

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 Fiumefreddo (SpA)

SCALA:

-

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

RS2S 02 D 09 CL VI0504 001 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.....	8
4	MATERIALI .....	8
4.1	CALCESTRUZZO .....	8
4.2	ACCIAIO PER STRUTTURE IN CONGLOMERATO CEMENTIZIO .....	9
5	ANALISI DELLE STRUTTURE E CODICI DI CALCOLO.....	9
6	GEOMETRIA DELLE SPALLE E SISTEMA DI RIFERIMENTO .....	10
7	SPALLA: VERIFICA SCATOLARE E MURO FRONTALE .....	11
7.1	ANALISI DEI CARICHI.....	11
7.1.1	<i>Carichi permanenti strutturali e non strutturali (G1 e G2).....</i>	<i>11</i>
7.1.2	<i>Carichi permanenti trasmessi dal singolo impalcato.....</i>	<i>12</i>
7.1.3	<i>Carichi da traffico verticali.....</i>	<i>12</i>
7.1.4	<i>Effetti dinamici .....</i>	<i>15</i>
7.1.5	<i>Deragliamenti al di sopra del ponte.....</i>	<i>16</i>
7.1.6	<i>Carichi verticali da traffico trasmessi dal singolo impalcato .....</i>	<i>17</i>
7.1.7	<i>Azioni orizzontali da traffico trasmessi dal singolo impalcato .....</i>	<i>18</i>
7.1.8	<i>Carico da vento trasmesso dal singolo impalcato.....</i>	<i>18</i>
7.1.9	<i>Azione sismica (E).....</i>	<i>19</i>
7.2	COMBINAZIONI DEI CARICHI ELEMENTARI .....	22
7.3	MODELLO PER IL CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI .....	25
7.4	SOLETTA.....	26
7.4.1	<i>Sollecitazioni .....</i>	<i>26</i>
7.4.2	<i>Verifiche soletta.....</i>	<i>28</i>
7.5	PARETE POSTERIORE.....	36

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	02	D 09 CL	VI 05 04 001	A	3 di 121

7.5.1	Sollecitazioni .....	36
7.5.2	Verifiche parete posteriore.....	38
7.6	MURO PARAGHIAIA .....	47
7.6.1	Sollecitazioni .....	47
7.6.2	Verifiche muro paraghiaia .....	49
7.7	MURO FRONTALE.....	57
7.7.1	Sollecitazioni .....	57
7.7.2	Verifiche muro frontale .....	59
8	SPALLA: PLINTO.....	67
8.1	ANALISI DEI CARICHI.....	67
8.1.1	Carichi permanenti spalla.....	67
8.1.2	Carichi trasmessi dall'impalcato dello scatolare.....	68
8.1.3	Carichi trasmessi dall'impalcato: riepilogo .....	68
8.1.4	Forze inerziali .....	69
8.2	COMBINAZIONE DEI CARICHI .....	70
8.2.1	Coefficienti per le combinazioni di carico – SLU.....	72
8.2.2	Coefficienti per le combinazioni di carico – sisma.....	73
8.2.3	Coefficienti per combinazioni – SLE.....	76
8.3	SOLLECITAZIONI A QUOTA INTRADOSSO FONDAZIONI.....	77
8.4	VERIFICA PLINTO DI FONDAZIONE .....	79
8.5	REAZIONE SUI PALI DI FONDAZIONE.....	80
8.6	MODELLO DI CALCOLO LONGITUDINALE: SBALZO FRONTALE.....	87
8.6.1	Verifiche sbalzo anteriore plinto .....	93
8.7	MODELLO DI CALCOLO TRASVERSALE: SBALZO LATERALE.....	101
8.7.1	Verifiche sbalzo anteriore plinto .....	105
9	VERIFICHE PALI DI FONDAZIONE.....	113

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	<b>RS2S</b>	02	D 09 CL	VI 05 04 001	A	4 di 121

9.1	RIEPILOGO CARICHI SUI PALI .....	113
9.2	VERIFICA CAPACITÀ PORTANTE VERTICALE PALO .....	113
9.3	VERIFICA PALO PER FORZE ORIZZONTALI .....	115
9.3.1	<i>Capacità portante orizzontale (Broms)</i> .....	115
9.4	RESISTENZA STRUTTURALE .....	116
9.4.1	<i>Taglio strutturale</i> .....	117
9.5	VERIFICHE SLE .....	118



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

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	02	D 09 CL	VI 05 04 001	A	5 di 121

## 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 A lato Fiumefreddo che presenta nella parte posteriore una struttura scatolare.

Per le ipotesi assunte nel calcolo si rimanda alla parte generale della relazione di calcolo, di cui la presente costituisce un allegato, e alla parte relativa alla sovrastruttura.

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, da un muro frontale, un muro paraghiaia, un muro posteriore e quattro pareti longitudinali che uniscono questi elementi.

La fondazione della spalla è costituita da un plinto fondato su 30 pali di diametro 1.5 metri. Il plinto di fondazione è spesso 2.00 m e presenta dimensioni in pianta pari a 12.00 mx 43.50 m. I pali sono distanziati di un interasse uguale nelle due direzioni pari a 4.5 m. Si è assunta una distanza dal bordo degli stessi di 1.5 m.

Il muro frontale presenta uno spessore di 2.5 m, altezza di 9 m e una larghezza pari a 36.10 m. Il muro paraghiaia, anch'esso avente larghezza pari a 36.10 m, è spesso 0.60 m ed ha un'altezza massima di 3.34m.

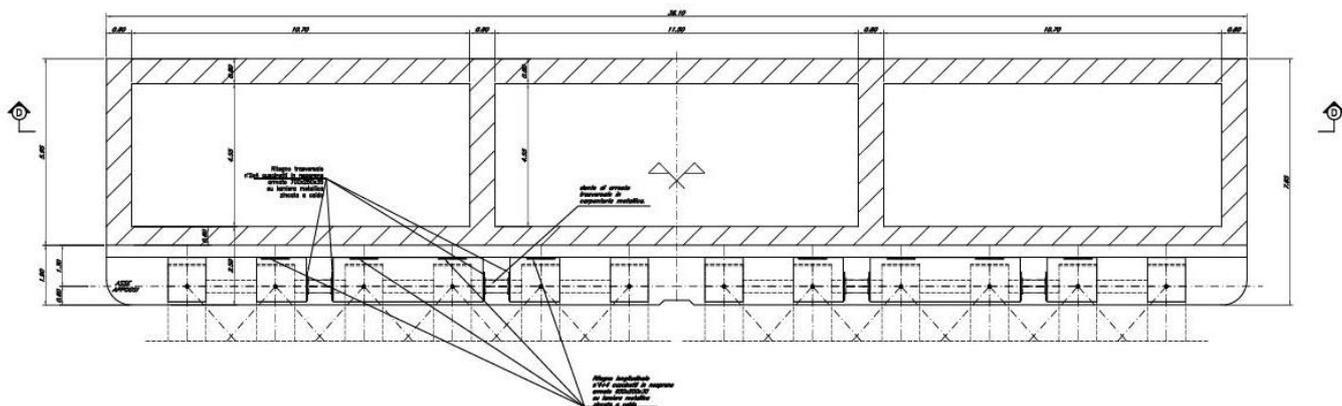
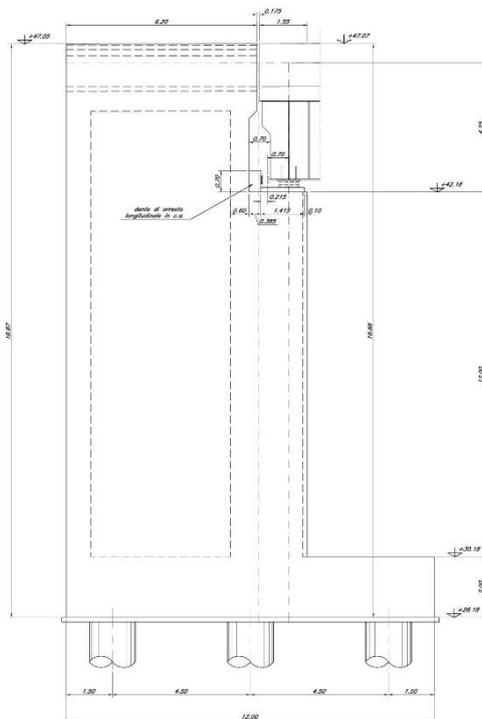
Nella parte posteriore della spalla è presente uno scatolare composto da due muri trasversali, di cui uno di spessore 1 m (in questa relazione chiamato muro trasversale 1) e l'altro di 1.2 m (in questa relazione chiamato muro trasversale 2), entrambi hanno un'altezza di 11.60 m. Questi elementi insieme con il muro paraghiaia, sorreggono una soletta piena di 0.9 m e di conseguenza tutti gli elementi costituenti la sezione tipica dei binari e delle banchine.

Come già indicato sono presenti anche quattro pareti longitudinali che chiudono ed uniscono i muri: presentano uno spessore di 0.60 m e hanno un'altezza di 11.6 m.

Nella parte sommitale del muro frontale sono disposti gli apparecchi di appoggio e i ritegni sismici dei due impalcati da 30 metri, che vengono sostenuti dalla spalla. In particolare per ognuno di essi sono presenti due apparecchi di appoggio fissi interni e quattro multidirezionali.

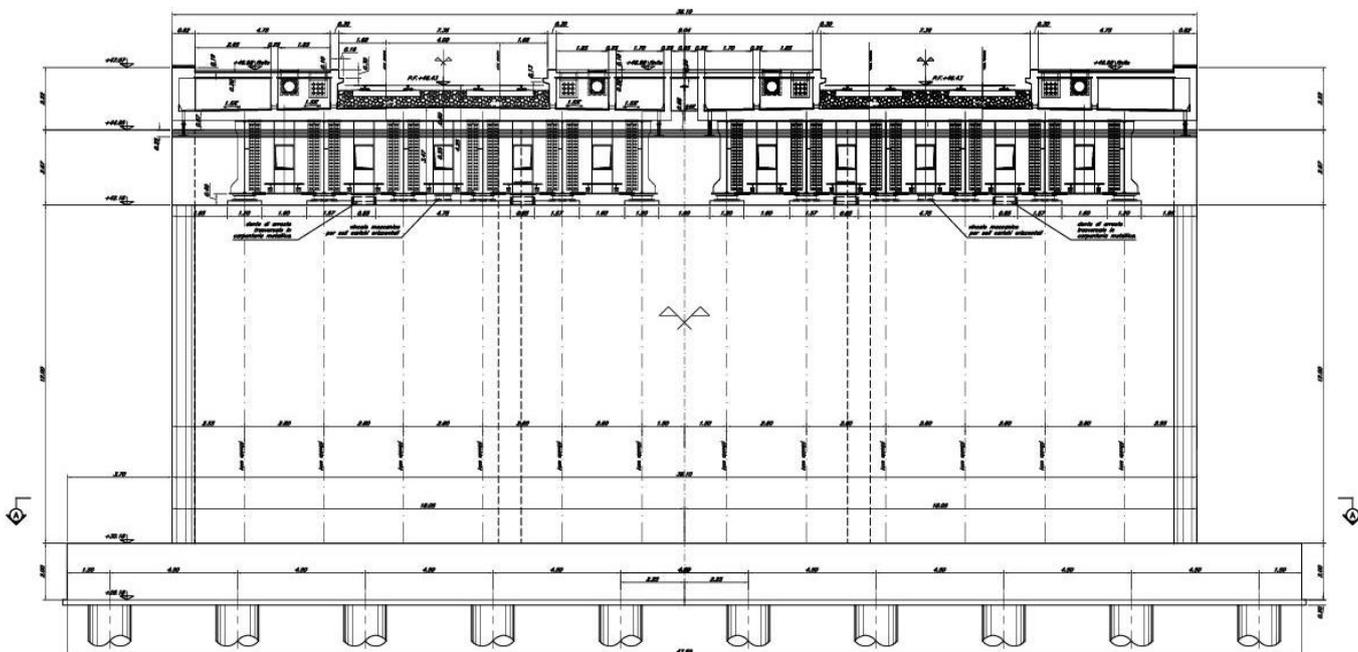
RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	02	D 09 CL	VI 05 04 001	A	6 di 121

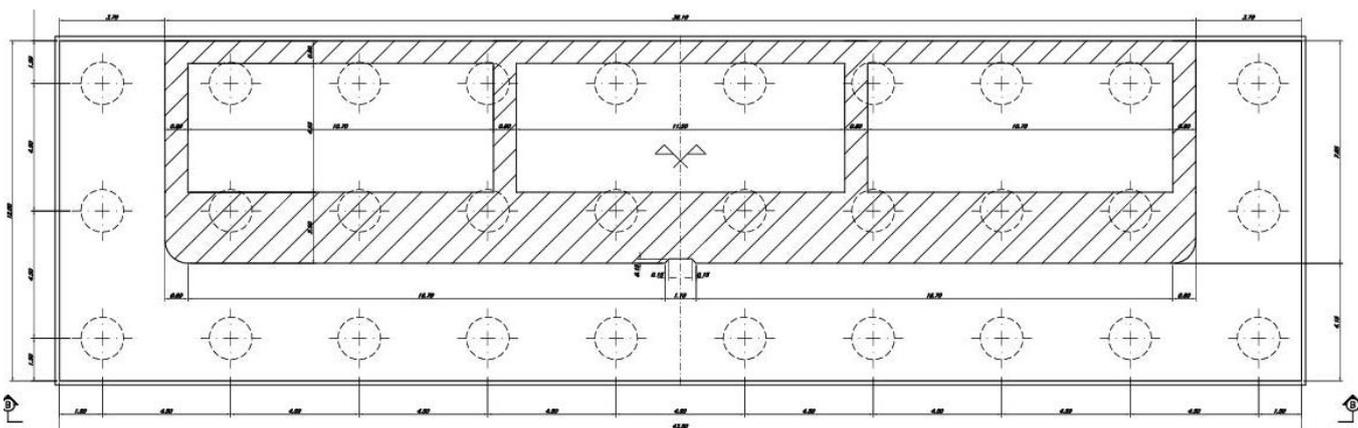


RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	02	D 09 CL	VI 05 04 001	A	7 di 121



SEZIONE A-A  
Quota: 1,400



### 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	$\text{N/mm}^2$	$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_s =$	1.15		

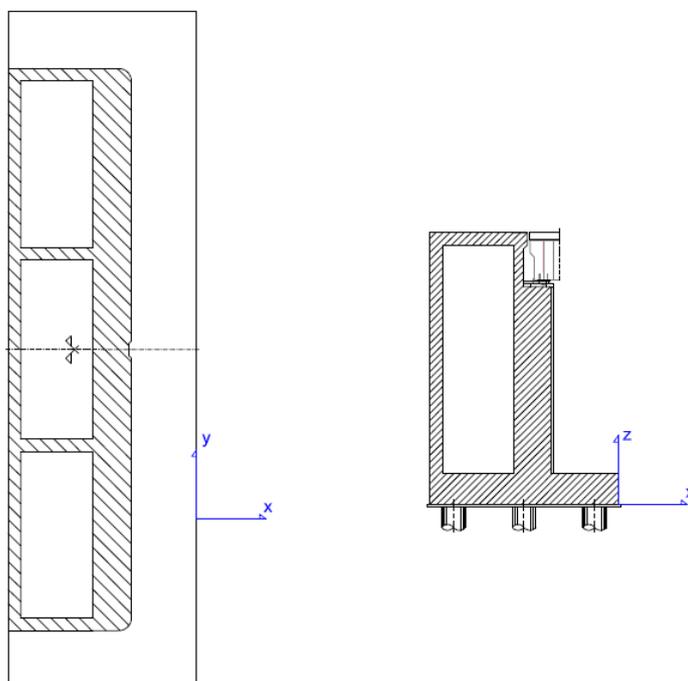
## 5 ANALISI DELLE STRUTTURE E CODICI DI CALCOLO

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 GEOMETRIA DELLE SPALLE E SISTEMA DI RIFERIMENTO

Di seguito è indicato uno schema della spalla con il sistema di riferimento inizialmente usato. I dati presenti in tabella, indicanti il peso di ciascun elemento delle spalle, fanno riferimento all'effettiva carpenteria della spalla come definita negli elaborati grafici.



Descrizione	Quantità	Lx	Ly	Lz	Volume [m3]	$\gamma$ [KN/m3]	Peso [KN]
<i>Plinto di fondazione - porzione anteriore</i>	1	6.65	21.75	2	289.275	25	-7231.88
<i>Plinto di fondazione - porzione posteriore</i>	1	5.35	21.75	2	232.725	25	-5818.13
<i>Peso totale della fondazione (platea)</i>					522		-13050
<i>Muro frontale</i>	1	2.5	36.1	12	1083	25	-27075
<i>Muretti longitudinale</i>	4	4.55	0.8	15	54.6	25	-5460
<i>Muro paraghiaia</i>	1	0.6	36.1	3.4	73.644	25	-1841.1
<i>Martello</i>	1	0.2	36.1	0.68	4.9096	25	-122.74
<i>Muro posteriore</i>	1	0.8	36.1	15	433.2	25	-10830

## 7 SPALLA: VERIFICA SCATOLARE E MURO FRONTALE

In questa sezione si riporta la procedura con cui si è modellata, calcolata e verificata la porzione posteriore della spalla, chiamata in questa relazione scatolare, costituita da: muro frontale di spessore 2.5 m; muro paraghiaia di spessore 0.6 m; muro posteriore di spessore 0.8 m; soletta continua tra i muri di spessore 0.8 m. Nella parte superiore dello scatolare sono presenti tutti gli elementi costituenti la banchina, i muri porta ballast, la massiciata, gli armamenti, le barriere.

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 ma non i sovraccarichi sui marciapiedi, tuttavia essendo questi di maggiore intensità si è scelto di considerare solo questa porzione e armare tutta la struttura restante allo stesso modo.

### 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  $25\text{kN/m}^3$ ). Oltre a questi sono presenti i carichi permanenti portati. Nella tabella seguente si riportano tutti i carichi permanenti portati riferendosi a un metro di lunghezza di scatolare:

	Spessore/Quantità	Peso per metro
<b>G2*</b>		
Velette	2	1.5 kN/m
Barriere	2	16 kN/m
Massiciata + Armamento	s=0.8 m ( $19\text{kN/m}^3$ )	15.2kN/m
Impianti	8	1 kN/m

	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA - PALERMO RADDOPPIO DELLA TRATTA GIAMPILIERI - FIUMEFREDDO Lotto 2: Taormina (e) – Giampilieri (e) <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A	COMMESSA <b>RS2S</b>	LOTTO 02	CODIFICA D 09 CL	DOCUMENTO VI 05 04 001	REV. A

### 7.1.2 Carichi permanenti trasmessi dal singolo impalcato

Di seguito si riportano le risultanti dei carichi permanenti strutturali e non strutturali trasmessi al piano appoggi del muro frontale dall'impalcato in corrispondenza del lato con appoggi mobili. I seguenti carichi non sono combinati con alcun coefficiente.

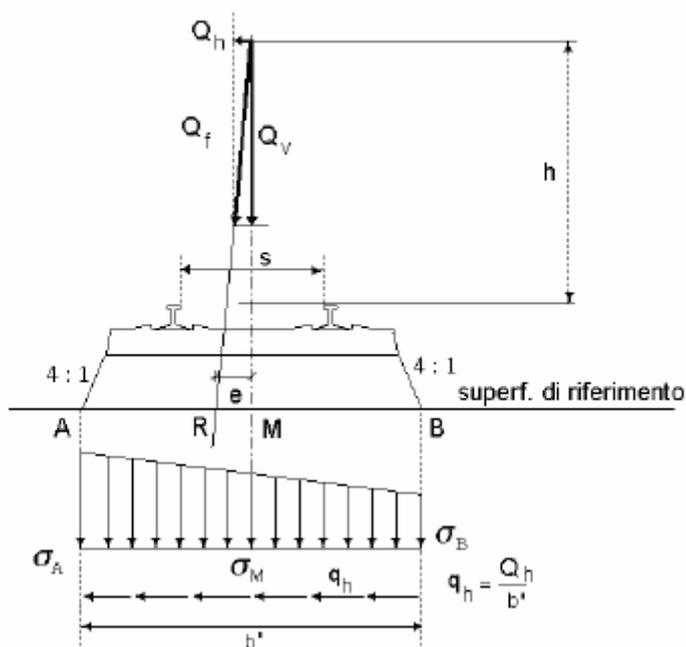
	Fz	Mx
	[kN]	[kNm]
G1 impalcato	-4387.9	-1952.7
G2 impalcato	-4842.2	7463.7
<i>Da applicare al baricentro degli appoggi</i>		

Questi valori sono stati ottenuti dall'analisi delle reazioni sugli appoggi dell'impalcato di 35 metri lato appoggi mobili, per una più dettagliata descrizione degli stessi si rimanda all'analisi dei carichi contenuta nella sua relazione di calcolo.

### 7.1.3 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:

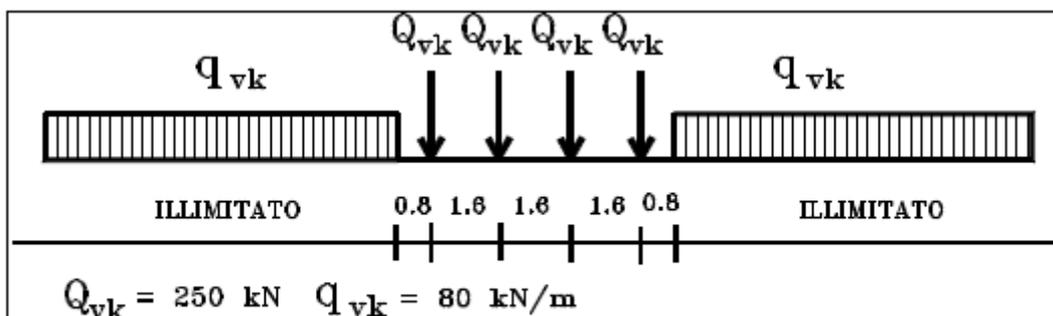
$$\text{Diffusione carico da traffico} = \frac{h_{ballast}}{2} + h_{soletta}$$

Considerando la geometria della sezione presa in esame si ottiene una diffusione di 3.38 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*

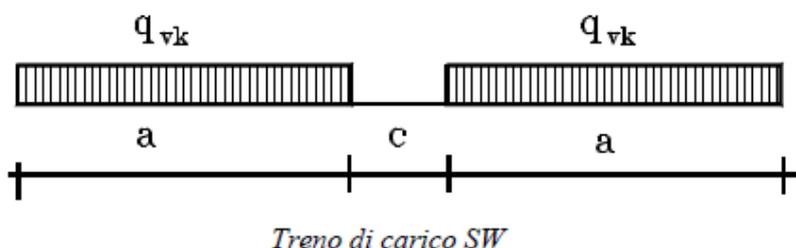
Carichi concentrati: quattro assi da 250 kN disposti ad interasse di 1,60 m;

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.



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

### 7.1.4 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 $L_{\phi}$
TRAVI PRINCIPALI		
5	5.1 Travi e solette semplicemente appoggiate (compresi i solettoni a travi incorporate)	Luce nella direzione delle travi principali
	5.2 Travi e solette continue su n luci, indicando con: $L_m = 1/n \cdot (L_1 + L_2 + \dots + L_n)$	$L_{\phi} = k \cdot L_m$ dove: $n = 2 - 3 - 4 - \geq 5$ $k = 1,2 - 1,3 - 1,4 - 1,5$
	5.3 Portali: - a luce singola	da considerare come trave continua a tre luci (usando la 5.2 considerando le altezze dei piedritti e la lunghezza del traverso)
	- a luci multiple	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)
	5.4 Solette ed altri elementi di scatolari per uno o più binari (sottovia di altezza libera $\leq 5,00$ m e luce $\leq 8$ 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 $\Phi$ .	$\Phi_2 = 1,20 = \Phi_3 = 1,35$
	5.5 Travi ad asse curvilineo, archi a spinta eliminata archi senza riempimento.	metà della luce libera
	5.6 Archi e serie di archi con riempimento	due volte la luce libera
	5.7 Strutture di sospensione (di collegamento a travi di irrigidimento)	4 volte la distanza longitudinale fra le strutture di sospensione

-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.

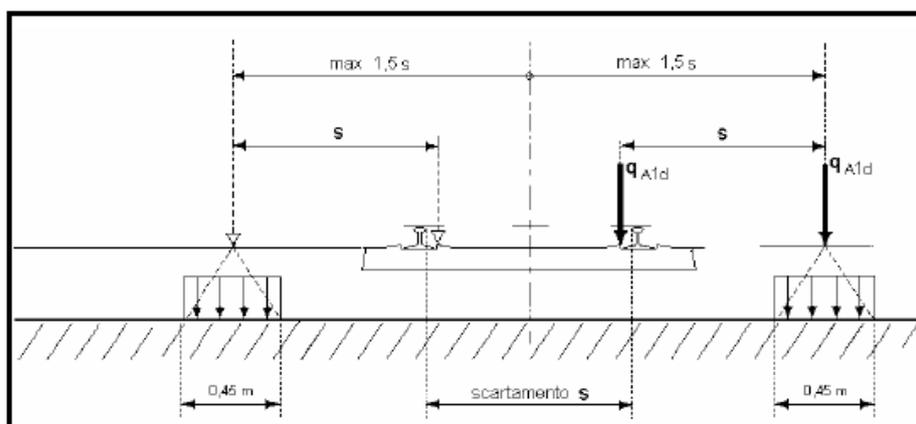
-Da queste relazioni si trovano i seguenti valori:

$L_{\phi}$	11.67 m
$\Phi_3$	1.4

### 7.1.5 Deragliamento al di sopra del ponte

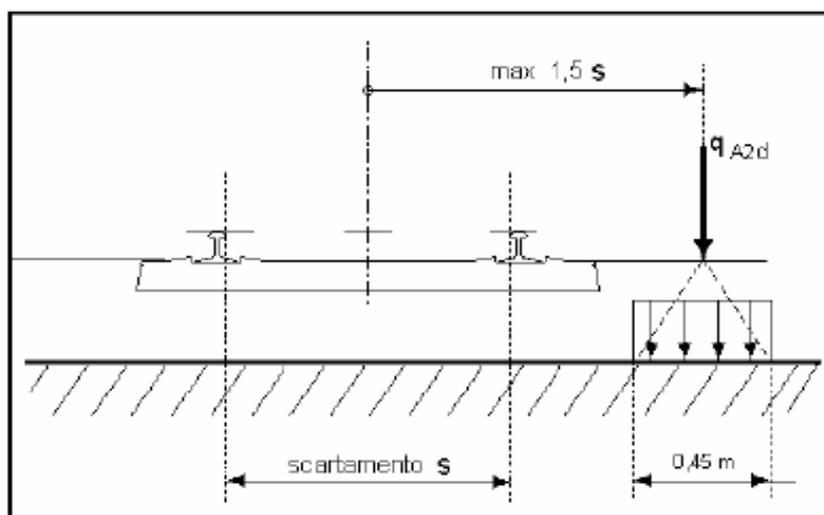
Oltre a considerare i modelli di carico da traffico ferroviario già esposti, per la verifica della struttura si dovrà tenere in conto della possibilità di deragliamento, considerando i seguenti casi (par. 5.2.2.9.2 del D.M. 14.1.2008):

#### 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.

### 7.1.6 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 massime azioni dei carichi da traffico.

	Fy [kN]	Fz [kN]	Mx [kNm]
<b>LM71P</b>	33.21	-2032.47	4103.50

	Fy [kN]	Fz [kN]	Mx [kNm]
<b>SW/2D</b>	31.78	-2443.18	4765.6

Considerando la contemporanea presenza sui due binari di un LM71 e di un SW02 che determinano i seguenti carichi (riferiti al punto medio degli appoggi):

Caso	Fy	Fz	Mx
	[kN]	[kN]	[kNm]
<b>LM71 +SW02</b>	<b>64.99</b>	<b>-4475.65</b>	<b>8869.099</b>

### 7.1.7 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. I valori risultanti delle forze dovute al serpeggio risultano:

Caso	Fy	Mx
	[ kN ]	[ kNm ]
<b>Serpeggio (LM71+SW02)</b>	<b>215.8</b>	<b>-419.5</b>

### 7.1.8 Carico da vento trasmesso dal singolo impalcato

Le forze risultanti dovute all'azione del vento trasversale agente sull'impalcato, trasmesso da quest'ultimo al piano appoggi in sommità del muro di testata sono pari a:

Caso	Fy	Fz	Mx
	[ kN ]	[ kN ]	[ kNm ]
<b>VENTO dx</b>	<b>476.02</b>	<b>-14.31</b>	<b>-2308.8</b>

### 7.1.9 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 = 75anni*

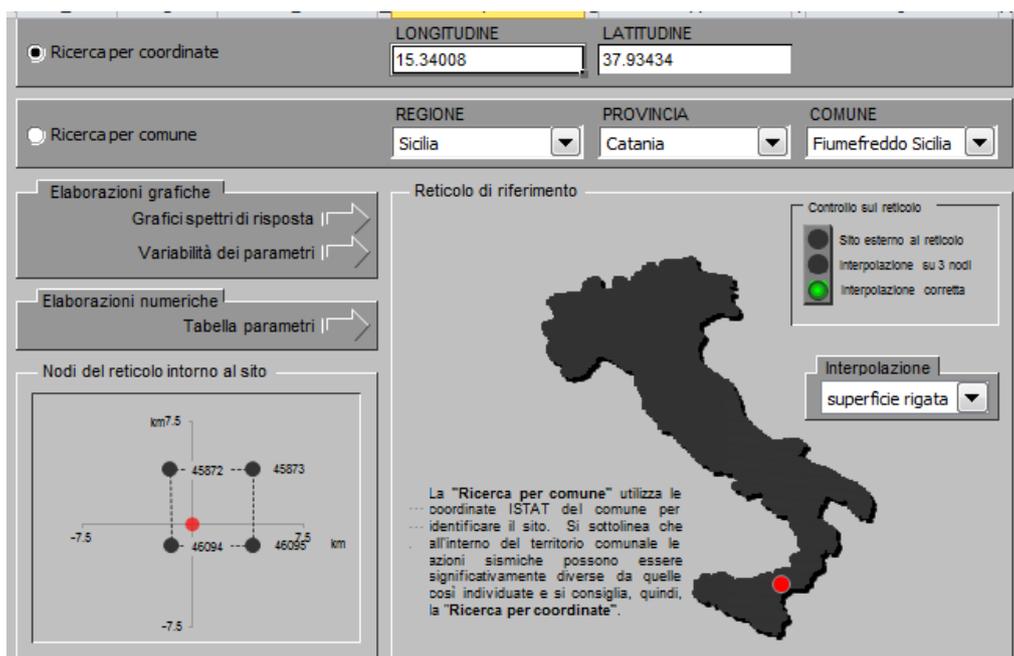
*Categoria di suolo: C*

*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)*

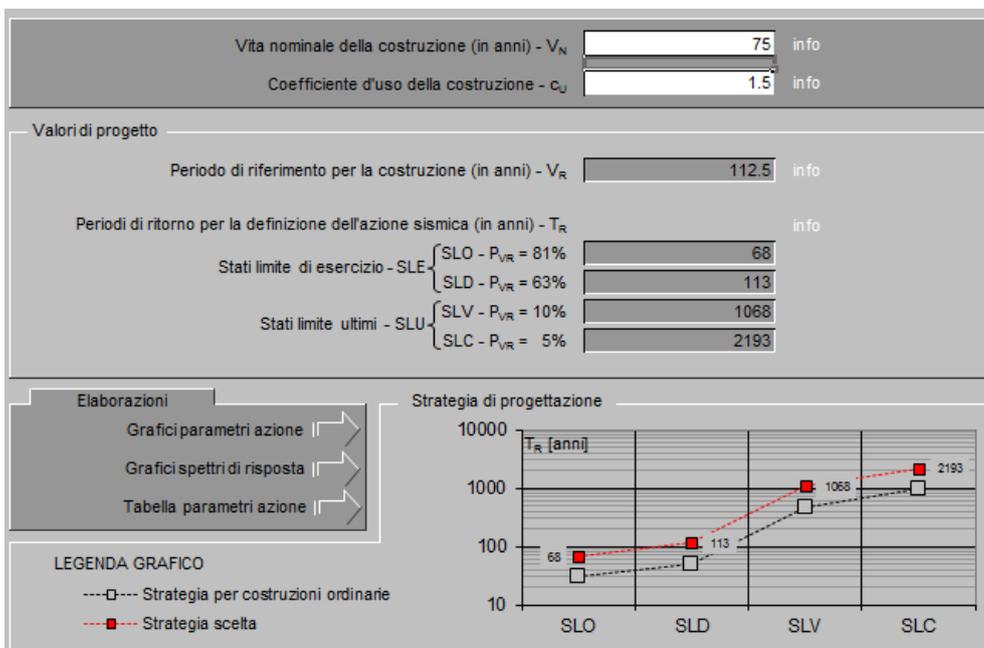
L'azione sismica è stata calcolata per mezzo del foglio di calcolo Spettri-NTCver.1.0.3 messo a disposizione dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

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

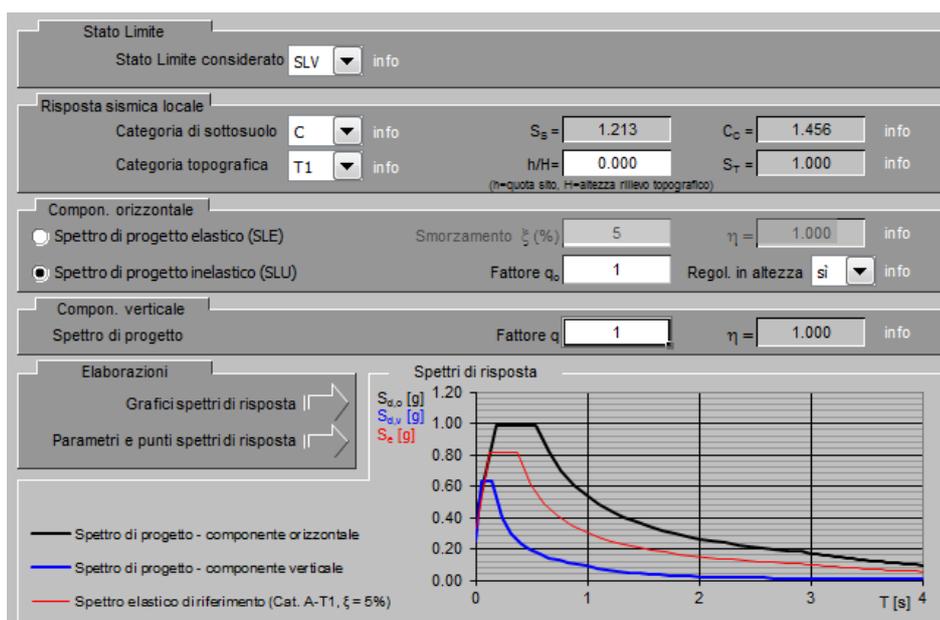


The screenshot shows a software interface with the following elements:

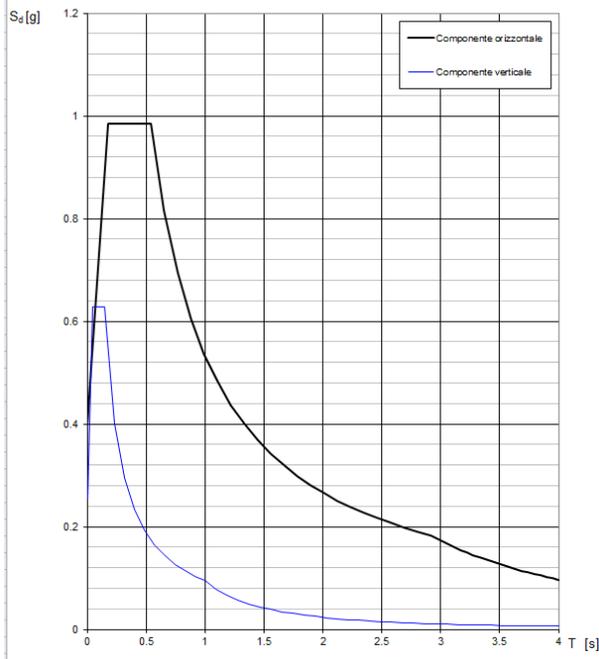
- Search by coordinates:** LONGITUDINE: 15.34008, LATITUDINE: 37.93434
- Search by comune:** REGIONE: Sicilia, PROVINCIA: Catania, COMUNE: Fiumefreddo Sicilia
- Elaborazioni grafiche:** Grafici spettri di risposta, Variabilità dei parametri
- Elaborazioni numeriche:** Tabella parametri
- Nodi del reticolo intorno al sito:** A diagram showing a grid of nodes around the site with coordinates: 45872, 45873, 46094, 46095.
- Reticolo di riferimento:** A map of Italy with a red dot indicating the site location.
- Controllo sul reticolo:** Radio buttons for "Sito esterno al reticolo" (selected), "Interpolazione su 3 nodi", and "Interpolazione corretta".
- Interpolazione:** A dropdown menu set to "superficie rigata".
- Text box:** "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'."



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
$a_g$	0.329 g
$F_a$	2.472
$T_c$	0.372 s
$S_a$	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

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

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

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

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

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

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

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_a$$

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

$$T_D \leq T \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_a \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

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  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

$T$ [s]	$S_d$ [g]
0.000	0.339
0.180	0.985
0.541	0.985
0.654	0.816
0.767	0.695
0.880	0.605
0.933	0.537
1.106	0.482
1.219	0.437
1.332	0.400
1.445	0.369
1.558	0.342
1.671	0.319
1.784	0.299
1.897	0.281
2.010	0.265
2.123	0.251
2.236	0.238
2.349	0.227
2.462	0.216
2.575	0.207
2.688	0.198
2.802	0.190
2.915	0.183
2.966	0.176
3.016	0.171
3.070	0.165
3.121	0.159
3.173	0.154
3.225	0.149
3.276	0.145
3.328	0.140
3.380	0.136
3.431	0.132
3.483	0.128
3.535	0.124
3.587	0.121
3.638	0.117
3.690	0.114
3.742	0.111
3.793	0.108
3.845	0.105
3.897	0.102
3.948	0.100
4.000	0.097

## 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  $G_2$ .

		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.

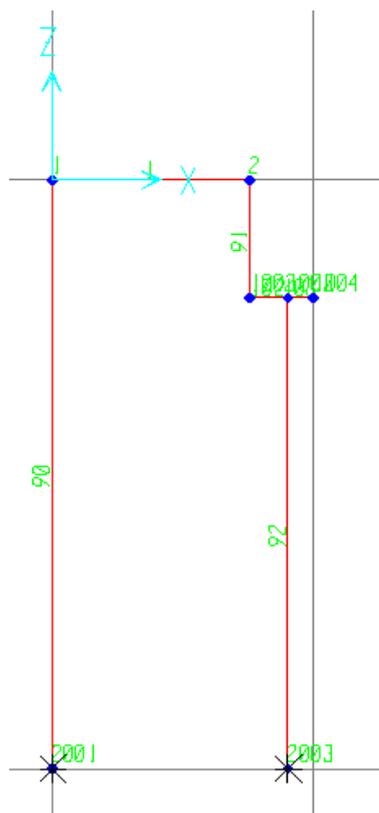
(2) Si usano gli stessi coefficienti  $\psi$  adottati per i carichi che provocano dette azioni.

(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 0.8 m
90	Muro posteriore, spessore 0.8 m
91	Muro paraghiaia, spessore 0.6 m
92	Muro frontale, spessore 2.5 m
102 e 103	Link rigidi, elementi usati per tenere conto della diversa posizione dei baricentri

Sono stati applicati al modello tutti i carichi elementari sopra descritti così da ottenere tutte le sollecitazioni per ogni caso considerato. In particolare al nodo 1004 sono state applicate le azioni massime al metro trasferite dall'impalcato al muro frontale.

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

## 7.4 Soletta

### 7.4.1 Sollecitazioni

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

Sollecitazioni massime - SLU				
Asta	1			
Massimizzando Momento				
Momento			Normale	
Min	-153.10	KNm	2	KN
Max	554.26	KNm	-15	KN
Massimizzando Normale				
Momento			Normale	
	-153.10	KNm	Min	2 KN
	554.26	KNm	Max	-15 KN
Taglio massimo				
Max	426	KN	<i>(in valore assoluto)</i>	

Sollecitazioni massime – combinazione sismica				
Asta	1			
Massimizzando Momento				
Momento			Normale	
Min	-519.42	KNm	152	KN
Max	443.4	KNm	-161	KN

Massimizzando Normale				
Momento		Normale		
-519.42	KNm	Min	152	KN
443.4	KNm	Max	-161	KN
Taglio massimo				
Max	339	KN	<i>(in valore assoluto)</i>	

Sollecitazioni massime – SLE				
Asta	1			
Combinazione rara				
Momento		Normale		
240.73	KNm	-1	KN	
Combinazione quasi permanente				
Momento		Normale		
-96.06	KNm	-2	KN	

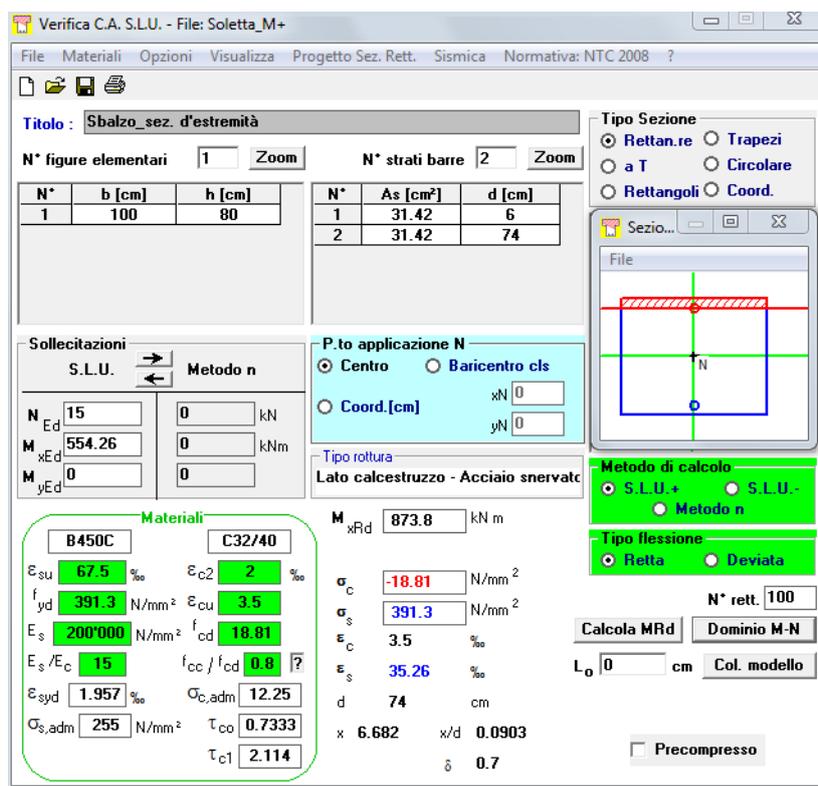
### 7.4.2 Verifiche soletta

Si riportano le verifiche allo stato limite ultimo e allo stato limite di esercizio della sezione di larghezza unitaria e altezza pari a 80 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  $\varnothing$  20/10 superiore
- 1 fila di  $\varnothing$  20/10 inferiore



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

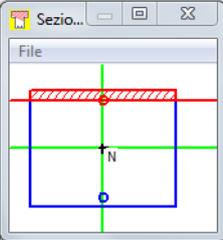
File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

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	80	1	31.42	6
			2	31.42	74

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

Sezio...  
 File  


Sollecitazioni:  
 S.L.U. Metodo n  
 N Ed: 15 kN  
 M xEd: 554.26 kNm  
 M yEd: 0 kNm

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

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

Tipologia flessione:  
 Retta  Deviata

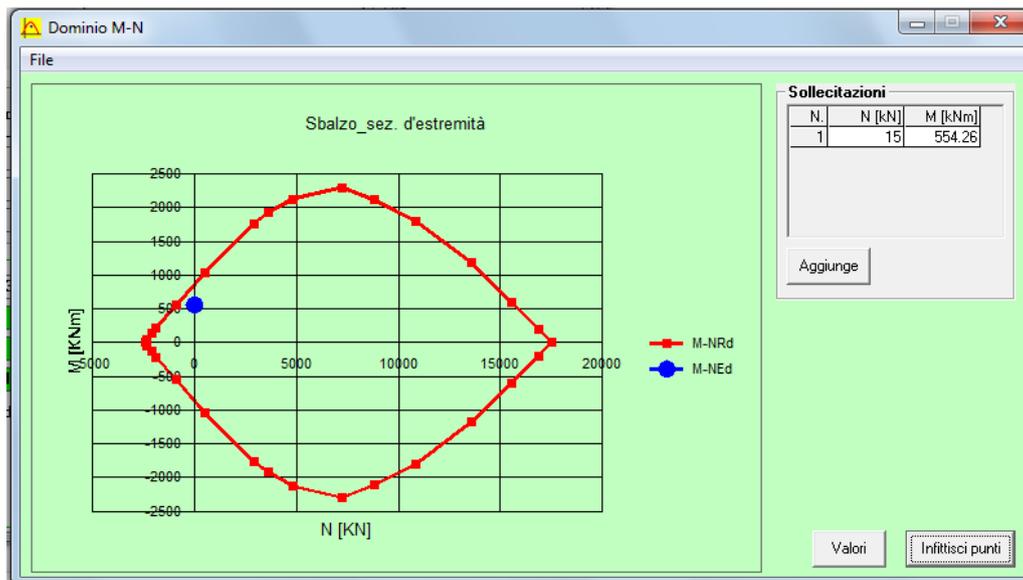
Calcola MRd Dominio M-N  
 L0: 0 cm Col. modello

Precompresso

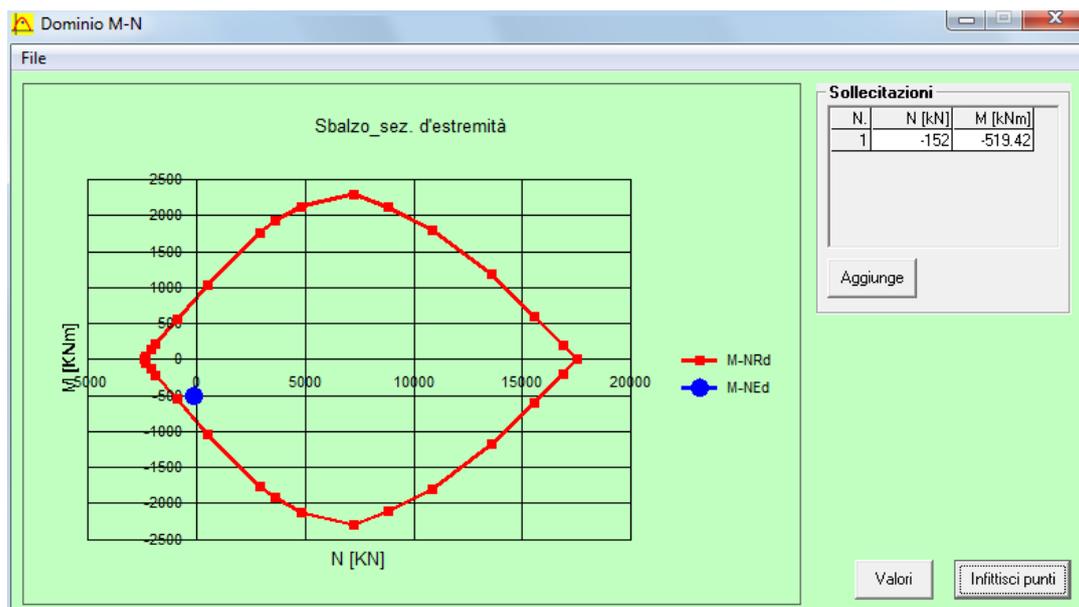
Materiali:  
**B450C** **C32/40**  
 εsu: 67.5‰ εc2: 2‰  
 fy: 391.3 N/mm² εcu: 3.5‰  
 Es: 200'000 N/mm² fcd: 18.81  
 Es/Es: 15 fcc/fcd: 0.8  
 εsyd: 1.957‰ σc,adm: 12.25  
 σs,adm: 255 N/mm² τco: 0.7333  
 τc1: 2.114

M xRd: 873.8 kNm  
 σc: -18.81 N/mm²  
 σs: 391.3 N/mm²  
 εc: 3.5‰  
 εs: 35.26‰  
 d: 74 cm  
 x: 6.682 x/d: 0.0903  
 δ: 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> =	31.40 cm <sup>2</sup>
Area Acciaio compresso	A <sub>s'</sub> =	31.40 cm <sup>2</sup>
lembo superiore:	1 $\Phi$ 20/10	
lembo inferiore:	1 $\Phi$ 20/10	
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>	240.73 kN m
Momento sollecitante comb. Quasi permanente	M <sub>q.p.</sub>	0.00 kN m
asse neutro (distanza dal bordo compresso)	x=	19.60 cm
Momento di inerzia della sezione omog.	J <sub>i</sub> =	1796957 cm <sup>4</sup>
Area omogeneizzata	A <sub>i</sub> =	2902.3 cm <sup>2</sup>

**Verifica a flessione**

Tensione di prima fessurazione

Tensione nell'acciaio teso

$$\sigma_{sr} = 2254.5 \text{ daN/cm}^2$$

Verifica di combinazione frequente:

Tensione nel calcestruzzo

$$\sigma_{cII} = -26.3 \text{ daN/cm}^2$$

Tensione nell'acciaio teso - fase 1

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

Tensione nell'acciaio teso - fase 2 + fase 3

$$\sigma_{s2-3II} = 1113.2 \text{ daN/cm}^2$$

Tensione nell'acciaio teso - complessiva

$$\sigma_{sII} = 1113.2 \text{ daN/cm}^2$$

Tensione nell'acciaio compresso

$$\sigma_{s'II} = -293.4 \text{ daN/cm}^2$$

**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	$\Phi_c =$	2.00 cm
interasse medio barre compresse	$f_c =$	10.00 cm
baric. sez.fess.dal lembo inferiore	$y_{gf} =$	19.60 cm
baric. sez. int. reag. dal lembo inf.	$y_g =$	40.00 cm
asse neutro x	$y_n =$	19.60 cm
braccio coppia interna	$z =$	68.47 cm
Momento d'inerzia sezione fess.	$I_f =$	1796957 cm <sup>4</sup>
Momento d'inerzia sez.inter.reag.	$I_i =$	5420617 cm <sup>4</sup>
Momento di prima fess. a fless.	$M_{1f} =$	48753 daN m
Momento di prima fess. a traz.	$M_{1t} =$	40628 daN m
Momento di formaz. fessure	$M_{ff} =$	27122 daN m
	$b_{eff} =$	100 cm
	$d_{eff} =$	19.00 cm
Area efficace	$A_{eff} =$	1900 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	$s_m =$	16.05 cm
Deformazione media nel c.l.s	$\epsilon_{sm} =$	0.000216
APERTURA MEDIA DI FESSURA	$W_m =$	0.03 mm
VALORE DI CONFRONTO	$W_1 =$	0.20 mm
APERTURA CARATTERISTICA DI FESSURA	$W_k =$	0.06 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

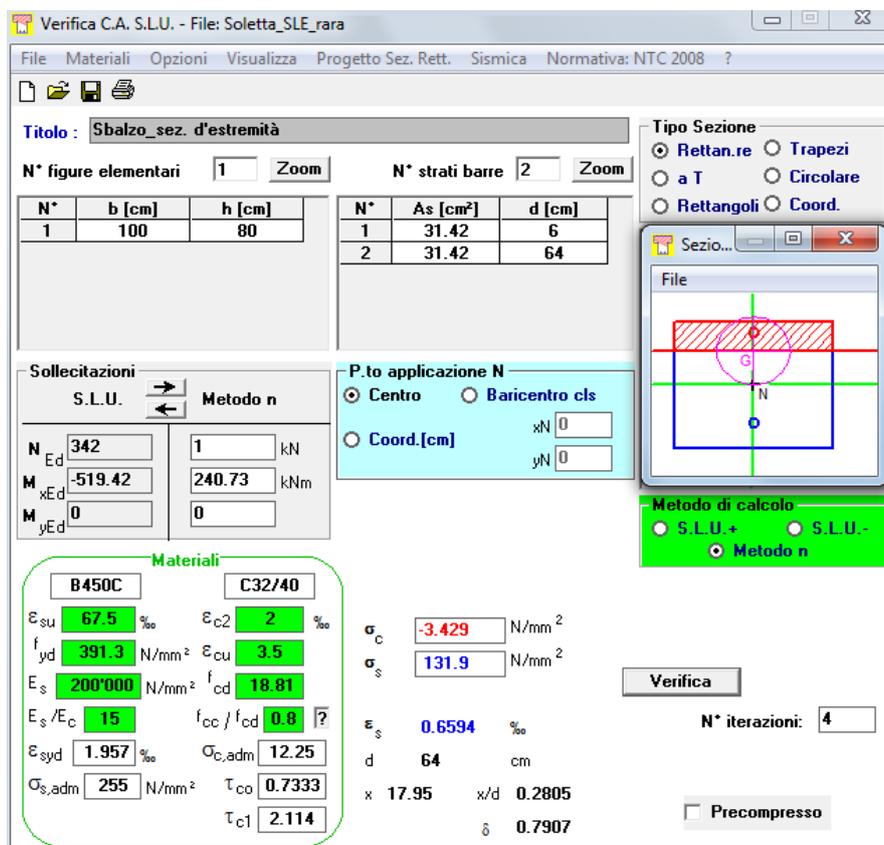
Devono essere rispettati i seguenti limiti per le tensioni di compressione nel calcestruzzo:

- 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 software interface for the verification of a concrete slab. The main window displays the following data:

- Titolo:** Sbalzo\_sez. d'estremità
- N° figure elementari:** 1
- N° strati barre:** 2
- Table 1:**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	80
- Table 2:**

N°	As [cm²]	d [cm]
1	31.42	6
2	31.42	64
- Sollecitazioni (S.L.U.):**
  - N<sub>Ed</sub>: 342 kN
  - M<sub>xEd</sub>: -519.42 kNm
  - M<sub>yEd</sub>: 0 kNm
- Materiali:**
  - B450C:  $\epsilon_{su}$  67.5%,  $f_{yd}$  391.3 N/mm²,  $E_s$  200000 N/mm²,  $\epsilon_s / E_c$  15,  $\epsilon_{syd}$  1.957%,  $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²
  - C32/40:  $\epsilon_{c2}$  2%,  $\epsilon_{cu}$  3.5,  $f_{cd}$  18.81,  $f_{cc} / f_{cd}$  0.8,  $\sigma_{c,adm}$  12.25,  $\tau_{co}$  0.7333,  $\tau_{c1}$  2.114
- P.to applicazione N:** Centro
- Metodo di calcolo:** Metodo n
- Results:**
  - $\sigma_c$ : -3.429 N/mm²
  - $\sigma_s$ : 131.9 N/mm²
  - $\epsilon_s$ : 0.6594 ‰
  - d: 64 cm
  - x: 17.95, x/d: 0.2805
  - $\delta$ : 0.7907
- Verifica:** N° iterazioni: 4
- Precompresso:**

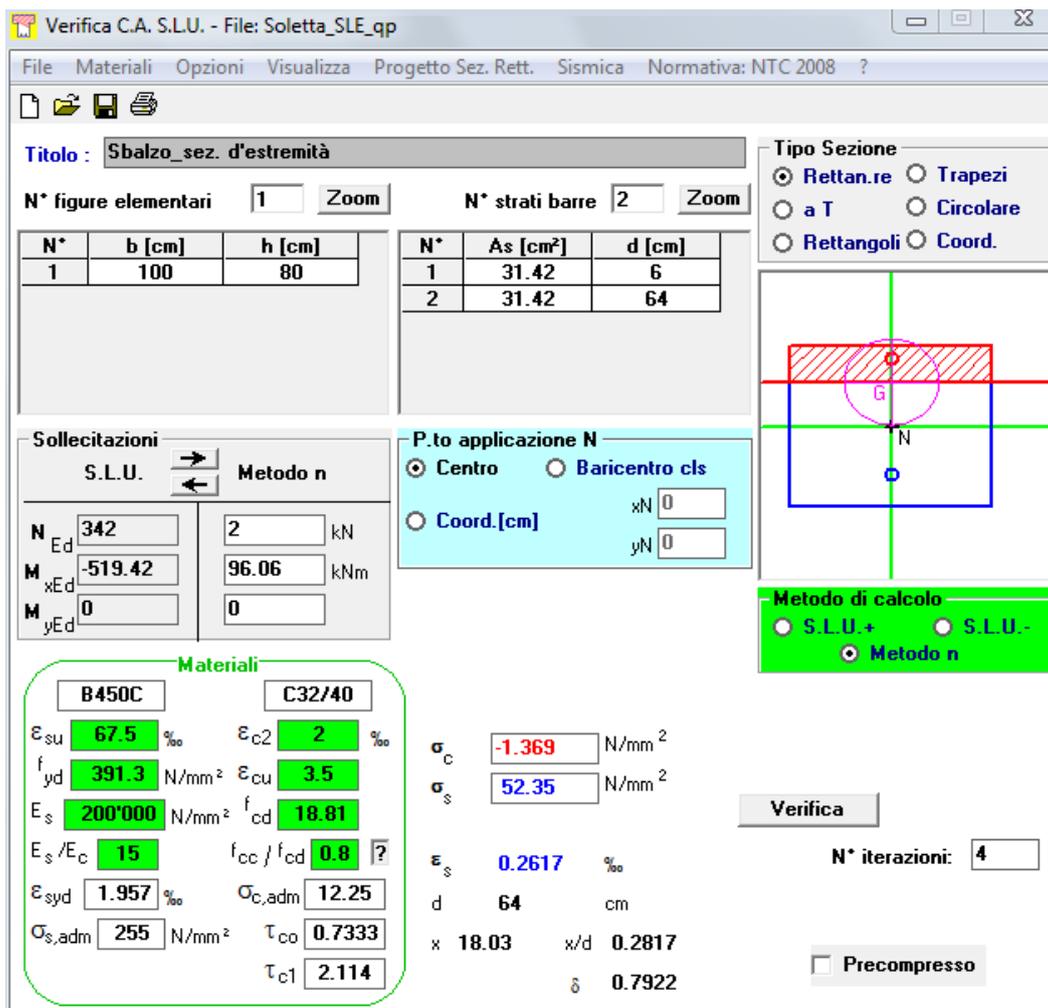
$$\sigma_c = 3.4 \text{ N/mm}^2 < 0.55 f_{ck} = 0.55 \times 30 = 16.5 \text{ N/mm}^2$$

→ VERIFICATO

$$\sigma_s = 131.9 \text{ N/mm}^2 < 0.75 f_{yk} = 0.75 \times 450 = 337.5 \text{ N/mm}^2$$

→ 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]
1	100	80

N°	As [cm²]	d [cm]
1	31.42	6
2	31.42	64

**Tipo Sezione**

Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

**Sollecitazioni**

S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 342 2 kN  
M<sub>xEd</sub> -519.42 96.06 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 0

**P.to applicazione N**

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

**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 N/mm²  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0.8  
ε<sub>syd</sub> 1.957 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 12.25 N/mm²  
σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0.7333  
τ<sub>c1</sub> 2.114

σ<sub>c</sub> -1.369 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 52.35 N/mm²

ε<sub>s</sub> 0.2617 ‰  
d 64 cm  
x 18.03 x/d 0.2817  
δ 0.7922

**Metodo di calcolo**

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

**Verifica**

N° iterazioni: 4

Precompresso

$$\sigma_c = 1.37 \text{ N/mm}^2 < 0.40 f_{ck} = 0.40 \times 30 = 12 \text{ N/mm}^2$$

→ 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
$h =$	80.0 cm	altezza della soletta
$c =$	5.0 cm	copriferro armatura superiore
$d =$	75 cm	altezza utile delle sezione
$b_w =$	100 cm	
$\phi =$	10 mm	diametro dell'armatura aggiuntiva
n braccia =	4	staffe
$A_{sw} =$	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
------------	---------	----------------------------------

$V_{rsd} =$	1478 daN	taglio trazione
$V_{rcd} =$	1478 daN	taglio compressione
ctg $\theta =$	4.45	=> si assume ctg $\theta = 2.5$

$V_{rsd} =$	82978 daN
$V_{rcd} =$	238267 daN

$V_{rd} = \min[V_{rsd}; V_{rcd}]$	830 kN	tenuto conto delle armature aggiuntive
-----------------------------------	--------	--

$V_{ed}$	426.0 kN	$V_{rd} > V_{ed}$ => verifica soddisfatta
----------	----------	---

## 7.5 Parete posteriore

### 7.5.1 Sollecitazioni

Nel seguito si riportano le sollecitazioni di progetto massime per varie condizioni di carico che nel seguito verranno verificate.

Sollecitazioni massime - SLU				
Asta	90			
Massimizzando Momento				
Momento			Normale	
Min	-87.25	KNm	-850	KN
Max	153.10	KNm	-395	KN
Massimizzando Normale				
Momento			Normale	
	-59.12	KNm	Min	-1388 KN
	-0.28	KNm	Max	-51 KN
Taglio massimo				
Max	15	KN	<i>(in valore assoluto)</i>	

Sollecitazioni massime – combinazione sismica				
Asta	90			
Massimizzando Momento				
Momento			Normale	
Min	-391.86	KNm	-703	KN
Max	414.22	KNm	18	KN

Massimizzando Normale				
Momento		Normale		
-391.86	KNm	Min	-703	KN
383.45	KNm	Max	89	KN
Taglio massimo				
Max	53	KN	<i>(in valore assoluto)</i>	

Sollecitazioni massime – SLE				
Asta	90			
Combinazione rara				
Momento		Normale		
70.49	KNm	-203	KN	
Combinazione quasi permanente				
Momento		Normale		
5.18	KNm	-789	KN	

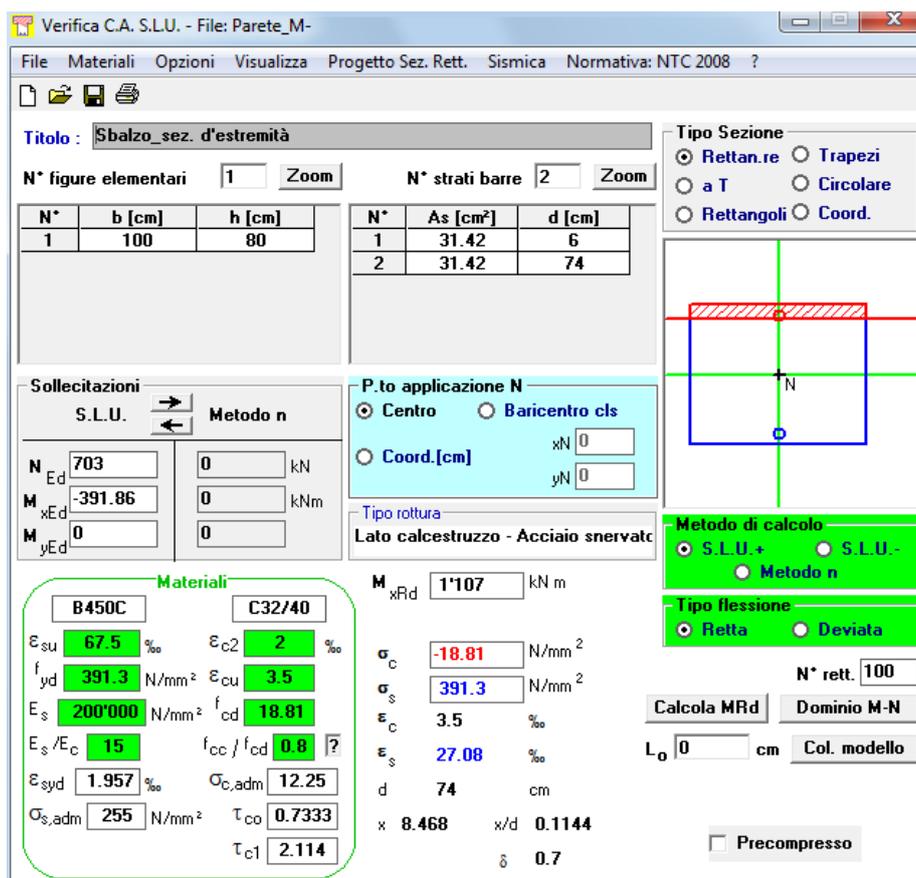
### 7.5.2 Verifiche parete posteriore

Si riportano le verifiche allo stato limite ultimo e allo stato limite di esercizio della sezione di larghezza unitaria e spessore pari a 80 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



The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface for a wall section. The main window title is 'Verifica C.A. S.L.U. - File: Parete\_M-'. The interface includes a menu bar (File, Materiali, Opzioni, Visualizza, Progetto Sez. Rett., Sismica, Normativa: NTC 2008) and a toolbar. The 'Titolo' field is 'Sbalzo sez. d'estremità'. The 'Tipo Sezione' is 'Rettan.re'. The 'N° figure elementari' is 1 and 'N° strati barre' is 2. The 'Sollecitazioni' section shows 'S.L.U.' and 'Metodo n' with input fields for  $N_{Ed}$  (703),  $M_{xEd}$  (-391.86), and  $M_{yEd}$  (0). The 'P.to applicazione N' section has 'Centro' selected. The 'Metodo di calcolo' is 'S.L.U.+'. The 'Tipo flessione' is 'Retta'. The 'Materiali' section shows 'B450C' and 'C32/40' with various material properties. The 'Lato calcestruzzo - Acciaio snervato' section shows 'Lato calcestruzzo - Acciaio snervato'. The 'Calcola MRd' and 'Dominio M-N' buttons are visible. The 'Precompresso' checkbox is unchecked.

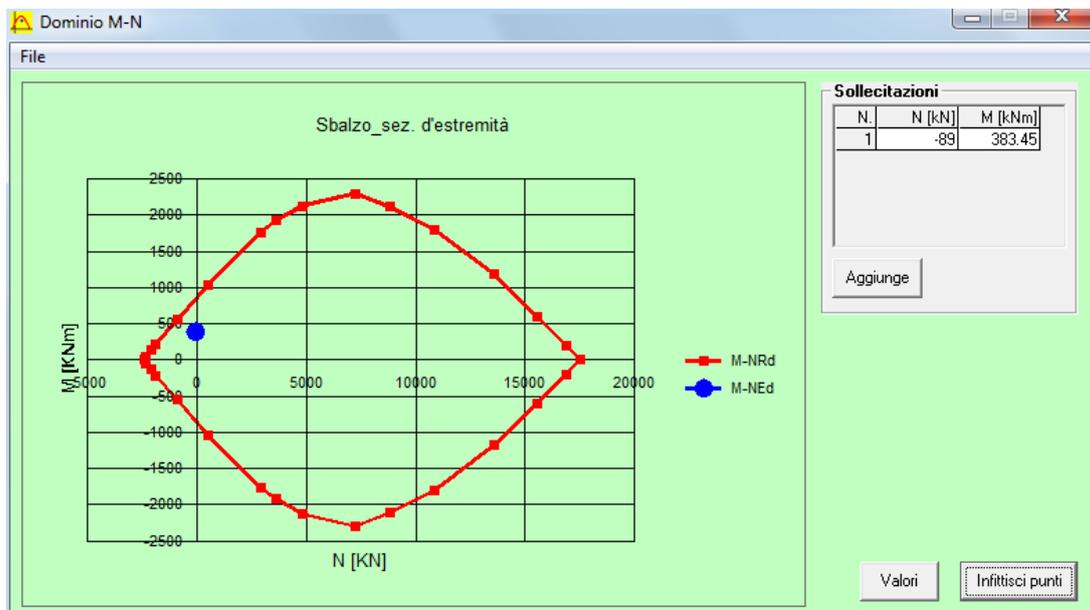
N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	80	1	31.42	6
			2	31.42	74

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	80	1	31.42	6
			2	31.42	74

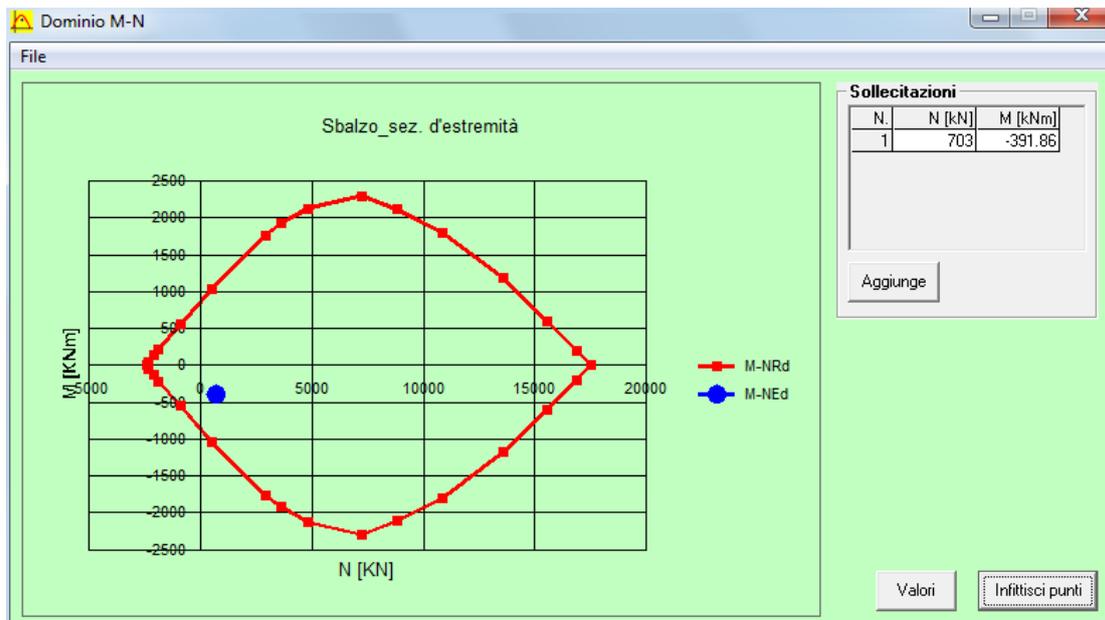
Material	Property	Value	Unit
B450C	$\epsilon_{su}$	67.5	%
	$f_{yd}$	391.3	N/mm <sup>2</sup>
C32/40	$\epsilon_{c2}$	2	%
	$\epsilon_{cu}$	3.5	%
C32/40	$E_s$	200'000	N/mm <sup>2</sup>
	$f_{cd}$	18.81	N/mm <sup>2</sup>
C32/40	$E_s/E_c$	15	
	$f_{cc}/f_{cd}$	0.8	
C32/40	$\epsilon_{syd}$	1.957	%
	$\sigma_{c,adm}$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

Parameter	Value	Unit
$M_{xRd}$	1'107	kN m
$\sigma_c$	-18.81	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_s$	391.3	N/mm <sup>2</sup>
$\epsilon_c$	3.5	%
$\epsilon_s$	27.08	%
d	74	cm
x	8.468	cm
x/d	0.1144	
$\delta$	0.7	

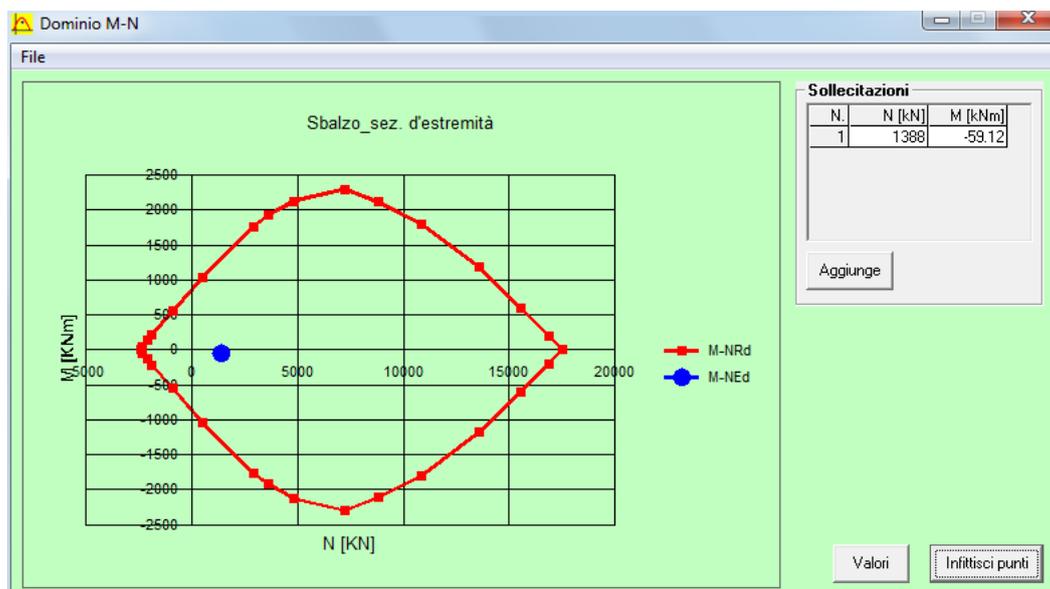
Verifica momento positivo:



Verifica a momento negativo:



Verifica sforzo normale massimo:



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:

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

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:

- $\delta_f \leq w_1$  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;
- $\delta_f \leq w_2$  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	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

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	02	D 09 CL	VI 05 04 001	A	42 di 121

Calcestruzzo	$R_{ck} =$	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	$M_f$	70.49 kN m
Momento sollecitante comb. Quasi permanente	$M_{q.p.}$	0.00 kN m
asse neutro (distanza dal bordo compresso)	$x =$	19.60 cm
Momento di inerzia della sezione omog.	$J_i =$	1796957 cm <sup>4</sup>
Area omogeneizzata	$A_i =$	2902.3 cm <sup>2</sup>

**Verifica a flessione**

Tensione di prima fessurazione

Tensione nell'acciaio teso

$$\sigma_{sr} = 2254.5 \text{ daN/cm}^2$$

Verifica di combinazione frequente:

Tensione nel calcestruzzo

$$\sigma_{cII} = -7.7 \text{ daN/cm}^2$$

Tensione nell'acciaio teso - fase 1

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

Tensione nell'acciaio teso - fase 2 + fase 3

$$\sigma_{s2-3II} = 326.0 \text{ daN/cm}^2$$

Tensione nell'acciaio teso - complessiva

$$\sigma_{sII} = 326.0 \text{ daN/cm}^2$$

Tensione nell'acciaio compresso

$$\sigma_{s'II} = -85.9 \text{ daN/cm}^2$$

**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	$y_{gf} =$	19.60 cm
baric. sez. int. reag. dal lembo inf.	$y_g =$	40.00 cm
asse neutro x	$y_n =$	19.60 cm
braccio coppia interna	$z =$	68.47 cm
Momento d'inerzia sezione fess.	$I_f =$	1796957 cm <sup>4</sup>
Momento d'inerzia sez.inter.reag.	$I_i =$	5420617 cm <sup>4</sup>
Momento di prima fess. a fless.	$M_{1f} =$	48753 daN m
Momento di prima fess. a traz.	$M_{1t} =$	40628 daN m
Momento di formaz. fessure	$M_{ff} =$	27122 daN m
	$b_{eff} =$	100 cm
	$d_{eff} =$	19.00 cm
Area efficace	$A_{eff} =$	1900 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	$s_{rm} =$	16.05 cm
Deformazione media nel c.l.s	$\epsilon_{sm} =$	0.000063
APERTURA MEDIA DI FESSURA	$W_m =$	0.01 mm
VALORE DI CONFRONTO	$W_1 =$	0.20 mm
APERTURA CARATTERISTICA DI FESSURA	$W_k =$	0.02 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

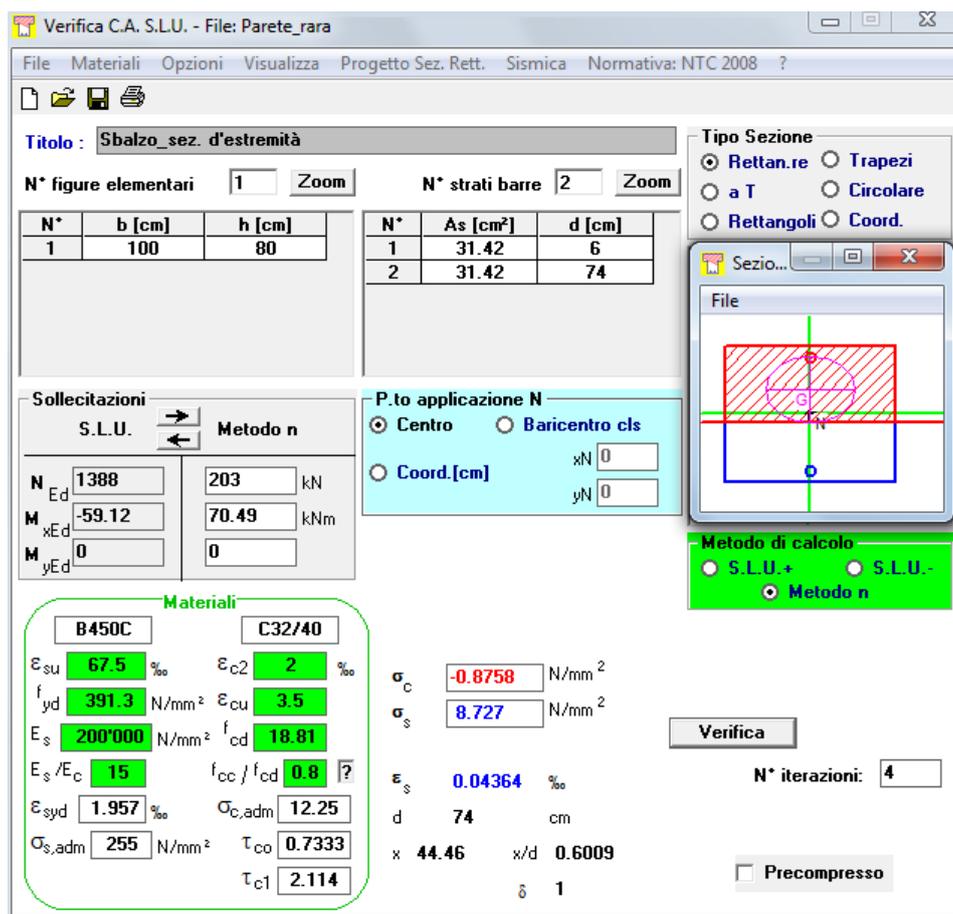
Devono essere rispettati i seguenti limiti per le tensioni di compressione nel calcestruzzo:

- 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: Parete\_rara**

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	80	1	31.42	6
			2	31.42	74

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

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

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>: 1388 203 kN  
M<sub>xEd</sub>: -59.12 70.49 kNm  
M<sub>yEd</sub>: 0 0

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

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>: -0.8758 N/mm²  
σ<sub>s</sub>: 8.727 N/mm²  
ε<sub>s</sub>: 0.04364 ‰  
d: 74 cm  
x: 44.46 x/d: 0.6009  
δ: 1

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

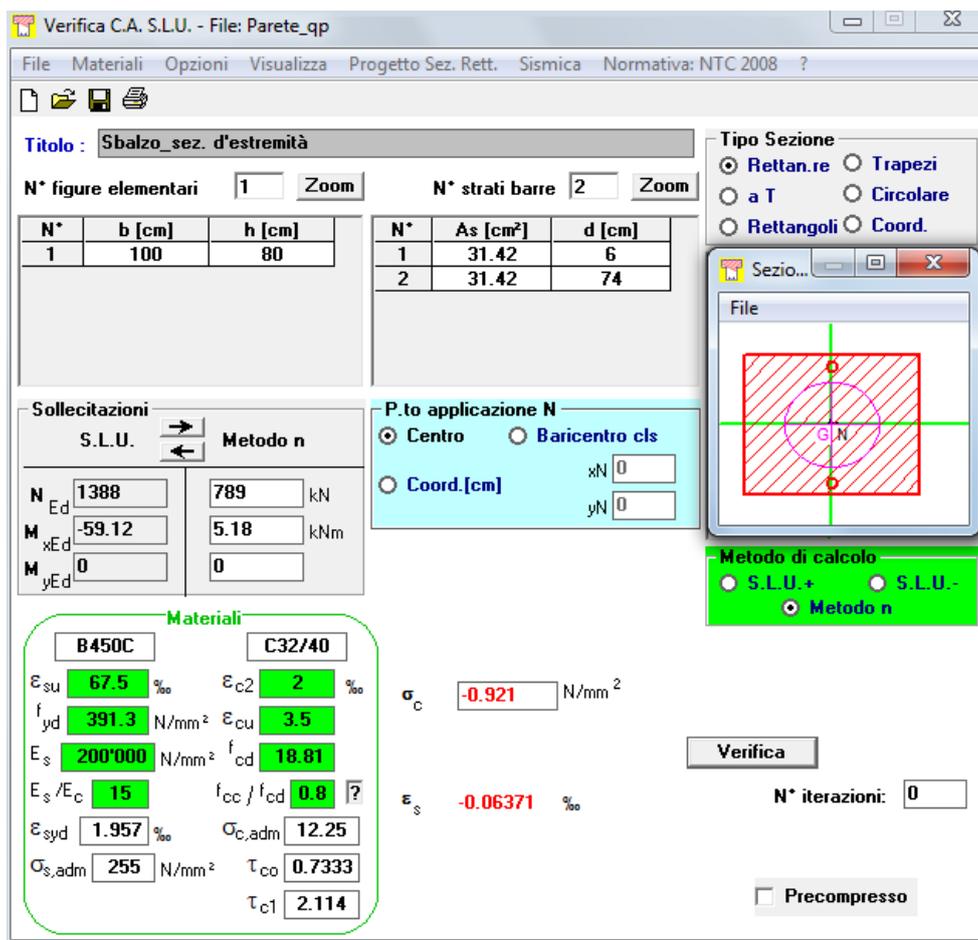
$$\sigma_c = 0.87 \text{ N/mm}^2 < 0.55 f_{ck} = 0.55 \times 30 = 16.5 \text{ N/mm}^2$$

→ VERIFICATO

$$\sigma_s = 8.727 \text{ N/mm}^2 < 0.75 f_{yk} = 0.75 \times 450 = 337.5 \text{ N/mm}^2$$

→ 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: Parete\_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	80	1	31.42	6
			2	31.42	74

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N <sub>Ed</sub>	M <sub>xEd</sub>	M <sub>yEd</sub>	789 kN	5.18 kNm	0
1388	-59.12	0			

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

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

Materiali: B450C C32/40

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

σ<sub>c</sub>: -0.921 N/mm²

ε<sub>s</sub>: -0.06371 ‰

Verifica N° iterazioni: 0

Precompresso

$$\sigma_c = 0.92 \text{ N/mm}^2 < 0.40 f_{ck} = 0.40 \times 30 = 12 \text{ N/mm}^2$$

→ VERIFICATO

Verifica a taglio

Si esegue la verifica a taglio per elementi senza armature trasversali seguendo NTC 2008.

**Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio DM 14.01.2008**

$V_{Ed}$	53.0 kN	
$R_{ck}$	370.0 kg/cm <sup>2</sup>	37 Mpa
$f_{ck}$	307.1 kg/cm <sup>2</sup>	31 Mpa
$f_{cd}$	204.7 kg/cm <sup>3</sup>	20.4733 Mpa
$h$	80.0 cm	altezza dell'elemento
$c$	5.0 cm	copriferro
$d$	75.0 cm	altezza utile delle sezione
$b_w$	100.0 cm	
$A_{cl}$	7500.0 cm <sup>2</sup>	
$k$	1.5	
$v_{min}$	0.4	

Ferri longitudinali	diametro cm	passo	Area, i	Area, tot
	[cm]	[cm]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]
Fila 1	20.0		10 314.159	3141.59
Fila 2	20.0		10 314.159	3141.59
Fila 3	0.0		10 0	0
$A_{sl}$	6283.2 [cm <sup>2</sup> ]			
$\rho$	0.02			

$\sigma_{cp}$	0.0 Mpa
$V_{rd,1}$	271.6 kN
$V_{rd,2}$	538.5 KN

$V_{Rd}$	<b>538.5 KN</b>
$V_{ed}$	<b>53.0 kN</b>

**$V_{rd} > V_{ed} \Rightarrow$  Non serve armatura a taglio**

Pur non essendo necessaria armatura a taglio si aggiunge comunque armatura aggiuntiva a taglio con staffe  $\varnothing 10/30$   $s=30$  cm.

## 7.6 Muro paraghiaia

### 7.6.1 Sollecitazioni

Nel seguito si riportano le sollecitazioni di progetto massime per varie condizioni di carico che nel seguito verranno verificate.

Sollecitazioni massime - SLU				
Asta	91			
Massimizzando Momento				
Momento			Normale	
Min	-116.48	KNm	-382	KN
Max	10.0	KNm	-351	KN
Massimizzando Normale				
Momento			Normale	
	32.66	KNm	Min	-548 KN
	-4.67	KNm	Max	-54 KN
Taglio massimo				
Max	15	KN	<i>(in valore assoluto)</i>	

Sollecitazioni massime – combinazione sismica				
Asta	91			
Massimizzando Momento				
Momento			Normale	
Min	-519.42	KNm	-342	KN
Max	443.40	KNm	7	KN

Massimizzando Normale				
Momento		Normale		
-322.2	KNm	Min	-387	KN
443.4	KNm	Max	72	KN
Taglio massimo				
Max	261	KN	<i>(in valore assoluto)</i>	

Sollecitazioni massime – SLE				
Asta	91			
Combinazione rara				
Momento		Normale		
60.81	KNm	-200	KN	
Combinazione quasi permanente				
Momento		Normale		
-32.82	KNm	-102	KN	

### 7.6.2 Verifiche muro paraghiaia

Si riportano le verifiche allo stato limite ultimo e allo stato limite di esercizio della sezione di larghezza unitaria e spessore pari a 60 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  $\varnothing 24/20 + 20/20$  interno
- 1 fila di  $\varnothing 24/20 + 20/20$  esterno

Verifica C.A. S.L.U. - File: Paraghiaia\_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	38.33	6
			2	38.33	54

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

Diagramma della sezione:

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N <sub>Ed</sub>	342	0	kN
M <sub>xEd</sub>	-519.42	0	kNm
M <sub>yEd</sub>	0	0	

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

Tipologia rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipologia flessione:  
 Retta  Deviata

Materiali:

B450C		C32/40	
$\epsilon_{su}$	67.5 ‰	$\epsilon_{c2}$	2 ‰
$f_{yd}$	391.3 N/mm²	$\epsilon_{cu}$	3.5 ‰
$E_s$	200'000 N/mm²	$f_{cd}$	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

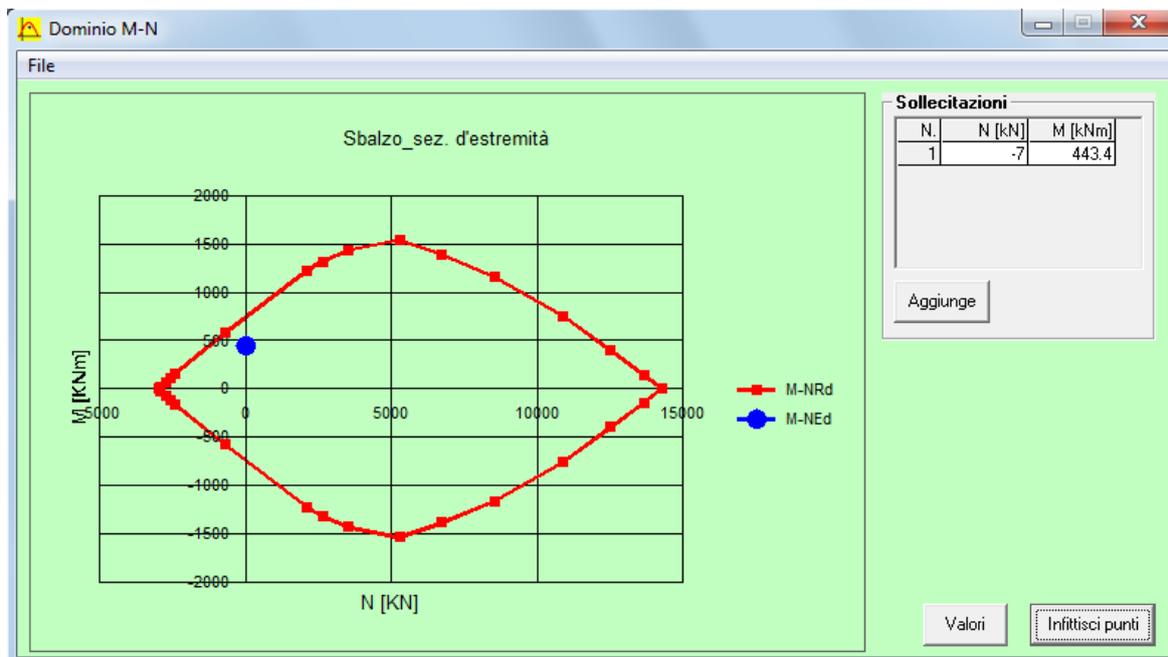
M<sub>xRd</sub> -834.6 kN m

$\sigma_c$  -18.81 N/mm²

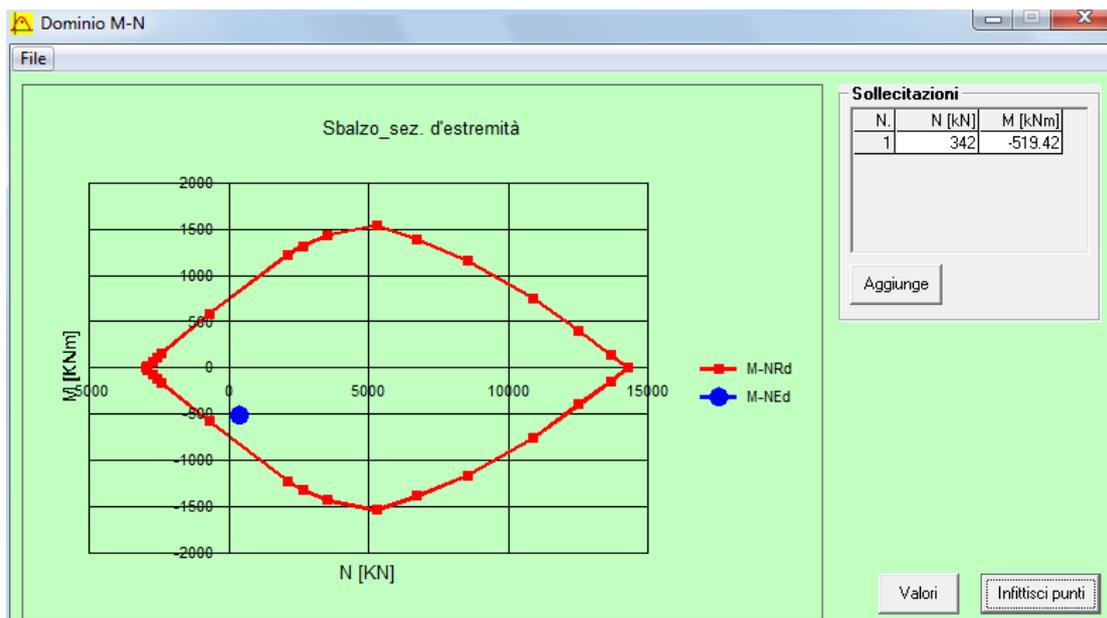
$\epsilon_c$  3.5 ‰  
 $\epsilon_s$  20.48 ‰  
d 54 cm  
x 7.882 x/d 0.146  
 $\delta$  0.7

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

Verifica 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:

- $\delta_f \leq w_1$  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;
- $\delta_f \leq w_2$  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 negativo.

#### Sezione a Momento Negativo

##### Dimensioni della sezione di calcolo

Altezza totale	h=	60 cm
Altezza utile	d=	55 cm
Larghezza di calcolo	b=	100 cm
Area Acciaio teso	As=	38.31 cm <sup>2</sup>
Area Acciaio compresso	As'=	54.01 cm <sup>2</sup>
lembo superiore:		1 $\Phi$ 20/20 + 1 $\Phi$ 24/20
lembo inferiore:		1 $\Phi$ 20/10 + 1 $\Phi$ 24/20
Calcestruzzo	Rck =	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	Mf	32.82 kN m
Momento sollecitante comb. Quasi permanente	Mq.p.	0.00 kN m
asse neutro (distanza dal bordo compresso)	x=	16.23 cm
Momento di inerzia della sezione omog.	Ji=	1108392 cm <sup>4</sup>
Area omogeneizzata	Ai=	3008.1 cm <sup>2</sup>

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	02	D 09 CL	VI 05 04 001	A	53 di 121

**Verifica a flessione**

Tensione di prima fessurazione

Tensione nell'acciaio teso

$$\sigma_{sr} = 1633.5 \text{ daN/cm}^2$$

Verifica di combinazione frequente:

Tensione nel calcestruzzo

$$\sigma_{cII} = -4.8 \text{ daN/cm}^2$$

Tensione nell'acciaio teso - fase 1

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

Tensione nell'acciaio teso - fase 2 + fase 3

$$\sigma_{s2-3II} = 172.2 \text{ daN/cm}^2$$

Tensione nell'acciaio teso - complessiva

$$\sigma_{sII} = 172.2 \text{ daN/cm}^2$$

Tensione nell'acciaio compresso

$$\sigma_{s'II} = -49.9 \text{ daN/cm}^2$$

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

diametro medio barre tese

$$\Phi_t = 2.21 \text{ cm}$$

interasse medio barre tese

$$f_c = 10.00 \text{ cm}$$

diametro medio barre compresse

$$\Phi_t = 2.14 \text{ cm}$$

interasse medio barre compresse

$$f_c = 6.67 \text{ cm}$$

baric. sez.fess.dal lembo inferiore

$$y_{gf} = 16.23 \text{ cm}$$

baric. sez. int. reag. dal lembo inf.

$$y_g = 29.20 \text{ cm}$$

asse neutro x

$$y_n = 16.23 \text{ cm}$$

braccio coppia interna

$$z = 49.59 \text{ cm}$$

Momento d'inerzia sezione fess.

$$I_f = 1108392 \text{ cm}^4$$

Momento d'inerzia sez.inter.reag.

$$I_i = 2665463 \text{ cm}^4$$

Momento di prima fess. a fless.

$$M_{1f} = 31137 \text{ daN m}$$

Momento di prima fess. a traz.

$$M_{1t} = 25947 \text{ daN m}$$

Momento di formaz. fessure

$$M_{ff} = 18404 \text{ daN m}$$

$$b_{eff} = 100 \text{ cm}$$

$$d_{eff} = 20.46 \text{ cm}$$

Area efficace

$$A_{eff} = 2046 \text{ cm}^2$$

Verifica combinazione rara

in condizioni ambientali aggressive/molto aggressive

$$k_2 = 0.4$$

$$k_3 = 0.125$$

$$\beta_1 = 1$$

$$\beta_2 = 0.5$$

Distanza media tra le fessure

$$s_{rm} = 15.69 \text{ cm}$$

Deformazione media nel c.l.s

$$\epsilon_{sm} = 0.000033$$

APERTURA MEDIA DI FESSURA

$$W_m = 0.01 \text{ mm}$$

VALORE DI CONFRONTO

$$W_1 = 0.20 \text{ mm}$$

APERTURA CARATTERISTICA DI FESSURA

$$W_k = 0.01 \text{ mm}$$

**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

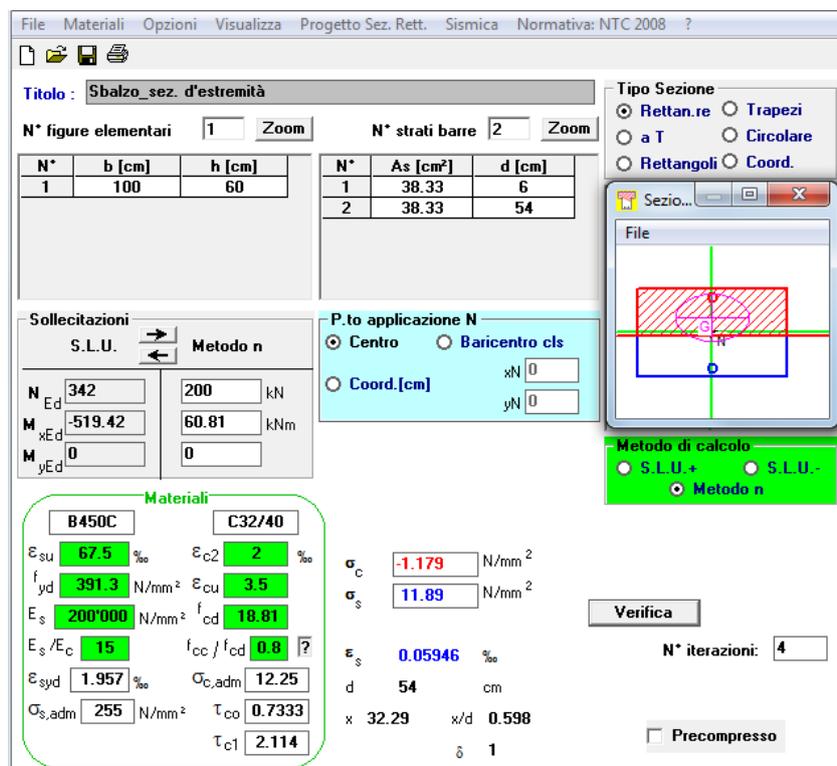
Devono essere rispettati i seguenti limiti per le tensioni di compressione nel calcestruzzo:

- 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 negativo.



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	38.33	6
			2	38.33	54

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>: 342 kN  
M<sub>xEd</sub>: -519.42 kNm  
M<sub>yEd</sub>: 0 kNm

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

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	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

$\sigma_c$ : -1.179 N/mm²  
 $\sigma_s$ : 11.89 N/mm²

$\epsilon_s$ : 0.05946 ‰  
d: 54 cm  
x: 32.29 cm w/d: 0.598  
 $\delta$ : 1

Verifica: N° iterazioni: 4

Precompresso:

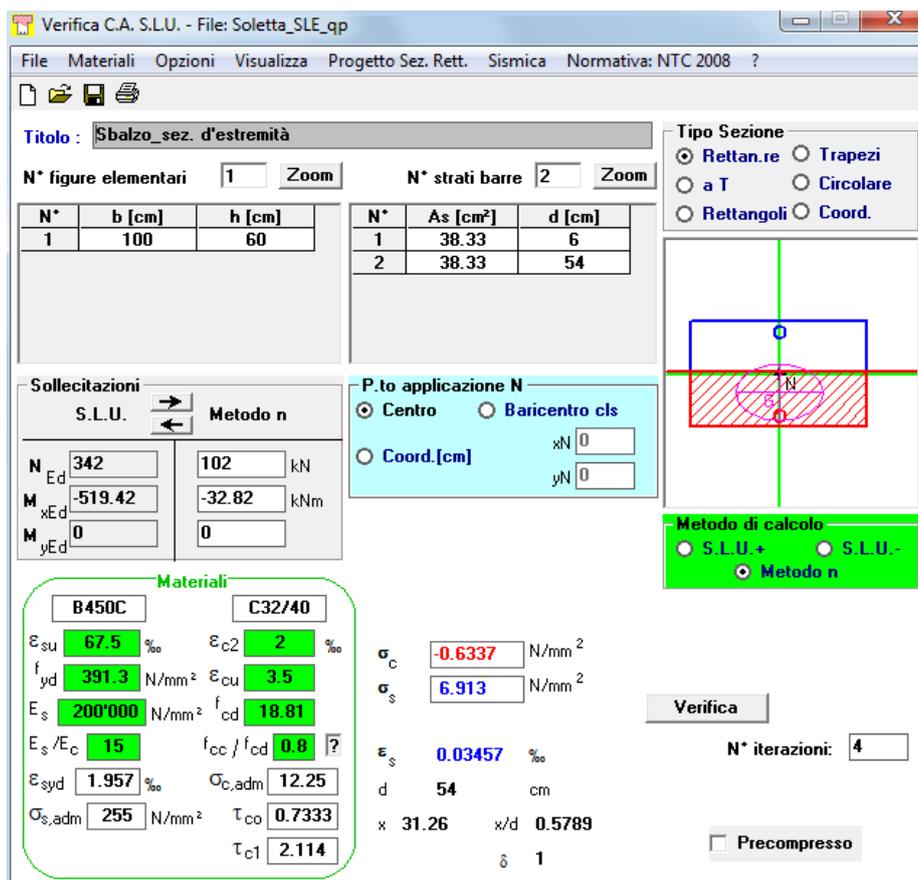
$$\sigma_c = 1.179 \text{ N/mm}^2 < 0.55 f_{ck} = 0.55 \times 30 = 16.5 \text{ N/mm}^2$$

→ VERIFICATO

$$\sigma_s = 11.89 \text{ N/mm}^2 < 0.75 f_{yk} = 0.75 \times 450 = 337.5 \text{ N/mm}^2$$

→ 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	38.33	6
			2	38.33	54

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

N <sub>Ed</sub>	342	102	kN
M <sub>xEd</sub>	-519.42	-32.82	kNm
M <sub>yEd</sub>	0	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> -0.6337 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 6.913 N/mm²  
ε<sub>s</sub> 0.03457 ‰  
d 54 cm  
x 31.26 x/d 0.5789  
δ 1

**Verifica**  
N° iterazioni: 4  
 Precompresso

$$\sigma_c = 0.633 \text{ N/mm}^2 < 0.40 f_{ck} = 0.40 \times 30 = 12 \text{ N/mm}^2$$

➔ VERIFICATO

Verifica a taglio

Si esegue la verifica a taglio per elementi senza armature trasversali seguendo NTC 2008.

**Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio DM 14.01.2008**

$N_{Ed}$	0.0 kN	(valore negativo = compressione)
$V_{Ed}$	261.0 kN	
$R_{ck} =$	370.0 kg/cm <sup>2</sup>	37 Mpa
$f_{ck} =$	307.1 kg/cm <sup>2</sup>	31 Mpa
$f_{cd} =$	204.7 kg/cm <sup>3</sup>	20.4733 Mpa
$h =$	60.0 cm	altezza dell'elemento
$c =$	5.0 cm	copriferro
$d =$	55.0 cm	altezza utile delle sezione
$b_w =$	100.0 cm	
$A_{cl,s}$	5500.0 cm <sup>2</sup>	
$k$	1.6	
$v_{min}$	0.4	

Ferri longitudinali	diametro cm	passo	Area,i	Area, tot
	[cm]	[cm]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]
Fila 1		2.0	10	3.14159
Fila 2		2.4	10	4.52389
Fila 3		0.0	10	0
$A_{sl}$		76.7 [cm <sup>2</sup> ]		
$\rho$		0.01		

$\sigma_{cp}$	0.0 Mpa
$V_{rd,1} =$	216.5 kN
$V_{rd,2} =$	370.1 KN

$V_{Rd} =$	<b>370.1 KN</b>
$V_{ed}$	<b>261.0 kN</b>

**$V_{rd} > V_{ed} \Rightarrow$  Non serve armatura a taglio**

Pur non essendo necessaria armatura a taglio si aggiunge comunque armatura aggiuntiva a taglio con staffe  $\varnothing 10/30$   $s=30$  cm.

## 7.7 Muro frontale

### 7.7.1 Sollecitazioni

Nel seguito si riportano le sollecitazioni di progetto massime per varie condizioni di carico che nel seguito verranno verificate.

Sollecitazioni massime - SLU				
Asta	92			
Massimizzando Momento				
Momento			Normale	
Min	-407.22	KNm	-1342	KN
Max	658.23	KNm	-2177	KN
Massimizzando Normale				
Momento			Normale	
	291.32	KNm	Min	-3608 KN
	68.58	KNm	Max	-338 KN
Taglio massimo				
Max	33	KN	<i>(in valore assoluto)</i>	

Sollecitazioni massime – combinazione sismica				
Asta	92			
Massimizzando Momento				
Momento			Normale	
Min	-5713.2	KNm	-1504	KN
Max	5911.96	KNm	-1092	KN

Massimizzando Normale				
Momento		Normale		
-5686.7	KNm	Min	-1553	KN
227.39	KNm	Max	-292	KN
Taglio massimo				
Max	477	KN	<i>(in valore assoluto)</i>	

Sollecitazioni massime – SLE				
Asta	92			
Combinazione rara				
Momento		Normale		
278.86	KNm	-1544	KN	
Combinazione quasi permanente				
Momento		Normale		
188.24	KNm	-1398	KN	

### 7.7.2 Verifiche muro frontale

Si riportano le verifiche allo stato limite ultimo e allo stato limite di esercizio della sezione di larghezza unitaria e spessore pari a 2.5 m 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:

- 2 file di  $\varnothing 24/10$  interno
- 2 file di  $\varnothing 24/10$  esterno

Verifica C.A. S.L.U. - File: MF\_da scatolare 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: 4 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	250	1	45.24	6
			2	45.24	10
			3	45.24	240
			4	45.24	244

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

Diagramma della sezione:

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>: 1092 kN  
M<sub>xEd</sub>: 5911.96 kNm  
M<sub>yEd</sub>: 0 kNm

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

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

Tipologia flessione:  
 Retta  Deviata

Materiali: B450C C30/37

Proprietà	B450C	C30/37
$\epsilon_{su}$	67.5 ‰	$\epsilon_{c2}$ 2 ‰
$f_{yd}$	391.3 N/mm²	$\epsilon_{cu}$ 3.5 ‰
$E_s$	200'000 N/mm²	$f_{cd}$ 17 N/mm²
$E_s/E_c$	15	$f_{cc}/f_{cd}$ 0.8
$\epsilon_{syd}$	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 11.5 N/mm²
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	$\tau_{co}$ 0.6933
		$\tau_{c1}$ 2.029

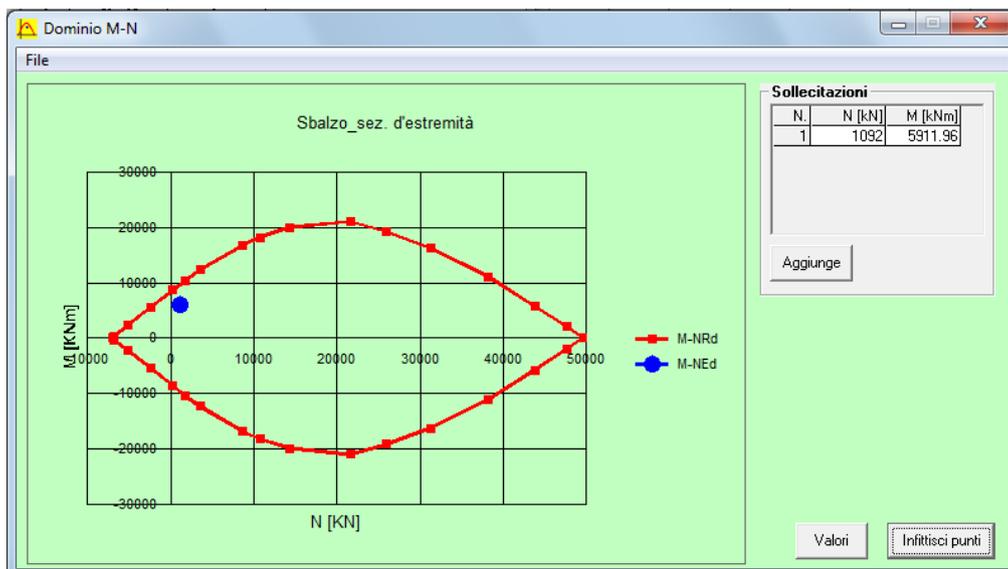
M<sub>xRd</sub>: 9'620 kN m

$\sigma_c$ : -17 N/mm²  
 $\sigma_s$ : 391.3 N/mm²  
 $\epsilon_c$ : 3.5 ‰  
 $\epsilon_s$ : 57.2 ‰  
d: 244 cm  
x: 14.07 x/d: 0.05766  
 $\delta$ : 0.7

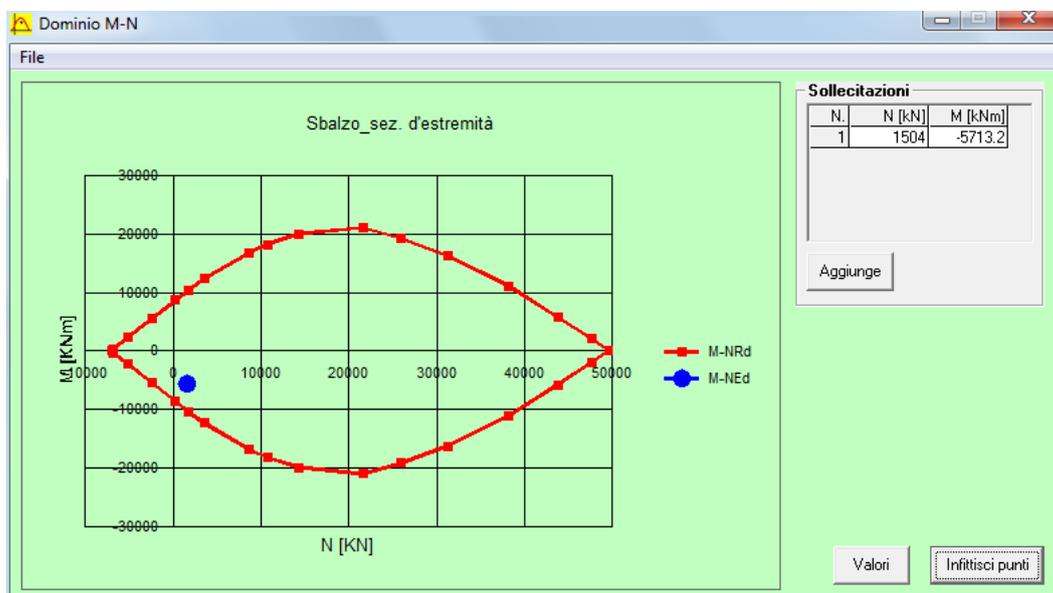
Calcola MRd Dominio M-N  
L<sub>0</sub>: 0 cm Col. modello

Precompresso

Verifica 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=	250 cm
Altezza utile	d=	244 cm
Larghezza di calcolo	b=	100 cm
Area Acciaio teso	As=	90.43 cm <sup>2</sup>
Area Acciaio compresso	As'=	67.82 cm <sup>2</sup>
lembo superiore:	1 $\Phi$ 24/10 + 1 $\Phi$ 24/20	
lembo inferiore:	1 $\Phi$ 24/10 + 1 $\Phi$ 24/10	
Calcestruzzo	Rck =	370 daN/cm <sup>2</sup>
Copriferro teso (da baric arm tesa)	c=	6 cm
Copriferro compresso (da baric arm compr)	d'=	6 cm
Momento sollecitante comb. frequente	Mf	279.00 kN m
Momento sollecitante comb. Quasi permanente	Mq.p.	0.00 kN m
asse neutro (distanza dal bordo compresso)	x=	61.73 cm
Momento di inerzia della sezione omog.	Ji=	56066137 cm <sup>4</sup>
Area omogeneizzata	Ai=	8547.1 cm <sup>2</sup>

**Verifica a flessione**

Tensione di prima fessurazione

Tensione nell'acciaio teso

$$\sigma_{sr} = 2326.7 \text{ daN/cm}^2$$

Verifica di combinazione frequente:

Tensione nel calcestruzzo

$$\sigma_{cII} = -3.1 \text{ daN/cm}^2$$

Tensione nell'acciaio teso - fase 1

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

Tensione nell'acciaio teso - fase 2 + fase 3

$$\sigma_{s2-3II} = 136.1 \text{ daN/cm}^2$$

Tensione nell'acciaio teso - complessiva

$$\sigma_{sII} = 136.1 \text{ daN/cm}^2$$

Tensione nell'acciaio compresso

$$\sigma_{s'II} = -41.6 \text{ daN/cm}^2$$

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

diametro medio barre tese

$$\Phi_t = 2.40 \text{ cm}$$

interasse medio barre tese

$$f_c = 5.00 \text{ cm}$$

diametro medio barre compresse

$$\Phi_c = 2.40 \text{ cm}$$

interasse medio barre compresse

$$f_c = 6.67 \text{ cm}$$

baric. sez.fess.dal lembo inferiore

$$y_{gf} = 61.73 \text{ cm}$$

baric. sez. int. reag. dal lembo inf.

$$y_g = 126.47 \text{ cm}$$

asse neutro x

$$y_n = 61.73 \text{ cm}$$

braccio coppia interna

$$z = 223.42 \text{ cm}$$

Momento d'inerzia sezione fess.

$$I_f = 56066137 \text{ cm}^4$$

Momento d'inerzia sez.inter.reag.

$$I_i = 163824282 \text{ cm}^4$$

Momento di prima fess. a fless.

$$M_{1f} = 477126 \text{ daN m}$$

Momento di prima fess. a traz.

$$M_{1t} = 397605 \text{ daN m}$$

Momento di formaz. fessure

$$M_{ff} = 262963 \text{ daN m}$$

$$b_{eff} = 100 \text{ cm}$$

$$d_{eff} = 22.80 \text{ cm}$$

Area efficace

$$A_{eff} = 2280 \text{ cm}^2$$

Verifica combinazione rara

in condizioni ambientali aggressive/molto aggressive

$$k_2 = 0.4$$

$$k_3 = 0.125$$

$$\beta_1 = 1$$

$$\beta_2 = 0.5$$

Distanza media tra le fessure

$$s_{rm} = 13.63 \text{ cm}$$

Deformazione media nel c.l.s

$$\epsilon_{sm} = 0.000026$$

APERTURA MEDIA DI FESSURA

$$W_m = 0.00 \text{ mm}$$

VALORE DI CONFRONTO

$$W_1 = 0.20 \text{ mm}$$

APERTURA CARATTERISTICA DI FESSURA

$$W_k = 0.01 \text{ mm}$$

**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

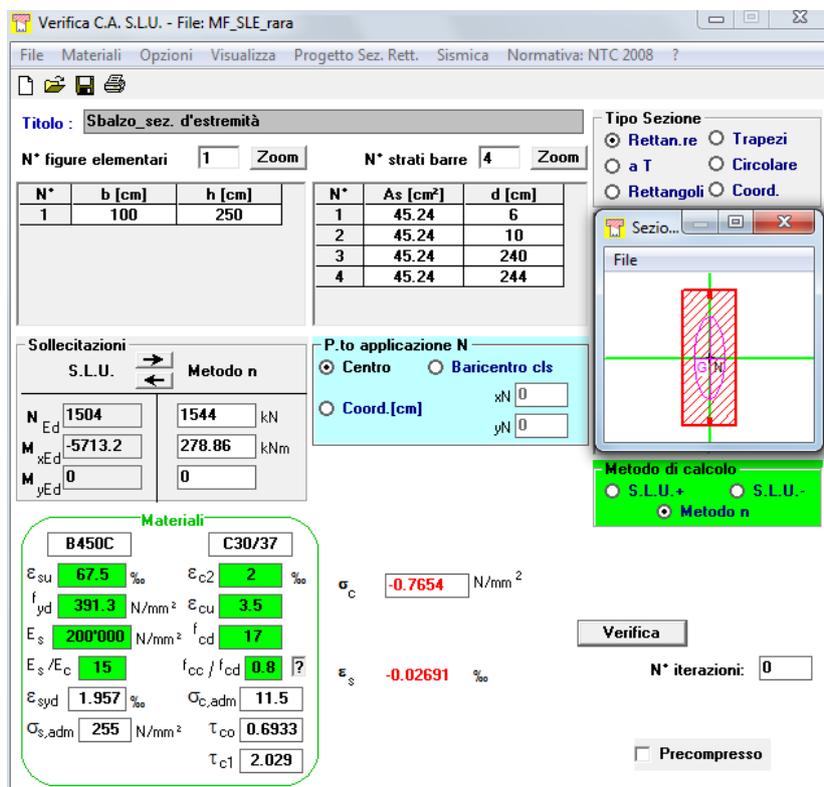
Devono essere rispettati i seguenti limiti per le tensioni di compressione nel calcestruzzo:

- 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: MF\_SLE\_rara

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

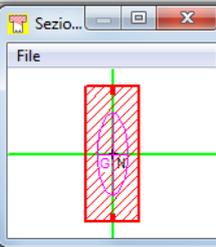
Titolo: Sbalzo\_sez. d'estremità

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	250	1	45.24	6
			2	45.24	10
			3	45.24	240
			4	45.24	244

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

Sezio... (File)

File: 

Solecitazioni: S.L.U. Metodo n

N <sub>Ed</sub>	1504	1544	kN
M <sub>Ed</sub>	-5713.2	278.86	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 C30/37

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

$\sigma_c$  -0.7654 N/mm²

$\epsilon_s$  -0.02691 %

Verifica N° iterazioni: 0

Precompresso

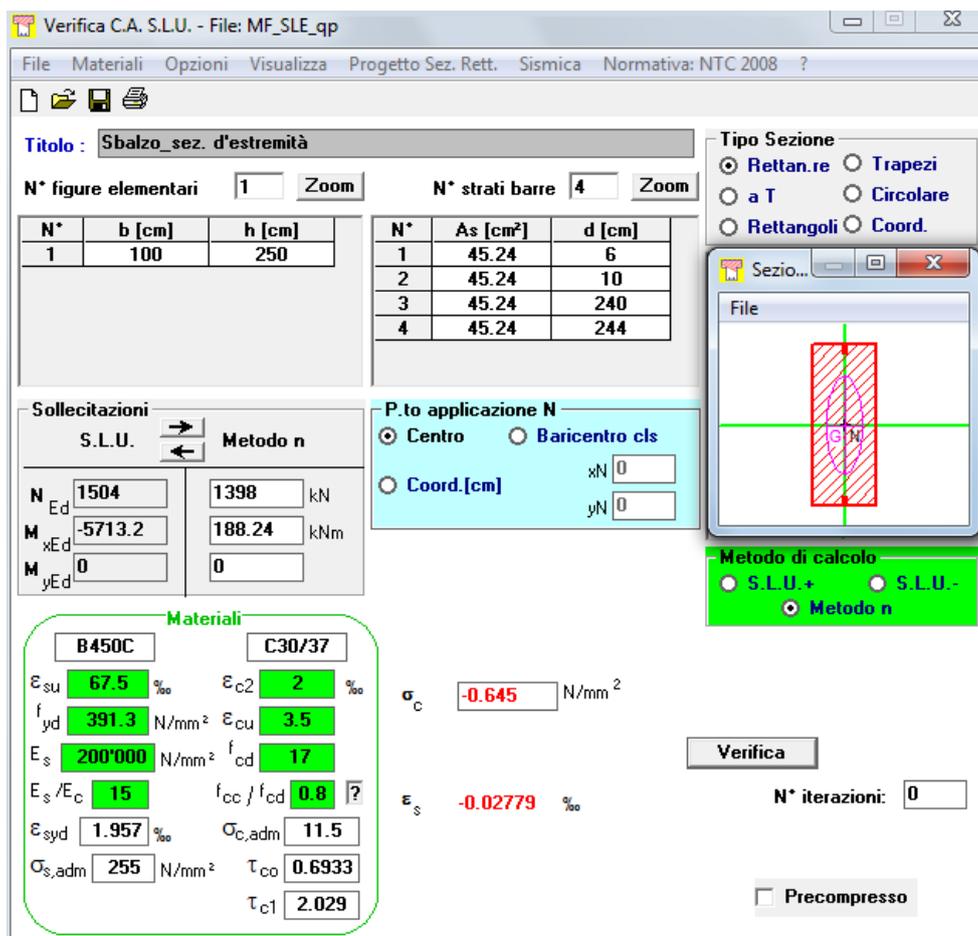
$$\sigma_c = 0.7654 \text{ N/mm}^2 < 0.55 f_{ck} = 0.55 \times 30 = 16.5 \text{ N/mm}^2$$

→ VERIFICATO

$$\sigma_s = 0.7654 \text{ N/mm}^2 < 0.75 f_{yk} = 0.75 \times 450 = 337.5 \text{ N/mm}^2$$

→ 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: MF\_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: 4 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	250	1	45.24	6
			2	45.24	10
			3	45.24	240
			4	45.24	244

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N <sub>Ed</sub>	1504	1398	kN
M <sub>xEd</sub>	-5713.2	188.24	kNm
M <sub>yEd</sub>	0	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 C30/37

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

σ<sub>c</sub> -0.645 N/mm²

ε<sub>s</sub> -0.02779 ‰

Verifica N° iterazioni: 0

Precompresso

$$\sigma_c = 0.645 \text{ N/mm}^2 < 0.40 f_{ck} = 0.40 \times 30 = 12 \text{ N/mm}^2$$

→ VERIFICATO

### Verifica a taglio

Si esegue la verifica a taglio per elementi senza armature trasversali seguendo NTC 2008.

#### Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio DM 14.01.2008

$V_{Ed}$	477.0 kN	
$R_{ctk} =$	370.0 kg/cm <sup>2</sup>	37 Mpa
$f_{ctk} =$	307.1 kg/cm <sup>2</sup>	31 Mpa
$f_{cd} =$	204.7 kg/cm <sup>3</sup>	20.4733 Mpa
$h =$	250.0 cm	altezza dell'elemento
$c =$	6.0 cm	copriferro
$d =$	244.0 cm	altezza utile delle sezione
$b_w =$	100.0 cm	
$A_{clS}$	24400.0 cm <sup>2</sup>	
$k$	1.3	
$v_{min}$	0.3	

Ferri longitudinali	diametro cm	passo	Area, i	Area, tot
	[cm]	[cm]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]
Fila 1	2.4		5 4.52389	90.4779
Fila 2	2.4		5 4.52389	90.4779
Fila 3	0.0		10 0	0
$A_{s1}$		181.0 [cm <sup>2</sup> ]		
$\rho$		0.01		

$\sigma_{cp}$	0.0 Mpa
$V_{rd,1} =$	690.4 kN
$V_{rd,2} =$	1067.6 KN
$V_{Rd} =$	1067.6 KN
$V_{ed}$	477.0 kN

**$V_{rd} > V_{ed} \Rightarrow$  Non serve armatura a taglio**

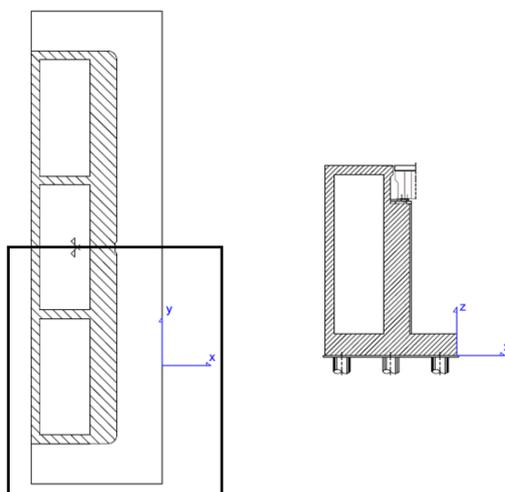
Pur non essendo necessaria armatura a taglio si aggiunge comunque armatura aggiuntiva a taglio con staffe  $\emptyset 10/25 \times 25$  cm.

## 8 SPALLA: PLINTO

In questa sezione si riporta la procedura con cui si è modellato, calcolato e verificato il plinto di fondazione fondato su pali (30 pali di diametro 1.5 m). Questo elemento è spesso 2.00 m e presenta dimensioni in pianta pari a 12.00 x 43.50 m.

Per semplicità di calcolo si è considerata solo metà plinto, quindi si è considerato una dimensione di 12x21.75m 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 kN/m<sup>3</sup>.

Elemento	Componenti risultante			
	Fy [kN]	Fx [kN]	Fz [kN]	Mx_appoggi
Muro frontale	0	0	-13538	0
Paraghiaia frontale	0	0	-921	0
Muro trasversale 1 (y<0)	0	0	-1365	0
Paraghiaia sinistro	0	0	0	0
Muro posteriore	0	0	-5415	0
Muro trasversale 2 (y>0)	0	0	-1365	0
Paraghiaia destro	0	0	0	0
Platea	0	0	-13050	0
Soletta superiore	0	0	-2232	0

### 8.1.2 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

### 8.1.3 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	9.8	0.0	-4387.9	1952.7
Permanenti impalcato G2	18.1	0.0	-4842.2	7463.7
Frenatura	-10.1	0.0	-126.0	19.4
Vento trasversale	476.0	0.0	-14.3	-2308.8
Sovraccarico acc	65.0	0.0	-4475.7	8869.1
Azione centrifuga	0.0	0.0	0.0	0.0
Resistenze parassite	0.0	411.2	0.0	0.0
Azioni laterali (serpeggio)	215.8	0.0	0.0	-419.5
Ex	0.0	0.0	0.0	0.0
Ey	5136.2	0.0	3392.2	254.2
Ez	254.7	0.0	2259.1	465.5

#### 8.1.4 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			
$F_{h,terr}=k_h W_{mt}$	Forza d'inerzia orizzontale del muro di testata	6577.90	kN
$F_{v,terr}=k_v W_{mt}$	Forza d'inerzia verticale del muro di testata	3288.95	kN
$F_{h,terr}=k_h W_{prg}$	Forza d'inerzia orizzontale del muro paraghiaia	447.30	kN
$F_{v,terr}=k_v W_{prg}$	Forza d'inerzia verticale del muro paraghiaia	223.65	kN
$F_{h,terr}=k_h W_{mpost}$	Forza d'inerzia orizzontale del muro posteriore	2631.16	kN
$F_{v,terr}=k_v W_{mpost}$	Forza d'inerzia verticale del muro posteriore	1315.58	kN
$F_{h,terr}=k_h W_{tarsv}$	Forza d'inerzia orizzontale del muro trasversale	663.26	kN
$F_{v,terr}=k_v W_{tarsv}$	Forza d'inerzia verticale del muro trasversale	331.63	kN
$F_{h,terr}=k_h W_{fond}$	Forza d'inerzia orizzontale della fondazione della spalla	6341.02	kN
$F_{v,terr}=k_v W_{fond}$	Forza d'inerzia verticale della fondazione della spalla	3170.51	kN
$F_{h,terr}=k_h W_{G1_s}$	Forza d'inerzia orizzontale G1 scatolare	1726.1	kN
$F_{v,terr}=k_v W_{G1_s}$	Forza d'inerzia verticale G1 scatolare	863.1	kN
$F_{h,terr}=k_h W_{G2_s}$	Forza d'inerzia orizzontale G2 scatolare	459.1	kN
$F_{v,terr}=k_v W_{G2_s}$	Forza d'inerzia verticale G2 scatolare	229.5	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  $Q_{ki}$  che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi  $G_2$ .

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	02	D 09 CL	VI 05 04 001	A	71 di 121

		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		
	cond. A1+M1+R1 (a)	cond. A1+M1+R1 (b)	
Peso proprio	Muro frontale	1.35	1.35
	Paraghiaia frontale	1.35	1.35
	Muro trasversale 1 (y<0)	1.35	1.35
	Bandiera muro sx	1.35	1.35
	Paraghiaia sinistro	1.35	1.35
	Muro posteriore	1.35	1.35
	Muro trasversale 2 (y>0)	1.35	1.35
	Bandiera muro dx	1.35	1.35
	Paraghiaia destro	1.35	1.35
	Platea	1.35	1.35
Permanenti da impal. Scatol.	G1 - soletta sup	1.35	1.35
	G1 - scatolare sup	1.35	1.35
	G2 - scatolare sup	1.5	1.5
Traffico da scatolare	Sovraccarico acc - scatolare	1.45	1.45
Rinterro di terreno	Terreno plinto frontale	1.35	1.35
Inerzia x spalla	Muro frontale	0	0
	Paraghiaia frontale	0	0
	Muro sinistro	0	0
	Paraghiaia sinistro	0	0
	Muro centrale	0	0
	Muro destro	0	0
	Paraghiaia destro	0	0
	Platea	0	0
Inerzia x - Impalcato scatolare	G1 - impalcato su scatolare	0	0
	G2 - impalcato su scatolare	0	0
Inerzia y spalla	Muro frontale	0	0
	Paraghiaia frontale	0	0
	Muro sinistro	0	0
	Paraghiaia sinistro	0	0
	Muro centrale	0	0
	Muro destro	0	0
	Paraghiaia destro	0	0
	Platea	0	0
Inerzia y - Impalcato scatolare	G1 - impalcato su scatolare	0	0
	G2 - impalcato su scatolare	0	0
Azioni da impalcato	Permanenti impalcato G1	1.35	1.35
	Permanenti impalcato G2	1.5	1.5
	Frenatura	1.45	1.45
	Vento trasversale	0.9	0.9
	Sovraccarico acc	1.45	1.45
	Azione centrifuga	0.73	0.73
	Resistenze parassite	0.9	0.9
	Azioni laterali (serpeggio)	0.73	0.73
Sisma x - impalcato	Ex	0	0
Sisma y - impalcato	Ey	0	0
Sisma z - impalcato	Ez	0	0

### 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)		
	sly	z	sly	z	sly	z	sly	z	
Peso proprio	Muro frontale	1	1	1	1	1	1	1	
	Paragliaia frontale	1	1	1	1	1	1	1	
	Muro trasversale 1 (y<0)	1	1	1	1	1	1	1	
	Bandiera muro sx	1	1	1	1	1	1	1	
	Paragliaia sinistro	1	1	1	1	1	1	1	
	Muro posteriore	1	1	1	1	1	1	1	
	Muro trasversale 2 (y>0)	1	1	1	1	1	1	1	
	Bandiera muro dx	1	1	1	1	1	1	1	
	Paragliaia destro	1	1	1	1	1	1	1	
	Platea	1	1	1	1	1	1	1	
Permanenti da impal. Scatol.	G1 - soletta sup	1	1	1	1	1	1	1	
	G1 - scatolare sup	1	1	1	1	1	1	1	
	G2 - scatolare sup	1	1	1	1	1	1	1	
Traffico da scatolare	Sovraccarico acc - scatolare	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	
Rintero di terreno	Terreno plinto frontale	1	1	1	1	1	1	1	
Inerzia x spalla	Muro frontale	1	-0.3	1	0.3	-1	-0.3	-1	0.3
	Paragliaia frontale	1	-0.3	1	0.3	-1	-0.3	-1	0.3
	Muro sinistro	1	-0.3	1	0.3	-1	-0.3	-1	0.3
	Paragliaia sinistro	1	-0.3	1	0.3	-1	-0.3	-1	0.3
	Muro centrale	1	-0.3	1	0.3	-1	-0.3	-1	0.3
	Muro destro	1	-0.3	1	0.3	-1	-0.3	-1	0.3
	Paragliaia destro	1	-0.3	1	0.3	-1	-0.3	-1	0.3
Platea	1	-0.3	1	0.3	-1	-0.3	-1	0.3	
Inerzia x - Impalcato scatolare	G1 - impalcato su scatolare	1	-0.3	1	0.3	-1	-0.3	-1	0.3
	G2 - impalcato su scatolare	1	-0.3	1	0.3	-1	-0.3	-1	0.3
Inerzia y spalla	Muro frontale	-0.3	-0.3	-0.3	0.3	-0.3	-0.3	-0.3	0.3
	Paragliaia frontale	-0.3	-0.3	-0.3	0.3	-0.3	-0.3	-0.3	0.3
	Muro sinistro	-0.3	-0.3	-0.3	0.3	-0.3	-0.3	-0.3	0.3
	Paragliaia sinistro	-0.3	-0.3	-0.3	0.3	-0.3	-0.3	-0.3	0.3
	Muro centrale	-0.3	-0.3	-0.3	0.3	-0.3	-0.3	-0.3	0.3
	Muro destro	-0.3	-0.3	-0.3	0.3	-0.3	-0.3	-0.3	0.3
	Paragliaia destro	-0.3	-0.3	-0.3	0.3	-0.3	-0.3	-0.3	0.3
Platea	-0.3	-0.3	-0.3	0.3	-0.3	-0.3	-0.3	0.3	
Inerzia y - Impalcato scatolare	G1 - impalcato su scatolare	-0.3	-0.3	-0.3	0.3	-0.3	-0.3	-0.3	0.3
	G2 - impalcato su scatolare	-0.3	-0.3	-0.3	0.3	-0.3	-0.3	-0.3	0.3
Azioni da impalcato	Permanenti impalcato G1	1	1	1	1	1	1	1	1
	Permanenti impalcato G2	1	1	1	1	1	1	1	1
	Frenatura	0.2	0.2	0.2	0.2	-0.2	0.2	-0.2	0.2
	Vento trasversale	0	0	0	0	0	0	0	0
	Sovraccarico acc	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
	Azione centrifuga	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1
	Resistenze parassite	0	0	0	0	0	0	0	0
Azioni laterali (serpeggio)	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	
Sisma x - impalcato	Ex	1	1	1	1	-1	-1	-1	-1
Sisma y - impalcato	Ey	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3
Sisma z - impalcato	Ez	-0.3	-0.3	0.3	0.3	-0.3	-0.3	0.3	0.3

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	02	D 09 CL	VI 05 04 001	A	74 di 121

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

Elemento		0.3E <sub>x</sub> -E <sub>y</sub> +0.3E <sub>z</sub> (verso alto)		0.3E <sub>x</sub> -E <sub>y</sub> +0.3E <sub>z</sub> (verso basso)	
		x/y	z	x/y	z
Peso proprio	Muro frontale	1	1	1	1
	Paraghiaia frontale	1	1	1	1
	Muro trasversale 1 (y<0)	1	1	1	1
	Bandiera muro sx	1	1	1	1
	Paraghiaia sinistro	1	1	1	1
	Muro posteriore	1	1	1	1
	Muro trasversale 2 (y>0)	1	1	1	1
	Bandiera muro dx	1	1	1	1
	Paraghiaia destro	1	1	1	1
	Platea	1	1	1	1
Permanenti da impal. Scatol.	G1 - soletta sup	1	1	1	1
	G1 - scatolare sup	1	1	1	1
	G2 - scatolare sup	1	1	1	1
Traffico da scatolare	Sovraccarico acc - scatolare	0.2	0.2	0.2	0.2
Rinverro di terreno	Terreno plinto frontale	1	1	1	1
Inerzia x spalla	Muro frontale	0.3	-0.3	0.3	0.3
	Paraghiaia frontale	0.3	-0.3	0.3	0.3
	Muro sinistro	0.3	-0.3	0.3	0.3
	Paraghiaia sinistro	0.3	-0.3	0.3	0.3
	Muro centrale	0.3	-0.3	0.3	0.3
	Muro destro	0.3	-0.3	0.3	0.3
	Paraghiaia destro	0.3	-0.3	0.3	0.3
	Platea	0.3	-0.3	0.3	0.3
Inerzia x - Impalcato scatolare	G1 - impalcato su scatolare	0.3	-0.3	0.3	0.3
	G2 - impalcato su scatolare	0.3	-0.3	0.3	0.3
Inerzia y spalla	Muro frontale	-1	-0.3	-1	0.3
	Paraghiaia frontale	-1	-0.3	-1	0.3
	Muro sinistro	-1	-0.3	-1	0.3
	Paraghiaia sinistro	-1	-0.3	-1	0.3
	Muro centrale	-1	-0.3	-1	0.3
	Muro destro	-1	-0.3	-1	0.3
	Paraghiaia destro	-1	-0.3	-1	0.3
	Platea	-1	-0.3	-1	0.3
Inerzia y - Impalcato scatolare	G1 - impalcato su scatolare	-1	-0.3	-1	0.3
	G2 - impalcato su scatolare	-1	-0.3	-1	0.3
Azioni da impalcato	Permanenti impalcato G1	1	1	1	1
	Permanenti impalcato G2	1	1	1	1
	Frenatura	0.2	0.2	0.2	0.2
	Vento trasversale	0	0	0	0
	Sovraccarico acc	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	E <sub>x</sub>	0.3	0.3	0.3	0.3
Sisma y - impalcato	E <sub>y</sub>	-1	1	-1	1
Sisma z - impalcato	E <sub>z</sub>	-0.3	-0.3	0.3	0.3

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	02	D 09 CL	VI 05 04 001	A	75 di 121

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

Elemento	0.3Ex-0.3Ey+Ez(verso alto)		0.3Ex-0.3Ey+Ez(verso basso)		-j0.3Ex-0.3Ey+Ez(verso alto)		-j0.3Ex-0.3Ey+Ez(verso basso)			
	xy	z	xy	z	xy	z	xy	z		
Peso proprio	Muro frontale	1	1	1	1	1	1	1	1	
	Paraghiaia frontale	1	1	1	1	1	1	1	1	
	Muro trasversale 1 (y<0)	1	1	1	1	1	1	1	1	
	Bandiera muro sx	1	1	1	1	1	1	1	1	
	Paraghiaia sinistro	1	1	1	1	1	1	1	1	
	Muro posteriore	1	1	1	1	1	1	1	1	
	Muro trasversale 2 (y>0)	1	1	1	1	1	1	1	1	
	Bandiera muro dx	1	1	1	1	1	1	1	1	
	Paraghiaia destro	1	1	1	1	1	1	1	1	
	Platea	1	1	1	1	1	1	1	1	
	Permanenti da impal. Scatol.	G1 - soletta sup	1	1	1	1	1	1	1	1
		G1 - scatolare sup	1	1	1	1	1	1	1	1
G2 - scatolare sup		1	1	1	1	1	1	1	1	
Traffico da scatolare	Sovraccarico acc - scatolare	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	
Rintorno di terreno	Terreno plinto frontale	1	1	1	1	1	1	1	1	
Inerzia x spalla	Muro frontale	0.3	-1	0.3	1	0.3	-1	0.3	1	
	Paraghiaia frontale	0.3	-1	0.3	1	0.3	-1	0.3	1	
	Muro sinistro	0.3	-1	0.3	1	0.3	-1	0.3	1	
	Paraghiaia sinistro	0.3	-1	0.3	1	0.3	-1	0.3	1	
	Muro centrale	0.3	-1	0.3	1	0.3	-1	0.3	1	
	Muro destro	0.3	-1	0.3	1	0.3	-1	0.3	1	
	Paraghiaia destro	0.3	-1	0.3	1	0.3	-1	0.3	1	
	Platea	0.3	-1	0.3	1	0.3	-1	0.3	1	
Inerzia x - Impalcato scatolare	G1 - impalcato su scatolare	0.3	-1	0.3	1	0.3	-1	0.3	1	
	G2 - impalcato su scatolare	0.3	-1	0.3	1	0.3	-1	0.3	1	
Inerzia y spalla	Muro frontale	-0.3	-1	-0.3	1	-0.3	-1	-0.3	1	
	Paraghiaia frontale	-0.3	-1	-0.3	1	-0.3	-1	-0.3	1	
	Muro sinistro	-0.3	-1	-0.3	1	-0.3	-1	-0.3	1	
	Paraghiaia sinistro	-0.3	-1	-0.3	1	-0.3	-1	-0.3	1	
	Muro centrale	-0.3	-1	-0.3	1	-0.3	-1	-0.3	1	
	Muro destro	-0.3	-1	-0.3	1	-0.3	-1	-0.3	1	
	Paraghiaia destro	-0.3	-1	-0.3	1	-0.3	-1	-0.3	1	
	Platea	-0.3	-1	-0.3	1	-0.3	-1	-0.3	1	
Inerzia y - Impalcato scatolare	G1 - impalcato su scatolare	-0.3	-1	-0.3	1	-0.3	-1	-0.3	1	
	G2 - impalcato su scatolare	-0.3	-1	-0.3	1	-0.3	-1	-0.3	1	
Azioni da impalcato	Permanenti impalcato G1	1	1	1	1	1	1	1	1	
	Permanenti impalcato G2	1	1	1	1	1	1	1	1	
	Frenatura	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	
	Vento trasversale	0	0	0	0	0	0	0	0	
	Sovraccarico acc	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	
	Azione centrifuga	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	
	Resistenze parassite	0	0	0	0	0	0	0	0	
	Azioni laterali (serpeggio)	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	
Sisma x - impalcato	Ex	0.3	0.3	0.3	0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	
Sisma y - impalcato	Ey	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3	
Sisma z - impalcato	Ez	-1	-1	1	1	-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	Muro frontale	1	1	1	1	1
	Paragliaia frontale	1	1	1	1	1
	Muro trasversale 1 (y<0)	1	1	1	1	1
	Bandiera muro sx	1	1	1	1	1
	Paragliaia sinistro	1	1	1	1	1
	Muro posteriore	1	1	1	1	1
	Muro trasversale 2 (y>0)	1	1	1	1	1
	Bandiera muro dx	1	1	1	1	1
	Paragliaia destro	1	1	1	1	1
	Platea	1	1	1	1	1
Permanenti da impal. Scatol.	G1 - soletta sup	1	1	1	1	1
	G1 - scatolare sup	1	1	1	1	1
	G2 - scatolare sup	1	1	1	1	1
Traffico da scatolare	Sovraccarico acc - scatolare	1	1	0.6	0.6	0
Rinverto di terreno	Terreno plinto frontale	1	1	1	1	1
Inerzia x spalla	Muro frontale	0	0	0	0	0
	Paragliaia frontale	0	0	0	0	0
	Muro sinistro	0	0	0	0	0
	Paragliaia sinistro	0	0	0	0	0
	Muro centrale	0	0	0	0	0
	Muro destro	0	0	0	0	0
	Paragliaia destro	0	0	0	0	0
	Platea	0	0	0	0	0
Inerzia x - Impalcato scatolare	G1 - impalcato su scatolare	0	0	0	0	0
	G2 - impalcato su scatolare	0	0	0	0	0
Inerzia y spalla	Muro frontale	0	0	0	0	0
	Paragliaia frontale	0	0	0	0	0
	Muro sinistro	0	0	0	0	0
	Paragliaia sinistro	0	0	0	0	0
	Muro centrale	0	0	0	0	0
	Muro destro	0	0	0	0	0
	Paragliaia destro	0	0	0	0	0
	Platea	0	0	0	0	0
Inerzia y - Impalcato scatolare	G1 - impalcato su scatolare	0	0	0	0	0
	G2 - impalcato su scatolare	0	0	0	0	0
Azioni da impalcato	Permanenti impalcato G1	1	1	1	1	1
	Permanenti impalcato G2	1	1	1	1	1
	Frenatura	1	1	0.6	0.6	0
	Vento trasversale	0.6	0.6	0	0	0
	Sovraccarico acc	1	1	0.6	0.6	0
	Azione centrifuga	0.5	0.5	0.3	0.3	0
	Resistenze parassite	0.6	0.6	0.5	0.5	0.5
	Azioni laterali (serpeggio)	0.5	0.5	0.3	0.3	0
Sisma x - impalcato	Ex	0	0	0	0	0
Sisma y - impalcato	Ey	0	0	0	0	0
Sisma z - impalcato	Ez	0	0	0	0	0

### 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.

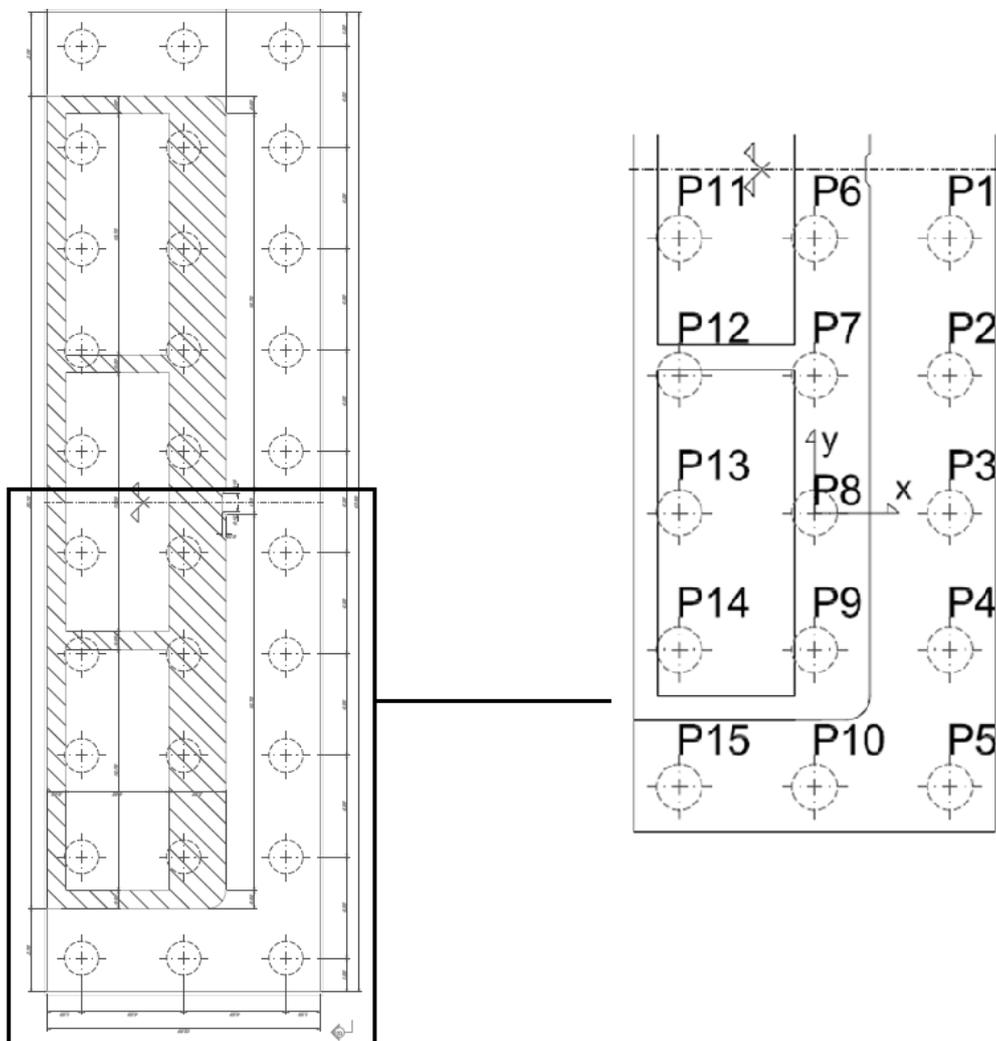
Elemento	Componenti risultante				Pos. della risultante			
	Fy [kN]	Fx [kN]	Fz [kN]	Mx appoggi	x [m]	y [m]	z [m]	
Peso proprio	Muro frontale	0	0	-13538		-5.4	1.5	8.0
	Paraghiaia frontale	0	0	-921		-6.4	1.5	15.7
	Muro trasversale 1 (y<0)	0	0	-1365		-9.1	-6.8	9.7
	Bandiera muro sx							
	Paraghiaia sinistro	0	0	0		0.0	0.0	0.0
	Muro posteriore	0	0	-5415		-11.6	1.5	9.7
	Muro trasversale 2 (y>0)	0	0	-1365		-9.1	4.7	9.7
	Bandiera muro dx							
	Paraghiaia destro	0	0	0		0.0	0.0	0.0
Platea	0	0	-13050		-6.0	0.0	1.0	
Permanenti da impal. Scatol.	G1 - soletta sup	0	0	-2232	0	-9.1	1.5	17.0
	G1 - scatolare sup			-1320	520	-9.1	2.4	17.4
	G2 - scatolare sup	0	0	-945	86	-9.1	2.4	17.4
Traffico da scatolare	Sovraccarico acc - scatolare	0	0	-1091		-9.1	2.4	17.4
Rinterro di terreno	Terreno plinto frontale	0	0	-1805		-2.1	0.0	3.0
Inerzia x spalla	Muro frontale	0	6578	-3289		-5.4	0.0	0.0
	Paraghiaia frontale	0	447	-224		-6.4	0.0	0.0
	Muro sinistro	0	663	-332		-9.1	0.0	0.0
	Paraghiaia sinistro	0	0	0		0.0	0.0	0.0
	Muro centrale	0	2631	-1316		-11.6	1.5	9.7
	Muro destro	0	663	-332		-9.1	0.0	0.0
	Paraghiaia destro	0	0	0		0.0	0.0	0.0
	Platea	0	6341	-3171		-6.0	0.0	1.0
Inerzia x - Impalcato scatolare	G1 - impalcato su scatolare	0	1726	863	0	-9.1	1.5	17.0
	G2 - impalcato su scatolare	0	459	230	0	-9.1	2.4	17.4
Inerzia y spalla	Muro frontale	6578	0	-3289		-5.4	0.0	4.5
	Paraghiaia frontale	447	0	-224		-6.4	0.0	8.8
	Muro sinistro	663	0	-332		-9.1	0.0	6.1
	Paraghiaia sinistro	0	0	0		0.0	0.0	10.5
	Muro centrale	2631	0	-1316		-11.6	1.5	9.7
	Muro destro	663	0	-332		-9.1	0.0	6.1
	Paraghiaia destro	0	0	0		0.0	0.0	10.5
	Platea	6341	0	-3171		-5.4	0.0	1.0
Inerzia y - Impalcato scatolare	G1 - impalcato su scatolare	1726	0	-863	0	-9.1	1.5	17.0
	G2 - impalcato su scatolare	459	0	-230	0	-9.1	2.4	17.4
Azioni da impalcato	Permanenti impalcato G1	10	0	-4388	1953	-4.8	2.4	14.2
	Permanenti impalcato G2	18	0	-4842	7464	-4.8	2.4	14.2
	Frenatura	-10	0	-126	19	-4.8	2.4	14.2
	Vento trasversale	476	0	-14	-2309	-4.8	2.4	14.2
	Sovraccarico acc	65	0	-4476	8869	-4.8	2.4	14.2
	Azione centrifuga	0	0	0	0	-4.8	2.4	14.2
	Resistenze parassite	0	411	0	0	-4.8	2.4	14.2
	Azioni laterali (serpeggio)	216	0	0	-419	-4.8	2.4	14.2
Sisma x - impalcato	Ex	0	0	0	-4.8	2.4	14.2	
Sisma y - impalcato	Ey	5136	0	3392	254	-4.8	2.4	14.2
Sisma z - impalcato	Ez	255	0	2259	466	-4.8	2.4	14.2

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)	-70926	-26690	-114912	706	370
cond. A1+M1+R1 (b)	-70926	-26690	-114912	706	370
Ex+0.3Ey+0.3Ez	-46787	46681	-9452	-7410	19509
Ex+0.3Ey+0.3Ez	-55826	37072	-13882	-7257	19509
-Ex+0.3Ey+0.3Ez	-46787	-91711	-9517	-7405	-19509
-Ex+0.3Ey+0.3Ez	-55826	-101320	-13948	-7253	-19509
0.3Ex+Ey+0.3Ez	-44413	-4725	125312	-24661	5853
0.3Ex+Ey+0.3Ez	-53452	-14334	120881	-24508	5853
0.3Ex+0.3Ey+Ez	-36242	9454	-4283	-7588	5853
0.3Ex+0.3Ey+Ez	-66371	-22576	-19051	-7078	5853
-0.3Ex+0.3Ey+Ez	-36242	9454	-4283	-7588	5853
-0.3Ex+0.3Ey+Ez	-66371	-22576	-19051	-7078	5853
SLE_rara (a)	-51472	-20677	-82857	476	247
SLE_rara (b)	-51472	-20677	-82857	476	247
SLE_freq (a)	-49186	-22204	-73718	126	206
SLE_freq (b)	-49186	-22204	-73718	126	206
SLE_Q.P.	-45771	-23606	-68184	28	206

#### 8.4 Verifica plinto di fondazione

Si descrivono le verifiche strutturali del plinto di fondazione. Per il calcolo del plinto si sono schematizzati dei modelli locali (porzioni) dello stesso: modelli a mensola per il calcolo degli sbalzi. Ai modelli di calcolo sono state applicate le reazioni verticali risultanti sui pali di fondazione per ciascuna combinazione di carico, il peso proprio della porzione di plinto larga un metro. Si è poi proceduto alle verifiche a pressoflessione e taglio delle zone più sollecitate del plinto di fondazione. Di seguito verrà riportato il calcolo delle reazioni dei pali, successivamente verranno calcolate tutte le porzioni di plinto.



## 8.5 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 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	$x [m]$	$y [m]$	$x^2$	$y^2$	$W_x [m]$	$W_y [m]$
1	4.5	9	20.25	81	45	67.5
2	4.5	4.5	20.25	20.25	45	135
3	4.5	0	20.25	0	45	[-]
4	4.5	-4.5	20.25	20.25	45	-135
5	4.5	-9	20.25	81	45	-67.5
6	0	9	0	81	[-]	67.5
7	0	4.5	0	20.25	[-]	135
8	0	0	0	0	[-]	[-]
9	0	-4.5	0	20.25	[-]	-135
10	0	-9	0	81	[-]	-67.5
11	-4.5	9	20.25	81	-45	67.5
12	-4.5	4.5	20.25	20.25	-45	135
13	-4.5	0	20.25	0	-45	[-]
14	-4.5	-4.5	20.25	20.25	-45	-135
15	-4.5	-9	20.25	81	-45	-67.5

*Caratteristiche geometriche fondazione*

Dimensioni del plinto		
Lx	12	m
Ly	21.75	m
Lz	2	m
n	15	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)	53
cond. A1+M1+R1 (b)	53
Ex+0.3Ey+0.3Ez	1391
Ex+0.3Ey-0.3Ez	1388
-Ex+0.3Ey+0.3Ez	1391
-Ex+0.3Ey-0.3Ez	1388
0.3Ex+Ey+0.3Ez	1690
0.3Ex+Ey-0.3Ez	1680
0.3Ex+0.3Ey+Ez	639
0.3Ex+0.3Ey-Ez	612
-0.3Ex+0.3Ey+Ez	639
-0.3Ex+0.3Ey-Ez	612
SLE_rara (a)	36
SLE_rara (b)	36
SLE_freq (a)	16
SLE_freq (b)	16
SLE_Q.P.	14

Sforzi normali pali – parte 1								
Combinazioni	Q1	Q2	Q3	Q4	Q5	Q6	Q7	Q8
	[kN]							
cond. A1+M1+R1 (a)	-5838	-4986	-4135	-3284	-2433	-6431	-5580	-4728
cond. A1+M1+R1 (b)	-5838	-4986	-4135	-3284	-2433	-6431	-5580	-4728
Ex+0.3Ey+0.3Ez	-4297	-4227	-4156	-4086	-4016	-3259	-3189	-3119
Ex+0.3Ey-0.3Ez	-4751	-4648	-4546	-4443	-4340	-3927	-3825	-3722
-Ex+0.3Ey+0.3Ez	-1222	-1152	-1081	-1011	-940	-3260	-3190	-3119
-Ex+0.3Ey-0.3Ez	-1677	-1573	-1470	-1367	-1264	-3928	-3825	-3722
0.3Ex+Ey+0.3Ez	-999	-1928	-2856	-3784	-4712	-1104	-2033	-2961
0.3Ex+Ey-0.3Ez	-1454	-2349	-3245	-4140	-5036	-1773	-2668	-3563
0.3Ex+0.3Ey+Ez	-2690	-2658	-2626	-2594	-2563	-2480	-2448	-2416
0.3Ex+0.3Ey-Ez	-4205	-4064	-3923	-3782	-3641	-4707	-4566	-4425
-0.3Ex+0.3Ey+Ez	-2690	-2658	-2626	-2594	-2563	-2480	-2448	-2416
-0.3Ex+0.3Ey-Ez	-4205	-4064	-3923	-3782	-3641	-4707	-4566	-4425
SLE_rara (a)	-4200	-3586	-2972	-2358	-1744	-4659	-4045	-3431
SLE_rara (b)	-4200	-3586	-2972	-2358	-1744	-4659	-4045	-3431
SLE_freq (a)	-3878	-3332	-2786	-2240	-1694	-4371	-3825	-3279
SLE_freq (b)	-3878	-3332	-2786	-2240	-1694	-4371	-3825	-3279
SLE_Q.P.	-3537	-3032	-2527	-2022	-1517	-4062	-3556	-3051

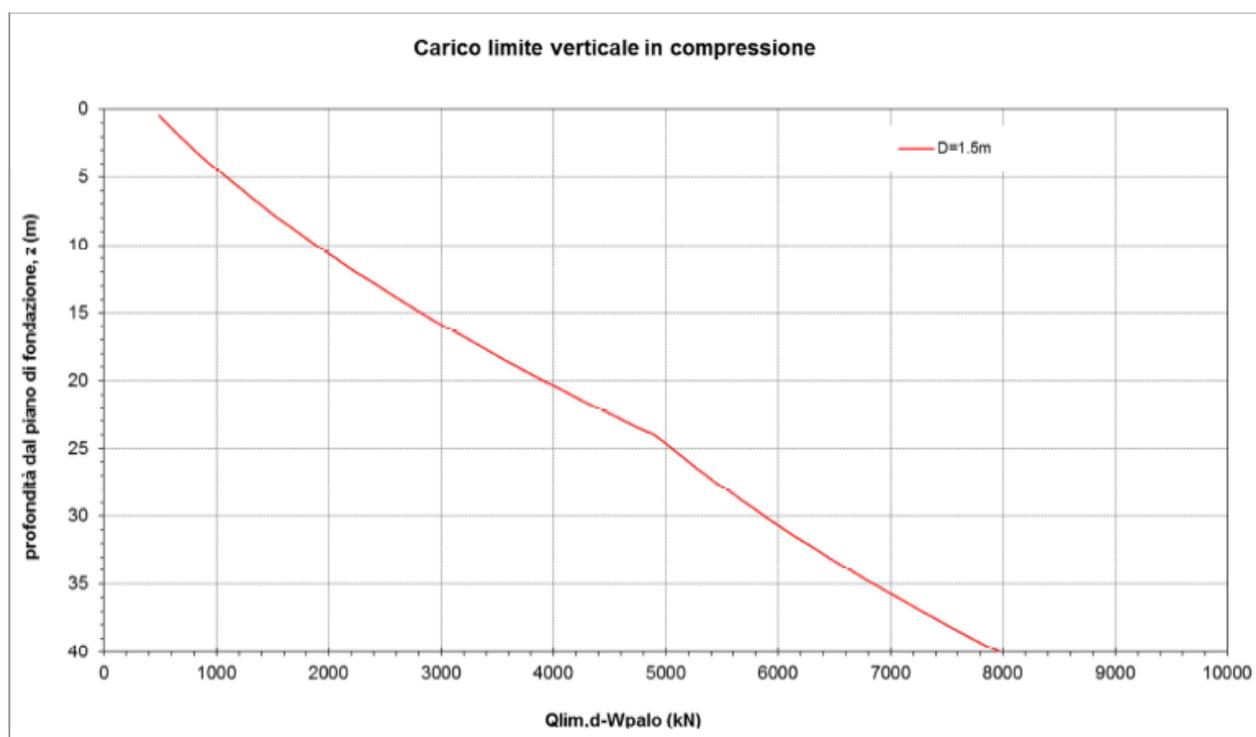
Sforzi normali pali – parte 2							
Combinazioni	Q9	Q10	Q11	Q12	Q13	Q14	Q15
	[kN]						
cond. A1+M1+R1 (a)	-3877	-3026	-7024	-6173	-5322	-4470	-3619
cond. A1+M1+R1 (b)	-3877	-3026	-7024	-6173	-5322	-4470	-3619
Ex+0.3Ey+0.3Ez	-3049	-2979	-2222	-2152	-2082	-2012	-1942
Ex+0.3Ey-0.3Ez	-3619	-3516	-3104	-3001	-2898	-2795	-2692
-Ex+0.3Ey+0.3Ez	-3049	-2978	-5298	-5228	-5157	-5087	-5016
-Ex+0.3Ey-0.3Ez	-3618	-3515	-6180	-6077	-5973	-5870	-5767
0.3Ex+Ey+0.3Ez	-3889	-4817	-1209	-2138	-3066	-3994	-4922
0.3Ex+Ey-0.3Ez	-4459	-5354	-2091	-2987	-3882	-4777	-5673
0.3Ex+0.3Ey+Ez	-2384	-2353	-2269	-2238	-2206	-2174	-2143
0.3Ex+0.3Ey-Ez	-4284	-4143	-5209	-5068	-4926	-4785	-4644
-0.3Ex+0.3Ey+Ez	-2384	-2353	-2269	-2238	-2206	-2174	-2143
-0.3Ex+0.3Ey-Ez	-4284	-4143	-5209	-5068	-4926	-4785	-4644
SLE_rara (a)	-2818	-2204	-5118	-4505	-3891	-3277	-2663
SLE_rara (b)	-2818	-2204	-5118	-4505	-3891	-3277	-2663
SLE_freq (a)	-2733	-2187	-4865	-4319	-3773	-3226	-2680
SLE_freq (b)	-2733	-2187	-4865	-4319	-3773	-3226	-2680
SLE_Q.P.	-2546	-2041	-4586	-4081	-3576	-3071	-2566

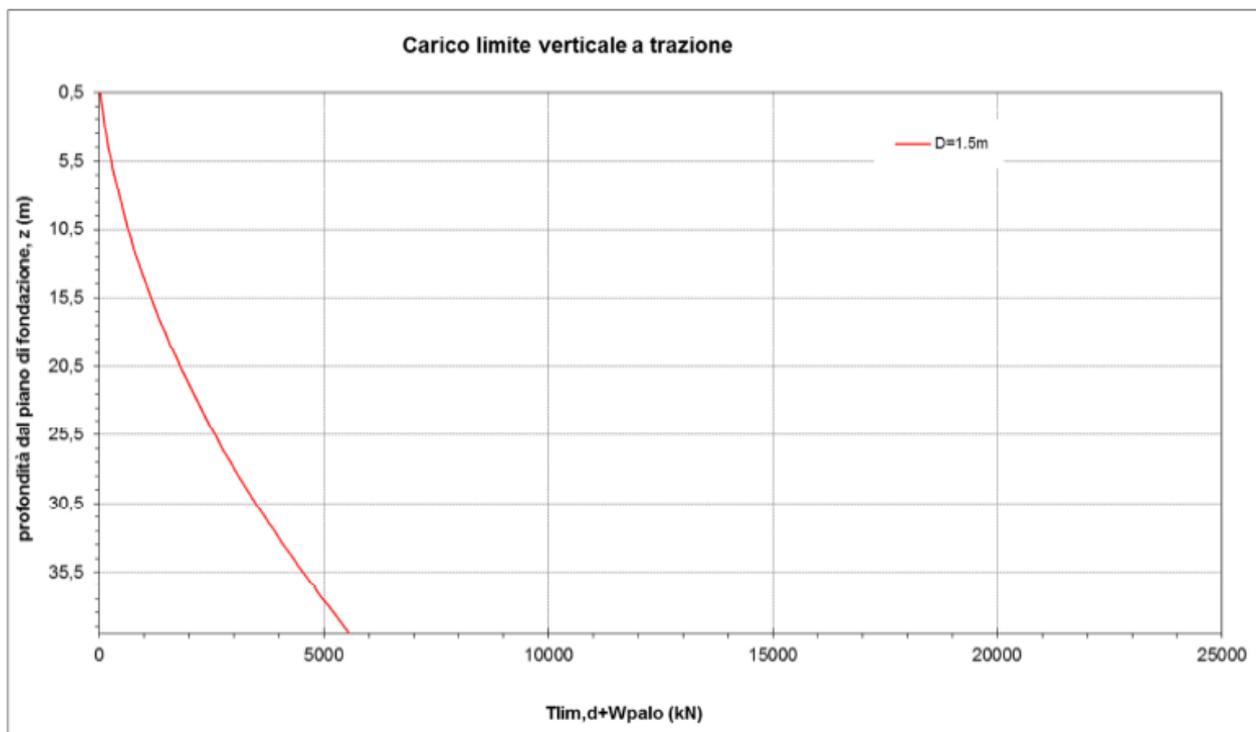
Sforzi massimi pali		
<b>Massimo V</b>	<b>1690</b>	<b>kN</b>
<b>Minimo V</b>	<b>14</b>	<b>kN</b>
<b>Massimo N</b>	<b>-940</b>	<b>kN</b>
<b>Minimo N</b>	<b>-7024</b>	<b>kN</b>

Queste azioni massime sui pali risultano essere minori delle reazioni massime dei pali. Infatti considerando una lunghezza del palo di 40 metri il palo riesce a portare i carichi di compressione massimi.

## VI05

### Spalla A e pile





## 8.6 Modello di calcolo longitudinale: sbalzo frontale

Anteriormente il plinto di fondazione è stato calcolato e verificato con uno di schema a mensola.

Il plinto è vincolato in corrispondenza del muro frontale da un incastro. Per il calcolo di questa porzione di plinto sono state considerate più posizioni: trave in corrispondenza dei pali P1, P2, P3, P4, P5. Sono state applicate al modello le forze verticali in corrispondenza dei pali e come carico distribuito il peso proprio della fondazione.

Le reazioni dei pali sono state diffuse a 45° nello spessore del plinto fino al piano medio. Visto che in questo modello si trattano sia casi con pali interni che pali di bordo, si sono calcolate in maniera differente la diffusione del carico. Si riportano le relazioni utilizzate.

### Caso pali interni:

$$Diffusione = diametro\ pali + altezza\ plinto \leq interasse\ pali$$

### Caso pali di bordo:

$$Diffusione = diametro\ pali + metà\ altezza\ plinto + distanza\ bordo \leq interasse\ pali$$

<b>Sbalzo anteriore</b>		
<b>modello di calcolo longitudinale</b>		
L mensola	4.15	m
H plinto	2	m
Braccio palo	2.65	m
Diffusione max	3.75	m
Peso proprio max	67.5	kN/m
Peso proprio min	<b>50</b>	kN/m
Coefficiente sovraresistenza	1.1	kN/m

Nella tabella seguente sono indicate le sollecitazioni calcolate considerando i carichi dei pilastri sopra esposti, dividendoli per una diffusione del carico fino al baricentro della fondazione. Si è considerato anche il carico uniformemente distribuito del peso proprio del plinto. Per le verifiche a momento negativo SLU, per le combinazioni sismiche e agli SLE è stato considerato come un carico favorevole, quindi si è applicato ad esso un coefficiente di incremento del carico pari a 1. Invece per la combinazione SLU che considera un momento negativo massimo questo coefficiente è stato posto uguale a 1.35 .

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	02	D 09 CL	VI 05 04 001	A	88 di 121

CASO PALO 1	Q 1	Peso proprio minimo		Peso proprio massimo	
		M incastro	Taglio	M incastro	Taglio
Combinazioni	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]
cond. A1+M1+R1 (a)	-1556.7	3694.7	-1349.2	3544.0	-1276.6
cond. A1+M1+R1 (b)	-1556.7	3694.7	-1349.2	3544.0	-1276.6
Ex+0.3Ey+0.3Ez	-1145.7	2605.6	-938.2	2605.6	-938.2
Ex+0.3Ey-0.3Ez	-1267.0	2927.0	-1059.5	2927.0	-1059.5
-Ex+0.3Ey+0.3Ez	-325.9	433.1	-118.4	433.1	-118.4
-Ex+0.3Ey-0.3Ez	-447.1	754.4	-239.6	754.4	-239.6
0.3Ex+Ey+0.3Ez	-266.5	275.7	-59.0	275.7	-59.0
0.3Ex+Ey-0.3Ez	-387.8	597.0	-180.3	597.0	-180.3
0.3Ex+0.3Ey+Ez	-717.2	1470.1	-509.7	1470.1	-509.7
0.3Ex+0.3Ey-Ez	-1121.4	2541.2	-913.9	2541.2	-913.9
-0.3Ex+0.3Ey+Ez	-717.2	1470.1	-509.7	1470.1	-509.7
-0.3Ex+0.3Ey-Ez	-1121.4	2541.2	-913.9	2541.2	-913.9
SLE_rara (a)	-1119.9	2537.1	-912.4	2537.1	-912.4
SLE_rara (b)	-1119.9	2537.1	-912.4	2537.1	-912.4
SLE_freq (a)	-1034.1	2309.7	-826.6	2309.7	-826.6
SLE_freq (b)	-1034.1	2309.7	-826.6	2309.7	-826.6
SLE_Q.P.	-943.2	2068.9	-735.7	2068.9	-735.7

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	02	D 09 CL	VI 05 04 001	A	89 di 121

CASO PALO 2	Q 2	Peso proprio minimo		Peso proprio massimo	
		M incastro	Taglio	M incastro	Taglio
Combinazioni	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]
cond. A1+M1+R1 (a)	-1329.7	3093.2	-1122.2	2942.5	-1049.6
cond. A1+M1+R1 (b)	-1329.7	3093.2	-1122.2	2942.5	-1049.6
Ex+0.3Ey+0.3Ez	-1127.1	2556.2	-919.6	2556.2	-919.6
Ex+0.3Ey-0.3Ez	-1239.6	2854.3	-1032.1	2854.3	-1032.1
-Ex+0.3Ey+0.3Ez	-307.1	383.2	-99.6	383.2	-99.6
-Ex+0.3Ey-0.3Ez	-419.6	681.4	-212.1	681.4	-212.1
0.3Ex+Ey+0.3Ez	-514.0	931.6	-306.5	931.6	-306.5
0.3Ex+Ey-0.3Ez	-626.5	1229.7	-419.0	1229.7	-419.0
0.3Ex+0.3Ey+Ez	-708.8	1447.7	-501.3	1447.7	-501.3
0.3Ex+0.3Ey-Ez	-1083.8	2441.5	-876.3	2441.5	-876.3
-0.3Ex+0.3Ey+Ez	-708.8	1447.7	-501.3	1447.7	-501.3
-0.3Ex+0.3Ey-Ez	-1083.8	2441.5	-876.3	2441.5	-876.3
SLE_rara (a)	-956.2	2103.4	-748.7	2103.4	-748.7
SLE_rara (b)	-956.2	2103.4	-748.7	2103.4	-748.7
SLE_freq (a)	-888.5	1923.9	-681.0	1923.9	-681.0
SLE_freq (b)	-888.5	1923.9	-681.0	1923.9	-681.0
SLE_Q.P.	-808.5	1712.0	-601.0	1712.0	-601.0

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	02	D 09 CL	VI 05 04 001	A	90 di 121

CASO PALO 3	Q 3	Peso proprio minimo		Peso proprio massimo	
		M incastro	Taglio	M incastro	Taglio
Combinazioni	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]
cond. A1+M1+R1 (a)	-1102.7	2491.7	-895.2	2341.0	-822.6
cond. A1+M1+R1 (b)	-1102.7	2491.7	-895.2	2341.0	-822.6
Ex+0.3Ey+0.3Ez	-1108.4	2506.7	-900.9	2506.7	-900.9
Ex+0.3Ey-0.3Ez	-1212.1	2781.6	-1004.6	2781.6	-1004.6
-Ex+0.3Ey+0.3Ez	-288.3	333.4	-80.8	333.4	-80.8
-Ex+0.3Ey-0.3Ez	-392.0	608.4	-184.5	608.4	-184.5
0.3Ex+Ey+0.3Ez	-761.6	1587.6	-554.1	1587.6	-554.1
0.3Ex+Ey-0.3Ez	-865.3	1862.5	-657.8	1862.5	-657.8
0.3Ex+0.3Ey+Ez	-700.3	1425.3	-492.8	1425.3	-492.8
0.3Ex+0.3Ey-Ez	-1046.2	2341.7	-838.7	2341.7	-838.7
-0.3Ex+0.3Ey+Ez	-700.3	1425.3	-492.8	1425.3	-492.8
-0.3Ex+0.3Ey-Ez	-1046.2	2341.7	-838.7	2341.7	-838.7
SLE_rara (a)	-792.5	1669.6	-585.0	1669.6	-585.0
SLE_rara (b)	-792.5	1669.6	-585.0	1669.6	-585.0
SLE_freq (a)	-742.8	1538.0	-535.3	1538.0	-535.3
SLE_freq (b)	-742.8	1538.0	-535.3	1538.0	-535.3
SLE_Q.P.	-673.8	1355.0	-466.3	1355.0	-466.3

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	02	D 09 CL	VI 05 04 001	A	91 di 121

CASO PALO 4	Q 4	Peso proprio minimo		Peso proprio massimo	
		M incastro	Taglio	M incastro	Taglio
Combinazioni	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]
cond. A1+M1+R1 (a)	-875.8	1890.2	-668.3	1739.5	-595.6
cond. A1+M1+R1 (b)	-875.8	1890.2	-668.3	1739.5	-595.6
Ex+0.3Ey+0.3Ez	-1089.7	2457.2	-882.2	2457.2	-882.2
Ex+0.3Ey-0.3Ez	-1184.7	2709.0	-977.2	2709.0	-977.2
-Ex+0.3Ey+0.3Ez	-269.5	283.6	-62.0	283.6	-62.0
-Ex+0.3Ey-0.3Ez	-364.5	535.4	-157.0	535.4	-157.0
0.3Ex+Ey+0.3Ez	-1009.1	2243.5	-801.6	2243.5	-801.6
0.3Ex+Ey-0.3Ez	-1104.1	2495.3	-896.6	2495.3	-896.6
0.3Ex+0.3Ey+Ez	-691.9	1402.9	-484.4	1402.9	-484.4
0.3Ex+0.3Ey-Ez	-1008.5	2242.0	-801.0	2242.0	-801.0
-0.3Ex+0.3Ey+Ez	-691.9	1402.9	-484.4	1402.9	-484.4
-0.3Ex+0.3Ey-Ez	-1008.5	2242.0	-801.0	2242.0	-801.0
SLE_rara (a)	-628.9	1235.9	-421.4	1235.9	-421.4
SLE_rara (b)	-628.9	1235.9	-421.4	1235.9	-421.4
SLE_freq (a)	-597.2	1152.1	-389.7	1152.1	-389.7
SLE_freq (b)	-597.2	1152.1	-389.7	1152.1	-389.7
SLE_Q.P.	-539.1	998.1	-331.6	998.1	-331.6

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	02	D 09 CL	VI 05 04 001	A	92 di 121

CASO PALO 5	Q 5	Peso proprio minimo		Peso proprio massimo	
		M incastro	Taglio	M incastro	Taglio
Combinazioni	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]
cond. A1+M1+R1 (a)	-648.8	1288.7	-441.3	1138.0	-368.6
cond. A1+M1+R1 (b)	-648.8	1288.7	-441.3	1138.0	-368.6
Ex+0.3Ey+0.3Ez	-1071.1	2407.7	-863.6	2407.7	-863.6
Ex+0.3Ey-0.3Ez	-1157.3	2636.3	-949.8	2636.3	-949.8
-Ex+0.3Ey+0.3Ez	-250.7	233.8	-43.2	233.8	-43.2
-Ex+0.3Ey-0.3Ez	-336.9	462.3	-129.4	462.3	-129.4
0.3Ex+Ey+0.3Ez	-1256.6	2899.5	-1049.1	2899.5	-1049.1
0.3Ex+Ey-0.3Ez	-1342.9	3128.0	-1135.4	3128.0	-1135.4
0.3Ex+0.3Ey+Ez	-683.4	1380.4	-475.9	1380.4	-475.9
0.3Ex+0.3Ey-Ez	-970.9	2142.3	-763.4	2142.3	-763.4
-0.3Ex+0.3Ey+Ez	-683.4	1380.4	-475.9	1380.4	-475.9
-0.3Ex+0.3Ey-Ez	-970.9	2142.3	-763.4	2142.3	-763.4
SLE_rara (a)	-465.2	802.2	-257.7	802.2	-257.7
SLE_rara (b)	-465.2	802.2	-257.7	802.2	-257.7
SLE_freq (a)	-451.6	766.2	-244.1	766.2	-244.1
SLE_freq (b)	-451.6	766.2	-244.1	766.2	-244.1
SLE_Q.P.	-404.4	641.2	-196.9	641.2	-196.9

Si riportano di seguito le sollecitazioni massime che verranno utilizzate per il calcolo di tutta la porzione anteriore del plinto:

<b>Sbalzo anteriore – SLU e comb. sismica</b>		
<b>modello di calcolo longitudinale</b>		
Taglio max	1484.1	kN/m
Momento max all'incastro	4064.2	KNm/m
Momento min all'incastro	257.2	KNm/m

<b>Sbalzo anteriore – SLE</b>		
<b>modello di calcolo longitudinale</b>		
Momento max – comb. rara	2537.1	KNm/m
Momento max - comb. quasi perm	2068.9	KNm/m

### 8.6.1 Verifiche sbalzo anteriore plinto

Si riportano le verifiche allo stato limite ultimo e allo stato limite di esercizio della sezione di larghezza unitaria e spessore pari a 2 m del plinto di fondazione. 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  $\varnothing$  24/20 superiore
- 2 file di  $\varnothing$  24/10 inferiore

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

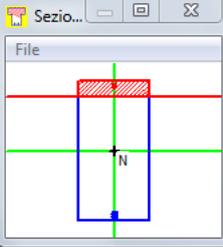
File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: Sbalzo\_sez. d'estremità

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 3 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	200	1	22.62	6
			2	45.24	190
			3	45.24	194

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

Sezio...  


Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
M<sub>xEd</sub> 4064.2 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 kNm

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

Tipologia rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M<sub>xRd</sub> 6'489 kN m

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

Tipologia flessione:  
 Retta  Deviato

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

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

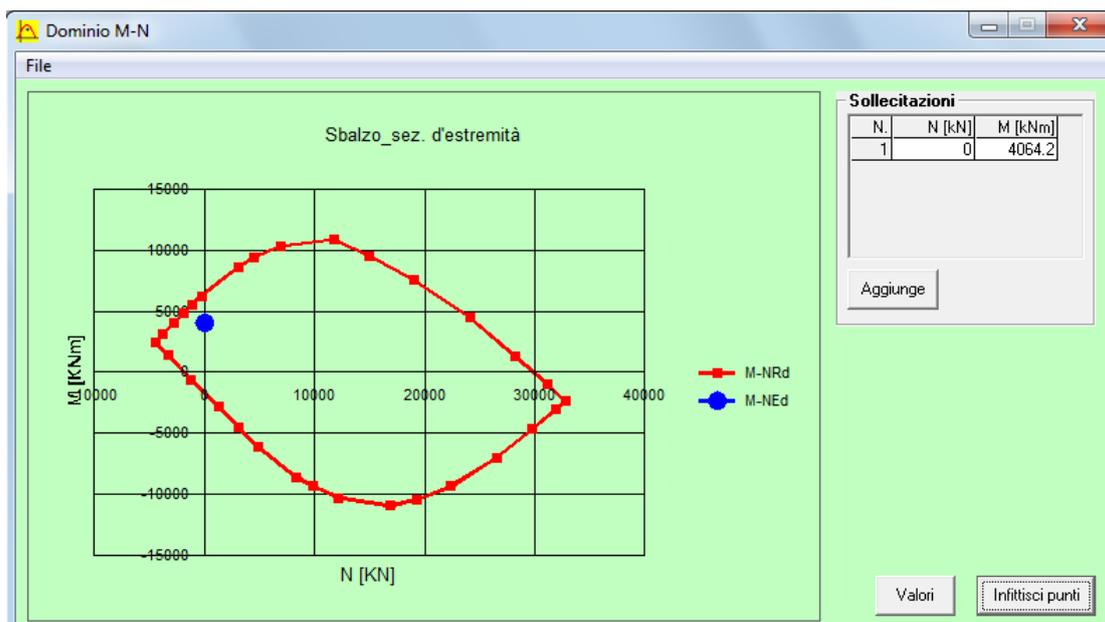
Precompresso

Materiali

B450C	C25/30
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> 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/mm²	τ <sub>co</sub> 0.6
	τ <sub>c1</sub> 1.829

σ<sub>c</sub> -14.17 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 391.3 N/mm²  
ε<sub>c</sub> 3.5 ‰  
ε<sub>s</sub> 25.87 ‰  
d 194 cm  
x 23.12 x/d 0.1192  
δ 0.7

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=	200 cm
Altezza utile	d=	194 cm
Larghezza di calcolo	b=	100 cm
Area Acciaio teso	As=	90.43 cm <sup>2</sup>
Area Acciaio compresso	As'=	22.61 cm <sup>2</sup>
lembo superiore:	1 $\Phi$ 24/20	
lembo inferiore:	1 $\Phi$ 24/10 + 1 $\Phi$ 24/10	
Calcestruzzo	Rck =	300 daN/cm <sup>2</sup>
Copriferro teso (da baric arm tesa)	c=	6 cm
Copriferro compresso (da baric arm compr)	d'=	6 cm
Momento sollecitante comb.frequente	Mf	2537.10 kN m
Momento sollecitante comb. Quasi permanente	Mq.p.	0.00 kN m
asse neutro (distanza dal bordo compresso)	x=	57.82 cm
Momento di inerzia della sezione omog.	Ji=	32509923 cm <sup>4</sup>
Area omogeneizzata	Ai=	7477.5 cm <sup>2</sup>

### Verifica a flessione

#### Tensione di prima fessurazione

Tensione nell'acciaio teso

$$\sigma_{sr} = 1678.9 \text{ daN/cm}^2$$

#### Verifica di combinazione frequente:

Tensione nel calcestruzzo

$$\sigma_{cII} = -45.1 \text{ daN/cm}^2$$

Tensione nell'acciaio teso - fase 1

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

Tensione nell'acciaio teso - fase 2 + fase 3

$$\sigma_{s2,3II} = 1594.1 \text{ daN/cm}^2$$

Tensione nell'acciaio teso - complessiva

$$\sigma_{sII} = 1594.1 \text{ daN/cm}^2$$

Tensione nell'acciaio compresso

$$\sigma_{s'II} = -606.6 \text{ daN/cm}^2$$

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

diametro medio barre tese	$\Phi_t =$	2.40 cm
interasse medio barre tese	$f_c =$	5.00 cm
diametro medio barre compresse	$\Phi_t =$	2.40 cm
interasse medio barre compresse	$f_c =$	20.00 cm
baric. sez.fess.dal lembo inferiore	$y_{gf} =$	57.82 cm
baric. sez. int. reag. dal lembo inf.	$y_g =$	104.41 cm
asse neutro x	$y_n =$	57.82 cm
braccio coppia interna	$z =$	174.73 cm
Momento d'inerzia sezione fess.	$I_f =$	32509923 cm <sup>4</sup>
Momento d'inerzia sez.inter.reag.	$I_i =$	81648988 cm <sup>4</sup>
Momento di prima fess. a fless.	$M_{1f} =$	267191 daN m
Momento di prima fess. a traz.	$M_{1t} =$	222659 daN m
Momento di formaz. fessure	$M_{ff} =$	150897 daN m
	$b_{eff} =$	100 cm
	$d_{eff} =$	22.80 cm
Area efficace	$A_{eff} =$	2280 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	$s_{m} =$	13.63 cm
Deformazione media nel c.l.s	$\epsilon_{sm} =$	0.000345
APERTURA MEDIA DI FESSURA	$W_m =$	0.05 mm
VALORE DI CONFRONTO	$W_1 =$	0.20 mm
APERTURA CARATTERISTICA DI FESSURA	$W_k =$	0.08 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

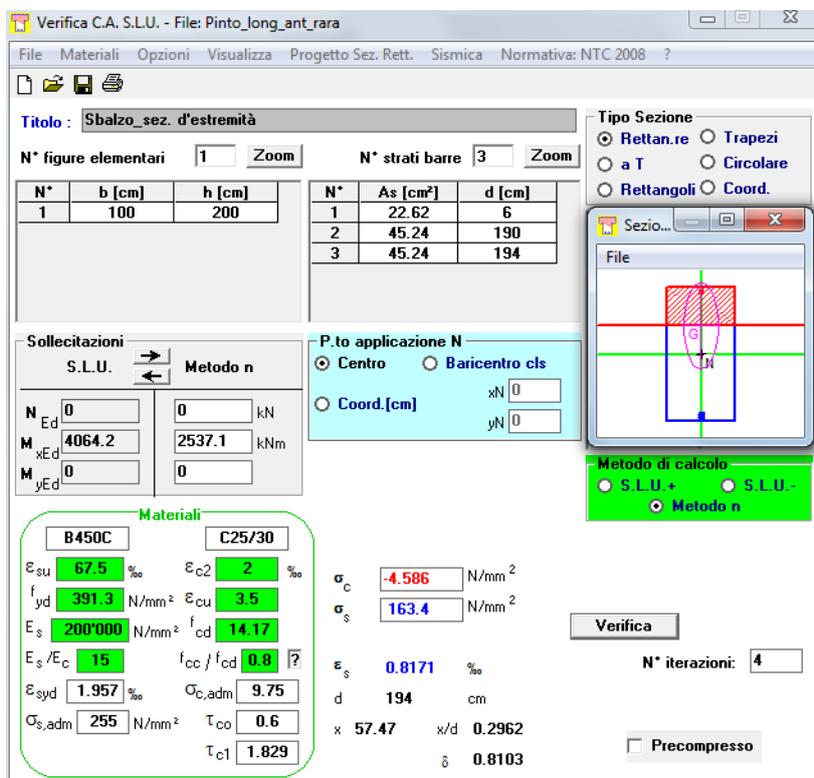
Devono essere rispettati i seguenti limiti per le tensioni di compressione nel calcestruzzo:

- 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:** 3

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	200	1	22.62	6
			2	45.24	190
			3	45.24	194

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

**N<sub>Ed</sub>:** 0 kN  
**M<sub>xEd</sub>:** 4064.2 kNm  
**M<sub>yEd</sub>:** 0

**P.to applicazione N:** Centro  
xN: 0, yN: 0

**Materiali:** B450C, C25/30

**Calculated Values:**  
 $\sigma_c = -4.586$  N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s = 163.4$  N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_s = 0.8171$  ‰  
 d = 194 cm  
 x = 57.47, x/d = 0.2962  
 $\delta = 0.8103$

**Verifica** (N° iterazioni: 4)

Precompresso

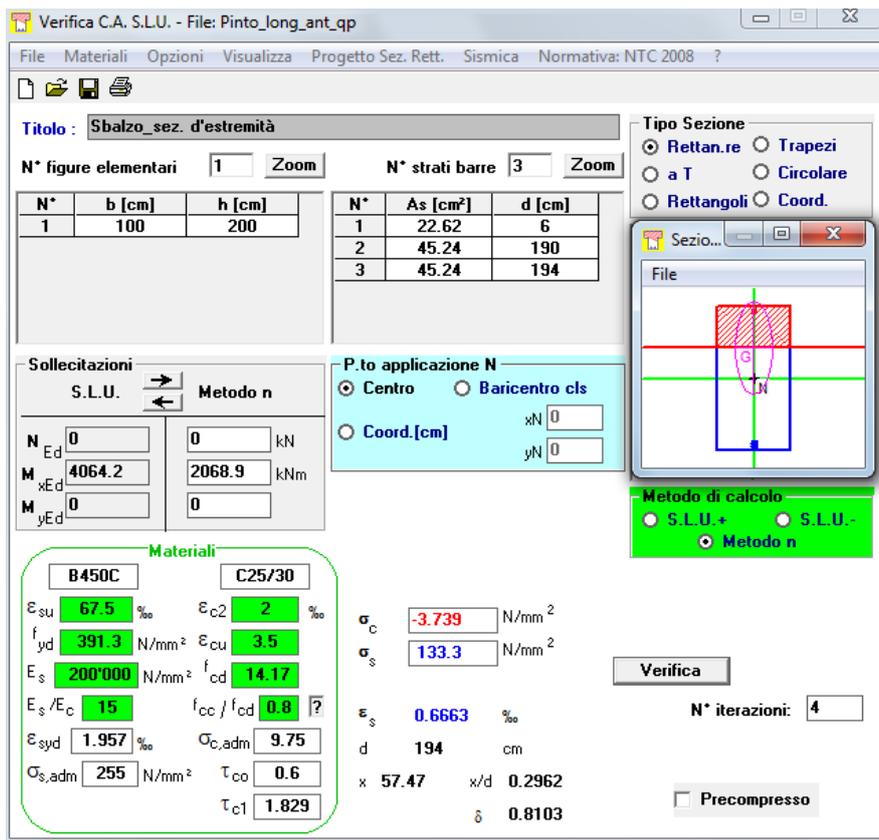
$$\sigma_c = 4.586 \text{ N/mm}^2 < 0.55 f_{ck} = 0.55 \times 25 = 13.75 \text{ N/mm}^2$$

➔ VERIFICATO

$$\sigma_s = 163.4 \text{ N/mm}^2 < 0.75 f_{yk} = 0.75 \times 450 = 337.5 \text{ N/mm}^2$$

➔ 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\_long\_ant\_qp

Titolo: Sbalzo\_sez. d'estremità

N° figure elementari: 1    N° strati barre: 3

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	200	1	22.62	6
			2	45.24	190
			3	45.24	194

Sollecitazioni: S.L.U.    Metodo n

N <sub>Ed</sub>	M <sub>xEd</sub>	M <sub>yEd</sub>	0	4064.2	0	0	0	2068.9	0
-----------------	------------------	------------------	---	--------	---	---	---	--------	---

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

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

Materiali: B450C    C25/30

ε <sub>su</sub>	f <sub>yd</sub>	E <sub>s</sub>	ε <sub>s</sub> /E <sub>c</sub>	ε <sub>syd</sub>	σ <sub>s,adm</sub>	ε <sub>c2</sub>	ε <sub>cu</sub>	f <sub>cd</sub>	f <sub>cc</sub> /f <sub>cd</sub>	σ <sub>c,adm</sub>	τ <sub>co</sub>	τ <sub>c1</sub>
67.5	391.3	200000	15	1.957	255	2	3.5	14.17	0.8	9.75	0.6	1.829

σ<sub>c</sub>: -3.739 N/mm<sup>2</sup>    σ<sub>s</sub>: 133.3 N/mm<sup>2</sup>

ε<sub>s</sub>: 0.6663 ‰    d: 194 cm    x: 57.47    x/d: 0.2962    δ: 0.8103

Verifica    N° iterazioni: 4    Precompresso

$$\sigma_c = 3.739 \text{ N/mm}^2 < 0.40 f_{ck} = 0.40 \times 25 = 10 \text{ N/mm}^2$$

→ VERIFICATO

Verifica a taglio

Si esegue la verifica a taglio considerando armatura aggiuntiva a taglio con staffe  $\emptyset 12/25 \times 25$  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 trave
$c =$	5 cm	copriferro armatura superiore
$d =$	195 cm	altezza utile delle sezione
$b_w =$	100 cm	
$\phi =$	12 mm	diametro dell'armatura aggiuntiva
n braccia =	4	
$A_{sv} =$	4.52 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  
 $\theta = 16.98$  ° inclinazione dei puntoni d'anima

$V_{rsd} = 4069$  daN taglio trazione

$V_{rcd} = 4069$  daN taglio compressione

$\text{ctg } \theta = 3.27 \Rightarrow$  si assume  $\text{ctg } \theta = 2.5$

$V_{rsd} = 310670$  daN

$V_{rcd} = 502293$  daN

$V_{rd} = \min[V_{rsd}; V_{rdc}] \quad 3107$  kN

$V_{ed} \quad 1484.1$  kN  $V_{rd} > V_{ed} \Rightarrow$  verifica soddisfatta

### 8.7 Modello di calcolo trasversale: sbalzo laterale

Lateralmente il plinto di fondazione è stato calcolato e verificato con uno di schema a mensola.

Il plinto è vincolato in corrispondenza del muro laterale da un incastro. Per il calcolo di questa porzione di plinto sono state considerate più posizioni: trave in corrispondenza dei pali P15, P10, P5. Sono state applicate al modello le forze verticali in corrispondenza dei pali e come carico distribuito il peso proprio della fondazione.

Le reazioni dei pali sono state diffuse a 45° nello spessore del plinto fino al piano medio, come già descritto in precedenza.

<b>Sbalzo anteriore</b>		
<b>modello di calcolo longitudinale</b>		
L mensola	3.7	m
H plinto	2	m
Braccio palo	2.2	m
Diffusione max	3.5	m
Peso proprio max	67.5	kN/m
Peso proprio min	<b>50</b>	kN/m
Coefficiente sovraresistenza	1.1	kN/m

Nella tabella seguente sono indicate le sollecitazioni calcolate considerando i carichi dei pilastri sopra esposti, dividendoli per una diffusione del carico fino al baricentro della fondazione. Si è considerato anche il carico uniformemente distribuito del peso proprio del plinto. Per le verifiche a momento negativo SLU, per le combinazioni sismiche e agli SLE è stato considerato come un carico favorevole, quindi si è applicato ad esso un coefficiente di incremento del carico pari a 1. Invece per la combinazione SLU che considera un momento negativo massimo questo coefficiente è stato posto uguale a 1.35.

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	02	D 09 CL	VI 05 04 001	A	102 di 121

CASO PALO 15	Q 15	Peso proprio minimo		Peso proprio massimo	
		M incastro	Taglio	M incastro	Taglio
Combinazioni	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]
cond. A1+M1+R1 (a)	-1034.0	1932.6	-849.0	1812.8	-784.3
cond. A1+M1+R1 (b)	-1034.0	1932.6	-849.0	1812.8	-784.3
Ex+0.3Ey+0.3Ez	-554.8	878.3	-369.8	878.3	-369.8
Ex+0.3Ey-0.3Ez	-769.2	1350.0	-584.2	1350.0	-584.2
-Ex+0.3Ey+0.3Ez	-1433.2	2810.8	-1248.2	2810.8	-1248.2
-Ex+0.3Ey-0.3Ez	-1647.6	3282.5	-1462.6	3282.5	-1462.6
0.3Ex+Ey+0.3Ez	-1406.4	2751.8	-1221.4	2751.8	-1221.4
0.3Ex+Ey-0.3Ez	-1620.8	3223.5	-1435.8	3223.5	-1435.8
0.3Ex+0.3Ey+Ez	-612.2	1004.5	-427.2	1004.5	-427.2
0.3Ex+0.3Ey-Ez	-1326.9	2577.0	-1141.9	2577.0	-1141.9
-0.3Ex+0.3Ey+Ez	-612.2	1004.5	-427.2	1004.5	-427.2
-0.3Ex+0.3Ey-Ez	-1326.9	2577.0	-1141.9	2577.0	-1141.9
SLE_rara (a)	-761.0	1331.9	-576.0	1331.9	-576.0
SLE_rara (b)	-761.0	1331.9	-576.0	1331.9	-576.0
SLE_freq (a)	-765.8	1342.6	-580.8	1342.6	-580.8
SLE_freq (b)	-765.8	1342.6	-580.8	1342.6	-580.8
SLE_Q.P.	-733.1	1270.6	-548.1	1270.6	-548.1

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	02	D 09 CL	VI 05 04 001	A	103 di 121

CASO PALO 10	Q 10	Peso proprio minimo		Peso proprio massimo	
		M incastro	Taglio	M incastro	Taglio
Combinazioni	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]
cond. A1+M1+R1 (a)	-864.6	1559.8	-679.6	1440.0	-614.8
cond. A1+M1+R1 (b)	-864.6	1559.8	-679.6	1440.0	-614.8
Ex+0.3Ey+0.3Ez	-851.2	1530.3	-666.2	1530.3	-666.2
Ex+0.3Ey-0.3Ez	-1004.6	1867.9	-819.6	1867.9	-819.6
-Ex+0.3Ey+0.3Ez	-850.9	1529.7	-665.9	1529.7	-665.9
-Ex+0.3Ey-0.3Ez	-1004.3	1867.2	-819.3	1867.2	-819.3
0.3Ex+Ey+0.3Ez	-1376.4	2685.8	-1191.4	2685.8	-1191.4
0.3Ex+Ey-0.3Ez	-1529.8	3023.3	-1344.8	3023.3	-1344.8
0.3Ex+0.3Ey+Ez	-672.2	1136.6	-487.2	1136.6	-487.2
0.3Ex+0.3Ey-Ez	-1183.6	2261.6	-998.6	2261.6	-998.6
-0.3Ex+0.3Ey+Ez	-672.2	1136.6	-487.2	1136.6	-487.2
-0.3Ex+0.3Ey-Ez	-1183.6	2261.6	-998.6	2261.6	-998.6
SLE_rara (a)	-629.7	1043.1	-444.7	1043.1	-444.7
SLE_rara (b)	-629.7	1043.1	-444.7	1043.1	-444.7
SLE_freq (a)	-624.9	1032.4	-439.9	1032.4	-439.9
SLE_freq (b)	-624.9	1032.4	-439.9	1032.4	-439.9
SLE_Q.P.	-583.2	940.8	-398.2	940.8	-398.2

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	02	D 09 CL	VI 05 04 001	A	104 di 121

CASO PALO 5	Q 5	Peso proprio minimo		Peso proprio massimo	
		M incastro	Taglio	M incastro	Taglio
Combinazioni	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]
cond. A1+M1+R1 (a)	-695.1	1187.0	-510.1	1067.2	-445.4
cond. A1+M1+R1 (b)	-695.1	1187.0	-510.1	1067.2	-445.4
Ex+0.3Ey+0.3Ez	-1147.6	2182.4	-962.6	2182.4	-962.6
Ex+0.3Ey-0.3Ez	-1240.0	2385.7	-1055.0	2385.7	-1055.0
-Ex+0.3Ey+0.3Ez	-268.6	248.7	-83.6	248.7	-83.6
-Ex+0.3Ey-0.3Ez	-361.0	452.0	-176.0	452.0	-176.0
0.3Ex+Ey+0.3Ez	-1346.4	2619.8	-1161.4	2619.8	-1161.4
0.3Ex+Ey-0.3Ez	-1438.8	2823.1	-1253.8	2823.1	-1253.8
0.3Ex+0.3Ey+Ez	-732.2	1268.6	-547.2	1268.6	-547.2
0.3Ex+0.3Ey-Ez	-1040.2	1946.3	-855.2	1946.3	-855.2
-0.3Ex+0.3Ey+Ez	-732.2	1268.6	-547.2	1268.6	-547.2
-0.3Ex+0.3Ey-Ez	-1040.2	1946.3	-855.2	1946.3	-855.2
SLE_rara (a)	-498.4	754.3	-313.4	754.3	-313.4
SLE_rara (b)	-498.4	754.3	-313.4	754.3	-313.4
SLE_freq (a)	-483.9	722.3	-298.9	722.3	-298.9
SLE_freq (b)	-483.9	722.3	-298.9	722.3	-298.9
SLE_Q.P.	-433.3	611.1	-248.3	611.1	-248.3

Si riportano di seguito le sollecitazioni massime che verranno utilizzate per il calcolo di tutta la porzione laterale del plinto:

<b>Sbalzo anteriore – SLU e comb. sismica</b>		
<b>modello di calcolo longitudinale</b>		
Taglio max	1608.9	kN/m
Momento max all'incastro	3610	KNm/m
Momento min all'incastro	273.6	KNm/m

<b>Sbalzo anteriore – SLE</b>		
<b>modello di calcolo longitudinale</b>		
Momento max – comb. rara	1331.9	KNm/m
Momento max - comb. quasi perm	1270.6	KNm/m

### 8.7.1 Verifiche sbalzo anteriore plinto

Si riportano le verifiche allo stato limite ultimo e allo stato limite di esercizio della sezione di larghezza unitaria e spessore pari a 2 m del plinto di fondazione. 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  $\varnothing 24/20$  superiore
- 1 fila di  $\varnothing 24/10$  + 1 fila di  $\varnothing 24/20$  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: 3 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	200	1	22.62	6
			2	22.62	190
			3	45.24	194

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

Sollecitazioni:  
 S.L.U.  Metodo n

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

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		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>	$T_{co}$	0.6
		$T_{c1}$	1.829

M<sub>xRd</sub> 4'949 kN m

$\sigma_c$  -14.17 N/mm<sup>2</sup>

$\sigma_s$  391.3 N/mm<sup>2</sup>

$\epsilon_c$  3.5 ‰

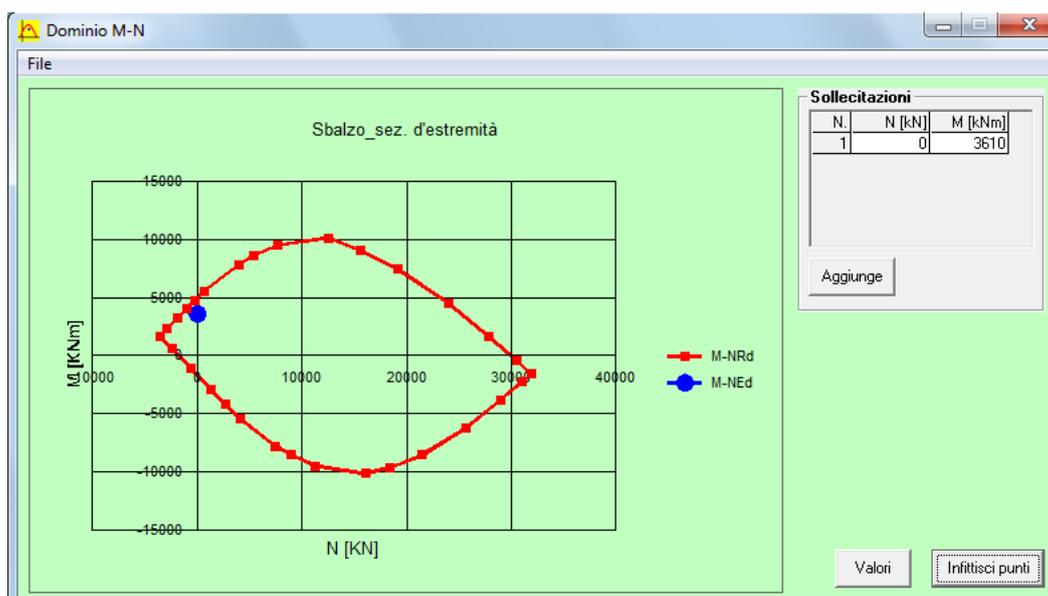
$\epsilon_s$  40.63 ‰

d 194 cm

x 15.39 x/d 0.07932

$\delta$  0.7

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=	200 cm
Altezza utile	d=	194 cm
Larghezza di calcolo	b=	100 cm
Area Acciaio teso	A <sub>s</sub> =	67.82 cm <sup>2</sup>
Area Acciaio compresso	A <sub>s</sub> '=	22.61 cm <sup>2</sup>
lembi superiori:	1 $\Phi$ 24/20	
lembi inferiori:	1 $\Phi$ 24/10 + 1 $\Phi$ 24/20	
Calcestruzzo	R <sub>ck</sub> =	300 daN/cm <sup>2</sup>
Copriferro teso (da baric arm tesa)	c=	6 cm
Copriferro compresso (da baric arm compr)	d'=	6 cm
Momento sollecitante comb.frequente	M <sub>f</sub>	1331.90 kN m
Momento sollecitante comb. Quasi permanente	M <sub>q.p.</sub>	0.00 kN m
asse neutro (distanza dal bordo compresso)	x=	51.03 cm
Momento di inerzia della sezione omog.	J <sub>i</sub> =	25912408 cm <sup>4</sup>
Area omogeneizzata	A <sub>i</sub> =	6459.1 cm <sup>2</sup>

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	02	D 09 CL	VI 05 04 001	A	109 di 121

**Verifica a flessione**

Tensione di prima fessurazione

Tensione nell'acciaio teso

$$\sigma_{sr} = 2099.0 \text{ daN/cm}^2$$

Verifica di combinazione frequente:

Tensione nel calcestruzzo

$$\sigma_{cII} = -26.2 \text{ daN/cm}^2$$

Tensione nell'acciaio teso - fase 1

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

Tensione nell'acciaio teso - fase 2 + fase 3

$$\sigma_{s2-3II} = 1102.3 \text{ daN/cm}^2$$

Tensione nell'acciaio teso - complessiva

$$\sigma_{sII} = 1102.3 \text{ daN/cm}^2$$

Tensione nell'acciaio compresso

$$\sigma_{s'II} = -347.2 \text{ daN/cm}^2$$

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

diametro medio barre tese

$$\Phi_t = 2.40 \text{ cm}$$

interasse medio barre tese

$$f_c = 6.67 \text{ cm}$$

diametro medio barre compresse

$$\Phi_c = 2.40 \text{ cm}$$

interasse medio barre compresse

$$f_c = 20.00 \text{ cm}$$

baric. sez.fess.dal lembo inferiore

$$y_{gf} = 51.03 \text{ cm}$$

baric. sez. int. reag. dal lembo inf.

$$y_g = 102.99 \text{ cm}$$

asse neutro x

$$y_n = 51.03 \text{ cm}$$

braccio coppia interna

$$z = 176.99 \text{ cm}$$

Momento d'inerzia sezione fess.

$$I_f = 25912408 \text{ cm}^4$$

Momento d'inerzia sez.inter.reag.

$$I_i = 78652524 \text{ cm}^4$$

Momento di prima fess. a fless.

$$M_{1f} = 253611 \text{ daN m}$$

Momento di prima fess. a traz.

$$M_{1t} = 211342 \text{ daN m}$$

Momento di formaz. fessure

$$M_{ff} = 138732 \text{ daN m}$$

$$b_{eff} = 100 \text{ cm}$$

$$d_{eff} = 22.80 \text{ cm}$$

Area efficace

$$A_{eff} = 2280 \text{ cm}^2$$

Verifica combinazione rara

in condizioni ambientali aggressive/molto aggressive

$$k_2 = 0.4$$

$$k_3 = 0.125$$

$$\beta_1 = 1$$

$$\beta_2 = 0.5$$

Distanza media tra le fessure

$$s_{rm} = 14.97 \text{ cm}$$

Deformazione media nel c.l.s

$$\epsilon_{sm} = 0.000214$$

APERTURA MEDIA DI FESSURA

$$W_m = 0.03 \text{ mm}$$

VALORE DI CONFRONTO

$$W_1 = 0.20 \text{ mm}$$

APERTURA CARATTERISTICA DI FESSURA

$$W_k = 0.05 \text{ mm}$$

**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

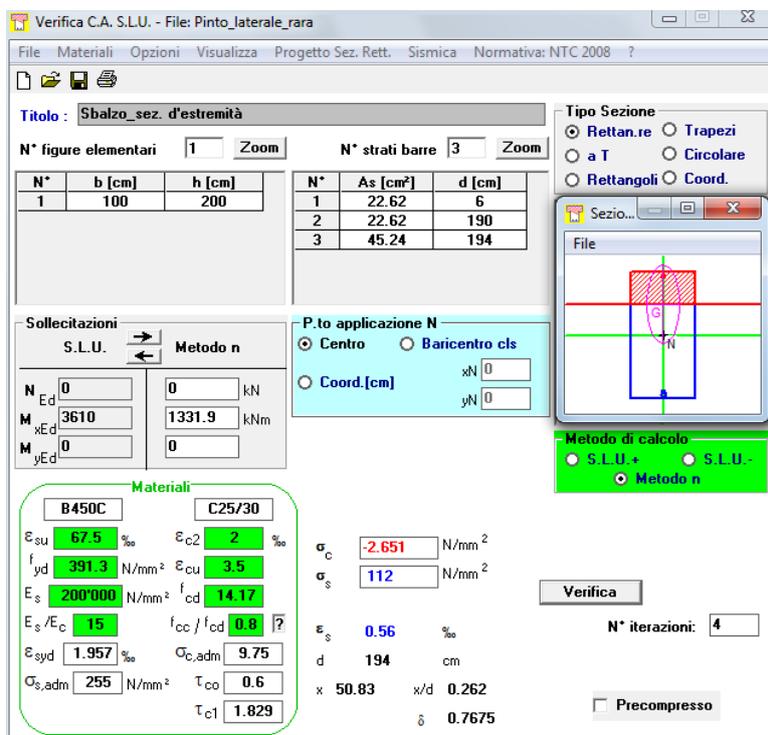
Devono essere rispettati i seguenti limiti per le tensioni di compressione nel calcestruzzo:

- 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:** 3

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	200	1	22.62	6
			2	22.62	190
			3	45.24	194

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

	S.L.U.	Metodo n	Unità
N <sub>Ed</sub>	0	0	kN
M <sub>xEd</sub>	3610	1331.9	kNm
M <sub>yEd</sub>	0	0	

**Materiali:** B450C, C25/30

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

**P.to applicazione N:** Centro, Baricentro cls, Coord. [cm]

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

**Verifica:** **Verifica** (button)

**N° iterazioni:** 4

**Precompresso:**

**Results:**  
 $\sigma_c = -2.651$  N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s = 112$  N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_s = 0.56$  %  
 $d = 194$  cm  
 $x = 50.83$  x/d = 0.262  
 $\delta = 0.7675$

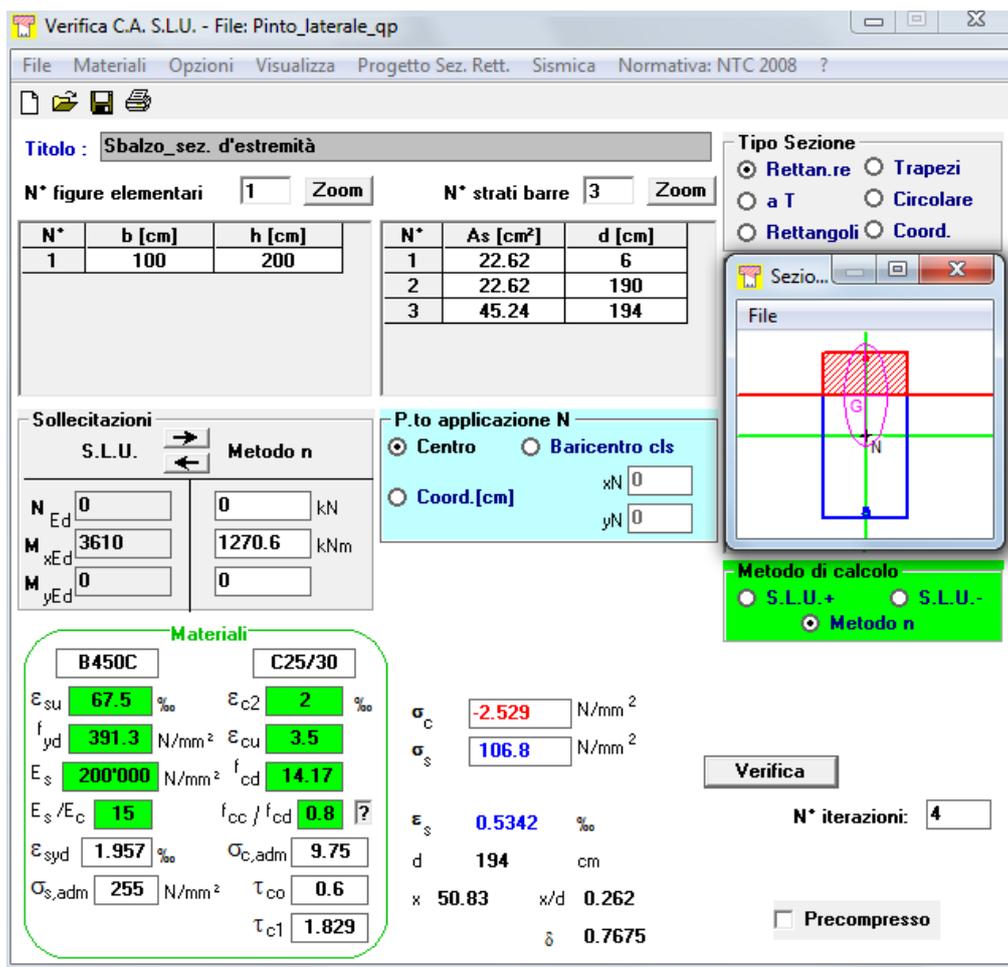
$$\sigma_c = 2.651 \text{ N/mm}^2 < 0.55 f_{ck} = 0.55 \times 25 = 13.75 \text{ N/mm}^2$$

→ VERIFICATO

$$\sigma_s = 112 \text{ N/mm}^2 < 0.75 f_{yk} = 0.75 \times 450 = 337.5 \text{ N/mm}^2$$

→ 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.



**Titolo:** Sbalzo\_sez. d'estremità

**N° figure elementari:** 1 **Zoom** **N° strati barre:** 3 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	200

N°	As [cm²]	d [cm]
1	22.62	6
2	22.62	190
3	45.24	194

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

N <sub>Ed</sub>	0	0	kN
M <sub>xEd</sub>	3610	1270.6	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/mm²  $\epsilon_{cu}$  3.5 ‰  
 $E_s$  200'000 N/mm²  $f_{cd}$  14.17  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8  
 $\epsilon_{syd}$  1.957 ‰  $\sigma_{c,adm}$  9.75  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²  $\tau_{co}$  0.6  
 $\tau_{c1}$  1.829

$\sigma_c$  -2.529 N/mm²  
 $\sigma_s$  106.8 N/mm²  
 $\epsilon_s$  0.5342 ‰  
d 194 cm  
x 50.83 x/d 0.262  
 $\delta$  0.7675

**Verifica**  
**N° iterazioni:** 4  
 Precompresso

$$\sigma_c = 2.529 \text{ N/mm}^2 < 0.40 f_{ck} = 0.40 \times 25 = 10 \text{ N/mm}^2$$

➔ VERIFICATO

### Verifica a taglio

Si esegue la verifica a taglio considerando armatura aggiuntiva a taglio con staffe  $\emptyset 12/25 \times 25$  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 trave
$c =$	5 cm	copriferro armatura superiore
$d =$	195 cm	altezza utile delle sezione
$b_w =$	100 cm	
$\phi =$	12 mm	diametro dell'armatura aggiuntiva
n braccia =	4	
$A_{sw} =$	4.52 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

$$\theta = 16.98^\circ \quad \text{inclinazione dei puntoni d'anima}$$

$$V_{rsd} = 4069 \text{ daN} \quad \text{taglio trazione}$$

$$V_{rcd} = 4069 \text{ daN} \quad \text{taglio compressione}$$

$$\text{ctg } \theta = 3.27 \quad \Rightarrow \text{ si assume } \text{ctg } \theta = 2.5$$

$$V_{rsd} = 310670 \text{ daN}$$

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

$$V_{rd} = \min[V_{rsd}; V_{rcd}] \quad 3107 \text{ kN}$$

$$V_{ed} \quad 1608.9 \text{ kN} \quad V_{rd} > V_{ed} \Rightarrow \text{verifica soddisfatta}$$

## 9 VERIFICHE PALI DI FONDAZIONE

### 9.1 Riepilogo carichi sui pali

	$N_{\min}$ (kN)	$N_{\max}$ (kN)	$H_{\max}$ (kN)
SLE Q.P.	1517	4586	14
SLE FREQUENTE	1694	4865	16
SLE RARA	1744	5118	36
SLU STR	2676	7726	58
SLV ( $q = 1.5 - \gamma_{Rd} = 1.1$ )	1034	6798	1859

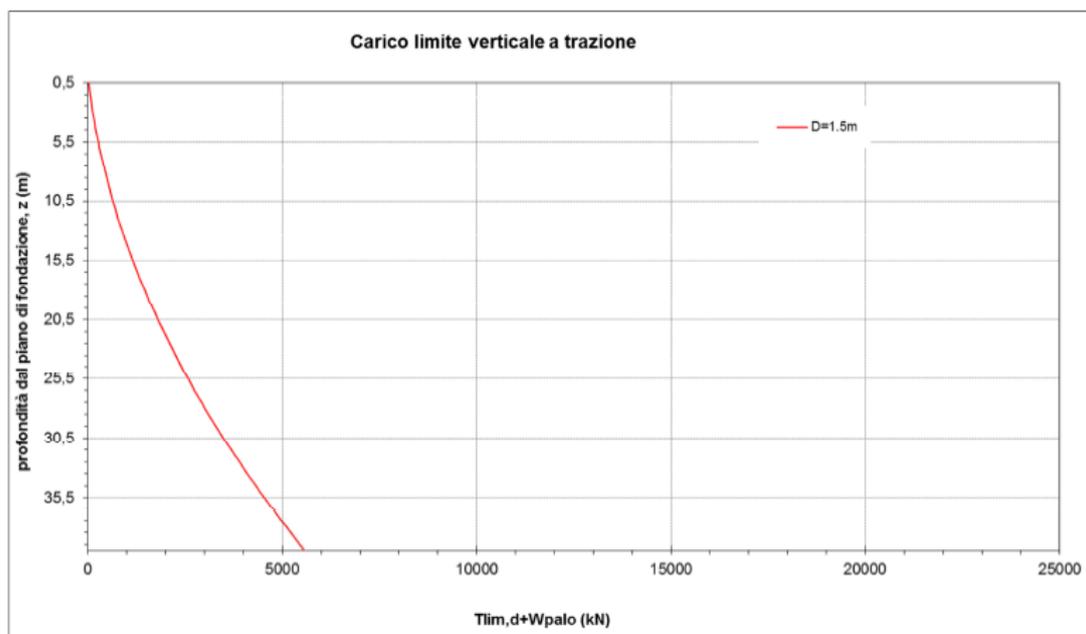
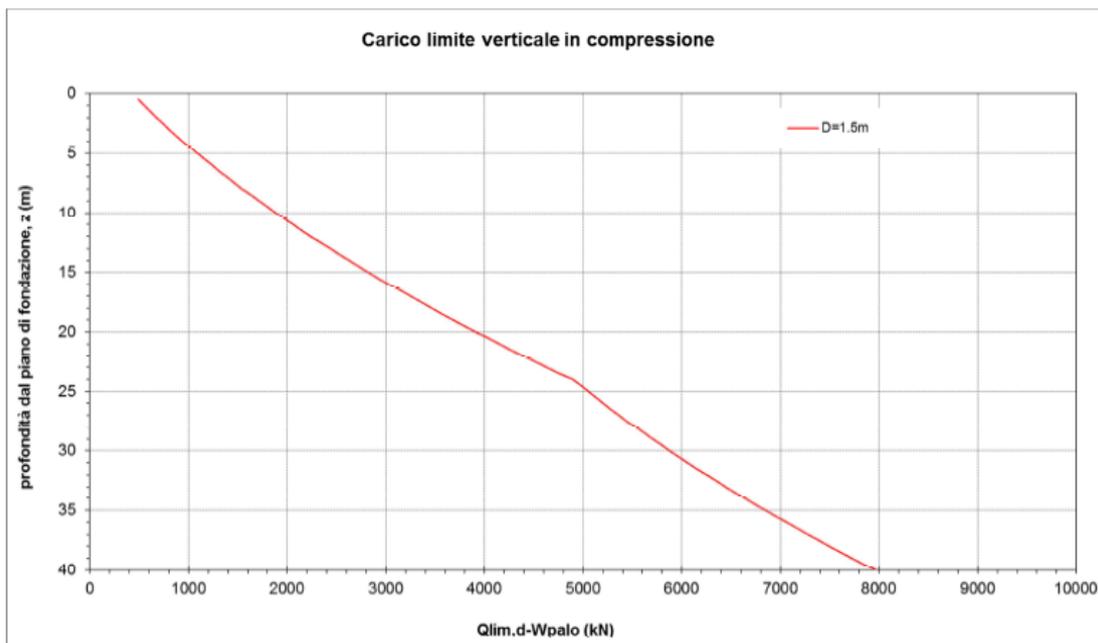
### 9.2 Verifica capacità portante verticale palo

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 A	1034	7726	40

## VI05

### Spalla A e pile



### 9.3 Verifica palo per forze orizzontali

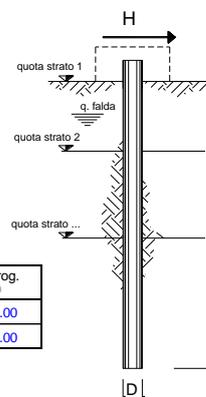
Viadotto	Binario	Opera	Pila/Spalla	$\gamma_t$	$\varphi'$	cu	n°vert	q.ta falda	Hsd	My	Hrd	c.r.
-	-	-	-	kN/m	°	kPa	-	m	kN	kNm	kN	-
VI05			SpA e pile	18	36	-	1	0	1859	10819	1876	0.99

#### 9.3.1 Capacità portante orizzontale (Broms)

coefficienti parziali			A		M		R	
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	$\gamma_{\varphi}$	$\gamma_{cu}$	$\gamma_t$	
			$\gamma_G$	$\gamma_Q$				
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.00	1.00	1.60	
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.30	
	SISMA	<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30	
DMB8		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
definiti dal progettista		<input type="radio"/>	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	
						$k_p$ (kPa)	$c_u$ (kPa)	$\varphi$ (°)	$k_p$ (kPa)
p.c.=strato 1		100.00	18	8	36	3.69		36	3.69
□ 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 40.00 (m)  
 Momento di plasticizzazione palo My 14943.18 (kNm)  
 Step di calcolo 0.01 (m)

palo impedito di ruotare  
 palo libero

**Calcolo**  
(ctrl+r)

	H medio		H minimo	
Palo lungo	5'182	(kN)	5'182	(kN)
Palo intermedio	29'336	(kN)	29'336	(kN)
Palo corto	110'933	(kN)	110'933	(kN)
$H_{med}$	5'182	(kN)	$H_{min}$	5'182 (kN) Palo lungo

$$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_{3.1}; R_{min}/\xi_{3.4}) = 3'048 \text{ (kN)}$$

$$\text{Coefficiente di gruppo palificata: } k = 0.8 \text{ (-)}$$

$$H_d = (H_k/\gamma_t) \cdot k = 1'876 \text{ (kN)}$$

$$\text{Carico Assiale Permanente (G): } G = 1'859 \text{ (kN)}$$

$$\text{Carico Assiale variabile (Q): } Q = 0 \text{ (kN)}$$

$$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 1'859 \text{ (kN)}$$

$$\text{c.s.} = H_d / F_d = 1.01 \text{ (-)}$$

$$\text{c.r.} = F_d / H_d = 0.99 \text{ (-)}$$

## 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	58	73.06074124	196.5334	14943	<b>76.0</b>
SLV	0	1859	2323.40509	6249.96	14943	<b>2.4</b>

Costante elastica - Matlock Reese

$$\alpha = M_p / H_p \quad 2.69$$

Coefficiente di gruppo

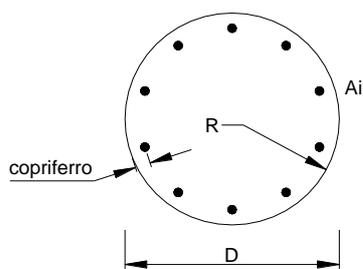
$$k \quad 0.8$$

Taglio massimo palo (con coeff di gruppo)

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

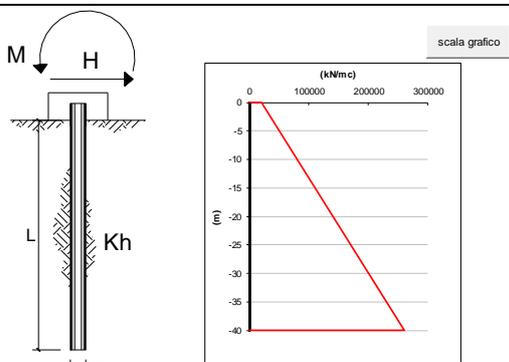
Momento elastico sul palo (con coeff di gruppo)

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



### Armature

numero	diametro (mm)	area (mm <sup>2</sup> )	copriferro (mm)
40	φ 30	28274.33	50
40	φ 30	28274.33	75
30	φ 30	21205.75	100

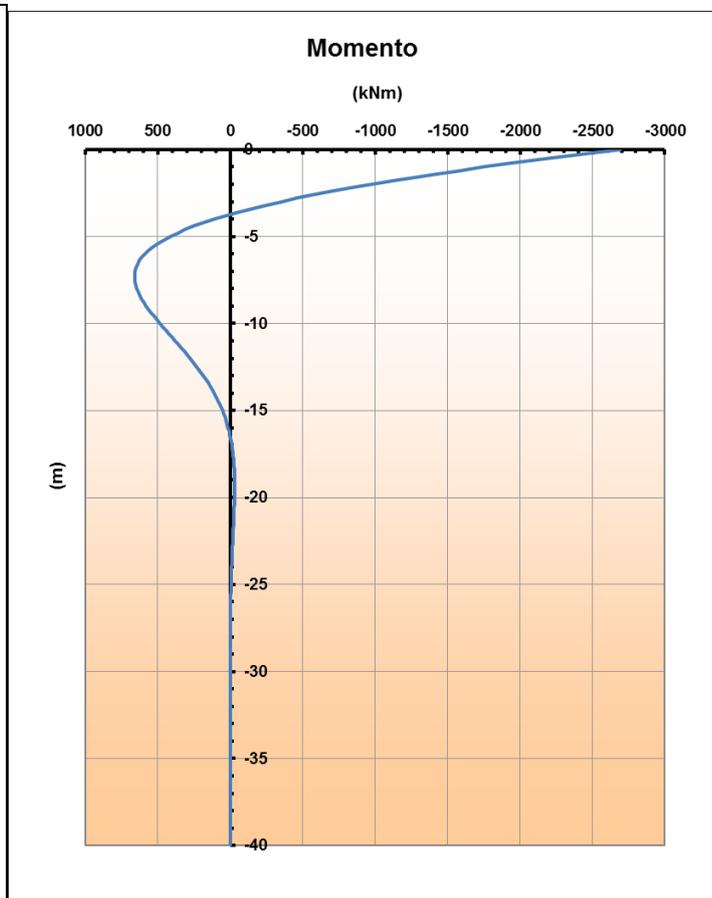


strati terreno	descrizione	quote (m)	$k_{sp}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$n_b$ (kN/m <sup>3</sup> )
p.c.=strato 1	Ubb	0.00	21'000	9'000
<input type="checkbox"/> strato 2				
<input type="checkbox"/> strato 3				
<input type="checkbox"/> strato 4				
<input type="checkbox"/> strato 5				
<input type="checkbox"/> 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**  
(cifri+)



### 9.4.1 Taglio strutturale

#### Verifica a taglio elemento palo

$d_{palo} = 150$  cm  
 $f_{yd} = 39.13$  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 [cm]	Armatura a taglio	$(A_{sw}/s)$	$V_{Rsd}$	$V_{Rcd}$	$V_{Rd}$	SLU	SLV	c.s.	VRd/Tmax
				[mm]	[kN]	[kN]	[kN]	$T_{max}$	$T_{max}$		
VI02 - Spalla A	1	117	Φ 16 / s= 10.0 cm 4 braccia	8.04	3319	4763	3319	73	2323	0.70	1.43

OK

## 9.5 Verifiche SLE

### Verifiche SLE palo

	Mp-testa	Hp max	Hp max/k	Mp max
SLE_qp	0	14	17	47
SLE_frequente	0	16	20	54
SLE_rara	0	36	45	120

Costante elastica - Matlock Reese  $\alpha = M_p / H_p$  2.69  
 Coefficiente di gruppo k 0.8  
 Taglio massimo palo (con coeff di gruppo) Hp max /k  
 Momento elastico sul palo (con coeff di g Mp max = (Hp 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%.

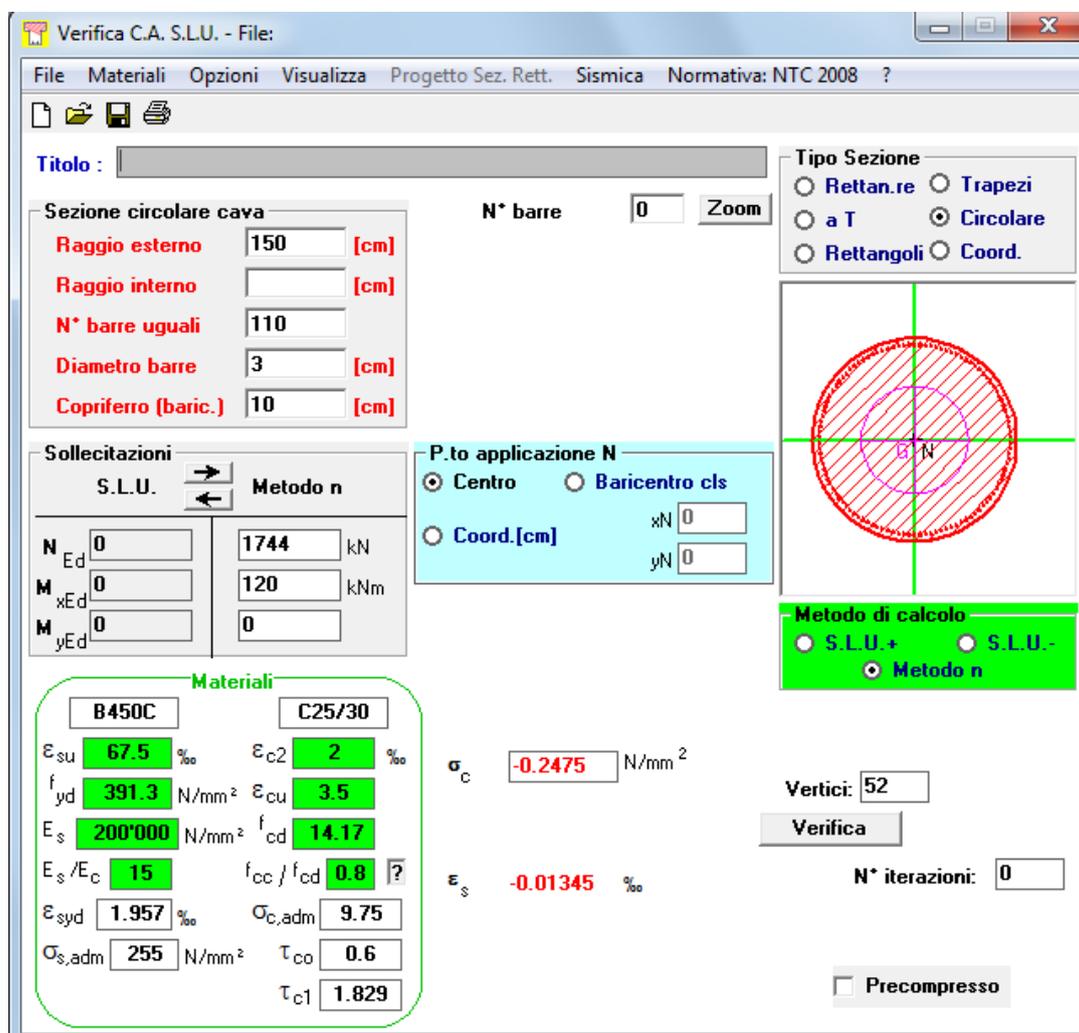
##### Tensioni di trazione nell'acciaio

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: 110
- Diametro barre: 3 [cm]
- Copriferro (baric.): 10 [cm]

N° barre: 0 Zoom

**Tipologia Sezione:**

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

**Sollecitazioni**

S.L.U.  Metodo n

N <sub>Ed</sub>	0	1744	kN
M <sub>xEd</sub>	0	120	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

$\sigma_c$  -0.2475 N/mm<sup>2</sup>

$\epsilon_s$  -0.01345 ‰

Vertici: 52

Verifica

N° iterazioni: 0

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 ?

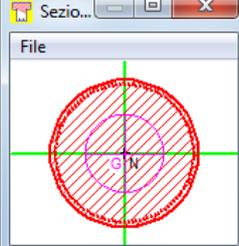
Titolo : \_\_\_\_\_

Sezione circolare cava

Raggio esterno 150 [cm]  
Raggio interno \_\_\_\_\_ [cm]  
N° barre uguali 110  
Diametro barre 3 [cm]  
Copriferro (baric.) 10 [cm]

N° barre 0 Zoom

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

Sezio...  
File  


Sollecitazioni  
S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 5118 kN  
M<sub>xEd</sub> 0 120 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> -0.6581 N/mm<sup>2</sup>  
ε<sub>s</sub> -0.04424 ‰

Vertici: 52  
Verifica  
N° iterazioni: 0  
 Precompresso

#### Verifiche:

$$\sigma_c = 0.65 \text{ N/mm}^2 < 0.55 f_{ck} = 0.55 \times 25 = 13.75 \text{ N/mm}^2$$

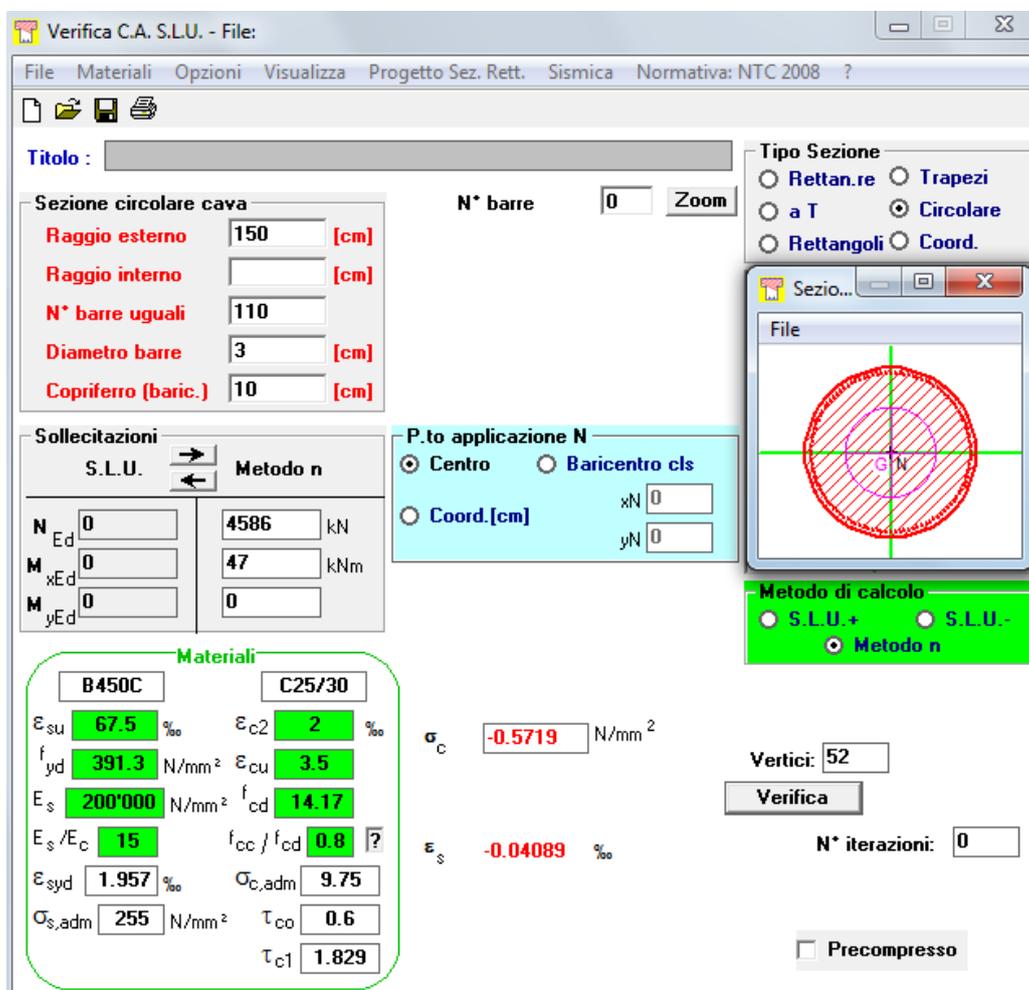
$$\sigma_s = 0 \text{ N/mm}^2 < 0.75 f_{yk} = 0.75 \times 450 = 337.5 \text{ N/mm}^2$$

→ VERIFICATO  
→ VERIFICATO

Non si esegue la verifica a fessurazione in quanto la sezione è interamente compressa in questa condizione di carico.

*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.



**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: 110
- Diametro barre: 3 [cm]
- Copriferro [baric.]: 10 [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 4586 kN  
M<sub>xEd</sub>: 0 47 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>: -0.5719 N/mm<sup>2</sup>  
ε<sub>s</sub>: -0.04089 ‰

Vertici: 52  
Verifica  
N° iterazioni: 0  
 Precompresso

$$\sigma_c = 0.57 \text{ N/mm}^2 < 0.40 f_{ck} = 0.40 \times 25 = 10 \text{ N/mm}^2 \quad \rightarrow \text{VERIFICATO}$$