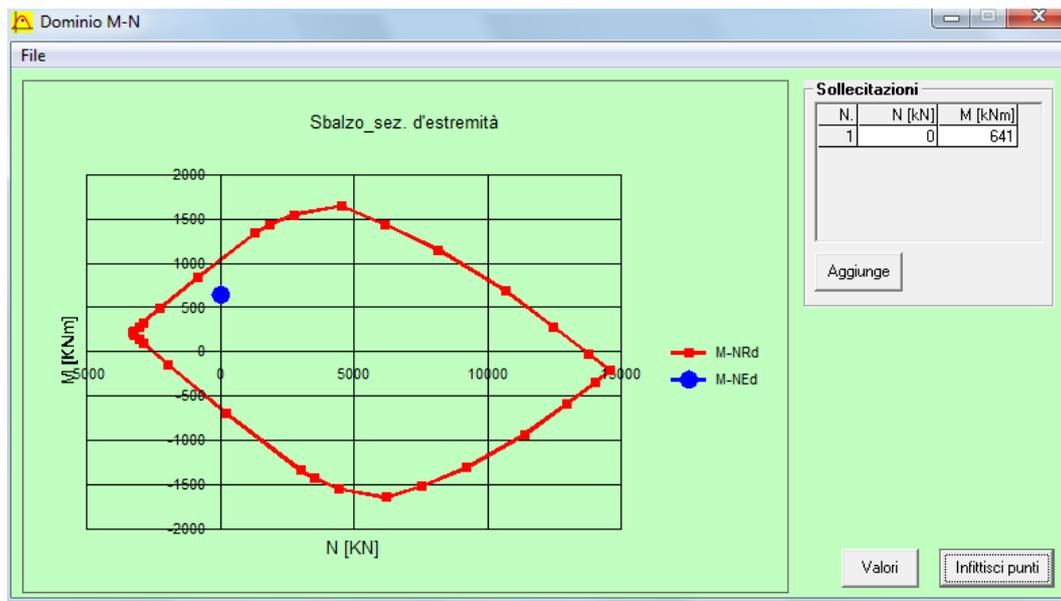
Materiali

B450C		C32/40	
$\epsilon_{su}$	67.5 ‰	$\epsilon_{c2}$	2 ‰
$f_{yd}$	391.3 N/mm <sup>2</sup>	$\epsilon_{cu}$	3.5 ‰
$E_s$	200'000 N/mm <sup>2</sup>	$f_{cd}$	18.81
$E_s / E_c$	15	$f_{cc} / f_{cd}$	0.8
$\epsilon_{syd}$	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	12.25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{co}$	0.7333
		$\tau_{c1}$	2.114

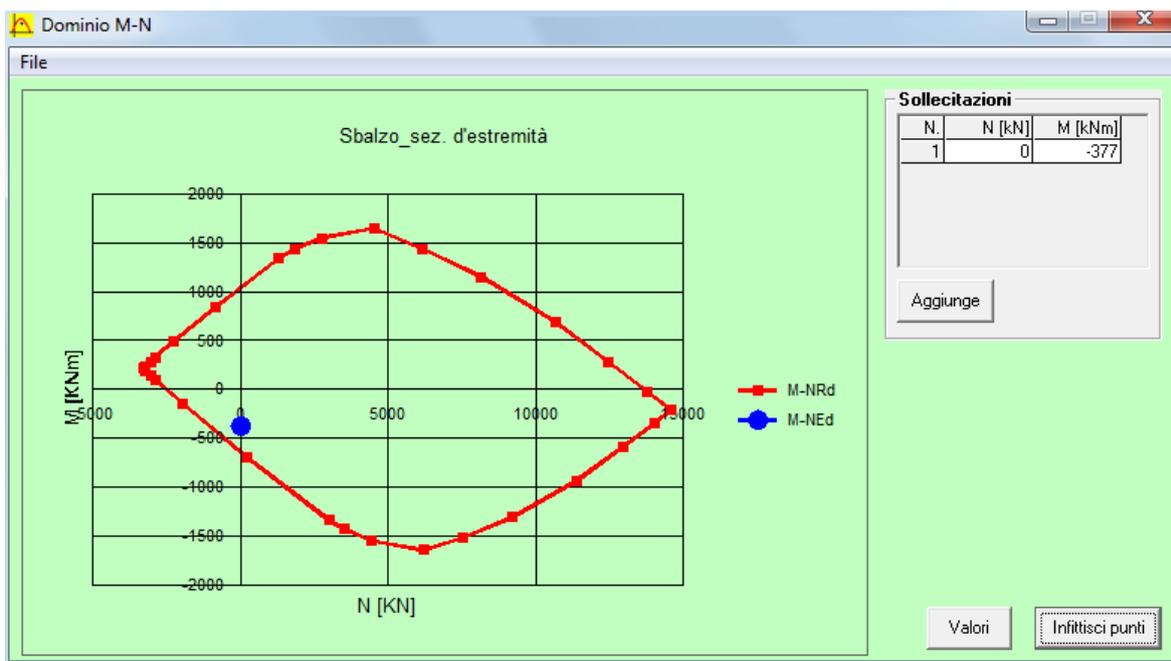
M<sub>xRd</sub> 1'059 kN m

$\sigma_c$  -18.81 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$  391.3 N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_c$  3.5 ‰  
 $\epsilon_s$  20.26 ‰  
d 55 cm  
x 8.104 x/d 0.1473  
 $\delta$  0.7

Verifica a momento positivo:



Verifica a momento negativo:



## Verifica a fessurazione SLE

Si riporta quanto descritto in normativo riguardo le verifiche agli stati limite di esercizio.

### 1.8.3.2.4 REQUISITI CONCERNENTI LA FESSURAZIONE PER STRUTTURE IN C.A, C.A.P. E MISTE ACCIAIO-CALCESTRUZZO

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

*Per assicurare la funzionalità e la durata delle strutture è necessario:*

- realizzare un sufficiente ricoprimento delle armature con calcestruzzo di buona qualità e compattezza, bassa porosità e bassa permeabilità;
- non superare uno stato limite di fessurazione adeguato alle condizioni ambientali, alle sollecitazioni ed alla sensibilità delle armature alla corrosione;
- tener conto delle esigenze estetiche.

#### **4.1.2.2.4.1 Definizione degli stati limite di fessurazione**

*In ordine di severità decrescente si distinguono i seguenti stati limite:*

*a) stato limite di decompressione nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale è ovunque di compressione ed al più uguale a 0;*

*b) stato limite di formazione delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata è:*

$$\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 \quad (4.1.37)$$

*dove  $f_{ctm}$  è definito nel § 11.2.10.2;*

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

$$w_1 = 0,2 \text{ mm} \quad w_2 = 0,3 \text{ mm} \quad w_3 = 0,4 \text{ mm}$$

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

### Stato limite di apertura delle fessure

L'apertura convenzionale delle fessure, calcolata con la combinazione caratteristica (rara) per gli

SLE, dovrà risultare:

a)  $\delta_f \leq w_1$  per strutture in condizioni ambientali aggressive e molto aggressive, così come identificate nel par. 4.1.2.2.4.3 del DM 14.1.2008, per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per le zone non ispezionabili di tutte le strutture;

b)  $\delta_f \leq w_2$  per strutture in condizioni ambientali ordinarie secondo il citato paragrafo del DM 14.1.2008.

Si fa comunque presente che per le sole testate delle travi in c.a.p., se dovessero verificarsi micro fessurazioni, queste non dovranno essere di ampiezza superiore a 0.1 mm. Le suddette micro fessure, dopo la loro accettazione, andranno trattate con materiali idonei e secondo procedure da concordare con la Committenza.

Si riportano di seguito gli stati di tensione, che si generano con le combinazioni sopracitate. Si considera il caso di momento positivo.

### Sezione a Momento Positivo

#### Dimensioni della sezione di calcolo

Altezza totale	h=	80 cm
Altezza utile	d=	75 cm
Larghezza di calcolo	b=	100 cm
Area Acciaio teso	A <sub>s</sub> =	53.07 cm <sup>2</sup>
Area Acciaio compresso	A <sub>s</sub> '=	45.22 cm <sup>2</sup>
lembo superiore:	1 $\Phi$ 24/10	
lembo inferiore:	1 $\Phi$ 26/10	
Calcestruzzo	R <sub>ck</sub> =	370 daN/cm <sup>2</sup>
Copriferro teso (da baric arm tesa)	c=	5 cm
Copriferro compresso (da baric arm compr)	d'=	5 cm
Momento sollecitante comb.frequente	M <sub>f</sub>	380.16 kN m
Momento sollecitante comb. Quasi permanente	M <sub>q.p.</sub>	0.00 kN m
asse neutro (distanza dal bordo compresso)	x=	23.72 cm
Momento di inerzia della sezione omog.	J <sub>i</sub> =	2775707 cm <sup>4</sup>
Area omogeneizzata	A <sub>i</sub> =	3846.0 cm <sup>2</sup>

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA B

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	02	D 09 CL	VI 05 04 002	A	34 di 93

### Verifica a flessione

#### Tensione di prima fessurazione

Tensione nell'acciaio teso

$$\sigma_{sr} = 1530.3 \text{ daN/cm}^2$$

#### Verifica di combinazione frequente:

Tensione nel calcestruzzo

$$\sigma_{cII} = -32.5 \text{ daN/cm}^2$$

Tensione nell'acciaio teso - fase 1

$$\sigma_{s1II} = 0 \text{ daN/cm}^2$$

Tensione nell'acciaio teso - fase 2 + fase 3

$$\sigma_{s2-3II} = 1053.5 \text{ daN/cm}^2$$

Tensione nell'acciaio teso - complessiva

$$\sigma_{sII} = 1053.5 \text{ daN/cm}^2$$

Tensione nell'acciaio compresso

$$\sigma_{s'II} = -384.5 \text{ daN/cm}^2$$

**Verifiche allo stato limite di apertura delle fessure**

diametro medio barre tese	$\Phi_t =$	2.60 cm	
interasse medio barre tese	$f_c =$	10.00 cm	
diametro medio barre compresse	$\Phi_c =$	2.40 cm	
interasse medio barre compresse	$f_c =$	10.00 cm	
baric. sez.fess.dal lembo inferiore	$y_{gf} =$	23.72 cm	
baric. sez. int. reag. dal lembo inf.	$y_g =$	40.43 cm	
asse neutro x	$y_n =$	23.72 cm	
braccio coppia interna	$z =$	67.09 cm	
Momento d'inerzia sezione fess.	$I_f =$	2775707 cm <sup>4</sup>	
Momento d'inerzia sez.inter.reag.	$I_i =$	6072598 cm <sup>4</sup>	
Momento di prima fess. a fless.	$M_{1f} =$	55217 daN m	
Momento di prima fess. a traz.	$M_{1t} =$	46015 daN m	
Momento di formaz. fessure	$M_{ff} =$	32606 daN m	
	$b_{eff} =$	100 cm	
	$d_{eff} =$	23.20 cm	
Area efficace	$A_{eff} =$	2320 cm <sup>2</sup>	
<u>Verifica combinazione rara</u>			
<u>in condizioni ambientali ordinarie</u>	$k_2 =$	0.4	
	$k_3 =$	0.125	
	$\beta_1 =$	1	
	$\beta_2 =$	0.5	
Distanza media tra le fessure	$s_{rm} =$	15.08 cm	
Deformazione media nel c.l.s	$\epsilon_{sm} =$	0.000205	
APERTURA MEDIA DI FESSURA	$W_m =$	0.03 mm	
VALORE DI CONFRONTO	$W_2 =$	0.30 mm	
APERTURA CARATTERISTICA DI FESSURA	$W_k =$	0.05 mm	

**VERIFICA SODDISFATTA IN QUANTO  $W_k < W_1$**

In aggiunta alle verifiche a fessurazione, si eseguono le verifiche sulle tensioni del calcestruzzo e acciaio, seguendo quanto indicato dalle istruzioni RFI e NTC. Si riporta il riferimento normativo e successivamente le verifiche.

#### 2.5.1.8.3.2.1 Valori limite delle tensioni

##### Strutture in C.A.

##### Tensioni di compressione del calcestruzzo

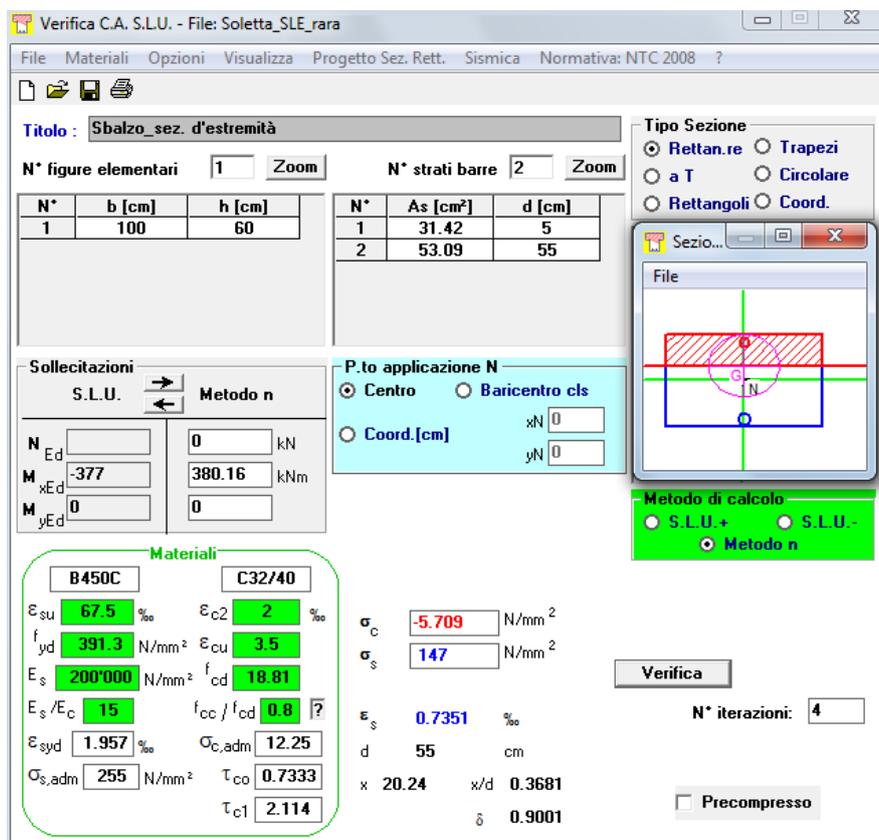
Devono essere rispettati i seguenti limiti per le tensioni di compressione nel calcestruzzo:

- Per combinazione di carico caratteristica (rara):  $0,55 f_{ck}$ ;
- Per combinazioni di carico quasi permanente:  $0,40 f_{ck}$ ;
- Per spessori minori di 5 cm, le tensioni normali limite di esercizio sono ridotte del 30%.

##### Tensioni di trazione nell'acciaio

Per le armature ordinarie, la massima tensione di trazione sotto la combinazione di carico caratteristica (rara) non deve superare  $0,75 f_{yk}$ .

Si riporta di seguito la verifica eseguita per la combinazione agli stati limite di esercizio rara, quindi verificando sia le massime tensioni di compressione del calcestruzzo e di trazione dell'acciaio per la condizione di momento positivo.



The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. The title is 'Sbalzo sez. d'estremità'. The section type is 'Rettan.re'. The calculation method is 'Metodo n'. The materials are B450C and C32/40. The results show a concrete compression stress  $\sigma_c = -5.709$  N/mm<sup>2</sup> and a steel tension stress  $\sigma_s = 147$  N/mm<sup>2</sup>. The software also displays various material properties and geometric parameters.

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm <sup>2</sup> ]	d [cm]
1	100	60	1	31.42	5
			2	53.09	55

Materiali	B450C	C32/40
$\epsilon_{su}$	67.5 ‰	$\epsilon_{c2}$ 2 ‰
$f_{yd}$	391.3 N/mm <sup>2</sup>	$\epsilon_{cu}$ 3.5 ‰
$E_s$	200'000 N/mm <sup>2</sup>	$f_{cd}$ 18.81
$E_s/E_c$	15	$f_{cc}/f_{cd}$ 0.8
$\epsilon_{syd}$	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 12.25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{co}$ 0.7333
		$\tau_{c1}$ 2.114

Results	Value	Unit
$\sigma_c$	-5.709	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_s$	147	N/mm <sup>2</sup>
$\epsilon_s$	0.7351	‰
d	55	cm
x	20.24	cm
x/d	0.3681	
$\delta$	0.9001	

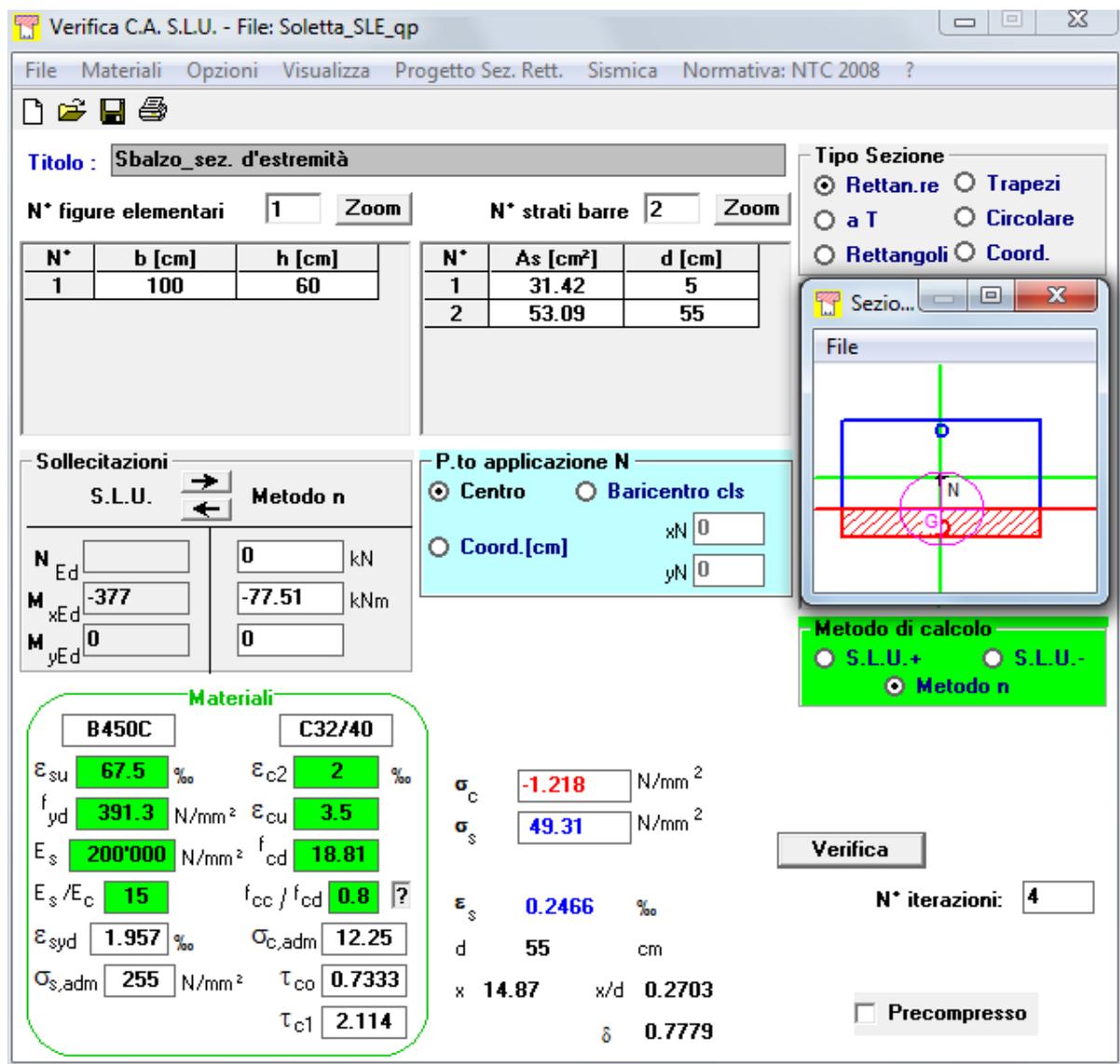
$$\sigma_c = 5.71 \text{ N/mm}^2 < 0.55 f_{ck} = 0.55 \times 30 = 16.5 \text{ N/mm}^2$$

→ VERIFICATO

$$\sigma_s = 147 \text{ N/mm}^2 < 0.75 f_{yk} = 0.75 \times 450 = 337.5 \text{ N/mm}^2$$

→ VERIFICATO

Si riporta di seguito la verifica per la combinazione agli stati limite di esercizio quasi permanente, quindi verificando solo le massime tensioni di compressione sul calcestruzzo per la condizione di momento positivo.



**Verifica C.A. S.L.U. - File: Soletta\_SLE\_qp**

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

**Titolo:** Sbalzo\_sez. d'estremità

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	60	1	31.42	5
			2	53.09	55

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

N <sub>Ed</sub>	0	kN
M <sub>xEd</sub>	-377	kNm
M <sub>yEd</sub>	0	

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

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

**Materiali**  
 B450C C32/40  
 ε<sub>su</sub> 67.5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
 f<sub>yd</sub> 391.3 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3.5 ‰  
 E<sub>s</sub> 200'000 N/mm² f<sub>cd</sub> 18.81  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0.8  
 ε<sub>syd</sub> 1.957 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 12.25  
 σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0.7333  
 τ<sub>c1</sub> 2.114

σ<sub>c</sub> -1.218 N/mm²  
 σ<sub>s</sub> 49.31 N/mm²  
 ε<sub>s</sub> 0.2466 ‰  
 d 55 cm  
 x 14.87 x/d 0.2703  
 δ 0.7779

**Verifica**  
N° iterazioni: 4  
 Precompresso

$$\sigma_c = 1.22 \text{ N/mm}^2 < 0.40 f_{ck} = 0.40 \times 30 = 12 \text{ N/mm}^2$$

→ VERIFICATO

Verifica a taglio

Si verifica la sezione prevedendo un armatura aggiuntiva a taglio staffe  $\emptyset 10/25$   $s=25$ cm.

**Verifica a Taglio soletta con armature aggiuntive secondo DM 14.01.2008**

$R_{ck} =$	370 kg/cm <sup>2</sup>	
$f_{cd} =$	205 kg/cm <sup>2</sup>	
$f'_{cd} =$	102 kg/cm <sup>2</sup>	resistenza a compressione ridotta
$\alpha_c =$	1	coefficiente = 1 in quanto sforzo normale assente
$f_{yd} =$	3913 kg/cm <sup>2</sup>	resistenza armatura aggiuntiva a taglio
$h =$	60.0 cm	altezza della soletta
$c =$	5.0 cm	copriferro armatura superiore
$d =$	55 cm	altezza utile delle sezione
$b_w =$	100 cm	
$\phi =$	10 mm	diametro dell'armatura aggiuntiva
n braccia =	4	
$A_{sw} =$	3.14 cm <sup>2</sup> /m	area delle armature trasversali a ml di soletta
$s =$	25 cm	interasse meccanismo resistente del traliccio
$\alpha =$	90 °	inclinazione armatura aggiuntiva: 90° ferri pettine, 45° piegati
$\alpha =$	1.57 rad	

Il valore di  $\theta$  che uguaglia i due contributi di resistenza a taglio trazione  $V_{sd}$  e a taglio compressione  $V_{cd}$  è

$\theta =$	12.66 °	inclinazione dei puntoni d'anima
$V_{rsd} =$	1084 daN	taglio trazione
$V_{rcd} =$	1084 daN	taglio compressione
$\text{ctg } \theta =$	4.45	=> si assume $\text{ctg } \theta = 2.5$
$V_{rsd} =$	60851 daN	
$V_{rcd} =$	174729 daN	
$V_{rd} = \min[V_{rsd}; V_{rdc}]$	609 kN	tenuto conto delle armature aggiuntive
$V_{ed}$	462.0 kN	$V_{rd} > V_{ed} \Rightarrow$ verifica soddisfatta

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA B

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	02	D 09 CL	VI 05 04 002	A	39 di 93

## 7.5 Muretti

### 7.5.1 Sollecitazioni

Nel seguito vengono riportate le sollecitazioni massime per ogni combinazione di carico:

#### SLU – M max:

Lungh. Fase [cm]	File	CC	Ascissa [cm]	N [kN]	V2 [kN]	M33 [kNcm]
ASTA 101	128.00					
Campata Positivi						
	[1.35]*G1+[1.5]*G2+[1.... (1)	1/1/1	0.00	-462	367	37712
	[1.35]*G1+[1.5]*G2+[1.... (1)	1/1/1	32.00	-473	367	25967
	[1.35]*G1+[1.5]*G2+[1.... (1)	1/1/1	64.00	-484	367	14223
	[1.35]*G1+[1.5]*G2+[1.... (1)	1/1/1	96.00	-495	367	2478
	[1.35]*G1_2+[1.5]*G1_2... (2)	1/1/1	128.00	-475	0	0
Negativi						
	[1.35]*G1_2+[1.5]*G1_2... (2)	1/1/1	0.00	-384	0	0
	[1.35]*G1_2+[1.5]*G1_2... (2)	1/1/1	32.00	-406	0	0
	[1.35]*G1_2+[1.5]*G1_2... (2)	1/1/1	64.00	-429	0	0
	[1.35]*G1_2+[1.5]*G1_2... (2)	1/1/1	96.00	-452	0	0
	[1.35]*G1+[1.5]*G2+[1.... (1)	1/1/1	128.00	-506	367	-9267

Lungh. Fase [cm]	File	CC	Ascissa [cm]	N [kN]	V2 [kN]	M33 [kNcm]
ASTA 101	128.00					
Campata Positivi						
	G1+FITTI2+[1.45]*{FITTI2}	1/1/1	0.00	-43	34	3496
	G1+FITTI2+[1.45]*{FITTI2}	1/1/1	32.00	-51	34	2406
	G1+FITTI2+[1.45]*{FITTI2}	1/1/1	64.00	-59	34	1317
	G1+FITTI2+[1.45]*{FITTI2}	1/1/1	96.00	-67	34	227
	G1+FITTI2+[1.45]*{FITTI2}	1/1/1	128.00	-75	34	-863
Negativi						
	[1.35]*G1_2+[1.5]*G2+[... (1)	1/1/1	0.00	-462	321	32993
	[1.35]*G1_2+[1.5]*G2+[... (1)	1/1/1	32.00	-473	321	22719
	[1.35]*G1_2+[1.5]*G1_2... (2)	1/1/1	64.00	-494	259	10038
	[1.35]*G1_2+[1.5]*G1_2... (2)	1/1/1	96.00	-517	259	1751
	[1.35]*G1_2+[1.5]*G1_2... (2)	1/1/1	128.00	-540	259	-6535

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA B

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	02	D 09 CL	VI 05 04 002	A	40 di 93

**SLU – T max:**

Lungh. Fase [cm]	File	CC	Ascissa [cm]	N [kN]	V2 [kN]	M33 [kNcm]
ASTA 101	128.00					
	Campata Positivi					
	[1.35]*G1+[1.5]*G2+[1.... (1)	1/1/1	0.00	-462	367	37712
	[1.35]*G1+[1.5]*G2+[1.... (1)	1/1/1	32.00	-473	367	25967
	[1.35]*G1+[1.5]*G2+[1.... (1)	1/1/1	64.00	-484	367	14223
	[1.35]*G1+[1.5]*G2+[1.... (1)	1/1/1	96.00	-495	367	2478
	[1.35]*G1+[1.5]*G2+[1.... (1)	1/1/1	128.00	-506	367	-9267
	Negativi					
	[1.35]*G1_2+[1.5]*G1_2... (2)	1/1/1	0.00	-384	0	0
	[1.35]*G1_2+[1.5]*G1_2... (2)	1/1/1	32.00	-406	0	0
	[1.35]*G1_2+[1.5]*G1_2... (2)	1/1/1	64.00	-429	0	0
	[1.35]*G1_2+[1.5]*G1_2... (2)	1/1/1	96.00	-452	0	0
	[1.35]*G1_2+[1.5]*G1_2... (2)	1/1/1	128.00	-475	0	0

Note:

- (1) = [1.35]\*G1+[1.5]\*G2+[1.45]\*{[1.4752]\*SW2}  
(2) = [1.35]\*G1\_2+[1.5]\*G1\_2+[1.45]\*{[1.4752]\*LM71c\_2}

**Sismica – M max:**

Lungh. Fase [cm]	File	CC	Ascissa [cm]	N [kN]	V2 [kN]	M33 [kNcm]
ASTA 101	128.00					
	combosismica Positivi					
	G1+[.399]*G2+[.054]*G2banch... (1)		0.00	-166	198	17629
	G1+[.399]*G2+[.054]*G2banch... (1)		32.00	-174	198	11301
	G1+[.399]*G2+[.054]*G2banch... (2)		64.00	-186	199	7092
	G1+[.399]*G2+[.054]*G2banch... (2)		96.00	-194	199	4295
	G1+[.399]*G2+[.054]*G2banch... (3)		128.00	-121	132	3187
	Negativi					
	G1+[.399]*G2+[.054]*G2banch... (4)		0.00	-107	22	4906
	G1+[.399]*G2+[.054]*G2banch... (4)		32.00	-115	22	4214
	G1+[.399]*G2+[.054]*G2banch... (5)		64.00	-119	20	1404
	G1+[.399]*G2+[.054]*G2banch... (5)		96.00	-127	20	-2818
	G1+[.399]*G2+[.054]*G2banch... (6)		128.00	-217	87	-8730

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA B

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	02	D 09 CL	VI 05 04 002	A	41 di 93

**Sismica – T max:**

Lungh. Fase [cm]	File	CC	Ascissa [cm]	N [kN]	V2 [kN]	M33 [kNcm]
ASTA 101	128.00					
	composismica Positivi					
	G1+[.399]*G2+[.054]*G2banch...	(1)	0.00	-170	199	16727
	G1+[.399]*G2+[.054]*G2banch...	(1)	32.00	-178	199	10363
	G1+[.399]*G2+[.054]*G2banch...	(1)	64.00	-186	199	7092
	G1+[.399]*G2+[.054]*G2banch...	(1)	96.00	-194	199	4295
	G1+[.399]*G2+[.054]*G2banch...	(1)	128.00	-202	199	1498
	Negativi					
	G1+[.399]*G2+[.054]*G2banch...	(2)	0.00	-103	20	5808
	G1+[.399]*G2+[.054]*G2banch...	(2)	32.00	-111	20	5153
	G1+[.399]*G2+[.054]*G2banch...	(2)	64.00	-119	20	1404
	G1+[.399]*G2+[.054]*G2banch...	(2)	96.00	-127	20	-2818
	G1+[.399]*G2+[.054]*G2banch...	(2)	128.00	-135	20	-7041

**SLE rara – M max:**

Lungh. Fase [cm]	File	CC	Ascissa [cm]	N [kN]	V2 [kN]	M33 [kNcm]
ASTA 101	128.00					
	Campata Positivi					
	G1+G2+[1.4752]*SW2	1/1/1	0.00	-320	254	26103
	G1+G2+[1.4752]*SW2	1/1/1	32.00	-328	254	17973
	G1+G2+[1.4752]*SW2	1/1/1	64.00	-336	254	9844
	G1+G2+[1.4752]*SW2	1/1/1	96.00	-344	254	1715
	G1+G2+[1.4752]*LM71c_2	1/1/1	128.00	-307	75	-1908
	Negativi					
	G1+G2+[1.4752]*LM71c_2	1/1/1	0.00	-275	75	7751
	G1+G2+[1.4752]*LM71c_2	1/1/1	32.00	-283	75	5336
	G1+G2+[1.4752]*LM71c_2	1/1/1	64.00	-291	75	2922
	G1+G2+[1.4752]*LM71c_2	1/1/1	96.00	-299	75	507
	G1+G2+[1.4752]*SW2	1/1/1	128.00	-352	254	-6415

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA B

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	02	D 09 CL	VI 05 04 002	A	42 di 93

**SLE q.p. – M max:**

Lungh. Fase [cm]	File	CC	Ascissa [cm]	N [kN]	V2 [kN]	M33 [kNcm]
ASTA 101			128.00			
	Campata Positivi					
G1+G2		1/1	0.00	-95	75	7751
G1+G2		1/1	32.00	-103	75	5336
G1+G2		1/1	64.00	-111	75	2922
G1+G2		1/1	96.00	-119	75	507
G1+G2		1/1	128.00	-127	75	-1908
	Negativi					
G1+G2		1/1	0.00	-95	75	7751
G1+G2		1/1	32.00	-103	75	5336
G1+G2		1/1	64.00	-111	75	2922
G1+G2		1/1	96.00	-119	75	507
G1+G2		1/1	128.00	-127	75	-1908

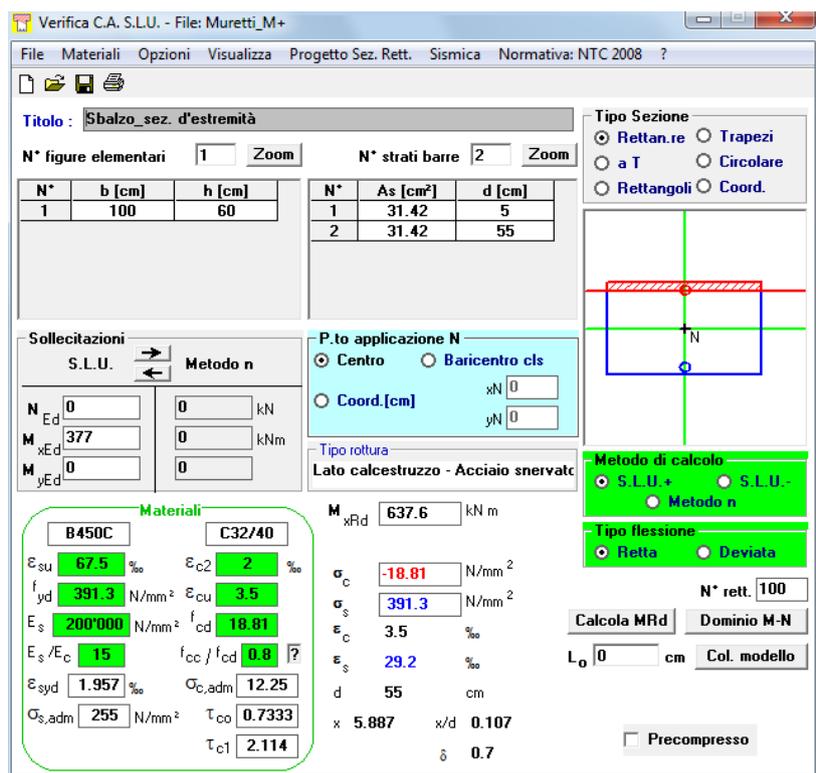
### 7.5.2 Verifiche muretti

Si riportano le verifiche allo stato limite ultimo e allo stato limite di esercizio della sezione di larghezza unitaria e spessore pari a 50 cm della parete piena. Il calcestruzzo utilizzato per questo elemento è C30/37 Il ricoprimento netto delle barre è pari a 4 cm.

#### Verifica a pressoflessione:

Le armature longitudinali sono:

- 1 fila di  $\varnothing$  20/10 esterno
- 1 fila di  $\varnothing$  20/10 interno



Verifica C.A. S.L.U. - File: Muretti\_M+

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

Titolo: Sbalzo sez. d'estremità

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	60	1	31.42	5
			2	31.42	55

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 0 kN  
M<sub>xEd</sub> 377 0 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 0

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

Tipo rottura  
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali  
 B450C C32/40  
 $\epsilon_{su}$  67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  391.3 N/mm<sup>2</sup>  $\epsilon_{cu}$  3.5 ‰  
 $E_s$  200'000 N/mm<sup>2</sup>  $f_{cd}$  18.81 ‰  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8 [?]  
 $\epsilon_{syd}$  1.957 ‰  $\sigma_{c,adm}$  12.25  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm<sup>2</sup>  $\tau_{co}$  0.7333  
 $\tau_{c1}$  2.114

M<sub>xRd</sub> 637.6 kN m  
 $\sigma_c$  -18.81 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$  391.3 N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_c$  3.5 ‰  
 $\epsilon_s$  29.2 ‰  
 d 55 cm  
 x 5.887 x/d 0.107  
 $\delta$  0.7

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

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

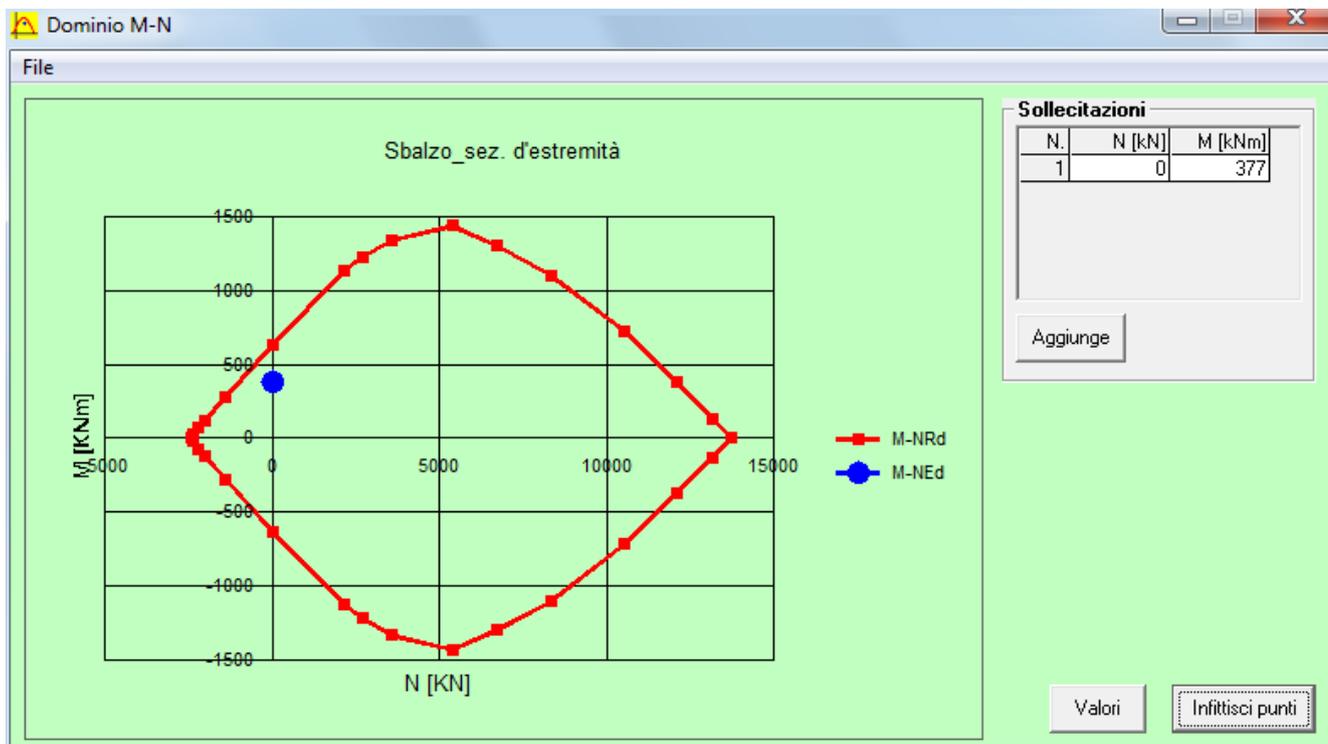
Tipo flessione  
 Retta  Deviata

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

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA B

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	02	D 09 CL	VI 05 04 002	A	44 di 93

Verifica momento positivo:



## Verifica a fessurazione SLE

Si riporta quanto descritto in normativo riguardo le verifiche agli stati limite di esercizio.

### 1.8.3.2.4 REQUISITI CONCERNENTI LA FESSURAZIONE PER STRUTTURE IN C.A, C.A.P. E MISTE ACCIAIO-CALCESTRUZZO

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

*Per assicurare la funzionalità e la durata delle strutture è necessario:*

- realizzare un sufficiente ricoprimento delle armature con calcestruzzo di buona qualità e compattezza, bassa porosità e bassa permeabilità;
- non superare uno stato limite di fessurazione adeguato alle condizioni ambientali, alle sollecitazioni ed alla sensibilità delle armature alla corrosione;
- tener conto delle esigenze estetiche.

#### **4.1.2.2.4.1 Definizione degli stati limite di fessurazione**

*In ordine di severità decrescente si distinguono i seguenti stati limite:*

- a) stato limite di decompressione nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale è ovunque di compressione ed al più uguale a 0;
- b) stato limite di formazione delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata è:

$$\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 \quad (4.1.37)$$

dove  $f_{ctm}$  è definito nel § 11.2.10.2;

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

$$w_1 = 0,2 \text{ mm} \quad w_2 = 0,3 \text{ mm} \quad w_3 = 0,4 \text{ mm}$$

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

### Stato limite di apertura delle fessure

L'apertura convenzionale delle fessure, calcolata con la combinazione caratteristica (rara) per gli

SLE, dovrà risultare:

- a)  $\delta_f \leq w_1$  per strutture in condizioni ambientali aggressive e molto aggressive, così come identificate nel par. 4.1.2.2.4.3 del DM 14.1.2008, per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per le zone non ispezionabili di tutte le strutture;
- b)  $\delta_f \leq w_2$  per strutture in condizioni ambientali ordinarie secondo il citato paragrafo del DM 14.1.2008.

Si fa comunque presente che per le sole testate delle travi in c.a.p., se dovessero verificarsi micro fessurazioni, queste non dovranno essere di ampiezza superiore a 0.1 mm. Le suddette micro fessure, dopo la loro accettazione, andranno trattate con materiali idonei e secondo procedure da concordare con la Committenza.

Si riportano di seguito gli stati di tensione, che si generano con le combinazioni sopracitate. Si considera il caso di momento positivo.

### Sezione a Momento Positivo

#### Dimensioni della sezione di calcolo

Altezza totale	h=	50 cm
Altezza utile	d=	45 cm
Larghezza di calcolo	b=	100 cm
Area Acciaio teso	As=	31.40 cm <sup>2</sup>
Area Acciaio compresso	As'=	31.40 cm <sup>2</sup>
lembo superiore:	1 $\Phi$ 20/10	
lembo inferiore:	1 $\Phi$ 20/10	
Calcestruzzo	Rck =	370 daN/cm <sup>2</sup>
Copriferro teso (da baric am tesa)	c=	5 cm
Copriferro compresso (da baric am compr)	d'=	5 cm
Momento sollecitante comb. frequente	Mf	261.00 kN m
Momento sollecitante comb. Quasi permanente	Mq.p.	0.00 kN m
asse neutro (distanza dal bordo compresso)	x=	14.24 cm
Momento di inerzia della sezione omog.	Ji=	582114 cm <sup>4</sup>
Area omogeneizzata	Ai=	2365.9 cm <sup>2</sup>

**Verifica a flessione**

Tensione di prima fessurazione

Tensione nell'acciaio teso

$$\sigma_{sr} = 1618.0 \text{ daN/cm}^2$$

Verifica di combinazione frequente:

Tensione nel calcestruzzo

$$\sigma_{cII} = -63.8 \text{ daN/cm}^2$$

Tensione nell'acciaio teso - fase 1

$$\sigma_{s1II} = 0 \text{ daN/cm}^2$$

Tensione nell'acciaio teso - fase 2 + fase 3

$$\sigma_{s2-3II} = 2068.8 \text{ daN/cm}^2$$

Tensione nell'acciaio teso - complessiva

$$\sigma_{sII} = 2068.8 \text{ daN/cm}^2$$

Tensione nell'acciaio compresso

$$\sigma_{s'II} = -621.4 \text{ daN/cm}^2$$

**Verifiche allo stato limite di apertura delle fessure**

diametro medio barre tese	$\Phi_t =$	2.00 cm	
interasse medio barre tese	$f_c =$	10.00 cm	
diametro medio barre compresse	$\Phi_t =$	2.00 cm	
interasse medio barre compresse	$f_c =$	10.00 cm	
baric. sez.fess.dal lembo inferiore	$y_{gf} =$	14.24 cm	
baric. sez. int. reag. dal lembo inf.	$y_g =$	25.00 cm	
asse neutro x	$y_n =$	14.24 cm	
braccio coppia interna	$z =$	40.25 cm	
Momento d'inerzia sezione fess.	$I_f =$	582114 cm <sup>4</sup>	
Momento d'inerzia sez.inter.reag.	$I_i =$	1418467 cm <sup>4</sup>	
Momento di prima fess. a fless.	$M_{1f} =$	20412 daN m	
Momento di prima fess. a traz.	$M_{1t} =$	17010 daN m	
Momento di formaz. fessure	$M_{ff} =$	11987 daN m	
	$b_{eff} =$	100 cm	
	$d_{eff} =$	17.88 cm	
Area efficace	$A_{eff} =$	1788 cm <sup>2</sup>	
<u>Verifica combinazione rara</u>			
<u>in condizioni ambientali ordinarie</u>	$k_2 =$	0.4	
	$k_3 =$	0.125	
	$\beta_1 =$	1	
	$\beta_2 =$	0.5	
Distanza media tra le fessure	$s_{rm} =$	15.69 cm	
Deformazione media nel c.l.s	$\epsilon_{sm} =$	0.000697	
APERTURA MEDIA DI FESSURA	$W_m =$	0.11 mm	
VALORE DI CONFRONTO	$W_2 =$	0.30 mm	
APERTURA CARATTERISTICA DI FESSURA	$W_k =$	0.19 mm	

**VERIFICA SODDISFATTA IN QUANTO  $W_k < W_1$**

In aggiunta alle verifiche a fessurazione, si eseguono le verifiche sulle tensioni del calcestruzzo e acciaio, seguendo quanto indicato dalle istruzioni RFI e NTC. Si riporta il riferimento normativo e successivamente le verifiche.

### 2.5.1.8.3.2.1 Valori limite delle tensioni

#### Strutture in C.A.

#### Tensioni di compressione del calcestruzzo

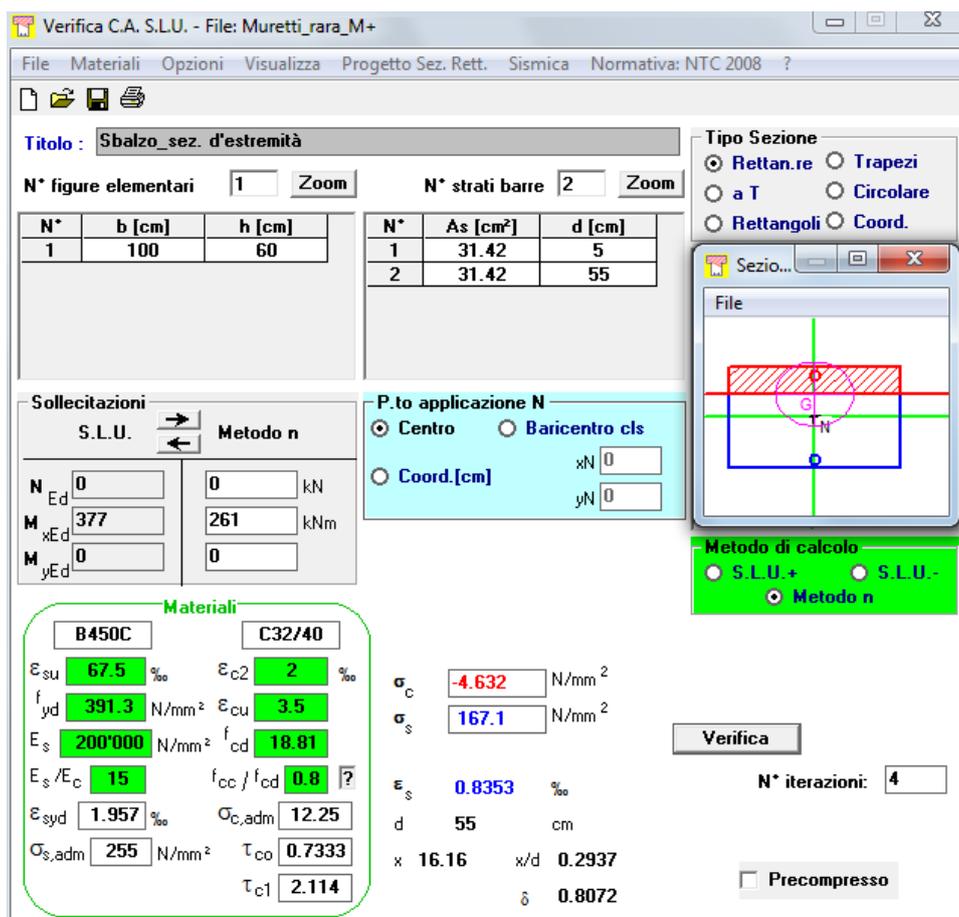
Devono essere rispettati i seguenti limiti per le tensioni di compressione nel calcestruzzo:

- Per combinazione di carico caratteristica (rara):  $0,55 f_{ck}$ ;
- Per combinazioni di carico quasi permanente:  $0,40 f_{ck}$ ;
- Per spessori minori di 5 cm, le tensioni normali limite di esercizio sono ridotte del 30%.

#### Tensioni di trazione nell'acciaio

Per le armature ordinarie, la massima tensione di trazione sotto la combinazione di carico caratteristica (rara) non deve superare  $0,75 f_{yk}$ .

Si riporta di seguito la verifica eseguita per la combinazione agli stati limite di esercizio rara, quindi verificando sia le massime tensioni di compressione del calcestruzzo e di trazione dell'acciaio per la condizione di momento positivo.



**Verifica C.A. S.L.U. - File: Muretti\_rara\_M+**

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

Titolo: Sbalzo\_sez. d'estremità

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	60	1	31.42	5
			2	31.42	55

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

Sezio... (Sezione diagramma)

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

	S.L.U.	Metodo n
N <sub>Ed</sub>	0	0 kN
M <sub>xEd</sub>	377	261 kNm
M <sub>yEd</sub>	0	0

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

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

Materiali: B450C C32/40

Proprietà	B450C	C32/40
$\epsilon_{su}$	67.5 ‰	2 ‰
$f_{yd}$	391.3 N/mm²	3.5 ‰
$E_s$	200'000 N/mm²	$f_{cd}$ 18.81
$E_s/E_c$	15	$f_{cc}/f_{cd}$ 0.8
$\epsilon_{syd}$	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 12.25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	$\tau_{co}$ 0.7333
		$\tau_{c1}$ 2.114

$\sigma_c$  -4.632 N/mm²  
 $\sigma_s$  167.1 N/mm²  
 $\epsilon_s$  0.8353 ‰  
d 55 cm  
x 16.16 x/d 0.2937  
 $\delta$  0.8072

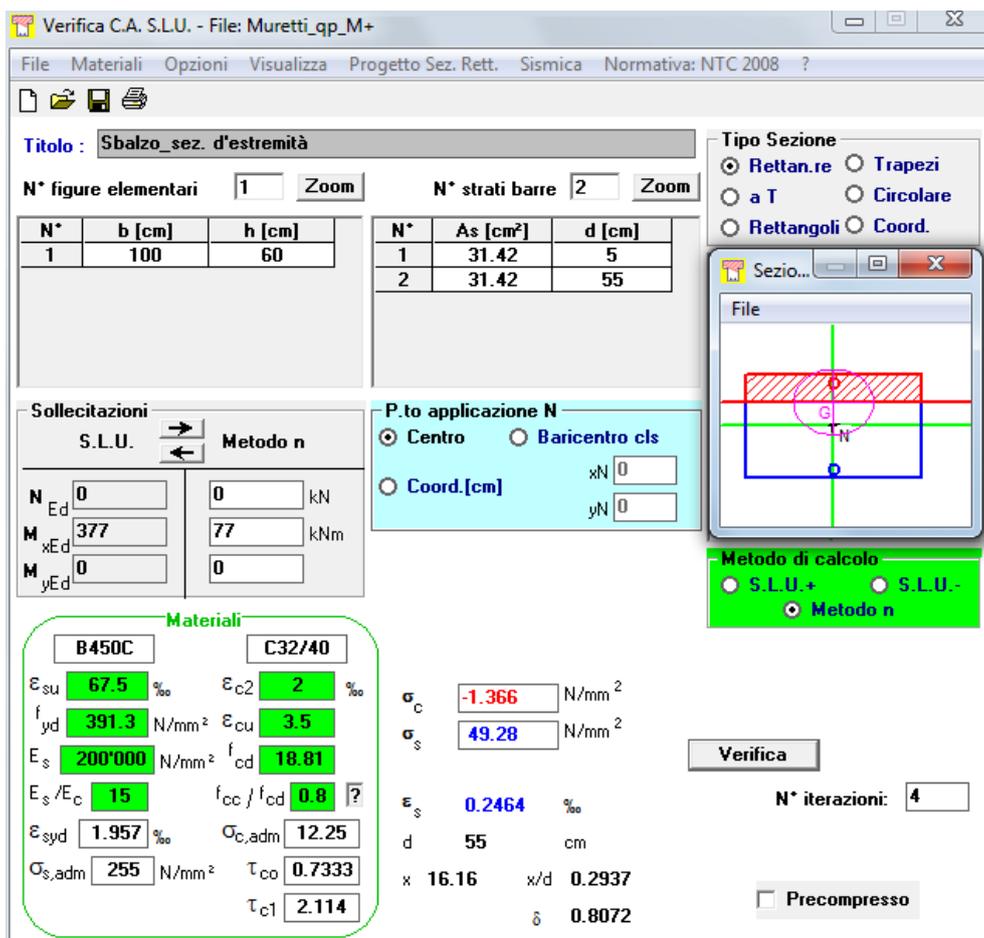
Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

$$\sigma_c = 2.61 \text{ N/mm}^2 < 0.55 f_{ck} = 0.55 \times 30 = 16.5 \text{ N/mm}^2 \quad \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

$$\sigma_s = 167 \text{ N/mm}^2 < 0.75 f_{yk} = 0.75 \times 450 = 337.5 \text{ N/mm}^2 \quad \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

Si riporta di seguito la verifica per la combinazione agli stati limite di esercizio quasi permanente, quindi verificando solo le massime tensioni di compressione sul calcestruzzo per la condizione di momento positivo.



**Verifica C.A. S.L.U. - File: Muretti\_qp\_M+**

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

TITOLO: Sbalzo\_sez. d'estremità

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	60	1	31.42	5
			2	31.42	55

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

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
M<sub>xEd</sub> 377 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0

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

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

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

**Materiali**  
B450C C32/40

ε<sub>su</sub> 67.5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
f<sub>yd</sub> 391.3 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3.5 ‰  
E<sub>s</sub> 200'000 N/mm² f<sub>cd</sub> 18.81  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0.8  
ε<sub>syd</sub> 1.957 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 12.25  
σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0.7333  
τ<sub>c1</sub> 2.114

σ<sub>c</sub> -1.366 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 49.28 N/mm²  
ε<sub>s</sub> 0.2464 ‰  
d 55 cm  
x 16.16 x/d 0.2937  
δ 0.8072

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

$$\sigma_c = 1.366 \text{ N/mm}^2 < 0.40 f_{ck} = 0.40 \times 30 = 12 \text{ N/mm}^2$$

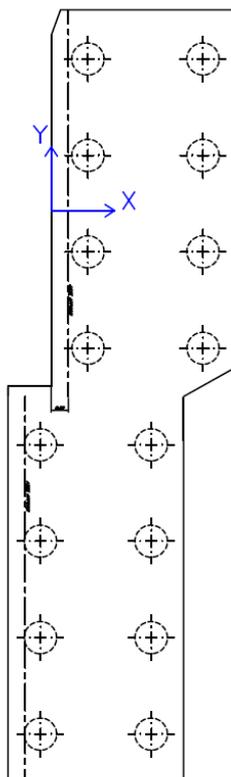
➔ VERIFICATO

## 8 SPALLA: PLINTO E PALI

In questa sezione si riporta la procedura con cui si è modellato, calcolato il plinto di fondazione fondato su pali (16 pali di diametro 1.5 m). Questo elemento è spesso 2.00 m.

Per semplicità di calcolo si è considerata solo metà plinto, quindi si è considerato una dimensione di 8.52x18.05m dello stesso. Questa assunzione ha permesso di considerare i carichi di un solo impalcato.

Tale procedura sovrastima le sollecitazioni sui pali e sul plinto, pertanto è a favore di sicurezza.



## 8.1 Analisi dei carichi

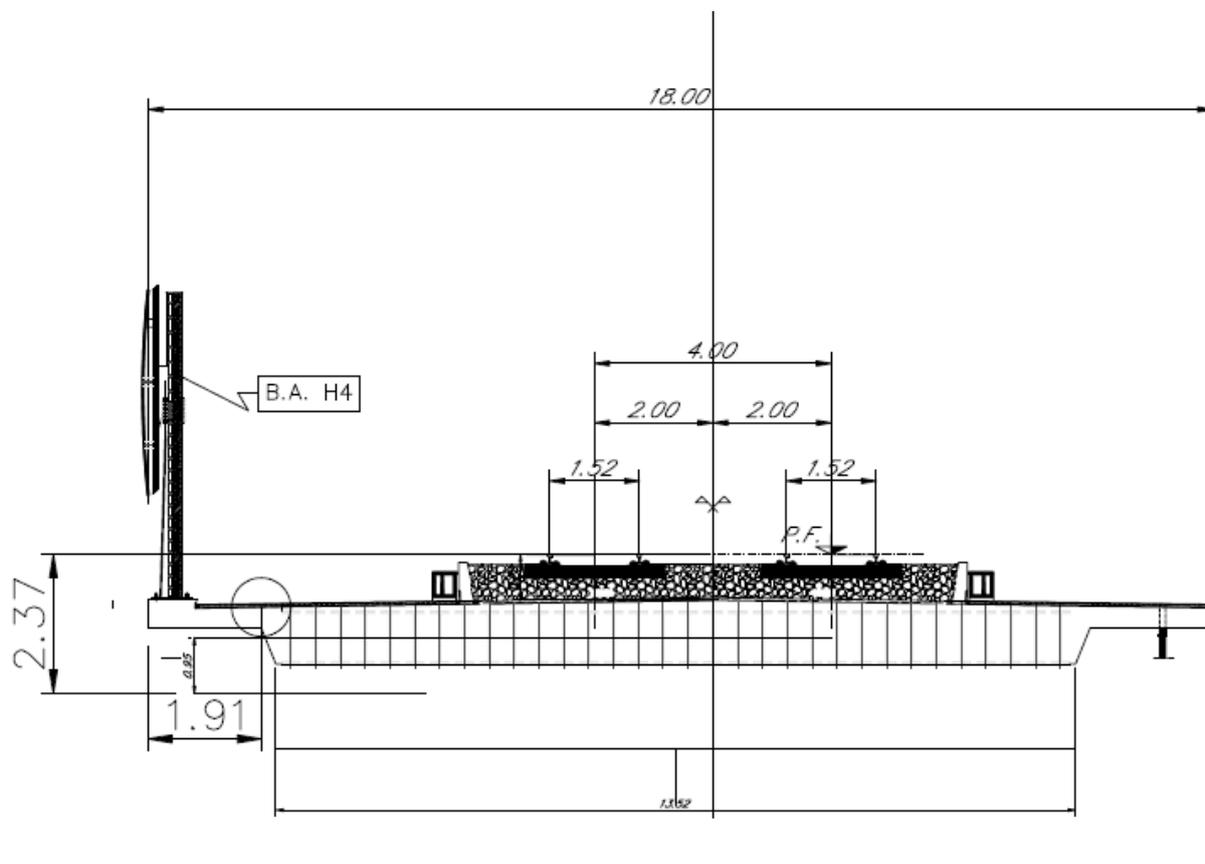
### 8.1.1 Carichi permanenti spalla

Si riportano i carichi permanenti della spalla, calcolati considerando l'effettiva geometria dell'elemento e considerando un peso specifico del calcestruzzo armato di  $25 \text{ kN/m}^3$ .

Elemento	Componenti risultante				
	Fy [kN]	Fx [kN]	Fz [kN]	Mx_appog	
Peso proprio	Scatolare G1	0	0	-2387	0
	Scatolare G2	0	0	-1105	0
	Platea	0	0	-7476	0

### 8.1.2 Carichi permanenti trasmessi da impalcato

Facendo riferimento alla sezione dell'impalcato a travi incorporate, dim cui si riporta di seguito la sezione si è calcolato il peso proprio del calcestruzzo e acciaio e tutti gli altri persi permanenti non strutturali.



RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA B

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	02	D 09 CL	VI 05 04 002	A	54 di 93

Per il peso delle sezioni in acciaio si è fatto riferimento alla norma ferroviaria, si riporta di seguito la tabella di riferimento per travi incorporate (luce teorica L=18m, sezione HEM900).

Portata teorica (m)	Profilo	n. di travi	interasse (cm)	Hmax (cm)	h. travi (cm)	d. p.f.-s.trave (cm)	peso travi (daN/ml)
14.50 < L ≤ 15	HEA 800	12	42	91	79	174,3	2688
	HEA 900	9	57,7	101	89	184,3	2268
	HEB 800	11	46,2	92	80	175,3	2882
	HEM 800	9	57,7	93,4	81,4	176,7	2853
15 < L ≤ 15.50	HEA 900	10	51,3	101	89	184,3	2520
	HEB 800	12	42	92	80	175,3	3144
	HEM 800	10	51,3	93,4	81,4	176,7	3170
15.50 < L ≤ 16	HEA 900	10	51,3	101	89	184,3	2520
	HEA 1000	9	57,7	111	99	194,3	2448
	HEB 900	9	57,7	102	90	185,3	2619
	HEM 800	11	46,2	93,4	81,4	176,7	3487
16 < L ≤ 16.50	HEA 900	11	46,2	101	89	184,3	2772
	HEA 1000	9	57,7	111	99	194,3	2448
	HEB 900	9	57,7	102	90	185,3	2619
	HEM 800	12	42	93,4	81,4	176,7	3804
16.50 < L ≤ 17	HEA 900	12	42	101	89	184,3	3024
	HEA 1000	10	51,3	111	99	194,3	2720
	HEB 900	10	51,3	102	90	185,3	2910
	HEM 900	9	57,7	103	91	186,3	3997
17 < L ≤ 17.50	HEA 1000	10	51,3	111	99	194,3	2720
	HEB 900	12	42	102	90	185,3	3492
	HEM900	10	51,3	103	91	186,3	3330
17.50 < L ≤ 18	HEA 1000	11	46,2	111	99	194,3	2992
	HEB 900	12	42	102	90	185,3	3492
	HEM 900	11	46,2	103	91	186,3	3663
18 < L ≤ 18.50	HEA 1000	11	46,2	111	99	194,3	2992
	HEB 1000	10	51,3	112	100	195,3	3140
	HEM 900	12	42	103	91	186,3	3996
18.50 < L ≤ 19	HEA 1000	12	42	111	99	194,3	3264
	HEB 1000	10	51,3	112	100	195,3	3140
	HEM 1000	10	51,3	113	101	196,3	3490
19 < L ≤ 19.50	HLA 1100	9	57,7	121	109	204,3	3087
	HEB 1000	11	46,2	112	100	195,3	3454
	HEM 1000	11	46,2	113	101	196,3	3839
19.50 < L ≤ 20	HLB 1100	9	57,7	122	110	205,3	3510
	HEB 1000	12	42	112	100	195,3	3768
	HEM 1000	11	46,2	113	101	196,3	3839
20 < L ≤ 20.50	HLB 1100	9	57,7	122	110	205,3	3510
	HEM 1000	12	42	113	101	196,3	4188
20.50 < L ≤ 21	HLB 1100	9	57,7	122	110	205,3	3510
	HLM 1100	8	66	123	111	206,3	3464
21 < L ≤ 22	HLM 1100	9	57,7	123	111	206,3	3897

Si riporta di seguito un riassunto sui carichi a metro dell'impalcato:

**G1**

Travi HEB900	
Peso singola trave	3.33 KN/m
Numero di travi	42 [-]
Peso travi HEB900	139.86 KN/m
<b>Peso travi HEB900 totale</b>	<b>2685.312 KN</b>

Area sezione portante	15.27 m <sup>2</sup>
Peso calcestruzzo	381.75 KN/m
<b>Peso calcestruzzo totale</b>	<b>7329.6 KN</b>

**G2**

Ballast	130.8 KN/m
Grigliato e strutture di sostegno	3 KN/m
Muretti porta ballast	7 KN/m
Impianti	3 KN/m
Canaletta e tubazione	1 KN/m
Cordoli Laterali	8.2 KN/m
Velette	1.5 KN/m
Barriere antirumore	16 KN/m

Per un'analisi più dettagliata sull'analisi dei permanenti portati si rimanda alle relazioni degli impalcati.

**8.1.3 Carichi trasmessi dall'impalcato dello scatolare**

Si riportano di seguito i carichi trasmessi dall'impalcato dello scatolare, sia permanenti che accidentali, calcolati considerando un'estensione longitudinale dello stesso di 6.2 metri.

Elemento	Componenti risultante			
	Fy [kN]	Fx [kN]	Fz [kN]	Mx_appoggi
G1 - scatolare sup	0	0	-1320.5	520.0
G2 - scatolare sup	0	0	-944.8	85.8
Sovraccarico traffico - scatolare	0	0	-1091.2	0

#### 8.1.4 Carichi verticali da traffico trasmessi dal singolo impalcato

La spalla è stata progettata considerando le massime sollecitazioni dovute al carico da traffico (modelli LM71 e/o SW/2) trasmesse dall'impalcato da 35 metri, ipotizzando la contemporaneità della massima risultante verticale ed il massimo momento trasversale risultante sul piano appoggi. Considerando anche la possibile contemporaneità dei carichi su entrambi i binari.

Per la descrizione dei modelli di carico da traffico, della ripartizione trasversale e longitudinale degli stessi si rimanda all'elaborato di calcolo dell'impalcato.

Di seguito si riportano le azioni dei carichi da traffico a metro per l'impalcato e l'azione totale massima.

##### Traffico - verticali

LM71 concentrato /binario	88 kN/m
LM71 concentrato /binario	171.87 kN/m
SW/2	150 kN/m
eccentricità del binario rispetto asse	2 m
LM71 totale - dispari - Fz	-2814.81 kN
LM71 totale - dispari - Mx	5629.613 kNm
SW2 totale - pari - Fz	-3641.2 kN
SW2 totale - pari - Mx	-7282.39 kNm
<b>LM71 + SW2 totale - Fz</b>	<b>-6456 kN</b>
<b>LM71 + SW2 totale - Mx</b>	<b>-1652.78 kNm</b>

### 8.1.5 Azioni orizzontali da traffico trasmessi dal singolo impalcato

L'azione laterale associata al serpeggio equivale ad una forza concentrata agente orizzontalmente, applicata alla sommità della rotaia più alta, perpendicolarmente all'asse del binario. Di seguito si l'azione totale massima orizzontale trasversale (serpeggio) e orizzontale longitudinale (frenatura/avviamento).

#### Traffico - longitudinali

Avv. LM71	696.96 KN	≤	1000 KN
Fren LM71	422.4 KN	≤	6000 KN
Avv. SW2	633.6 KN	≤	1000 KN
Fren SW2	672 KN		

#### Traffico - trasversali - serpeggio

Fy tot	210 KN	(SW2+LM71)
Braccio	1.9 m	
Mx tot	-399 KNm	

### 8.1.6 Carico da vento trasmesso dal singolo impalcato

Le forze risultanti dovute all'azione del vento trasversale agente sull'impalcato. Di seguito si l'azione totale massima del vento per ogni impalcato (altezza di riferimento pressione di picco z=10m).

#### Vento

Altezza treno	4 m
Altezza barriera	5 m
Altezza max impalcato	2.5 m
Pressione di riferimento	1.7 KN/m <sup>2</sup>
Fy (treno + barriera)	19.55 KN/m
Piano ferro-estradosso soletta	1.9
Braccio treno-intradosso	3.9 m
Braccio barriere-intradosso	5 m
Braccio impalcato-intradosso	1.25 m
Mx	-74.3325 KNm/m
<b>Fy tot</b>	<b>375.36 kN</b>
<b>Mxtot</b>	<b>-1427.18 kNm</b>

### 8.1.7 Carichi trasmessi dall'impalcato: riepilogo

Sono qui riassunte tutte le azioni trasmesse dall'impalcato alla spalla in corrispondenza del piano appoggi (4 multidirezionali, 1 unidirezionale) alla quota di sommità del muro di testata. Le azioni elementari sono state già descritte brevemente nel capitolo riguardante il calcolo dello scatolare, per una miglior compressione degli stessi si rimanda all'elaborato riguardante l'impalcato da 35 metri.

Elemento	Componenti risultante			
	Fy [kN]	Fx [kN]	Fz [kN]	Mx_app [kNm]
Permanenti impalcato G1	0	0	-5007.456	0
Permanenti impalcato G2	0	0	-1636.8	0
Frenatura	0	1368.96	0	0
Vento trasversale	187.68	0	0	-713.592
Sovraccarico acc	0	0	-3228.001319	-826.3896993
Azione centrifuga	0	0	0	0
Resistenze parassite	0	0	0	0
Azioni laterali (serpeggio)	210	0	0	-399
Ex	0	5818.428	0	0
Ey	5818.427936	0	0	-7273.03492
Ez	0	0	2909.213968	0

### 8.1.8 Forze inerziali

In condizione sismica si devono considerare le azioni orizzontali e verticali agenti sulla spalla dovute all'inerzia delle parti in calcestruzzo. Le risultanti orizzontali e verticali sono rispettivamente pari ad  $F_h=k_h \cdot W$  e  $F_v=k_v \cdot W$ , dove i coefficienti  $k_h$  e  $k_v$  sono calcolati come esposto al paragrafo 7.11.6 delle NTC08 risultando pari a  $k_h=\beta_m \cdot a_{max}/g$ ,  $k_v=\pm 0.5k_h$  con  $a_{max}=S_s \cdot S_t \cdot a_g$ .

Coefficients $K_h$ e $K_v$		
$K_h$	0.486	[-]
$K_v$	0.243	[-]

Forze inerziali dovute al sisma			
$F_{h,scG1}=k_h W_{scG1}$	Forza d'inerzia orizzontale dello scatolare G1	727.83	kN
$F_{v,scG1}=k_v W_{scG1}$	Forza d'inerzia verticale dello scatolare G1	363.92	kN
$F_{h,scG2}=k_h W_{scG2}$	Forza d'inerzia orizzontale dello scatolare G2	336.96	kN
$F_{v,scG2}=k_v W_{scG2}$	Forza d'inerzia verticale dello scatolare G2	168.48	kN
$F_{h,fond}=k_h W_{fond}$	Forza d'inerzia orizzontale della fondazione della spalla	2279.83	kN
$F_{v,fond}=k_v W_{fond}$	Forza d'inerzia verticale della fondazione della spalla	1139.92	kN

## 8.2 Combinazione dei carichi

Le verifiche di sicurezza strutturali sono state condotte utilizzando combinazioni di carico definite in ottemperanza alle NTC08, secondo quanto riportato nei paragrafi 2.5.3, 5.1.3.12. Di seguito sono mostrati i coefficienti parziali di sicurezza utilizzati allo SLU e i coefficienti di combinazione adoperati per i carichi variabili nella progettazione delle strutture da ponte.

### 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:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.3)$$

- 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 omissi i carichi  $Q_{kj}$  che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi  $G_2$ .

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1 STR	A2 GEO	Combinazione eccezionale	Combinazione Sismica
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00	1,00	1,00
Carichi permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Ballast <sup>(3)</sup>	favorevoli	$\gamma_B$	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Carichi variabili da traffico <sup>(4)</sup>	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25	0,20 <sup>(5)</sup>	0,20 <sup>(5)</sup>
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	0,00
Precompressione	favorevole	$\gamma_P$	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 <sup>(6)</sup>	1,00 <sup>(7)</sup>	1,00	1,00	1,00

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

Azioni		$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Azioni singole da traffico	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
Gruppi di carico	gr1	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
	gr2	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	-
	gr3	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
	gr4	1,00	1,00 <sup>(1)</sup>	0,0
Azioni del vento	$F_{Wk}$	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	$T_k$	0,60	0,60	0,50

- (1) 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.  
(2) Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti  $\psi_0$  relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

	Azioni	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Azioni singole da traffico	Treno di carico LM 71	0,80 <sup>(3)</sup>	<sup>(1)</sup>	0,0
	Treno di carico SW /0	0,80 <sup>(3)</sup>	0,80	0,0
	Treno di carico SW/2	0,0 <sup>(3)</sup>	0,80	0,0
	Treno scarico	1,00 <sup>(3)</sup>	-	-
	Centrifuga	<sup>(2)</sup> <sup>(3)</sup>	<sup>(2)</sup>	<sup>(2)</sup>
	Azione laterale (serpeggio)	1,00 <sup>(3)</sup>	0,80	0,0

- (1) 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.  
(2) Si usano gli stessi coefficienti  $\psi$  adottati per i carichi che provocano dette azioni.  
(3) Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti  $\psi_0$  relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

### 8.2.1 Coefficienti per le combinazioni di carico – SLU

Elemento		Coefficienti per combinazioni
		SLU 1
Peso proprio	Scatolare G1	1.35
	Scatolare G2	1.35
	Platea	1.35
Inerzia x spalla	Scatolare G1	0
	Scatolare G2	0
	Platea	0
Inerzia y spalla	Scatolare G1	0
	Scatolare G2	0
	Platea	0
Inerzia z spalla	Scatolare G1	0
	Scatolare G2	0
	Platea	0
Traffico scatolare	Sovraccarico accidentale	1.45
Azioni da impalcato travi incorporate	Permanenti impalcato G1	1.35
	Permanenti impalcato G2	1.5
	Frenatura/Awiamento	1.45
	Vento trasversale	0.9
	Sovraccarico accidentale	1.45
	Azione centrifuga	0.73
	Resistenze parassite	0.9
	Azioni laterali (serpeggio)	0.73
Sisma x - impalcato travi incorporate	Ex	0
Sisma y - impalcato travi incorporate	Ey	0
Sisma z - impalcato travi incorporate	Ez	0

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA B

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	02	D 09 CL	VI 05 04 002	A	63 di 93

### 8.2.2 Coefficienti per le combinazioni di carico – sisma

Nel caso in cui l'azione nella direzione x sia prevalente i coefficienti e le combinazioni sono i seguenti:

Elemento		$Ex+0.3Ey+0.3Ez$ (verso alto)	$Ex+0.3Ey-0.3Ez$ (verso basso)	$(-)Ex+0.3Ey+0.3Ez$ (verso alto)	$(-)Ex+0.3Ey-0.3Ez$ (verso basso)
Peso proprio	Scatolare G1	1	1	1	1
	Scatolare G2	1	1	1	1
	Platea	1	1	1	1
Inerzia x spalla	Scatolare G1	1	1	-1	-1
	Scatolare G2	1	1	-1	-1
	Platea	1	1	-1	-1
Inerzia y spalla	Scatolare G1	0.3	0.3	0.3	0.3
	Scatolare G2	0.3	0.3	0.3	0.3
	Platea	0.3	0.3	0.3	0.3
Inerzia z spalla	Scatolare G1	0.3	-0.3	0.3	-0.3
	Scatolare G2	0.3	-0.3	0.3	-0.3
	Platea	0.3	-0.3	0.3	-0.3
Traffico scatolare	Sovraccarico accidentale	0.2	0.2	0.2	0.2
Azioni da impalcato travi incorporate	Permanenti impalcato G1	1	1	1	1
	Permanenti impalcato G2	1	1	1	1
	Frenatura/Avviamento	0.2	0.2	-0.2	-0.2
	Vento trasversale	0	0	0	0
	Sovraccarico accidentale	0.2	0.2	0.2	0.2
	Azione centrifuga	0.1	0.1	0.1	0.1
	Resistenze parassite	0	0	0	0
	Azioni laterali (serpeggio)	0.1	0.1	0.1	0.1
	Sisma x - impalcato travi incorporate	Ex	1	1	-1
Sisma y - impalcato travi incorporate	Ey	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3
Sisma z - impalcato travi incorporate	Ez	0.3	-0.3	0.3	-0.3

Nel caso in cui l'azione nella direzione y sia prevalente i coefficienti e le combinazioni sono i seguenti:

Elemento		$0.3Ex+Ey+0.3Ez$ (verso alto)	$0.3Ex+Ey-0.3Ez$ (verso basso)
Peso proprio	Scatolare G1	1	1
	Scatolare G2	1	1
	Platea	1	1
Inerzia x spalla	Scatolare G1	0.3	0.3
	Scatolare G2	0.3	0.3
	Platea	0.3	0.3
Inerzia y spalla	Scatolare G1	1	1
	Scatolare G2	1	1
	Platea	1	1
Inerzia z spalla	Scatolare G1	0.3	-0.3
	Scatolare G2	0.3	-0.3
	Platea	0.3	-0.3
Traffico scatolare	Sovraccarico accidentale	0.2	0.2
Azioni da impalcato travi incorporate	Permanenti impalcato G1	1	1
	Permanenti impalcato G2	1	1
	Frenatura/Avviamento	0.2	0.2
	Vento trasversale	0	0
	Sovraccarico accidentale	0.2	0.2
	Azione centrifuga	0.1	0.1
	Resistenze parassite	0	0
	Azioni laterali (serpeggio)	0.1	0.1
	Sisma x - impalcato travi incorporate	Ex	0.3
Sisma y - impalcato travi incorporate	Ey	-1	-1
Sisma z - impalcato travi incorporate	Ez	0.3	-0.3

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA B

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	02	D 09 CL	VI 05 04 002	A	64 di 93

Nel caso in cui l'azione nella direzione z sia prevalente i coefficienti e le combinazioni sono i seguenti:

Elemento		$0.3E_x+0.3E_y+E_z(\text{verso alto})$	$0.3E_x+0.3E_y-E_z(\text{verso basso})$	$(-)0.3E_x+0.3E_y+E_z(\text{verso alto})$	$(-)0.3E_x+0.3E_y-E_z(\text{verso basso})$
Peso proprio	Scatolare G1	1	1	1	1
	Scatolare G2	1	1	1	1
	Platea	1	1	1	1
Inerzia x spalla	Scatolare G1	0.3	0.3	0.3	0.3
	Scatolare G2	0.3	0.3	0.3	0.3
	Platea	0.3	0.3	0.3	0.3
Inerzia y spalla	Scatolare G1	0.3	0.3	0.3	0.3
	Scatolare G2	0.3	0.3	0.3	0.3
	Platea	0.3	0.3	0.3	0.3
Inerzia z spalla	Scatolare G1	1	-1	1	-1
	Scatolare G2	1	-1	1	-1
	Platea	1	-1	1	-1
Traffico scatolare	Sovraccarico accidentale	0.2	0.2	0.2	0.2
Azioni da impalcato travi incorporate	Permanenti impalcato G1	1	1	1	1
	Permanenti impalcato G2	1	1	1	1
	Frenatura/Avviamento	0.2	0.2	0.2	0.2
	Vento trasversale	0	0	0	0
	Sovraccarico accidentale	0.2	0.2	0.2	0.2
	Azione centrifuga	0.1	0.1	0.1	0.1
	Resistenze parassite	0	0	0	0
	Azioni laterali (serpeggio)	0.1	0.1	0.1	0.1
	Sisma x - impalcato travi incorporate	$E_x$	0.3	0.3	-0.3
Sisma y - impalcato travi incorporate	$E_y$	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3
Sisma z - impalcato travi incorporate	$E_z$	1	-1	1	-1

### 8.2.3 Coefficienti per combinazioni – SLE

Elemento		SLE_rara (a)	SLE_rara (b)	SLE_freq (a)	SLE_freq (b)	SLE_Q.P.
Peso proprio	Scatolare G1	1	1	1	1	1
	Scatolare G2	1	1	1	1	1
	Platea	1	1	1	1	1
Inerzia x spalla	Scatolare G1	0	0	0	0	0
	Scatolare G2	0	0	0	0	0
	Platea	0	0	0	0	0
Inerzia y spalla	Scatolare G1	0	0	0	0	0
	Scatolare G2	0	0	0	0	0
	Platea	0	0	0	0	0
Inerzia z spalla	Scatolare G1	0	0	0	0	0
	Scatolare G2	0	0	0	0	0
	Platea	0	0	0	0	0
Traffico scatolare	Sovraccarico accidentale	1	0	0.6	0	0
Azioni da impalcato travi incorporate	Permanenti impalcato G1	1	1	1	1	1
	Permanenti impalcato G2	1	1	1	1	1
	Frenatura/Avviamento	1	0	0.6	0	0
	Vento trasversale	0.6	0.6	0	0	0
	Sovraccarico accidentale	1	0	0.6	0	0
	Azione centrifuga	0.5	0	0.3	0	0
	Resistenze parassite	0.6	0	0.5	0	0.5
	Azioni laterali (serpeggio)	0.5	0	0.3	0	0
Sisma x - impalcato travi incorporate	$E_x$	0	0	0	0	0
Sisma y - impalcato travi incorporate	$E_y$	0	0	0	0	0
Sisma z - impalcato travi incorporate	$E_z$	0	0	0	0	0

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA B

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	02	D 09 CL	VI 05 04 002	A	65 di 93

### 8.3 Sollecitazioni a quota intradosso fondazioni

Nella seguente tabella sono riportate le azioni elementari in direzione orizzontale e verticale agenti sulla spalla. Queste forze sono riferite al sistema di riferimento già riportato in precedenza, in seguito verranno utilizzate per ricavare le sollecitazioni per il calcolo del plinto.

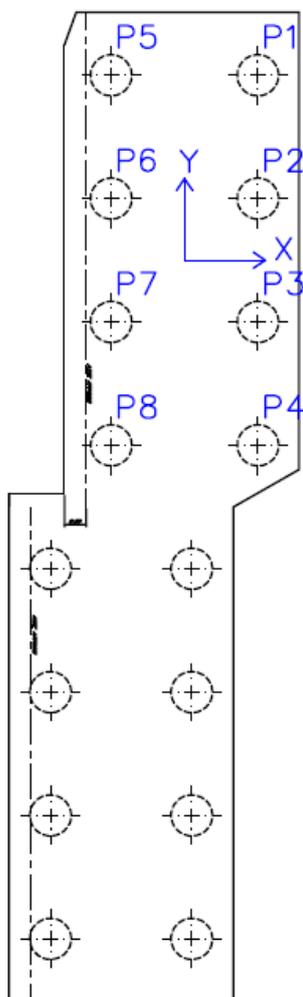
Elemento		Componenti risultante				Pos. della risultante		
		Fy [kN]	Fx [kN]	Fz [kN]	Mx appoggi	x [m]	y [m]	z [m]
Peso proprio	Scotolare G1	0	0	-2387	0	4.91	0.00	3.59
	Scotolare G2	0	0	-1105	0	4.91	0.00	3.59
	Platea	0	0	-7476	0	4.26	0.00	1.00
Inerzia x spalla	Scotolare G1	0	728	0	0	4.91	0.00	3.59
	Scotolare G2	0	337	0	0	4.91	0.00	3.59
	Platea	0	2280	0	0	4.26	0.00	1.00
Inerzia y spalla	Scotolare G1	728	0	0	0	4.91	0.00	3.59
	Scotolare G2	337	0	0	0	4.91	0.00	3.59
	Platea	2280	0	0	0	4.26	0.00	1.00
Inerzia z spalla	Scotolare G1	0	0	364	0	4.91	0.00	3.59
	Scotolare G2	0	0	168	0	4.91	0.00	3.59
	Platea	0	0	1140	0	4.26	0.00	1.00
Traffico scatolare	Sovraccarico accidentale	0	0	-2172.529808	-1131.9063	5.82	0.00	3.59
Azioni da impalcato travi incorporate	Permanenti impalcato G1	0	0	-5007	0	0.80	0.00	2.50
	Permanenti impalcato G2	0	0	-1637	0	0.80	0.00	2.50
	Frenatura/Avviamento	0	1369	0	0	0.80	0.00	2.50
	Vento trasversale	188	0	0	-714	0.80	0.00	2.50
	Sovraccarico accidentale			-3228	-826	0.80	0.00	2.50
	Azione centrifuga	0	0	0	0	0.80	0.00	2.50
	Resistenze parassite	0	296	0	0	0.80	0.00	2.50
	Azioni laterali (serpeggio)	210	0	0	-399	0.80	0.00	2.50
Sisma x - impalcato travi incorporate	Ex	0	5818	0	0	0.80	0.00	2.50
Sisma y - impalcato travi incorporate	Ey	5818	0	0	-7273	0.80	0.00	2.50
Sisma z - impalcato travi incorporate	Ez	0	0	2909	0	0.80	0.00	2.50

Tali azioni combinate con i coefficienti riportati in precedenza determinano le sollecitazioni di progetto nel baricentro del plinto, alla quota intradosso, esposte nelle tabelle seguenti.

Sollecitazioni intradosso fondazione					
Combinazioni	$N_{tot}$	$M_{y_{tot}}$	$M_{x_{tot}}$	$V_{y_{tot}}$	$V_{x_{tot}}$
	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
cond. A1+M1+R1 (a)	-31853	-34473	-2937	322	2252
cond. A1+M1+R1 (b)	-15976	-15056	-1065	169	0
Ex+0.3Ey+0.3Ez	-17318	1974	4231	-721	9437
Ex+0.3Ey+0.3Ez	-20067	-3858	4231	-721	9437
-Ex+0.3Ey+0.3Ez	-17318	-40692	4231	-721	-9437
-Ex+0.3Ey+0.3Ez	-20067	-46524	4231	-721	-9437
0.3Ex+Ey+0.3Ez	-17318	-12480	15233	-2453	3023
0.3Ex+Ey+0.3Ez	-20067	-18312	15233	-2453	3023
0.3Ex+0.3Ey+Ez	-14111	-5677	4231	-721	3023
0.3Ex+0.3Ey+Ez	-23274	-25116	4231	-721	3023
-0.3Ex+0.3Ey+Ez	-14111	-14404	4231	-721	-468
-0.3Ex+0.3Ey+Ez	-23274	-33844	4231	-721	-468
SLE_rara (a)	-23013	-24633	-1998	218	1547
SLE_rara (b)	-17612	-20719	-710	113	0
SLE_freq (a)	-20853	-22964	-773	63	969
SLE_freq (b)	-17612	-20719	0	0	0
SLE_Q.P.	-17612	-20349	0	0	148

#### 8.4 Reazione sui pali di fondazione

A partire dalle azioni risultanti nel baricentro del plinto alla quota di intradosso, sono stati calcolati, per ciascuna combinazione di carico, gli sforzi assiali e di taglio in testa ai pali di fondazione. Si segue la numerazione e il sistema di riferimento seguito.



Si riportano di seguito i dati della palificata in termini di coordinate geometriche dei pali rispetto al baricentro del plinto di fondazione e le azioni risultanti su ciascun palo per le combinazioni di carico di progetto.

*Coordinate pali*

palo	x [m]	y [m]	x <sup>2</sup>	y <sup>2</sup>	W <sub>x</sub> [m]	W <sub>y</sub> [m]
1	2.66	6.75	7.0756	45.5625	21.28	30
2	2.66	2.25	7.0756	5.0625	21.28	90
3	2.66	-2.25	7.0756	5.0625	21.28	-90
4	2.66	-6.75	7.0756	45.5625	21.28	-30
5	-2.66	6.75	7.0756	45.5625	-21.28	30
6	-2.66	2.25	7.0756	5.0625	-21.28	90
7	-2.66	-2.25	7.0756	5.0625	-21.28	-90
8	-2.66	-6.75	7.0756	45.5625	-21.28	-30

*Caratteristiche geometriche fondazione*

Dimensioni del plinto		
Lx	8.52	m
Ly	17.55	m
Lz	2	m
n	8	numero pali

*Sforzi sui pali di fondazione per ciascuna combinazione di carico:*

$$\text{Sforzo normale sul singolo palo: } N_i = \frac{N}{n} - \frac{M_y}{\sum x^2} x_i - \frac{M_x}{\sum y^2} y_i$$

$$\text{Sforzo di taglio orizzontale su singolo palo: } H_i = \sqrt{V_x^2 + V_y^2} / n$$

Dove:

n è il numero di pali di fondazione

x è la distanza longitudinale del palo dal baricentro del plinto

y è la distanza trasversale del palo dal baricentro del plinto

N, M<sub>x</sub>, M<sub>y</sub>, V<sub>x</sub>, V<sub>y</sub> sono le sollecitazioni calcolate a intradosso plinto di fondazione

Si riporta in forma tabellare tutte le reazioni dei pali per ogni combinazione di carico.

Sforzi di taglio	
Combinazioni	$V_{i,tot}$
	[kN]
cond. A1+M1+R1 (a)	284
cond. A1+M1+R1 (b)	21
Ex+0.3Ey+0.3Ez	1183
Ex+0.3Ey-0.3Ez	1183
-Ex+0.3Ey+0.3Ez	1183
-Ex+0.3Ey-0.3Ez	1183
0.3Ex+Ey+0.3Ez	487
0.3Ex+Ey-0.3Ez	487
0.3Ex+0.3Ey+Ez	388
0.3Ex+0.3Ey-Ez	388
-0.3Ex+0.3Ey+Ez	107
-0.3Ex+0.3Ey-Ez	107
SLE_rara (a)	195
SLE_rara (b)	14
SLE_freq (a)	121
SLE_freq (b)	0
SLE_Q.P.	19

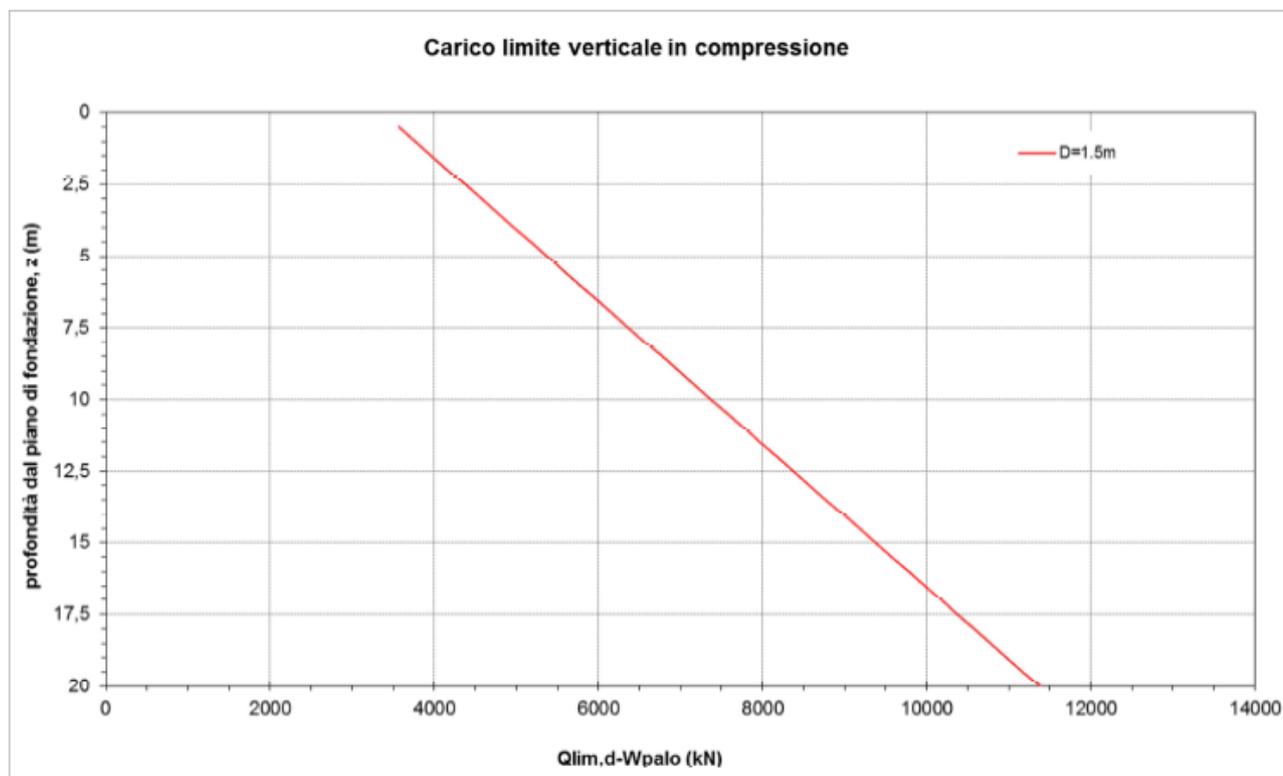
Sforzi normali pali								
Combinazioni	Q1	Q2	Q3	Q4	Q5	Q6	Q7	Q8
	[kN]							
cond. A1+M1+R1 (a)	-2460	-2394	-2329	-2264	-5699	-5634	-5569	-5504
cond. A1+M1+R1 (b)	-1325	-1301	-1278	-1254	-2740	-2716	-2693	-2669
Ex+0.3Ey+0.3Ez	-2116	-2210	-2305	-2399	-1931	-2025	-2119	-2213
Ex+0.3Ey-0.3Ez	-2186	-2280	-2374	-2468	-2549	-2643	-2737	-2831
-Ex+0.3Ey+0.3Ez	-111	-206	-300	-394	-3936	-4030	-4124	-4218
-Ex+0.3Ey-0.3Ez	-181	-275	-369	-463	-4554	-4648	-4742	-4836
0.3Ex+Ey+0.3Ez	-1071	-1409	-1748	-2086	-2243	-2582	-2920	-3259
0.3Ex+Ey-0.3Ez	-1140	-1479	-1817	-2156	-2861	-3200	-3538	-3877
0.3Ex+0.3Ey+Ez	-1356	-1450	-1544	-1638	-1890	-1984	-2078	-2172
0.3Ex+0.3Ey-Ez	-1588	-1682	-1776	-1870	-3948	-4043	-4137	-4231
-0.3Ex+0.3Ey+Ez	-946	-1040	-1134	-1228	-2300	-2394	-2488	-2582
-0.3Ex+0.3Ey-Ez	-1178	-1272	-1366	-1460	-4359	-4453	-4547	-4641
SLE_rara (a)	-1786	-1741	-1697	-1652	-4101	-4056	-4012	-3968
SLE_rara (b)	-1252	-1236	-1220	-1204	-3199	-3183	-3167	-3152
SLE_freq (a)	-1553	-1536	-1519	-1502	-3711	-3694	-3677	-3660
SLE_freq (b)	-1228	-1228	-1228	-1228	-3175	-3175	-3175	-3175
SLE_Q.P.	-1245	-1245	-1245	-1245	-3158	-3158	-3158	-3158

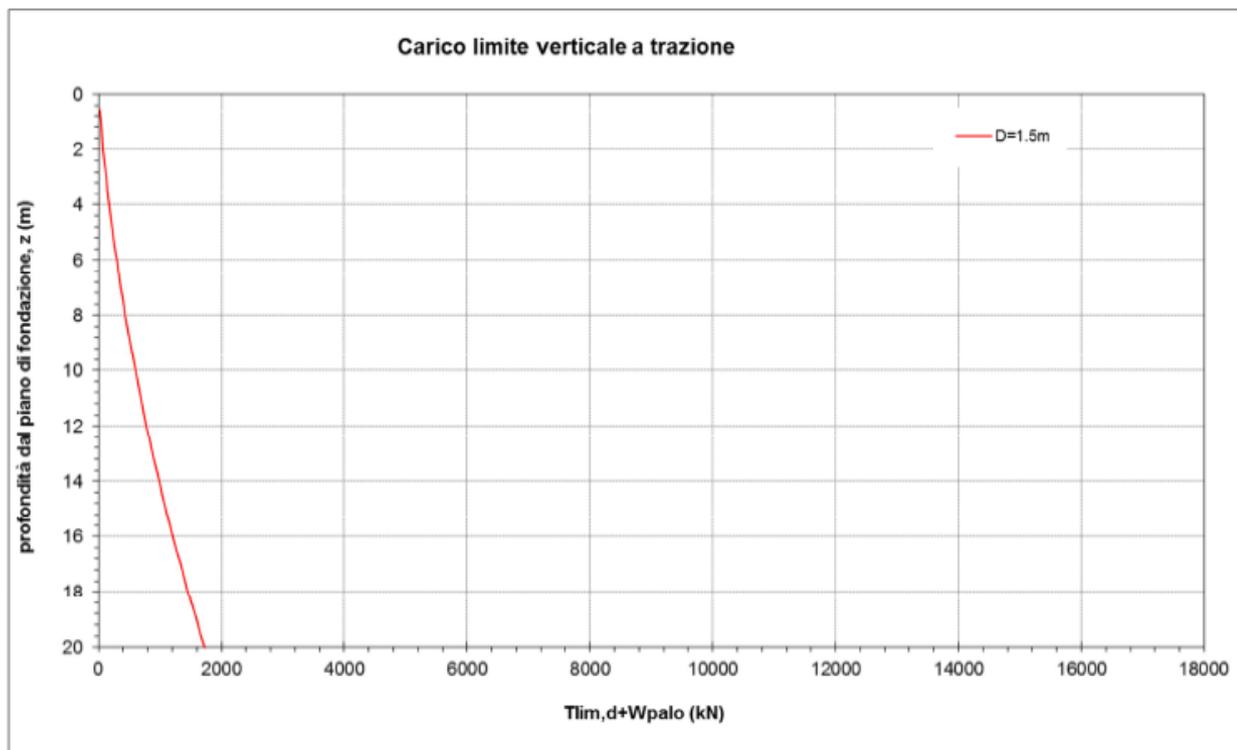
Sforzi massimi pali		
<b>Massimo V</b>	<b>1183</b>	<b>kN</b>
<b>Minimo V</b>	<b>0</b>	<b>kN</b>
<b>Massimo N</b>	<b>-111</b>	<b>kN</b>
<b>Minimo N</b>	<b>-5699</b>	<b>kN</b>

Queste azioni massime sui pali risultano essere minori delle reazioni massime dei pali. Infatti considerando una lunghezza del palo di 20 metri il palo riesce a portare i carichi di compressione massimi.

## VI05

### Spalla B





## 8.5 Verifica plinto di fondazione

Per verificare il plinto di fondazione si considera un modello a trave in semplice appoggi tra due pali consecutivi. Per il calcolo dello stesso si applica lo sforzo normale massimo trasferito dai muretti dello scatolare come carico distribuito e si verifica il plinto considerando una striscia di un metro. Per la verifica si considera anche il peso proprio della fondazione.

### 8.5.1 Sollecitazioni

#### CALCOLO PLINTO - TRAVE SEMPLICEMENTE APPOGGIATA

Dati plinto - trave		
spessore - s=	2	m
luce trave -L=	4.5	m
larghezza - B=	1	m
Peso proprio a metro	50	KN/m
Peso proprio a metro - SLU	67.5	KN/m

Azioni da muretto scatolare		
Sforzo normale max _Slu	-540	KN/m
Sforzo normale max _Sisma	-247	KN/m
Sforzo normale max _SLE rara	-260	KN/m
Sforzo normale max _SLE qp	-127	KN/m

Soll. max trave semplicemente appoggiata		
Combinazione	M <sub>,max</sub>	T <sub>,max</sub>
	kNm	kN
SLU	1538	1367
SISMA	796	708
SLE - RARA	829	737
SLE - Q.P.	492	438

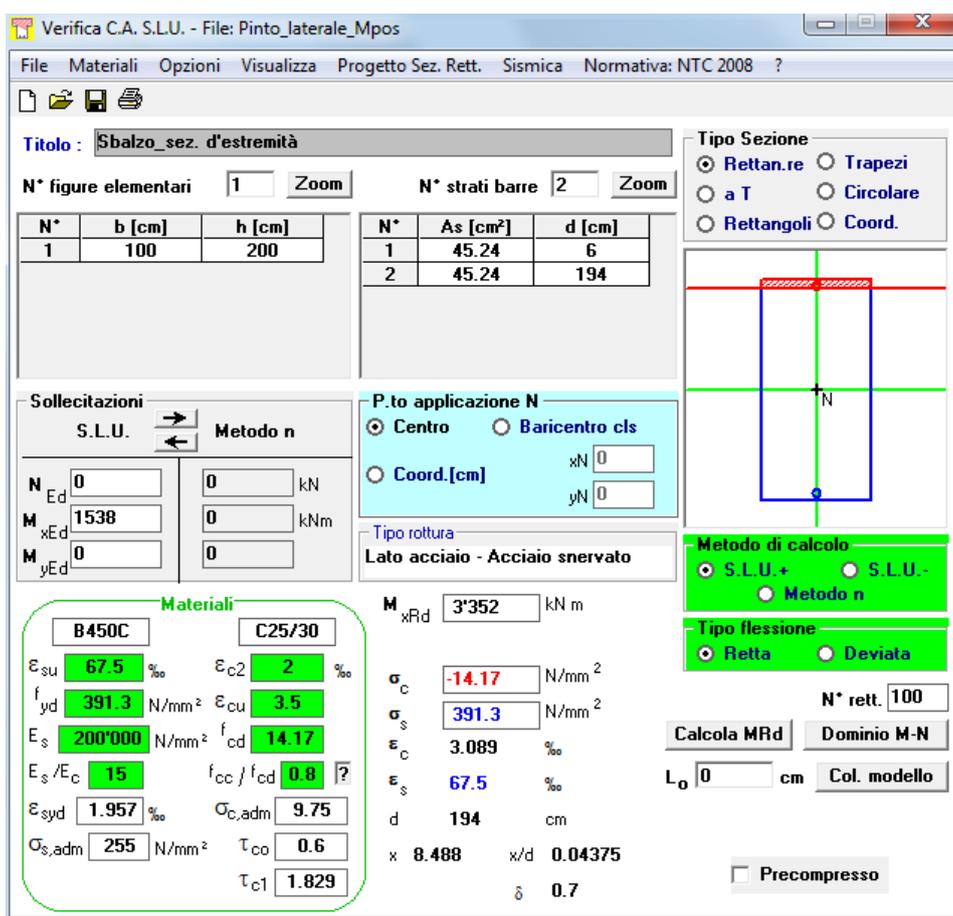
### 8.5.2 Verifiche

Si riportano le verifiche allo stato limite ultimo e allo stato limite di esercizio della sezione di larghezza unitaria e altezza pari a 200 cm della soletta piena. Il calcestruzzo utilizzato per questo elemento è C25/30 Il ricoprimento netto delle barre è pari a 4 cm.

#### Verifica a pressoflessione:

Le armature longitudinali sono:

- 1 fila di  $\varnothing$  24/10 superiore
- 1 fila di  $\varnothing$  24/10 inferiore



Verifica C.A. S.L.U. - File: Pinto\_laterale\_Mpos

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

Titolo: Sbalzo\_sez. d'estremità

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	200	1	45.24	6
			2	45.24	194

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

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>: 0 kN  
M<sub>xEd</sub>: 1538 kNm  
M<sub>yEd</sub>: 0

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

Tipologia rottura: Lato acciaio - Acciaio snervato

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

Tipologia flessione:  Retta  Deviate

N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio M-N

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

Precompresso

Materiali: B450C C25/30

Proprietà	B450C	C25/30
$\epsilon_{su}$	67.5 ‰	2 ‰
$f_{yd}$	391.3 N/mm²	3.5 N/mm²
$E_s$	200'000 N/mm²	14.17 N/mm²
$E_s/E_c$	15	0.8
$\epsilon_{syd}$	1.957 ‰	9.75
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	0.6
$\tau_{c1}$		1.829

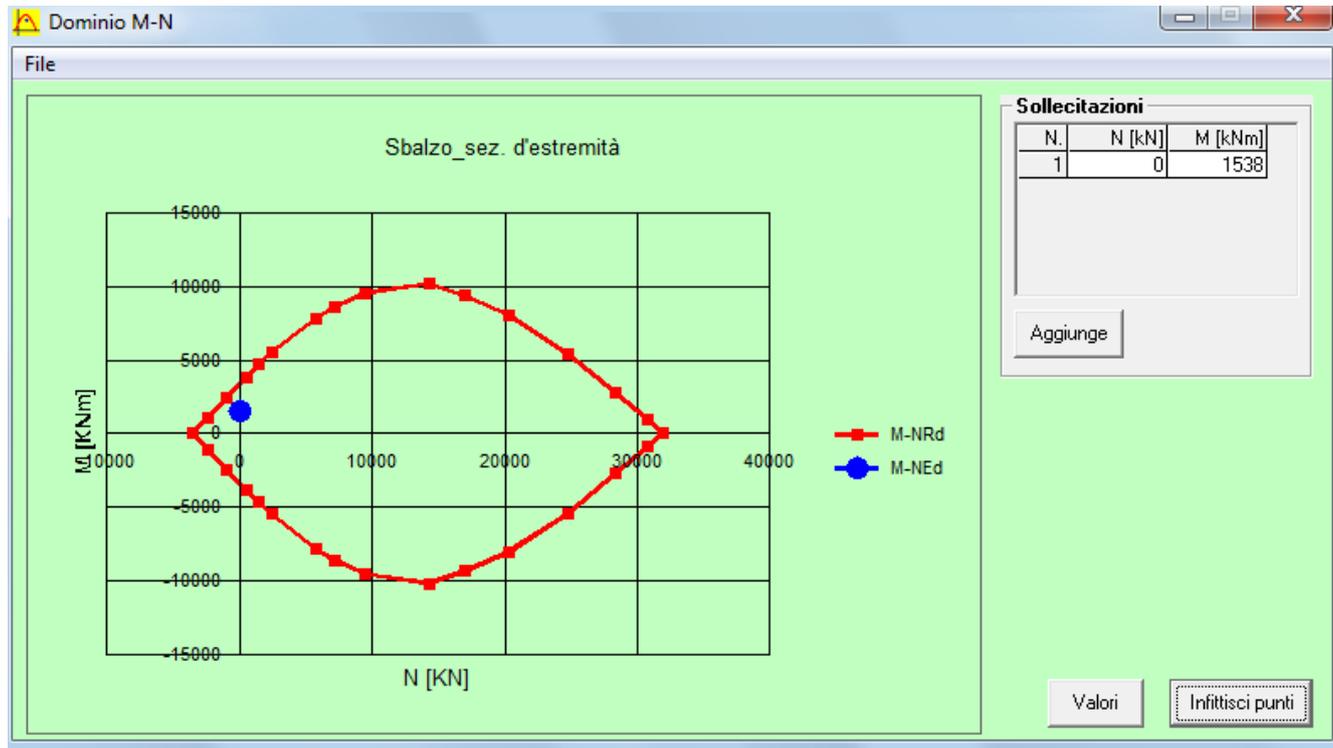
M<sub>xRd</sub>: 3'352 kNm

$\sigma_c$ : -14.17 N/mm²  
 $\sigma_s$ : 391.3 N/mm²  
 $\epsilon_c$ : 3.089 ‰  
 $\epsilon_s$ : 67.5 ‰  
d: 194 cm  
x: 8.488 w/d: 0.04375  
 $\delta$ : 0.7

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA B

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	02	D 09 CL	VI 05 04 002	A	76 di 93

Verifica a momento positivo:



## Verifica a fessurazione SLE

Si riporta quanto descritto in normativo riguardo le verifiche agli stati limite di esercizio.

### 1.8.3.2.4 REQUISITI CONCERNENTI LA FESSURAZIONE PER STRUTTURE IN C.A, C.A.P. E MISTE ACCIAIO-CALCESTRUZZO

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

*Per assicurare la funzionalità e la durata delle strutture è necessario:*

- realizzare un sufficiente ricoprimento delle armature con calcestruzzo di buona qualità e compattezza, bassa porosità e bassa permeabilità;
- non superare uno stato limite di fessurazione adeguato alle condizioni ambientali, alle sollecitazioni ed alla sensibilità delle armature alla corrosione;
- tener conto delle esigenze estetiche.

#### **4.1.2.2.4.1 Definizione degli stati limite di fessurazione**

*In ordine di severità decrescente si distinguono i seguenti stati limite:*

*a) stato limite di decompressione nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale è ovunque di compressione ed al più uguale a 0;*

*b) stato limite di formazione delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata è:*

$$\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 \quad (4.1.37)$$

*dove  $f_{ctm}$  è definito nel § 11.2.10.2;*

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

$$w_1 = 0,2 \text{ mm} \quad w_2 = 0,3 \text{ mm} \quad w_3 = 0,4 \text{ mm}$$

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

### Stato limite di apertura delle fessure

L'apertura convenzionale delle fessure, calcolata con la combinazione caratteristica (rara) per gli

SLE, dovrà risultare:

a)  $\delta_f \leq w_1$  per strutture in condizioni ambientali aggressive e molto aggressive, così come identificate nel par. 4.1.2.2.4.3 del DM 14.1.2008, per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per le zone non ispezionabili di tutte le strutture;

b)  $\delta_f \leq w_2$  per strutture in condizioni ambientali ordinarie secondo il citato paragrafo del DM 14.1.2008.

Si fa comunque presente che per le sole testate delle travi in c.a.p., se dovessero verificarsi micro fessurazioni, queste non dovranno essere di ampiezza superiore a 0.1 mm. Le suddette micro fessure, dopo la loro accettazione, andranno trattate con materiali idonei e secondo procedure da concordare con la Committenza.

Si riportano di seguito gli stati di tensione, che si generano con le combinazioni sopracitate. Si considera il caso di momento positivo.

### Sezione a Momento Positivo

#### Dimensioni della sezione di calcolo

Altezza totale	h=	200 cm
Altezza utile	d=	195 cm
Larghezza di calcolo	b=	100 cm
Area Acciaio teso	A <sub>s</sub> =	45.22 cm <sup>2</sup>
Area Acciaio compresso	A <sub>s</sub> '=	45.22 cm <sup>2</sup>

lembo superiore: 1  $\Phi$  24/10

lembo inferiore: 1  $\Phi$  24/10

Calcestruzzo R<sub>ck</sub> = 300 daN/cm<sup>2</sup>

Copriferro teso (da baric arm tesa) c= 5 cm

Copriferro compresso (da baric arm compr) d'= 5 cm

Momento sollecitante comb. frequente M<sub>f</sub> 829.00 kN m

Momento sollecitante comb. Quasi permanente M<sub>q.p.</sub> 0.00 kN m

asse neutro (distanza dal bordo compresso) x= 40.26 cm

Momento di inerzia della sezione omog. J<sub>i</sub>= 19258534 cm<sup>4</sup>

Area omogeneizzata A<sub>i</sub>= 5382.3 cm<sup>2</sup>

**Verifica a flessione**

Tensione di prima fessurazione

Tensione nell'acciaio teso

$$\sigma_{sr} = 2975.0 \text{ daN/cm}^2$$

Verifica di combinazione frequente:

Tensione nel calcestruzzo

$$\sigma_{cII} = -17.3 \text{ daN/cm}^2$$

Tensione nell'acciaio teso - fase 1

$$\sigma_{s1II} = 0 \text{ daN/cm}^2$$

Tensione nell'acciaio teso - fase 2 + fase 3

$$\sigma_{s2-3II} = 999.1 \text{ daN/cm}^2$$

Tensione nell'acciaio teso - complessiva

$$\sigma_{sII} = 999.1 \text{ daN/cm}^2$$

Tensione nell'acciaio compresso

$$\sigma_{s'II} = -227.7 \text{ daN/cm}^2$$

**Verifiche allo stato limite di apertura delle fessure**

diametro medio barre tese	$\Phi_t =$	2.40 cm	
interasse medio barre tese	$f_c =$	10.00 cm	
diametro medio barre compresse	$\Phi_t =$	2.40 cm	
interasse medio barre compresse	$f_c =$	10.00 cm	
baric. sez.fess.dal lembo inferiore	$y_{gf} =$	40.26 cm	
baric. sez. int. reag. dal lembo inf.	$y_g =$	100.00 cm	
asse neutro x	$y_n =$	40.26 cm	
braccio coppia interna	$z =$	181.58 cm	
Momento d'inerzia sezione fess.	$I_f =$	19258534 cm <sup>4</sup>	
Momento d'inerzia sez.inter.reag.	$I_i =$	78908899 cm <sup>4</sup>	
Momento di prima fess. a fless.	$M_{1f} =$	246842 daN m	
Momento di prima fess. a traz.	$M_{1t} =$	205701 daN m	
Momento di formaz. fessure	$M_{ff} =$	129802 daN m	
	$b_{eff} =$	100 cm	
	$d_{eff} =$	21.80 cm	
Area efficace	$A_{eff} =$	2180 cm <sup>2</sup>	
<u>Verifica combinazione rara</u>			
<u>in condizioni ambientali aggressive/molto aggressive</u>	$k_2 =$	0.4	
	$k_3 =$	0.125	
	$\beta_1 =$	1	
	$\beta_2 =$	0.5	
Distanza media tra le fessure	$s_{rm} =$	15.39 cm	
Deformazione media nel c.l.s	$\epsilon_{sm} =$	0.000194	
APERTURA MEDIA DI FESSURA	$W_m =$	0.03 mm	
VALORE DI CONFRONTO	$W_1 =$	0.20 mm	
APERTURA CARATTERISTICA DI FESSURA	$W_k =$	0.05 mm	

**VERIFICA SODDISFATTA IN QUANTO  $W_k < W_1$**

In aggiunta alle verifiche a fessurazione, si eseguono le verifiche sulle tensioni del calcestruzzo e acciaio, seguendo quanto indicato dalle istruzioni RFI e NTC. Si riporta il riferimento normativo e successivamente le verifiche.

#### 2.5.1.8.3.2.1 Valori limite delle tensioni

##### Strutture in C.A.

##### Tensioni di compressione del calcestruzzo

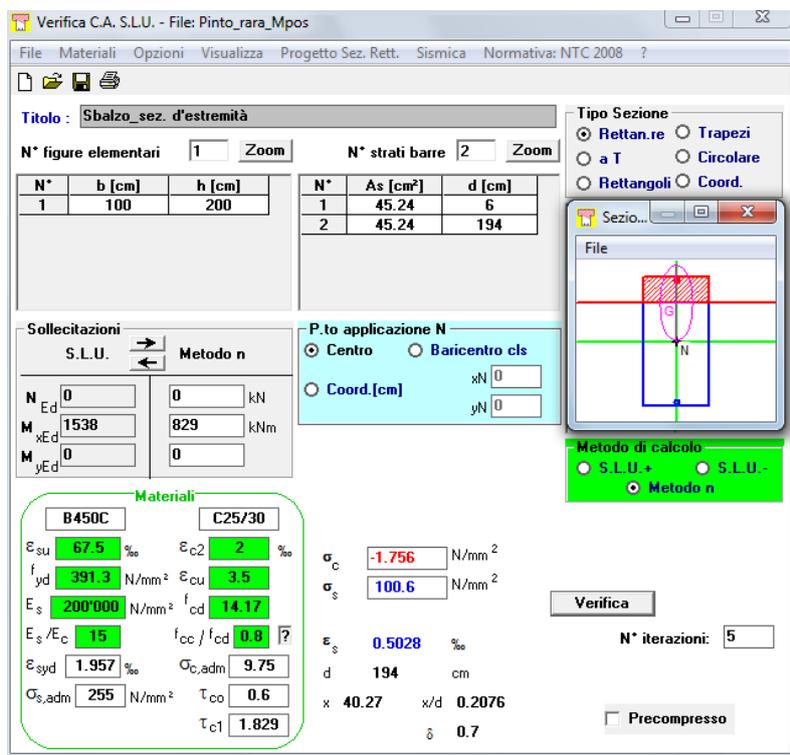
Devono essere rispettati i seguenti limiti per le tensioni di compressione nel calcestruzzo:

- Per combinazione di carico caratteristica (rara):  $0,55 f_{ck}$ ;
- Per combinazioni di carico quasi permanente:  $0,40 f_{ck}$ ;
- Per spessori minori di 5 cm, le tensioni normali limite di esercizio sono ridotte del 30%.

##### Tensioni di trazione nell'acciaio

Per le armature ordinarie, la massima tensione di trazione sotto la combinazione di carico caratteristica (rara) non deve superare  $0,75 f_{yk}$ .

Si riporta di seguito la verifica eseguita per la combinazione agli stati limite di esercizio rara, quindi verificando sia le massime tensioni di compressione del calcestruzzo e di trazione dell'acciaio per la condizione di momento positivo.



**Titolo:** Sbalzo sez. d'estremità

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	200	1	45.24	6
			2	45.24	194

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

N <sub>Ed</sub>	0	0	kN
M <sub>xEd</sub>	1538	829	kNm
M <sub>yEd</sub>	0	0	

**Materiali**

B450C		C25/30	
$\epsilon_{su}$	67.5 ‰	$\epsilon_{c2}$	2 ‰
$f_{yd}$	391.3 N/mm²	$\epsilon_{cu}$	3.5 ‰
$E_s$	200'000 N/mm²	$f_{cd}$	14.17
$E_s/E_c$	15	$f_{cc}/f_{cd}$	0.6
$\epsilon_{syd}$	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	9.75
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	$\tau_{co}$	0.6
		$\tau_{c1}$	1.829

**P.to applicazione N**

Centro  Baricentro cls

Coord.[cm] xN 0 yN 0

**Metodo di calcolo**

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

**Verifica**

$\sigma_c$  -1.756 N/mm²

$\sigma_s$  100.6 N/mm²

$\epsilon_s$  0.5028 ‰

d 194 cm

x 40.27 x/d 0.2076

$\delta$  0.7

N° iterazioni: 5

Precompresso

$$\sigma_c = 1.76 \text{ N/mm}^2 < 0.55 f_{ck} = 0.55 \times 25 = 13.75 \text{ N/mm}^2$$

→ VERIFICATO

$$\sigma_s = 101 \text{ N/mm}^2 < 0.75 f_{yk} = 0.75 \times 450 = 337.5 \text{ N/mm}^2$$

→ VERIFICATO

Si riporta di seguito la verifica per la combinazione agli stati limite di esercizio quasi permanente, quindi verificando solo le massime tensioni di compressione sul calcestruzzo per la condizione di momento positivo.

Verifica C.A. S.L.U. - File: Pinto\_qp\_Mpos

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

Titolo : Sbalzo\_sez. d'estremità

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

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	200

N°	As [cm²]	d [cm]
1	45.24	6
2	45.24	194

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

Sezio... (Diagramma della sezione con centro G e punto di applicazione N)

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N <sub>Ed</sub>	0	0	kN
M <sub>xEd</sub>	1538	492	kNm
M <sub>yEd</sub>	0	0	

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

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

Materiali: B450C C25/30

$\epsilon_{su}$	67.5	$\epsilon_{c2}$	2
$f_{yd}$	391.3	$\epsilon_{cu}$	3.5
$E_s$	200'000	$f_{cd}$	14.17
$E_s/E_c$	15	$f_{cc}/f_{cd}$	0.8
$\epsilon_{syd}$	1.957	$\sigma_{c,adm}$	9.75
$\sigma_{s,adm}$	255	$\tau_{co}$	0.6
		$\tau_{c1}$	1.829

$\sigma_c$  -1.042 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$  59.68 N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_s$  0.2984 ‰  
d 194 cm  
x 40.27 x/d 0.2076  
 $\delta$  0.7

Verifica N° iterazioni: 5

Precompresso

$$\sigma_c = 1.042 \text{ N/mm}^2 < 0.40 f_{ck} = 0.40 \times 30 = 10 \text{ N/mm}^2$$

→ VERIFICATO

Verifica a taglio

Si verifica la sezione prevedendo un armatura aggiuntiva a taglio staffe  $\emptyset 10/25$   $s=25$ cm.

**Verifica a Taglio soletta con armature aggiuntive secondo DM 14.01.2008**

$R_{ck} =$	300 kg/cm <sup>2</sup>	
$f_{cd} =$	166 kg/cm <sup>2</sup>	
$f'_{cd} =$	83 kg/cm <sup>2</sup>	resistenza a compressione ridotta
$\alpha_c =$	1	coefficiente = 1 in quanto sforzo normale assente
$f_{yd} =$	3913 kg/cm <sup>2</sup>	resistenza armatura aggiuntiva a taglio
$h =$	200 cm	altezza della soletta
$c =$	5 cm	copriferro armatura superiore
$d =$	195 cm	altezza utile delle sezioni
$b_w =$	100 cm	
$\phi =$	10 mm	diametro dell'armatura aggiuntiva
n braccia =	4	ferri a pettine passo 25 cm
$A_{sw} =$	3.14 cm <sup>2</sup> /m	area delle armature trasversali a ml di soletta
$s =$	25 cm	interasse meccanismo resistente del traliccio
$\alpha =$	90 °	inclinazione armatura aggiuntiva: 90° ferri pettine, 45° piegati
$\alpha =$	1.57 rad	

Il valore di  $\theta$  che uguaglia i due contributi di resistenza a taglio trazione  $V_{sd}$  e a taglio compressione  $V_{cd}$  è

$$\theta = 14.09 \text{ °} \quad \text{inclinazione dei puntoni d'anima}$$

$$V_{rsd} = 3439 \text{ daN} \quad \text{taglio trazione}$$

$$V_{rcd} = 3439 \text{ daN} \quad \text{taglio compressione}$$

$$\text{ctg } \theta = 3.98 \quad \Rightarrow \text{ si assume } \text{ctg } \theta = 2.5$$

$$V_{rsd} = 215743 \text{ daN}$$

$$V_{rcd} = 502293 \text{ daN}$$

$$V_{rd} = \min[V_{rsd}; V_{rdc}] \quad 2157 \text{ kN}$$

$$V_{ed} \quad 1367 \text{ kN} \quad V_{rd} > V_{ed} \Rightarrow \text{verifica soddisfatta}$$

## 9 VERIFICHE PALI DI FONDAZIONE

### 9.1 Riepilogo carichi sui pali

	$N_{\min}$ (kN)	$N_{\max}$ (kN)	$H_{\max}$ (kN)
SLE Q.P.	1245	3158	19
SLE FREQUENTE	1228	3711	121
SLE RARA	1204	4101	195
SLU STR	1379	6269	313
SLV ( $q = 1.5 - \gamma_{Rd} = 1.1$ )	123	5319	1301

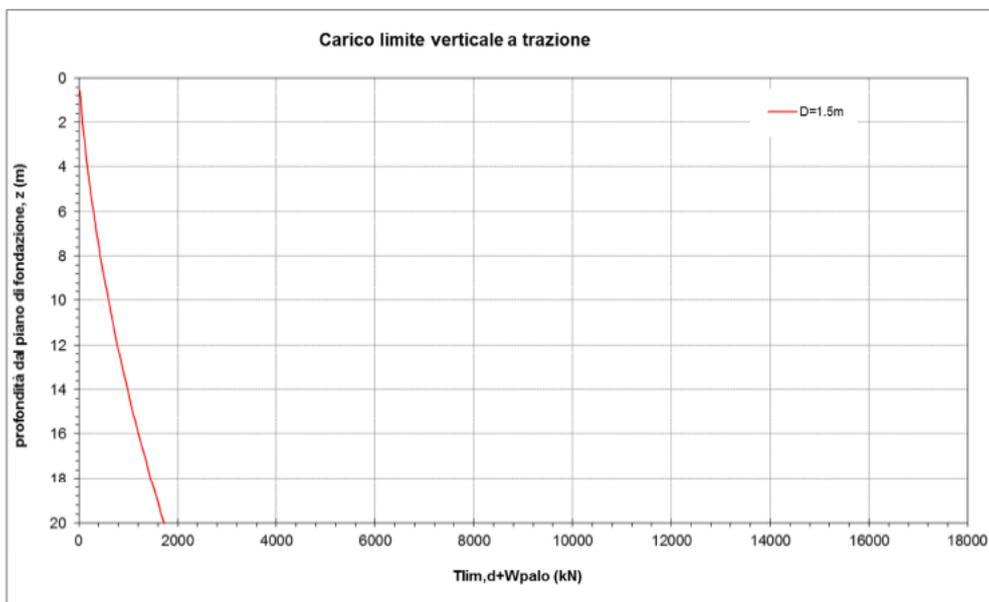
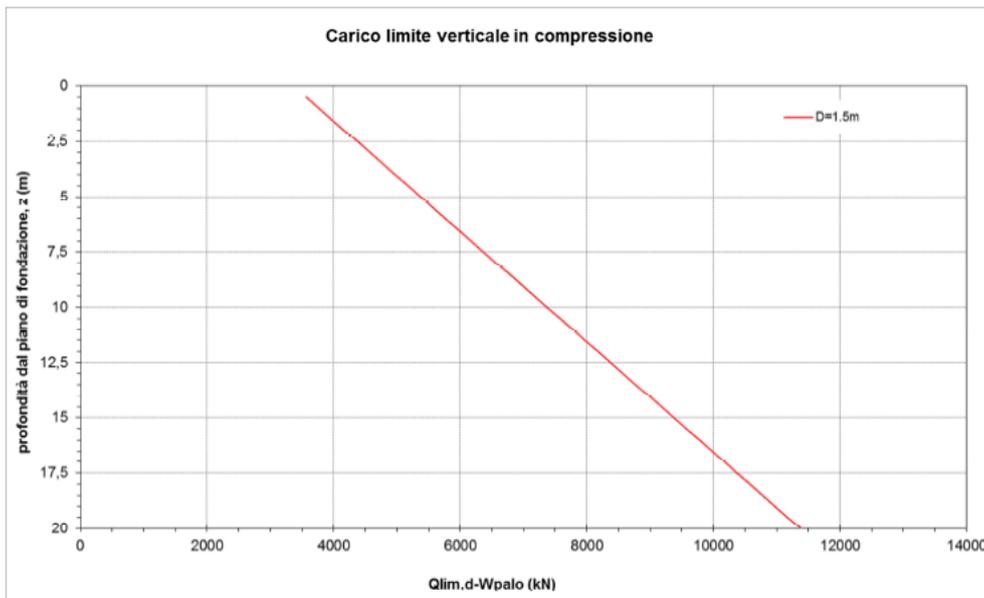
### 9.2 Verifica capacità portante verticale palo

Il carico totale viene confrontato con la curva di capacità portante. Le curve comprendono già il peso proprio del palo e partono dalla quota testa palo. Per le verifiche seguenti si useranno le sollecitazioni massime tra le combinazioni SLU e SLV (fattore di struttura 1.5 e coefficiente di sovraresistenza 1.1).

Opera	Binario	Pila/Spalla	$N_{\min}$ (kN)	$N_{\max}$ (kN)	$L_{\text{palo}}$ (m)
VI05	Entrambi	Spalla B	123	6269	20

**VI05**

**Spalla B**



### 9.3 Verifica palo per forze orizzontali

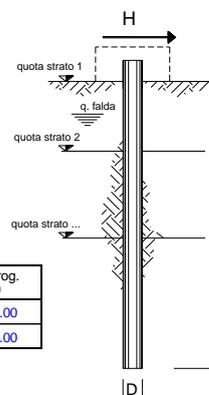
Viadotto	Binario	Opera	Pila/Spalla	$\gamma_t$	$\varphi'$	$c_u$	n°vert	q.ta falda	Hsd	My	Hrd	c.r.
-	-	-	-	kN/m	°	kPa	-	m	kN	kNm	kN	-
VI05		Spalle	SB	21	-	190	1	0	1301	6253	1490	0.87

#### 9.3.1 Capacità portante orizzontale (Broms)

coefficienti parziali		A		M		R	
Metodo di calcolo		permanenti	variabili	$\gamma_{\varphi}$	$\gamma_{c_u}$	$\gamma_t$	
		$\gamma_G$	$\gamma_Q$				
SLU	A1+M1+R1	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	
	A2+M1+R2	1.00	1.30	1.00	1.00	1.60	
	A1+M1+R3	1.30	1.50	1.00	1.00	1.30	
	SISMA	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30	
DMB8		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
definiti dal progettista		1.00	1.00	1.00	1.00	1.30	

n	1	2	3	4	5	7	$\geq 10$	T.A.	prog.
$\xi_{3.1}$	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
$\xi_{3.4}$	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00



strati terreno	descrizione	quote (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\varphi$ (°)	Parametri medi		Parametri minimi		
						$k_p$	$c_u$ (kPa)	$\varphi$ (°)	$k_p$	$c_u$ (kPa)
p.c.=strato 1		100.00	21	11		3.69	190		3.69	190
□ strato 2						1.00			1.00	
□ strato 3						1.00			1.00	
□ strato 4						1.00			1.00	
□ strato 5						1.00			1.00	
□ strato 6						1.00			1.00	

Quota falda 100.00 (m)  
 Diametro del palo D 1.50 (m)  
 Lunghezza del palo L 20.00 (m)  
 Momento di plasticizzazione palo My 6'253.24 (kNm)  
 Step di calcolo 0.01 (m)

palo impedito di ruotare  
 palo libero

**Calcolo**  
(ctrl+r)

	<b>H medio</b>		<b>H minimo</b>	
Palo lungo	4'117	(kN)	4'117	(kN)
Palo intermedio	16'390	(kN)	16'390	(kN)
Palo corto	45'554	(kN)	45'554	(kN)
$H_{med}$	4'117	(kN)	$H_{min}$	4'117 (kN) Palo lungo
$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_{3.1}; R_{min}/\xi_{3.4})$			2'422	(kN)
Coefficiente di gruppo palificata:		k =	0.8	(-)
$H_d = (H_k/\gamma_t) \cdot k$			1'490	(kN)
Carico Assiale Permanente (G):	G =	1'301	(kN)	
Carico Assiale variabile (Q):	Q =	0	(kN)	
$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q =$		1'301	(kN)	
$c.s. = H_d / F_d =$		1.15	(-)	

## 9.4 Resistenza strutturale

Per le verifiche seguenti si useranno le sollecitazioni massime tra le combinazioni SLU e SLV (fattore di struttura 1.5 e coefficiente di sovrarresistenza 1.1).

### Verifica Strutturale palo

	Mp-testa	Hp max	Hp max/k	Mp max	Mrd	c.s.(>1)
SLU	0	313	390.9265125	981.2255	6253	<b>6.4</b>
SLV	0	1301	1626.686389	4082.983	6253	<b>1.5</b>

Costante elastica - Matlock Reese

$$\alpha = M_p / H_p \quad 2.51$$

Coefficiente di gruppo

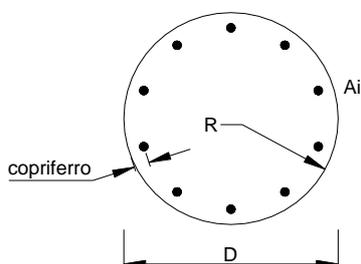
$$k \quad 0.8$$

Taglio massimo palo (con coeff di gruppo)

$$H_p \text{ max } / k$$

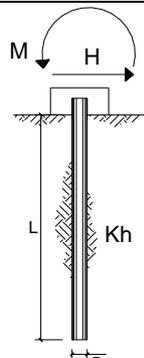
Momento elastico sul palo (con coeff di gruppo)

$$M_p \text{ max} = (H_p \text{ max } / k) * \alpha$$

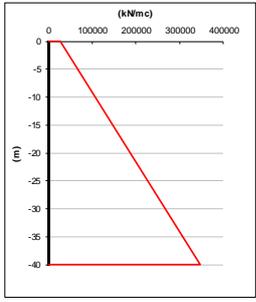


### Armature

numero	diametro (mm)	area (mm <sup>2</sup> )	copriferro (mm)
40	$\phi$ 30	28274.33	50



scala grafico



strati terreno	descrizione	quote (m)	$k_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\eta_h$ (kN/m <sup>3</sup> )
p.c.=strato 1	Ubb	0.00	28'000	12'000
<input type="checkbox"/> strato 2				
<input type="checkbox"/> strato 3				
<input type="checkbox"/> strato 4				
<input type="checkbox"/> strato 5				
<input type="checkbox"/> strato 6				

Diametro del palo: 1.5 (m)

J palo: 0.24850 (m<sup>4</sup>)

Lunghezza del palo: 40 (m)

Forza orizzontale in testa: 1000 (kN)

Momento in testa: 0 (kNm)

E cls: 31476 (Mpa)

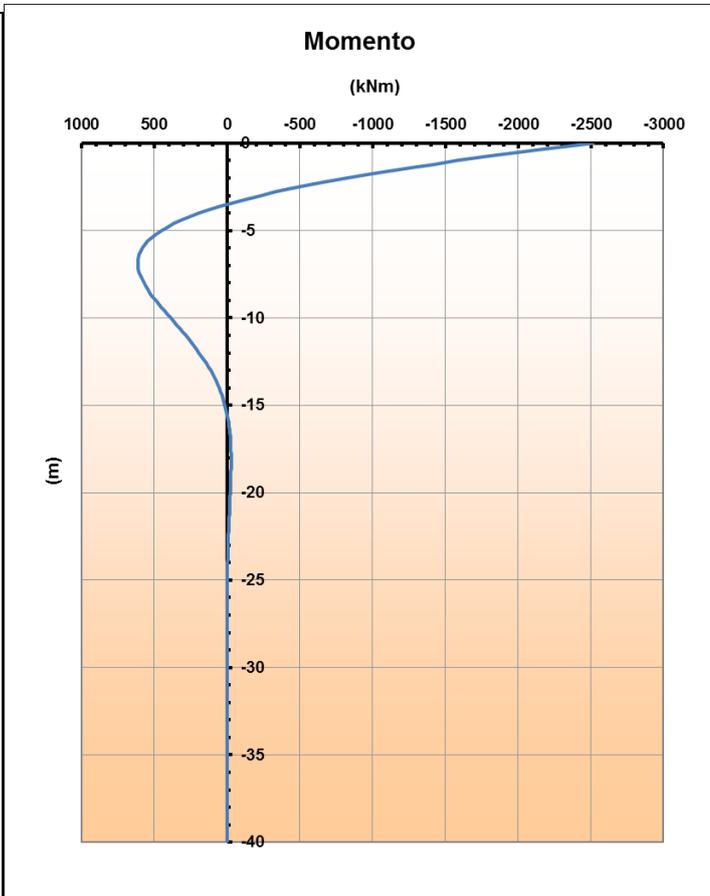
dimensione elementi: 0.2 (m)

palo impedito di ruotare

palo impedito di traslare

palo libero

**Calcolo**  
(cif+r)



### 9.4.1 Taglio strutturale

#### Verifica a taglio elemento palo

$d_{palo} = 150$  cm  
 $f_{y,d} = 39.13$  kN/cm<sup>2</sup>  
 $R_{ck} = 30$  N/mm<sup>2</sup>  
 $f_{ck} = 25$  N/mm<sup>2</sup>  
 $f_{cd} = 14.2$  N/mm<sup>2</sup>     1.42 kN/cm<sup>2</sup>  
 $\alpha_c = 0.85$   
 $\gamma = 1$

	cotθ	d	Armatura a taglio	(A <sub>sw</sub> /s)	V <sub>Rsd</sub>	V <sub>Rcd</sub>	V <sub>Rd</sub>	SLU	SLV	c.s.	VRd/Tmax
		[cm]		[mm]	[kN]	[kN]	[kN]	T <sub>max</sub>	T <sub>max</sub>		
VI02 - Spalla A	1	117	Φ 16 / s= 10 cm	4.02	1660	4763	1660	391	1627	0.98	1.02

OK

## 9.5 Verifiche SLE

### Verifiche SLE palo

	Mp-testa	Hp max	Hp max/k	Mp max
SLE_qp	0	19	23	58
SLE_frequente	0	121	152	381
SLE_rara	0	195	244	613

Costante elastica - Matlock Reese	$\alpha = M_p / H_p$	2.51
Coefficiente di gruppo	k	0.8
Taglio massimo palo (con coeff di gruppo)	Hp max / k	
Momento elastico sul palo (con coeff di gruppo)	$M_p \max = (H_p \max / k) * \alpha$	

Per le verifiche a SLE oltre alle verifiche a fessurazione, si eseguono le verifiche sulle tensioni del calcestruzzo e acciaio, seguendo quanto indicato dalle istruzioni RFI e NTC. Si riporta il riferimento normativo e successivamente le verifiche.

#### 2.5.1.8.3.2.1 Valori limite delle tensioni

##### Strutture in C.A.

##### Tensioni di compressione del calcestruzzo

Devono essere rispettati i seguenti limiti per le tensioni di compressione nel calcestruzzo:

- Per combinazione di carico caratteristica (rara):  $0,55 f_{ck}$ ;
- Per combinazioni di carico quasi permanente:  $0,40 f_{ck}$ ;
- Per spessori minori di 5 cm, le tensioni normali limite di esercizio sono ridotte del 30%.

##### Tensioni di trazione nell'acciaio

Per le armature ordinarie, la massima tensione di trazione sotto la combinazione di carico caratteristica (rara) non deve superare  $0,75 f_{yk}$ .

*SLE rara:*

Si riporta di seguito la verifica eseguita per la combinazione agli stati limite di esercizio rara, quindi verificando sia le massime tensioni di compressione del calcestruzzo e di trazione dell'acciaio.

### Minimo Sforzo normale e Massimo Momento

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

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

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

Sezione circolare cava

Raggio esterno 150 [cm]  
Raggio interno \_\_\_\_\_ [cm]  
N° barre uguali 40  
Diametro barre 3 [cm]  
Copriferro (baric.) 9 [cm]

N° barre 0 Zoom

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

Sollecitazioni  
S.L.U.  Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 1204 kN  
M<sub>xEd</sub> 0 613 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 0

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

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

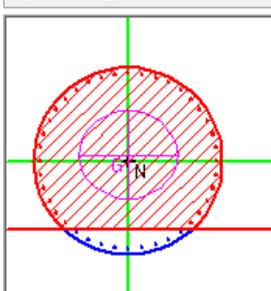
Materiali

B450C C25/30

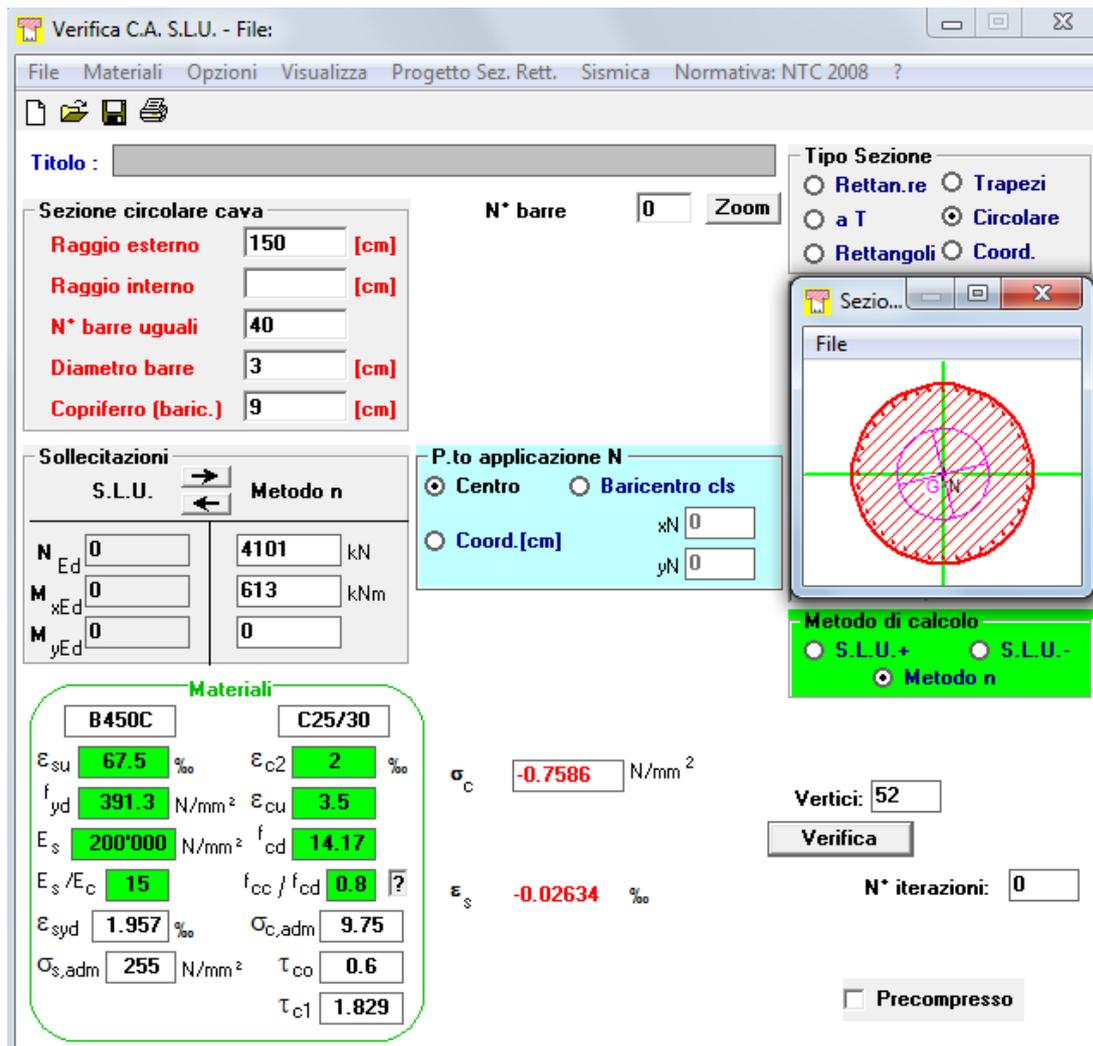
$\epsilon_{su}$  67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  391.3 N/mm<sup>2</sup>  $\epsilon_{cu}$  3.5 ‰  
 $E_s$  200'000 N/mm<sup>2</sup>  $f_{cd}$  14.17  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8 ?  
 $\epsilon_{syd}$  1.957 ‰  $\sigma_{c,adm}$  9.75  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm<sup>2</sup>  $\tau_{co}$  0.6  
 $\tau_{c1}$  1.829

$\sigma_c$  -0.375 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$  0.6478 N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_s$  0.003239 ‰  
d 291 cm  
x 260.9 x/d 0.8967  
 $\delta$  1

Vertici: 52  
Verifica  
N° iterazioni: 3  
 Precompresso



Massimo Sforzo normale e Massimo Momento



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

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

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

**Sezione circolare cava**

- Raggio esterno: 150 [cm]
- Raggio interno: \_\_\_\_\_ [cm]
- N° barre uguali: 40
- Diametro barre: 3 [cm]
- Copriferro (baric.): 9 [cm]

N° barre: 0 Zoom

**Tipo Sezione**

- Rettan.re
- Trapezi
- a T
- Circolare
- Rettangoli
- Coord.

**Sollecitazioni**

S.L.U.  Metodo n

N <sub>Ed</sub>	0	4101	kN
M <sub>xEd</sub>	0	613	kNm
M <sub>yEd</sub>	0	0	

**P.to applicazione N**

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

**Metodo di calcolo**

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

**Materiali**

B450C		C25/30	
ε <sub>su</sub>	67.5 ‰	ε <sub>c2</sub>	2 ‰
f <sub>yd</sub>	391.3 N/mm <sup>2</sup>	ε <sub>cu</sub>	3.5 ‰
E <sub>s</sub>	200'000 N/mm <sup>2</sup>	f <sub>cd</sub>	14.17
E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub>	15	f <sub>cc</sub> /f <sub>cd</sub>	0.8
ε <sub>syd</sub>	1.957 ‰	σ <sub>c,adm</sub>	9.75
σ <sub>s,adm</sub>	255 N/mm <sup>2</sup>	τ <sub>co</sub>	0.6
		τ <sub>c1</sub>	1.829

σ<sub>c</sub>: -0.7586 N/mm<sup>2</sup>

ε<sub>s</sub>: -0.02634 ‰

Vertici: 52

Verifica

N° iterazioni: 0

Precompresso

Verifiche:

$$\sigma_c = 0.76 \text{ N/mm}^2 < 0.55 f_{ck} = 0.55 \times 25 = 13.75 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 0.64 \text{ N/mm}^2 < 0.75 f_{yk} = 0.75 \times 450 = 337.5 \text{ N/mm}^2$$

→ VERIFICATO  
→ VERIFICATO

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA B

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	02	D 09 CL	VI 05 04 002	A	92 di 93

Di seguito si riporta la verifica a fessurazione per la combinazione rara, considerando il caso di condizioni ambientali aggressive/molto aggressive ( $w_{lim}=0.2\text{mm}$ ).

$E_{cm} =$	31476 N/mm <sup>2</sup>	Concrete Young modulus
$E_s =$	210000 N/mm <sup>2</sup>	Steel Young modulus
$f_{ctm} =$	2.56 N/mm <sup>2</sup>	

**Section characteristic**

Deck slab height	$h =$	150 cm
Cover from bars in tension	$c =$	9 cm
Effective height	$d =$	141 cm
Width	$b =$	150 cm
Cover from bars in compression	$c' =$	9 cm

**Calculation of crack widths**

The calculation of the crack width  $w_k$ , is calculated from expression 7.8 according to EN1992-1-1 §7.3.4

$$w_k = s_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$$

where:

$s_{r,max}$	is the maximum crack spacing
$\epsilon_{sm}$	is the mean strain in the reinforcement under the relevant combination of loads, including effect of imposed deformations and taking into account the effects of tension stiffening. Only the additional tensile strain beyond the state of zero strain of the concrete at the same level is considered
$\epsilon_{cm}$	is the mean strain in the concrete between cracks

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + a_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

where:

stress in the tension reinforcements assuming a cracked section	$\sigma_s =$	0.70 N/mm <sup>2</sup>	(SLS combination - cautelatively value)
Ratio $E_s/E_{cm}$	$a_e =$	6.67	
Effective height of the concrete	$h_{c,eff} =$	22.50 cm	
Effective area of concrete in tension surrounding the reinforcements	$A_{c,eff} =$	3375 cm <sup>2</sup>	
Factor dependent on the duration of the load	$k_t =$	0.4	
	$\rho_{p,eff} =$	0.01748	
	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} =$	-0.00031	< 0.00000
		→	0.00000

$$s_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{p,eff}$$

where:

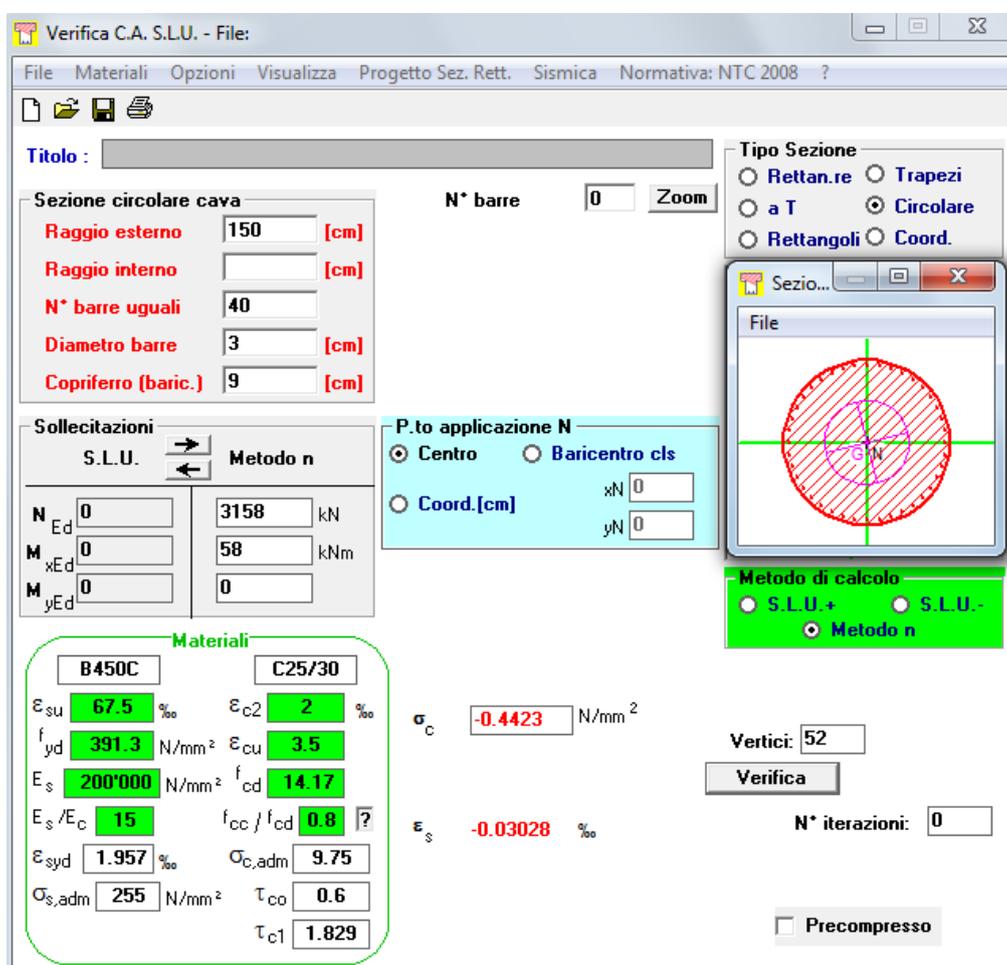
Bar diameter	$\Phi_{eq} =$	30 mm
	$K_1 =$	0.8
	$K_2 =$	0.5
	$K_3 =$	3.400 (BS NA EN 1992-1-1)
	$K_4 =$	0.425 (BS NA EN 1992-1-1)
	$s_{r,max} =$	546.81 mm

Crack width

$w_k =$	0.001 mm	
$w_{k,lim} =$	0.20 mm	<b>OK!</b>

*SLE quasi permanente:*

Si riporta di seguito la verifica per la combinazione agli stati limite di esercizio quasi permanente, quindi verificando solo le massime tensioni di compressione sul calcestruzzo.



$$\sigma_c = 0.44 \text{ N/mm}^2 < 0.40 f_{ck} = 0.40 \times 25 = 10 \text{ N/mm}^2 \quad \rightarrow \text{VERIFICATO}$$