



# COMUNE DI CASTEL MAGGIORE (BO)

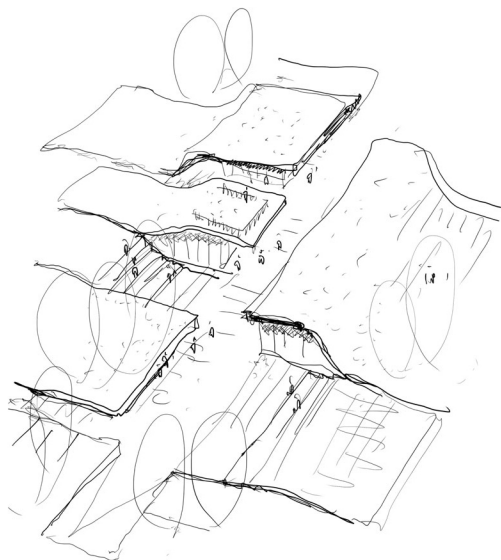
3° Settore LL.PP. e Ambiente

## BIBLIOTECA E STRUTTURA POLIVALENTE CIG 775286281C – CUP G77H16000690004

RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO:

**Geom. Lucia CAMPANA**

Via Matteotti 10 - 40013\_Castel Maggiore (BO)  
mail: [lavori.pubblici@comune.castel-maggiore.bo.it](mailto:lavori.pubblici@comune.castel-maggiore.bo.it)  
pec: [comune.castelmaggiore@cert.provincia.bo.it](mailto:comune.castelmaggiore@cert.provincia.bo.it)  
T +39 0516386751



**S.B.ARCH. Studio Bargone Architetti Associati** 

15, via DEL COLLE DI MEZZO  
I\_00143 Roma (RM)  
T +39 06 51981103, F +39 0742 357775  
email: [info@studiobargone.it](mailto:info@studiobargone.it)  
pec: [federico.bargone@archiworldpec.it](mailto:federico.bargone@archiworldpec.it)

Arch. **Federico BARGONE**  
Arch. **Francesco BARTOLUCCI**  
Arch. **Enrico AULETTA**  
Ing. **Luigi LUCCIOLI**  
Per. Ind. **Giorgio DEMOFONTI**  
Ing. **Stefano ROSMANI**

OGGETTO:  
PROGETTO DEFINITIVO/ESECUTIVO

DATA  
Febbraio 2020

**Allegato d1.3**

Relazione di calcolo STRUTTURE: Corpo 3

NOTE:

REV:

**COMUNE DI CASTEL MAGGIORE (BO)**

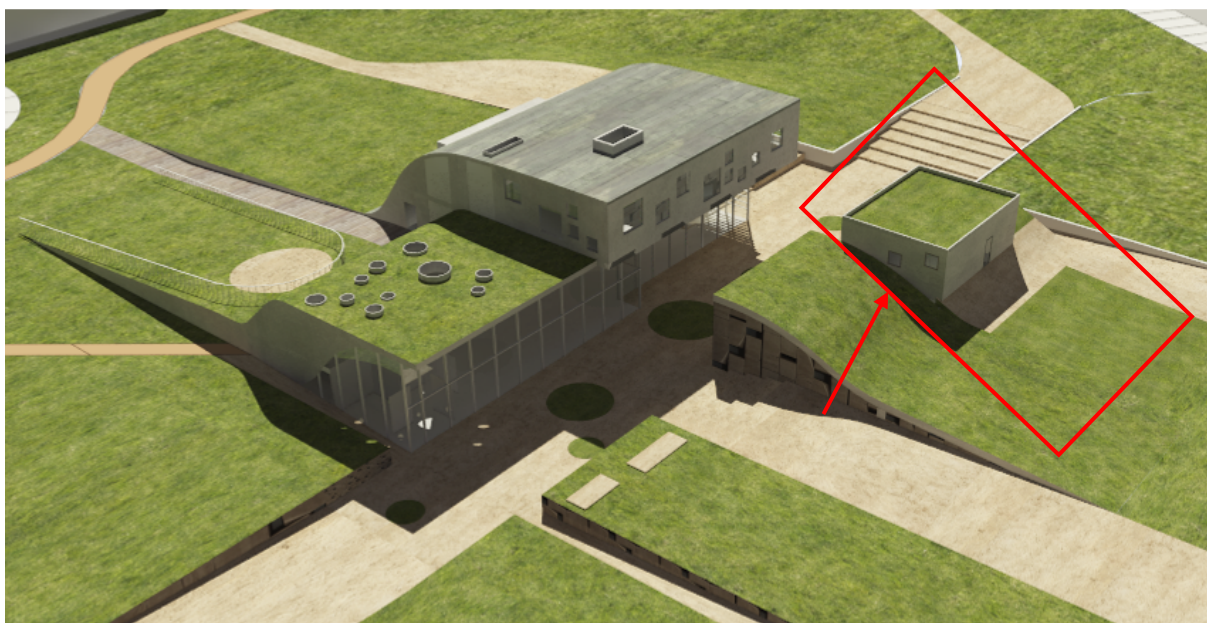
**Realizzazione di edificio ad uso biblioteca e struttura polivalente**

**PROGETTO DEFINITIVO / ESECUTIVO**

**\_ Relazione di calcolo: Corpo 3 \_**

**Allegato d1.3**

## Corpo 3



### 3. DESCRIZIONE

Il **Corpo 3** è un edificio in parte da realizzarsi ad un unico piano ed in parte con solaio intermedio e solaio di copertura piana. Il piano terra ospiterà l'ingresso, i bagni e la sala polivalente e mostre. In pianta le dimensioni dell'edificio sono di 8,80x14,60 m. Il piano primo ospiterà sala gruppi consiliari, sala commissioni e bagni ed ha una dimensione interna in pianta di 8,15x11,15 m.

La maggiore altezza sotto solaio curvo è pari a 421 cm, mentre la altezza minima arriva a circa 205 cm. Data l'altezza massima elevata è stato necessario introdurre una trave intermedia a spezzare l'altezza delle strutture e dei tamponamenti. Il solaio di copertura curvo è in Predalles con tavella inferiore in cotto. Superiormente sarà presente una copertura in tetto verde inclinata.

Per la parte di edificio su due piani invece il primo impalcato in solaio Predalles si trova a 3,68m (piano finito), mentre il solaio di copertura in Predalles è impostato con estradosso a 7,11 m. In questo caso in copertura è prevista la presenza di ghiaia e dei pannelli fotovoltaici.

Le strutture dell'edificio sono pilastri e setti in C.A. di dimensione 30 cm. Lato discesa dell'onda è presente un muro controterra che verrà realizzato interamente in C.A., fino al primo impalcato, poi proseguirà in tamponamento. Vista l'irregolarità in altezza si procederà con la disposizione di corpi irrigidenti della struttura posti in parti lungo il perimetro ed in parti in corrispondenza del blocco scala/ascensore. La muratura di tamponamento consta di blocchi in calcestruzzo cellulare di tipo Ytong.

Le fondazioni, come anticipato nel paragrafo introduttivo saranno in parte continue in parte a plinti con pali profondi, per intercettare il terreno che non risente dei fenomeni di liquefazione. Internamente la pavimentazione poggianti su igloo è stato deciso con la Committenza di non realizzarla su pali.

Discorso a parte invece riguarda i muri di contenimento del terreno di riempimento, che andranno realizzati in C.A. con fondazioni zoppe, evitando l'impiego di pali in quanto risultano strutturalmente separati dall'edificio da giunto sismico.

#### 3.1 Caratteristiche dei materiali

Per la scelta dei materiali utilizzati nella progettazione e per la relativa definizione delle loro resistenze di progetto, si è fatto riferimento al D.M. 17-01-2018 e successiva Circolare Ministeriale n. 7 del 21-01-2019.

### **3.1.1 Calcestruzzo per fondazioni**

Resistenza cubica caratteristica (a 28 gg):  $R_{ck} > 30 \text{ N/mm}^2$

Dimensione massima dell'aggregato:  $d_{max} < 25 \text{ mm}$

Classe di esposizione ambientale: XC2

Classe di consistenza allo scarico: S3

Rapporto acqua/cemento massimo:  $A/C < 0.6$

Copriferro nominale (ove non specificato):  $a > 35 \text{ mm}$

### **3.1.2 Calcestruzzo in elevazione**

Resistenza cubica caratteristica (a 28 gg):  $R_{ck} > 30 \text{ N/mm}^2$

Dimensione massima dell'aggregato:  $d_{max} < 20 \text{ mm}$

Classe di esposizione ambientale: XC1

Classe di consistenza allo scarico: S4

Rapporto acqua/cemento massimo:  $A/C < 0.6$

Copriferro nominale (ove non specificato):  $a > 25 \text{ mm}$

### **3.1.3 Acciaio**

Acciaio ad aderenza migliorata B450C

- Tensione caratteristica di snervamento:  $f_{yk} > 450 \text{ N/mm}^2$
- Tensione caratteristica di rottura:  $f_{tk} > 540 \text{ N/mm}^2$
- Allungamento:  $A_{gtk} > 7,5\%$

Rete elettrosaldata B450C

- Tensione caratteristica di snervamento:  $f_{yk} > 450 \text{ N/mm}^2$
- Tensione caratteristica di rottura:  $f_{tk} > 540 \text{ N/mm}^2$
- Allungamento:  $A_{gtk} > 7,5\%$

Specifiche per edifici antisismici

- Valore di calcolo deformazione uniforme ultima:  $\epsilon_{ud} = 6,75\%$
- Rapporto tra resistenza e tensione di snervamento:  $1,15 < f_t/f_y < 1,35$
- Rapporto tra valore effettivo e nominale della resistenza a snervamento:  
 $f_{y,eff}/f_{y,nom} < 1,25$

### 3.2 Analisi dei carichi

#### 3.2.1 Solaio predalles 6+16+5 cm

Il primo impalcato piano è stato progettato con un solaio in predalles dall'altezza totale di 27 cm secondo il tradizionale schema comprendente 6 cm inferiori in laterizio, 16 cm di altezza per la pignatta di alleggerimento e 5 cm di cappa in calcestruzzo a completare.

Per il dimensionamento del solaio sono stati considerati i seguenti carichi:

- carico permanente (peso proprio) = 340 daN/m<sup>2</sup>
- sovraccarico permanente = 330 daN/m<sup>2</sup>
- sovraccarico variabile = 300 daN/m<sup>2</sup>.

Nel sovraccarico permanente è stata considerata una tramezzatura leggera di 80 daN/m<sup>2</sup>.

#### 3.2.2 Solaio predalles 6+16+5 cm

L'impalcato di copertura curvo è stato progettato con un solaio in predalles dall'altezza totale di 27 cm secondo il tradizionale schema comprendente 6 cm inferiori in laterizio, 16 cm di altezza per la pignatta di alleggerimento e 5 cm di cappa in calcestruzzo a completare.

Per il dimensionamento del solaio sono stati considerati i seguenti carichi:

- carico permanente (peso proprio) = 340 daN/m<sup>2</sup>
- sovraccarico permanente = 140 daN/m<sup>2</sup>
- sovraccarico variabile = 150 daN/m<sup>2</sup>.

Nel sovraccarico permanente non è stato considerato il massetto di pendenza per il tetto verde, essendo la copertura già inclinata.

#### 3.2.3 Solaio predalles 6+20+5 cm

L'impalcato di copertura piano è stato progettato con un solaio in predalles dall'altezza totale di 31 cm secondo il tradizionale schema comprendente 6 cm inferiori in laterizio, 20 cm di altezza per la pignatta di alleggerimento e 5 cm di cappa in calcestruzzo a completare.

Per il dimensionamento del solaio sono stati considerati i seguenti carichi:

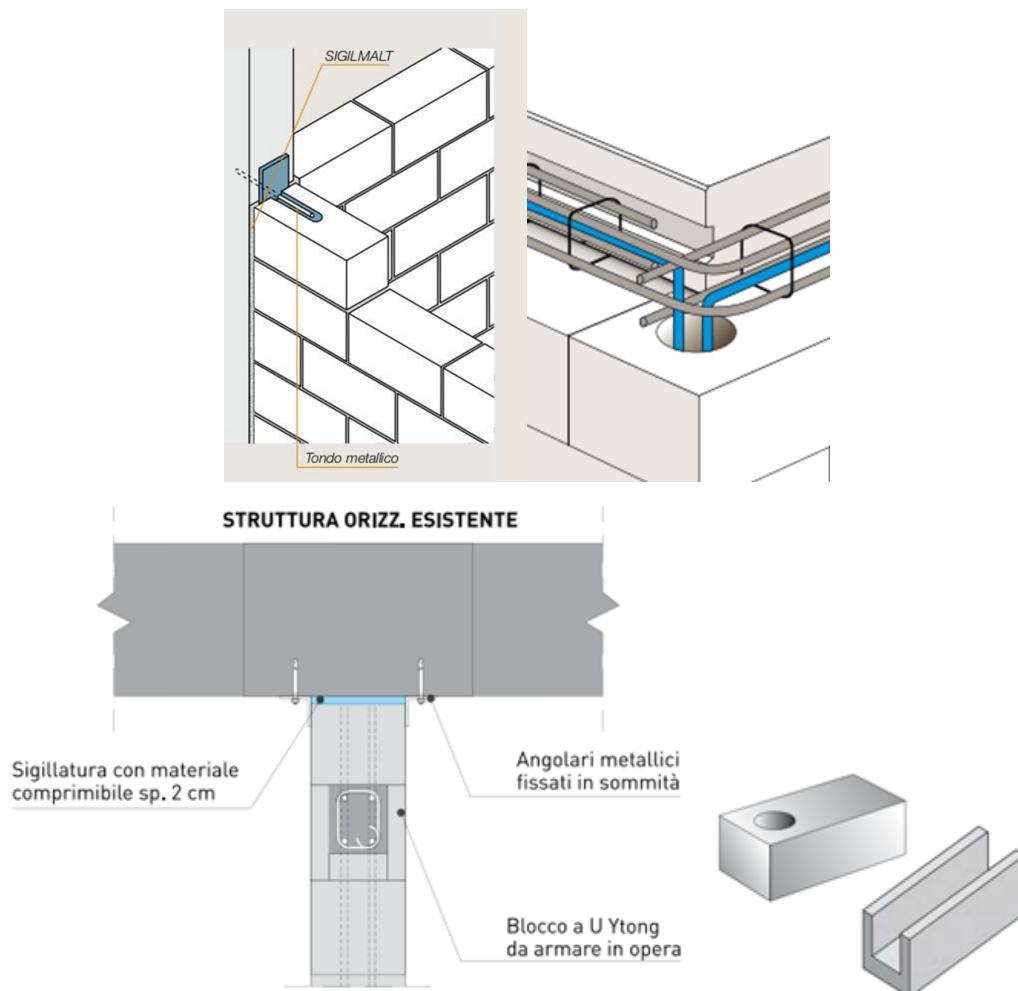
- carico permanente (peso proprio) = 370 daN/m<sup>2</sup>
- sovraccarico permanente = 330 daN/m<sup>2</sup>

- sovraccarico variabile = 150 daN/m<sup>2</sup>.

Nel sovraccarico permanente è stata considerata la presenza di 5 cm di ghiaia, di 8 cm di massetto, di isolante, pannelli fotovoltaici con relative zavorre e intonaco.

### 3.2.4 Tipologia di muratura di tamponamento

La muratura di tamponamento da utilizzare è in blocchi di calcestruzzo cellulare di tipo Ytong, alla quale andrà applicato un traliccio piano in acciaio. Fondamentale sarà garantire il collegamento sia in verticale che in orizzontale. Il collegamento dei blocchi alla struttura portante invece avverrà mediante un tondo metallico a passo 50 cm, tramite apposita scanalatura ricavata direttamente nel blocco stesso, come da particolare.



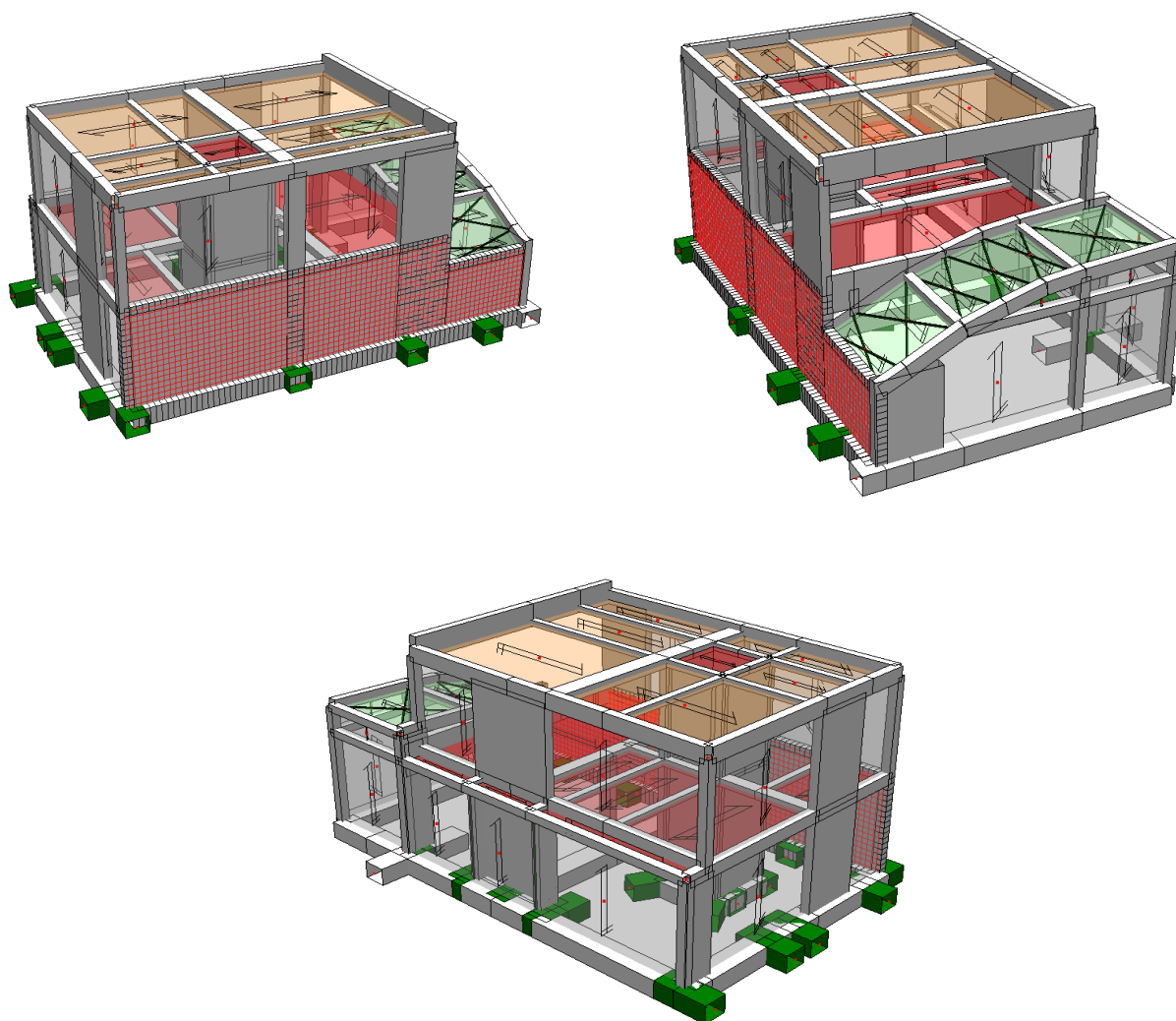
## 3.3 Verifica travi



Nella parte finale del presente capitolo si riporta come allegato la verifica delle travi e dei solai dell'edificio sia allo stato limite ultimo, che allo stato limite di esercizio, come richiesto da normativa.

### 3.4 Verifica sismica

La modellazione dell'edificio in esame è stata eseguita sfruttando l'utilizzo di elementi beam per i pilastri e le travi esistenti, l'utilizzo di elementi solaio per simulare i carichi provenienti dai solai e delle tamponature esterne e di elementi shell per i muri in C.A. debolmente armati (muri controterra di notevole lunghezza, per cui non ha senso armarli come elementi duttili).



Modellazione edificio



Il fattore di comportamento utilizzato è pari a  $q=q_0 \alpha_u/\alpha_1 K_R = 2,4$ , per edifici a pareti non accoppiate e non regolari in altezza. Gli spettri di risposta utilizzati sono riportati nella premessa, derivanti da RSL, a cui è stato applicato il fattore di comportamento. Le travi sono state trattate come elementi strutturali secondari e verificate secondo quanto riportato nel Cap.4 del D.M. 2018. È stata dunque svolta una analisi dinamica lineare con fattore di struttura  $q=2,4$ . Come consentito dalla normativa vigente la rigidezza delle strutture è stata considerata al 50% per prendere in considerazione la fessurazione degli elementi in caso di evento sismico.

Riepilogo Risultati Analisi Modale

☒ Riepilogo ☐ Periodo ☐ Hz ☐ Mx% ☐ My% ☐ Mz% ☐ MxTot% ☐ MyTot% ☐ MzTot%

	L1	L2	L3	L4	L5
MxTot%	87.5302	87.4933	87.5179	87.5179	86.0445
MyTot%	86.4342	86.4465	86.3727	86.4589	84.8351
MzTot%	85.1289	84.4639	84.6117	85.2028	84.7727

Periodi Fondamentali Struttura:  
 Sisma x: T = 0.11582 s, Lancio n°2, Modo n°7  
 Sisma y: T = 0.30772 s, Lancio n°4, Modo n°1  
 Sisma z: T = 0.028897 s, Lancio n°5, Modo n°29

Chiudi

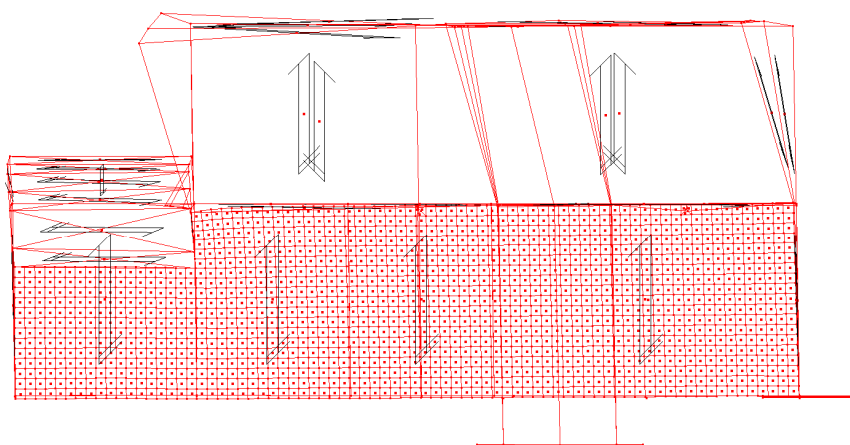
Riepilogo Risultati Analisi Modale

☐ Riepilogo ☐ Periodo ☐ Hz ☒ Mx% ☐ My% ☐ Mz% ☐ MxTot% ☐ MyTot% ☐ MzTot%

n°Modo	L1	L2	L3	L4	L5
1	7.992	4.9011	7.05611	4.87647	5.46117
2	22.252	22.5352	21.1806	24.8626	22.9793
3	0	0	0	0	0
4	0.135458	0.135458	0.184715	0.0985146	0.0997473
5	0.0985146	0.0246286	0.0123143	0	0.0249368
6	0.0123143	0	0.615716	21.4269	0
7	23.6435	25.7246	25.0843	2.33972	20.3235
8	0.283229	0.0492573	0	0	2.95501
9	0.0246286	0.418687	0.036943	0.529516	0.0124684
10	0.381744	0.0246286	0.295544	0.036943	0.336647
11	0.504887	0.406373	0.0123143	0.492573	0.660826
12	0.0123143	0.0492573	0.45563	0	0.398989

Periodi Fondamentali Struttura:  
 Sisma x: T = 0.11582 s, Lancio n°2, Modo n°7  
 Sisma y: T = 0.30772 s, Lancio n°4, Modo n°1  
 Sisma z: T = 0.028897 s, Lancio n°5, Modo n°29

Chiudi



Analisi modale in X con deformata modale principale

L'analisi modale evidenzia che per sisma in direzione X il periodo principale risulta essere pari a  $T_{1x}=0,116$  s, corrispondente al lancio n. 2 e modo n. 7 con massa movimentata di

circa 26%. La massa totale movimentata risulta essere superiore all'85% prescritto da normativa e pari a circa il 87%.

Riepilogo Risultati Analisi Modale

☒ Riepilogo ☐ Periodo ☐ Hz ☐ Mx% ☐ My% ☐ Mz% ☐ MxTot% ☐ MyTot% ☐ MzTot%

	L1	L2	L3	L4	L5
MxTot%	87.5302	87.4933	87.5179	87.5179	86.0445
MyTot%	86.4342	86.4465	86.3727	86.4589	84.8351
MzTot%	85.1289	84.4639	84.6117	85.2028	84.7727

Periodi Fondamentali Struttura:  
 Sisma x: T = 0.11582 s, Lancio n°2, Modo n°7  
 Sisma y: T = 0.30772 s, Lancio n°4, Modo n°1  
 Sisma z: T = 0.028897 s, Lancio n°5, Modo n°29

Chiudi

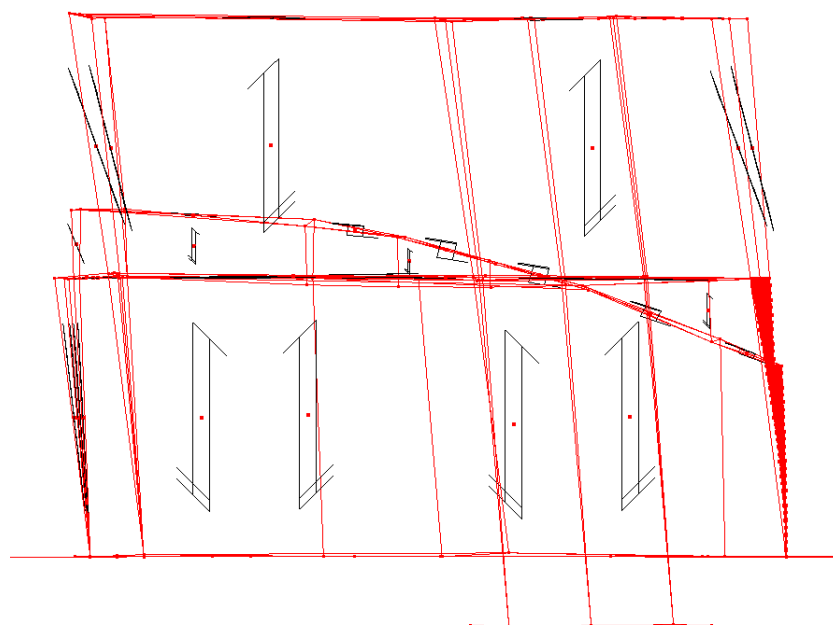
Riepilogo Risultati Analisi Modale

☐ Riepilogo ☐ Periodo ☐ Hz ☐ Mx% ☒ My% ☐ Mz% ☐ MxTot% ☐ MyTot% ☐ MzTot%

n°Modo	L1	L2	L3	L4	L5
1	50.0208	55.8947	50.6365	57.0646	54.1254
2	17.8558	11.8956	17.4125	10.5411	12.3313
3	0	0	0	0	0
4	0.0123143	0.0123143	0.0123143	0.0123143	0.0124684
5	0	0.0123143	0.0123143	0.0123143	0.0124684
6	0.0123143	0.0123143	0.036943	0.82506	0.0124684
7	0.677288	0.652659	0.394058	0.172401	0.610952
8	0.0738859	0.0123143	0.0246286	0.036943	0.261837
9	0.0123143	0.443316	0	0.418687	0.0249368
10	0.357115	0	0.394058	0.0123143	0.423926
11	0.172401	0.0615716	0	0.0738859	0.261837
12	0	0	0.123143	0.0123143	11.446
13	11.627	11.627	7.68704	11.627	0

Periodi Fondamentali Struttura:  
 Sisma x: T = 0.11582 s, Lancio n°2, Modo n°7  
 Sisma y: T = 0.30772 s, Lancio n°4, Modo n°1  
 Sisma z: T = 0.028897 s, Lancio n°5, Modo n°29

Chiudi



Analisi modale in Y con deformata modale principale

L'analisi modale evidenzia che per sisma in direzione Y il periodo principale risulta essere pari a  $T_{1Y}=0,31$  s, corrispondente al lancio n. 4 e modo n. 1 con massa movimentata di circa 57%. La massa totale movimentata risulta essere superiore all'85% prescritto da normativa e pari a circa il 86%.

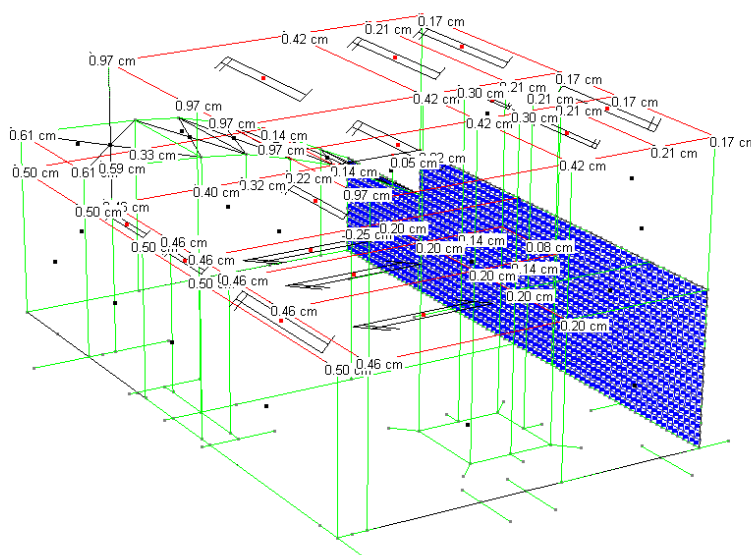
### 3.4.1 Spostamenti massimi

Si riportano gli spostamenti massimi registrati per la struttura in esame per valutare che la deformazione degli elementi strutturali non produca sugli elementi non strutturali danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile. Per le costruzioni di classe d'uso III ci si riferisce allo SLO e gli spostamenti d'interpiano devono essere inferiori ai 2/3 dei limiti prescritti per le classi d'uso II.

Si considerano i tamponamenti collegati rigidamente alla struttura per tipologia costruttiva, che interferiscono con la deformabilità della stessa. Deve essere verificata la disuguaglianza di seguito riportata:

- $q_{dr} < 0,0050 h \times 2/3$  in riferimento allo SLO.

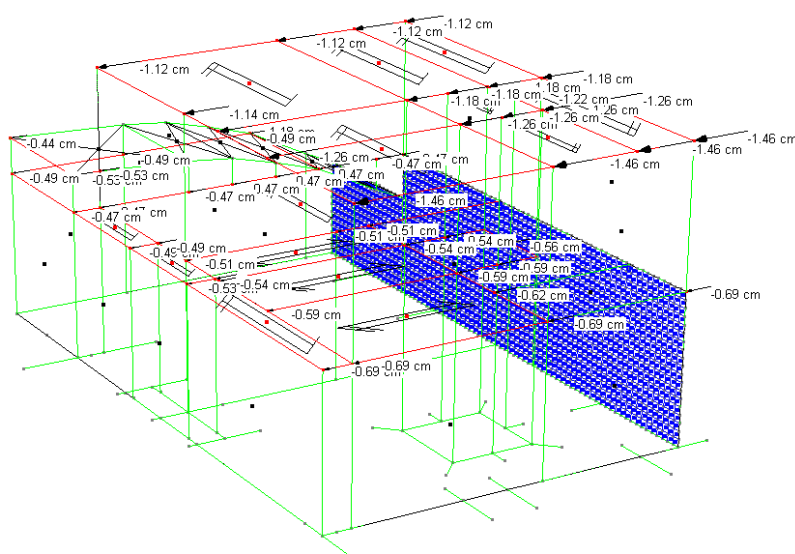
Si riportano le schermate relative agli spostamenti di interpiano allo SLO.



*Spostamenti assoluti allo SLO in X*

Considerando che l'interpiano (dal piano di imposta delle fondazioni al piano finito del primo impalcato) è di 3,88 m e che per lo SLO si è utilizzato un  $q=1,0$ , gli spostamenti di interpiano dovranno rispettare il limite di 1,29 cm. La verifica è soddisfatta essendo  $d_{r,max}=0,61$  cm.

Considerando inoltre che l'interpiano (dal primo impalcato alla copertura) è di 3,43 m e che per lo SLO si è utilizzato un  $q=1,0$ , gli spostamenti di interpiano dovranno rispettare il limite di 1,14 cm. La verifica è soddisfatta essendo  $d_{r,max}=(0,97-0,46)=0,51$  cm.



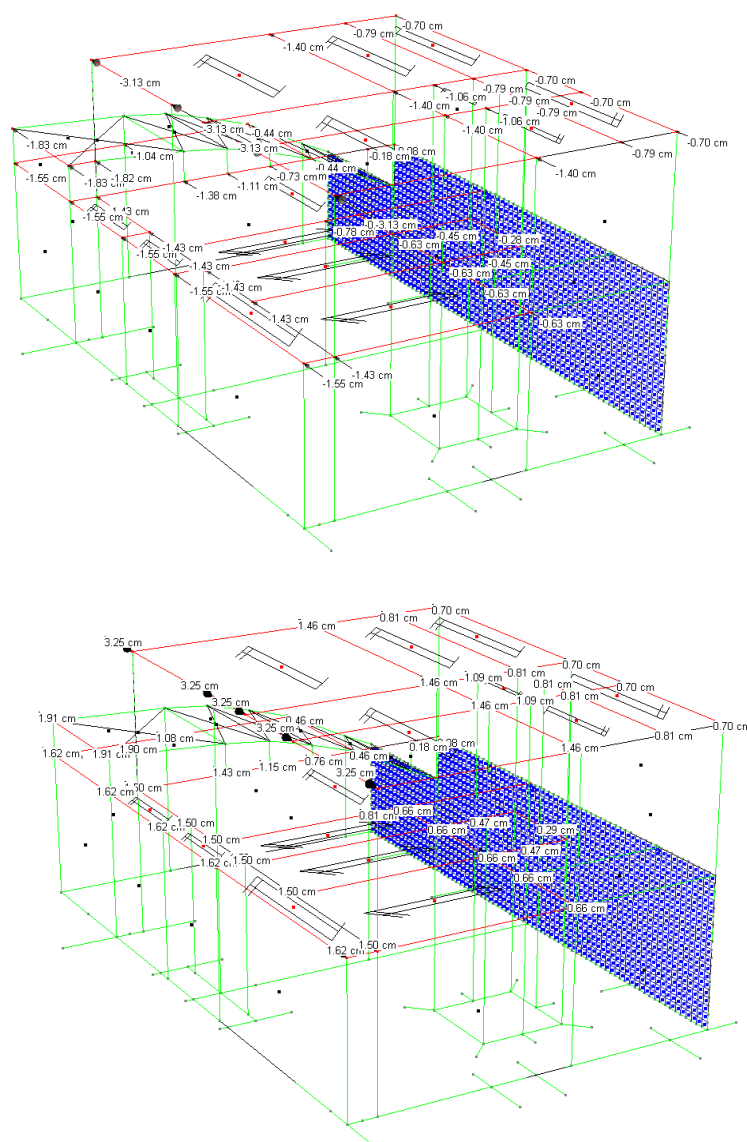
Spostamenti assoluti allo SLO in Y

Considerando che l'interpiano (dal piano di imposta delle fondazioni al piano finito del primo impalcato) è di 3,88 m e che per lo SLO si è utilizzato un  $q=1,0$ , gli spostamenti di interpiano dovranno rispettare il limite di 1,29 cm. La verifica è soddisfatta essendo  $d_{r,max}=0,69$  cm.

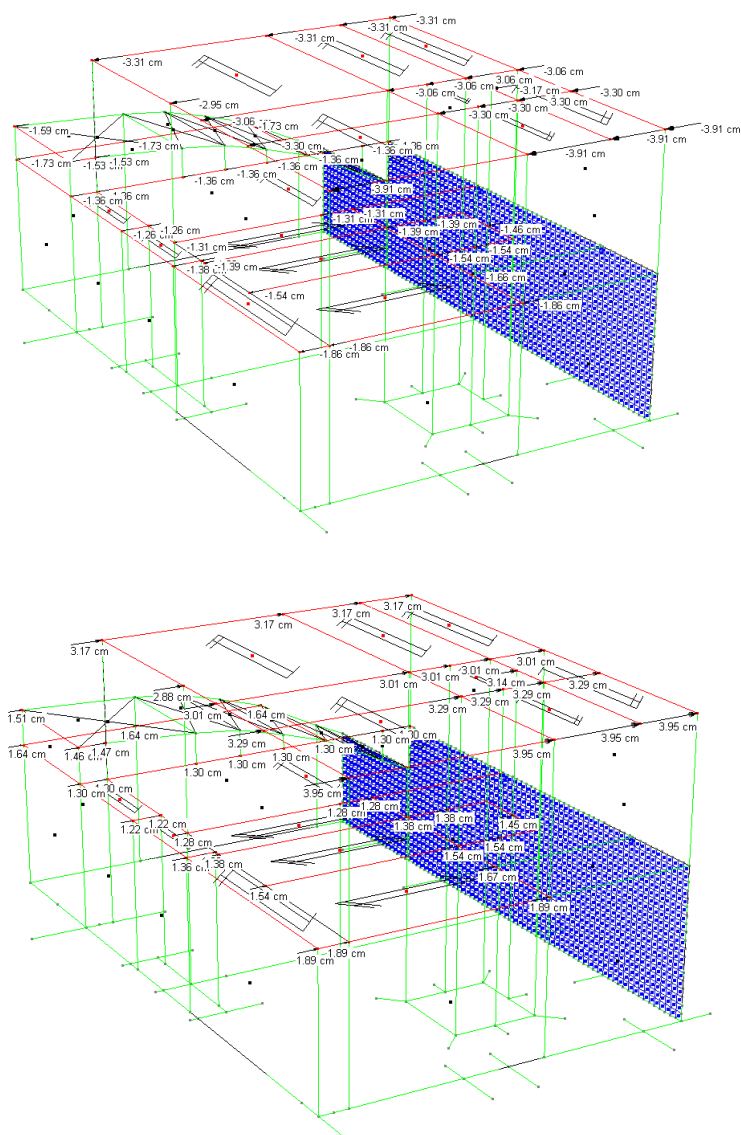
Considerando inoltre che l'interpiano (dal primo impalcato alla copertura) è di 3,43 m e che per lo SLO si è utilizzato un  $q=1,0$ , gli spostamenti di interpiano dovranno rispettare il limite di 1,14 cm. La verifica è soddisfatta essendo  $d_{r,max}=(1,46-0,69)=0,77$  cm.

Secondo quanto riportato nel D.M. 2018 "la distanza tra costruzioni contigue deve essere tale da evitare fenomeni di martellamento e comunque non può essere inferiore alla somma degli spostamenti massimi determinati per lo SLV; in ogni caso la distanza tra due punti che si fronteggiano non può essere inferiore a:  $1/100$  della quota dei punti considerati misurata dal piano di fondazione moltiplicato  $a_g \times S/0,5g \leq 1$ . Qualora non si eseguano calcoli specifici, lo spostamento massimo di una costruzione non isolata alla base, può essere stimato in  $1/100$  dell'altezza della costruzione moltiplicata per  $a_g \times S/0,5g$ ."

Mediante il programma di calcolo sono stati determinati gli spostamenti ottenuti allo SLV, con i quali è stata verificata l'ampiezza del giunto strutturale con l'edificio adiacente.



Spostamenti assoluti allo SLV in X [X= 3,25 cm]



*Spostamenti assoluti allo SLV in Y [Y= 3,95 cm]*

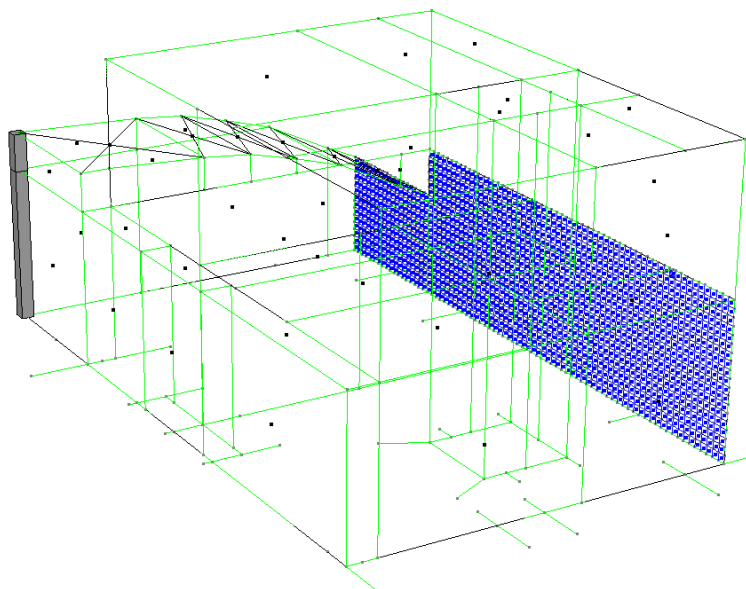
Come è possibile constatare si è ottenuto uno spostamento massimo di 3,25 cm in X. Tale parametro, a cui va sommato il massimo spostamento generato dal Corpo 4 adiacente, di 2,33 cm, risulta pari a 5,58 cm e comunque inferiore al giunto strutturale di 10 cm.

### 3.5 Verifica pilastri

L'edificio è stato realizzato a pilastri e a setti di controvento. Essendo i pilastri dotati di rigidità inferiore rispetto ai setti, essi hanno il compito di resistere ai carichi gravitazionali ed incassare gli spostamenti allo SLC.

I carichi orizzontali derivanti dal sisma sono invece affidati essenzialmente ai setti in C.A., posti in entrambe le direzioni X e Y.

### 3.5.1 Pilastro P1



Pilastro P1

<i>Tipo n°Asta</i>	<i>Tipo Asta</i>	<i>X (cm)</i>	<i>N ( kN)</i>	<i>T12 ( kN)</i>	<i>T13 ( kN)</i>	<i>MT kNm)(</i>	<i>M12 kNm)(</i>	<i>M13 kNm)</i>	
<i>N min</i>	96	Beam	0.00	-58.71	0.57	4.44	0.26	-2.36	-8.06
<i>N max</i>	98	Beam	90.00	-7.74	8.69	-47.12	-1.46	2.61	-15.75
<i>T12 min</i>	98	Beam	0.00	-23.40	-8.70	35.24	1.02	6.90	-16.85
<i>T12 max</i>	98	Beam	0.00	-13.39	9.41	-46.39	-1.21	-7.14	27.45
<i>T13 min</i>	98	Beam	0.00	-12.74	8.95	-48.98	-1.50	-5.93	28.36
<i>T13 max</i>	98	Beam	0.00	-24.04	-8.24	37.82	1.31	5.69	-17.76
<i>Mt min</i>	96	Beam	0.00	-33.66	6.17	7.35	-1.91	-15.55	-13.23
<i>Mt max</i>	96	Beam	0.00	-43.81	-5.27	-1.98	2.24	12.18	3.50
<i>M12 min</i>	96	Beam	0.00	-36.97	6.19	8.19	-1.87	-15.73	-14.77
<i>M12 max</i>	96	Beam	0.00	-40.50	-5.29	-2.82	2.21	12.36	5.04
<i>M13 min</i>	96	Beam	0.00	-33.86	-4.76	13.70	1.10	5.01	-24.79
<i>M13 max</i>	98	Beam	0.00	-12.74	8.95	-48.98	-1.50	-5.93	28.36

Combinazioni allo SLV

Il predimensionamento del pilastro ha richiesto inizialmente il calcolo dei carichi gravanti su di esso ed è stato ipotizzato in prima istanza di dimensioni 30x30 cm. Tramite il modello di calcolo sono state determinate le seguenti sollecitazioni allo SLV, che nella situazione più gravosa risultano essere:

$$M_x = 28,36 \text{ KNm}$$

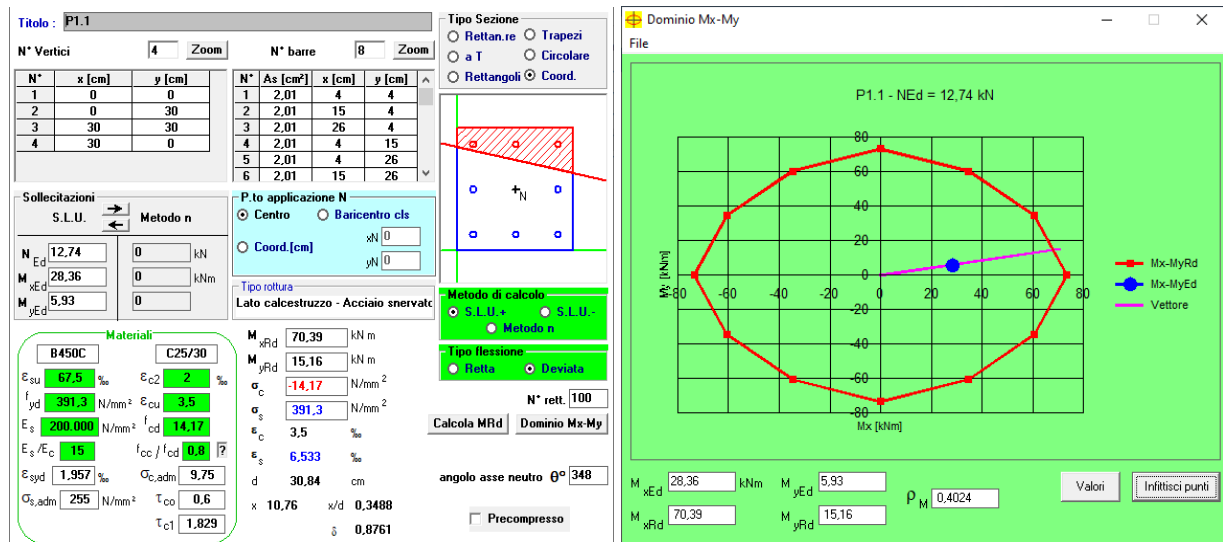
$$M_y = 5,93 \text{ KNm}$$

$$N = 12,74 \text{ KN}$$

Sono stati utilizzati 8Φ16, corrispondenti ad una  $A_s$  di 16,08 cm<sup>2</sup>, maggiore del limite imposto dalle norme tecniche, previsto di 0,003  $A_c$ , e nello stesso tempo inferiore a 0,04  $A_c$ . Per quanto riguarda le armature trasversali vanno poste ad interasse non maggiore di 12



volte il diametro minimo delle barre impiegate per l'armatura longitudinale, con un massimo di 250 mm. Inoltre il loro diametro non deve essere minore di 6 mm e di  $\frac{1}{4}$  del diametro massimo delle barre longitudinali, come riportato nel § 4.1.6.1.2 del D.M. 17-01-2018. Sono state adottate staffe  $\Phi 8/15$  cm, opportunamente infittite con passo 7,5 cm in corrispondenza delle zone critiche. Di seguito è riportata la verifica del pilastro allo SLV.



Verifica SLV e Dominio M-N pilastro P1

Sono stati ottenuti i seguenti risultati:

- posizione asse neutro  $x = 10,76$  cm
- $\varepsilon_s = 6,53 \text{ ‰} > \varepsilon_{sy} = 1,95 \text{ ‰}$

Ne consegue che l'acciaio è sicuramente snervato; è stato quindi calcolato il momento resistente  $M_{rd}$  relativo all'armatura longitudinale prevista.

Deriva:

$$M_{rd,x} = 70,39 \text{ kNm} > M_x = 28,36 \text{ kNm} \quad \text{Verificato}$$

$$M_{rd,y} = 15,16 \text{ kNm} > M_y = 5,93 \text{ kNm} \quad \text{Verificato}$$

Segue la verifica a taglio agli SLV del pilastro, maggiormente gravoso pari a 48,98 kN per la combinazione  $T_{13,min}$ . Essa richiede che venga rispettata la relazione  $V_{Rd} > V_{Ed}$ . Il taglio resistente è il minimo tra due valori  $V_{Rdc}$  e  $V_{Rds}$ , dove:

$$V_{Rdc} = 0,9 d b_w \alpha_c f'_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta) = 247 \text{ kN}$$

$$V_{Rds} = 0,9 d A_{sw} / s f_{yd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \text{sen}\alpha = 244 \text{ kN}$$

dove

$A_{sw}$  è l'area dell'armatura trasversale  $2+2\varnothing 8$ ,

$s$  è l'interasse tra armature trasversali pari a 7,5 cm nella zona critica,

$d$  è l'altezza utile della sezione di 26 cm,

$\alpha_c$  è un coefficiente unitario,

$\alpha$  è l'inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave,

$\theta$  è l'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave,

$b_w$  è la larghezza minima della sezione di 30 cm.

Ne deriva  $V_{Rd} = 244 \text{ KN} > V_{Ed} = 48,98 \text{ KN}$ . La verifica è dunque soddisfatta.

### Verifica duttilità

Il nuovo D.M. 17-01-2018 ha inoltre introdotto le verifiche di duttilità per le sole strutture dissipative in corrispondenza della scatola rigida di fondazione per gli elementi strutturali primari e per le zone terminali di tutti i pilastri secondari. Lo scopo delle verifiche di duttilità è quello di garantire adeguata capacità rotazionale delle cerniere plastiche. Seguendo la gerarchia delle resistenze è fondamentale che la struttura garantisca il maggior numero di cerniere plastiche alle estremità delle travi e, solo prima del collasso, alla base delle colonne. Ciascuna cerniera plastica deve essere progettata per possedere una capacità di duttilità in campo plastico, superiore alla domanda di duttilità.

Secondo quanto riportato nel paragrafo 7.4.6.2.4 del D.M. 17-01-2018 le verifiche possono ritenersi soddisfatte se, per ciascuna zona dissipativa, il rapporto volumetrico di armatura trasversale negli elementi di bordo rispetta le limitazioni seguenti:

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30 \mu_{\phi} \cdot v_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035$$

dove:

$\omega_{wd}$  = rapporto meccanico dell'armatura trasversale di confinamento all'interno della zona dissipativa (il nucleo di calcestruzzo fa riferimento alla linea media delle staffe);

$\mu_{\phi}$  = domanda di duttilità di curvatura allo SLC;

$v_d$  = forza assiale adimensionalizzata di progetto relativa alla combinazione sismica SLV;

$\varepsilon_{sy,d} = 0,00196$  per B450 C è la deformazione di snervamento dell'acciaio;

$h_c$  = profondità della sezione trasversale lorda;

$h_0$  = profondità del nucleo confinato (il nucleo di calcestruzzo fa riferimento alla linea media delle staffe);

$b_c$  = larghezza minima della sezione trasversale lorda;

$b_0$  = larghezza del nucleo confinato corrispondente a  $b_c$ ;

$\alpha$  = coefficiente di efficacia del confinamento, pari a  $\alpha = \alpha_n \alpha_s$ , dove per sezioni rettangolari:

$$\alpha_n = 1 - \sum_n b_i^2 / (6 \cdot b_0 \cdot h_0)$$

$$\alpha_s = [1 - s / (2 \cdot b_0)] \cdot [1 - s / (2 \cdot h_0)]$$

con:

$n$  = numero di barre longitudinali,

$b_i$  = distanza tra barre consecutive contenute,

$s$  = passo delle staffe/legature

Innanzitutto si è proceduto con il calcolo della domanda di duttilità di curvatura allo SLC ( $\mu_\phi$ ), essendo:

$$\mu_\phi = \begin{cases} 1,2 \cdot (2q_0 - 1) & \text{per } T_1 \geq T_c \\ 1,2 \cdot \left( 1 + 2(q_0 - 1) \frac{T_c}{T_1} \right) & \text{per } T_1 < T_c \end{cases}$$

con:

$q_0$  = valore di base del fattore di comportamento, pari a 3 in CD"B" per strutture a pareti,

$T_c$  = periodo di inizio dello spettro a velocità costante, pari a 0,26 s allo SLC,

$T_1$  = periodo proprio di vibrazione della struttura, pari a 0,116 s per sisma in X.

Essendo  $T_1 < T_c$ , si ha:  $\mu_\phi = 11,96$ .

La forza assiale adimensionalizzata di progetto ( $\nu_d$ ) relativa alla combinazione sismica SLV vale:

$$\nu_d = N_{ed} / A_c f_{cd}$$

dove:

$N_{ed} = 12,74$  KN è lo sforzo assiale massimo allo SLV,

$A_c = b_c h_c = 900$  cmq, essendo  $b_c = 30$  cm ed  $h_c = 30$  cm.

Si ha:  $\nu_d = 0,01$

Per il calcolo di  $\omega_{wd}$  si utilizza la formula seguente:

$$\omega_{wd} = (V_{st} f_{yd}) / (V_{nc} f_{cd})$$

con:

$V_{st} = A_{st} L_{st} = 96$  cm<sup>3</sup> è il volume delle staffe di confinamento;

$V_{nc} = b_0 h_0 s = 3.370 \text{ cm}^3$  è il volume del nucleo di calcestruzzo,  
essendo  $b_0 = b_c - 2c - \Phi_{st} = 21,2 \text{ cm}$  e  $h_0 = h_c - 2c - \Phi_{st} = 21,2 \text{ cm}$ .

Si ottiene  $\omega_{wd} = 0,789$ .

Segue il calcolo del coefficiente di efficacia del confinamento:  $\alpha = \alpha_n \alpha_s$

$$\alpha_n = 0,46$$

$$\alpha_s = 0,68$$

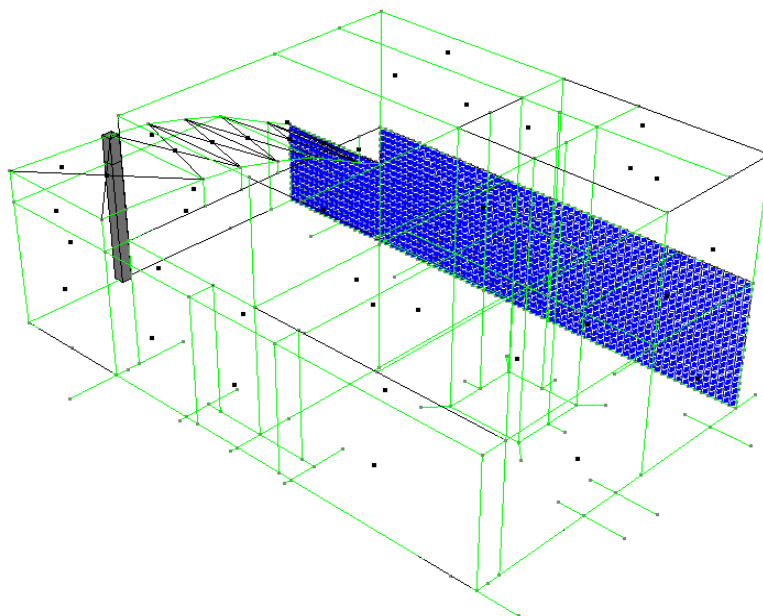
$$\alpha = \alpha_n \alpha_s = 0,313$$

Ne deriva che:

$$\alpha \omega_{wd} = 0,247$$

$30 \mu_{\Phi} u_d \epsilon_{sy,d} (b_c/b_0) - 0,035 = 0,025$ . Essendo il primo contributo maggiore del secondo la verifica è soddisfatta.

### 3.5.2 Pilastro P2



Pilastro P2

Tipo n°Asta	Tipo Asta	X (cm)	N ( kN)	T12 ( kN)	T13 ( kN)	MT ( kNm)	M12 ( kNm)	M13 ( kNm)	
N min	99	Beam	0.00	-137.50	-0.88	17.79	1.10	1.97	-29.62
N max	100	Beam	77.00	1.98	5.22	18.70	-0.32	2.22	4.09
T12 min	100	Beam	0.00	-97.74	-8.77	-36.71	-1.35	4.91	5.78
T12 max	100	Beam	0.00	-1.62	5.48	18.03	1.16	-3.21	-10.12
T13 min	100	Beam	0.00	-99.18	-8.75	-39.21	-1.41	4.60	6.49
T13 max	100	Beam	0.00	-0.18	5.46	20.54	1.22	-2.91	-10.83
Mt min	99	Beam	0.00	-95.48	3.64	9.94	-1.91	-9.31	-16.27
Mt max	99	Beam	0.00	-54.15	-2.56	-1.46	2.23	6.71	3.22
M12 min	99	Beam	0.00	-109.37	3.80	11.40	-1.87	-9.59	-18.66
M12 max	99	Beam	0.00	-40.26	-2.72	-2.93	2.19	6.99	5.62
M13 min	99	Beam	0.00	-137.04	2.01	17.91	-0.74	-5.31	-29.73
M13 max	99	Beam	365.00	-128.83	2.01	17.91	-0.74	2.38	35.65

Combinazioni allo SLV

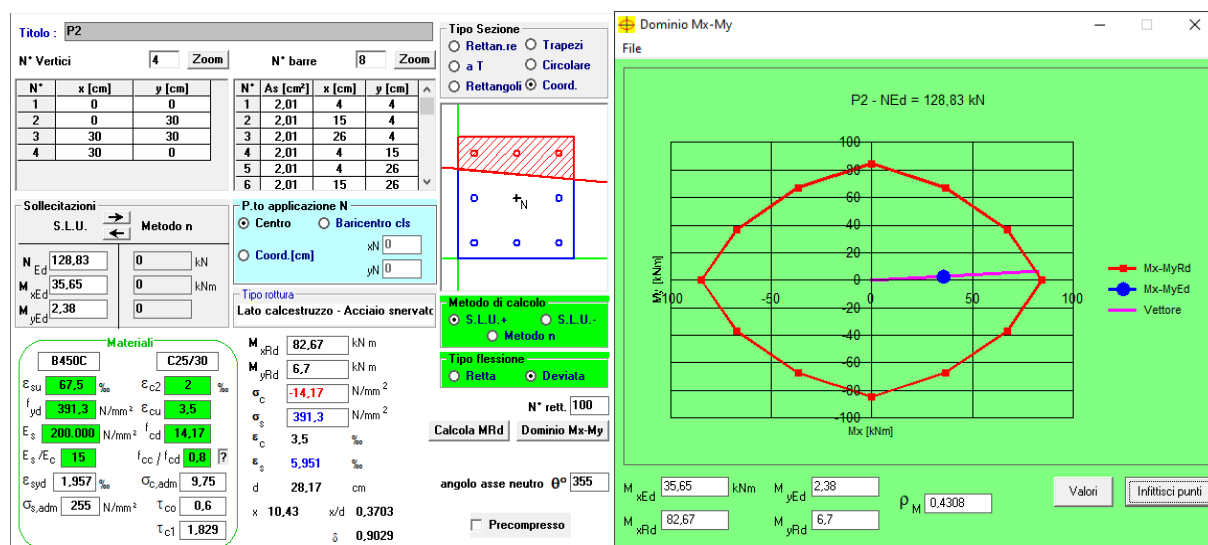
Il predimensionamento del pilastro ha richiesto inizialmente il calcolo dei carichi gravanti su di esso ed è stato ipotizzato in prima istanza di dimensioni 30x30 cm. Tramite il modello di calcolo sono state determinate le seguenti sollecitazioni allo SLV, che nella situazione più gravosa risultano essere:

$$M_x = 35,65 \text{ KNm}$$

$$M_y = 2,38 \text{ KNm}$$

$$N = 128,83 \text{ KN}$$

Sono stati utilizzati 8Φ16, corrispondenti ad una  $A_s$  di 16,08 cm<sup>2</sup>, maggiore del limite imposto dalle norme tecniche, previsto di 0,003  $A_c$ , e nello stesso tempo inferiore a 0,04  $A_c$ . Per quanto riguarda le armature trasversali vanno poste ad interasse non maggiore di 12 volte il diametro minimo delle barre impiegate per l'armatura longitudinale, con un massimo di 250 mm. Inoltre il loro diametro non deve essere minore di 6 mm e di 1/4 del diametro massimo delle barre longitudinali, come riportato nel § 4.1.6.1.2 del D.M. 17-01-2018. Sono state adottate staffe Φ8/15 cm, opportunamente infittite con passo 7,5 cm in corrispondenza delle zone critiche. Di seguito è riportata la verifica del pilastro allo SLV.



Verifica SLV e Dominio M-N pilastro P2

Sono stati ottenuti i seguenti risultati:

- posizione asse neutro  $x = 10,43 \text{ cm}$
- $\epsilon_s = 5,95 \text{ ‰} > \epsilon_{sy} = 1,95 \text{ ‰}$

Ne consegue che l'acciaio è sicuramente snervato; è stato quindi calcolato il momento resistente  $M_{rd}$  relativo all'armatura longitudinale prevista.

Deriva:

$$M_{rd,x} = 82,67 \text{ KNm} > M_x = 35,65 \text{ KNm} \quad \text{Verificato}$$

$$M_{rd,y} = 6,70 \text{ KNm} > M_y = 2,38 \text{ KNm} \quad \text{Verificato}$$

Segue la verifica a taglio agli SLV del pilastro, maggiormente gravoso pari a 39,21 kN per la combinazione  $T_{13,min}$ . Essa richiede che venga rispettata la relazione  $V_{Rd} > V_{Ed}$ . Il taglio resistente è il minimo tra due valori  $V_{Rdc}$  e  $V_{Rds}$ , dove:

$$V_{Rdc} = 0,9 d b_w \alpha_c f'_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta) = 247 \text{ KN}$$

$$V_{Rds} = 0,9 d A_{sw} / s f_{yd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \text{sen}\alpha = 244 \text{ KN}$$

dove

$A_{sw}$  è l'area dell'armatura trasversale 2+2Ø8,

$s$  è l'interasse tra armature trasversali pari a 7,5 cm nella zona critica,

$d$  è l'altezza utile della sezione di 26 cm,

$\alpha_c$  è un coefficiente unitario,

$\alpha$  è l'inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave,

$\theta$  è l'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave,

$b_w$  è la larghezza minima della sezione di 30 cm.

Ne deriva  $V_{Rd} = 244 \text{ KN} > V_{Ed} = 39,21 \text{ KN}$ . La verifica è dunque soddisfatta.

#### Verifica duttilità

Il nuovo D.M. 17-01-2018 ha inoltre introdotto le verifiche di duttilità per le sole strutture dissipative in corrispondenza della scatola rigida di fondazione per gli elementi strutturali primari e per le zone terminali di tutti i pilastri secondari. Lo scopo delle verifiche di duttilità è quello di garantire adeguata capacità rotazionale delle cerniere plastiche. Seguendo la gerarchia delle resistenze è fondamentale che la struttura garantisca il maggior numero di cerniere plastiche alle estremità delle travi e, solo prima del collasso, alla base delle colonne. Ciascuna cerniera plastica deve essere progettata per possedere una capacità di duttilità in campo plastico, superiore alla domanda di duttilità.

Secondo quanto riportato nel paragrafo 7.4.6.2.4 del D.M. 17-01-2018 le verifiche possono ritenersi soddisfatte se, per ciascuna zona dissipativa, il rapporto volumetrico di armatura trasversale negli elementi di bordo rispetta le limitazioni seguenti:

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30 \mu_{\phi} \cdot v_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035$$

dove:

$\omega_{wd}$  = rapporto meccanico dell'armatura trasversale di confinamento all'interno della zona dissipativa (il nucleo di calcestruzzo fa riferimento alla linea media delle staffe);

$\mu_{\phi}$  = domanda di duttilità di curvatura allo SLC;

$v_d$  = forza assiale adimensionalizzata di progetto relativa alla combinazione sismica SLV;

$\varepsilon_{sy,d}$  = 0,00196 per B450 C è la deformazione di snervamento dell'acciaio;

$h_c$  = profondità della sezione trasversale lorda;

$h_0$  = profondità del nucleo confinato (il nucleo di calcestruzzo fa riferimento alla linea media delle staffe);

$b_c$  = larghezza minima della sezione trasversale lorda;

$b_0$  = larghezza del nucleo confinato corrispondente a  $b_c$ ;

$\alpha$  = coefficiente di efficacia del confinamento, pari a  $\alpha = \alpha_n \alpha_s$ , dove per sezioni rettangolari:

$$\alpha_n = 1 - \sum_n \frac{b_i^2}{6 \cdot b_0 \cdot h_0}$$

$$\alpha_s = [1 - s/(2 \cdot b_0)] \cdot [1 - s/(2 \cdot h_0)]$$

con:

$n$  = numero di barre longitudinali,

$b_i$  = distanza tra barre consecutive contenute,

$s$  = passo delle staffe/legature

Innanzitutto si è proceduto con il calcolo della domanda di duttilità di curvatura allo SLC ( $\mu_{\phi}$ ), essendo:

$$\mu_{\phi} = \begin{cases} 1,2 \cdot (2q_0 - 1) & \text{per } T_1 \geq T_c \\ 1,2 \cdot \left( 1 + 2(q_0 - 1) \frac{T_c}{T_1} \right) & \text{per } T_1 < T_c \end{cases}$$

con:

$q_0$  = valore di base del fattore di comportamento, pari a 3 in CD"B" per strutture a pareti,

$T_c$  = periodo di inizio dello spettro a velocità costante, pari a 0,26 s allo SLC,

$T_1$  = periodo proprio di vibrazione della struttura, pari a 0,116 s per sisma in X.

Essendo  $T_1 < T_c$ , si ha:  $\mu_{\phi} = 11,96$ .



La forza assiale adimensionalizzata di progetto ( $\nu_d$ ) relativa alla combinazione sismica SLV vale:

$$\nu_d = N_{ed} / A_c f_{cd}$$

dove:

$N_{ed} = 35,65 \text{ KN}$  è lo sforzo assiale massimo allo SLV,

$A_c = b_c h_c = 900 \text{ cm}^2$ , essendo  $b_c = 30 \text{ cm}$  ed  $h_c = 30 \text{ cm}$ .

Si ha:  $\nu_d = 0,101$

Per il calcolo di  $\omega_{wd}$  si utilizza la formula seguente:

$$\omega_{wd} = (V_{st} f_{yd}) / (V_{nc} f_{cd})$$

con:

$V_{st} = A_{st} L_{st} = 96 \text{ cm}^3$  è il volume delle staffe di confinamento;

$V_{nc} = b_0 h_0 s = 3.370 \text{ cm}^3$  è il volume del nucleo di calcestruzzo,

essendo  $b_0 = b_c - 2c - \Phi_{st} = 21,2 \text{ cm}$  e  $h_0 = h_c - 2c - \Phi_{st} = 21,2 \text{ cm}$ .

Si ottiene  $\omega_{wd} = 0,789$ .

Segue il calcolo del coefficiente di efficacia del confinamento:  $\alpha = \alpha_n \alpha_s$

$$\alpha_n = 0,46$$

$$\alpha_s = 0,68$$

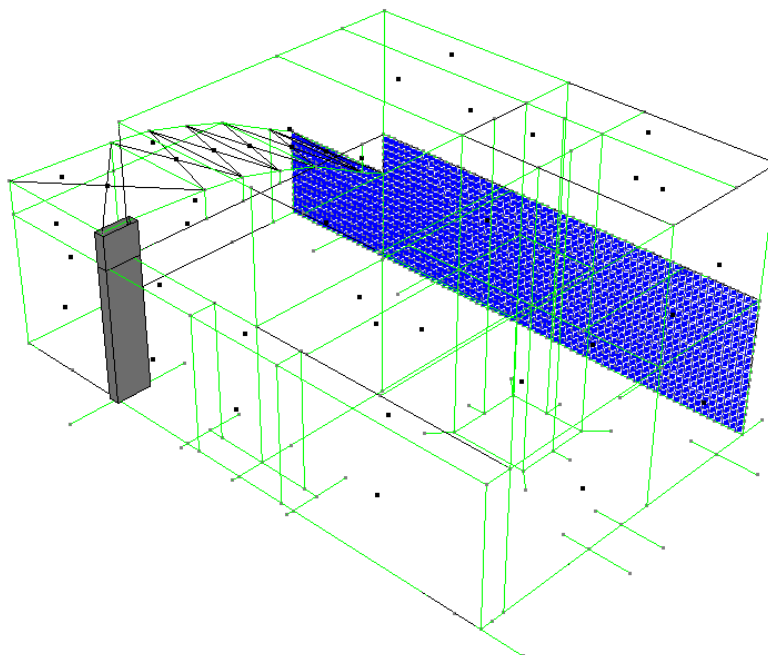
$$\alpha = \alpha_n \alpha_s = 0,313$$

Ne deriva che:

$$\alpha \omega_{wd} = 0,247$$

$30 \mu \Phi \nu_d \epsilon_{sy,d} (b_c / b_0) - 0,035 = 0,06$ . Essendo il primo contributo maggiore del secondo la verifica è soddisfatta.

### 3.5.3 Pilastro P3 (nel piano)



Pilastro P3

<i>Tipo n'Asta</i>	<i>Tipo Asta</i>	<i>X (cm)</i>	<i>N ( kN)</i>	<i>T12 ( kN)</i>	<i>T13 ( kN)</i>	<i>MT ( kNm)</i>	<i>M12 ( kNm)</i>	<i>M13 ( kNm)</i>	
<i>N min</i>	16	Beam	0.00	-497.09	-7.79	72.51	1.75	19.94	-144.89
<i>N max</i>	56	Beam	90.00	-75.31	9.45	382.51	-0.88	2.16	45.29
<i>T12 min</i>	16	Beam	0.00	-277.19	-20.18	-72.08	14.32	51.56	162.95
<i>T12 max</i>	56	Beam	0.00	-85.81	11.94	303.06	-0.53	-7.79	-231.19
<i>T13 min</i>	56	Beam	0.00	-177.34	-10.12	-364.31	1.19	3.74	349.67
<i>T13 max</i>	56	Beam	0.00	-82.06	9.45	382.51	-0.88	-6.54	-300.36
<i>MT min</i>	16	Beam	0.00	-294.61	10.66	147.37	-12.22	-27.03	-311.60
<i>MT max</i>	16	Beam	0.00	-277.19	-20.18	-72.08	14.32	51.56	162.95
<i>M12 min</i>	16	Beam	0.00	-294.61	10.66	147.37	-12.22	-27.03	-311.60
<i>M12 max</i>	16	Beam	0.00	-277.19	-20.18	-72.08	14.32	51.56	162.95
<i>M13 min</i>	16	Beam	0.00	-429.52	-17.12	260.14	-4.73	-0.91	-549.51
<i>M13 max</i>	16	Beam	0.00	-142.29	7.60	-184.84	6.83	25.44	400.86

Combinazioni allo SLV

Il predimensionamento del pilastro ha richiesto inizialmente il calcolo dei carichi gravanti su di esso ed è stato ipotizzato in prima istanza di dimensioni 30x100 cm. Tramite il modello di calcolo sono state determinate le seguenti sollecitazioni allo SLV, che nella situazione più gravosa risultano essere:

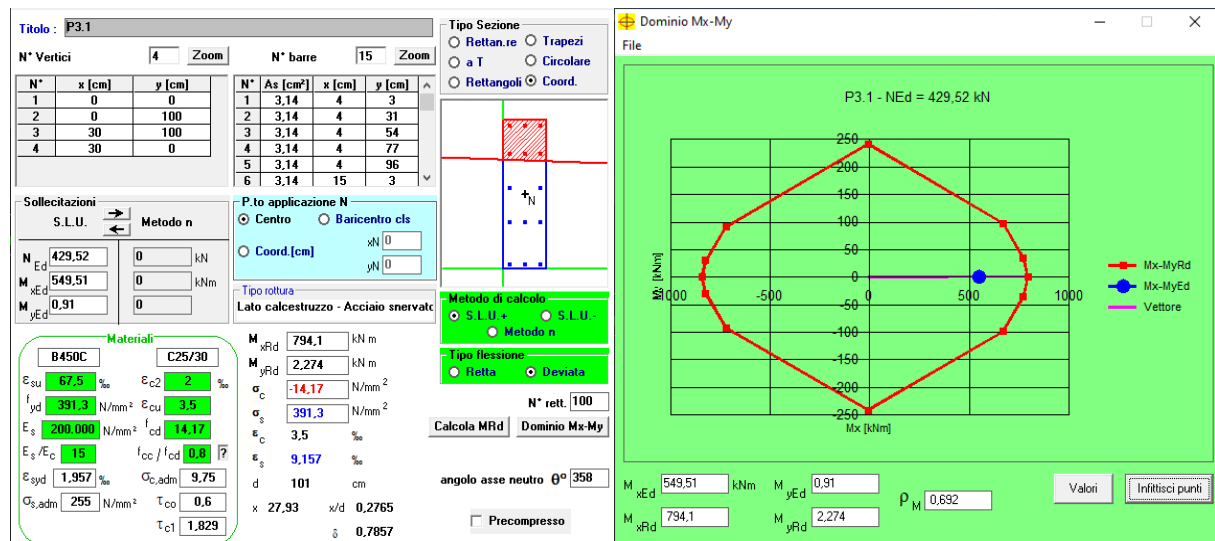
$$M_x = 549,51 \text{ KNm}$$

$$M_y = 0,91 \text{ KNm}$$

$$N = 429,52 \text{ KN}$$

Sono stati utilizzati 14 $\Phi$ 20, corrispondenti ad una  $A_s$  di 43,96 cm<sup>2</sup>, maggiore del limite imposto dalle norme tecniche, previsto di 0,003  $A_c$ , e nello stesso tempo inferiore a 0,04  $A_c$ . Per quanto riguarda le armature trasversali vanno poste ad interasse non maggiore di 12

volte il diametro minimo delle barre impiegate per l'armatura longitudinale, con un massimo di 250 mm. Inoltre il loro diametro non deve essere minore di 6 mm e di  $\frac{1}{4}$  del diametro massimo delle barre longitudinali, come riportato nel § 4.1.6.1.2 del D.M. 17-01-2018. Sono state adottate staffe  $\Phi 8/15$  cm, opportunamente infittite con passo 7,5 cm in corrispondenza delle zone critiche. Di seguito è riportata la verifica del pilastro allo SLV.



Verifica SLV e Dominio M-N pilastro P3

Sono stati ottenuti i seguenti risultati:

- posizione asse neutro  $x = 27,93$  cm
- $\epsilon_s = 9,16$  ‰  $> \epsilon_{sy} = 1,95$  ‰

Ne consegue che l'acciaio è sicuramente snervato; è stato quindi calcolato il momento resistente  $M_{rd}$  relativo all'armatura longitudinale prevista.

Deriva:

$$M_{rd,x} = 794,1 \text{ kNm} > M_x = 549,51 \text{ kNm}$$

Verificato

$$M_{rd,y} = 2,27 \text{ kNm} > M_y = 0,91 \text{ kNm}$$

Verificato

Segue la verifica a taglio agli SLV del pilastro, maggiormente gravoso pari a 382,51 kN per la combinazione  $T_{13,max}$ . Essa richiede che venga rispettata la relazione  $V_{Rd} > V_{Ed}$ . Il taglio resistente è il minimo tra due valori  $V_{Rdc}$  e  $V_{Rds}$ , dove:

$$V_{Rdc} = 0,9 d b_w \alpha_c f'_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta) = 914 \text{ kN}$$

$$V_{Rds} = 0,9 d A_{sw} / s f_{yd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \text{sen}\alpha = 450 \text{ kN}$$

dove

$A_{sw}$  è l'area dell'armatura trasversale  $2\varnothing 8$ ,

$s$  è l'interasse tra armature trasversali pari a 7,5 cm nella zona critica,

$d$  è l'altezza utile della sezione di 96 cm,

$\alpha_c$  è un coefficiente unitario,

$\alpha$  è l'inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave,

$\theta$  è l'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave,

$b_w$  è la larghezza minima della sezione di 30 cm.

Ne deriva  $V_{Rd} = 450 \text{ KN} > V_{Ed} = 382,51 \text{ KN}$ . La verifica è dunque soddisfatta.

### Verifica duttilità

Il nuovo D.M. 17-01-2018 ha inoltre introdotto le verifiche di duttilità per le sole strutture dissipative in corrispondenza della scatola rigida di fondazione per gli elementi strutturali primari e per le zone terminali di tutti i pilastri secondari. Lo scopo delle verifiche di duttilità è quello di garantire adeguata capacità rotazionale delle cerniere plastiche. Seguendo la gerarchia delle resistenze è fondamentale che la struttura garantisca il maggior numero di cerniere plastiche alle estremità delle travi e, solo prima del collasso, alla base delle colonne. Ciascuna cerniera plastica deve essere progettata per possedere una capacità di duttilità in campo plastico, superiore alla domanda di duttilità.

Secondo quanto riportato nel paragrafo 7.4.6.2.4 del D.M. 17-01-2018 le verifiche possono ritenersi soddisfatte se, per ciascuna zona dissipativa, il rapporto volumetrico di armatura trasversale negli elementi di bordo rispetta le limitazioni seguenti:

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30 \mu_{\phi} \cdot v_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035$$

dove:

$\omega_{wd}$  = rapporto meccanico dell'armatura trasversale di confinamento all'interno della zona dissipativa (il nucleo di calcestruzzo fa riferimento alla linea media delle staffe);

$\mu_{\phi}$  = domanda di duttilità di curvatura allo SLC;

$v_d$  = forza assiale adimensionalizzata di progetto relativa alla combinazione sismica SLV;

$\varepsilon_{sy,d} = 0,00196$  per B450 C è la deformazione di snervamento dell'acciaio;

$h_c$  = profondità della sezione trasversale lorda;

$h_0$  = profondità del nucleo confinato (il nucleo di calcestruzzo fa riferimento alla linea media delle staffe);

$b_c$  = larghezza minima della sezione trasversale lorda;

$b_0$  = larghezza del nucleo confinato corrispondente a  $b_c$ ;

$\alpha$  = coefficiente di efficacia del confinamento, pari a  $\alpha = \alpha_n \alpha_s$ , dove per sezioni rettangolari:

$$\alpha_n = 1 - \sum_n b_i^2 / (6 \cdot b_0 \cdot h_0)$$

$$\alpha_s = [1 - s / (2 \cdot b_0)] \cdot [1 - s / (2 \cdot h_0)]$$

con:

$n$  = numero di barre longitudinali,

$b_i$  = distanza tra barre consecutive contenute,

$s$  = passo delle staffe/legature

Innanzitutto si è proceduto con il calcolo della domanda di duttilità di curvatura allo SLC ( $\mu_\phi$ ), essendo:

$$\mu_\phi = \begin{cases} 1,2 \cdot (2q_0 - 1) & \text{per } T_1 \geq T_c \\ 1,2 \cdot \left( 1 + 2(q_0 - 1) \frac{T_c}{T_1} \right) & \text{per } T_1 < T_c \end{cases}$$

con:

$q_0$  = valore di base del fattore di comportamento, pari a 3 in CD"B" per strutture a pareti,

$T_c$  = periodo di inizio dello spettro a velocità costante, pari a 0,26 s allo SLC,

$T_1$  = periodo proprio di vibrazione della struttura, pari a 0,31 s per sisma in Y.

Essendo  $T_1 > T_c$ , si ha:  $\mu_\phi = 6$ .

La forza assiale adimensionalizzata di progetto ( $\nu_d$ ) relativa alla combinazione sismica SLV vale:

$$\nu_d = N_{ed} / A_c f_{cd}$$

dove:

$N_{ed} = 429,52$  KN è lo sforzo assiale massimo allo SLV,

$A_c = b_c h_c = 3000$  cmq, essendo  $b_c = 100$  cm ed  $h_c = 30$  cm.

Si ha:  $\nu_d = 0,101$

Per il calcolo di  $\omega_{wd}$  si utilizza la formula seguente:

$$\omega_{wd} = (V_{st} f_{yd}) / (V_{nc} f_{cd})$$

con:

$V_{st} = A_{st} L_{st} = 204$  cm<sup>3</sup> è il volume delle staffe di confinamento;

$V_{nc} = b_0 h_0 s = 14.500 \text{ cm}^3$  è il volume del nucleo di calcestruzzo,  
essendo  $b_0 = b_c - 2c - \Phi_{st} = 91,2 \text{ cm}$  e  $h_0 = h_c - 2c - \Phi_{st} = 21,2 \text{ cm}$ .

Si ottiene  $\omega_{wd} = 0,39$ .

Segue il calcolo del coefficiente di efficacia del confinamento:  $\alpha = \alpha_n \alpha_s$

$$\alpha_n = 0,63$$

$$\alpha_s = 0,78$$

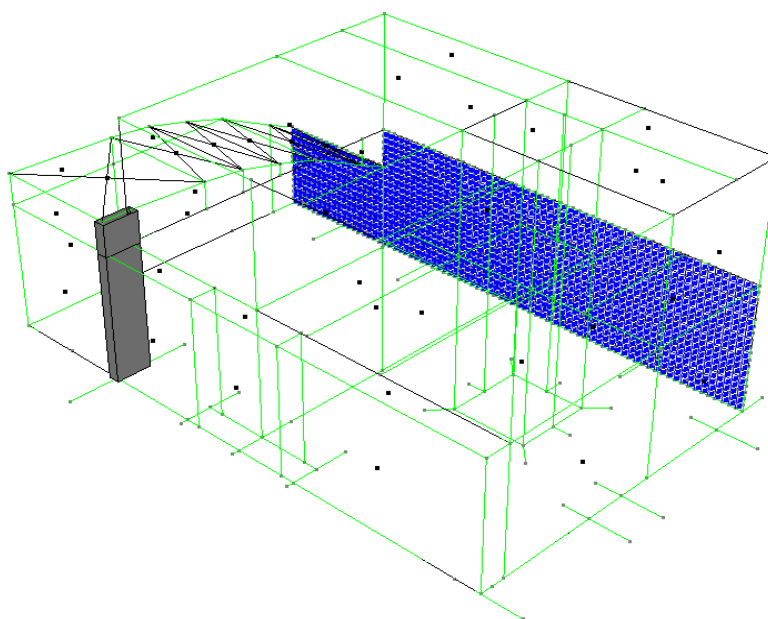
$$\alpha = \alpha_n \alpha_s = 0,493$$

Ne deriva che:

$$\alpha \omega_{wd} = 0,192$$

$30 \mu_{\Phi} u_d \epsilon_{sy,d} (b_c/b_0) - 0,035 = 0,002$ . Essendo il primo contributo maggiore del secondo la verifica è soddisfatta.

### 3.5.4 Pilastro P3 (fuori piano)



Pilastro P3

Tipo n'Asta	Tipo Asta	X (cm)	N ( kN)	T12 ( kN)	T13 ( kN)	MT ( kNm)	M12 ( kNm)	M13 ( kNm)	
N min	16	Beam	0.00	-497.09	-7.79	72.51	1.75	19.94	-144.89
N max	56	Beam	90.00	-75.31	9.45	382.51	-0.88	2.16	45.29
T12 min	16	Beam	0.00	-277.19	-20.18	-72.08	14.32	51.56	162.95
T12 max	56	Beam	0.00	-85.81	11.94	303.06	-0.53	-7.79	-231.19
T13 min	56	Beam	0.00	-177.34	-10.12	-364.31	1.19	3.74	349.67
T13 max	56	Beam	0.00	-82.06	9.45	382.51	-0.88	-6.54	-300.36
Mt min	16	Beam	0.00	-294.61	10.66	147.37	-12.22	-27.03	-311.60
Mt max	16	Beam	0.00	-277.19	-20.18	-72.08	14.32	51.56	162.95
M12 min	16	Beam	0.00	-294.61	10.66	147.37	-12.22	-27.03	-311.60
M12 max	16	Beam	0.00	-277.19	-20.18	-72.08	14.32	51.56	162.95
M13 min	16	Beam	0.00	-429.52	-17.12	260.14	-4.73	-0.91	-549.51
M13 max	16	Beam	0.00	-142.29	7.60	-184.84	6.83	25.44	400.86

Combinazioni allo SLV

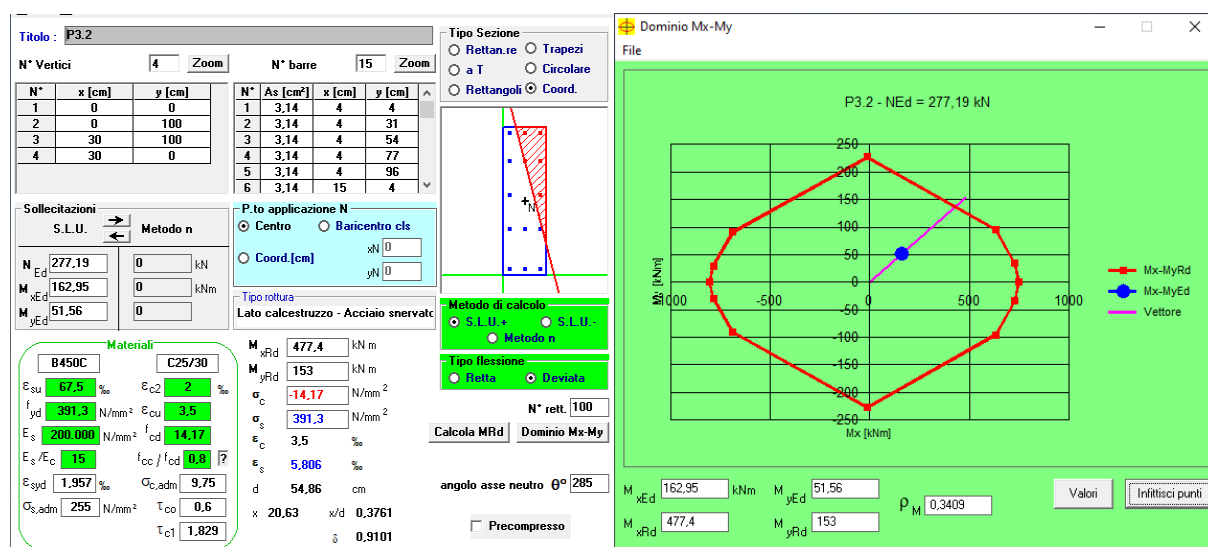
Il predimensionamento del pilastro ha richiesto inizialmente il calcolo dei carichi gravanti su di esso ed è stato ipotizzato in prima istanza di dimensioni 30x100 cm. Tramite il modello di calcolo sono state determinate le seguenti sollecitazioni allo SLV, che nella situazione più gravosa risultano essere:

$$M_x = 162,95 \text{ kNm}$$

$$M_y = 51,56 \text{ kNm}$$

$$N = 277,19 \text{ kN}$$

Sono stati utilizzati 14 $\Phi$ 20, corrispondenti ad una  $A_s$  di 43,96 cm<sup>2</sup>, maggiore del limite imposto dalle norme tecniche, previsto di 0,003  $A_c$ , e nello stesso tempo inferiore a 0,04  $A_c$ . Per quanto riguarda le armature trasversali vanno poste ad interasse non maggiore di 12 volte il diametro minimo delle barre impiegate per l'armatura longitudinale, con un massimo di 250 mm. Inoltre il loro diametro non deve essere minore di 6 mm e di  $\frac{1}{4}$  del diametro massimo delle barre longitudinali, come riportato nel § 4.1.6.1.2 del D.M. 17-01-2018. Sono state adottate staffe  $\Phi$ 8/15 cm, opportunamente infittite con passo 7,5 cm in corrispondenza delle zone critiche. Di seguito è riportata la verifica del pilastro allo SLV.



Verifica SLV e Dominio M-N pilastro P3

Sono stati ottenuti i seguenti risultati:

- posizione asse neutro  $x = 20,63 \text{ cm}$
- $\epsilon_s = 5,8 \text{ ‰} > \epsilon_{sy} = 1,95 \text{ ‰}$



Ne consegue che l'acciaio è sicuramente snervato; è stato quindi calcolato il momento resistente  $M_{rd}$  relativo all'armatura longitudinale prevista.

Deriva:

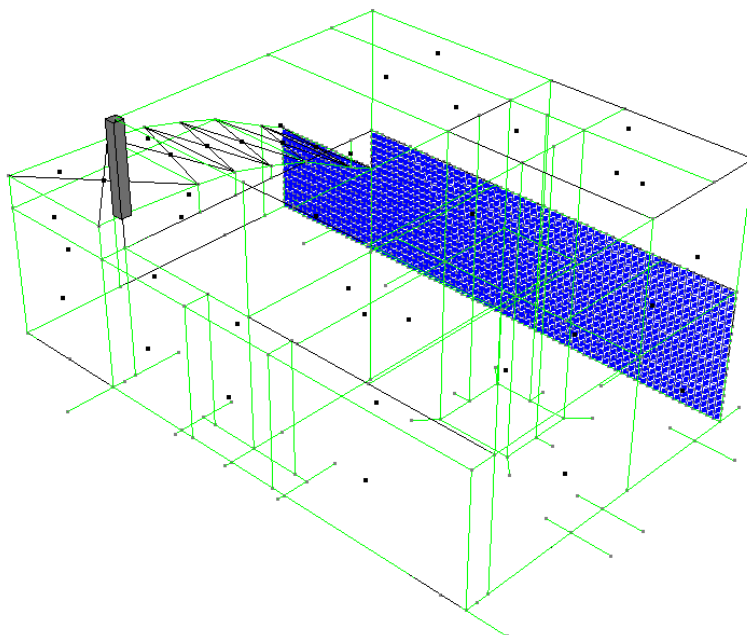
$$M_{rd,x} = 477,4 \text{ KNm} > M_x = 162,95 \text{ KNm}$$

Verificato

$$M_{rd,y} = 153 \text{ KNm} > M_y = 51,56 \text{ KNm}$$

Verificato

### 3.5.5 Pilastro P3 (da piano primo)



Pilastro P3 da piano primo

Tipo	n°Asta	Tipo Asta	X (cm)	N ( kN)	T12 ( kN)	T13 ( kN)	MT ( kNm)	M12 ( kNm)	M13 ( kNm)	
N	min	104	Beam	0.00	-200.18	-0.69	3.73	0.40	0.43	-7.52
N	max	104	Beam	250.00	-71.88	-4.97	8.12	2.14	-6.57	6.10
T12	min	104	Beam	0.00	-118.02	-7.67	14.67	1.98	9.30	-26.80
T12	max	104	Beam	0.00	-94.94	6.91	-10.65	-1.51	-8.89	18.73
T13	min	104	Beam	0.00	-85.88	5.21	-11.54	-2.48	-7.61	21.64
T13	max	104	Beam	0.00	-127.07	-5.97	15.56	2.96	8.02	-29.71
Mt	min	104	Beam	0.00	-86.51	-3.45	7.71	-3.21	3.93	-15.08
Mt	max	104	Beam	0.00	-126.45	2.69	-3.69	3.68	-3.53	7.01
M12	min	104	Beam	250.00	-112.39	-7.67	14.67	1.98	-10.29	10.05
M12	max	104	Beam	0.00	-118.02	-7.67	14.58	1.97	9.31	-26.64
M13	min	104	Beam	0.00	-127.07	-5.97	15.56	2.96	8.02	-29.71
M13	max	104	Beam	0.00	-85.88	5.21	-11.54	-2.48	-7.61	21.64

Combinazioni allo SLV

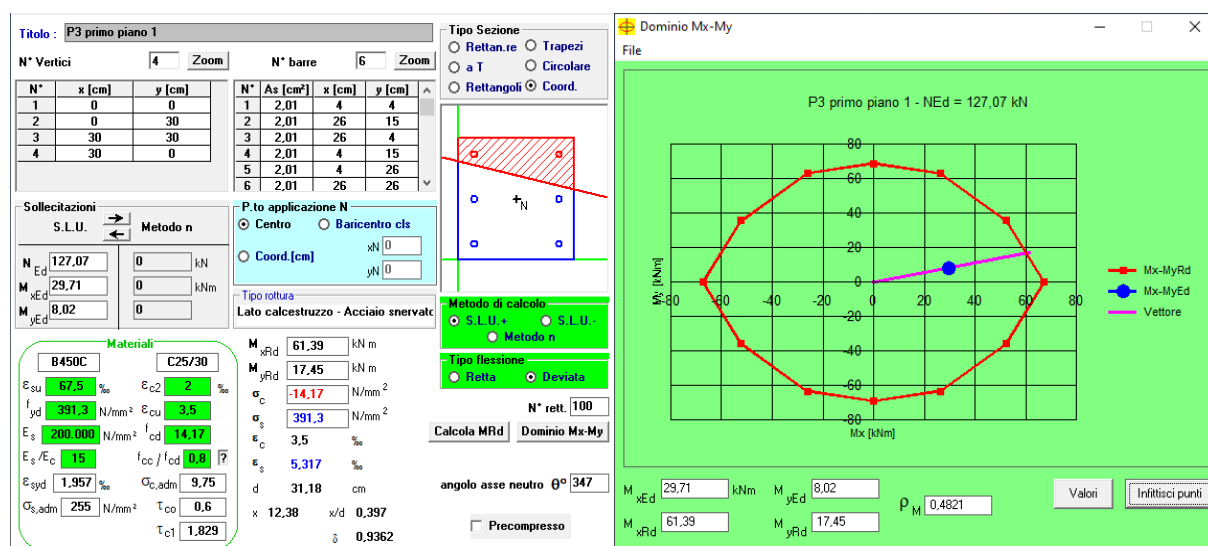
Il predimensionamento del pilastro ha richiesto inizialmente il calcolo dei carichi gravanti su di esso ed è stato ipotizzato in prima istanza di dimensioni 30x30 cm. Tramite il modello di calcolo sono state determinate le seguenti sollecitazioni allo SLV, che nella situazione più gravosa risultano essere:

$$M_x = 29,71 \text{ KNm}$$

$$M_y = 8,02 \text{ KNm}$$

$$N = 127.07 \text{ KN}$$

Sono stati utilizzati 8 $\Phi$ 16, corrispondenti ad una  $A_s$  di 16,08 cm<sup>2</sup>, maggiore del limite imposto dalle norme tecniche, previsto di 0,003  $A_c$ , e nello stesso tempo inferiore a 0,04  $A_c$ . Per quanto riguarda le armature trasversali vanno poste ad interasse non maggiore di 12 volte il diametro minimo delle barre impiegate per l'armatura longitudinale, con un massimo di 250 mm. Inoltre il loro diametro non deve essere minore di 6 mm e di 1/4 del diametro massimo delle barre longitudinali, come riportato nel § 4.1.6.1.2 del D.M. 17-01-2018. Sono state adottate staffe  $\Phi$ 8/15 cm, opportunamente infittite con passo 7,5 cm in corrispondenza delle zone critiche. Di seguito è riportata la verifica del pilastro allo SLV.



Verifica SLV e Dominio M-N pilastro P3 da piano primo

Sono stati ottenuti i seguenti risultati:

- posizione asse neutro  $x = 12,38 \text{ cm}$
- $\varepsilon_s = 5,32 \text{ ‰} > \varepsilon_{sy} = 1,95 \text{ ‰}$

Ne consegue che l'acciaio è sicuramente snervato; è stato quindi calcolato il momento resistente  $M_{rd}$  relativo all'armatura longitudinale prevista.

Deriva:

$$M_{rd,x} = 61,39 \text{ KNm} > M_x = 29,71 \text{ KNm}$$

Verificato

$$M_{rd,Y} = 17,45 \text{ KNm} > M_Y = 8,02 \text{ KNm}$$

Verificato

Segue la verifica a taglio agli SLV del pilastro, maggiormente gravoso pari a 15,56 kN per la combinazione  $T_{13,max}$ . Essa richiede che venga rispettata la relazione  $V_{Rd} > V_{Ed}$ . Il taglio resistente è il minimo tra due valori  $V_{Rdc}$  e  $V_{Rds}$ , dove:

$$V_{Rdc} = 0,9 d b_w \alpha_c f'_{cd} (ctg\alpha + ctg\theta)/(1+ctg^2\theta) = 247 \text{ KN}$$

$$V_{Rds} = 0,9 d A_{sw} /s f_{yd} (ctg\alpha + ctg\theta)\text{sen}\alpha = 244 \text{ KN}$$

dove

$A_{sw}$  è l'area dell'armatura trasversale 2+2Ø8,

$s$  è l'interasse tra armature trasversali pari a 7,5 cm nella zona critica,

$d$  è l'altezza utile della sezione di 26 cm,

$\alpha_c$  è un coefficiente unitario,

$\alpha$  è l'inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave,

$\theta$  è l'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave,

$b_w$  è la larghezza minima della sezione di 30 cm.

Ne deriva  $V_{Rd} = 244 \text{ KN} > V_{Ed} = 15,56 \text{ KN}$ . La verifica è dunque soddisfatta.

#### Verifica duttilità

Il nuovo D.M. 17-01-2018 ha inoltre introdotto le verifiche di duttilità per le sole strutture dissipative in corrispondenza della scatola rigida di fondazione per gli elementi strutturali primari e per le zone terminali di tutti i pilastri secondari. Lo scopo delle verifiche di duttilità è quello di garantire adeguata capacità rotazionale delle cerniere plastiche. Seguendo la gerarchia delle resistenze è fondamentale che la struttura garantisca il maggior numero di cerniere plastiche alle estremità delle travi e, solo prima del collasso, alla base delle colonne. Ciascuna cerniera plastica deve essere progettata per possedere una capacità di duttilità in campo plastico, superiore alla domanda di duttilità.

Secondo quanto riportato nel paragrafo 7.4.6.2.4 del D.M. 17-01-2018 le verifiche possono ritenersi soddisfatte se, per ciascuna zona dissipativa, il rapporto volumetrico di armatura trasversale negli elementi di bordo rispetta le limitazioni seguenti:

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30 \mu_{\phi} \cdot v_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035$$

dove:

$\omega_{wd}$  = rapporto meccanico dell'armatura trasversale di confinamento all'interno della zona dissipativa (il nucleo di calcestruzzo fa riferimento alla linea media delle staffe);

$\mu_\Phi$  = domanda di duttilità di curvatura allo SLC;

$U_d$  = forza assiale adimensionalizzata di progetto relativa alla combinazione sismica SLV;

$\varepsilon_{sy,d} = 0,00196$  per B450 C è la deformazione di snervamento dell'acciaio;

$h_c$  = profondità della sezione trasversale lorda;

$h_0$  = profondità del nucleo confinato (il nucleo di calcestruzzo fa riferimento alla linea media delle staffe);

$b_c$  = larghezza minima della sezione trasversale lorda;

$b_0$  = larghezza del nucleo confinato corrispondente a  $b_c$ ;

$\alpha$  = coefficiente di efficacia del confinamento, pari a  $\alpha = \alpha_n \alpha_s$ , dove per sezioni rettangolari:

$$\alpha_n = 1 - \sum_n b_i^2 / (6 \cdot b_0 \cdot h_0)$$

$$\alpha_s = [1 - s / (2 \cdot b_0)] \cdot [1 - s / (2 \cdot h_0)]$$

con:

$n$  = numero di barre longitudinali,

$b_i$  = distanza tra barre consecutive contenute,

$s$  = passo delle staffe/legature

Innanzitutto si è proceduto con il calcolo della domanda di duttilità di curvatura allo SLC ( $\mu_\Phi$ ), essendo:

$$\mu_\Phi = \begin{cases} 1,2 \cdot (2q_0 - 1) & \text{per } T_1 \geq T_c \\ 1,2 \cdot \left( 1 + 2(q_0 - 1) \frac{T_c}{T_1} \right) & \text{per } T_1 < T_c \end{cases}$$

con:

$q_0$  = valore di base del fattore di comportamento, pari a 3 in CD"B" per strutture a pareti,

$T_c$  = periodo di inizio dello spettro a velocità costante, pari a 0,26 s allo SLC,

$T_1$  = periodo proprio di vibrazione della struttura, pari a 0,116 s per sisma in X.

Essendo  $T_1 < T_c$ , si ha:  $\mu_\Phi = 11,96$ .

La forza assiale adimensionalizzata di progetto ( $U_d$ ) relativa alla combinazione sismica SLV vale:

$$U_d = N_{ed} / A_c f_{cd}$$

dove:

$N_{ed} = 127,07$  KN è lo sforzo assiale massimo allo SLV,

$A_c = b_c h_c = 900 \text{ cm}^2$ , essendo  $b_c = 30 \text{ cm}$  ed  $h_c = 30 \text{ cm}$ .

Si ha:  $\nu_d = 0,100$

Per il calcolo di  $\omega_{wd}$  si utilizza la formula seguente:

$$\omega_{wd} = (V_{st} f_{yd}) / (V_{nc} f_{cd})$$

con:

$V_{st} = A_{st} L_{st} = 96 \text{ cm}^3$  è il volume delle staffe di confinamento;

$V_{nc} = b_0 h_0 s = 3.370 \text{ cm}^3$  è il volume del nucleo di calcestruzzo,

essendo  $b_0 = b_c - 2c - \Phi_{st} = 21,2 \text{ cm}$  e  $h_0 = h_c - 2c - \Phi_{st} = 21,2 \text{ cm}$ .

Si ottiene  $\omega_{wd} = 0,789$ .

Segue il calcolo del coefficiente di efficacia del confinamento:  $\alpha = \alpha_n \alpha_s$

$\alpha_n = 0,59$

$\alpha_s = 0,67$

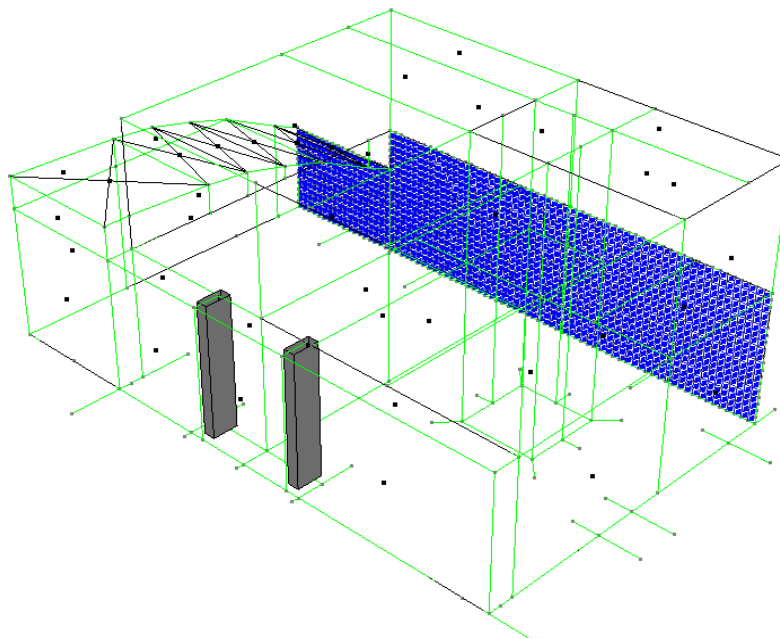
$\alpha = \alpha_n \alpha_s = 0,399$

Ne deriva che:

$\alpha \omega_{wd} = 0,315$

$30 \mu \Phi \nu_d \epsilon_{sy,d} (b_c/b_0) - 0,035 = 0,06$ . Essendo il primo contributo maggiore del secondo la verifica è soddisfatta.

### 3.5.6 Pilastro P4-P5 (nel piano)



Pilastro P4-P5

<i>Tipo n°Asta</i>	<i>Tipo Asta</i>	<i>X (cm)</i>	<i>N ( kN)</i>	<i>T12 ( kN)</i>	<i>T13 ( kN)</i>	<i>MT ( kNm)</i>	<i>M12 ( kNm)</i>	<i>M13 ( kNm)</i>	
<i>N min</i>	407	Beam	0.00	-236.79	16.71	12.70	1.08	-14.05	-19.28
<i>N max</i>	406	Beam	365.00	-30.70	4.28	44.31	-3.10	4.03	17.82
<i>T12 min</i>	407	Beam	0.00	-104.62	-17.23	-35.37	8.79	44.83	135.85
<i>T12 max</i>	407	Beam	0.00	-163.19	34.34	47.79	-7.47	-58.07	-152.09
<i>T13 min</i>	407	Beam	0.00	-103.81	-13.38	-37.73	7.42	36.74	144.90
<i>T13 max</i>	407	Beam	0.00	-164.01	30.49	50.16	-6.11	-49.98	-161.14
<i>Mt min</i>	407	Beam	0.00	-110.58	29.50	43.88	-7.65	-53.24	-144.62
<i>Mt max</i>	407	Beam	0.00	-157.24	-12.39	-31.45	8.96	40.00	128.38
<i>M12 min</i>	407	Beam	0.00	-163.19	34.34	47.79	-7.47	-58.07	-152.09
<i>M12 max</i>	407	Beam	365.00	-144.03	34.34	47.79	-7.47	67.29	21.67
<i>M13 min</i>	407	Beam	0.00	-164.01	30.49	50.16	-6.11	-49.98	-161.14
<i>M13 max</i>	407	Beam	0.00	-103.81	-13.38	-37.73	7.42	36.74	144.90

Combinazioni allo SLV

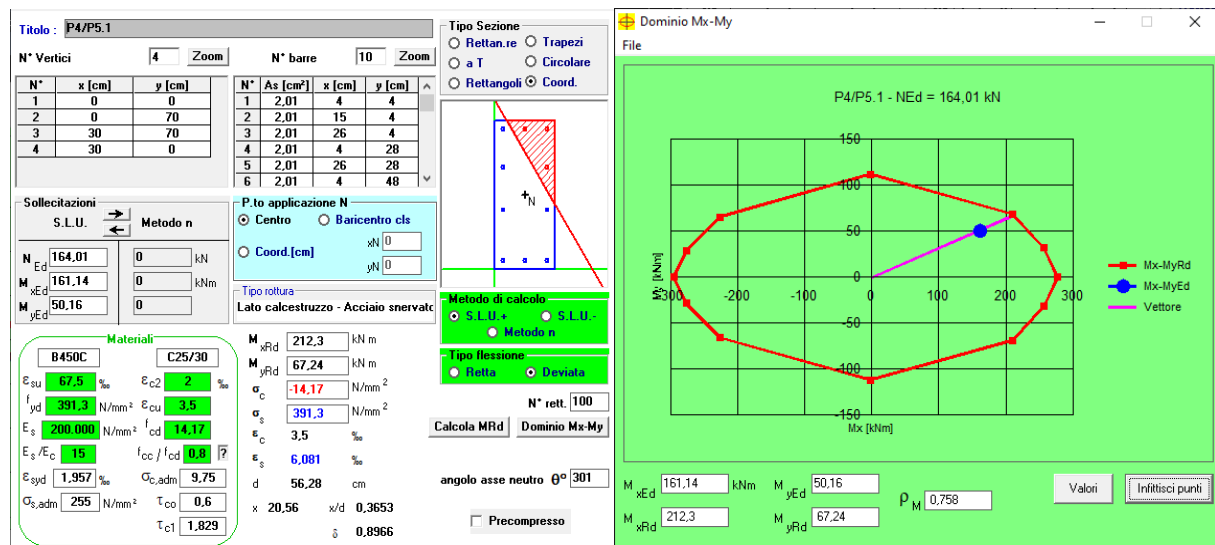
Il predimensionamento dei pilastri ha richiesto inizialmente il calcolo dei carichi gravanti su di essi e sono stati ipotizzati in prima istanza di dimensioni 30x70 cm. Tramite il modello di calcolo sono state determinate le seguenti sollecitazioni allo SLV, che nella situazione più gravosa risultano essere:

$$M_x = 161,14 \text{ KNm}$$

$$M_y = 49,98 \text{ KNm}$$

$$N = 164,01 \text{ KN}$$

Sono stati utilizzati 10Φ16, corrispondenti ad una  $A_s$  di 20,1 cm<sup>2</sup>, maggiore del limite imposto dalle norme tecniche, previsto di 0,003  $A_c$ , e nello stesso tempo inferiore a 0,04  $A_c$ . Per quanto riguarda le armature trasversali vanno poste ad interasse non maggiore di 12 volte il diametro minimo delle barre impiegate per l'armatura longitudinale, con un massimo di 250 mm. Inoltre il loro diametro non deve essere minore di 6 mm e di 1/4 del diametro massimo delle barre longitudinali, come riportato nel § 4.1.6.1.2 del D.M. 17-01-2018. Sono state adottate staffe Φ8/15 cm, opportunamente infittite con passo 7,5 cm in corrispondenza delle zone critiche. Di seguito è riportata la verifica del pilastro allo SLV.



Verifica SLV e Dominio M-N pilastro P4-P5

Sono stati ottenuti i seguenti risultati:

- posizione asse neutro  $x = 20,56$  cm
- $\epsilon_s = 6 ‰ > \epsilon_{sy} = 1,95 ‰$

Ne consegue che l'acciaio è sicuramente snervato; è stato quindi calcolato il momento resistente  $M_{rd}$  relativo all'armatura longitudinale prevista.

Deriva:

$$M_{rd,x} = 212,3 \text{ kNm} > M_x = 161,14 \text{ kNm}$$

Verificato

$$M_{rd,y} = 67,24 \text{ kNm} > M_y = 50,16 \text{ kNm}$$

Verificato

Segue la verifica a taglio agli SLV del pilastro, maggiormente gravoso pari a 50,16 kN per la combinazione  $T_{13,max}$ . Essa richiede che venga rispettata la relazione  $V_{Rd} > V_{Ed}$ . Il taglio resistente è il minimo tra due valori  $V_{Rdc}$  e  $V_{Rds}$ , dove:

$$V_{Rdc} = 0,9 d b_w \alpha_c f'_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta) = 628 \text{ kN}$$

$$V_{Rds} = 0,9 d A_{sw} / s f_{yd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \text{sen}\alpha = 309 \text{ kN}$$

dove

$A_{sw}$  è l'area dell'armatura trasversale 2Ø8,

$s$  è l'interasse tra armature trasversali pari a 7,5 cm nella zona critica,

$d$  è l'altezza utile della sezione di 66 cm,

$\alpha_c$  è un coefficiente unitario,

$\alpha$  è l'inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave,

$\theta$  è l'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave,



$b_w$  è la larghezza minima della sezione di 30 cm.

Ne deriva  $V_{Rd} = 309 \text{ KN} > V_{Ed} = 50,16 \text{ KN}$ . La verifica è dunque soddisfatta.

### Verifica duttilità

Il nuovo D.M. 17-01-2018 ha inoltre introdotto le verifiche di duttilità per le sole strutture dissipative in corrispondenza della scatola rigida di fondazione per gli elementi strutturali primari e per le zone terminali di tutti i pilastri secondari. Lo scopo delle verifiche di duttilità è quello di garantire adeguata capacità rotazionale delle cerniere plastiche. Seguendo la gerarchia delle resistenze è fondamentale che la struttura garantisca il maggior numero di cerniere plastiche alle estremità delle travi e, solo prima del collasso, alla base delle colonne. Ciascuna cerniera plastica deve essere progettata per possedere una capacità di duttilità in campo plastico, superiore alla domanda di duttilità.

Secondo quanto riportato nel paragrafo 7.4.6.2.4 del D.M. 17-01-2018 le verifiche possono ritenersi soddisfatte se, per ciascuna zona dissipativa, il rapporto volumetrico di armatura trasversale negli elementi di bordo rispetta le limitazioni seguenti:

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30 \mu_{\phi} \cdot v_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035$$

dove:

$\omega_{wd}$  = rapporto meccanico dell'armatura trasversale di confinamento all'interno della zona dissipativa (il nucleo di calcestruzzo fa riferimento alla linea media delle staffe);

$\mu_{\phi}$  = domanda di duttilità di curvatura allo SLC;

$v_d$  = forza assiale adimensionalizzata di progetto relativa alla combinazione sismica SLV;

$\varepsilon_{sy,d} = 0,00196$  per B450 C è la deformazione di snervamento dell'acciaio;

$h_c$  = profondità della sezione trasversale lorda;

$h_0$  = profondità del nucleo confinato (il nucleo di calcestruzzo fa riferimento alla linea media delle staffe);

$b_c$  = larghezza minima della sezione trasversale lorda;

$b_0$  = larghezza del nucleo confinato corrispondente a  $b_c$ ;

$\alpha$  = coefficiente di efficacia del confinamento, pari a  $\alpha = \alpha_n \alpha_s$ , dove per sezioni rettangolari:

$$\alpha_n = 1 - \sum_n b_i^2 / (6 \cdot b_0 \cdot h_0)$$

$$\alpha_s = [1 - s / (2 \cdot b_0)] \cdot [1 - s / (2 \cdot h_0)]$$

con:

$n$  = numero di barre longitudinali,

$b_i$  = distanza tra barre consecutive contenute,

$s$  = passo delle staffe/legature

Innanzitutto si è proceduto con il calcolo della domanda di duttilità di curvatura allo SLC ( $\mu_\phi$ ), essendo:

$$\mu_\phi = \begin{cases} 1,2 \cdot (2q_0 - 1) & \text{per } T_1 \geq T_c \\ 1,2 \cdot \left( 1 + 2(q_0 - 1) \frac{T_c}{T_1} \right) & \text{per } T_1 < T_c \end{cases}$$

con:

$q_0$  = valore di base del fattore di comportamento, pari a 3 in CD"B" per strutture a pareti,

$T_c$  = periodo di inizio dello spettro a velocità costante, pari a 0,26 s allo SLC,

$T_1$  = periodo proprio di vibrazione della struttura, pari a 0,31 s per sisma in Y.

Essendo  $T_1 > T_c$ , si ha:  $\mu_\phi = 6$ .

La forza assiale adimensionalizzata di progetto ( $\nu_d$ ) relativa alla combinazione sismica SLV vale:

$$\nu_d = N_{ed} / A_c f_{cd}$$

dove:

$N_{ed} = 164,01$  KN è lo sforzo assiale massimo allo SLV,

$A_c = b_c h_c = 2100$  cmq, essendo  $b_c = 70$  cm ed  $h_c = 30$  cm.

Si ha:  $\nu_d = 0,055$

Per il calcolo di  $\omega_{wd}$  si utilizza la formula seguente:

$$\omega_{wd} = (V_{st} f_{yd}) / (V_{nc} f_{cd})$$

con:

$V_{st} = A_{st} L_{st} = 436$  cm<sup>3</sup> è il volume delle staffe di confinamento;

$V_{nc} = b_0 h_0 s = 9,730$  cm<sup>3</sup> è il volume del nucleo di calcestruzzo,

essendo  $b_0 = b_c - 2c - \Phi_{st} = 61,2$  cm e  $h_0 = h_c - 2c - \Phi_{st} = 21,2$  cm.

Si ottiene  $\omega_{wd} = 1,24$ .

Segue il calcolo del coefficiente di efficacia del confinamento:  $\alpha = \alpha_n \alpha_s$

$$\alpha_n = 0,73$$

$$\alpha_s = 0,78$$

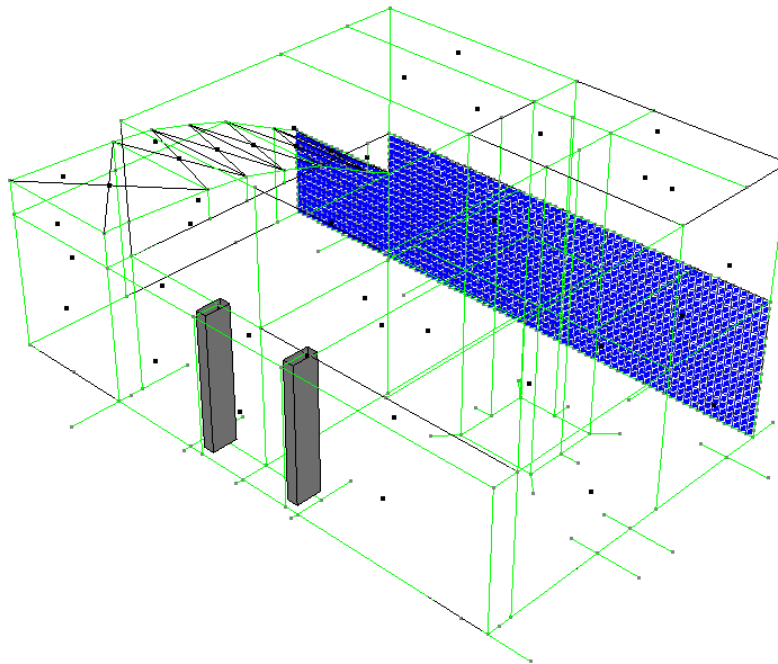
$$\alpha = \alpha_n \alpha_s = 0,56$$

Ne deriva che:

$$\alpha \omega_{wd} = 0,7$$

$30 \mu_{\Phi} \omega_d \varepsilon_{sy,d} (b_c/b_0) - 0,035 = 0,016$ . Essendo il primo contributo maggiore del secondo la verifica è soddisfatta.

### 3.5.7 Pilastro P4-P5 (fuori piano)



Pilastro P4-P5

	Tipo n°Asta	Tipo Asta	X (cm)	N (kN)	T12 (kN)	T13 (kN)	MT (kNm)	M12 (kNm)	M13 (kNm)
N min	407	Beam	0.00	-236.79	16.71	12.70	1.08	-14.05	-19.28
N max	406	Beam	365.00	-30.70	4.28	44.31	-3.10	4.03	17.82
T12 min	407	Beam	0.00	-104.62	-17.23	-35.37	8.79	44.83	135.85
T12 max	407	Beam	0.00	-163.19	34.34	47.79	-7.47	-58.07	-152.09
T13 min	407	Beam	0.00	-103.81	-13.38	-37.73	7.42	36.74	144.90
T13 max	407	Beam	0.00	-164.01	30.49	50.16	-6.11	-49.98	-161.14
Mt min	407	Beam	0.00	-110.58	29.50	43.88	-7.65	-53.24	-144.62
Mt max	407	Beam	0.00	-157.24	-12.39	-31.45	8.96	40.00	128.38
M12 min	407	Beam	0.00	-163.19	34.34	47.79	-7.47	-58.07	-152.09
M12 max	407	Beam	365.00	-144.03	34.34	47.79	-7.47	67.29	21.67
M13 min	407	Beam	0.00	-164.01	30.49	50.16	-6.11	-49.98	-161.14
M13 max	407	Beam	0.00	-103.81	-13.38	-37.73	7.42	36.74	144.90

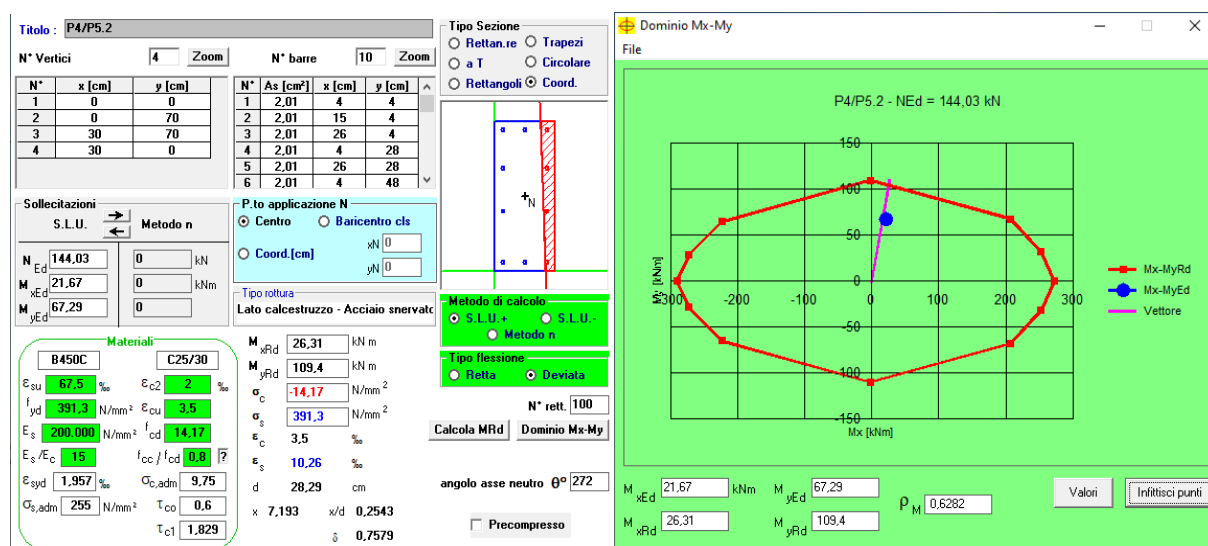
Combinazioni allo SLV

Il predimensionamento dei pilastri ha richiesto inizialmente il calcolo dei carichi gravanti su di essi e sono stati ipotizzati in prima istanza di dimensioni 30x70 cm. Tramite il modello di calcolo sono state determinate le seguenti sollecitazioni allo SLV, che nella situazione più gravosa risultano essere:

$$M_x = 21,67 \text{ KNm}$$

$$M_y = 67,29 \text{ KNm}$$

Sono stati utilizzati 10Φ16, corrispondenti ad una  $A_s$  di 20,1 cm<sup>2</sup>, maggiore del limite imposto dalle norme tecniche, previsto di 0,003  $A_c$ , e nello stesso tempo inferiore a 0,04  $A_c$ . Per quanto riguarda le armature trasversali vanno poste ad interasse non maggiore di 12 volte il diametro minimo delle barre impiegate per l'armatura longitudinale, con un massimo di 250 mm. Inoltre il loro diametro non deve essere minore di 6 mm e di 1/4 del diametro massimo delle barre longitudinali, come riportato nel § 4.1.6.1.2 del D.M. 17-01-2018. Sono state adottate staffe Φ8/15 cm, opportunamente infittite con passo 7,5 cm in corrispondenza delle zone critiche. Di seguito è riportata la verifica del pilastro allo SLV.



Sono stati ottenuti i seguenti risultati:

- posizione asse neutro  $x = 7,19 \text{ cm}$
- $\varepsilon_s = 10,26 \text{ ‰} > \varepsilon_{sy} = 1,95 \text{ ‰}$

Ne consegue che l'acciaio è sicuramente snervato; è stato quindi calcolato il momento resistente  $M_{rd}$  relativo all'armatura longitudinale prevista.

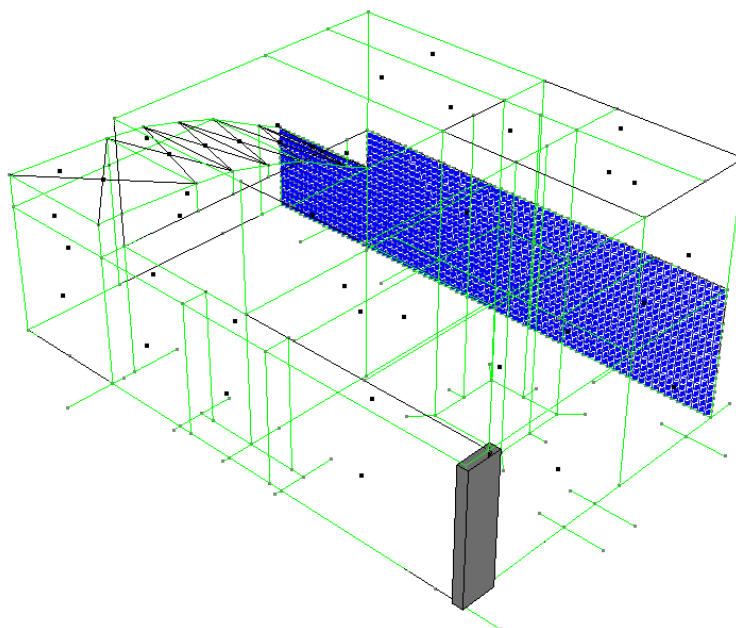
Deriva:

$$M_{rd,x} = 26,31 \text{ KNm} > M_x = 21,67 \text{ KNm}$$

Verificato

$$M_{rd,Y} = 109,4 \text{ KNm} > M_Y = 67,29 \text{ KNm}$$

Verificato

3.5.8 Pilastro P6 (nel piano)

Pilastro P6

<i>Tipo n°Asta</i>	<i>Tipo Asta</i>	<i>X (cm)</i>	<i>N ( kN)</i>	<i>T12 ( kN)</i>	<i>T13 ( kN)</i>	<i>MT ( kNm)</i>	<i>M12 ( kNm)</i>	<i>M13 ( kNm)</i>	
<i>N min</i>	6	Beam	0.00	-363.56	-2.86	45.81	1.74	9.12	-72.27
<i>N max</i>	6	Beam	365.00	-131.34	9.51	127.96	-12.05	3.96	46.74
<i>T12 min</i>	6	Beam	0.00	-268.11	-12.94	-77.35	14.14	41.84	342.63
<i>T12 max</i>	6	Beam	0.00	-158.71	9.51	127.96	-12.05	-30.88	-419.64
<i>T13 min</i>	6	Beam	0.00	-197.87	-12.48	-88.44	13.86	40.40	362.63
<i>T13 max</i>	6	Beam	0.00	-228.96	9.05	139.04	-11.78	-29.44	-439.64
<i>Mt min</i>	6	Beam	0.00	-158.71	9.51	127.96	-12.05	-30.88	-419.64
<i>Mt max</i>	6	Beam	0.00	-268.11	-12.94	-77.35	14.14	41.84	342.63
<i>M12 min</i>	6	Beam	0.00	-158.71	9.51	127.96	-12.05	-30.88	-419.64
<i>M12 max</i>	6	Beam	0.00	-268.11	-12.94	-77.35	14.14	41.84	342.63
<i>M13 min</i>	6	Beam	0.00	-228.96	9.05	139.04	-11.78	-29.44	-439.64
<i>M13 max</i>	6	Beam	0.00	-197.87	-12.48	-88.44	13.86	40.40	362.63

Combinazioni allo SLV

Il predimensionamento del pilastro ha richiesto inizialmente il calcolo dei carichi gravanti su di esso ed è stato ipotizzato in prima istanza di dimensioni 30x100 cm. Tramite il modello di calcolo sono state determinate le seguenti sollecitazioni allo SLV, che nella situazione più gravosa risultano essere:

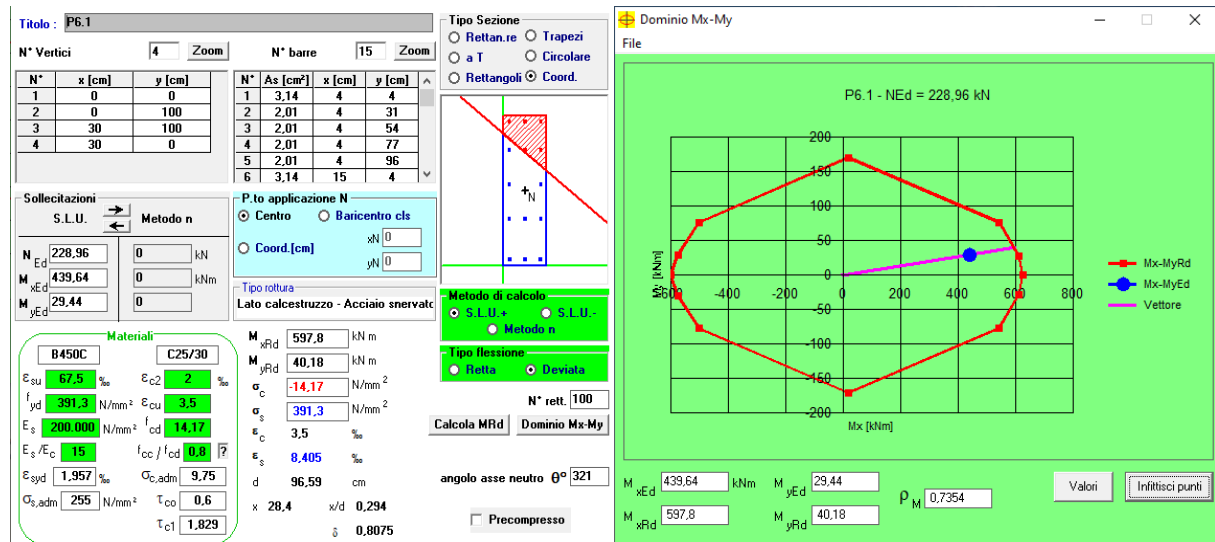
$$M_x = 439,64 \text{ KNm}$$

$$M_y = 29,44 \text{ KNm}$$

$$N = 228,96 \text{ KN}$$

Sono stati utilizzati 11 $\Phi$ 16+3 $\Phi$ 20, corrispondenti ad una  $A_s$  di 31,53 cm<sup>2</sup>, maggiore del limite imposto dalle norme tecniche, previsto di 0,003  $A_c$ , e nello stesso tempo inferiore a 0,04  $A_c$ . Per quanto riguarda le armature trasversali vanno poste ad interasse non maggiore di 12 volte il diametro minimo delle barre impiegate per l'armatura longitudinale, con un

massimo di 250 mm. Inoltre il loro diametro non deve essere minore di 6 mm e di  $\frac{1}{4}$  del diametro massimo delle barre longitudinali, come riportato nel § 4.1.6.1.2 del D.M. 17-01-2018. Sono state adottate staffe  $\Phi 8/15$  cm, opportunamente infittite con passo 7,5 cm in corrispondenza delle zone critiche. Di seguito è riportata la verifica del pilastro allo SLV.



Verifica SLV e Dominio M-N pilastro P6

Sono stati ottenuti i seguenti risultati:

- posizione asse neutro  $x = 28,4$  cm
- $\varepsilon_s = 8,40$  ‰  $> \varepsilon_{sy} = 1,95$  ‰

Ne consegue che l'acciaio è sicuramente snervato; è stato quindi calcolato il momento resistente  $M_{rd}$  relativo all'armatura longitudinale prevista.

Deriva:

$$M_{rd,x} = 597,8 \text{ KNm} > M_x = 439,64 \text{ KNm}$$

Verificato

$$M_{rd,y} = 40,18 \text{ KNm} > M_y = 29,44 \text{ KNm}$$

Verificato

Segue la verifica a taglio agli SLV del pilastro, maggiormente gravoso pari a 139,04 kN per la combinazione  $T_{13,max}$ . Essa richiede che venga rispettata la relazione  $V_{rd} > V_{Ed}$ . Il taglio resistente è il minimo tra due valori  $V_{Rdc}$  e  $V_{Rds}$ , dove:

$$V_{Rdc} = 0,9 d b_w \alpha_c f'_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta) = 914 \text{ KN}$$

$$V_{Rds} = 0,9 d A_{sw} / s f_{yd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \text{sen}\alpha = 450 \text{ KN}$$

dove

$A_{sw}$  è l'area dell'armatura trasversale 2Ø8,

s è l'interasse tra armature trasversali pari a 7,5 cm nella zona critica,

d è l'altezza utile della sezione di 96 cm,

$\alpha_c$  è un coefficiente unitario,

$\alpha$  è l'inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave,

$\theta$  è l'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave,

$b_w$  è la larghezza minima della sezione di 30 cm.

Ne deriva  $V_{Rd} = 450 \text{ KN} > V_{Ed} = 139,04 \text{ KN}$ . La verifica è dunque soddisfatta.

#### Verifica duttilità

Il nuovo D.M. 17-01-2018 ha inoltre introdotto le verifiche di duttilità per le sole strutture dissipative in corrispondenza della scatola rigida di fondazione per gli elementi strutturali primari e per le zone terminali di tutti i pilastri secondari. Lo scopo delle verifiche di duttilità è quello di garantire adeguata capacità rotazionale delle cerniere plastiche. Seguendo la gerarchia delle resistenze è fondamentale che la struttura garantisca il maggior numero di cerniere plastiche alle estremità delle travi e, solo prima del collasso, alla base delle colonne. Ciascuna cerniera plastica deve essere progettata per possedere una capacità di duttilità in campo plastico, superiore alla domanda di duttilità.

Secondo quanto riportato nel paragrafo 7.4.6.2.4 del D.M. 17-01-2018 le verifiche possono ritenersi soddisfatte se, per ciascuna zona dissipativa, il rapporto volumetrico di armatura trasversale negli elementi di bordo rispetta le limitazioni seguenti:

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30 \mu_{\phi} \cdot v_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035$$

dove:

$\omega_{wd}$  = rapporto meccanico dell'armatura trasversale di confinamento all'interno della zona dissipativa (il nucleo di calcestruzzo fa riferimento alla linea media delle staffe);

$\mu_{\phi}$  = domanda di duttilità di curvatura allo SLC;

$v_d$  = forza assiale adimensionalizzata di progetto relativa alla combinazione sismica SLV;

$\varepsilon_{sy,d} = 0,00196$  per B450 C è la deformazione di snervamento dell'acciaio;

$h_c$  = profondità della sezione trasversale lorda;

$h_0$  = profondità del nucleo confinato (il nucleo di calcestruzzo fa riferimento alla linea media delle staffe);

$b_c$  = larghezza minima della sezione trasversale lorda;

$b_0$  = larghezza del nucleo confinato corrispondente a  $b_c$ ;

$\alpha$  = coefficiente di efficacia del confinamento, pari a  $\alpha = \alpha_n \alpha_s$ , dove per sezioni rettangolari:

$$\alpha_n = 1 - \sum_n b_i^2 / (6 \cdot b_0 \cdot h_0)$$

$$\alpha_s = [1 - s / (2 \cdot b_0)] \cdot [1 - s / (2 \cdot h_0)]$$

con:

$n$  = numero di barre longitudinali,

$b_i$  = distanza tra barre consecutive contenute,

$s$  = passo delle staffe/legature

Innanzitutto si è proceduto con il calcolo della domanda di duttilità di curvatura allo SLC ( $\mu_\phi$ ), essendo:

$$\mu_\phi = \begin{cases} 1,2 \cdot (2q_0 - 1) & \text{per } T_1 \geq T_c \\ 1,2 \cdot \left( 1 + 2(q_0 - 1) \frac{T_c}{T_1} \right) & \text{per } T_1 < T_c \end{cases}$$

con:

$q_0$  = valore di base del fattore di comportamento, pari a 3 in CD"B" per strutture a pareti,

$T_c$  = periodo di inizio dello spettro a velocità costante, pari a 0,26 s allo SLC,

$T_1$  = periodo proprio di vibrazione della struttura, pari a 0,31 s per sisma in Y.

Essendo  $T_1 > T_c$ , si ha:  $\mu_\phi = 6$ .

La forza assiale adimensionalizzata di progetto ( $\nu_d$ ) relativa alla combinazione sismica SLV vale:

$$\nu_d = N_{ed} / A_c f_{cd}$$

dove:

$N_{ed} = 228,96$  KN è lo sforzo assiale massimo allo SLV,

$A_c = b_c h_c = 3000$  cmq, essendo  $b_c = 100$  cm ed  $h_c = 30$  cm.

Si ha:  $\nu_d = 0,054$

Per il calcolo di  $\omega_{wd}$  si utilizza la formula seguente:

$$\omega_{wd} = (V_{st} f_{yd}) / (V_{nc} f_{cd})$$

con:

$V_{st} = A_{st} L_{st} = 204$  cm<sup>3</sup> è il volume delle staffe di confinamento;

$V_{nc} = b_0 h_0 s = 14.500$  cm<sup>3</sup> è il volume del nucleo di calcestruzzo,



essendo  $b_0 = b_c - 2c - \Phi_{st} = 91,2 \text{ cm}$  e  $h_0 = h_c - 2c - \Phi_{st} = 21,2 \text{ cm}$ .

Si ottiene  $\omega_{wd} = 0,39$ .

Segue il calcolo del coefficiente di efficacia del confinamento:  $\alpha = \alpha_n \alpha_s$

$\alpha_n = 0,65$

$\alpha_s = 0,79$

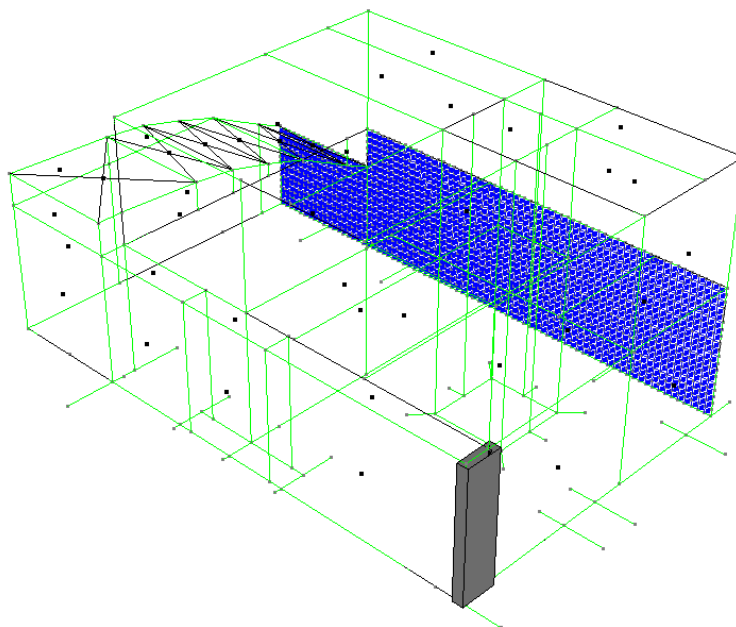
$\alpha = \alpha_n \alpha_s = 0,51$

Ne deriva che:

$\alpha \omega_{wd} = 0,199$

$30 \mu \Phi U_d \varepsilon_{sy,d} (b_c/b_0) - 0,035 = 0,018$ . Essendo il primo contributo maggiore del secondo la verifica è soddisfatta.

### 3.5.9 Pilastro P6 (fuori piano)



Pilastro P6

Tipo n°Asta	Tipo Asta	X (cm)	N (kN)	T12 (kN)	T13 (kN)	MT (kNm)	M12 (kNm)	M13 (kNm)
N min	6 Beam	0.00	-363.56	-2.86	45.81	1.74	9.12	-72.27
N max	6 Beam	365.00	-131.34	9.51	127.96	-12.05	3.96	46.74
T12 min	6 Beam	0.00	-268.11	-12.94	-77.35	14.14	41.84	342.63
T12 max	6 Beam	0.00	-158.71	9.51	127.96	-12.05	-30.88	-419.64
T13 min	6 Beam	0.00	-197.87	-12.48	-88.44	13.86	40.40	362.63
T13 max	6 Beam	0.00	-228.96	9.05	139.04	-11.78	-29.44	-439.64
Mt min	6 Beam	0.00	-158.71	9.51	127.96	-12.05	-30.88	-419.64
Mt max	6 Beam	0.00	-268.11	-12.94	-77.35	14.14	41.84	342.63
M12 min	6 Beam	0.00	-158.71	9.51	127.96	-12.05	-30.88	-419.64
M12 max	6 Beam	0.00	-268.11	-12.94	-77.35	14.14	41.84	342.63
M13 min	6 Beam	0.00	-228.96	9.05	139.04	-11.78	-29.44	-439.64
M13 max	6 Beam	0.00	-197.87	-12.48	-88.44	13.86	40.40	362.63

Combinazioni allo SLV

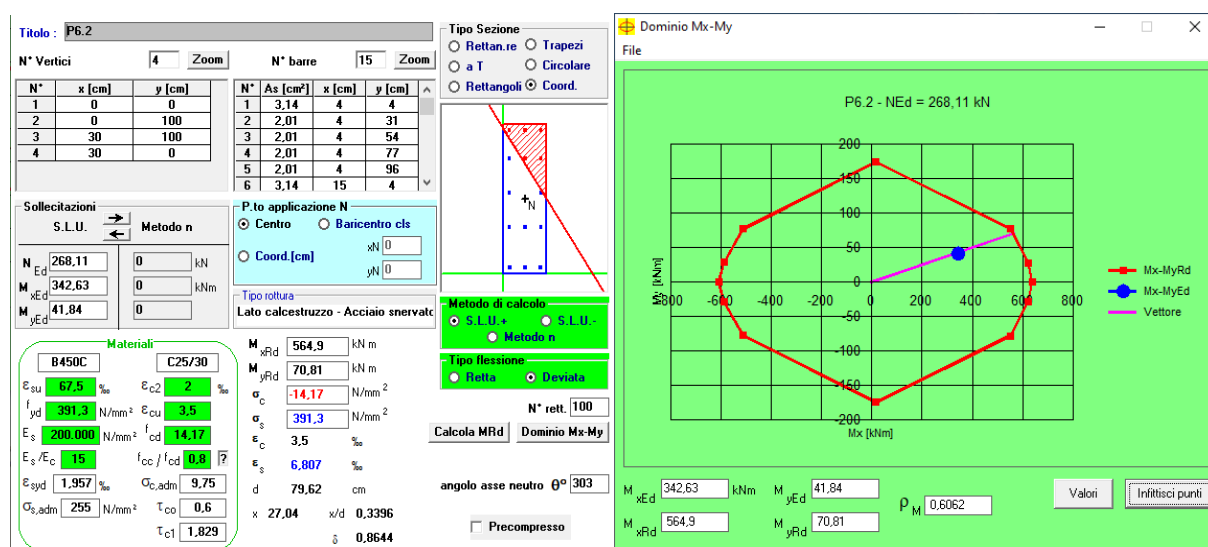
Il predimensionamento del pilastro ha richiesto inizialmente il calcolo dei carichi gravanti su di esso ed è stato ipotizzato in prima istanza di dimensioni 30x100 cm. Tramite il modello di calcolo sono state determinate le seguenti sollecitazioni allo SLV, che nella situazione più gravosa risultano essere:

$$M_x = 342,63 \text{ kNm}$$

$$M_y = 41,84 \text{ kNm}$$

$$N = 268,11 \text{ kN}$$

Sono stati utilizzati 11 $\Phi$ 16+3 $\Phi$ 20, corrispondenti ad una  $A_s$  di 31,53 cm<sup>2</sup>, maggiore del limite imposto dalle norme tecniche, previsto di 0,003  $A_c$ , e nello stesso tempo inferiore a 0,04  $A_c$ . Per quanto riguarda le armature trasversali vanno poste ad interasse non maggiore di 12 volte il diametro minimo delle barre impiegate per l'armatura longitudinale, con un massimo di 250 mm. Inoltre il loro diametro non deve essere minore di 6 mm e di  $\frac{1}{4}$  del diametro massimo delle barre longitudinali, come riportato nel § 4.1.6.1.2 del D.M. 17-01-2018. Sono state adottate staffe  $\Phi$ 8/15 cm, opportunamente infittite con passo 7,5 cm in corrispondenza delle zone critiche. Di seguito è riportata la verifica del pilastro allo SLV.



Verifica SLV e Dominio M-N pilastro P6

Sono stati ottenuti i seguenti risultati:

- posizione asse neutro  $x = 27,04$  cm
- $\epsilon_s = 6,8$  ‰  $> \epsilon_{sy} = 1,95$  ‰

Ne consegue che l'acciaio è sicuramente snervato; è stato quindi calcolato il momento resistente  $M_{rd}$  relativo all'armatura longitudinale prevista.

Deriva:

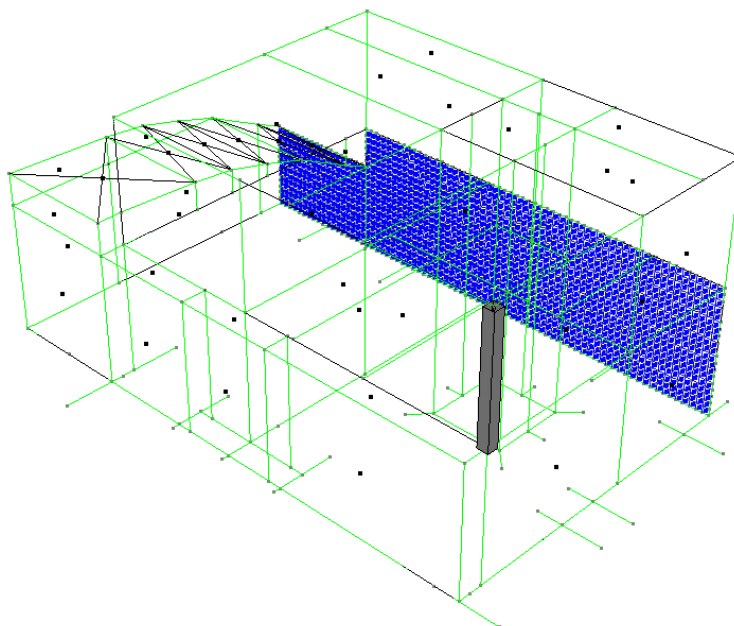
$$M_{rd,x} = 564,9 \text{ KNm} > M_x = 342,63 \text{ KNm}$$

Verificato

$$M_{rd,y} = 70,81 \text{ KNm} > M_y = 41,84 \text{ KNm}$$

Verificato

### 3.5.10 Pilastro P6 (da piano primo)



Pilastro P6 da piano primo

Tipo	n'Asta	Tipo Asta	X (cm)	N (kN)	T12 (kN)	T13 (kN)	MT (kNm)	M12 (kNm)	M13 (kNm)
N min	50	Beam	0.00	-156.07	0.12	0.51	0.31	-0.94	-2.15
N max	50	Beam	340.00	-52.14	1.52	-0.56	1.58	-2.79	-3.09
T12 min	50	Beam	0.00	-76.24	-1.55	-0.94	1.42	0.86	-2.56
T12 max	50	Beam	0.00	-90.81	1.69	1.52	-1.06	-1.98	0.08
T13 min	50	Beam	0.00	-63.35	-0.87	-1.70	2.52	-1.76	-3.40
T13 max	50	Beam	0.00	-103.69	1.01	2.28	-2.15	0.64	0.91
MT min	50	Beam	0.00	-72.45	-0.63	1.96	-2.37	0.29	0.73
MT max	50	Beam	0.00	-94.59	0.77	-1.38	2.74	-1.41	-3.22
M12 min	50	Beam	340.00	-86.94	0.77	-1.38	2.74	-5.01	-5.35
M12 max	50	Beam	340.00	-64.80	-0.63	1.96	-2.37	4.36	4.84
M13 min	50	Beam	340.00	-86.94	0.77	-1.38	2.74	-5.01	-5.35
M13 max	50	Beam	340.00	-64.80	-0.63	1.96	-2.37	4.36	4.84

Combinazioni allo SLV

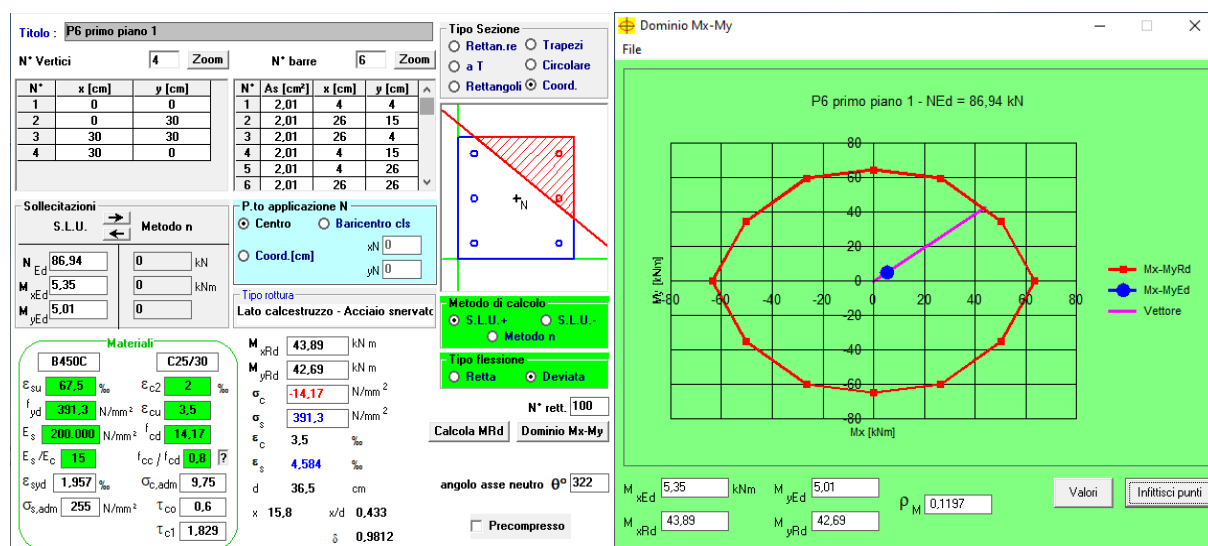
Il predimensionamento del pilastro ha richiesto inizialmente il calcolo dei carichi gravanti su di esso ed è stato ipotizzato in prima istanza di dimensioni 30x30 cm. Tramite il modello di calcolo sono state determinate le seguenti sollecitazioni allo SLV, che nella situazione più gravosa risultano essere:

$$M_x = 5,35 \text{ KNm}$$

$$M_y = 5,01 \text{ KNm}$$

$N = 86,94 \text{ KN}$

Sono stati utilizzati  $8\Phi 16$ , corrispondenti ad una  $A_s$  di  $16,08 \text{ cm}^2$ , maggiore del limite imposto dalle norme tecniche, previsto di  $0,003 A_c$ , e nello stesso tempo inferiore a  $0,04 A_c$ . Per quanto riguarda le armature trasversali vanno poste ad interasse non maggiore di 12 volte il diametro minimo delle barre impiegate per l'armatura longitudinale, con un massimo di  $250 \text{ mm}$ . Inoltre il loro diametro non deve essere minore di  $6 \text{ mm}$  e di  $1/4$  del diametro massimo delle barre longitudinali, come riportato nel § 4.1.6.1.2 del D.M. 17-01-2018. Sono state adottate staffe  $\Phi 8/15 \text{ cm}$ , opportunamente infittite con passo  $7,5 \text{ cm}$  in corrispondenza delle zone critiche. Di seguito è riportata la verifica del pilastro allo SLV.



Verifica SLV e Dominio M-N pilastro P6 da piano primo

Sono stati ottenuti i seguenti risultati:

- posizione asse neutro  $x = 15,8 \text{ cm}$
- $\epsilon_s = 4,58 \text{ ‰} > \epsilon_{sy} = 1,95 \text{ ‰}$

Ne consegue che l'acciaio è sicuramente snervato; è stato quindi calcolato il momento resistente  $M_{rd}$  relativo all'armatura longitudinale prevista.

Deriva:

$$M_{rd,x} = 43,89 \text{ KNm} > M_x = 5,35 \text{ KNm}$$

Verificato

$$M_{rd,y} = 42,69 \text{ KNm} > M_y = 5,01 \text{ KNm}$$

Verificato

Segue la verifica a taglio agli SLV del pilastro, maggiormente gravoso pari a 2,28 kN per la combinazione  $T_{13,min}$ . Essa richiede che venga rispettata la relazione  $V_{Rd} > V_{Ed}$ . Il taglio resistente è il minimo tra due valori  $V_{Rdc}$  e  $V_{Rds}$ , dove:

$$V_{Rdc} = 0,9 d b_w \alpha_c f'_{cd} (ctg\alpha + ctg\theta)/(1+ctg^2\theta) = 247 \text{ KN}$$

$$V_{Rds} = 0,9 d A_{sw} /s f_{yd} (ctg\alpha + ctg\theta)sen\alpha = 244 \text{ KN}$$

dove

$A_{sw}$  è l'area dell'armatura trasversale 2+2Ø8,

$s$  è l'interasse tra armature trasversali pari a 7,5 cm nella zona critica,

$d$  è l'altezza utile della sezione di 26 cm,

$\alpha_c$  è un coefficiente unitario,

$\alpha$  è l'inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave,

$\theta$  è l'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave,

$b_w$  è la larghezza minima della sezione di 30 cm.

Ne deriva  $V_{Rd} = 244 \text{ KN} > V_{Ed} = 2,28 \text{ KN}$ . La verifica è dunque soddisfatta.

#### Verifica duttilità

Il nuovo D.M. 17-01-2018 ha inoltre introdotto le verifiche di duttilità per le sole strutture dissipative in corrispondenza della scatola rigida di fondazione per gli elementi strutturali primari e per le zone terminali di tutti i pilastri secondari. Lo scopo delle verifiche di duttilità è quello di garantire adeguata capacità rotazionale delle cerniere plastiche. Seguendo la gerarchia delle resistenze è fondamentale che la struttura garantisca il maggior numero di cerniere plastiche alle estremità delle travi e, solo prima del collasso, alla base delle colonne. Ciascuna cerniera plastica deve essere progettata per possedere una capacità di duttilità in campo plastico, superiore alla domanda di duttilità.

Secondo quanto riportato nel paragrafo 7.4.6.2.4 del D.M. 17-01-2018 le verifiche possono ritenersi soddisfatte se, per ciascuna zona dissipativa, il rapporto volumetrico di armatura trasversale negli elementi di bordo rispetta le limitazioni seguenti:

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30\mu_{\phi} \cdot v_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035$$

dove:

$\omega_{wd}$  = rapporto meccanico dell'armatura trasversale di confinamento all'interno della zona dissipativa (il nucleo di calcestruzzo fa riferimento alla linea media delle staffe);

$\mu_\Phi$  = domanda di duttilità di curvatura allo SLC;

$U_d$  = forza assiale adimensionalizzata di progetto relativa alla combinazione sismica SLV;

$\varepsilon_{sy,d} = 0,00196$  per B450 C è la deformazione di snervamento dell'acciaio;

$h_c$  = profondità della sezione trasversale lorda;

$h_0$  = profondità del nucleo confinato (il nucleo di calcestruzzo fa riferimento alla linea media delle staffe);

$b_c$  = larghezza minima della sezione trasversale lorda;

$b_0$  = larghezza del nucleo confinato corrispondente a  $b_c$ ;

$\alpha$  = coefficiente di efficacia del confinamento, pari a  $\alpha = \alpha_n \alpha_s$ , dove per sezioni rettangolari:

$$\alpha_n = 1 - \sum_n b_i^2 / (6 \cdot b_0 \cdot h_0)$$

$$\alpha_s = [1 - s / (2 \cdot b_0)] \cdot [1 - s / (2 \cdot h_0)]$$

con:

$n$  = numero di barre longitudinali,

$b_i$  = distanza tra barre consecutive contenute,

$s$  = passo delle staffe/legature

Innanzitutto si è proceduto con il calcolo della domanda di duttilità di curvatura allo SLC ( $\mu_\Phi$ ), essendo:

$$\mu_\Phi = \begin{cases} 1,2 \cdot (2q_0 - 1) & \text{per } T_1 \geq T_c \\ 1,2 \cdot \left( 1 + 2(q_0 - 1) \frac{T_c}{T_1} \right) & \text{per } T_1 < T_c \end{cases}$$

con:

$q_0$  = valore di base del fattore di comportamento, pari a 3 in CD"B" per strutture a pareti,

$T_c$  = periodo di inizio dello spettro a velocità costante, pari a 0,26 s allo SLC,

$T_1$  = periodo proprio di vibrazione della struttura, pari a 0,116 s per sisma in X.

Essendo  $T_1 < T_c$ , si ha:  $\mu_\Phi = 11,96$ .

La forza assiale adimensionalizzata di progetto ( $U_d$ ) relativa alla combinazione sismica SLV vale:

$$U_d = N_{ed} / A_c f_{cd}$$

dove:

$N_{ed} = 86,94$  KN è lo sforzo assiale massimo allo SLV,



<i>Tipo n°Asta</i>	<i>Tipo Asta</i>	<i>X (cm)</i>	<i>N ( kN)</i>	<i>T12 ( kN)</i>	<i>T13 ( kN)</i>	<i>MT kNm)</i>	<i>M12 kNm)</i>	<i>M13 kNm)</i>	
<i>N min</i>	71	Beam	0.00	-103.82	5.04	1.48	0.99	-6.83	-4.21
<i>N max</i>	70	Beam	19.23	50.89	1.01	20.81	-1.40	-2.62	-22.23
<i>T12 min</i>	184	Beam	0.00	-68.87	-71.88	-7.92	-6.35	-11.05	-0.08
<i>T12 max</i>	184	Beam	0.00	-9.28	40.06	2.11	7.33	7.44	-1.39
<i>T13 min</i>	70	Beam	0.00	-80.13	3.95	-30.90	3.78	-1.04	36.08
<i>T13 max</i>	70	Beam	0.00	50.02	1.01	20.81	-1.40	0.18	-26.15
<i>Mt min</i>	184	Beam	0.00	-46.91	-43.39	1.78	-8.65	-6.04	-1.21
<i>Mt max</i>	184	Beam	0.00	-31.24	11.56	-7.59	9.63	2.44	-0.26
<i>M12 min</i>	71	Beam	0.00	-83.08	15.73	1.41	-6.45	-35.96	-4.35
<i>M12 max</i>	71	Beam	0.00	-43.80	-9.89	0.12	7.62	28.23	0.08
<i>M13 min</i>	70	Beam	0.00	50.02	1.01	20.81	-1.40	0.18	-26.15
<i>M13 max</i>	70	Beam	0.00	-80.13	3.95	-30.90	3.78	-1.04	36.08

Combinazioni allo SLV

Il predimensionamento del pilastro ha richiesto inizialmente il calcolo dei carichi gravanti su di esso e è stato ipotizzato in prima istanza di dimensioni 30x60 cm. Tramite il modello di calcolo sono state determinate le seguenti sollecitazioni allo SLV, che nella situazione più gravosa risultano essere:

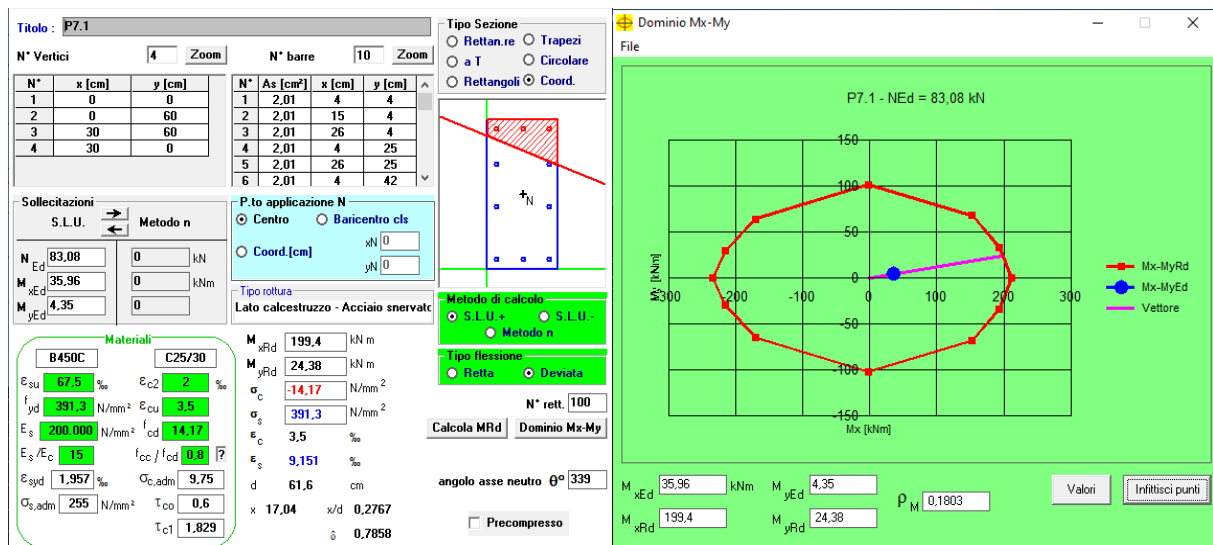
$$M_x = 35,96 \text{ KNm}$$

$$M_y = 4,35 \text{ KNm}$$

$$N = 83,08 \text{ KN}$$

Sono stati utilizzati 10Φ16, corrispondenti ad una  $A_s$  di 20,1 cm<sup>2</sup>, maggiore del limite imposto dalle norme tecniche, previsto di 0,003  $A_c$ , e nello stesso tempo inferiore a 0,04  $A_c$ . Per quanto riguarda le armature trasversali vanno poste ad interasse non maggiore di 12 volte il diametro minimo delle barre impiegate per l'armatura longitudinale, con un massimo di 250 mm. Inoltre il loro diametro non deve essere minore di 6 mm e di 1/4 del diametro massimo delle barre longitudinali, come riportato nel § 4.1.6.1.2 del D.M. 17-01-2018. Sono state adottate staffe Φ8/15 cm, opportunamente infittite con passo 7,5 cm in corrispondenza delle zone critiche. Di seguito è riportata la verifica del pilastro allo SLV.





Sono stati ottenuti i seguenti risultati:

- posizione asse neutro  $x = 17,04$  cm
- $\varepsilon_s = 9,15$  ‰  $> \varepsilon_{sy} = 1,95$  ‰

Ne consegue che l'acciaio è sicuramente snervato; è stato quindi calcolato il momento resistente  $M_{rd}$  relativo all'armatura longitudinale prevista.

Deriva:

$$M_{rd,x} = 199,4 \text{ kNm} > M_x = 35,96 \text{ kNm}$$

Verificato

$$M_{rd,y} = 24,38 \text{ kNm} > M_y = 4,35 \text{ kNm}$$

Verificato

Segue la verifica a taglio agli SLV del pilastro, maggiormente gravoso pari a 71,88 kN per la combinazione  $T_{12,min}$ . Essa richiede che venga rispettata la relazione  $V_{Rd} > V_{Ed}$ . Il taglio resistente è il minimo tra due valori  $V_{Rdc}$  e  $V_{Rds}$ , dove:

$$V_{Rdc} = 0,9 d b_w \alpha_c f'_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta) = 533 \text{ kN}$$

$$V_{Rds} = 0,9 d A_{sw} / s f_{yd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \text{sen}\alpha = 262 \text{ kN}$$

dove

$A_{sw}$  è l'area dell'armatura trasversale 2Ø8,

$s$  è l'interasse tra armature trasversali pari a 7,5 cm nella zona critica,

$d$  è l'altezza utile della sezione di 56 cm,

$\alpha_c$  è un coefficiente unitario,

$\alpha$  è l'inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave,

$\theta$  è l'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave,

$b_w$  è la larghezza minima della sezione di 30 cm.

Ne deriva  $V_{Rd} = 262 \text{ KN} > V_{Ed} = 71,88 \text{ KN}$ . La verifica è dunque soddisfatta.

### Verifica duttilità

Il nuovo D.M. 17-01-2018 ha inoltre introdotto le verifiche di duttilità per le sole strutture dissipative in corrispondenza della scatola rigida di fondazione per gli elementi strutturali primari e per le zone terminali di tutti i pilastri secondari. Lo scopo delle verifiche di duttilità è quello di garantire adeguata capacità rotazionale delle cerniere plastiche. Seguendo la gerarchia delle resistenze è fondamentale che la struttura garantisca il maggior numero di cerniere plastiche alle estremità delle travi e, solo prima del collasso, alla base delle colonne. Ciascuna cerniera plastica deve essere progettata per possedere una capacità di duttilità in campo plastico, superiore alla domanda di duttilità.

Secondo quanto riportato nel paragrafo 7.4.6.2.4 del D.M. 17-01-2018 le verifiche possono ritenersi soddisfatte se, per ciascuna zona dissipativa, il rapporto volumetrico di armatura trasversale negli elementi di bordo rispetta le limitazioni seguenti:

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30 \mu_{\phi} \cdot v_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035$$

dove:

$\omega_{wd}$  = rapporto meccanico dell'armatura trasversale di confinamento all'interno della zona dissipativa (il nucleo di calcestruzzo fa riferimento alla linea media delle staffe);

$\mu_{\phi}$  = domanda di duttilità di curvatura allo SLC;

$v_d$  = forza assiale adimensionalizzata di progetto relativa alla combinazione sismica SLV;

$\varepsilon_{sy,d} = 0,00196$  per B450 C è la deformazione di snervamento dell'acciaio;

$h_c$  = profondità della sezione trasversale lorda;

$h_0$  = profondità del nucleo confinato (il nucleo di calcestruzzo fa riferimento alla linea media delle staffe);

$b_c$  = larghezza minima della sezione trasversale lorda;

$b_0$  = larghezza del nucleo confinato corrispondente a  $b_c$ ;

$\alpha$  = coefficiente di efficacia del confinamento, pari a  $\alpha = \alpha_n \alpha_s$ , dove per sezioni rettangolari:

$$\alpha_n = 1 - \sum_n b_i^2 / (6 \cdot b_0 \cdot h_0)$$

$$\alpha_s = [1 - s / (2 \cdot b_0)] \cdot [1 - s / (2 \cdot h_0)]$$

con:

$n$  = numero di barre longitudinali,

$b_i$  = distanza tra barre consecutive contenute,

$s$  = passo delle staffe/legature

Innanzitutto si è proceduto con il calcolo della domanda di duttilità di curvatura allo SLC ( $\mu_\phi$ ), essendo:

$$\mu_\phi = \begin{cases} 1,2 \cdot (2q_0 - 1) & \text{per } T_1 \geq T_c \\ 1,2 \cdot \left( 1 + 2(q_0 - 1) \frac{T_c}{T_1} \right) & \text{per } T_1 < T_c \end{cases}$$

con:

$q_0$  = valore di base del fattore di comportamento, pari a 3 in CD"B" per strutture a pareti,

$T_c$  = periodo di inizio dello spettro a velocità costante, pari a 0,26 s allo SLC,

$T_1$  = periodo proprio di vibrazione della struttura, pari a 0,116 s per sisma in X.

Essendo  $T_1 < T_c$ , si ha:  $\mu_\phi = 11,96$ .

La forza assiale adimensionalizzata di progetto ( $\nu_d$ ) relativa alla combinazione sismica SLV vale:

$$\nu_d = N_{ed}/A_c f_{cd}$$

dove:

$N_{ed} = 83,08$  KN è lo sforzo assiale massimo allo SLV,

$A_c = b_c h_c = 1800$  cmq, essendo  $b_c = 60$  cm ed  $h_c = 30$  cm.

Si ha:  $\nu_d = 0,033$

Per il calcolo di  $\omega_{wd}$  si utilizza la formula seguente:

$$\omega_{wd} = (V_{st} f_{yd}) / (V_{nc} f_{cd})$$

con:

$V_{st} = A_{st} L_{st} = 84$  cm<sup>3</sup> è il volume delle staffe di confinamento;

$V_{nc} = b_0 h_0 s = 8.141$  cm<sup>3</sup> è il volume del nucleo di calcestruzzo,

essendo  $b_0 = b_c - 2c - \Phi_{st} = 51,2$  cm e  $h_0 = h_c - 2c - \Phi_{st} = 21,2$  cm.

Si ottiene  $\omega_{wd} = 0,28$ .

Segue il calcolo del coefficiente di efficacia del confinamento:  $\alpha = \alpha_n \alpha_s$

$$\alpha_n = 0,74$$

$$\alpha_s = 0,76$$

$$\alpha = \alpha_n \alpha_s = 0,56$$

Ne deriva che:

$$\alpha \omega_{wd} = 0,161$$

$30 \mu\Phi \sigma_d \epsilon_{sy,d} (b_c/b_0) - 0,035 = 0,009$ . Essendo il primo contributo maggiore del secondo la verifica è soddisfatta.

### 3.5.12 Pilastro P8

Tramite il modello di calcolo sono state determinate le seguenti sollecitazioni allo SLV, che nella situazione più gravosa risultano essere:

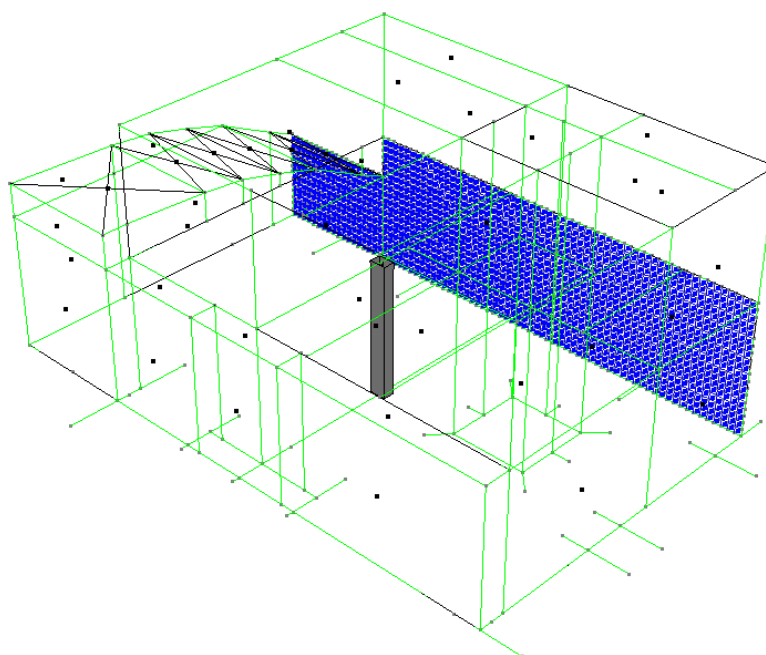
$$M_x = 5,15 \text{ KNm}$$

$$M_y = 1,49 \text{ KNm}$$

$$N = 61 \text{ KN}$$

Essendo sollecitazioni molto basse, si omette la verifica del presente pilastro. Pilastri dalla stessa geometria e soggetti a sollecitazioni maggiore risultano verificate, dunque anche il pilastro P8 lo sarà.

### 3.5.13 Pilastro P9



*Pilastro P9*

<i>Tipo n°Asta</i>	<i>Tipo Asta</i>	<i>X (cm)</i>	<i>N ( kN)</i>	<i>T12 ( kN)</i>	<i>T13 ( kN)</i>	<i>MT kNm)(</i>	<i>M12 kNm)(</i>	<i>M13 kNm)</i>	
<i>N min</i>	24	Beam	0.00	-185.23	0.13	0.96	0.54	-0.35	-3.50
<i>N max</i>	24	Beam	365.00	-48.86	0.32	-3.54	2.18	-0.37	0.67
<i>T12 min</i>	24	Beam	0.00	-63.48	-0.31	0.07	1.78	1.23	-0.34
<i>T12 max</i>	24	Beam	0.00	-119.16	0.48	0.96	-1.11	-1.68	-3.42
<i>T13 min</i>	24	Beam	0.00	-61.72	0.13	-4.64	3.79	-0.62	16.52
<i>T13 max</i>	24	Beam	0.00	-120.92	0.04	5.67	-3.12	0.17	-20.28
<i>Mt min</i>	24	Beam	0.00	-65.23	-0.00	4.98	-3.92	0.44	-17.81
<i>Mt max</i>	24	Beam	0.00	-117.40	0.17	-3.95	4.59	-0.88	14.05
<i>M12 min</i>	24	Beam	0.00	-117.51	0.46	1.26	-1.28	-1.70	-4.49
<i>M12 max</i>	24	Beam	0.00	-65.12	-0.30	-0.23	1.95	1.25	0.74
<i>M13 min</i>	24	Beam	0.00	-120.92	0.04	5.67	-3.12	0.17	-20.28
<i>M13 max</i>	24	Beam	0.00	-61.72	0.13	-4.64	3.79	-0.62	16.52

Combinazioni allo SLV

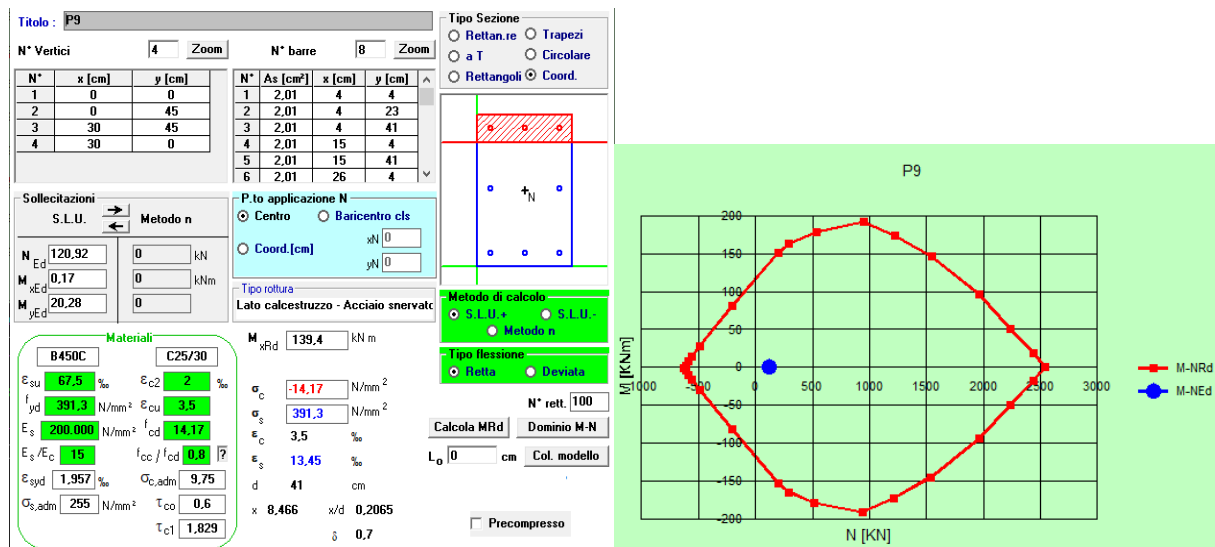
Il predimensionamento del pilastro ha richiesto inizialmente il calcolo dei carichi gravanti su di esso e è stato ipotizzato in prima istanza di dimensioni 30x45 cm. Tramite il modello di calcolo sono state determinate le seguenti sollecitazioni allo SLV, che nella situazione più gravosa risultano essere:

$$M_x = 20,28 \text{ KNm}$$

$$M_y = 0,17 \text{ KNm}$$

$$N = 120,92 \text{ KN}$$

Sono stati utilizzati 8Φ16, corrispondenti ad una  $A_s$  di 16,08 cm<sup>2</sup>, maggiore del limite imposto dalle norme tecniche, previsto di 0,003  $A_c$ , e nello stesso tempo inferiore a 0,04  $A_c$ . Per quanto riguarda le armature trasversali vanno poste ad interasse non maggiore di 12 volte il diametro minimo delle barre impiegate per l'armatura longitudinale, con un massimo di 250 mm. Inoltre il loro diametro non deve essere minore di 6 mm e di 1/4 del diametro massimo delle barre longitudinali, come riportato nel § 4.1.6.1.2 del D.M. 17-01-2018. Sono state adottate staffe Φ8/15 cm, opportunamente infittite con passo 7,5 cm in corrispondenza delle zone critiche. Di seguito è riportata la verifica del pilastro allo SLV.



Verifica SLV e Dominio M-N pilastro P9

Sono stati ottenuti i seguenti risultati:

- posizione asse neutro  $x = 8,47$  cm
- $\epsilon_s = 13,45$  ‰  $> \epsilon_{sy} = 1,95$  ‰

Ne consegue che l'acciaio è sicuramente snervato; è stato quindi calcolato il momento resistente  $M_{rd}$  relativo all'armatura longitudinale prevista.

Deriva:

$$M_{rd,y} = 139,4 \text{ KNm} > M_y = 20,28 \text{ KNm}$$

Verificato

Segue la verifica a taglio agli SLV del pilastro, maggiormente gravoso pari a 5,67 kN per la combinazione  $T_{13,max}$ . Essa richiede che venga rispettata la relazione  $V_{Rd} > V_{Ed}$ . Il taglio resistente è il minimo tra due valori  $V_{Rdc}$  e  $V_{Rds}$ , dove:

$$V_{Rdc} = 0,9 d b_w \alpha_c f'_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta) = 390 \text{ KN}$$

$$V_{Rds} = 0,9 d A_{sw} / s f_{yd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \text{sen}\alpha = 192 \text{ KN}$$

dove

$A_{sw}$  è l'area dell'armatura trasversale 2Ø8,

$s$  è l'interasse tra armature trasversali pari a 7,5 cm nella zona critica,

$d$  è l'altezza utile della sezione di 41 cm,

$\alpha_c$  è un coefficiente unitario,

$\alpha$  è l'inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave,

$\theta$  è l'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave,

$b_w$  è la larghezza minima della sezione di 30 cm.

Ne deriva  $V_{Rd} = 192 \text{ KN} > V_{Ed} = 5,67 \text{ KN}$ . La verifica è dunque soddisfatta.

### Verifica duttilità

Il nuovo D.M. 17-01-2018 ha inoltre introdotto le verifiche di duttilità per le sole strutture dissipative in corrispondenza della scatola rigida di fondazione per gli elementi strutturali primari e per le zone terminali di tutti i pilastri secondari. Lo scopo delle verifiche di duttilità è quello di garantire adeguata capacità rotazionale delle cerniere plastiche. Seguendo la gerarchia delle resistenze è fondamentale che la struttura garantisca il maggior numero di cerniere plastiche alle estremità delle travi e, solo prima del collasso, alla base delle colonne. Ciascuna cerniera plastica deve essere progettata per possedere una capacità di duttilità in campo plastico, superiore alla domanda di duttilità.

Secondo quanto riportato nel paragrafo 7.4.6.2.4 del D.M. 17-01-2018 le verifiche possono ritenersi soddisfatte se, per ciascuna zona dissipativa, il rapporto volumetrico di armatura trasversale negli elementi di bordo rispetta le limitazioni seguenti:

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30 \mu_{\phi} \cdot v_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035$$

dove:

$\omega_{wd}$  = rapporto meccanico dell'armatura trasversale di confinamento all'interno della zona dissipativa (il nucleo di calcestruzzo fa riferimento alla linea media delle staffe);

$\mu_{\phi}$  = domanda di duttilità di curvatura allo SLC;

$U_d$  = forza assiale adimensionalizzata di progetto relativa alla combinazione sismica SLV;

$\varepsilon_{sy,d} = 0,00196$  per B450 C è la deformazione di snervamento dell'acciaio;

$h_c$  = profondità della sezione trasversale lorda;

$h_0$  = profondità del nucleo confinato (il nucleo di calcestruzzo fa riferimento alla linea media delle staffe);

$b_c$  = larghezza minima della sezione trasversale lorda;

$b_0$  = larghezza del nucleo confinato corrispondente a  $b_c$ ;

$\alpha$  = coefficiente di efficacia del confinamento, pari a  $\alpha = \alpha_n \alpha_s$ , dove per sezioni rettangolari:

$$\alpha_n = 1 - \sum_n \frac{b_i^2}{(6 \cdot b_0 \cdot h_0)}$$

$$\alpha_s = [1 - s/(2 \cdot b_0)] \cdot [1 - s/(2 \cdot h_0)]$$

con:

$n$  = numero di barre longitudinali,

$b_i$  = distanza tra barre consecutive contenute,

$s$  = passo delle staffe/legature

Innanzitutto si è proceduto con il calcolo della domanda di duttilità di curvatura allo SLC ( $\mu_\phi$ ), essendo:

$$\mu_\phi = \begin{cases} 1,2 \cdot (2q_0 - 1) & \text{per } T_1 \geq T_c \\ 1,2 \cdot \left( 1 + 2(q_0 - 1) \frac{T_c}{T_1} \right) & \text{per } T_1 < T_c \end{cases}$$

con:

$q_0$  = valore di base del fattore di comportamento, pari a 3 in CD"B" per strutture a pareti,

$T_c$  = periodo di inizio dello spettro a velocità costante, pari a 0,26 s allo SLC,

$T_1$  = periodo proprio di vibrazione della struttura, pari a 0,116 s per sisma in X.

Essendo  $T_1 < T_c$ , si ha:  $\mu_\phi = 11,96$ .

La forza assiale adimensionalizzata di progetto ( $\nu_d$ ) relativa alla combinazione sismica SLV vale:

$$\nu_d = N_{ed} / A_c f_{cd}$$

dove:

$N_{ed} = 120,92$  KN è lo sforzo assiale massimo allo SLV,

$A_c = b_c h_c = 1350$  cmq, essendo  $b_c = 45$  cm ed  $h_c = 30$  cm.

Si ha:  $\nu_d = 0,063$

Per il calcolo di  $\omega_{wd}$  si utilizza la formula seguente:

$$\omega_{wd} = (V_{st} f_{yd}) / (V_{nc} f_{cd})$$

con:

$V_{st} = A_{st} L_{st} = 69$  cm<sup>3</sup> è il volume delle staffe di confinamento;

$V_{nc} = b_0 h_0 s = 5.755$  cm<sup>3</sup> è il volume del nucleo di calcestruzzo,

essendo  $b_0 = b_c - 2c - \Phi_{st} = 36,2$  cm e  $h_0 = h_c - 2c - \Phi_{st} = 21,2$  cm.

Si ottiene  $\omega_{wd} = 0,33$ .

Segue il calcolo del coefficiente di efficacia del confinamento:  $\alpha = \alpha_n \alpha_s$

$$\alpha_n = 0,74$$

$$\alpha_s = 0,74$$

$$\alpha = \alpha_n \alpha_s = 0,54$$

Ne deriva che:





$$V_{ed} = 214,56 \text{ kN}$$

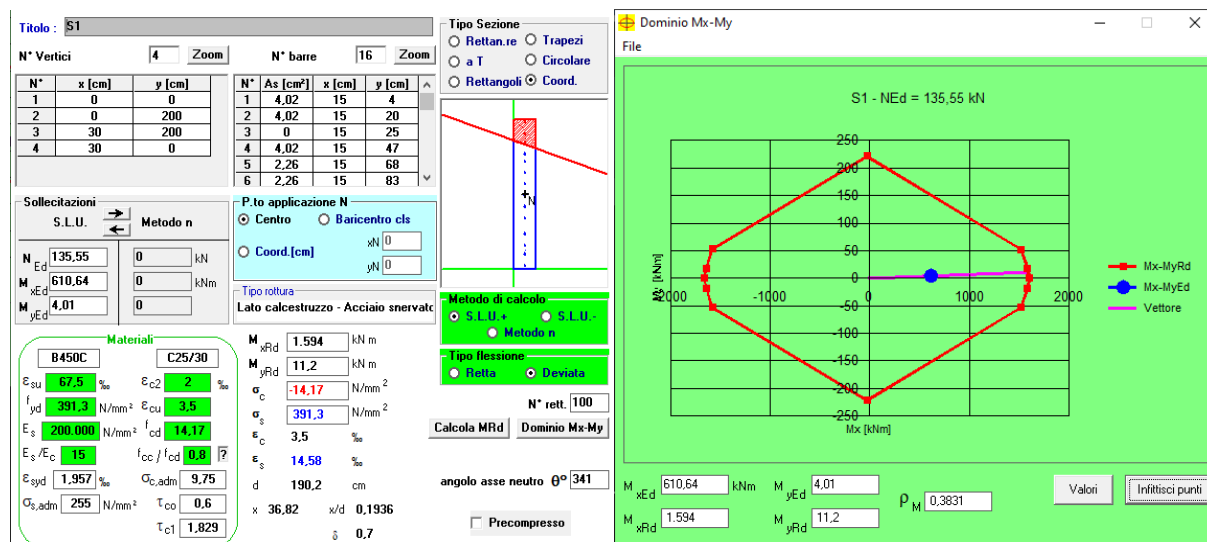
Si è scelto di realizzare il setto di lunghezza pari a 200 cm e di larghezza di 30 cm. All'interno dei setti sono stati individuati due pilastri di estremità ai quali è affidato il momento. Tali zone confinate hanno per lati lo spessore della parete ed una lunghezza confinata  $l_c$  pari al 20% della lunghezza in pianta della parete e comunque non inferiore a 1,5 volte lo spessore della parete stessa. Ne deriva  $l_c$  pari a 50 cm.

Sono stati inseriti a tal proposito  $8\Phi 16$ , corrispondenti a  $16,08 \text{ cm}^2$ . Risulta così verificato il rapporto geometrico di armatura totale verticale nell'area confinata, compreso tra l'1% e il 4%.

Questa armatura sarà confinata con staffe  $\Phi 8$  con passo di 10 cm in corrispondenza della zona critica, per poi raddoppiarla nelle zone restanti. La zona critica del setto ha una altezza per normativa da considerare come il massimo tra la larghezza del setto ed  $1/6$  dell'altezza totale della parete. A favore di sicurezza l'infittimento è stato eseguito per 200 cm al di sopra della ciabatta di fondazione.

Per la restante armatura del setto nella zona centrale sono quindi stati considerati  $(6+6)\Phi 12$ ; infine tutto il setto è stato confinato con staffe  $\Phi 10/20 \text{ cm}$ . Nella rimanente parte della parete ovvero al di fuori della zona non dissipativa, vanno seguite le regole delle condizioni non sismiche sia in pianta che in altezza, con armatura minima orizzontale e verticale pari allo 0,2%, per controllare la fessurazione a taglio.

Si riporta la verifica a pressoflessione del setto.



Verifica pressoflessione deviata setto S1 e Dominio M-N

Sono stati ottenuti i seguenti risultati:

- posizione asse neutro  $x = 36,82 \text{ cm}$
- $\varepsilon_s = 14,6 \text{ ‰} > \varepsilon_{sy} = 1,95 \text{ ‰}$

Ne consegue che l'acciaio è sicuramente snervato; è stato quindi calcolato il momento resistente  $M_{rd}$  relativo all'armatura longitudinale prevista.

Deriva:

$$M_{rd,x} = 1.594 \text{ KNm} > M_x = 610,64 \text{ KNm} \quad \text{Verificato}$$

$$M_{rd,y} = 11,2 \text{ KNm} > M_y = 4,01 \text{ KNm} \quad \text{Verificato}$$

Segue la verifica a taglio del setto, sollecitato da un taglio complessivo alla base pari a 214,56 KN. Per le strutture in CD "B" si deve tener conto del possibile incremento delle forze di taglio a seguito della formazione della cerniera plastica alla base della parete: ciò si ritiene soddisfatto incrementando del 50% il taglio derivante dall'analisi.

Si giunge così ad un  $V_{ed}^* = V_{ed} \varepsilon = 321,84 \text{ kN}$ . Con questo valore sono state condotte le seguenti verifiche.

### Verifica a taglio compressione

La determinazione della resistenza è condotta assumendo un braccio delle forze interne  $z$  pari all'80% dell'altezza della sezione ed un'inclinazione delle diagonali compresse pari a  $45^\circ$ . Nelle zone critiche tale resistenza va moltiplicata per un fattore riduttivo 0,4.

Si è fatto riferimento alla seguente formula:

$$V_{rd,c} = (0,8 l_w b_w f'_{cd})^{0,4} = 1.354,56 \text{ kN} > V_{ed}^* = 321,84 \text{ kN}$$

dove

$f'_{cd} = 0,5 f_{cd}$  è la resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima

$l_w = 200 \text{ cm}$  è la lunghezza del setto

$b_w = 30 \text{ cm}$  è la larghezza del setto

$0,8 l_w b_w$  è l'area del calcestruzzo non confinato.

### Verifica a taglio trazione

Il calcolo dell'armatura d'anima deve tener conto del rapporto di taglio  $\alpha_s = M_{Ed} / V_{Ed} l_w$ .

Essendo  $\alpha_s < 2$  (1,42) la determinazione della resistenza deve essere condotta nel modo seguente:

$$V_{Ed}^* < V_{Rdc} + 0,75 \rho_h f_{vd} b_w a_s l_w$$

Con  $p_h f_{ydh} b_w z < p_v f_{ydv} b_w z + \min N_{Ed}$

dove:

$V_{Rdc}$  è la resistenza a taglio degli elementi non armati

$N_{Ed}$  è la forza assiale di progetto

$f_{ydh}$  e  $f_{ydv}$  sono i valori di progetto della resistenza delle armature orizzontali e verticali

$p_h$  e  $p_v$  sono i rapporti tra l'area della sezione dell'armatura orizzontale o verticale d'anima e l'area della relativa sezione di calcestruzzo

Ne deriva  $V_{Ed}^* = 321,84 \text{ kN} < V_{Rdc} = 901 \text{ kN}$

Verificato

#### Verifica a taglio scorrimento

Sui possibili piani di scorrimento (per esempio le riprese di getto o i giunti costruttivi) posti all'interno delle zone critiche deve risultare:

$$V_{Ed}^* \leq V_{dd} + V_{id} + V_{fd}$$

dove il secondo membro della disequazione non è altro che il valore di progetto della resistenza a taglio nei confronti dello scorrimento e  $V_{dd}$ ,  $V_{fd}$  e  $V_{id}$  rappresentano, rispettivamente, il contributo dell'effetto "spinotto" delle armature verticali, il contributo della resistenza per attrito e il contributo delle armature inclinate presenti alla base, che nel caso in questione risulta essere nullo.

Si è cominciato a determinare il primo contributo  $V_{dd}$ :

$$V_{dd} = \min \{ 1,3 \Sigma A_{sj} \sqrt{f_{cd} f_{yd}} ; 0,25 \Sigma A_{sj} f_{yd} \} = 441,64 \text{ kN}$$

dove  $\Sigma A_{sj}$  la somma delle aree delle barre verticali intersecanti il piano contenente la potenziale superficie di scorrimento pari a  $45,72 \text{ cm}^2$ ,  $f_{cd}$  è la resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo di  $141,10 \text{ kg/cm}^2$  e  $f_{yd}$  è la resistenza di progetto a snervamento di  $3913 \text{ kg/cm}^2$ .

Ne deriva  $V_{dd} = 441,64 \text{ kN}$ , ovvero è sufficiente il primo contributo per la verifica in esame.

Ne deriva che  $V_{Ed}^* = 321,84 \text{ kN} < V_{dd} = 441,64 \text{ kN}$

Verificato

#### Verifica duttilità

Il nuovo D.M. 17-01-2018 ha inoltre introdotto le verifiche di duttilità per le sole strutture dissipative in corrispondenza del piede per gli elementi strutturali primari. Lo scopo delle verifiche di duttilità è quello di garantire adeguata capacità rotazionale delle cerniere plastiche. Ciascuna cerniera plastica deve essere progettata per possedere una

capacità di duttilità in campo plastico, superiore alla domanda di duttilità.

Secondo quanto riportato nel paragrafo §7.4.6.2.4 del D.M. 17-01-2018 le verifiche possono ritenersi soddisfatte se, per ciascuna zona dissipativa, il rapporto volumetrico di armatura trasversale negli elementi di bordo rispetta le limitazioni seguenti:

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30\mu_{\phi} \cdot (v_d + \omega_v) \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035$$

dove:

$\omega_{wd}$  = rapporto meccanico dell'armatura trasversale di confinamento all'interno della zona dissipativa (il nucleo di calcestruzzo fa riferimento alla linea media delle staffe);

$\mu_{\phi}$  = domanda di duttilità di curvatura allo SLC;

$v_d$  = forza assiale adimensionalizzata di progetto relativa alla combinazione sismica SLV;

$\varepsilon_{sy,d} = 0,00196$  per B450 C è la deformazione di snervamento dell'acciaio;

$h_c$  = profondità della sezione trasversale lorda;

$h_0$  = profondità del nucleo confinato (il nucleo di calcestruzzo fa riferimento alla linea media delle staffe);

$b_c$  = larghezza minima della sezione trasversale lorda;

$b_0$  = larghezza del nucleo confinato corrispondente a  $b_c$ ;

$\omega_v = \rho_v f_{yd,v} / f_{cd}$

$\rho_v$  = rapporto geometrico di progetto dell'armatura verticale al di fuori degli elementi di bordo;

$f_{yd,v}$  = resistenza di snervamento di progetto dell'armatura verticale al di fuori degli elementi di bordo;

$\alpha$  = coefficiente di efficacia del confinamento, pari a  $\alpha = \alpha_n \alpha_s$ , dove per sezioni rettangolari:

$$\alpha_n = 1 - \sum_n \frac{b_i^2}{6 \cdot b_0 \cdot h_0}$$

$$\alpha_s = [1 - s/(2 \cdot b_0)] \cdot [1 - s/(2 \cdot h_0)]$$

con:

$n$  = numero di barre longitudinali,

$b_i$  = distanza tra barre consecutive contenute,

$s$  = passo delle staffe/legature

Innanzitutto si è proceduto con il calcolo della domanda di duttilità di curvatura allo

SLC ( $\mu_\phi$ ), essendo:

$$\mu_\phi = \begin{cases} 1,2 \cdot (2q_0 - 1) & \text{per } T_1 \geq T_c \\ 1,2 \cdot \left( 1 + 2(q_0 - 1) \frac{T_c}{T_1} \right) & \text{per } T_1 < T_c \end{cases}$$

con:

$q_0$  = valore di base del fattore di comportamento, pari a 3 in CD"B" per strutture a pareti non accoppiate (Tab. 7.3.II del D.M. 17-01-2018),

$T_c$  = periodo di inizio dello spettro a velocità costante, pari a 0,26 s allo SLC,

$T_1$  = periodo proprio di vibrazione della struttura, pari a 0,31 s per sisma in Y.

Essendo  $T_1 > T_c$ , si ha:  $\mu_\phi = 6$ .

La forza assiale adimensionalizzata di progetto ( $u_d$ ) relativa alla combinazione sismica SLV vale:

$$u_d = N_{ed} / A_c f_{cd}$$

dove:

$N_{ed} = 135,55$  KN è lo sforzo assiale massimo allo SLV,

$A_c = b_c h_c = 6000$  cm<sup>2</sup>, essendo  $b_c = 30$  cm ed  $h_c = 200$  cm.

Si ha:  $u_d = 0,0160$

Per il calcolo di  $\omega_{wd}$  si utilizza la formula seguente:

$$\omega_{wd} = (V_{st} f_{yd}) / (V_{nc} f_{cd})$$

con:

$V_{st} = A_{st} L_{st} = 128$  cm<sup>3</sup> è il volume delle staffe di confinamento;

$V_{nc} = b_0 h_0 s = 8.734,4$  cm<sup>3</sup> è il volume del nucleo di calcestruzzo,

essendo  $b_0 = b_c - 2c - \Phi_{st} = 41,2$  cm e  $h_0 = h_c - 2c - \Phi_{st} = 21,2$  cm.

Si ottiene  $\omega_{wd} = 0,406$ .

Segue il calcolo del coefficiente di efficacia del confinamento:  $\alpha = \alpha_n \alpha_s$

$$\alpha_n = 0,46$$

$$\alpha_s = 0,671$$

$$\alpha = \alpha_n \alpha_s = 0,309$$

Rimane ora da determinare  $\omega_v = \rho_v f_{yd,v} / f_{cd} = 0,125$ , essendo  $\rho_v = 0,0045$ .

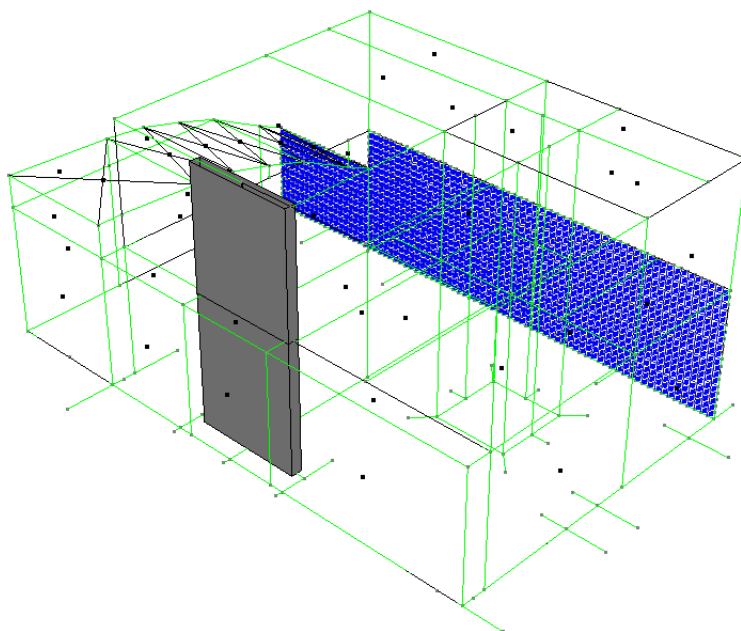
Ne deriva che:

$$\alpha \omega_{wd} = 0,125$$

$$30 \mu\Phi (u_d + \omega_v) \varepsilon_{sy,d} (b_c/b_0) - 0,035 = 0,015$$

Essendo il primo contributo maggiore del secondo la verifica è soddisfatta.

### 3.6.2 Setto S2



Setto S2

Tipo n°Asta	Tipo Asta	X (cm)	N (kN)	T12 (kN)	T13 (kN)	MT (kNm)	M12 (kNm)	M13 (kNm)
N min	8 Beam	0.00	-482.50	-120.11	5.50	6.11	322.29	-17.21
N max	57 Beam	340.00	-70.16	-210.07	-4.44	-15.89	-6.58	-4.46
T12 min	8 Beam	0.00	-341.45	-348.51	-33.31	42.36	1473.59	112.39
T12 max	57 Beam	0.00	-188.71	302.36	5.21	-23.54	-1020.88	-20.39
T13 min	8 Beam	0.00	-274.34	-328.24	-35.49	41.39	1426.97	118.93
T13 max	8 Beam	0.00	-338.15	186.72	40.19	-34.08	-1035.48	-133.78
Mt min	57 Beam	0.00	-148.56	-113.39	-2.71	-52.92	381.66	10.59
Mt max	57 Beam	0.00	-187.01	150.00	3.54	61.05	-506.15	-14.88
M12 min	8 Beam	0.00	-271.58	197.99	35.81	-42.71	-1317.95	-118.25
M12 max	8 Beam	0.00	-340.91	-339.51	-31.11	50.03	1709.44	103.39
M13 min	8 Beam	0.00	-338.15	186.72	40.19	-34.08	-1035.48	-133.78
M13 max	8 Beam	0.00	-274.34	-328.24	-35.49	41.39	1426.97	118.93

Sollecitazioni allo SLV

Nella condizione in esame, il setto risulta sollecitato dai seguenti carichi:

$$N_{ed} = 340,91 \text{ KN,}$$

$$M_x = 1.709,44 \text{ KNm}$$

$$M_y = 103,39 \text{ KNm}$$

$$V_{ed} = 339,51 \text{ KN}$$

Si è scelto di realizzare il setto di lunghezza pari a 300 cm e di larghezza di 30 cm. All'interno dei setti sono stati individuati due pilastri di estremità ai quali è affidato il momento. Tali zone confinate hanno per lati lo spessore della parete ed una lunghezza confinata  $l_c$  pari al 20% della lunghezza in pianta della parete e comunque

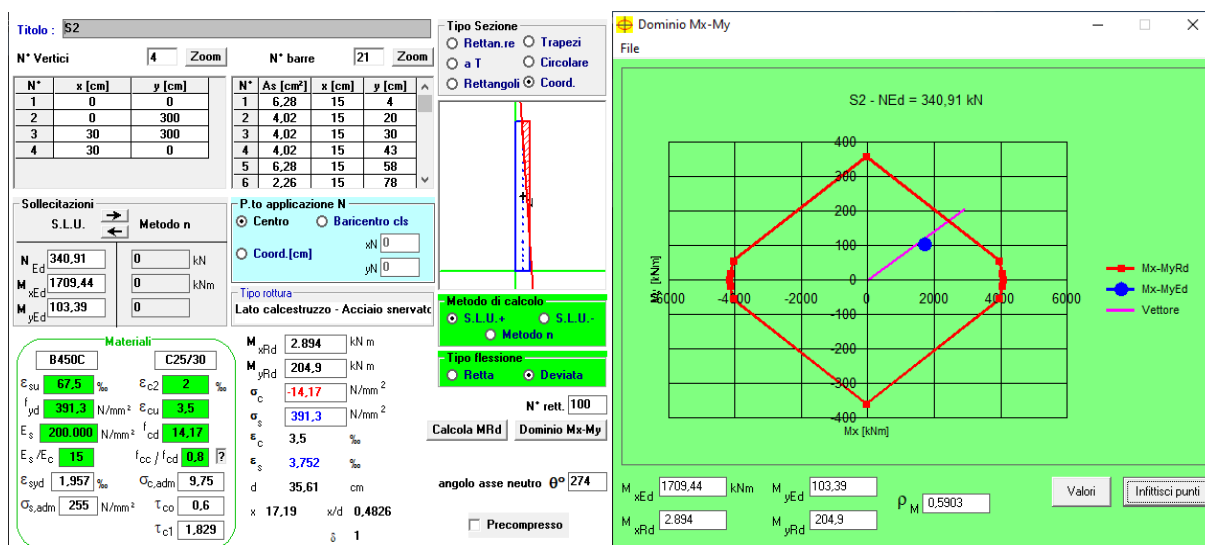
non inferiore a 1,5 volte lo spessore della parete stessa. Ne deriva  $l_c$  pari a 60 cm.

Sono stati inseriti a tal proposito  $6\Phi 16+4\Phi 20$ , corrispondenti a  $24,62 \text{ cm}^2$ . Risulta così verificato il rapporto geometrico di armatura totale verticale nell'area confinata, compreso tra l'1% e il 4%.

Questa armatura sarà confinata con staffe  $\Phi 8$  con passo di 10 cm in corrispondenza della zona critica, per poi raddoppiarla nelle zone restanti. La zona critica del setto ha una altezza per normativa da considerare come il massimo tra la larghezza del setto ed  $1/6$  dell'altezza totale della parete. A favore di sicurezza l'infittimento è stato eseguito per 300 cm al di sopra della ciabatta di fondazione.

Per la restante armatura del setto nella zona centrale sono quindi stati considerati  $(11+11)\Phi 12$ ; infine tutto il setto è stato confinato con staffe  $\Phi 10/20 \text{ cm}$ . Nella rimanente parte della parete ovvero al di fuori della zona non dissipativa, vanno seguite le regole delle condizioni non sismiche sia in pianta che in altezza, con armatura minima orizzontale e verticale pari allo 0,2%, per controllare la fessurazione a taglio.

Si riporta la verifica a pressoflessione del setto maggiormente sollecitato.



Verifica pressoflessione deviata setto S2 e Dominio M-N

Sono stati ottenuti i seguenti risultati:

- posizione asse neutro  $x = 17,19 \text{ cm}$
- $\epsilon_s = 3,75 \text{ ‰} > \epsilon_{sy} = 1,95 \text{ ‰}$

Ne consegue che l'acciaio è sicuramente snervato; è stato quindi calcolato il



momento resistente  $M_{rd}$  relativo all'armatura longitudinale prevista.

Deriva:

$$M_{rd,x} = 2.894 \text{ KNm} > M_x = 1.709,44 \text{ KNm} \quad \text{Verificato}$$

$$M_{rd,y} = 204,9 \text{ KNm} > M_y = 103,39 \text{ KNm} \quad \text{Verificato}$$

Segue la verifica a taglio del setto, sollecitato da un taglio complessivo alla base pari a 339,51 KN. Per le strutture in CD "B" si deve tener conto del possibile incremento delle forze di taglio a seguito della formazione della cerniera plastica alla base della parete: ciò si ritiene soddisfatto incrementando del 50% il taglio derivante dall'analisi. Si giunge così ad un  $V_{ed}^* = V_{ed} \varepsilon = 509,26 \text{ KN}$ . Con questo valore sono state condotte le seguenti verifiche.

#### Verifica a taglio compressione

La determinazione della resistenza è condotta assumendo un braccio delle forze interne  $z$  pari all'80% dell'altezza della sezione ed un'inclinazione delle diagonali compresse pari a  $45^\circ$ . Nelle zone critiche tale resistenza va moltiplicata per un fattore riduttivo 0,4.

Si è fatto riferimento alla seguente formula:

$$V_{rd,c} = (0,8 l_w b_w f'_{cd}) 0,4 = 2.031,84 \text{ KN} > V_{ed}^* = 509,26 \text{ kN}$$

dove

$f'_{cd} = 0,5 f_{cd}$  è la resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima

$l_w = 300 \text{ cm}$  è la lunghezza del setto

$b_w = 30 \text{ cm}$  è la larghezza del setto

$0,8 l_w b_w$  è l'area del calcestruzzo non confinato.

#### Verifica a taglio trazione

Il calcolo dell'armatura d'anima deve tener conto del rapporto di taglio  $\alpha_s = M_{Ed} / V_{Ed} l_w$ .

Essendo  $\alpha_s < 2$  (1,68) la determinazione della resistenza deve essere condotta nel modo seguente:

$$V_{Ed}^* < V_{Rdc} + 0,75 p_h f_{yd} b_w \alpha_s l_w$$

$$\text{Con } p_h f_{ydh} b_w z < p_v f_{ydv} b_w z + \min N_{Ed}$$

dove:

$V_{Rdc}$  è la resistenza a taglio degli elementi non armati

$N_{Ed}$  è la forza assiale di progetto

$f_{ydh}$  e  $f_{ydv}$  sono i valori di progetto della resistenza delle armature orizzontali e verticali

$\rho_h$  e  $\rho_v$  sono i rapporti tra l'area della sezione dell'armatura orizzontale o verticale d'anima e l'area della relativa sezione di calcestruzzo

Ne deriva  $V_{Ed}^* = 509,26 \text{ kN} < V_{Rdc} = 1.522 \text{ kN}$  Verificato

#### Verifica a taglio scorrimento

Sui possibili piani di scorrimento (per esempio le riprese di getto o i giunti costruttivi) posti all'interno delle zone critiche deve risultare:

$$V_{Ed}^* \leq V_{dd} + V_{id} + V_{fd}$$

dove il secondo membro della disequazione non è altro che il valore di progetto della resistenza a taglio nei confronti dello scorrimento e  $V_{dd}$ ,  $V_{fd}$  e  $V_{id}$  rappresentano, rispettivamente, il contributo dell'effetto "spinotto" delle armature verticali, il contributo della resistenza per attrito e il contributo delle armature inclinate presenti alla base, che nel caso in questione risulta essere nullo.

Si è cominciato a determinare il primo contributo  $V_{dd}$ :

$$V_{dd} = \min \{ 1,3 \sum A_{sj} \sqrt{f_{cd} f_{yd}} ; 0,25 \sum A_{sj} f_{yd} \} = 715,78 \text{ kN}$$

dove  $\sum A_{sj}$  la somma delle aree delle barre verticali intersecanti il piano contenente la potenziale superficie di scorrimento pari a  $74,1 \text{ cm}^2$ ,  $f_{cd}$  è la resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo di  $141,10 \text{ kg/cm}^2$  e  $f_{yd}$  è la resistenza di progetto a snervamento di  $3913 \text{ kg/cm}^2$ .

Ne deriva  $V_{dd} = 715,78 \text{ kN}$ , ovvero è sufficiente il primo contributo per la verifica in esame.

Ne deriva che  $V_{Ed}^* = 509,26 \text{ kN} < V_{dd} = 715,78 \text{ kN}$  Verificato

#### Verifica duttilità

Il nuovo D.M. 17-01-2018 ha inoltre introdotto le verifiche di duttilità per le sole strutture dissipative in corrispondenza del piede per gli elementi strutturali primari. Lo scopo delle verifiche di duttilità è quello di garantire adeguata capacità rotazionale delle cerniere plastiche. Ciascuna cerniera plastica deve essere progettata per possedere una capacità di duttilità in campo plastico, superiore alla domanda di duttilità.

Secondo quanto riportato nel paragrafo §7.4.6.2.4 del D.M. 17-01-2018 le verifiche possono ritenersi soddisfatte se, per ciascuna zona dissipativa, il rapporto volumetrico

di armatura trasversale negli elementi di bordo rispetta le limitazioni seguenti:

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30 \mu_{\phi} \cdot (v_d + \omega_v) \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035$$

dove:

$\omega_{wd}$  = rapporto meccanico dell'armatura trasversale di confinamento all'interno della zona dissipativa (il nucleo di calcestruzzo fa riferimento alla linea media delle staffe);

$\mu_{\phi}$  = domanda di duttilità di curvatura allo SLC;

$v_d$  = forza assiale adimensionalizzata di progetto relativa alla combinazione sismica SLV;

$\varepsilon_{sy,d}$  = 0,00196 per B450 C è la deformazione di snervamento dell'acciaio;

$h_c$  = profondità della sezione trasversale lorda;

$h_0$  = profondità del nucleo confinato (il nucleo di calcestruzzo fa riferimento alla linea media delle staffe);

$b_c$  = larghezza minima della sezione trasversale lorda;

$b_0$  = larghezza del nucleo confinato corrispondente a  $b_c$ ;

$$\omega_v = \rho_v f_{yd,v} / f_{cd}$$

$\rho_v$  = rapporto geometrico di progetto dell'armatura verticale al di fuori degli elementi di bordo;

$f_{yd,v}$  = resistenza di snervamento di progetto dell'armatura verticale al di fuori degli elementi di bordo;

$\alpha$  = coefficiente di efficacia del confinamento, pari a  $\alpha = \alpha_n \alpha_s$ , dove per sezioni rettangolari:

$$\alpha_n = 1 - \sum_n b_i^2 / (6 \cdot b_0 \cdot h_0)$$

$$\alpha_s = [1 - s / (2 \cdot b_0)] \cdot [1 - s / (2 \cdot h_0)]$$

con:

$n$  = numero di barre longitudinali,

$b_i$  = distanza tra barre consecutive contenute,

$s$  = passo delle staffe/legature

Innanzitutto si è proceduto con il calcolo della domanda di duttilità di curvatura allo SLC ( $\mu_{\phi}$ ), essendo:

$$\mu_{\phi} = \begin{cases} 1,2 \cdot (2q_0 - 1) & \text{per } T_1 \geq T_c \\ 1,2 \cdot \left( 1 + 2(q_0 - 1) \frac{T_c}{T_1} \right) & \text{per } T_1 < T_c \end{cases}$$

con:

$q_0$  = valore di base del fattore di comportamento, pari a 3 in CD"B" per strutture a pareti non accoppiate (Tab. 7.3.II del D.M. 17-01-2018),

$T_c$  = periodo di inizio dello spettro a velocità costante, pari a 0,26 s allo SLC,

$T_1$  = periodo proprio di vibrazione della struttura, pari a 0,116 s per sisma in X.

Essendo  $T_1 < T_c$ , si ha:  $\mu_{\phi} = 11,96$ .

La forza assiale adimensionalizzata di progetto ( $u_d$ ) relativa alla combinazione sismica SLV vale:

$$u_d = N_{ed} / A_c f_{cd}$$

dove:

$N_{ed} = 135,55$  KN è lo sforzo assiale massimo allo SLV,

$A_c = b_c h_c = 9000$  cm<sup>2</sup>, essendo  $b_c = 30$  cm ed  $h_c = 300$  cm.

Si ha:  $u_d = 0,027$

Per il calcolo di  $\omega_{wd}$  si utilizza la formula seguente:

$$\omega_{wd} = (V_{st} f_{yd}) / (V_{nc} f_{cd})$$

con:

$V_{st} = A_{st} L_{st} = 148$  cm<sup>3</sup> è il volume delle staffe di confinamento;

$V_{nc} = b_0 h_0 s = 10.854,4$  cm<sup>3</sup> è il volume del nucleo di calcestruzzo,

essendo  $b_0 = b_c - 2c - \Phi_{st} = 51,2$  cm e  $h_0 = h_c - 2c - \Phi_{st} = 21,2$  cm.

Si ottiene  $\omega_{wd} = 0,378$ .

Segue il calcolo del coefficiente di efficacia del confinamento:  $\alpha = \alpha_n \alpha_s$

$$\alpha_n = 0,59$$

$$\alpha_s = 0,689$$

$$\alpha = \alpha_n \alpha_s = 0,407$$

Rimane ora da determinare  $\omega_v = \rho_v f_{ydv} / f_{cd} = 0,128$ , essendo  $\rho_v = 0,0046$ .

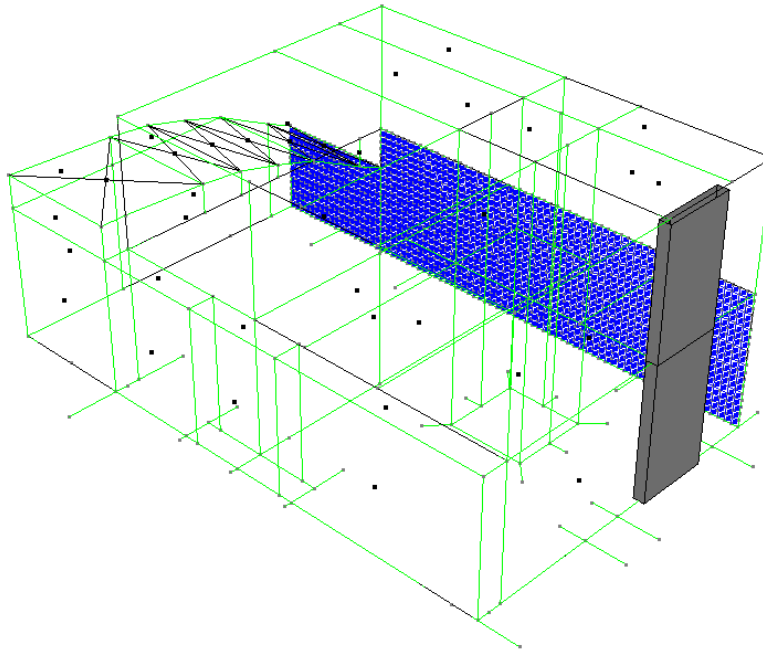
Ne deriva che:

$$\alpha \omega_{wd} = 0,154$$

$$30 \mu_{\phi} (u_d + \omega_v) \epsilon_{sy,d} (b_c/b_0) - 0,035 = 0,086$$

Essendo il primo contributo maggiore del secondo la verifica è soddisfatta.

### 3.6.3 Setto S3



Setto S3

<i>Tipo n'Asta</i>	<i>Tipo Asta</i>		<i>X (cm)</i>	<i>N ( kN)</i>	<i>T12 ( kN)</i>	<i>T13 ( kN)</i>	<i>MT ( kNm)</i>	<i>M12 ( kNm)</i>	<i>M13 ( kNm)</i>
<i>N min</i>	2	Beam	0.00	-428.75	-2.19	106.16	3.92	5.79	-408.22
<i>N max</i>	51	Beam	340.00	-25.86	-1.65	51.26	-18.13	-0.37	-24.44
<i>T12 min</i>	2	Beam	0.00	-259.92	-8.09	-87.43	27.94	23.52	378.57
<i>T12 max</i>	2	Beam	0.00	-267.23	5.50	211.10	-23.26	-16.55	-854.49
<i>T13 min</i>	2	Beam	0.00	-243.25	-6.32	-176.76	25.94	20.52	809.44
<i>T13 max</i>	2	Beam	0.00	-283.90	3.73	300.42	-21.26	-13.55	-1285.35
<i>Mt min</i>	51	Beam	0.00	-90.40	0.20	22.22	-34.13	0.15	-121.47
<i>Mt max</i>	51	Beam	0.00	-158.47	0.75	-94.83	39.38	-3.33	243.07
<i>M12 min</i>	2	Beam	0.00	-200.15	5.45	278.42	-26.70	-18.42	-1210.13
<i>M12 max</i>	2	Beam	0.00	-327.00	-8.04	-154.76	31.38	25.39	734.22
<i>M13 min</i>	2	Beam	0.00	-271.01	5.09	299.82	-26.08	-17.50	-1295.48
<i>M13 max</i>	2	Beam	0.00	-236.14	-7.68	-176.15	30.76	24.47	819.56

Sollecitazioni allo SLV

Nella condizione in esame, il setto risulta sollecitato dai seguenti carichi:

$$N_{ed} = 271 \text{ KN},$$

$$M_x = 1295,48 \text{ KNm}$$

$$M_y = 17,50 \text{ KNm}$$

$$V_{ed} = 299,82 \text{ KN}$$

Si è scelto di realizzare il setto di lunghezza pari a 200 cm e di larghezza di 30 cm. All'interno dei setti sono stati individuati due pilastri di estremità ai quali è affidato il momento. Tali zone confinate hanno per lati lo spessore della parete ed una lunghezza confinata  $l_c$  pari al 20% della lunghezza in pianta della parete e comunque non inferiore

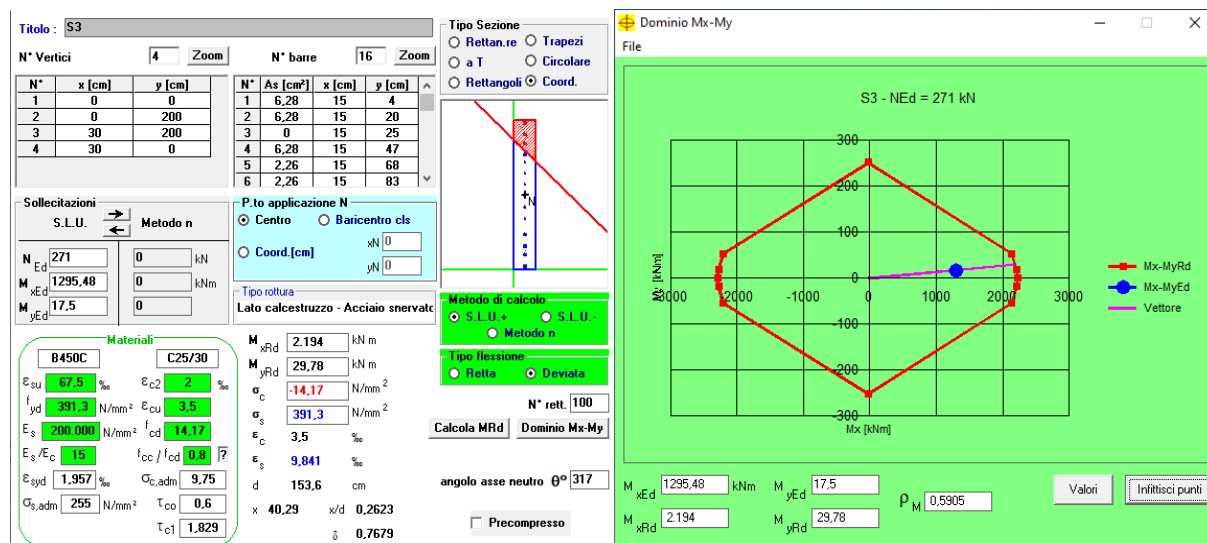
a 1,5 volte lo spessore della parete stessa. Ne deriva  $l_c$  pari a 50 cm.

Sono stati inseriti a tal proposito  $8\Phi 20$ , corrispondenti a  $25,12 \text{ cm}^2$ . Risulta così verificato il rapporto geometrico di armatura totale verticale nell'area confinata, compreso tra l'1% e il 4%.

Questa armatura sarà confinata con staffe  $\Phi 8$  con passo di 10 cm in corrispondenza della zona critica, per poi raddoppiarla nelle zone restanti. La zona critica del setto ha una altezza per normativa da considerare come il massimo tra la larghezza del setto ed  $1/6$  dell'altezza totale della parete. A favore di sicurezza l'infittimento è stato eseguito per 200 cm al di sopra della ciabatta di fondazione.

Per la restante armatura del setto nella zona centrale sono quindi stati considerati  $(6+6)\Phi 12$ ; infine tutto il setto è stato confinato con staffe  $\Phi 10/20 \text{ cm}$ . Nella rimanente parte della parete ovvero al di fuori della zona non dissipativa, vanno seguite le regole delle condizioni non sismiche sia in pianta che in altezza, con armatura minima orizzontale e verticale pari allo 0,2%, per controllare la fessurazione a taglio.

Si riporta la verifica a pressoflessione del setto.



Verifica pressoflessione deviata setto S3 e Dominio M-N

Sono stati ottenuti i seguenti risultati:

- posizione asse neutro  $x = 40,29 \text{ cm}$
- $\varepsilon_s = 9,84 \text{ ‰} > \varepsilon_{sy} = 1,95 \text{ ‰}$

Ne consegue che l'acciaio è sicuramente snervato; è stato quindi calcolato il momento resistente  $M_{rd}$  relativo all'armatura longitudinale prevista.

Deriva:

$$M_{rd,x} = 2.194 \text{ KNm} > M_x = 1295,48 \text{ KNm}$$

Verificato

$$M_{rd,y} = 29,74 \text{ KNm} > M_y = 17,50 \text{ KNm}$$

Verificato

Segue la verifica a taglio del setto, sollecitato da un taglio complessivo alla base pari a 299,82 KN. Per le strutture in CD "B" si deve tener conto del possibile incremento delle forze di taglio a seguito della formazione della cerniera plastica alla base della parete: ciò si ritiene soddisfatto incrementando del 50% il taglio derivante dall'analisi.

Si giunge così ad un  $V_{ed}^* = V_{ed} \varepsilon = 449,73 \text{ KN}$ . Con questo valore sono state condotte le seguenti verifiche.

#### Verifica a taglio compressione

La determinazione della resistenza è condotta assumendo un braccio delle forze interne  $z$  pari all'80% dell'altezza della sezione ed un'inclinazione delle diagonali compresse pari a  $45^\circ$ . Nelle zone critiche tale resistenza va moltiplicata per un fattore riduttivo 0,4.

Si è fatto riferimento alla seguente formula:

$$V_{rd,c} = (0,8 l_w b_w f'_{cd}) 0,4 = 1.354,56 \text{ KN} > V_{ed}^* = 449,73 \text{ KN}$$

dove

$f'_{cd} = 0,5 f_{cd}$  è la resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima

$l_w = 200 \text{ cm}$  è la lunghezza del setto

$b_w = 30 \text{ cm}$  è la larghezza del setto

$0,8 l_w b_w$  è l'area del calcestruzzo non confinato.

#### Verifica a taglio trazione

Il calcolo dell'armatura d'anima deve tener conto del rapporto di taglio  $\alpha_s = M_{Ed} / V_{Ed} l_w$ .

Essendo  $\alpha_s > 2$  (2,16) la determinazione della resistenza deve essere condotta in accordo al § 4.1.2.1.3 del DM 17-01-2018, assumendo come braccio delle forze interne l'80% dell'altezza della sezione ed una inclinazione delle diagonali compresse pari a  $45^\circ$ .

Si ha:  $V_{Rd} = \min(V_{Rds}, V_{Rdc})$ , dove:

$$V_{Rdc} = 0,8 l_w b_w \alpha_c f'_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta) = 1.714,37 \text{ KN}$$

$$V_{Rds} = 0,8 l_w A_{sw/s} f_{yd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \text{sen}\alpha = 500,79 \text{ KN}$$

dove:

$l_w$  è l'altezza della sezione pari a 200 cm,

$b_w$  è la larghezza minima della sezione pari a 30 cm,

$f'_{cd} = 0,5 f_{cd}$  è la resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo C25/30

$\alpha_c$  è un coefficiente unitario,

$s$  rappresenta l'interasse tra due armature trasversali consecutive pari a 20 cm,

$A_{sw}$  è l'area dell'armatura trasversale ( $2\phi 10$ )

$f_{yd}$  è la resistenza di progetto a snervamento dell'acciaio, pari a 3913 kg/cm<sup>2</sup>.

Ne deriva  $V_{Rd} = 500,79 \text{ kN} > V_{ed}^* = 449,73 \text{ kN}$

Verificato

#### Verifica a taglio scorrimento

Sui possibili piani di scorrimento (per esempio le riprese di getto o i giunti costruttivi) posti all'interno delle zone critiche deve risultare:

$$V_{Ed}^* \leq V_{dd} + V_{id} + V_{fd}$$

dove il secondo membro della disequazione non è altro che il valore di progetto della resistenza a taglio nei confronti dello scorrimento e  $V_{dd}$ ,  $V_{fd}$  e  $V_{id}$  rappresentano, rispettivamente, il contributo dell'effetto "spinotto" delle armature verticali, il contributo della resistenza per attrito e il contributo delle armature inclinate presenti alla base, che nel caso in questione risulta essere nullo.

Si è cominciato a determinare il primo contributo  $V_{dd}$ :

$$V_{dd} = \min \{ 1,3 \sum A_{sj} \sqrt{f_{cd} f_{yd}} ; 0,25 \sum A_{sj} f_{yd} \} = 616,29 \text{ kN}$$

dove  $\sum A_{sj}$  la somma delle aree delle barre verticali intersecanti il piano contenente la potenziale superficie di scorrimento pari a 63,8 cm<sup>2</sup>,  $f_{cd}$  è la resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo di 141,10 kg/cm<sup>2</sup> e  $f_{yd}$  è la resistenza di progetto a snervamento di 3913 kg/cm<sup>2</sup>.

Ne deriva  $V_{dd} = 616,29 \text{ kN}$ , ovvero è sufficiente il primo contributo per la verifica in esame.

Ne deriva che  $V_{Ed}^* = 449,73 \text{ kN} < V_{dd} = 616,29 \text{ kN}$

Verificato

#### Verifica duttilità

Il nuovo D.M. 17-01-2018 ha inoltre introdotto le verifiche di duttilità per le sole strutture dissipative in corrispondenza del piede per gli elementi strutturali primari. Lo scopo delle verifiche di duttilità è quello di garantire adeguata capacità rotazionale delle cerniere plastiche. Ciascuna cerniera plastica deve essere progettata per possedere una capacità di duttilità in campo plastico, superiore alla domanda di duttilità.



Secondo quanto riportato nel paragrafo §7.4.6.2.4 del D.M. 17-01-2018 le verifiche possono ritenersi soddisfatte se, per ciascuna zona dissipativa, il rapporto volumetrico di armatura trasversale negli elementi di bordo rispetta le limitazioni seguenti:

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30 \mu_{\phi} \cdot (v_d + \omega_v) \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035$$

dove:

$\omega_{wd}$  = rapporto meccanico dell'armatura trasversale di confinamento all'interno della zona dissipativa (il nucleo di calcestruzzo fa riferimento alla linea media delle staffe);

$\mu_{\phi}$  = domanda di duttilità di curvatura allo SLC;

$u_d$  = forza assiale adimensionalizzata di progetto relativa alla combinazione sismica SLV;

$\varepsilon_{sy,d}$  = 0,00196 per B450 C è la deformazione di snervamento dell'acciaio;

$h_c$  = profondità della sezione trasversale lorda;

$h_0$  = profondità del nucleo confinato (il nucleo di calcestruzzo fa riferimento alla linea media delle staffe);

$b_c$  = larghezza minima della sezione trasversale lorda;

$b_0$  = larghezza del nucleo confinato corrispondente a  $b_c$ ;

$$\omega_v = \rho_v f_{yd,v} / f_{cd}$$

$\rho_v$  = rapporto geometrico di progetto dell'armatura verticale al di fuori degli elementi di bordo;

$f_{yd,v}$  = resistenza di snervamento di progetto dell'armatura verticale al di fuori degli elementi di bordo;

$\alpha$  = coefficiente di efficacia del confinamento, pari a  $\alpha = \alpha_n \alpha_s$ , dove per sezioni rettangolari:

$$\alpha_n = 1 - \sum_i b_i^2 / (6 \cdot b_0 \cdot h_0)$$

$$\alpha_s = [1 - s / (2 \cdot b_0)] \cdot [1 - s / (2 \cdot h_0)]$$

con:

$n$  = numero di barre longitudinali,

$b_i$  = distanza tra barre consecutive contenute,

$s$  = passo delle staffe/legature

Innanzitutto si è proceduto con il calcolo della domanda di duttilità di curvatura allo SLC ( $\mu_{\phi}$ ), essendo:

$$\mu_{\phi} = \begin{cases} 1,2 \cdot (2q_0 - 1) & \text{per } T_1 \geq T_c \\ 1,2 \cdot \left( 1 + 2(q_0 - 1) \frac{T_c}{T_1} \right) & \text{per } T_1 < T_c \end{cases}$$

con:

$q_0$  = valore di base del fattore di comportamento, pari a 3 in CD"B" per strutture a pareti non accoppiate (Tab. 7.3.II del D.M. 17-01-2018),

$T_c$  = periodo di inizio dello spettro a velocità costante, pari a 0,26 s allo SLC,

$T_1$  = periodo proprio di vibrazione della struttura, pari a 0,31 s per sisma in Y.

Essendo  $T_1 > T_c$ , si ha:  $\mu_{\phi} = 6$ .

La forza assiale adimensionalizzata di progetto ( $\nu_d$ ) relativa alla combinazione sismica SLV vale:

$$\nu_d = N_{ed} / A_c f_{cd}$$

dove:

$N_{ed} = 271$  KN è lo sforzo assiale massimo allo SLV,

$A_c = b_c h_c = 6000$  cm<sup>2</sup>, essendo  $b_c = 30$  cm ed  $h_c = 200$  cm.

Si ha:  $\nu_d = 0,032$

Per il calcolo di  $\omega_{wd}$  si utilizza la formula seguente:

$$\omega_{wd} = (V_{st} f_{yd}) / (V_{nc} f_{cd})$$

con:

$V_{st} = A_{st} L_{st} = 128$  cm<sup>3</sup> è il volume delle staffe di confinamento;

$V_{nc} = b_0 h_0 s = 8.734,4$  cm<sup>3</sup> è il volume del nucleo di calcestruzzo,

essendo  $b_0 = b_c - 2c - \Phi_{st} = 41,2$  cm e  $h_0 = h_c - 2c - \Phi_{st} = 21,2$  cm.

Si ottiene  $\omega_{wd} = 0,406$ .

Segue il calcolo del coefficiente di efficacia del confinamento:  $\alpha = \alpha_n \alpha_s$

$$\alpha_n = 0,46$$

$$\alpha_s = 0,671$$

$$\alpha = \alpha_n \alpha_s = 0,309$$

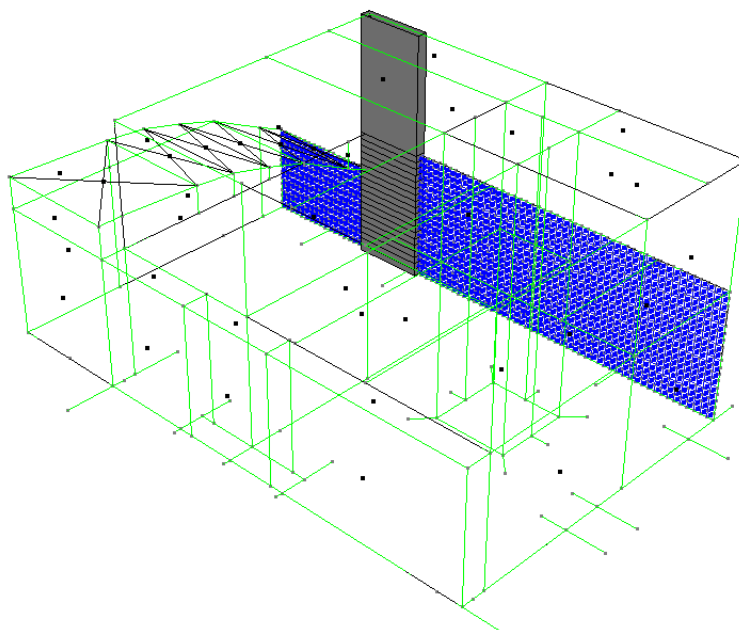
Rimane ora da determinare  $\omega_v = \rho_v f_{yd,v} / f_{cd} = 0,125$ , essendo  $\rho_v = 0,0045$ .

Ne deriva che:

$$\alpha \omega_{wd} = 0,125$$

$$30 \mu_{\phi} (\nu_d + \omega_v) \varepsilon_{sy,d} (b_c/b_0) - 0,035 = 0,020$$

### 3.6.4 Setto S4



Tipo	n°Asta	Tipo Asta	X (cm)	N ( kN)	T12 ( kN)	T13 ( kN)	MT ( kNm)	M12 ( kNm)	M13 ( kNm)
N min	236	Beam	0.00	-342.13	303.37	-81.86	2.75	73.26	-46.55
N max	171	Beam	19.17	-13.37	-225.90	61.82	14.46	-411.09	23.56
T12 min	183	Beam	0.00	-39.06	-296.11	43.29	-12.13	-524.62	17.36
T12 max	183	Beam	0.00	-310.95	407.75	-21.31	51.33	495.50	0.11
T13 min	236	Beam	0.00	-323.20	184.80	-115.17	-40.93	-71.23	-77.72
T13 max	115	Beam	0.00	-81.86	-88.47	84.18	18.75	-221.34	-56.70
Mt min	236	Beam	0.00	-143.20	-197.86	-30.36	-64.56	-233.22	-79.67
Mt max	115	Beam	0.00	-144.61	224.06	52.62	80.24	164.78	-47.06
M12 min	61	Beam	0.00	-124.91	174.15	-9.94	-29.32	-659.26	28.46
M12 max	61	Beam	0.00	-191.10	-233.20	0.51	34.57	679.60	3.34
M13 min	236	Beam	19.23	-262.12	40.91	-98.42	-61.81	-188.38	-108.95
M13 max	60	Beam	0.00	-25.30	108.81	-43.40	-12.20	-47.79	91.64

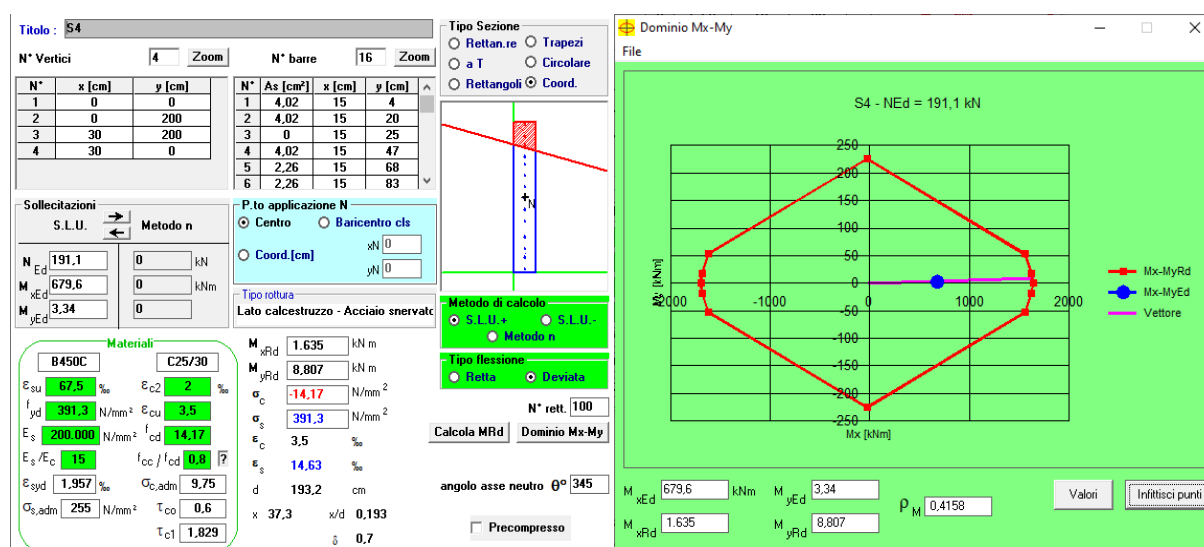
Si è scelto di realizzare il setto di lunghezza pari a 200 cm e di larghezza di 30 cm. All'interno dei setti sono stati individuati due pilastri di estremità ai quali è affidato il momento. Tali zone confinate hanno per lati lo spessore della parete ed una lunghezza confinata  $l_c$  pari al 20% della lunghezza in pianta della parete e comunque non inferiore a 1,5 volte lo spessore della parete stessa. Ne deriva  $l_c$  pari a 50 cm.

Sono stati inseriti a tal proposito  $8\Phi 16$ , corrispondenti a  $16,08 \text{ cm}^2$ . Risulta così verificato il rapporto geometrico di armatura totale verticale nell'area confinata, compreso tra l'1% e il 4%.

Questa armatura sarà confinata con staffe  $\Phi 8$  con passo di 10 cm in corrispondenza della zona critica, per poi raddoppiarla nelle zone restanti. La zona critica del setto ha una altezza per normativa da considerare come il massimo tra la larghezza del setto ed  $1/6$  dell'altezza totale della parete. A favore di sicurezza l'infittimento è stato eseguito per 200 cm al di sopra della ciabatta di fondazione.

Per la restante armatura del setto nella zona centrale sono quindi stati considerati  $(6+6)\Phi 12$ ; infine tutto il setto è stato confinato con staffe  $\Phi 10/20 \text{ cm}$ . Nella rimanente parte della parete ovvero al di fuori della zona non dissipativa, vanno seguite le regole delle condizioni non sismiche sia in pianta che in altezza, con armatura minima orizzontale e verticale pari allo 0,2%, per controllare la fessurazione a taglio.

Si riporta la verifica a pressoflessione del setto.



Verifica pressoflessione deviata setto S4 e Dominio M-N

Sono stati ottenuti i seguenti risultati:

- posizione asse neutro  $x = 37,3 \text{ cm}$
- $\varepsilon_s = 14,63 \text{ ‰} > \varepsilon_{sy} = 1,95 \text{ ‰}$

Ne consegue che l'acciaio è sicuramente snervato; è stato quindi calcolato il momento resistente  $M_{rd}$  relativo all'armatura longitudinale prevista.

Deriva:

$$M_{rd,x} = 1.635 \text{ KNm} > M_x = 679,6 \text{ KNm}$$

Verificato

$$M_{rd,y} = 8,807 \text{ KNm} > M_y = 3,34 \text{ KNm}$$

Verificato

Segue la verifica a taglio del setto, sollecitato da un taglio complessivo alla base pari a 233,2 KN. Per le strutture in CD "B" si deve tener conto del possibile incremento delle forze di taglio a seguito della formazione della cerniera plastica alla base della parete: ciò si ritiene soddisfatto incrementando del 50% il taglio derivante dall'analisi.

Si giunge così ad un  $V_{ed}^* = V_{ed} \varepsilon = 349,8 \text{ KN}$ . Con questo valore sono state condotte le seguenti verifiche.

#### Verifica a taglio compressione

La determinazione della resistenza è condotta assumendo un braccio delle forze interne  $z$  pari all'80% dell'altezza della sezione ed un'inclinazione delle diagonali compresse pari a  $45^\circ$ . Nelle zone critiche tale resistenza va moltiplicata per un fattore riduttivo 0,4.

Si è fatto riferimento alla seguente formula:

$$V_{rd,c} = (0,8 l_w b_w f'_{cd}) 0,4 = 1.354,56 \text{ KN} > V_{ed}^* = 349,8 \text{ KN}$$

dove

$f'_{cd} = 0,5 f_{cd}$  è la resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima

$l_w = 200 \text{ cm}$  è la lunghezza del setto

$b_w = 30 \text{ cm}$  è la larghezza del setto

$0,8 l_w b_w$  è l'area del calcestruzzo non confinato.

#### Verifica a taglio trazione

Il calcolo dell'armatura d'anima deve tener conto del rapporto di taglio  $a_s = M_{Ed} / V_{Ed} l_w$ .

Essendo  $a_s < 2$  (1,46) la determinazione della resistenza deve essere condotta nel modo seguente:

$$V_{Ed}^* < V_{Rdc} + 0,75 p_h f_{yd} b_w a_s l_w$$

$$\text{Con } p_h f_{ydh} b_w z < p_v f_{ydv} b_w z + \min N_{Ed}$$

dove:

$V_{Rdc}$  è la resistenza a taglio degli elementi non armati

$N_{Ed}$  è la forza assiale di progetto

$f_{ydh}$  e  $f_{ydv}$  sono i valori di progetto della resistenza delle armature orizzontali e verticali

$p_h$  e  $p_v$  sono i rapporti tra l'area della sezione dell'armatura orizzontale o verticale

Ne deriva  $V_{Ed}^* = 349,8 \text{ kN} < V_{Rdc} = 900 \text{ kN}$  *Verificato*

Sui possibili piani di scorrimento (per esempio le riprese di getto o i giunti costruttivi) posti all'interno delle zone critiche deve risultare:

dove il secondo membro della disequazione non è altro che il valore di progetto della resistenza a taglio nei confronti dello scorrimento e  $V_{dd}$ ,  $V_{fd}$  e  $V_{id}$  rappresentano, rispettivamente, il contributo dell'effetto "spinotto" delle armature verticali, il contributo della resistenza per attrito e il contributo delle armature inclinate presenti alla base, che nel caso in questione risulta essere nullo.

$$V_{dd} = \min \{1,3 \Sigma A_{sj} \sqrt{f_{cd} f_{yd}} ; 0,25 \Sigma A_{sj} f_{yd}\} = 441,64 \text{ kN}$$

dove  $\Sigma A_{sj}$  la somma delle aree delle barre verticali intersecanti il piano contenente la potenziale superficie di scorrimento pari a 45,72 cm<sup>2</sup>,  $f_{cd}$  è la resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo di 141,10 kg/cm<sup>2</sup> e  $f_{yd}$  è la resistenza di progetto a snervamento di 3913 kg/cm<sup>2</sup>.

Ne deriva  $V_{dd} = 441,64 \text{ KN}$ , ovvero è sufficiente il primo contributo per la verifica in esame.

Ne deriva che  $V_{Ed}^* = 349,8 \text{ kN} < V_{dd} = 441,64 \text{ kN}$  *Verificato*

Il nuovo D.M. 17-01-2018 ha inoltre introdotto le verifiche di duttilità per le sole strutture dissipative in corrispondenza del piede per gli elementi strutturali primari. Lo scopo delle verifiche di duttilità è quello di garantire adeguata capacità rotazionale delle cerniere plastiche. Ciascuna cerniera plastica deve essere progettata per possedere una capacità di duttilità in campo plastico, superiore alla domanda di duttilità.

Secondo quanto riportato nel paragrafo §7.4.6.2.4 del D.M. 17-01-2018 le verifiche possono ritenersi soddisfatte se, per ciascuna zona dissipativa, il rapporto volumetrico di armatura trasversale negli elementi di bordo rispetta le limitazioni seguenti:

$$\alpha \cdot \omega_{\text{wd}} \geq 30 \mu_{\phi} \cdot (v_d + \omega_v) \cdot \varepsilon_{\text{sy},d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035$$

dove:

$\omega_{wd}$  = rapporto meccanico dell'armatura trasversale di confinamento all'interno della zona dissipativa (il nucleo di calcestruzzo fa riferimento alla linea media delle staffe);

$\mu_{\phi}$  = domanda di duttilità di curvatura allo SLC;

$u_d$  = forza assiale adimensionalizzata di progetto relativa alla combinazione sismica SLV;

$\varepsilon_{sy,d} = 0,00196$  per B450 C è la deformazione di snervamento dell'acciaio;

$h_c$  = profondità della sezione trasversale lorda;

$h_0$  = profondità del nucleo confinato (il nucleo di calcestruzzo fa riferimento alla linea media delle staffe);

$b_c$  = larghezza minima della sezione trasversale lorda;

$b_0$  = larghezza del nucleo confinato corrispondente a  $b_c$ ;

$\omega_v = \rho_v f_{yd,v} / f_{cd}$

$\rho_v$  = rapporto geometrico di progetto dell'armatura verticale al di fuori degli elementi di bordo;

$f_{yd,v}$  = resistenza di snervamento di progetto dell'armatura verticale al di fuori degli elementi di bordo;

$\alpha$  = coefficiente di efficacia del confinamento, pari a  $\alpha = \alpha_n \alpha_s$ , dove per sezioni rettangolari:

$$\alpha_n = 1 - \sum_n b_i^2 / (6 \cdot b_0 \cdot h_0)$$

$$\alpha_s = [1 - s / (2 \cdot b_0)] \cdot [1 - s / (2 \cdot h_0)]$$

con:

$n$  = numero di barre longitudinali,

$b_i$  = distanza tra barre consecutive contenute,

$s$  = passo delle staffe/legature

Innanzitutto si è proceduto con il calcolo della domanda di duttilità di curvatura allo SLC ( $\mu_{\phi}$ ), essendo:

$$\mu_{\phi} = \begin{cases} 1,2 \cdot (2q_0 - 1) & \text{per } T_1 \geq T_c \\ 1,2 \cdot \left( 1 + 2(q_0 - 1) \frac{T_c}{T_1} \right) & \text{per } T_1 < T_c \end{cases}$$

con:

$q_0$  = valore di base del fattore di comportamento, pari a 3 in CD"B" per strutture a

pareti non accoppiate (Tab. 7.3.II del D.M. 17-01-2018),

$T_c$  = periodo di inizio dello spettro a velocità costante, pari a 0,26 s allo SLC,

$T_1$  = periodo proprio di vibrazione della struttura, pari a 0,116 s per sisma in X.

Essendo  $T_1 < T_c$ , si ha:  $\mu_\Phi = 11,96$ .

La forza assiale adimensionalizzata di progetto ( $u_d$ ) relativa alla combinazione sismica SLV vale:

$$u_d = N_{ed}/A_c f_{cd}$$

dove:

$N_{ed} = 191,1$  KN è lo sforzo assiale massimo allo SLV,

$A_c = b_c h_c = 6000$  cm<sup>2</sup>, essendo  $b_c = 30$  cm ed  $h_c = 200$  cm.

Si ha:  $u_d = 0,0226$

Per il calcolo di  $\omega_{wd}$  si utilizza la formula seguente:

$$\omega_{wd} = (V_{st} f_{yd}) / (V_{nc} f_{cd})$$

con:

$V_{st} = A_{st} L_{st} = 128$  cm<sup>3</sup> è il volume delle staffe di confinamento;

$V_{nc} = b_0 h_0 s = 8.734,4$  cm<sup>3</sup> è il volume del nucleo di calcestruzzo,

essendo  $b_0 = b_c - 2c - \Phi_{st} = 41,2$  cm e  $h_0 = h_c - 2c - \Phi_{st} = 21,2$  cm.

Si ottiene  $\omega_{wd} = 0,406$ .

Segue il calcolo del coefficiente di efficacia del confinamento:  $\alpha = \alpha_n \alpha_s$

$$\alpha_n = 0,46$$

$$\alpha_s = 0,671$$

$$\alpha = \alpha_n \alpha_s = 0,309$$

Rimane ora da determinare  $\omega_v = \rho_v f_{yd,v} / f_{cd} = 0,125$ , essendo  $\rho_v = 0,0045$ .

Ne deriva che:

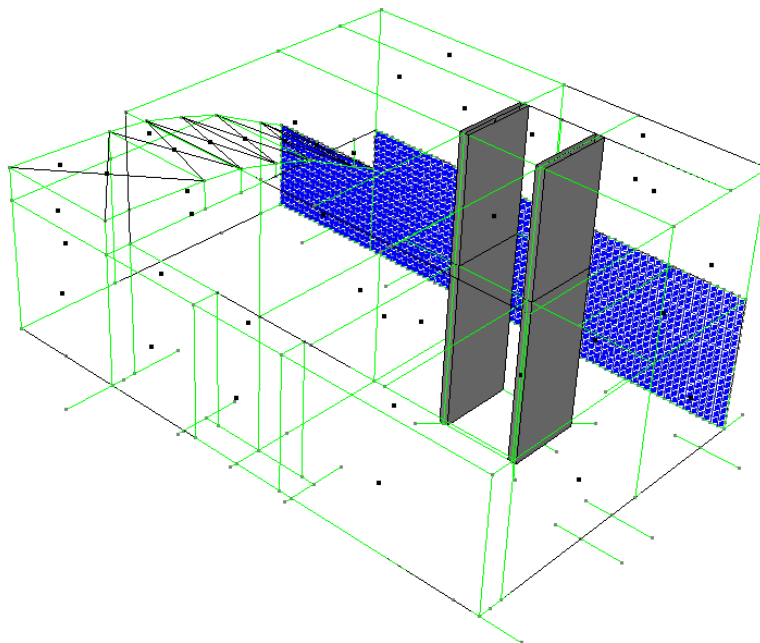
$$\alpha \omega_{wd} = 0,125$$

$$30 \mu_\Phi (u_d + \omega_v) \varepsilon_{sy,d} (b_c/b_0) - 0,035 = 0,085$$

Essendo il primo contributo maggiore del secondo la verifica è soddisfatta.



### 3.6.5 Setti verticali vano ascensore



Setti vano ascensore

Tipo	n'Asta	Tipo Asta	X (cm)	N ( kN)	T12 ( kN)	T13 ( kN)	MT ( kNm)	M12 ( kNm)	M13 ( kNm)
N min	30	Beam	0.00	-301.16	6.82	-32.55	1.97	-25.58	8.97
N max	68	Beam	340.00	-20.26	-1.14	-207.36	19.69	-5.01	-70.95
T12 min	29	Beam	0.00	-149.28	-8.56	19.79	-10.54	15.27	-341.17
T12 max	30	Beam	0.00	-214.92	7.97	-95.53	-11.24	-26.92	-295.08
T13 min	67	Beam	0.00	-95.86	-1.22	-271.58	9.50	3.13	711.57
T13 max	67	Beam	0.00	-153.25	1.91	303.92	-6.16	3.66	-861.50
Mt min	67	Beam	0.00	-117.46	3.63	194.78	-21.72	0.56	-539.40
Mt max	67	Beam	0.00	-131.64	-2.94	-162.44	25.06	6.23	389.47
M12 min	30	Beam	0.00	-218.22	7.36	-55.40	-13.69	-29.18	-539.19
M12 max	29	Beam	0.00	-201.05	-7.96	-35.04	2.05	28.22	35.77
M13 min	30	Beam	455.00	-155.09	5.50	15.99	-5.48	-0.60	-863.50
M13 max	29	Beam	0.00	-128.29	-2.71	-67.89	13.64	14.65	715.69

Sollecitazioni allo SLV

Nella condizione in esame, il setto risulta sollecitato dai seguenti carichi:

$$N_{ed} = 155,09 \text{ KN,}$$

$$M_x = 863,5 \text{ KNm}$$

$$V_{ed} = 303,92 \text{ KN}$$

Si è scelto di realizzare il setto di lunghezza pari a 230 cm e di larghezza di 30 cm. All'interno dei setti sono stati individuati due pilastri di estremità ai quali è affidato il momento. Tali zone confinate hanno per lati lo spessore della parete ed una lunghezza confinata  $l_c$  pari al 20% della lunghezza in pianta della parete e comunque non inferiore a 1,5 volte lo spessore della parete stessa. Ne deriva  $l_c$  pari a 50 cm.

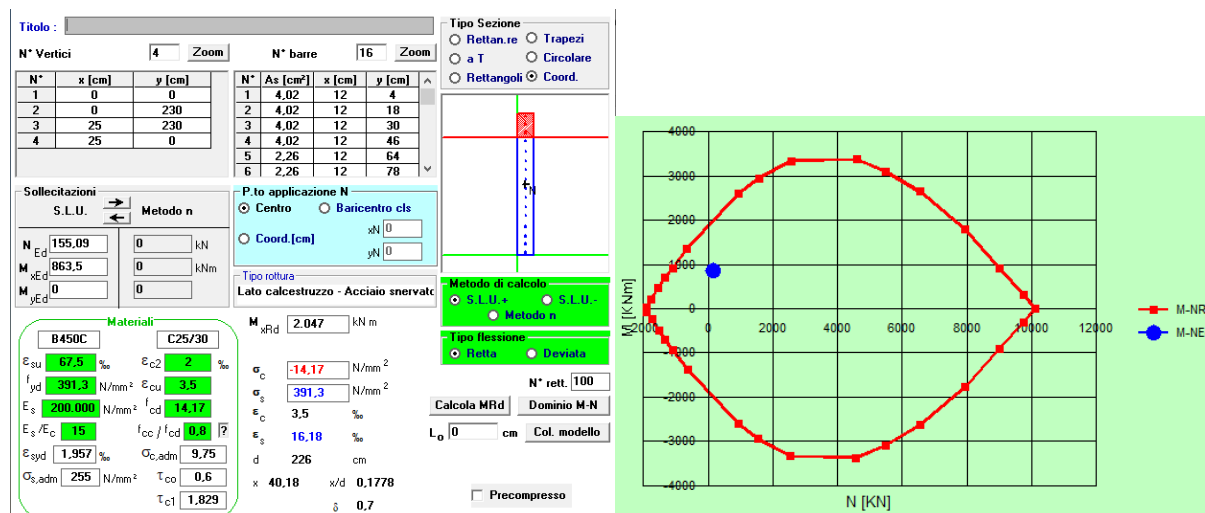
Sono stati inseriti a tal proposito 8Φ16, corrispondenti a 16,08 cm<sup>2</sup>. Risulta così verificato il rapporto geometrico di armatura totale verticale nell'area confinata, compreso tra l'1%

e il 4%.

Questa armatura sarà confinata con staffe  $\Phi 8$  con passo di 10 cm in corrispondenza della zona critica, per poi raddoppiarla nelle zone restanti. La zona critica del setto ha una altezza per normativa da considerare come il massimo tra la larghezza del setto ed  $1/6$  dell'altezza totale della parete. A favore di sicurezza l'infiltrimento è stato eseguito per 250 cm al di sopra della ciabatta di fondazione.

Per la restante armatura del setto nella zona centrale sono quindi stati considerati  $(8+8)\Phi 12$ ; infine tutto il setto è stato confinato con staffe  $\Phi 10/20$  cm. Nella rimanente parte della parete ovvero al di fuori della zona non dissipativa, vanno seguite le regole delle condizioni non sismiche sia in pianta che in altezza, con armatura minima orizzontale e verticale pari allo 0,2%, per controllare la fessurazione a taglio.

Si riporta la verifica a pressoflessione del setto.



Verifica pressoflessione deviata setti verticali e Dominio M-N

Sono stati ottenuti i seguenti risultati:

- posizione asse neutro  $x = 40,18$  cm
- $\varepsilon_s = 16,18 \text{‰} > \varepsilon_{sy} = 1,95 \text{‰}$

Ne consegue che l'acciaio è sicuramente snervato; è stato quindi calcolato il momento resistente  $M_{rd}$  relativo all'armatura longitudinale prevista.

Deriva:

$$M_{rd,x} = 2.047 \text{ KNm} > M_x = 863,5 \text{ KNm}$$

Verificato

Segue la verifica a taglio del setto, sollecitato da un taglio complessivo alla base pari a

303,92 KN. Per le strutture in CD "B" si deve tener conto del possibile incremento delle forze di taglio a seguito della formazione della cerniera plastica alla base della parete: ciò si ritiene soddisfatto incrementando del 50% il taglio derivante dall'analisi.

Si giunge così ad un  $V_{ed}^* = V_{ed} \varepsilon = 455,9$  KN. Con questo valore sono state condotte le seguenti verifiche.

#### Verifica a taglio compressione

La determinazione della resistenza è condotta assumendo un braccio delle forze interne  $z$  pari all'80% dell'altezza della sezione ed un'inclinazione delle diagonali compresse pari a  $45^\circ$ . Nelle zone critiche tale resistenza va moltiplicata per un fattore riduttivo 0,4.

Si è fatto riferimento alla seguente formula:

$$V_{rd,c} = (0,8 l_w b_w f'_{cd}) 0,4 = 1.557,74 \text{ KN} > V_{ed}^* = 455,88 \text{ KN}$$

dove

$f'_{cd} = 0,5 f_{cd}$  è la resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima

$l_w = 230$  cm è la lunghezza del setto

$b_w = 30$  cm è la larghezza del setto

$0,8 l_w b_w$  è l'area del calcestruzzo non confinato.

#### Verifica a taglio trazione

Il calcolo dell'armatura d'anima deve tener conto del rapporto di taglio  $\alpha_s = M_{Ed} / V_{Ed} l_w$ .

Essendo  $\alpha_s < 2$  (1,24) la determinazione della resistenza deve essere condotta nel modo seguente:

$$V_{ed}^* < V_{Rdc} + 0,75 p_h f_{yd} b_w \alpha_s l_w$$

$$\text{Con } p_h f_{ydh} b_w z < p_v f_{ydv} b_w z + \min N_{Ed}$$

dove:

$V_{Rdc}$  è la resistenza a taglio degli elementi non armati

$N_{Ed}$  è la forza assiale di progetto

$f_{ydh}$  e  $f_{ydv}$  sono i valori di progetto della resistenza delle armature orizzontali e verticali

$p_h$  e  $p_v$  sono i rapporti tra l'area della sezione dell'armatura orizzontale o verticale d'anima e l'area della relativa sezione di calcestruzzo

$$\text{Ne deriva } V_{ed}^* = 455,88 \text{ KN} < V_{Rdc} = 933 \text{ KN}$$

Verificato

#### Verifica a taglio scorrimento

Sui possibili piani di scorrimento (per esempio le riprese di getto o i giunti costruttivi) posti all'interno delle zone critiche deve risultare:

$$V_{Ed}^* \leq V_{dd} + V_{id} + V_{fd}$$

dove il secondo membro della disequazione non è altro che il valore di progetto della resistenza a taglio nei confronti dello scorrimento e  $V_{dd}$ ,  $V_{fd}$  e  $V_{id}$  rappresentano, rispettivamente, il contributo dell'effetto "spinotto" delle armature verticali, il contributo della resistenza per attrito e il contributo delle armature inclinate presenti alla base, che nel caso in questione risulta essere nullo.

Si è cominciato a determinare il primo contributo  $V_{dd}$ :

$$V_{dd} = \min \{ 1,3 \Sigma A_{sj} \sqrt{f_{cd} f_{yd}} ; 0,25 \Sigma A_{sj} f_{yd} \} = 485,3 \text{ kN}$$

dove  $\Sigma A_{sj}$  la somma delle aree delle barre verticali intersecanti il piano contenente la potenziale superficie di scorrimento pari a 50,24 cm<sup>2</sup>,  $f_{cd}$  è la resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo di 141,10 kg/cm<sup>2</sup> e  $f_{yd}$  è la resistenza di progetto a snervamento di 3913 kg/cm<sup>2</sup>.

Ne deriva  $V_{dd} = 485,3 \text{ kN}$ , ovvero è sufficiente il primo contributo per la verifica in esame.

Ne deriva che  $V_{Ed}^* = 455,9 \text{ kN} < V_{dd} = 485,3 \text{ kN}$  Verificato

#### Verifica duttilità

Il nuovo D.M. 17-01-2018 ha inoltre introdotto le verifiche di duttilità per le sole strutture dissipative in corrispondenza del piede per gli elementi strutturali primari. Lo scopo delle verifiche di duttilità è quello di garantire adeguata capacità rotazionale delle cerniere plastiche. Ciascuna cerniera plastica deve essere progettata per possedere una capacità di duttilità in campo plastico, superiore alla domanda di duttilità.

Secondo quanto riportato nel paragrafo §7.4.6.2.4 del D.M. 17-01-2018 le verifiche possono ritenersi soddisfatte se, per ciascuna zona dissipativa, il rapporto volumetrico di armatura trasversale negli elementi di bordo rispetta le limitazioni seguenti:

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30 \mu_{\phi} \cdot (v_d + \omega_v) \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035$$

dove:

$\omega_{wd}$  = rapporto meccanico dell'armatura trasversale di confinamento all'interno della zona dissipativa (il nucleo di calcestruzzo fa riferimento alla linea media delle staffe);

$\mu_\Phi$  = domanda di duttilità di curvatura allo SLC;

$U_d$  = forza assiale adimensionalizzata di progetto relativa alla combinazione sismica SLV;

$\varepsilon_{sy,d} = 0,00196$  per B450 C è la deformazione di snervamento dell'acciaio;

$h_c$  = profondità della sezione trasversale lorda;

$h_0$  = profondità del nucleo confinato (il nucleo di calcestruzzo fa riferimento alla linea media delle staffe);

$b_c$  = larghezza minima della sezione trasversale lorda;

$b_0$  = larghezza del nucleo confinato corrispondente a  $b_c$ ;

$\omega_v = \rho_v f_{yd,v} / f_{cd}$

$\rho_v$  = rapporto geometrico di progetto dell'armatura verticale al di fuori degli elementi di bordo;

$f_{yd,v}$  = resistenza di snervamento di progetto dell'armatura verticale al di fuori degli elementi di bordo;

$\alpha$  = coefficiente di efficacia del confinamento, pari a  $\alpha = \alpha_n \alpha_s$ , dove per sezioni rettangolari:

$$\alpha_n = 1 - \sum_n b_i^2 / (6 \cdot b_0 \cdot h_0)$$

$$\alpha_s = [1 - s / (2 \cdot b_0)] \cdot [1 - s / (2 \cdot h_0)]$$

con:

$n$  = numero di barre longitudinali,

$b_i$  = distanza tra barre consecutive contenute,

$s$  = passo delle staffe/legature

Innanzitutto si è proceduto con il calcolo della domanda di duttilità di curvatura allo SLC ( $\mu_\Phi$ ), essendo:

$$\mu_\Phi = \begin{cases} 1,2 \cdot (2q_0 - 1) & \text{per } T_1 \geq T_c \\ 1,2 \cdot \left( 1 + 2(q_0 - 1) \frac{T_c}{T_1} \right) & \text{per } T_1 < T_c \end{cases}$$

con:

$q_0$  = valore di base del fattore di comportamento, pari a 3 in CD"B" per strutture a pareti non accoppiate (Tab. 7.3.II del D.M. 17-01-2018),

$T_c$  = periodo di inizio dello spettro a velocità costante, pari a 0,26 s allo SLC,

$T_1$  = periodo proprio di vibrazione della struttura, pari a 0,31 s per sisma in Y.

Essendo  $T_1 > T_c$ , si ha:  $\mu_\Phi = 6$ .

La forza assiale adimensionalizzata di progetto ( $u_d$ ) relativa alla combinazione sismica SLV vale:

$$u_d = N_{ed} / A_c f_{cd}$$

dove:

$N_{ed} = 155,09$  KN è lo sforzo assiale massimo allo SLV,

$A_c = b_c h_c = 6900$  cm<sup>2</sup>, essendo  $b_c = 30$  cm ed  $h_c = 230$  cm.

Si ha:  $u_d = 0,016$

Per il calcolo di  $\omega_{wd}$  si utilizza la formula seguente:

$$\omega_{wd} = (V_{st} f_{yd}) / (V_{nc} f_{cd})$$

con:

$V_{st} = A_{st} L_{st} = 128$  cm<sup>3</sup> è il volume delle staffe di confinamento;

$V_{nc} = b_0 h_0 s = 8.734,4$  cm<sup>3</sup> è il volume del nucleo di calcestruzzo,

essendo  $b_0 = b_c - 2c - \Phi_{st} = 41,2$  cm e  $h_0 = h_c - 2c - \Phi_{st} = 21,2$  cm.

Si ottiene  $\omega_{wd} = 0,406$ .

Segue il calcolo del coefficiente di efficacia del confinamento:  $\alpha = \alpha_n \alpha_s$

$$\alpha_n = 0,46$$

$$\alpha_s = 0,671$$

$$\alpha = \alpha_n \alpha_s = 0,309$$

Rimane ora da determinare  $\omega_v = \rho_v f_{yd,v} / f_{cd} = 0,128$ , essendo  $\rho_v = 0,0046$ .

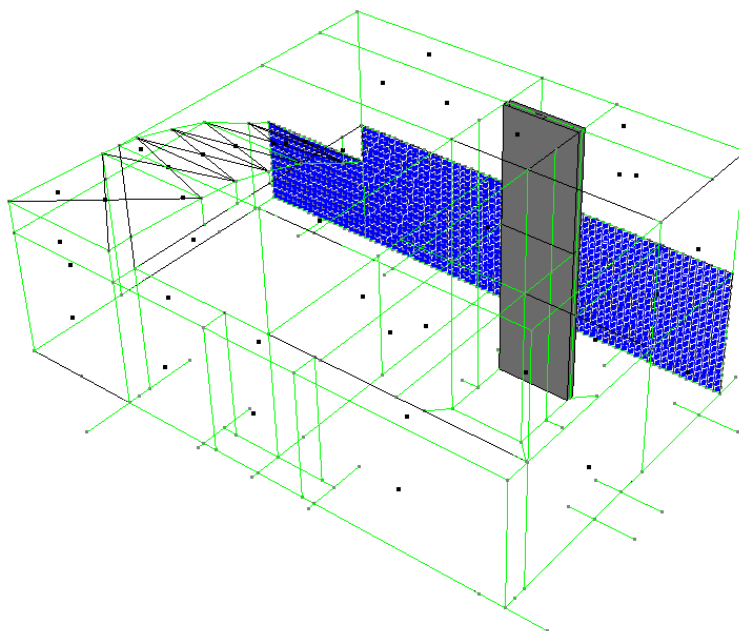
Ne deriva che:

$$\alpha \omega_{wd} = 0,125$$

$$30 \mu_\Phi (u_d + \omega_v) \varepsilon_{sy,d} (b_c/b_0) - 0,035 = 0,016$$

Essendo il primo contributo maggiore del secondo la verifica è soddisfatta.

### 3.6.6 Setto orizzontale vano ascensore



Setti vano ascensore

Tipo	n'Asta	Tipo Asta	X (cm)	N ( kN)	T12 ( kN)	T13 ( kN)	MT ( kNm)	M12 ( kNm)	M13 ( kNm)	
N	min	28	Beam	0.00	-159.21	-6.59	20.43	1.87	21.63	-46.86
N	max	69	Beam	340.00	14.79	8.64	-90.24	-16.71	22.20	-17.30
T12	min	28	Beam	0.00	-140.44	-12.37	6.27	16.40	54.51	-121.86
T12	max	69	Beam	0.00	-34.28	8.93	-92.59	-16.35	-7.71	299.50
T13	min	69	Beam	0.00	-42.59	5.88	-139.94	-18.30	-3.60	456.89
T13	max	69	Beam	0.00	-68.17	-2.49	128.53	21.64	-6.76	-411.09
Mt	min	69	Beam	0.00	-33.44	7.88	-71.40	-21.72	-6.78	228.44
Mt	max	69	Beam	0.00	-77.31	-4.50	59.99	25.06	-3.57	-182.64
M12	min	28	Beam	0.00	-93.38	3.14	68.83	-11.47	-25.13	-48.23
M12	max	28	Beam	0.00	-143.01	-12.33	-47.18	13.85	55.79	-4.48
M13	min	28	Beam	455.00	-70.08	-8.75	-94.66	12.97	-6.70	-413.57
M13	max	28	Beam	455.00	-44.03	-0.44	116.32	-10.59	-4.45	459.37

Sollecitazioni allo SLV

Nella condizione in esame, il setto risulta sollecitato dai seguenti carichi:

$$N_{ed} = 44,03 \text{ KN},$$

$$M_x = 459,37 \text{ KNm}$$

$$V_{ed} = 139,94 \text{ KN}$$

Si è scelto di realizzare il setto di lunghezza pari a 240 cm e di larghezza di 30 cm. All'interno dei setti sono stati individuati due pilastri di estremità ai quali è affidato il momento. Tali zone confinate hanno per lati lo spessore della parete ed una lunghezza confinata  $l_c$  pari al 20% della lunghezza in pianta della parete e comunque non inferiore a 1,5 volte lo spessore della parete stessa. Ne deriva  $l_c$  pari a 50 cm.

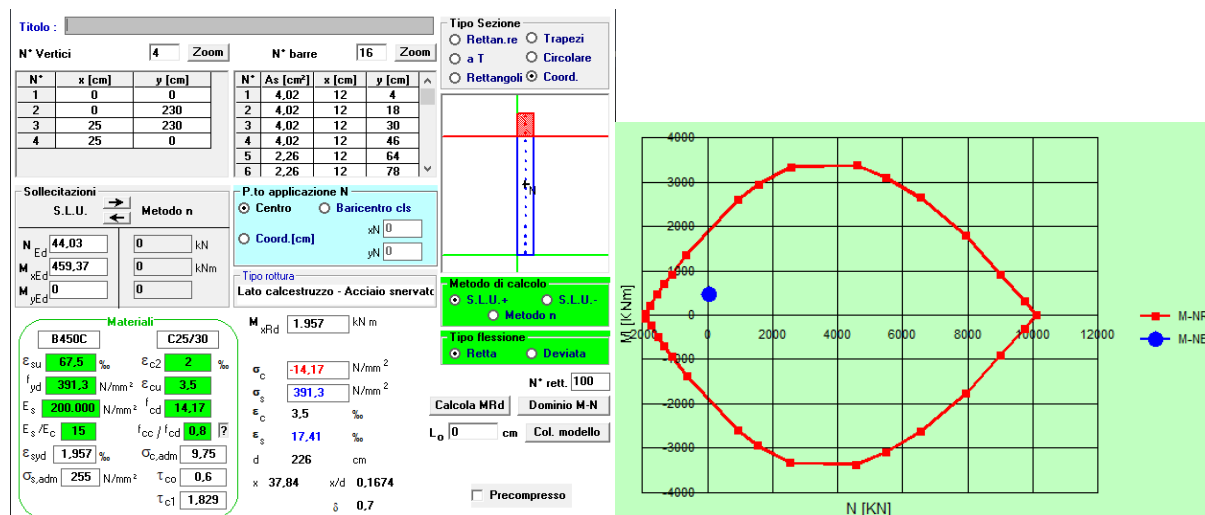
Sono stati inseriti a tal proposito 8 $\Phi$ 16, corrispondenti a 16,08 cm<sup>2</sup>. Risulta così verificato il rapporto geometrico di armatura totale verticale nell'area confinata, compreso tra l'1%

e il 4%.

Questa armatura sarà confinata con staffe  $\Phi 8$  con passo di 10 cm in corrispondenza della zona critica, per poi raddoppiarla nelle zone restanti. La zona critica del setto ha una altezza per normativa da considerare come il massimo tra la larghezza del setto ed  $1/6$  dell'altezza totale della parete. A favore di sicurezza l'infittimento è stato eseguito per 250 cm al di sopra della ciabatta di fondazione.

Per la restante armatura del setto nella zona centrale sono quindi stati considerati  $(9+9)\Phi 12$ ; infine tutto il setto è stato confinato con staffe  $\Phi 10/20$  cm. Nella rimanente parte della parete ovvero al di fuori della zona non dissipativa, vanno seguite le regole delle condizioni non sismiche sia in pianta che in altezza, con armatura minima orizzontale e verticale pari allo 0,2%, per controllare la fessurazione a taglio.

Si riporta la verifica a pressoflessione del setto.



Verifica pressoflessione deviata setto orizzontale e Dominio M-N

Sono stati ottenuti i seguenti risultati:

- posizione asse neutro  $x = 37,84$  cm
- $\varepsilon_s = 17,41 \text{ ‰} > \varepsilon_{sy} = 1,95 \text{ ‰}$

Ne consegue che l'acciaio è sicuramente snervato; è stato quindi calcolato il momento resistente  $M_{rd}$  relativo all'armatura longitudinale prevista.

Deriva:

$$M_{rd,x} = 1.957 \text{ KNm} > M_x = 459,37 \text{ KNm}$$

Verificato

Segue la verifica a taglio del setto, sollecitato da un taglio complessivo alla base pari a



139,94 KN. Per le strutture in CD "B" si deve tener conto del possibile incremento delle forze di taglio a seguito della formazione della cerniera plastica alla base della parete: ciò si ritiene soddisfatto incrementando del 50% il taglio derivante dall'analisi.

Si giunge così ad un  $V_{ed}^* = V_{ed} \varepsilon = 209,91$  KN. Con questo valore sono state condotte le seguenti verifiche.

#### Verifica a taglio compressione

La determinazione della resistenza è condotta assumendo un braccio delle forze interne  $z$  pari all'80% dell'altezza della sezione ed un'inclinazione delle diagonali compresse pari a  $45^\circ$ . Nelle zone critiche tale resistenza va moltiplicata per un fattore riduttivo 0,4.

Si è fatto riferimento alla seguente formula:

$$V_{rd,c} = (0,8 l_w b_w f'_{cd}) 0,4 = 1.625,47 \text{ KN} > V_{ed}^* = 209,91 \text{ KN}$$

dove

$f'_{cd} = 0,5 f_{cd}$  è la resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima

$l_w = 240$  cm è la lunghezza del setto

$b_w = 30$  cm è la larghezza del setto

$0,8 l_w b_w$  è l'area del calcestruzzo non confinato.

#### Verifica a taglio trazione

Il calcolo dell'armatura d'anima deve tener conto del rapporto di taglio  $\alpha_s = M_{Ed} / V_{Ed} l_w$ .

Essendo  $\alpha_s < 2$  (1,37) la determinazione della resistenza deve essere condotta nel modo seguente:

$$V_{Ed}^* < V_{Rdc} + 0,75 p_h f_{yd} b_w \alpha_s l_w$$

$$\text{Con } p_h f_{ydh} b_w z < p_v f_{ydv} b_w z + \min N_{Ed}$$

dove:

$V_{Rdc}$  è la resistenza a taglio degli elementi non armati

$N_{Ed}$  è la forza assiale di progetto

$f_{ydh}$  e  $f_{ydv}$  sono i valori di progetto della resistenza delle armature orizzontali e verticali

$p_h$  e  $p_v$  sono i rapporti tra l'area della sezione dell'armatura orizzontale o verticale d'anima e l'area della relativa sezione di calcestruzzo

$$\text{Ne deriva } V_{Ed}^* = 209,91 \text{ KN} < V_{Rdc} = 1.042 \text{ KN} \quad \text{Verificato}$$

#### Verifica a taglio scorrimento

Sui possibili piani di scorrimento (per esempio le riprese di getto o i giunti costruttivi) posti all'interno delle zone critiche deve risultare:

$$V_{Ed}^* \leq V_{dd} + V_{id} + V_{fd}$$

dove il secondo membro della disequazione non è altro che il valore di progetto della resistenza a taglio nei confronti dello scorrimento e  $V_{dd}$ ,  $V_{fd}$  e  $V_{id}$  rappresentano, rispettivamente, il contributo dell'effetto "spinotto" delle armature verticali, il contributo della resistenza per attrito e il contributo delle armature inclinate presenti alla base, che nel caso in questione risulta essere nullo.

Si è cominciato a determinare il primo contributo  $V_{dd}$ :

$$V_{dd} = \min \{ 1,3 \Sigma A_{sj} \sqrt{f_{cd} f_{yd}} ; 0,25 \Sigma A_{sj} f_{yd} \} = 507,13 \text{ kN}$$

dove  $\Sigma A_{sj}$  la somma delle aree delle barre verticali intersecanti il piano contenente la potenziale superficie di scorrimento pari a 52,50 cm<sup>2</sup>,  $f_{cd}$  è la resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo di 141,10 kg/cm<sup>2</sup> e  $f_{yd}$  è la resistenza di progetto a snervamento di 3913 kg/cm<sup>2</sup>.

Ne deriva  $V_{dd} = 507,13 \text{ kN}$ , ovvero è sufficiente il primo contributo per la verifica in esame.

Ne deriva che  $V_{Ed}^* = 209,91 \text{ kN} < V_{dd} = 507,13 \text{ kN}$

Verificato

#### Verifica duttilità

Il nuovo D.M. 17-01-2018 ha inoltre introdotto le verifiche di duttilità per le sole strutture dissipative in corrispondenza del piede per gli elementi strutturali primari. Lo scopo delle verifiche di duttilità è quello di garantire adeguata capacità rotazionale delle cerniere plastiche. Ciascuna cerniera plastica deve essere progettata per possedere una capacità di duttilità in campo plastico, superiore alla domanda di duttilità.

Secondo quanto riportato nel paragrafo §7.4.6.2.4 del D.M. 17-01-2018 le verifiche possono ritenersi soddisfatte se, per ciascuna zona dissipativa, il rapporto volumetrico di armatura trasversale negli elementi di bordo rispetta le limitazioni seguenti:

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30 \mu_{\phi} \cdot (v_d + \omega_v) \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035$$

dove:

$\omega_{wd}$  = rapporto meccanico dell'armatura trasversale di confinamento all'interno della zona dissipativa (il nucleo di calcestruzzo fa riferimento alla linea media delle staffe);

$\mu_\Phi$  = domanda di duttilità di curvatura allo SLC;

$U_d$  = forza assiale adimensionalizzata di progetto relativa alla combinazione sismica SLV;

$\varepsilon_{sy,d} = 0,00196$  per B450 C è la deformazione di snervamento dell'acciaio;

$h_c$  = profondità della sezione trasversale lorda;

$h_0$  = profondità del nucleo confinato (il nucleo di calcestruzzo fa riferimento alla linea media delle staffe);

$b_c$  = larghezza minima della sezione trasversale lorda;

$b_0$  = larghezza del nucleo confinato corrispondente a  $b_c$ ;

$\omega_v = \rho_v f_{yd,v} / f_{cd}$

$\rho_v$  = rapporto geometrico di progetto dell'armatura verticale al di fuori degli elementi di bordo;

$f_{yd,v}$  = resistenza di snervamento di progetto dell'armatura verticale al di fuori degli elementi di bordo;

$\alpha$  = coefficiente di efficacia del confinamento, pari a  $\alpha = \alpha_n \alpha_s$ , dove per sezioni rettangolari:

$$\alpha_n = 1 - \sum_n b_i^2 / (6 \cdot b_0 \cdot h_0)$$

$$\alpha_s = [1 - s / (2 \cdot b_0)] \cdot [1 - s / (2 \cdot h_0)]$$

con:

$n$  = numero di barre longitudinali,

$b_i$  = distanza tra barre consecutive contenute,

$s$  = passo delle staffe/legature

Innanzitutto si è proceduto con il calcolo della domanda di duttilità di curvatura allo SLC ( $\mu_\Phi$ ), essendo:

$$\mu_\Phi = \begin{cases} 1,2 \cdot (2q_0 - 1) & \text{per } T_1 \geq T_c \\ 1,2 \cdot \left( 1 + 2(q_0 - 1) \frac{T_c}{T_1} \right) & \text{per } T_1 < T_c \end{cases}$$

con:

$q_0$  = valore di base del fattore di comportamento, pari a 3 in CD"B" per strutture a pareti non accoppiate (Tab. 7.3.II del D.M. 17-01-2018),

$T_c$  = periodo di inizio dello spettro a velocità costante, pari a 0,26 s allo SLC,

$T_1$  = periodo proprio di vibrazione della struttura, pari a 0,116 s per sisma in X.

Essendo  $T_1 < T_c$ , si ha:  $\mu_\Phi = 11,96$ .

La forza assiale adimensionalizzata di progetto ( $\nu_d$ ) relativa alla combinazione sismica SLV vale:

$$\nu_d = N_{ed}/A_c f_{cd}$$

dove:

$N_{ed} = 44,03$  KN è lo sforzo assiale massimo allo SLV,

$A_c = b_c h_c = 7200$  cm<sup>2</sup>, essendo  $b_c = 30$  cm ed  $h_c = 240$  cm.

Si ha:  $\nu_d = 0,043$

Per il calcolo di  $\omega_{wd}$  si utilizza la formula seguente:

$$\omega_{wd} = (V_{st} f_{yd}) / (V_{nc} f_{cd})$$

con:

$V_{st} = A_{st} L_{st} = 128$  cm<sup>3</sup> è il volume delle staffe di confinamento;

$V_{nc} = b_0 h_0 s = 8.734,4$  cm<sup>3</sup> è il volume del nucleo di calcestruzzo,

essendo  $b_0 = b_c - 2c - \Phi_{st} = 41,2$  cm e  $h_0 = h_c - 2c - \Phi_{st} = 21,2$  cm.

Si ottiene  $\omega_{wd} = 0,406$ .

Segue il calcolo del coefficiente di efficacia del confinamento:  $\alpha = \alpha_n \alpha_s$

$$\alpha_n = 0,46$$

$$\alpha_s = 0,671$$

$$\alpha = \alpha_n \alpha_s = 0,309$$

Rimane ora da determinare  $\omega_v = \rho_v f_{yd,v} / f_{cd} = 0,134$ , essendo  $\rho_v = 0,0048$ .

Ne deriva che:

$$\alpha \omega_{wd} = 0,125$$

$$30 \mu_\Phi (\nu_d + \omega_v) \varepsilon_{sy,d} (b_c/b_0) - 0,035 = 0,077$$

Essendo il primo contributo maggiore del secondo la verifica è soddisfatta.

### 3.7 Verifica fondazioni

Seguono le verifiche delle fondazioni. Per le sollecitazioni in gioco si è fatto riferimento a quanto ottenuto con il modello di calcolo. Nel paragrafo introduttivo invece è riportato il sunto della relazione geologica. Si sottolinea che i plinti di confine con il Corpo 4 sono stati analizzati nelle verifiche delle fondazioni del Corpo 4.

#### 3.7.1 Verifica armatura trasversale sulle teste dei pali per plinto PL8

Mediante il programma di calcolo sono state ricavate le seguenti sollecitazioni.

	Tipo n'Asta	Tipo Asta	X (cm)	N (kN)	T13 (kN)	M13 (kNm)
N min	426	Beam	0.00	-26.27	325.28	57.62
N max	423	Beam	0.00	26.27	82.25	2.81
T12 min	423	Beam	0.00	-22.31	302.36	0.57
T12 max	426	Beam	0.00	22.32	119.05	24.46
T13 min	391	Beam	90.00	-16.07	-350.86	0.00
T13 max	386	Beam	0.00	-15.97	535.79	-0.00
Mt min	426	Beam	0.00	-23.41	270.48	48.78
Mt max	426	Beam	0.00	20.69	126.30	25.32
M12 min	423	Beam	90.00	-22.31	291.56	268.76
M12 max	426	Beam	70.00	22.32	110.65	104.93
M13 min	387	Beam	70.00	8.17	-156.39	-142.70
M13 max	391	Beam	0.00	-16.07	-340.06	310.91

Sollecitazioni allo SLV

Segue la verifica a flessione per l'armatura da posizionare trasversalmente sulla testa dei pali. Considerando una fascia di 60 cm attorno al palo è stato deciso di utilizzare trasversalmente 4Φ20 localizzati. Il plinto è stato progettato di altezza 80 cm. Per i dettagli dell'armatura inserita si vedano le tavole esecutive.

Come è possibile vedere dalle sollecitazioni, il momento sollecitante massimo è di 310,91 KNm.

Titolo :

N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	60	80	1	4,62	5
			2	12,57	75

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>  kN  
M<sub>Ed</sub>  kNm  
M<sub>yEd</sub>  kNm

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

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M<sub>Rd</sub>  kNm

Materiali: B450C C25/30

ε<sub>su</sub>  ‰ ε<sub>c2</sub>  ‰  
f<sub>yd</sub>  N/mm² ε<sub>cu</sub>  ‰  
E<sub>s</sub>  N/mm² f<sub>cd</sub>  ‰  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>  f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>  ?  
ε<sub>syd</sub>  ‰ σ<sub>c,adm</sub>  N/mm²  
σ<sub>s,adm</sub>  N/mm² τ<sub>co</sub>  N/mm²  
τ<sub>c1</sub>  N/mm²

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

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

Tipo flessione: ☒ Retta ☐ Deviato

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

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

☐ Precompresso

Verifica SLU, calcolo momento resistente

Sono stati ottenuti i seguenti risultati:

- posizione asse neutro x = 6,21 cm
- ε<sub>s</sub> = 38,7 ‰ > ε<sub>sy</sub> = 1,95 ‰

Ne consegue che l'acciaio è sicuramente snervato; è stato quindi calcolato il momento resistente M<sub>Rd</sub> relativo all'armatura longitudinale prevista.

Essendo M<sub>Rd</sub> = 354,6 KNm > M<sub>sd</sub> = 310,91 KNm la verifica è soddisfatta.

Segue la verifica a taglio agli SLU dell'armatura della fondazione, che è sollecitata da un taglio sollecitante di 535,79 KN, massimo in corrispondenza della testa del palo.

La verifica richiede che venga rispettata la relazione  $V_{Rd} > V_{Ed}$ .

Per la staffatura sopra la testa del palo, il taglio resistente è il minimo tra due valori  $V_{Rdc}$  e  $V_{Rds}$ , dove:

$$V_{Rdc} = 0,9 d b_w \alpha_c f'_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta)/(1+\text{ctg}^2\theta) = 1.448 \text{ KN}$$

$$V_{Rds} = 0,9 d A_{sw} / s f_{yd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta)\text{sen}\alpha = 1.120,6 \text{ KN}$$

dove

$A_{sw}$  è l'area dell'armatura trasversale 2Φ20,

$s$  è l'interasse tra armature trasversali pari a 15 cm,

$d$  è l'altezza utile della sezione di 76 cm,

$\alpha_c$  è un coefficiente unitario,

$\alpha$  è l'inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave,

$\theta$  è l'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave,

$b_w$  è la larghezza minima della sezione di 60 cm.

Essendo  $V_{Rd} = 1.120,6 \text{ KN} > V_{sd} = 535,79 \text{ KN}$  la verifica è soddisfatta.

### 3.7.2 Verifica armatura longitudinale sulle teste dei pali per plinto PL8

Mediante il programma di calcolo sono state ricavate le seguenti sollecitazioni.

<i>Tipo n'Asta</i>	<i>Tipo Asta</i>	<i>X</i> <i>(cm)</i>	<i>N</i> <i>( kN)</i>	<i>T13</i> <i>( kN)</i>	<i>M13</i> <i>( kNm)</i>	
<i>N min</i>	405	Beam	0.00	-13.90	-423.61	79.17
<i>N max</i>	405	Beam	0.00	27.31	109.67	-31.88
<i>T12 min</i>	405	Beam	0.00	24.24	62.80	-22.19
<i>T12 max</i>	380	Beam	0.00	-2.92	150.43	-51.11
<i>T13 min</i>	405	Beam	37.50	-10.10	-479.49	-91.66
<i>T13 max</i>	380	Beam	0.00	-9.60	310.44	-75.26
<i>Mt min</i>	405	Beam	0.00	24.24	62.80	-22.19
<i>Mt max</i>	380	Beam	0.00	-2.92	150.43	-51.11
<i>M12 min</i>	380	Beam	0.00	-7.26	259.19	-70.82
<i>M12 max</i>	405	Beam	0.00	27.31	109.67	-31.88
<i>M13 min</i>	404	Beam	135.00	-3.87	-351.40	-492.29
<i>M13 max</i>	381	Beam	0.00	2.68	-299.27	469.83

Sollecitazioni allo SLV

Tali sollecitazioni sono da dividere sulle due file.

Segue la verifica a flessione per l'armatura da posizionare longitudinalmente sulla testa dei pali. Considerando una fascia di 60 cm attorno al palo è stato deciso di utilizzare 4Φ20 localizzati. Il plinto è stato progettato di altezza 80 cm. Per i dettagli dell'armatura inserita si vedano e tavole esecutive.

Come è possibile vedere dalle sollecitazioni, il momento sollecitante massimo è di  $(492,29/2)=246,1$  KNm.

The screenshot shows a software interface for structural analysis. It includes a 'Titolo' field, a table for section properties (N°, b [cm], h [cm], N°, As [cm²], d [cm]), and a table for material properties (B450C, C25/30). The 'Sollecitazioni' section shows S.L.U. and Metodo n. The 'P.to applicazione N' section shows Centro and Baricentro cls. The 'Tipo rottura' section shows Lato calcestruzzo - Acciaio snervato. The 'Metodo di calcolo' section shows S.L.U. + and S.L.U. -. The 'Tipo flessione' section shows Retta and Deviata. The 'Calcola MRd' section shows Dominio M-N and Col. modello. The 'Precompresso' checkbox is checked.

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	60	80	1	4,62	5
2			2	12,57	75

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

Calculated values:

- $M_{Rd}$  354,6 kN m
- $\sigma_c$  -14,17 N/mm²
- $\sigma_s$  391,3 N/mm²
- $\epsilon_c$  3,5 ‰
- $\epsilon_s$  38,76 ‰
- $d$  75 cm
- $x$  6,212
- $x/d$  0,08282
- $\delta$  0,7

Verifica SLU, calcolo momento resistente

Sono stati ottenuti i seguenti risultati:

- posizione asse neutro  $x = 6,21$  cm
- $\epsilon_s = 38,7 \text{ ‰} > \epsilon_{sy} = 1,95 \text{ ‰}$

Ne consegue che l'acciaio è sicuramente snervato; è stato quindi calcolato il momento resistente  $M_{Rd}$  relativo all'armatura longitudinale prevista.

Essendo  $M_{Rd} = 354,6$  KNm  $>$   $M_{sd} = 246,1$  KNm la verifica è soddisfatta.

Segue la verifica a taglio agli SLU dell'armatura della fondazione, che è sollecitata da un taglio sollecitante di  $(479,49/2)=239,7$  KN, massimo in corrispondenza della testa del palo.

La verifica richiede che venga rispettata la relazione  $V_{Rd} > V_{Ed}$ .

Per la staffatura sopra la testa del palo, il taglio resistente è il minimo tra due valori  $V_{Rdc}$  e  $V_{Rds}$ , dove:

$$V_{Rdc} = 0,9 d b_w \alpha_c f'_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta)/(1+\text{ctg}^2\theta) = 1.448 \text{ KN}$$

$$V_{Rds} = 0,9 d A_{sw} /s f_{yd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta)\text{sena}\alpha = 1.120,6 \text{ KN}$$

dove

$A_{sw}$  è l'area dell'armatura trasversale 2Φ20,

$s$  è l'interasse tra armature trasversali pari a 15 cm,

$d$  è l'altezza utile della sezione di 76 cm,

$\alpha_c$  è un coefficiente unitario,

$\alpha$  è l'inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave,

$\theta$  è l'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave,

$b_w$  è la larghezza minima della sezione di 60 cm.

Essendo  $V_{rd} = 1.120,6 \text{ KN} > V_{sd} = 239,7 \text{ KN}$  la verifica è soddisfatta.

### 3.7.3 Verifica armatura longitudinale sulle teste dei pali per plinto PL7

Mediante il programma di calcolo sono state ricavate le seguenti sollecitazioni.

<i>Tipo</i>	<i>n'Asta</i>	<i>Tipo Asta</i>	<i>X</i> ( <i>cm</i> )	<i>N</i> ( <i>kN</i> )	<i>T13</i> ( <i>kN</i> )	<i>M13</i> ( <i>kNm</i> )
<i>N min</i>	378	Beam	0.00	-131.20	352.16	0.03
<i>N max</i>	379	Beam	0.00	131.21	-68.21	107.25
<i>T12 min</i>	378	Beam	0.00	-74.23	238.81	0.01
<i>T12 max</i>	378	Beam	0.00	37.20	134.28	-0.01
<i>T13 min</i>	379	Beam	140.00	-85.03	-251.29	0.01
<i>T13 max</i>	378	Beam	0.00	-131.20	352.16	0.03
<i>Mt min</i>	379	Beam	0.00	-19.71	-135.51	201.47
<i>Mt max</i>	379	Beam	0.00	47.59	-106.65	161.07
<i>M12 min</i>	378	Beam	140.00	-74.23	222.01	322.58
<i>M12 max</i>	378	Beam	140.00	37.20	117.48	176.23
<i>M13 min</i>	378	Beam	0.00	-47.59	220.98	-0.04
<i>M13 max</i>	378	Beam	140.00	-131.20	335.36	481.29

Sollecitazioni allo SLV

Segue la verifica a flessione per l'armatura da posizionare longitudinalmente sulla testa dei pali. Considerando una fascia di 60 cm attorno al palo è stato deciso di utilizzare 4 $\Phi$ 24 localizzati. Il plinto è stato progettato di altezza 80 cm. Per i dettagli dell'armatura inserita si vedano le tavole esecutive.

Come è possibile vedere dalle sollecitazioni, il momento sollecitante massimo è di 481,29 KNm.



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

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	60	80	1	4,62	5
			2	18,10	75

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
M<sub>xEd</sub> 481,29 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 kNm

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

Tipo rottura  
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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 N/mm²  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0,8  
 $\epsilon_{syd}$  1,957 ‰  $\sigma_{c,adm}$  9,75 N/mm²  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²  $\tau_{co}$  0,6  
 $\tau_{c1}$  1,829

M<sub>Rd</sub> 504,5 kNm  
 $\sigma_c$  -14,17 N/mm²  
 $\sigma_s$  391,3 N/mm²  
 $\epsilon_c$  3,5 ‰  
 $\epsilon_s$  27,82 ‰  
d 75 cm  
x 8,382 x/d 0,1118  
 $\delta$  0,7

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

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

Tipo flessione  
☒ Retta ☐ Deviata

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

Verifica SLU, calcolo momento resistente

Sono stati ottenuti i seguenti risultati:

- posizione asse neutro  $x = 8,38$  cm
- $\epsilon_s = 27,8 \text{ ‰} > \epsilon_{sy} = 1,95 \text{ ‰}$

Ne consegue che l'acciaio è sicuramente snervato; è stato quindi calcolato il momento resistente  $M_{rd}$  relativo all'armatura longitudinale prevista.

Essendo  $M_{rd} = 504,5 \text{ KNm} > M_{sd} = 481,29 \text{ KNm}$  la verifica è soddisfatta.

Segue la verifica a taglio agli SLU dell'armatura della fondazione, che è sollecitata da un taglio sollecitante di 352,16 kN, massimo in corrispondenza della testa del palo.

La verifica richiede che venga rispettata la relazione  $V_{rd} > V_{Ed}$ .

Per la staffatura sopra la testa del palo, il taglio resistente è il minimo tra due valori  $V_{Rdc}$  e  $V_{Rds}$ , dove:

$$V_{Rdc} = 0,9 d b_w \alpha_c f'_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta) = 1.448 \text{ KN}$$

$$V_{Rds} = 0,9 d A_{sw} / s f_{yd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \text{sen}\alpha = 1.120,6 \text{ KN}$$

dove

$A_{sw}$  è l'area dell'armatura trasversale  $2\Phi 20$ ,

$s$  è l'interasse tra armature trasversali pari a 15 cm,

$d$  è l'altezza utile della sezione di 76 cm,

$\alpha_c$  è un coefficiente unitario,

$\alpha$  è l'inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave,

$\theta$  è l'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave,

$b_w$  è la larghezza minima della sezione di 60 cm.

Essendo  $V_{rd} = 1.120,6 \text{ kN} > V_{sd} = 352,16 \text{ kN}$  la verifica è soddisfatta.

### 3.7.4 Verifica armatura longitudinale sulle teste dei pali per plinto PL6

Mediante il programma di calcolo sono state ricavate le seguenti sollecitazioni.

	Tipo n'Asta	Tipo Asta	X (cm)	N (kN)	T13 (kN)	M13 (kNm)
N min	275	Beam	0.00	-105.37	-333.71	348.17
N max	274	Beam	0.00	110.00	199.58	-263.44
T12 min	275	Beam	0.00	88.21	217.66	-231.49
T12 max	275	Beam	0.00	-104.58	-332.41	346.98
T13 min	275	Beam	80.00	-105.37	-343.31	77.79
T13 max	275	Beam	0.00	88.99	218.96	-232.68
Mt min	275	Beam	0.00	46.12	100.81	-108.41
Mt max	275	Beam	0.00	-62.49	-215.56	223.90
M12 min	274	Beam	0.00	-47.83	-128.28	162.58
M12 max	275	Beam	80.00	-104.58	-342.01	77.62
M13 min	274	Beam	0.00	110.00	199.58	-263.44
M13 max	275	Beam	0.00	-105.37	-333.71	348.17

Sollecitazioni allo SLV

Segue la verifica a flessione per l'armatura da posizionare longitudinalmente sulla testa dei pali. Considerando una fascia di 60 cm attorno al palo è stato deciso di utilizzare 5 $\Phi$ 20 localizzati. Il plinto è stato progettato di altezza 80 cm. Per i dettagli dell'armatura inserita si vedano e tavole esecutive.

Come è possibile vedere dalle sollecitazioni, il momento sollecitante massimo è di 348,17 kNm.

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

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	60	80	1	4.62	5
			2	15.71	75

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
M<sub>xEd</sub> 348.17 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 kNm

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

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M<sub>Rd</sub> 440.1 kNm

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 N/mm²  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8 [?]  
 $\epsilon_{syd}$  1.957 ‰  $\sigma_{c,adm}$  9.75 N/mm²  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²  $\tau_{co}$  0.6  
 $\tau_{c1}$  1.829

$\sigma_c$  -14.17 N/mm²  
 $\sigma_s$  391.3 N/mm²  
 $\epsilon_c$  3.5 ‰  
 $\epsilon_s$  32 ‰  
d 75 cm  
x 7.395 x/d 0.0986  
 $\delta$  0.7

Tipo Sezione  
☒ Rettang. ☐ Trapezi  
☐ a T ☐ Circolare  
☐ Rettangoli ☐ Coord.

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

Tipo flessione  
☒ Retta ☐ Devia

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

Verifica SLU, calcolo momento resistente

Sono stati ottenuti i seguenti risultati:

- posizione asse neutro  $x = 7,39$  cm
- $\varepsilon_s = 32 \text{ ‰} > \varepsilon_{sy} = 1,95 \text{ ‰}$

Ne consegue che l'acciaio è sicuramente snervato; è stato quindi calcolato il momento resistente  $M_{rd}$  relativo all'armatura longitudinale prevista.

Essendo  $M_{rd} = 440,1 \text{ KNm} > M_{sd} = 348,17 \text{ KNm}$  la verifica è soddisfatta.

Segue la verifica a taglio agli SLU dell'armatura della fondazione, che è sollecitata da un taglio sollecitante di 342,01 KN, massimo in corrispondenza della testa del palo.

La verifica richiede che venga rispettata la relazione  $V_{rd} > V_{Ed}$ .

Per la staffatura sopra la testa del palo, il taglio resistente è il minimo tra due valori  $V_{Rdc}$  e  $V_{Rds}$ , dove:

$$V_{Rdc} = 0,9 d b_w \alpha_c f'_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta) = 1.448 \text{ KN}$$

$$V_{Rds} = 0,9 d A_{sw} / s f_{yd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \text{sen}\alpha = 1.120,6 \text{ KN}$$

dove

$A_{sw}$  è l'area dell'armatura trasversale  $2\Phi 20$ ,

$s$  è l'interasse tra armature trasversali pari a 15 cm,

$d$  è l'altezza utile della sezione di 76 cm,

$\alpha_c$  è un coefficiente unitario,

$\alpha$  è l'inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave,

$\theta$  è l'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave,

$b_w$  è la larghezza minima della sezione di 60 cm.

Essendo  $V_{rd} = 1.120,6 \text{ KN} > V_{sd} = 342,01 \text{ KN}$  la verifica è soddisfatta.

### 3.7.5 Verifica armatura trasversale sulle teste dei pali per plinto PL5

Mediante il programma di calcolo sono state ricavate le seguenti sollecitazioni.

	<i>Tipo n'Asta</i>	<i>Tipo Asta</i>	<i>X (cm)</i>	<i>N ( kN)</i>	<i>T13 ( kN)</i>	<i>M13 ( kNm)</i>
<i>N min</i>	416	Beam	0.00	-67.66	305.28	0.00
<i>N max</i>	417	Beam	0.00	67.66	-164.33	188.03
<i>T12 min</i>	417	Beam	0.00	-16.42	-358.33	401.42
<i>T12 max</i>	416	Beam	0.00	-7.10	357.75	0.00
<i>T13 min</i>	417	Beam	110.00	-54.74	-460.24	0.00
<i>T13 max</i>	416	Beam	0.00	18.91	434.32	0.00
<i>Mt min</i>	416	Beam	0.00	-44.84	219.89	-0.00
<i>Mt max</i>	416	Beam	0.00	21.19	326.82	0.00
<i>M12 min</i>	416	Beam	110.00	6.97	215.58	244.40
<i>M12 max</i>	417	Beam	0.00	-16.42	-358.33	401.42
<i>M13 min</i>	415	Beam	110.00	-46.46	-114.28	-0.00
<i>M13 max</i>	417	Beam	0.00	-54.74	-447.04	499.00

Sollecitazioni allo SLV

Segue la verifica a flessione per l'armatura da posizionare trasversalmente sulla testa dei pali. Considerando una fascia di 60 cm attorno al palo è stato deciso di utilizzare trasversalmente 5 $\Phi$ 24 localizzati. Il plinto è stato progettato di altezza 80 cm. Per i dettagli dell'armatura inserita si vedano le tavole esecutive.

Come è possibile vedere dalle sollecitazioni, il momento sollecitante massimo è di 499 KNm.

**Titolo :** [ ]

**N° strati barre** 2 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	60	80	1	4,62	5
			2	22,62	75

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

**N** 0 **Ed** 0 kN  
**M** 499 **xEd** 0 kNm  
**M** 0 **yEd** 0 kNm

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

**Tipo rottura**  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**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 N/mm²  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0,8  
 $\epsilon_{syd}$  1,957 ‰  $\sigma_{c,adm}$  9,75 N/mm²  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²  $\tau_{co}$  0,6  
 $\tau_{c1}$  1,829

**M** xRd 624,3 kNm  
 $\sigma_c$  -14,17 N/mm²  
 $\sigma_s$  391,3 N/mm²  
 $\epsilon_c$  3,5 ‰  
 $\epsilon_s$  21,72 ‰  
 d 75 cm  
 x 10,41 x/d 0,1388  
 $\rho$  0,7

**Tipo Sezione**  
☒ Rettang. ☐ Trapezi  
☐ a T ☐ Circolare  
☐ Rettangoli ☐ Coord.

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

**Tipo flessione**  
☒ Retta ☐ Deviata

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

Verifica SLU, calcolo momento resistente

Sono stati ottenuti i seguenti risultati:

- posizione asse neutro  $x = 10,41$  cm
- $\epsilon_s = 21,72$  ‰  $> \epsilon_{sy} = 1,95$  ‰

Ne consegue che l'acciaio è sicuramente snervato; è stato quindi calcolato il momento resistente  $M_{rd}$  relativo all'armatura longitudinale prevista.

Essendo  $M_{rd} = 624,3$  KNm  $> M_{sd} = 499$  KNm la verifica è soddisfatta.

Segue la verifica a taglio agli SLU dell'armatura della fondazione, che è sollecitata da un taglio sollecitante di 460,24 KN, massimo in corrispondenza della testa del palo.

La verifica richiede che venga rispettata la relazione  $V_{rd} > V_{Ed}$ .

Per la staffatura sopra la testa del palo, il taglio resistente è il minimo tra due valori  $V_{Rdc}$  e  $V_{Rds}$ , dove:

$$V_{Rdc} = 0,9 d b_w \alpha_c f'_{cd} (\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + \cot^2 \theta) = 1.448 \text{ KN}$$

$$V_{Rds} = 0,9 d A_{sw} / s f_{yd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \text{sen}\alpha = 717,3 \text{ KN}$$

dove

$A_{sw}$  è l'area dell'armatura trasversale  $2\Phi 16$ ,

$s$  è l'interasse tra armature trasversali pari a 15 cm,

$d$  è l'altezza utile della sezione di 76 cm,

$\alpha_c$  è un coefficiente unitario,

$\alpha$  è l'inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave,

$\theta$  è l'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave,

$b_w$  è la larghezza minima della sezione di 60 cm.

Essendo  $V_{rd} = 717,3 \text{ KN} > V_{sd} = 460,24 \text{ KN}$  la verifica è soddisfatta.

### 3.7.6 Verifica armatura longitudinale sulle teste dei pali per plinto PL5

Mediante il programma di calcolo sono state ricavate le seguenti sollecitazioni.

	<i>Tipo n'Asta</i>	<i>Tipo Asta</i>	<i>X</i> (cm)	<i>N</i> (kN)	<i>T13</i> (kN)	<i>M13</i> (kNm)
<i>N min</i>	317	Beam	0.00	-184.48	271.29	-109.07
<i>N max</i>	277	Beam	0.00	124.13	-35.83	57.38
<i>T12 min</i>	309	Beam	0.00	-49.42	-295.15	-56.05
<i>T12 max</i>	60	Beam	0.00	-29.49	1.90	66.18
<i>T13 min</i>	309	Beam	19.42	-23.50	-366.72	-140.95
<i>T13 max</i>	317	Beam	0.00	-184.32	271.62	-109.19
<i>Mt min</i>	317	Beam	0.00	-161.90	239.65	-96.79
<i>Mt max</i>	309	Beam	0.00	61.61	-211.31	-39.82
<i>M12 min</i>	277	Beam	0.00	86.77	-8.70	26.52
<i>M12 max</i>	309	Beam	19.42	22.55	-185.02	-71.99
<i>M13 min</i>	309	Beam	19.42	-23.50	-366.72	-140.95
<i>M13 max</i>	60	Beam	0.00	-25.34	-43.40	91.63

Sollecitazioni allo SLV

Tali sollecitazioni sono da dividere sulle due file.

Segue la verifica a flessione per l'armatura da posizionare longitudinalmente sulla testa dei pali. Considerando una fascia di 60 cm attorno al palo è stato deciso di utilizzare  $4\Phi 16$  localizzati. Il plinto è stato progettato di altezza 80 cm. Per i dettagli dell'armatura inserita si vedano le tavole esecutive.

Come è possibile vedere dalle sollecitazioni, il momento sollecitante massimo è di  $(140,95/2)=70,5 \text{ KNm}$ .

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

N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	60	80

N°	As [cm²]	d [cm]
1	4,62	5
2	8,04	75

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

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

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

**Tipo rottura**  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**  
 B450C C25/30  
 ε<sub>su</sub>  ‰ ε<sub>c2</sub>  ‰  
 f<sub>yd</sub>  N/mm² ε<sub>cu</sub>  ‰  
 E<sub>s</sub>  N/mm² f<sub>cd</sub>  N/mm²  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>  f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>  ?  
 ε<sub>syd</sub>  ‰ σ<sub>c,adm</sub>  N/mm²  
 σ<sub>s,adm</sub>  N/mm² τ<sub>co</sub>  N/mm²  
 τ<sub>c1</sub>  N/mm²

M<sub>xRd</sub>  kNm  
 σ<sub>c</sub>  N/mm²  
 σ<sub>s</sub>  N/mm²  
 ε<sub>c</sub>  ‰  
 ε<sub>s</sub>  ‰  
 d  cm  
 x  x/d   
 ρ

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

**Tipo flessione**  
☒ Retta ☐ Deviata

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

Verifica SLU, calcolo momento resistente

Sono stati ottenuti i seguenti risultati:

- posizione asse neutro  $x = 4,77$  cm
- $\varepsilon_s = 51,5$  ‰  $> \varepsilon_{sy} = 1,95$  ‰

Ne consegue che l'acciaio è sicuramente snervato; è stato quindi calcolato il momento resistente  $M_{rd}$  relativo all'armatura longitudinale prevista.

Essendo  $M_{rd} = 230,1$  KNm  $> M_{sd} = 70,5$  KNm la verifica è soddisfatta.

Segue la verifica a taglio agli SLU dell'armatura della fondazione, che è sollecitata da un taglio sollecitante di  $(366,72/2) = 183,36$  KN, massimo in corrispondenza della testa del palo. La verifica richiede che venga rispettata la relazione  $V_{Rd} > V_{Ed}$ .

Per la staffatura sopra la testa del palo, il taglio resistente è il minimo tra due valori  $V_{Rdc}$  e  $V_{Rds}$ , dove:

$$V_{Rdc} = 0,9 d b_w \alpha_c f'_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta) = 1.448 \text{ KN}$$

$$V_{Rds} = 0,9 d A_{sw} / s f_{yd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \text{sen}\alpha = 2.016 \text{ KN}$$

dove

$A_{sw}$  è l'area dell'armatura trasversale  $2\Phi 24$ ,

$s$  è l'interasse tra armature trasversali pari a 12 cm,

$d$  è l'altezza utile della sezione di 76 cm,

$\alpha_c$  è un coefficiente unitario,

$\alpha$  è l'inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave,

$\theta$  è l'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave,

$b_w$  è la larghezza minima della sezione di 60 cm.

Essendo  $V_{rd} = 1.448 \text{ kN} > V_{sd} = 183,36 \text{ kN}$  la verifica è soddisfatta.

### 3.7.7 Verifica armatura longitudinale sulle teste dei pali per setti verticali ascensore

Mediante il programma di calcolo sono state ricavate le seguenti sollecitazioni.

Tipo n°Asta	Tipo Asta	X (cm)	N (kN)	T13 (kN)	M13 (kNm)
N min	280	Beam	0.00	-33.86	3.24
N max	279	Beam	0.00	35.83	-42.78
T12 min	280	Beam	0.00	21.98	33.49
T12 max	280	Beam	0.00	-33.86	3.24
T13 min	283	Beam	107.50	4.19	-243.87
T13 max	284	Beam	0.00	19.54	263.71
Mt min	280	Beam	0.00	17.88	188.54
Mt max	283	Beam	0.00	4.19	-230.97
M12 min	280	Beam	0.00	-33.86	3.24
M12 max	279	Beam	107.50	35.83	-55.68
M13 min	284	Beam	0.00	18.50	254.16
M13 max	283	Beam	107.50	-14.47	193.91

Sollecitazioni allo SLV

Segue la verifica a flessione per l'armatura da posizionare longitudinalmente sulla testa dei pali. Considerando una fascia di 60 cm attorno al palo è stato deciso di utilizzare 5 $\Phi$ 20 localizzati. La fossa è stata progettata di altezza 80 cm. Per i dettagli dell'armatura inserita si vedano e tavole esecutive.

Come è possibile vedere dalle sollecitazioni, il momento sollecitante massimo è di 369,68 kNm.

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

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	60	80	1	4,62	5
			2	15,71	75

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
M<sub>Ed</sub> 369,68 kNm  
M<sub>1Ed</sub> 0 kNm  
M<sub>2Ed</sub> 0 kNm

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

Tipo rottura  
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione  
☒ Retta ☐ Deviate

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/mm²  $\epsilon_{cu}$  3,5 ‰  
 $E_s$  200.000 N/mm²  $f_{cd}$  14,17 N/mm²  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0,8  
 $\epsilon_{syd}$  1,957 ‰  $\sigma_{c,adm}$  9,75 N/mm²  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²  $\tau_{co}$  0,6  
 $\tau_{c1}$  1,829

M<sub>Rd</sub> 440,1 kNm

$\sigma_c$  -14,17 N/mm²  
 $\sigma_s$  391,3 N/mm²  
 $\epsilon_s$  3,5 ‰  
 $\epsilon_{s1}$  32 ‰  
 $d$  75 cm  
 $x$  7,395  $x/d$  0,0986  
 $\delta$  0,7

Verifica SLU, calcolo momento resistente

Sono stati ottenuti i seguenti risultati:

- posizione asse neutro  $x = 7,39$  cm
- $\varepsilon_s = 32 \text{ ‰} > \varepsilon_{sy} = 1,95 \text{ ‰}$

Ne consegue che l'acciaio è sicuramente snervato; è stato quindi calcolato il momento resistente  $M_{rd}$  relativo all'armatura longitudinale prevista.

Essendo  $M_{rd} = 440,1 \text{ KNm} > M_{sd} = 369,7 \text{ KNm}$  la verifica è soddisfatta.

Segue la verifica a taglio agli SLU dell'armatura della fondazione, che è sollecitata da un taglio sollecitante di 263,71 KN, massimo in corrispondenza della testa del palo.

La verifica richiede che venga rispettata la relazione  $V_{rd} > V_{Ed}$ .

Per la staffatura sopra la testa del palo, il taglio resistente è il minimo tra due valori  $V_{Rdc}$  e  $V_{Rds}$ , dove:

$$V_{Rdc} = 0,9 d b_w \alpha_c f'_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta) = 1.448 \text{ KN}$$

$$V_{Rds} = 0,9 d A_{sw} / s f_{yd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \text{sen}\alpha = 717 \text{ KN}$$

dove

$A_{sw}$  è l'area dell'armatura trasversale  $2\Phi 16$ ,

$s$  è l'interasse tra armature trasversali pari a 15 cm,

$d$  è l'altezza utile della sezione di 76 cm,

$\alpha_c$  è un coefficiente unitario,

$\alpha$  è l'inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave,

$\theta$  è l'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave,

$b_w$  è la larghezza minima della sezione di 60 cm.

Essendo  $V_{rd} = 717 \text{ KN} > V_{sd} = 263,71 \text{ KN}$  la verifica è soddisfatta.

### 3.7.8 Verifica armatura longitudinale sulle teste dei pali per setto orizzontale ascensore

Mediante il programma di calcolo sono state ricavate le seguenti sollecitazioni.

	<i>Tipo n'Asta</i>	<i>Tipo Asta</i>	<i>X</i> (cm)	<i>N</i> (KN)	<i>T13</i> (KN)	<i>M13</i> (KNm)
<i>N min</i>	282	Beam	0.00	-39.53	60.27	-10.76
<i>N max</i>	281	Beam	0.00	36.33	-88.12	73.12
<i>T12 min</i>	281	Beam	0.00	-28.95	-33.57	49.77
<i>T12 max</i>	281	Beam	0.00	36.06	-86.29	73.97
<i>T13 min</i>	281	Beam	107.50	-11.92	-153.54	-72.44
<i>T13 max</i>	282	Beam	0.00	-2.92	95.90	-14.49
<i>Mt min</i>	282	Beam	0.00	-6.55	62.23	26.07
<i>Mt max</i>	281	Beam	0.00	6.57	-103.66	98.86
<i>M12 min</i>	282	Beam	0.00	-39.53	60.27	-10.76
<i>M12 max</i>	281	Beam	107.50	36.06	-99.19	41.46
<i>M13 min</i>	281	Beam	107.50	-11.92	-153.54	-72.44
<i>M13 max</i>	285	Beam	200.00	-3.39	1.07	157.74

Sollecitazioni allo SLV



Segue la verifica a flessione per l'armatura da posizionare longitudinalmente sulla testa dei pali. Considerando una fascia di 60 cm attorno al palo è stato deciso di utilizzare 4Φ16 localizzati. La fossa è stata progettata di altezza 80 cm. Per i dettagli dell'armatura inserita si vedano le tavole esecutive.

Come è possibile vedere dalle sollecitazioni, il momento sollecitante massimo è di 157,74 KNm.

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

**N° strati barre** 2 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	60	80	1	4,62	5
			2	8,04	75

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

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
M<sub>Ed</sub> 157,74 kNm  
M<sub>xEd</sub> 0  
M<sub>yEd</sub> 0

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

**Tipo rottura**  
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**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 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> 9,75 N/mm²  
σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0,6  
τ<sub>c1</sub> 1,829

**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

**Risultati:**  
M<sub>Rd</sub> 230,1 kNm  
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> 51,51 ‰  
d 75 cm  
x 4,772 x/d 0,06363  
δ 0,7

Verifica SLU, calcolo momento resistente

Sono stati ottenuti i seguenti risultati:

- posizione asse neutro  $x = 4,77$  cm
- $\epsilon_s = 51,5 \text{ ‰} > \epsilon_{sy} = 1,95 \text{ ‰}$

Ne consegue che l'acciaio è sicuramente snervato; è stato quindi calcolato il momento resistente  $M_{Rd}$  relativo all'armatura longitudinale prevista.

Essendo  $M_{Rd} = 230,1 \text{ KNm} > M_{sd} = 157,74 \text{ KNm}$  la verifica è soddisfatta.

Segue la verifica a taglio agli SLU dell'armatura della fondazione, che è sollecitata da un taglio sollecitante di 153,54 KN, massimo in corrispondenza della testa del palo.

La verifica richiede che venga rispettata la relazione  $V_{Rd} > V_{Ed}$ .

Per la staffatura sopra la testa del palo, il taglio resistente è il minimo tra due valori  $V_{Rdc}$  e  $V_{Rds}$ , dove:

$$V_{Rdc} = 0,9 d b_w \alpha_c f'_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta)/(1 + \text{ctg}^2\theta) = 1.448 \text{ KN}$$

$$V_{Rds} = 0,9 d A_{sw} / s f_{yd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \text{sen}\alpha = 1.400 \text{ KN}$$

dove

$A_{sw}$  è l'area dell'armatura trasversale 2 $\Phi$ 20,

$s$  è l'interasse tra armature trasversali pari a 12 cm,

$d$  è l'altezza utile della sezione di 76 cm,

$\alpha_c$  è un coefficiente unitario,

$\alpha$  è l'inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave,

$\theta$  è l'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave,

$b_w$  è la larghezza minima della sezione di 60 cm.

Essendo  $V_{rd} = 1.400 \text{ KN} > V_{sd} = 153,54 \text{ KN}$  la verifica è soddisfatta.

### 3.7.9 Verifica armatura fondazione continua

Mediante il programma di calcolo sono state ricavate le seguenti sollecitazioni.

<i>Tipo n°Asta</i>	<i>Tipo Asta</i>	<i>X (cm)</i>	<i>N ( kN)</i>	<i>T13 ( kN)</i>	<i>M13 ( kNm)</i>	
<i>N min</i>	419	Beam	0.00	-52.34	36.44	-31.36
<i>N max</i>	419	Beam	0.00	33.61	35.01	-29.65
<i>T12 min</i>	418	Beam	0.00	0.00	29.70	-32.41
<i>T12 max</i>	418	Beam	0.00	0.00	25.92	-24.84
<i>T13 min</i>	384	Beam	472.50	0.00	-61.88	-61.56
<i>T13 max</i>	263	Beam	0.00	3.83	72.12	-18.18
<i>Mt min</i>	384	Beam	0.00	-0.00	70.38	-113.97
<i>Mt max</i>	419	Beam	0.00	-8.34	44.86	-45.19
<i>M12 min</i>	418	Beam	0.00	0.00	25.92	-24.84
<i>M12 max</i>	419	Beam	450.00	-32.98	-14.16	21.75
<i>M13 min</i>	384	Beam	0.00	-0.00	70.38	-113.97
<i>M13 max</i>	377	Beam	172.53	-5.80	3.84	95.55

Sollecitazioni allo SLV

Segue la verifica a flessione per l'armatura da posizionare longitudinalmente sulla fondazione continua. Essa è stata ipotizzata di dimensione 80 cm (L) x 60 cm (H) ed è stato deciso di utilizzare 7+7 $\Phi$ 16. Per i dettagli dell'armatura inserita si vedano le tavole esecutive.

Come è possibile vedere dalle sollecitazioni, il momento sollecitante massimo è di 113,97 KNm.

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

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	80	60	1	14,07	5
			2	14,07	55

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
M<sub>xEd</sub> 113,97 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 kNm

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

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M<sub>xRd</sub> 288,9 kNm

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 N/mm²
$E_s / E_c$	15	$f_{cc} / f_{cd}$	0,8
$\epsilon_{syd}$	1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	9,75 N/mm²
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	$\tau_{co}$	0,6 N/mm²
		$\tau_{c1}$	1,829 N/mm²

$\sigma_c$  -14,17 N/mm²  
 $\sigma_s$  391,3 N/mm²  
 $\epsilon_c$  3,5 ‰  
 $\epsilon_s$  32,63 ‰  
d 55 cm  
x 5,328 x/d 0,09687  
 $\phi$  0,7

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

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

Tipo flessione  
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

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

☐ Precompresso

Verifica SLU, calcolo momento resistente

Sono stati ottenuti i seguenti risultati:

- posizione asse neutro  $x = 5,32$  cm
- $\epsilon_s = 32,6$  ‰  $>$   $\epsilon_{sy} = 1,95$  ‰

Ne consegue che l'acciaio è sicuramente snervato; è stato quindi calcolato il momento resistente  $M_{rd}$  relativo all'armatura longitudinale prevista.

Essendo  $M_{rd} = 288,9$  kNm  $>$   $M_{sd} = 113,97$  kNm la verifica è soddisfatta.

Segue la verifica a taglio agli SLU dell'armatura della fondazione, che è sollecitata da un taglio sollecitante di 72,12 kN.

La verifica richiede che venga rispettata la relazione  $V_{rd} > V_{Ed}$ .

Per la staffatura sopra la testa del palo, il taglio resistente è il minimo tra due valori  $V_{Rdc}$  e  $V_{Rds}$ , dove:

$$V_{Rdc} = 0,9 d b_w \alpha_c f'_{cd} (\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + \cot^2 \theta) = 1.421,3 \text{ kN}$$

$$V_{Rds} = 0,9 d A_{sw} / s f_{yd} (\cot \alpha + \cot \theta) \sin \alpha = 222,85 \text{ kN}$$

dove

$A_{sw}$  è l'area dell'armatura trasversale 2 $\Phi$ 12,

$s$  è l'interasse tra armature trasversali pari a 20 cm,

$d$  è l'altezza utile della sezione di 56 cm,

$\alpha_c$  è un coefficiente unitario,

$\alpha$  è l'inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave,

$\theta$  è l'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave,

$b_w$  è la larghezza minima della sezione di 80 cm.

Essendo  $V_{rd} = 222,85 \text{ kN} > V_{sd} = 72,12 \text{ kN}$  la verifica è soddisfatta.

### 3.7.10 Verifica armatura trasversale sulla testa dei pali muro C.A. retro

Mediante il programma di calcolo sono state ricavate le seguenti sollecitazioni.

	Tipo n°Asta	Tipo Asta	X (cm)	N (kN)	T13 (kN)	M13 (kNm)
N min	422	Beam	0.00	-109.69	341.43	-0.01
N max	421	Beam	0.00	78.21	105.38	-80.46
T12 min	420	Beam	0.00	-8.55	-244.66	199.58
T12 max	421	Beam	0.00	52.14	-39.98	35.82
T13 min	420	Beam	80.00	14.75	-255.42	-0.02
T13 max	422	Beam	0.00	-109.69	341.43	-0.01
Mt min	420	Beam	0.00	-1.04	5.53	-0.59
Mt max	420	Beam	0.00	-11.07	-242.28	197.67
M12 min	421	Beam	0.00	52.14	-39.98	35.82
M12 max	420	Beam	0.00	-8.55	-244.66	199.58
M13 min	422	Beam	80.00	35.75	-161.60	-125.44
M13 max	422	Beam	80.00	-109.69	331.83	269.30

Sollecitazioni allo SLV

Segue la verifica a flessione per l'armatura da posizionare trasversalmente sulla testa dei pali per il muro in C.A. sul retro. È stato deciso di utilizzare 4Φ20 sulla testa del palo. Per i dettagli dell'armatura inserita si vedano e tavole esecutive.

Come è possibile vedere dalle sollecitazioni, il momento sollecitante massimo è di 269,3 kNm.

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

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	80	60	1	12,57	3
			2	12,57	57

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N Ed 0 kN  
M Ed 269,3 kNm  
M yEd 0 kNm

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

Tipo rottura  
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione  
Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L0 0 cm Col. modello

Precompresso

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 N/mm²  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0,8  
 $\epsilon_{syd}$  1,957 ‰  $\sigma_{c,adm}$  9,75 N/mm²  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²  $\tau_{co}$  0,6  
 $\tau_{c1}$  1,829

M xRd 270,5 kNm  
 $\sigma_c$  -14,17 N/mm²  
 $\sigma_s$  391,3 N/mm²  
 $\epsilon_c$  3,5 ‰  
 $\epsilon_s$  51,23 ‰  
d 57 cm  
x 3,645 x/d 0,06396  
 $\delta$  0,7

Verifica SLU, calcolo momento resistente

Sono stati ottenuti i seguenti risultati:

- posizione asse neutro  $x = 3,64$  cm
- $\varepsilon_s = 51,2 \text{ ‰} > \varepsilon_{sy} = 1,95 \text{ ‰}$

Ne consegue che l'acciaio è sicuramente snervato; è stato quindi calcolato il momento resistente  $M_{rd}$  relativo all'armatura longitudinale prevista.

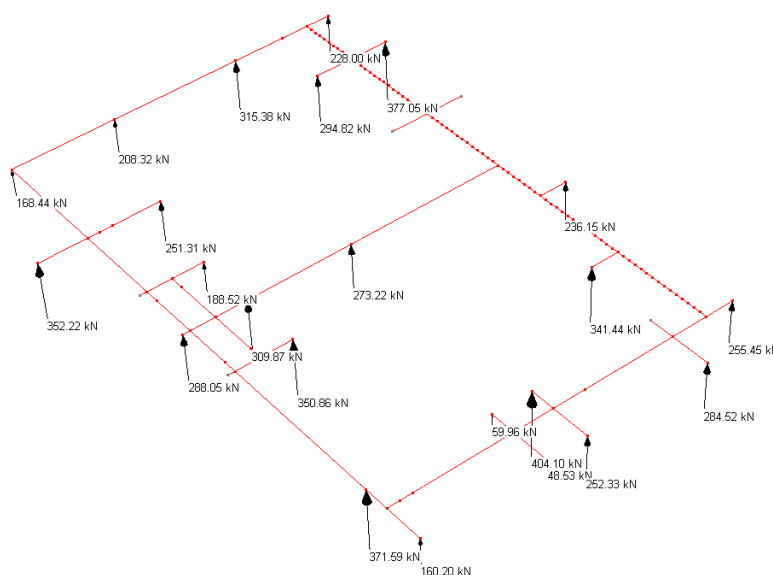
Essendo  $M_{rd} = 270,5 \text{ kNm} > M_{sd} = 269,3 \text{ kNm}$  la verifica è soddisfatta.

### 3.7.11 Verifica compressione sui pali

Come anticipato nel paragrafo introduttivo si utilizzano pali CFA Ø500 lunghi 15 m, per superare il terreno potenzialmente liquefacibile.

I pali in calcestruzzo devono essere armati per tutta la lunghezza con una armatura longitudinale in percentuale non inferiore allo 0,3% dell'area della sezione trasversale del palo ed un'armatura trasversale costituita da staffe o da spirali di diametro non inferiore a 8 mm, passo non superiore a 8 volte il diametro delle barre longitudinali. Pertanto il palo è armato con 8Ø20 per i primi otto metri di profondità, mentre per i restanti metri si utilizzano 8Ø16. Per quanto riguarda l'armatura a spirale si è scelto di utilizzare staffe Ø8 a passo 12 cm.

Mediante il programma di calcolo sono state determinate le seguenti sollecitazioni di compressione sulle teste dei pali.



Compressione sui pali

Ne deriva una compressione massima di 404,10 kN.

Si procede alla verifica a compressione del palo:

$$N_{rd} = (f_{cd} A_c + f_{yd} A_s) / 1,2$$

dove:

$N_{rd}$  è la resistenza a compressione del palo;

$f_{cd}$  è la resistenza del calcestruzzo C25/30 a compressione;

$A_c$  è l'area della sezione di calcestruzzo;

$f_{yd}$  è la tensione di snervamento dell'acciaio B450C;

$A_s$  è l'armatura longitudinale.

$$N_{rd} = (141,1 \text{ Kg/cm}^2 \cdot 7.854 \text{ cm}^2 + 3.913 \text{ Kg/cm}^2 \cdot 25,12 \text{ cm}^2) / 1,2 = 10.054 \text{ KN.}$$

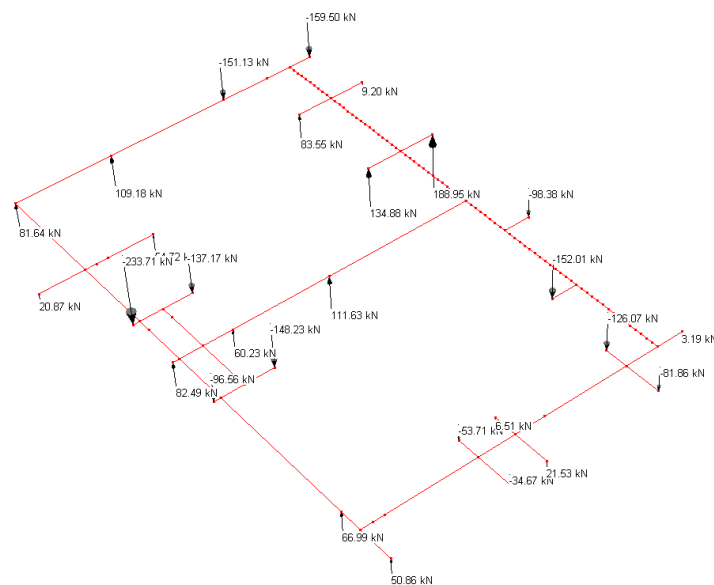
Nel primo calcolo sono stati considerati ferri longitudinali del tipo 8Ø20, mentre se si considera l'armatura che caratterizza la porzione inferiore del palo la compressione risulta pari a:

$$N_{rd} = (141,1 \text{ Kg/cm}^2 \cdot 7.854 \text{ cm}^2 + 3.913 \text{ Kg/cm}^2 \cdot 16,08 \text{ cm}^2) / 1,2 = 9.759 \text{ KN.}$$

Entrambi i valori sono superiori all'azione sollecitante pari a 404,10 KN. La verifica risulta essere soddisfatta.

### 3.7.12 Verifica trazione sui pali

Mediante il programma di calcolo sono state determinate le seguenti sollecitazioni di trazione sulle teste dei pali.



Trazione sui pali

Ne deriva una trazione massima di 233,71 KN.

Si procede alla verifica a trazione del palo:

$$N_{rd} = f_{yd} A_s$$

dove:

$N_{rd}$  è la resistenza a trazione del palo;

$f_{yd}$  è la tensione di snervamento dell'acciaio B450C;

$A_s$  è l'armatura longitudinale.

$$N_{rd} = (3.913 \text{ Kg/cm}^2 \cdot 25,12 \text{ cm}^2) = 982,9 \text{ KN}$$

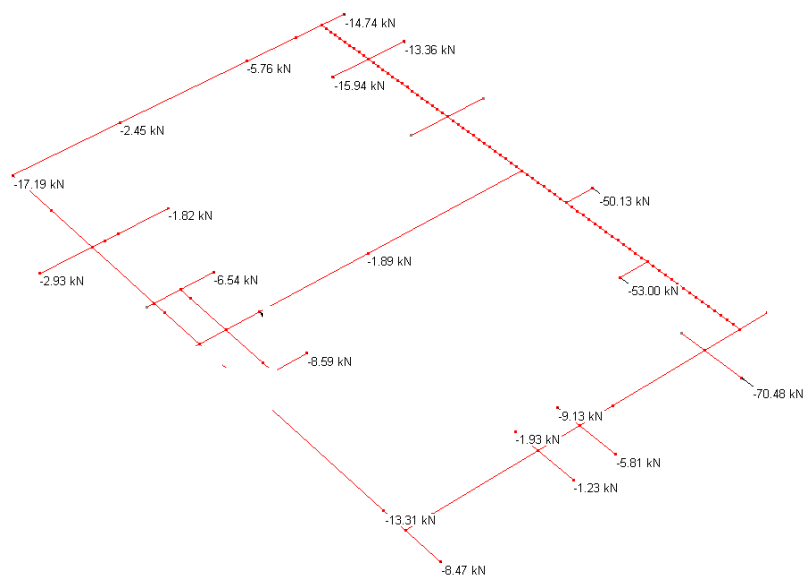
considerando come armatura 8Ø20, mentre se si considera l'armatura che caratterizza la porzione inferiore del palo la trazione risulta pari a:

$$N_{rd} = (3.913 \text{ Kg/cm}^2 \cdot 16,08 \text{ cm}^2) = 6.292 \text{ KN.}$$

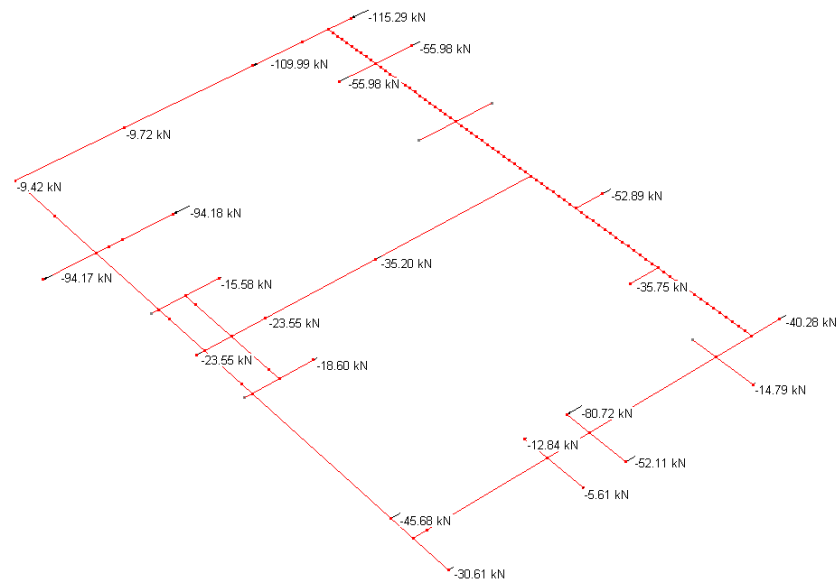
Entrambi i valori sono superiori all'azione sollecitante pari a 233,71 KN. La verifica risulta essere soddisfatta.

### 3.7.13 Verifica taglio sui pali

Mediante il programma di calcolo sono state determinate le seguenti sollecitazioni di taglio sulle teste dei pali.



Taglio sui pali



## Taglio sui pali

Ne deriva un taglio massimo di 115,29 kN.

La determinazione della resistenza deve essere condotta in accordo al § 4.1.2.1.3 del DM 17-01-2018.

Si ha:  $V_{Rd} = \min(V_{Rds}, V_{Rdc})$ , dove:

$$V_{Rdc} = 0,9 \text{ d } b_w \alpha_c f'_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta) = 729,6 \text{ KN}$$

$$V_{Rds} = 0,9 d A_{sw}/s f_{yd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \text{ sen}\alpha = 135 \text{ kN}$$

dove:

$d$  è l'altezza utile della sezione pari a 46 cm,

$b_w$  è la larghezza minima della sezione pari a circa 50 cm,

$f_{cd} = 0,5 f_{cd}$  è la resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima pari a  $70,55 \text{ kg/cm}^2$ ,

$\alpha_c$  è un coefficiente unitario,

s rappresenta l'interasse tra due armature trasversali consecutive pari a 12 cm,

$A_{sw}$  è l'area dell'armatura trasversale,

$f_{yd}$  è la resistenza di progetto a snervamento dell'acciaio, pari a 3.913 kg/cm<sup>2</sup>.

Ne deriva  $V_{Rd} = 135 \text{ KN} > V_{ed} = 115,29 \text{ KN}$

Verificato



La resistenza caratteristica  $R_k$  del singolo palo può essere dedotta secondo §6.4.3.1.1 del DM 2018 da:

- a) Risultati di prove di carico statico di progetto su pali pilota;
- b) Metodo di calcolo analitici, dove  $R_k$  è calcolata a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici, oppure con l'impiego di relazioni empiriche che utilizzino i risultati di prove in sito;
- c) Risultati di prove dinamiche di progetto, ad alto livello di deformazione, eseguite su pali pilota.

Per il caso in esame, vista la grande variabilità dei risultati delle prove penetrometriche effettuate, si è deciso di prendere in considerazione la stratigrafia ricavata dalla CPTu-3 del Luglio 2019, che sembra interessare maggiormente il sedime di costruzione degli edifici. In questa fase progettuale si procederà con l'approccio b) che prevede il calcolo della portata dei pali con metodi analitici.

Si prescrive fin da ora di verificare la reale portata con prove di carico statico di progetto su pali pilota, in quanto le prove penetrometriche hanno fornito risultati molto variabili.

Bisogna inoltre sottolineare che alla profondità compresa tra -12,48 m e - 13,91 m dal piano campagna è stata riscontrata la presenza di uno strato su cui attestare la palificata, che consentirebbe di avere un'ottima portata alla punta, la cui reale consistenza è verificabile solamente con più prove di carico in sito su pali pilota. L'incertezza secondo gli scriventi deriva dal fatto che le indagini sono di tipo puntuale e non possono garantire la presenza uniforme di questo strato.

Per via analitica in favore di sicurezza non si è perciò preso in considerazione il contributo della resistenza di punta, affidando la portata del palo alla sola resistenza laterale.

Prof. m	Litologia dominante	Litologia secondaria	Gamma med. $KN/m^3$	Gamma crt. $KN/m^3$	Cu med. kPa	Cu crt. kPa	fi' med. °	fi' crt. °	tan-fi' med. ...	tan-fi' crt. ...
0.02-0.88	Sabbie, da pulite a limose		17.89	17.82			39.9	39.3	0.61	0.6
0.88-1.22	Da sabbie limose a limi sabbiosi	Sabbie, da pulite a limose	16.69	16.38			35.5	34.7	0.55	0.5
1.22-1.48	Da argille ad argille limose	Da limi argillosi ad argille limose	18.05	17.95	98.85	76.35				
1.48-2.16	Da limi argillosi ad argille limose	Da sabbie limose a limi sabbiosi	17.2	17.11	89.02	66.7	34.5	34.3	0.54	0.5
2.16-3.08	Da limi argillosi ad argille limose	Da sabbie limose a limi sabbiosi	16.48	16.4	73.91	57.21	34	34	0.54	0.5
3.08-3.58	Da sabbie limose a limi sabbiosi	Da limi argillosi ad argille limose	15	14.79	71.31	67.27	30.26	29.9	0.49	0.5
3.58-4.08	Da limi argillosi ad argille limose	Da sabbie limose a limi sabbiosi	16.36	16.08	107.9	58.31	32.25	31.4	0.51	0.5
4.08-5.58	Da limi argillosi ad argille limose	Da argille ad argille limose	16.92	16.88	95.1	70.97				
5.58-11.35	Da limi argillosi ad argille limose	Da argille ad argille limose	17.43	17.43	135.44	125.23				
11.35-12.48	Da sabbie limose a limi sabbiosi	Sabbie, da pulite a limose	17.44	17.38			34.81	34.7	0.55	0.5
12.48-13.91	Da limi argillosi ad argille limose	Sabbie, da pulite a limose	17.1	17.07	137.15	104.9	35	33.8	0.55	0.5
13.91-15.07	Da argille ad argille limose	Da limi argillosi ad argille limose	17.02	16.91	112.49	82.42				
15.07-19.96	Da limi argillosi ad argille limose	Da argille ad argille limose	16.8	16.8	136.28	126.53				

Tabella 5 - Valori caratteristici dei principali parametri geotecnici in corrispondenza del terreno indagato dalla **CPTu-3 del luglio 2019**. **Legenda** – Gamma: peso di volume del terreno; Cu: coesione non drenata; fi': angolo d'attrito interno di picco; tan-fi': tangente dell'angolo d'attrito interno di picco; med.: valore medio; **crt.:** valore caratteristico.

Stratigrafia prova CPTu-3 Luglio 2019 [Dott. Geol. Alessandro Ghinai]

Il tipo di palo scelto è trivellato ad elica continua, i cui coefficienti  $R_3$  sono:

Resistenza di base: 1,3;

Laterale in compressione: 1,15;

Totale: 1,25;

Sfruttando le cinque verticali di indagine, il fattore di correlazione  $\zeta$  per la determinazione della resistenza caratteristica risulta  $\zeta_3 = 1,5$ .

Il palo avrà un diametro di 500 mm.

**STRATIGRAFIA:**

	<i>tipologia:</i>	<i>denominazione</i>
<i>strato 1</i>	coerente precon. (Cu ▼)	<b>Sabbie limose limi sabbiosi</b>
<i>strato 2</i>	coerente precon. (Cu ▼)	<b>Argille-argille limose</b>
<i>strato 3</i>	coerente precon. (Cu ▼)	<b>Limi argillosi</b>
<i>strato 4</i>	coerente precon. (Cu ▼)	<b>Argille-argille limose</b>
<i>strato 5</i>	coerente precon. (Cu ▼)	<b>Limi argillosi</b>

<i>Pressione qz alla quota di testa del palo</i>	<i>daN/m<sup>2</sup></i>	<b>1310</b>
--	--------------------------	-------------

N.B.: La stratificazione va considerata a partire dalla testa del palo

		<i>strato 1</i>	<i>strato 2</i>	<i>strato 3</i>	<i>strato 4</i>	<i>strato 5</i>
<i>m</i>	<i>spessore</i>	<b>0,26</b>	<b>2,6</b>	<b>7,27</b>	<b>2,56</b>	<b>2,31</b>
<i>daN/m<sup>3</sup></i>	<i>densità</i>	<b>1795</b>	<b>1608</b>	<b>1743</b>	<b>1707</b>	<b>1680</b>
<i>(°)</i>	<i>Angolo Attrito</i>	<b>0</b>	<b>31,4</b>	<b>0</b>	<b>33,8</b>	<b>0</b>
<i>daN/cm<sup>2</sup></i>	<i>Coesione</i>	<b>0,76</b>	<b>0,67</b>	<b>1,25</b>	<b>1,049</b>	<b>1,26</b>

Modello stratigrafia

**PORTANZA LATERALE:  $PL = A_l * (s_o + k * \mu * q_z)$**

		<i>strato 1</i>	<i>strato 2</i>	<i>strato 3</i>	<i>strato 4</i>	<i>strato 5</i>
<i>lunghezza</i>	<i>m</i>	0,26	2,6	7,27	2,56	2,31
<i>densità</i>	<i>daN/m<sup>3</sup></i>	1795	1608	1743	1707	1680
<i>Angolo Attrito</i>	<i>(°)</i>	0,0	31,4	0,0	33,8	0,0
<i>Coesione</i>	<i>daN/cm<sup>2</sup></i>	0,76	0,67	1,25	1,05	1,26
<i>s<sub>o</sub></i>	<i>daN/cm<sup>2</sup></i>	0,228	0,201	0,375	0,315	0,378
<i>k</i>		0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
<i>μ</i>		0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
<i>q<sub>z</sub></i>	<i>daN/m<sup>2</sup></i>	1543	3867	12293	20814	24939
Portanza laterale	<i>daN</i>	931	8.205	42.802	12.660	13.709
<b>PORTANZA LATERALE LIMITE: PL</b>					<b>78.307daN</b>	
<b>PORTANZA LATERALE: <math>PL_c = PL / (1,15 * 1,5)</math></b>					<b>45.395daN</b>	

Portata palo per attrito laterale

SOLAIO CURVO
Solaio

Metodo di calcolo: stati limite DM 17-01-18. Valori in daN cm.

FATTORI DI SICUREZZA PARZIALI PER LE PROPRIETA' DEI MATERIALI
Gamma s (fattore di sicurezza parziale dell'acciaio) 1.15
Gamma c (fattore di sicurezza parziale del calcestruzzo) 1.50

FATTORI DI SICUREZZA PARZIALI PER LE AZIONI
Gamma G inf. (azioni permanenti, effetto favorevole) 1.00
Gamma G sup. (azioni permanenti, effetto sfavorevole) 1.30
Gamma Q inf. (azioni variabili, effetto favorevole) 0.00
Gamma Q sup. (azioni variabili, effetto sfavorevole) 1.50

COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE DEI CARICHI VARIABILI PER STATI LIMITE DI ESERCIZIO
Combinazioni rare 1.00
Combinazioni frequenti 0.50
Combinazioni quasi permanenti 0.30

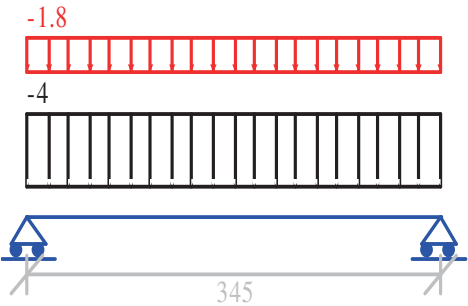
GEOMETRIA DELLE SEZIONI INIZIALI
n. 1 sezione a T H tot. 27.0 B anima 13.0 Cs 2.0 Ci 2.0 B1 ala 20.0 B2 ala 20.0 H ala 5.0

GEOMETRIA DELLE CAMPATE
campata n° 1 luce sezione altezza finale Y asse
345.0 1 27.0 0.00

CARATTERISTICHE DEGLI APPOGGI
appoggio n° nome ampiezza coeff. elastico verticale
1 30.0 0.0000E+00 diretto
2 30.0 0.0000E+00 diretto

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI
Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo Rck= 350
Tensione di snervamento caratteristica dell'acciaio fyk= 4500
Valore finale del coefficiente di viscosità (EC2 Tab.3.3)= 3
Valore finale della deformazione di ritiro (EC2 Tab.3.4)= -.0004

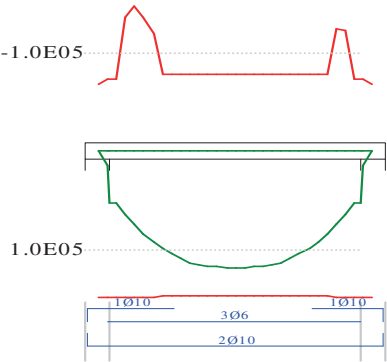
Schema statico



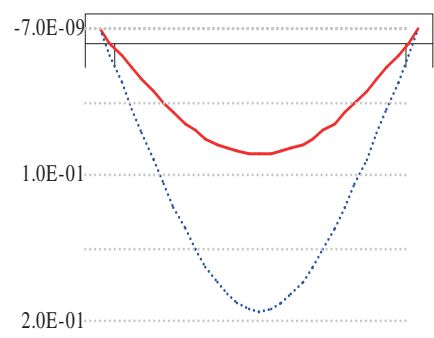
AZIONI CARATTERISTICHE APPLICATE ALLA TRAVE

CAMPATA n. 1
carico uniforme permanente variabile
4.02 1.80

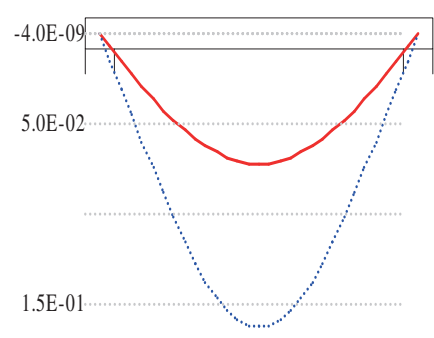
Diagramma dei momenti (daN\*cm)



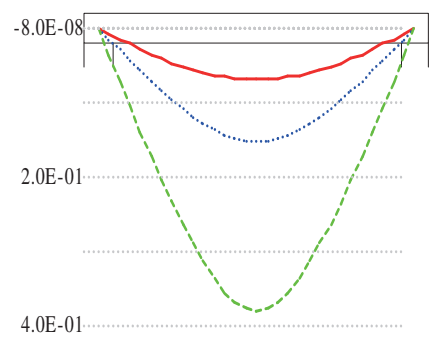
Deformata condizione rara (cm)



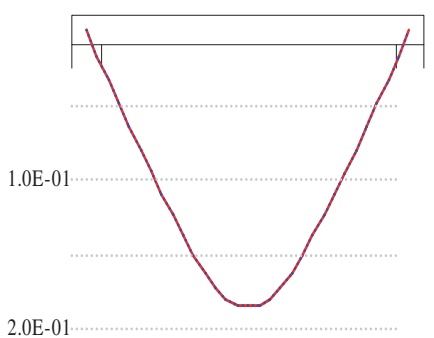
Deformata condizione frequente (cm)



Deformata condizione quasi permanente (cm)



Deformata da ritiro (cm)



OUTPUT CAMPATE (momenti in kN\*cm, tagli in kN).

campata n° 1 tra gli appoggi -																
x	Asup	cs	Ainf	ci	Mela	Msd	Mu	x/d	Ast	Afp+	Afp-	Vrd2	Vsd	Vsd.rid	Vcd	Vrd3
15	0.8	2.5	1.6	2.5	196	530	1477	.067	.000	.000	.000	185	12		18	18
35	1.5	2.4	1.6	2.5	425	642	1481	.069	.000	.000	.000	185	11		18	18

69	1.3	2.4	1.6	2.5	755	913	1479	.068	.000	.000	.000	185	8		18	18			
104	0.8	2.3	1.6	2.5	991	1090	1474	.066	.000	.000	.000	185	5		18	18			
138	0.8	2.3	1.6	2.5	1132	1172	1474	.066	.000	.000	.000	185	3		18	18			
173	0.8	2.3	1.6	2.5	1179	1179	1474	.066	.000	.000	.000	185	0		18	18			
207	0.8	2.3	1.6	2.5	1132	1172	1474	.066	.000	.000	.000	185	-3		-18	-18			
242	0.8	2.3	1.6	2.5	991	1090	1474	.066	.000	.000	.000	185	-5		-18	-18			
276	0.8	2.3	1.6	2.5	755	913	1474	.066	.000	.000	.000	185	-8		-18	-18			
311	1.3	2.4	1.6	2.5	425	642	1480	.068	.000	.000	.000	185	-11		-18	-18			
330	0.8	2.5	1.6	2.5	196	530	1477	.067	.000	.000	.000	185	-12		-18	-18			
x	Mese.R	sc.R	sf.R	Mese.QP	sc.QP	srmi	wkiR	wkiF	wkiQP	srms	wksR	wksF	wksQP	fg.R	ff.R	fg.QP	ff.QP	f.QP	creep
15	144	4	94	113	3									0.01	0.02	0.01	0.02	0.05	
35	312	8	202	244	6									0.03	0.05	0.02	0.04	0.11	
69	554	13	359	434	10									0.05	0.11	0.04	0.08	0.20	
104	727	27	2007	570	21	9.5	0.01	0.01	0.00					0.07	0.15	0.05	0.12	0.29	
138	831	31	2294	651	24	9.5	0.01	0.01	0.01					0.08	0.18	0.06	0.14	0.35	
173	866	32	2389	678	25	9.5	0.01	0.01	0.01					0.09	0.19	0.07	0.15	0.38	
207	831	31	2294	651	24	9.5	0.01	0.01	0.01					0.08	0.18	0.06	0.14	0.35	
242	727	27	2007	570	21	9.5	0.01	0.01	0.00					0.07	0.15	0.05	0.12	0.29	
276	554	14	360	434	11									0.05	0.11	0.04	0.08	0.20	
311	312	8	202	244	6									0.03	0.05	0.02	0.04	0.11	
330	144	4	94	113	3									0.01	0.02	0.01	0.02	0.05	

REAZIONI VINCOLARI

appoggio	n°	nome	ULTIME		RARE		FREQUENTI		QUASI PERMANENTI	
			massima	minima	massima	minima	massima	minima	massima	minima
	1		1367	693	1004	693	849	693	787	693
	2		1367	693	1004	693	849	693	787	693

SOLAIO PRIMO IMAPCATO
Sezione 1-1

Metodo di calcolo: stati limite DM 17-01-18. Valori in daN cm.

FATTORI DI SICUREZZA PARZIALI PER LE PROPRIETA' DEI MATERIALI
Gamma s (fattore di sicurezza parziale dell'acciaio) 1.15
Gamma c (fattore di sicurezza parziale del calcestruzzo) 1.50

FATTORI DI SICUREZZA PARZIALI PER LE AZIONI
Gamma G inf. (azioni permanenti, effetto favorevole) 1.00
Gamma G sup. (azioni permanenti, effetto sfavorevole) 1.30
Gamma Q inf. (azioni variabili, effetto favorevole) 0.00
Gamma Q sup. (azioni variabili, effetto sfavorevole) 1.50

COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE DEI CARICHI VARIABILI PER STATI LIMITE DI ESERCIZIO
Combinazioni rare 1.00
Combinazioni frequenti 0.50
Combinazioni quasi permanenti 0.30

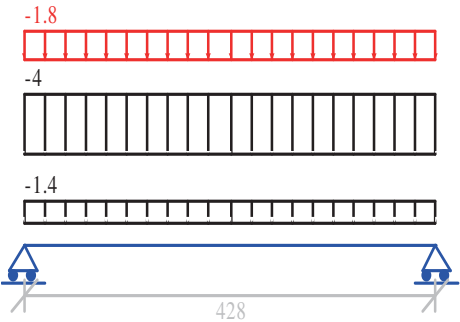
GEOMETRIA DELLE SEZIONI INIZIALI
n. 1 sezione a T H tot. 27.0 B anima 13.0 Cs 2.0 Ci 2.0 B1 ala 20.0 B2 ala 20.0 H ala 5.0

GEOMETRIA DELLE CAMPATE
campata n° 1 luce sezione altezza finale Y asse
428.0 1 27.0 0.00

CARATTERISTICHE DEGLI APPOGGI
appoggio n° nome ampiezza coeff. elastico verticale
1 30.0 0.0000E+00 diretto
2 45.0 0.0000E+00 diretto

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI
Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo Rck= 350
Tensione di snervamento caratteristica dell'acciaio fyk= 4500
Valore finale del coefficiente di viscosità (EC2 Tab.3.3)= 3
Valore finale della deformazione di ritiro (EC2 Tab.3.4)= -.0004

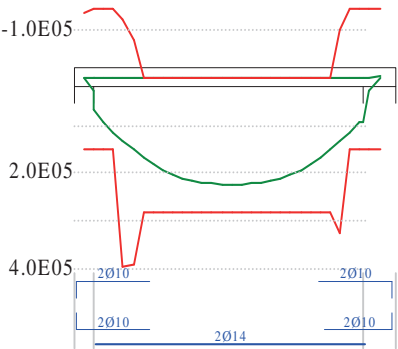
Schema statico



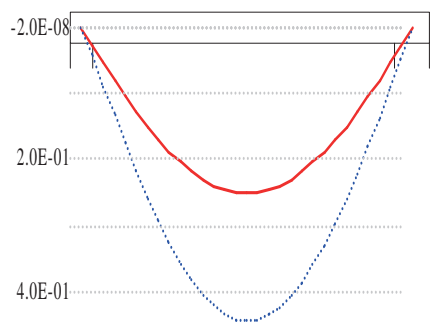
AZIONI CARATTERISTICHE APPLICATE ALLA TRAVE

CAMPATA n. 1
peso proprio 1.38
carico uniforme permanente 4.02 variabile 1.80

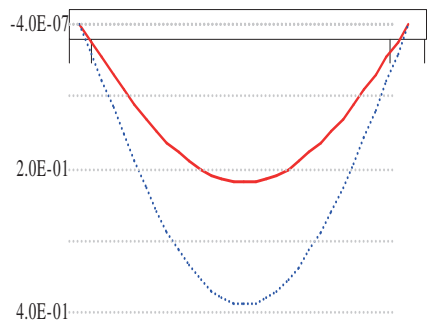
Diagramma dei momenti (daN\*cm)



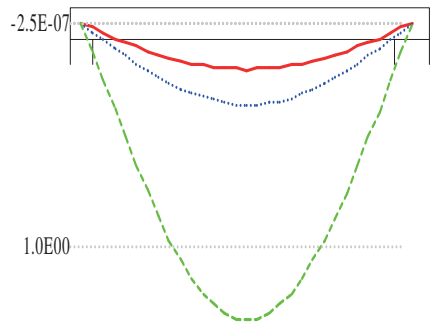
Deformata condizione rara (cm)



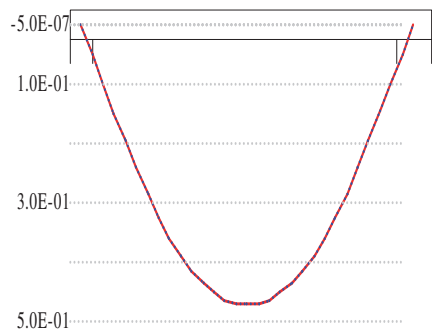
Deformata condizione frequente (cm)



Deformata condizione quasi permanente (cm)



Deformata da ritiro (cm)



OUTPUT CAMPATE (momenti in kN\*cm, tagli in kN).

campata n° 1 tra gli appoggi -																
x	Asup	cs	Ainf	ci	Mela	Msd	Mu	x/d	Ast	Afp+	Afp-	Vrd2	Vsd	Vsd.rid	Vcd	Vrd3
15	1.6	2.5	1.6	2.5	301	681	1484	.070	.000	.000	.000	185	19		18	18
43	1.6	2.5	1.6	2.5	801	1135	1484	.070	.000	.000	.000	185	17		18	18



86	0.0	2.0	3.1	2.7	1424	1668	2818	.093	.000	.000	.000	184	12		21	21			
128	0.0	2.0	3.1	2.7	1869	2023	2818	.093	.000	.000	.000	184	8		21	21			
171	0.0	2.0	3.1	2.7	2136	2201	2818	.093	.000	.000	.000	184	4		21	21			
214	0.0	2.0	3.1	2.7	2225	2225	2818	.093	.000	.000	.000	184	0		-21	-21			
257	0.0	2.0	3.1	2.7	2136	2201	2818	.093	.000	.000	.000	184	-4		-21	-21			
300	0.0	2.0	3.1	2.7	1869	2023	2818	.093	.000	.000	.000	184	-8		-21	-21			
342	0.0	2.0	3.1	2.7	1424	1668	2818	.093	.000	.000	.000	184	-12		-21	-21			
385	1.6	2.5	1.6	2.5	801	1135	1484	.070	.000	.000	.000	185	-17		-18	-18			
406	1.6	2.5	1.6	2.5	443	918	1484	.070	.000	.000	.000	185	-19		-18	-18			
x	Mese.R	sc.R	sf.R	Mese.QP	sc.QP	srmi	wkiR	wkiF	wkiQP	srms	wksR	wksF	wksQP	fg.R	ff.R	fg.QP	ff.QP	f.QP	creep
15	223	5	144	184	4									0.03	0.05	0.02	0.04	0.14	
43	593	14	384	489	12									0.08	0.13	0.06	0.11	0.39	
86	1055	31	1527	870	26	6.5	0.01	0.00	0.00					0.15	0.26	0.12	0.21	0.76	
128	1384	41	2004	1142	34	8.7	0.01	0.01	0.01					0.20	0.36	0.17	0.29	1.07	
171	1582	47	2291	1305	39	8.7	0.01	0.01	0.01					0.24	0.42	0.20	0.35	1.27	
214	1648	49	2386	1360	40	8.7	0.02	0.01	0.01					0.25	0.44	0.21	0.37	1.33	
257	1582	47	2291	1305	39	8.7	0.01	0.01	0.01					0.24	0.42	0.20	0.35	1.27	
300	1384	41	2004	1142	34	8.7	0.01	0.01	0.01					0.20	0.36	0.17	0.30	1.07	
342	1055	31	1527	870	26	8.7	0.01	0.01	0.01					0.15	0.26	0.12	0.21	0.76	
385	593	14	384	489	12									0.08	0.13	0.06	0.11	0.39	
406	328	8	213	271	7									0.04	0.07	0.03	0.06	0.21	

REAZIONI VINCOLARI

appoggio	n°	nome	ULTIME		RARE		FREQUENTI		QUASI PERMANENTI	
			massima	minima	massima	minima	massima	minima	massima	minima
	1		2079	1155	1540	1155	1348	1155	1271	1155
	2		2079	1155	1540	1155	1348	1155	1271	1155

Solaio 2-2

Metodo di calcolo: stati limite DM 17-01-18. Valori in daN cm.

FATTORI DI SICUREZZA PARZIALI PER LE PROPRIETA' DEI MATERIALI  
Gamma s (fattore di sicurezza parziale dell'acciaio) 1.15  
Gamma c (fattore di sicurezza parziale del calcestruzzo) 1.50

FATTORI DI SICUREZZA PARZIALI PER LE AZIONI  
Gamma G inf. (azioni permanenti, effetto favorevole) 1.00  
Gamma G sup. (azioni permanenti, effetto sfavorevole) 1.30  
Gamma Q inf. (azioni variabili, effetto favorevole) 0.00  
Gamma Q sup. (azioni variabili, effetto sfavorevole) 1.50

COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE DEI CARICHI VARIABILI PER STATI LIMITE DI ESERCIZIO  
Combinazioni rare 1.00  
Combinazioni frequenti 0.50  
Combinazioni quasi permanenti 0.30

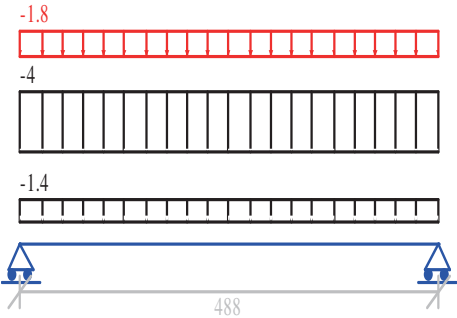
GEOMETRIA DELLE SEZIONI INIZIALI  
n. 1 sezione a T H tot. 27.0 B anima 13.0 Cs 2.0 Ci 2.0 B1 ala 20.0 B2 ala 20.0 H ala 5.0

GEOMETRIA DELLE CAMPATE  
campata n° 1 luce sezione altezza finale Y asse  
488.0 1 27.0 0.00

CARATTERISTICHE DEGLI APPOGGI  
appoggio n° nome ampiezza coeff. elastico verticale  
1 30.0 0.0000E+00 diretto  
2 30.0 0.0000E+00 diretto

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI  
Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo Rck= 350  
Tensione di snervamento caratteristica dell'acciaio fyk= 4500  
Valore finale del coefficiente di viscosità (EC2 Tab.3.3)= 3  
Valore finale della deformazione di ritiro (EC2 Tab.3.4)= -.0004

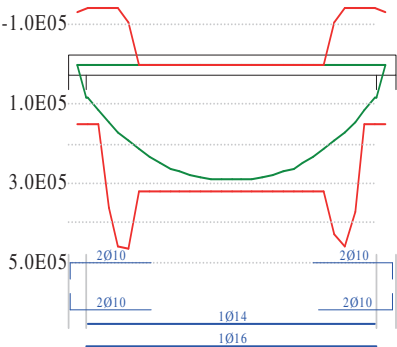
Schema statico



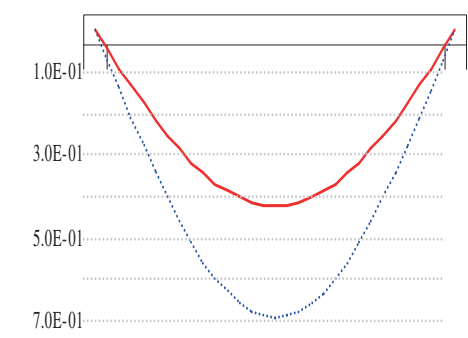
AZIONI CARATTERISTICHE APPLICATE ALLA TRAVE

CAMPATA n. 1  
peso proprio 1.38  
carico uniforme permanente variabile  
4.02 1.80

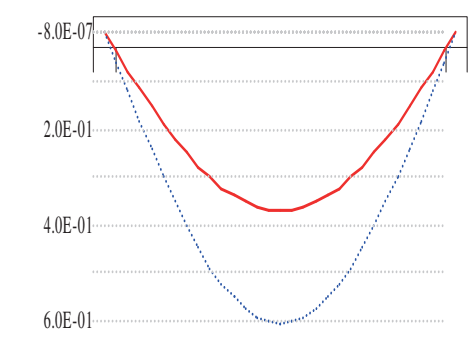
Diagramma dei momenti (daN\*cm)



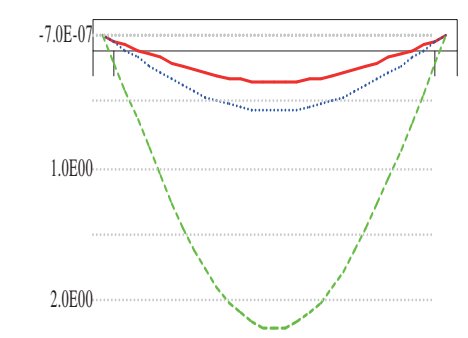
Deformata condizione rara (cm)



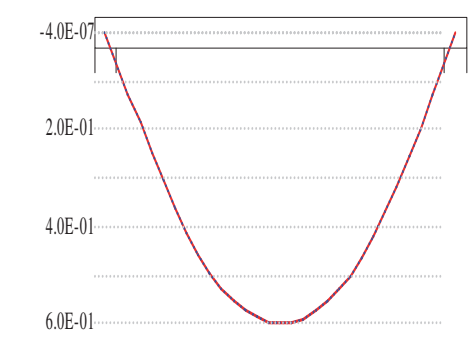
Deformata condizione frequente (cm)



Deformata condizione quasi permanente (cm)



Deformata da ritiro (cm)



OUTPUT CAMPATE (momenti in kN\*cm, tagli in kN).

campata n° 1 tra gli appoggi -																
x	Asup	cs	Ainf	ci	Mela	Msd	Mu	x/d	Ast	Afp+	Afp-	Vrd2	Vsd	Vsd.rid	Vcd	Vrd3
15	1.6	2.5	1.6	2.5	345	825	1484	.070	.000	.000	.000	185	22		18	18
49	1.6	2.5	4.0	2.7	1041	1425	3619	.107	.000	.000	.000	184	19		18	18
98	0.0	2.0	3.6	2.8	1851	2133	3231	.101	.000	.000	.000	183	14		23	23

146	0.0	2.0	3.6	2.8	2430	2609	3231	.101	.000	.000	.000	183	9		23	23			
195	0.0	2.0	3.6	2.8	2777	2854	3231	.101	.000	.000	.000	183	5		23	23			
244	0.0	2.0	3.6	2.8	2892	2892	3231	.101	.000	.000	.000	183	0		-23	-23			
293	0.0	2.0	3.6	2.8	2777	2854	3231	.101	.000	.000	.000	183	-5		-23	-23			
342	0.0	2.0	3.6	2.8	2430	2609	3231	.101	.000	.000	.000	183	-9		-23	-23			
390	0.0	2.0	3.6	2.8	1851	2133	3231	.101	.000	.000	.000	183	-14		-23	-23			
439	1.6	2.5	4.1	2.7	1041	1425	3717	.109	.000	.000	.000	184	-19		-18	-18			
473	1.6	2.5	1.6	2.5	345	825	1484	.070	.000	.000	.000	185	-22		-18	-18			
x	Mese.R	sc.R	sf.R	Mese.QP	sc.QP	srmi	wkiR	wkiF	wkiQP	srms	wksR	wksF	wksQP	fg.R	ff.R	fg.QP	ff.QP	f.QP	creep
15	255	6	165	211	5									0.04	0.07	0.03	0.05	0.20	
49	771	20	870	636	16	6.4	0.00	0.00	0.00					0.13	0.21	0.11	0.17	0.64	
98	1371	39	1733	1131	32	6.5	0.01	0.01	0.01					0.25	0.40	0.21	0.33	1.25	
146	1800	51	2274	1485	42	8.4	0.01	0.01	0.01					0.34	0.56	0.28	0.46	1.76	
195	2057	58	2599	1697	48	8.4	0.02	0.01	0.01					0.40	0.66	0.33	0.54	2.09	
244	2143	61	2707	1767	50	8.4	0.02	0.01	0.01					0.42	0.69	0.35	0.57	2.20	
293	2057	58	2599	1697	48	8.4	0.02	0.01	0.01					0.40	0.66	0.33	0.54	2.09	
342	1800	51	2274	1485	42	8.4	0.01	0.01	0.01					0.34	0.56	0.28	0.46	1.77	
390	1371	39	1733	1131	32	6.5	0.01	0.01	0.01					0.25	0.40	0.21	0.33	1.27	
439	771	20	846	636	16	6.4	0.00	0.00	0.00					0.13	0.21	0.11	0.17	0.65	
473	255	6	165	211	5									0.04	0.07	0.03	0.05	0.20	

REAZIONI VINCOLARI

			ULTIME		RARE		FREQUENTI		QUASI PERMANENTI	
appoggio	nø	nome	massima	minima	massima	minima	massima	minima	massima	minima
	1		2371	1317	1756	1317	1537	1317	1449	1317
	2		2371	1317	1756	1317	1537	1317	1449	1317

Metodo di calcolo: stati limite DM 17-01-18. Valori in daN cm.

FATTORI DI SICUREZZA PARZIALI PER LE PROPRIETA' DEI MATERIALI  
Gamma s (fattore di sicurezza parziale dell'acciaio) 1.15  
Gamma c (fattore di sicurezza parziale del calcestruzzo) 1.50

FATTORI DI SICUREZZA PARZIALI PER LE AZIONI	
Gamma G inf. (azioni permanenti, effetto favorevole)	1.00
Gamma G sup. (azioni permanenti, effetto sfavorevole)	1.30
Gamma Q inf. (azioni variabili, effetto favorevole)	0.00
Gamma Q sup. (azioni variabili, effetto sfavorevole)	1.50

COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE DEI CARICHI VARIABILI PER STATI LIMITE DI ESERCIZIO	
Combinazioni rare	1.00
Combinazioni frequenti	0.50
Combinazioni quasi permanenti	0.30

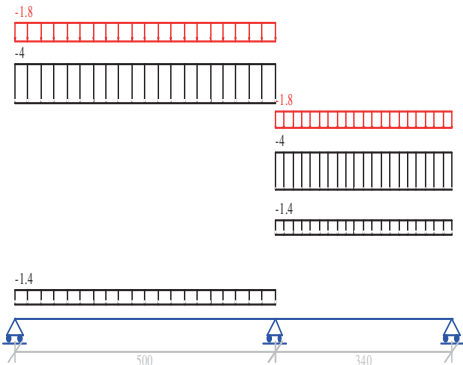
GEOMETRIA DELLE SEZIONI INIZIALI															
n. 1	sezione a T	H tot.	27.0	B anima	13.0	Cs	2.0	Ci	2.0	B1 ala	20.0	B2 ala	20.0	H ala	5.0

GEOMETRIA DELLE CAMPATE				
	luce	sezione	altezza finale	Y asse
campata n° 1	500.0	1	27.0	0.00
campata n° 2	340.0	1	27.0	0.00

CARATTERISTICHE DEGLI APPOGGI				
appoggio n°	nome	ampiezza	coeff. elastico verticale	
1		30.0	0.0000E+00	diretto
2		30.0	0.0000E+00	diretto
3		30.0	0.0000E+00	diretto

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI  
Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo  $R_{ck} = 350$   
Tensione di snervamento caratteristica dell'acciaio  $f_{yk} = 4500$   
Valore finale del coefficiente di viscosità (EC2 Tab.3.3) = 3  
Valore finale della deformazione di ritiro (EC2 Tab.3.4) = -0.0004

## Schema statico

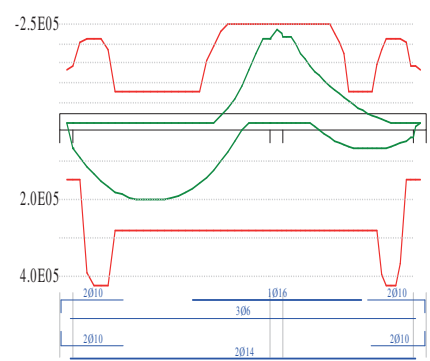


## AZIONI CARATTERISTICHE APPLICATE ALLA TRAVE

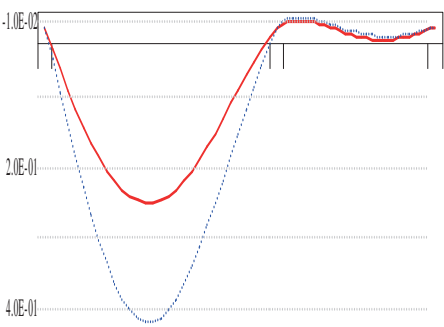
CAMPATA n. 1		
peso proprio	1.38	
carico uniforme	permanente	variabile
	4.02	1.80

CAMPATA n. 2		
peso proprio	1.38	
carico uniforme	permanente	variabile
	4.02	1.80

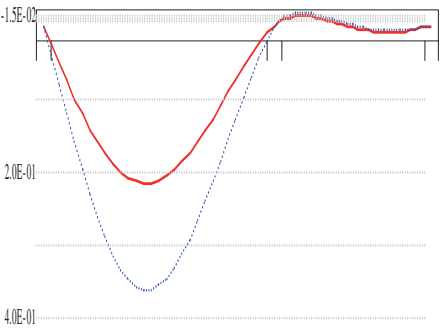
Diagramma dei momenti (daN\*cm)



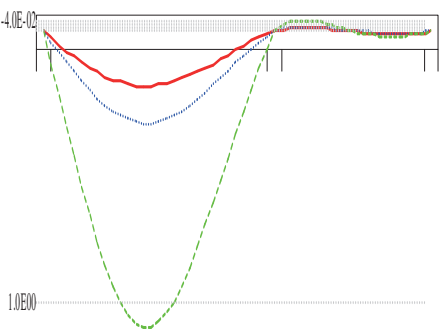
Deformata condizione rara (cm)



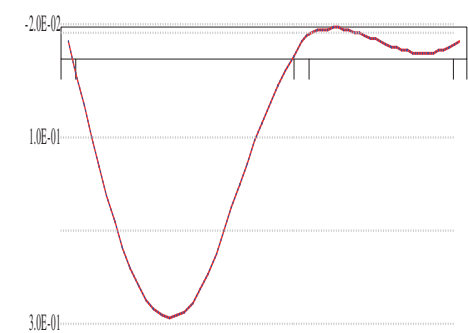
Deformata condizione frequente (cm)



Deformata condizione quasi permanente (cm)



Deformata da ritiro (cm)



OUTPUT CAMPATE (momenti in kN\*cm, tagli in kN).

campata n° 1 tra gli appoggi -																			
x	Asup	cs	Ainf	ci	Mela	Msd	Mu	x/d	Ast	Afp+	Afp-	Vrd2	Vsd	Vsd.rid	Vcd	Vrd3			
15	1.6	2.5	1.6	2.5	285	681	1484	.070	.000	.000	.000	185	18		18	18			
50	2.4	2.4	4.3	2.6	866	1162	3909	.111	.000	.000	.000	184	15		18	18			
100	2.1	2.4	4.6	2.6	1488	1679	4218	.116	.000	.000	.000	184	10		25	25			
150	0.8	2.3	3.1	2.7	1868	1954	2819	.093	.000	.000	.000	184	5		21	21			
200	0.8	2.3	3.1	2.7	2005	2005	2819	.093	.000	.000	.000	184	0		21	21			
200	0.8	2.3	3.1	2.7					.000	.000	.000	184	-1		-21	-21			
250	0.8	2.3	3.1	2.7	1899	1972	2819	.093	.000	.000	.000	184	-5		-21	-21			
300	0.8	2.3	3.1	2.7	1550	1727	2819	.093	.000	.000	.000	184	-10		-21	-21			
350	2.2	2.6	3.1	2.7	958	1240	2825	.096	.000	.000	.000	184	-15		-21	-21			
400	2.9	2.7	3.1	2.7	123	511	2828	.097	.000	.000	.000	184	-20		-21	-21			
400	2.9	2.7	3.1	2.7	-268	-566	-2496	.168											
450	2.9	2.7	3.1	2.7	-1198	-1753	-2496	.168	.000	.000	.000	184	-25		-21	-21			
485	2.9	2.7	3.1	2.7	-2116	-2116	-2496	.168	.000	.000	.000	184	-28		-21	-21			
x	Mese.R	sc.R	sf.R	Mese.QP	sc.QP	srmi	wkiR	wkiF	wkiQP	srms	wksR	wksF	wksQP	fg.R	ff.R	fg.QP	ff.QP	f.QP	creep
15	209	5	135	170	4									0.03	0.04	0.02	0.03	0.11	
50	632	14	361	516	12									0.09	0.14	0.07	0.11	0.35	
100	1085	26	1047	883	21	6.3	0.00	0.00	0.00					0.16	0.27	0.13	0.21	0.68	
150	1357	39	1965	1102	32	8.7	0.01	0.01	0.01					0.22	0.36	0.18	0.29	0.94	
200	1450	42	2099	1173	34	8.7	0.01	0.01	0.01					0.25	0.42	0.20	0.33	1.08	
250	1363	39	1972	1095	32	8.7	0.01	0.01	0.01					0.25	0.41	0.20	0.33	1.07	
300	1095	32	1585	868	25	8.7	0.01	0.01	0.01					0.22	0.37	0.17	0.29	0.94	
350	648	15	392	493	11									0.17	0.28	0.13	0.22	0.71	
400	21	0	13	-79	3									0.11	0.18	0.08	0.14	0.46	
400	-142	6	49	-79	0														
450	-887	36	306	-732	29									0.05	0.08	0.04	0.06	0.21	
485	-1567	86	2535	-1293	71					13.4	0.02	0.01	0.01	0.01	0.02	0.01	0.02	0.06	
campata n° 2 tra gli appoggi -																			
x	Asup	cs	Ainf	ci	Mela	Msd	Mu	x/d	Ast	Afp+	Afp-	Vrd2	Vsd	Vsd.rid	Vcd	Vrd3			
15	2.9	2.7	3.1	2.7	-2196	-2196	-2496	.168	.000	.000	.000	184	23		21	21			
34	2.9	2.7	3.1	2.7	-1786	-2196	-2496	.168	.000	.000	.000	184	21		21	21			
68	2.9	2.7	3.1	2.7	-1321	-1598	-2496	.168	.000	.000	.000	184	17		21	21			
102	2.9	2.7	3.1	2.7	1	227	2828	.097	.000	.000	.000	184	14		21	21			
102	2.9	2.7	3.1	2.7	-938	-1174	-2496	.168											
136	2.6	2.6	3.1	2.7	337	493	2827	.096	.000	.000	.000	184	11		20	20			
136	2.6	2.6	3.1	2.7	-617	-814	-2275	.159											
170	0.8	2.3	3.1	2.7	562	646	2819	.093	.000	.000	.000	184	7		21	21			
170	0.8	2.3	3.1	2.7	-358	-515	-791	.104											
204	0.8	2.3	3.1	2.7	674	687	2819	.093	.000	.000	.000	184	5		21	21			
204	0.8	2.3	3.1	2.7	-161	-279	-791	.104											
215	0.8	2.3	3.1	2.7	687	687	2819	.093	.000	.000	.000	184	4		21	21			
215	0.8	2.3	3.1	2.7	-110	-215	-791	.104											
238	1.7	2.4	3.1	2.7	674	687	2820	.094	.000	.000	.000	184	3		21	21			
238	1.7	2.4	3.1	2.7	-28	-106	-1501	.130	.000	.000	.000	184	-2		-21	-21			
272	2.4	2.4	4.6	2.6	562	646	4217	.116	.000	.000	.000	184	1		24	24			
272	2.4	2.4	4.6	2.6					.000	.000	.000	184	-5		-24	-24			
306	2.3	2.4	1.6	2.5	337	492	1487	.071	.000	.000	.000	185	-8		-18	-18			
325	1.6	2.5	1.6	2.5	163	416	1484	.070	.000	.000	.000	185	-10		-18	-18			
x	Mese.R	sc.R	sf.R	Mese.QP	sc.QP	srmi	wkiR	wkiF	wkiQP	srms	wksR	wksF	wksQP	fg.R	ff.R	fg.QP	ff.QP	f.QP	creep
15	-1627	89	2632	-1342	74					13.4	0.02	0.02	0.01	-0.01	-0.01	-0.01	-0.01	-0.02	
34	-1323	73	2139	-1091	60					13.4	0.01	0.01	0.01	-0.01	-0.01	-0.01	-0.02	-0.03	
68	-919	37	317	-718	29									-0.01	-0.01	-0.02	-0.02	-0.04	
102	-586	24	202	-410	16									0.00	-0.01	-0.01	-0.02	-0.03	
136	82	2	50	-164	7									0.01	0.00	-0.01	-0.01	-0.02	
136	-315	13	109	-164	0														
170	277	7	168	134	3									0.01	0.01	0.00	0.00	0.00	
170	-107	4	38	19	3														
204	388	9	235	245	6									0.02	0.01	0.00	0.00	0.01	
215	406	10	247	266	6									0.02	0.01	0.00	0.00	0.01	
238	416	10	251	286	7									0.02	0.01	0.01	0.00	0.02	
272	360	8	203	260	6									0.01	0.01	0.01	0.00	0.02	
306	222	5	143	164	4									0.01	0.01	0.00	0.00	0.01	
325	108	3	70	81	2									0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	

REAZIONI VINCOLARI

			ULTIME		RARE		FREQUENTI		QUASI PERMANENTI	
appoggio	nº	nome	massima	minima	massima	minima	massima	minima	massima	minima
	1		1974	1013	1445	1044	1256	1055	1180	1060
	2		5339	2966	3955	2966	3460	2966	3262	2966
	3		1157	248	775	396	638	449	584	470



SOLAIO DI COPERTURA

Solaio 5-5

Metodo di calcolo: stati limite DM 17-01-18. Valori in daN cm.

FATTORI DI SICUREZZA PARZIALI PER LE PROPRIETA' DEI MATERIALI

Gamma s (fattore di sicurezza parziale dell'acciaio) 1.15

Gamma c (fattore di sicurezza parziale del calcestruzzo) 1.50

FATTORI DI SICUREZZA PARZIALI PER LE AZIONI

Gamma G inf. (azioni permanenti, effetto favorevole) 1.00

Gamma G sup. (azioni permanenti, effetto sfavorevole) 1.30

Gamma Q inf. (azioni variabili, effetto favorevole) 0.00

Gamma Q sup. (azioni variabili, effetto sfavorevole) 1.50

COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE DEI CARICHI VARIABILI PER STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Combinazioni rare 1.00

Combinazioni frequenti 0.50

Combinazioni quasi permanenti 0.30

GEOMETRIA DELLE SEZIONI INIZIALI

n. 1	sezione a T	H tot.	27.0	B anima	13.0	Cs	2.0	Ci	2.0	B1 ala	20.0	B2 ala	20.0	H ala	5.0
------	-------------	--------	------	---------	------	----	-----	----	-----	--------	------	--------	------	-------	-----

GEOMETRIA DELLE CAMPATE

	luce	sezione	altezza finale	Y asse
campata nø 1	560.0	1	27.0	0.00
campata nø 2	585.0	1	27.0	0.00

CARATTERISTICHE DEGLI APPOGGI

appoggio nø	nome	ampiezza	coeff. elastico	verticale
1		30.0	0.0000E+00	diretto
2		70.0	0.0000E+00	diretto
3		30.0	0.0000E+00	diretto

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

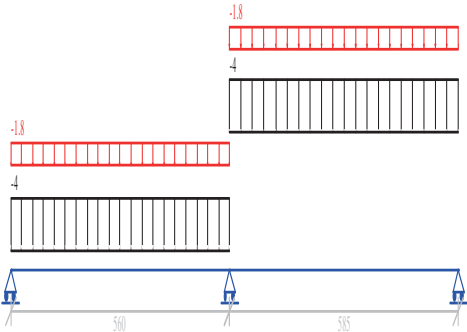
Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo Rck= 350

Tensione di snervamento caratteristica dell'acciaio fyk= 4500

Valore finale del coefficiente di viscosità (EC2 Tab.3.3)= 3

Valore finale della deformazione di ritiro (EC2 Tab.3.4)= -.0004

Schema statico



AZIONI CARATTERISTICHE APPLICATE ALLA TRAVE

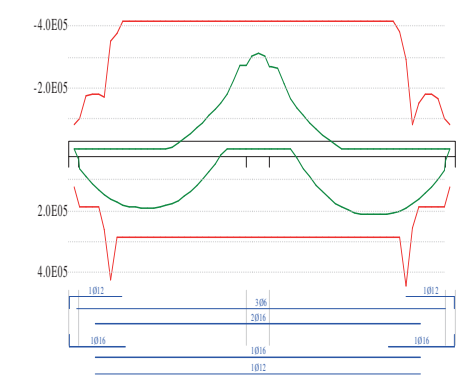
CAMPATA n. 1

carico uniforme	permanente	variabile
	4.02	1.80

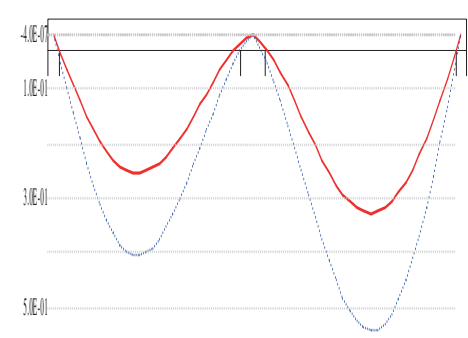
CAMPATA n. 2

carico uniforme	permanente	variabile
	4.02	1.80

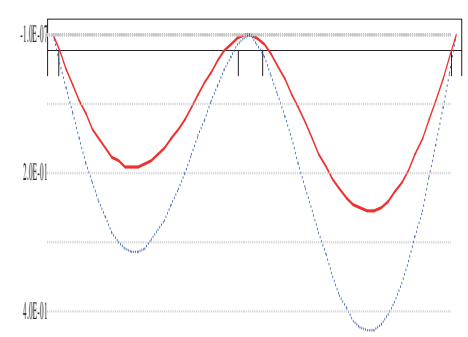
Diagramma dei momenti (daN\*cm)



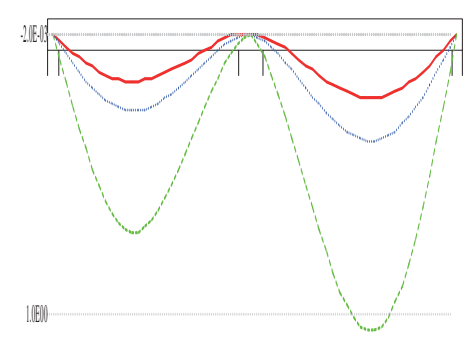
Deformata condizione rara (cm)



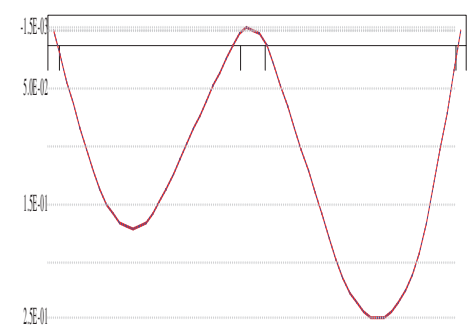
Deformata condizione frequente (cm)



Deformata condizione quasi permanente (cm)



Deformata da ritiro (cm)



OUTPUT CAMPATE (momenti in kN\*cm, tagli in kN).

campata n° 1 tra gli appoggi -																			
x	Asup	cs	Ainf	ci	Mela	Msd	Mu	x/d	Ast	Afp+	Afp-	Vrd2	Vsd	Vsd.rid	Vcd	Vrd3			
15	1.1	2.6	1.9	2.8	252	355	1747	.075	.000	.000	.000	183	16		19	19			
56	2.0	2.5	2.0	2.8	848	1107	1861	.078	.000	.000	.000	183	13		19	19			
112	4.1	2.7	4.7	2.8	1448	1611	4239	.118	.000	.000	.000	183	8		21	21			
168	4.9	2.7	3.1	2.7	1800	1867	2887	.100	.000	.000	.000	183	4		22	22			
168	4.9	2.7	3.1	2.7					.000	.000	.000	183	-1		-22	-22			
224	4.9	2.7	3.1	2.7	1902	1902	2887	.100	.000	.000	.000	183	-3		-22	-22			
280	4.9	2.7	3.1	2.7	1757	1840	2887	.100	.000	.000	.000	183	-7		-22	-22			
336	4.9	2.7	3.1	2.7	1362	1542	2887	.100	.000	.000	.000	183	-11		-22	-22			
336	4.9	2.7	3.1	2.7	-179	-347	-4156	.229											
392	4.9	2.7	3.1	2.7	719	995	2887	.100	.000	.000	.000	183	-15		-22	-22			
392	4.9	2.7	3.1	2.7	-650	-867	-4156	.229											
448	4.9	2.7	3.1	2.7	-1247	-1516	-4156	.229	.000	.000	.000	183	-20		-26	-26			
504	4.9	2.7	3.1	2.7	-2178	-2706	-4156	.229	.000	.000	.000	183	-24		-26	-26			
525	4.9	2.7	3.1	2.7	-2706	-2706	-4156	.229	.000	.000	.000	183	-26		-26	-26			
x	Mese.R	sc.R	sf.R	Mese.QP	sc.QP	srmi	wkiR	wkiF	wkiQP	srms	wksR	wksF	wksQP	fg.R	ff.R	fg.QP	ff.QP	f.QP	creep
15	178	4	114	134	3									0.03	0.04	0.02	0.03	0.07	
56	597	14	379	446	11									0.09	0.15	0.06	0.10	0.26	
112	1011	23	972	749	17	6.8	0.00	0.00	0.00					0.17	0.27	0.12	0.19	0.48	
168	1242	32	1770	909	24	8.7	0.01	0.01	0.01					0.23	0.36	0.15	0.25	0.65	
224	1292	33	1840	926	24	8.7	0.01	0.01	0.01					0.25	0.40	0.17	0.28	0.71	
280	1158	30	1650	800	21	8.7	0.01	0.01	0.00					0.24	0.39	0.16	0.26	0.67	
336	842	22	1200	531	14	8.7	0.01	0.00	0.00					0.21	0.33	0.13	0.21	0.54	
392	344	8	206	119	3									0.15	0.24	0.09	0.15	0.38	
392	-287	11	96	-70	3														
448	-832	33	277	-584	23									0.09	0.14	0.04	0.08	0.21	
504	-1599	75	1555	-1253	59					11.5	0.01	0.01	0.01	0.03	0.05	0.01	0.02	0.07	
525	-1987	93	1932	-1557	73					11.5	0.01	0.01	0.01	0.01	0.03	0.00	0.01	0.03	
campata n° 2 tra gli appoggi -																			
x	Asup	cs	Ainf	ci	Mela	Msd	Mu	x/d	Ast	Afp+	Afp-	Vrd2	Vsd	Vsd.rid	Vcd	Vrd3			
35	4.9	2.7	3.1	2.7	-2681	-2681	-4156	.229	.000	.000	.000	183	27		26	26			
59	4.9	2.7	3.1	2.7	-2076	-2632	-4156	.229	.000	.000	.000	183	25		26	26			
117	4.9	2.7	3.1	2.7	-1060	-1329	-4156	.229	.000	.000	.000	183	20		26	26			
176	4.9	2.7	3.1	2.7	874	1159	2887	.100	.000	.000	.000	183	16		22	22			
176	4.9	2.7	3.1	2.7	-446	-658	-4156	.229											
234	4.9	2.7	3.1	2.7	1563	1747	2887	.100	.000	.000	.000	183	11		22	22			
234	4.9	2.7	3.1	2.7	30	-130	-4156	.229											
293	4.9	2.7	3.1	2.7	1981	2065	2887	.100	.000	.000	.000	183	6		22	22			
351	4.9	2.7	3.1	2.7	2127	2127	2887	.100	.000	.000	.000	183	2		22	22			
410	4.9	2.7	3.1	2.7	2002	2078	2887	.100	.000	.000	.000	183	-4		-22	-22			
468	0.8	2.3	2.8	2.7	1606	1782	2565	.089	.000	.000	.000	183	-9		-19	-19			
527	2.0	2.5	2.0	2.8	939	1215	1861	.078	.000	.000	.000	183	-14		-19	-19			
570	1.1	2.6	1.9	2.8	267	377	1747	.075	.000	.000	.000	183	-17		-19	-19			
x	Mese.R	sc.R	sf.R	Mese.QP	sc.QP	srmi	wkiR	wkiF	wkiQP	srms	wksR	wksF	wksQP	fg.R	ff.R	fg.QP	ff.QP	f.QP	creep
35	-1969	92	1914	-1542	72					11.5	0.01	0.01	0.01	0.02	0.04	0.01	0.02	0.07	
59	-1524	72	1483	-1194	56					11.5	0.01	0.01	0.00	0.05	0.08	0.02	0.05	0.15	
117	-697	28	232	-479	19									0.12	0.21	0.07	0.13	0.37	
176	481	11	287	245	5									0.20	0.34	0.13	0.22	0.62	
176	-128	5	43	62	5														
234	1009	26	1438	678	18	8.7	0.01	0.00	0.00					0.27	0.45	0.18	0.31	0.85	
293	1339	35	1908	955	25	8.7	0.01	0.01	0.01					0.32	0.53	0.22	0.37	1.02	
351	1470	38	2094	1076	28	8.7	0.01	0.01	0.01					0.32	0.54	0.22	0.38	1.06	
410	1401	36	1996	1041	27	7.3	0.01	0.01	0.01					0.29	0.48	0.20	0.34	0.96	
468	1133	34	1802	850	25	7.4	0.01	0.01	0.01					0.22	0.37	0.16	0.26	0.73	
527	666	16	423	503	12									0.12	0.20	0.08	0.14	0.39	
570	190	5	122	144	3									0.03	0.05	0.02	0.04	0.10	

REAZIONI VINCOLARI

		ULTIME		RARE		FREQUENTI		QUASI PERMANENTI		
appoggio	n°	nome	massima	minima	massima	minima	massima	minima	massima	minima
	1		1737	622	1228	715	1011	754	924	770
	2		5818	2951	4272	2951	3611	2951	3347	2951
	3		1836	714	1309	792	1084	825	993	838

Solaio 6-6

Metodo di calcolo: stati limite DM 17-01-18. Valori in daN cm.

FATTORI DI SICUREZZA PARZIALI PER LE PROPRIETA' DEI MATERIALI  
Gamma s (fattore di sicurezza parziale dell'acciaio) 1.15  
Gamma c (fattore di sicurezza parziale del calcestruzzo) 1.50

FATTORI DI SICUREZZA PARZIALI PER LE AZIONI  
Gamma G inf. (azioni permanenti, effetto favorevole) 1.00  
Gamma G sup. (azioni permanenti, effetto sfavorevole) 1.30  
Gamma Q inf. (azioni variabili, effetto favorevole) 0.00  
Gamma Q sup. (azioni variabili, effetto sfavorevole) 1.50

COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE DEI CARICHI VARIABILI PER STATI LIMITE DI ESERCIZIO  
Combinazioni rare 1.00  
Combinazioni frequenti 0.50  
Combinazioni quasi permanenti 0.30

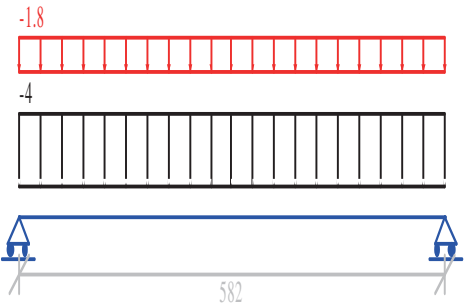
GEOMETRIA DELLE SEZIONI INIZIALI  
n. 1 sezione a T H tot. 27.0 B anima 13.0 Cs 2.0 Ci 2.0 B1 ala 20.0 B2 ala 20.0 H ala 5.0

GEOMETRIA DELLE CAMPATE  
campata n° 1 luce 582.0 sezione 1 altezza finale 27.0 Y asse 0.00

CARATTERISTICHE DEGLI APPOGGI  
appoggio n° nome ampiezza coeff. elastico verticale  
1 30.0 0.0000E+00 diretto  
2 25.0 0.0000E+00 diretto

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI  
Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo Rck= 350  
Tensione di snervamento caratteristica dell'acciaio fyk= 4500  
Valore finale del coefficiente di viscosità (EC2 Tab.3.3)= 3  
Valore finale della deformazione di ritiro (EC2 Tab.3.4)= -.0004

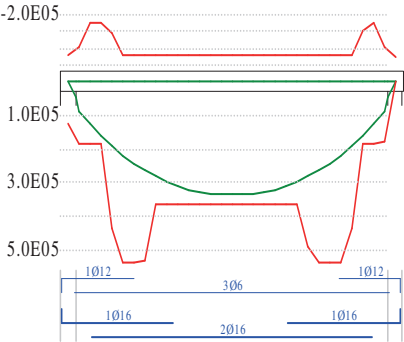
Schema statico



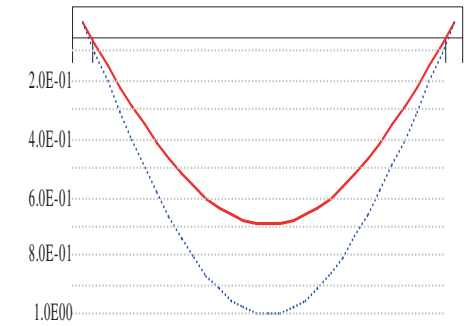
AZIONI CARATTERISTICHE APPLICATE ALLA TRAVE

CAMPATA n. 1  
carico uniforme permanente 4.02 variabile 1.80

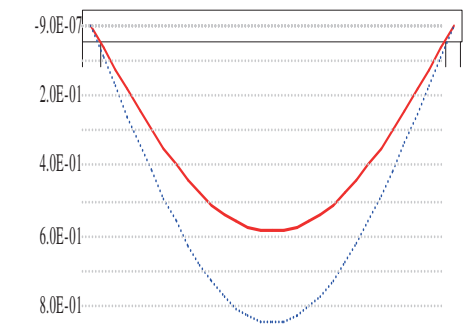
Diagramma dei momenti (daN\*cm)



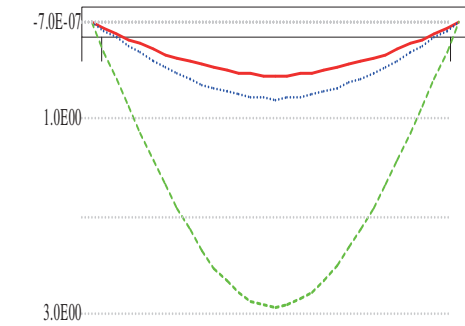
Deformata condizione rara (cm)



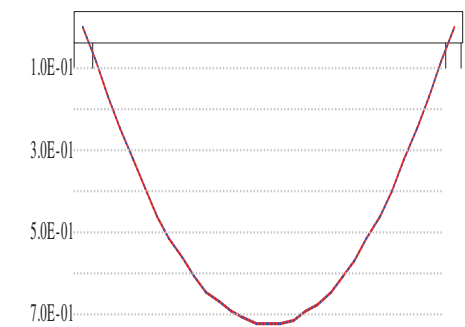
Deformata condizione frequente (cm)



Deformata condizione quasi permanente (cm)



Deformata da ritiro (cm)



OUTPUT CAMPATE (momenti in kN\*cm, tagli in kN).

campata n° 1 tra gli appoggi -

x	Asup	cs	Ainf	ci	Mela	Msd	Mu	x/d	Ast	Afp+	Afp-	Vrd2	Vsd	Vsd.rid	Vcd	Vrd3
15	1.1	2.6	1.9	2.8	337	478	1747	.075	.000	.000	.000	183	22		19	19
58	2.0	2.5	2.0	2.8	1208	1587	1861	.078	.000	.000	.000	183	18		19	19
116	0.8	2.3	6.0	2.8	2148	2427	5385	.140	.000	.000	.000	183	14		28	28

175	0.8	2.3	4.0	2.8	2819	2998	3640	.108	.000	.000	.000	183	9		24	24			
233	0.8	2.3	4.0	2.8	3222	3301	3640	.108	.000	.000	.000	183	5		24	24			
291	0.8	2.3	4.0	2.8	3356	3356	3640	.108	.000	.000	.000	183	0		-24	-24			
349	0.8	2.3	4.0	2.8	3222	3301	3640	.108	.000	.000	.000	183	-5		-24	-24			
407	0.8	2.3	4.0	2.8	2819	2998	3640	.108	.000	.000	.000	183	-9		-24	-24			
466	0.8	2.3	6.0	2.8	2148	2427	5385	.140	.000	.000	.000	183	-14		-28	-28			
524	1.7	2.4	2.0	2.8	1208	1587	1860	.078	.000	.000	.000	183	-18		-19	-19			
570	1.1	2.6	1.7	2.8	282	478	1554	.071	.000	.000	.000	183	-22		-18	-18			
x	Mese.R	sc.R	sf.R	Mese.QP	sc.QP	srmi	wkiR	wkiF	wkiQP	srms	wksR	wksF	wksQP	fg.R	ff.R	fg.QP	ff.QP	f.QP	creep
15	247	6	159	194	5									0.06	0.08	0.04	0.06	0.23	
58	887	30	1952	695	23	7.5	0.01	0.01	0.00					0.22	0.31	0.17	0.24	0.87	
116	1577	37	1190	1236	29	6.4	0.01	0.00	0.00					0.41	0.58	0.32	0.46	1.67	
175	2070	55	2320	1622	43	7.0	0.01	0.01	0.01					0.56	0.81	0.44	0.63	2.34	
233	2366	63	2651	1853	49	8.2	0.02	0.01	0.01					0.66	0.95	0.52	0.75	2.77	
291	2464	65	2762	1931	51	8.2	0.02	0.01	0.01					0.69	1.00	0.54	0.78	2.92	
349	2366	63	2651	1853	49	8.2	0.02	0.01	0.01					0.66	0.95	0.52	0.74	2.77	
407	2070	55	2320	1622	43	7.0	0.01	0.01	0.01					0.56	0.80	0.44	0.63	2.33	
466	1577	37	1190	1236	29	6.4	0.01	0.00	0.00					0.41	0.58	0.32	0.45	1.66	
524	887	30	1951	695	23	7.5	0.01	0.01	0.00					0.22	0.30	0.17	0.24	0.86	
570	207	5	134	162	4									0.05	0.07	0.04	0.05	0.19	

REAZIONI VINCOLARI

		ULTIME		RARE		FREQUENTI		QUASI PERMANENTI		
appoggio	nø	nome	massima	minima	massima	minima	massima	minima	massima	minima
	1		2306	1170	1694	1170	1432	1170	1327	1170
	2		2306	1170	1694	1170	1432	1170	1327	1170

Solaio 7-7

Metodo di calcolo: stati limite DM 17-01-18. Valori in daN cm.

FATTORI DI SICUREZZA PARZIALI PER LE PROPRIETA' DEI MATERIALI  
Gamma s (fattore di sicurezza parziale dell'acciaio) 1.15  
Gamma c (fattore di sicurezza parziale del calcestruzzo) 1.50

FATTORI DI SICUREZZA PARZIALI PER LE AZIONI  
Gamma G inf. (azioni permanenti, effetto favorevole) 1.00  
Gamma G sup. (azioni permanenti, effetto sfavorevole) 1.30  
Gamma Q inf. (azioni variabili, effetto favorevole) 0.00  
Gamma Q sup. (azioni variabili, effetto sfavorevole) 1.50

COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE DEI CARICHI VARIABILI PER STATI LIMITE DI ESERCIZIO  
Combinazioni rare 1.00  
Combinazioni frequenti 0.50  
Combinazioni quasi permanenti 0.30

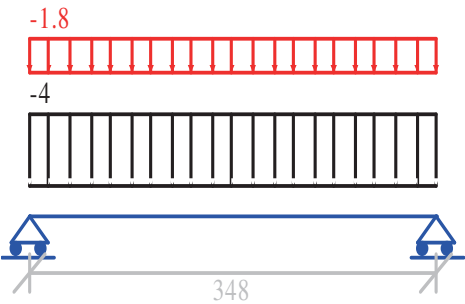
GEOMETRIA DELLE SEZIONI INIZIALI  
n. 1 sezione a T H tot. 27.0 B anima 13.0 Cs 2.0 Ci 2.0 B1 ala 20.0 B2 ala 20.0 H ala 5.0

GEOMETRIA DELLE CAMPATE  
campata n° 1 luce sezione altezza finale Y asse  
348.0 1 27.0 0.00

CARATTERISTICHE DEGLI APPOGGI  
appoggio n° nome ampiezza coeff. elastico verticale  
1 25.0 0.0000E+00 diretto  
2 30.0 0.0000E+00 diretto

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI  
Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo Rck= 350  
Tensione di snervamento caratteristica dell'acciaio fyk= 4500  
Valore finale del coefficiente di viscosità (EC2 Tab.3.3)= 3  
Valore finale della deformazione di ritiro (EC2 Tab.3.4)= -.0004

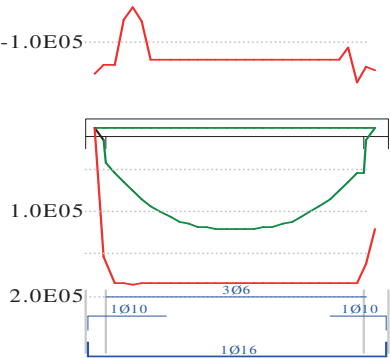
Schema statico



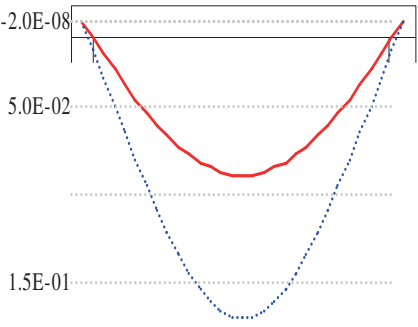
AZIONI CARATTERISTICHE APPLICATE ALLA TRAVE

CAMPATA n. 1  
carico uniforme permanente variabile  
4.02 1.80

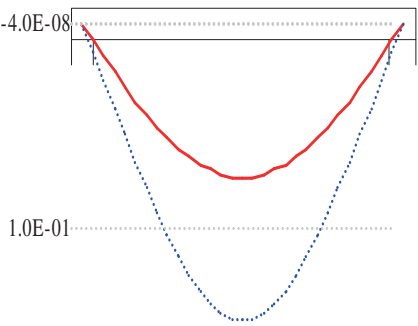
Diagramma dei momenti (daN\*cm)



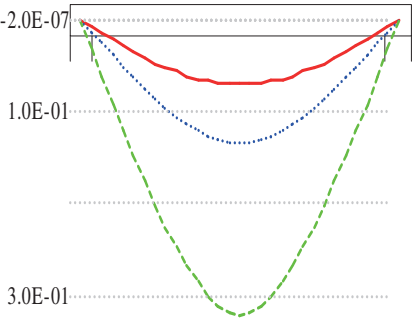
Deformata condizione rara (cm)



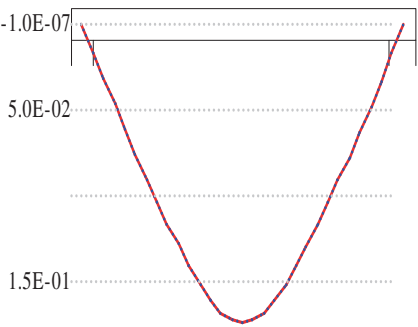
Deformata condizione frequente (cm)



Deformata condizione quasi permanente (cm)



Deformata da ritiro (cm)



OUTPUT CAMPATE (momenti in kN\*cm, tagli in kN).

campata n° 1 tra gli appoggi -													
x	Asup	cs	Ainf	ci	Mela	Msd	Mu	x/d	Ast	Afp+	Afp-	Vrd2	Vsd
13	0.8	2.5	1.7	2.8	166	414	1567	.070	.000	.000	.000	183	13
35	1.4	2.4	2.0	2.8	432	651	1857	.077	.000	.000	.000	183	11
70	0.8	2.3	2.0	2.8	768	928	1852	.075	.000	.000	.000	183	8
104	0.8	2.3	2.0	2.8	1008	1108	1852	.075	.000	.000	.000	183	6

Vsd.rid

Vcd

Vrd3



139	0.8	2.3	2.0	2.8	1152	1192	1852	.075	.000	.000	.000	183	3		19	19			
174	0.8	2.3	2.0	2.8	1200	1200	1852	.075	.000	.000	.000	183	0		-19	-19			
209	0.8	2.3	2.0	2.8	1152	1192	1852	.075	.000	.000	.000	183	-3		-19	-19			
244	0.8	2.3	2.0	2.8	1008	1108	1852	.075	.000	.000	.000	183	-6		-19	-19			
278	0.8	2.3	2.0	2.8	768	928	1852	.075	.000	.000	.000	183	-8		-19	-19			
313	1.0	2.4	2.0	2.8	432	651	1854	.076	.000	.000	.000	183	-11		-19	-19			
333	0.7	2.5	1.9	2.8	198	538	1724	.073	.000	.000	.000	183	-13		-19	-19			
x	Mese.R	sc.R	sf.R	Mese.QP	sc.QP	srmi	wkiR	wkiF	wkiQP	srms	wksR	wksF	wksQP	fg.R	ff.R	fg.QP	ff.QP	f.QP	creep
13	122	3	79	96	2									0.01	0.02	0.01	0.01	0.03	
35	317	8	202	249	6									0.03	0.05	0.02	0.04	0.09	
70	564	14	360	442	11									0.05	0.09	0.04	0.07	0.18	
104	740	25	1627	580	20	12.4	0.01	0.01	0.01					0.07	0.13	0.06	0.11	0.25	
139	846	29	1859	663	23	12.4	0.01	0.01	0.01					0.08	0.16	0.07	0.13	0.30	
174	881	30	1937	690	24	12.4	0.01	0.01	0.01					0.09	0.17	0.07	0.13	0.32	
209	846	29	1859	663	23	12.4	0.01	0.01	0.01					0.08	0.16	0.07	0.13	0.30	
244	740	25	1627	580	20	12.4	0.01	0.01	0.01					0.07	0.13	0.06	0.11	0.25	
278	564	14	360	442	11									0.05	0.09	0.04	0.07	0.18	
313	317	8	202	249	6									0.03	0.05	0.02	0.04	0.09	
333	145	4	93	114	3									0.01	0.02	0.01	0.02	0.04	

REAZIONI VINCOLARI

appoggio	nø	nome	ULTIME		RARE		FREQUENTI		QUASI PERMANENTI	
			massima	minima	massima	minima	massima	minima	massima	minima
	1		1379	699	1013	699	856	699	793	699
	2		1379	699	1013	699	856	699	793	699

PRIMO IMPALCATO

T1-01

Metodo di calcolo: stati limite DM 17-01-18. Valori in daN cm.

FATTORI DI SICUREZZA PARZIALI PER LE PROPRIETA' DEI MATERIALI  
Gamma s (fattore di sicurezza parziale dell'acciaio) 1.15  
Gamma c (fattore di sicurezza parziale del calcestruzzo) 1.50

FATTORI DI SICUREZZA PARZIALI PER LE AZIONI  
Gamma G inf. (azioni permanenti, effetto favorevole) 1.00  
Gamma G sup. (azioni permanenti, effetto sfavorevole) 1.30  
Gamma Q inf. (azioni variabili, effetto favorevole) 0.00  
Gamma Q sup. (azioni variabili, effetto sfavorevole) 1.50

COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE DEI CARICHI VARIABILI PER STATI LIMITE DI ESERCIZIO  
Combinazioni rare 1.00  
Combinazioni frequenti 0.50  
Combinazioni quasi permanenti 0.30

GEOMETRIA DELLE SEZIONI INIZIALI  
n. 1 sezione rettangolare H 27.0 B 45.0 Cs 2.0 Ci 2.0

GEOMETRIA DELLE CAMPATE

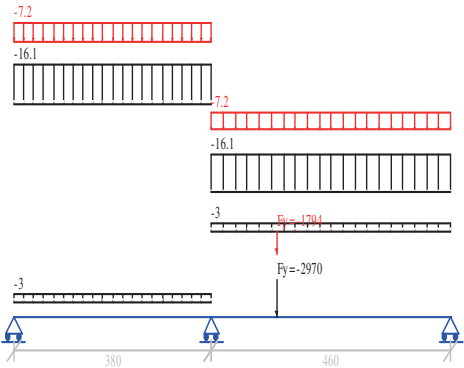
	luce	sezione	altezza finale	Y asse
campata nø 1	380.0	1	27.0	0.00
campata nø 2	460.0	1	27.0	0.00

CARATTERISTICHE DEGLI APPOGGI

appoggio nø	nome	ampiezza	coeff. elastico	verticale
1	s2	30.0	0.0000E+00	diretto
2	p9	30.0	0.0000E+00	diretto
3	mur	30.0	0.0000E+00	diretto

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI  
Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo Rck= 350  
Tensione di snervamento caratteristica dell'acciaio fyk= 4500  
Valore finale del coefficiente di viscosità (EC2 Tab.3.3)= 3  
Valore finale della deformazione di ritiro (EC2 Tab.3.4)= -.0004

Schema statico



AZIONI CARATTERISTICHE APPLICATE ALLA TRAVE

CAMPATA n. 1

peso proprio	3.04	
carico uniforme	permanente	variabile
	16.08	7.20

CAMPATA n. 2

peso proprio	3.04			
carico uniforme	permanente	variabile		
	16.08	7.20		
forza concentrata	permanente	variabile	ascissa da sin.	ampiezza
	2970.00	1794.00	120.0	10.0

Diagramma dei momenti (daN\*cm)

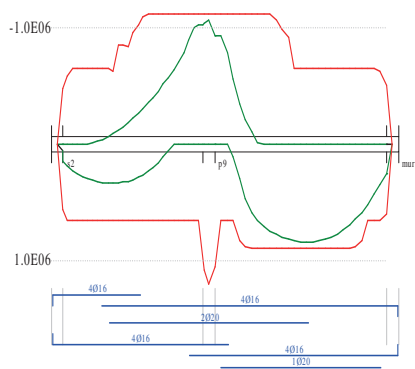
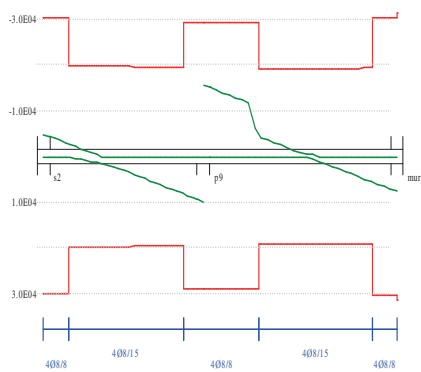
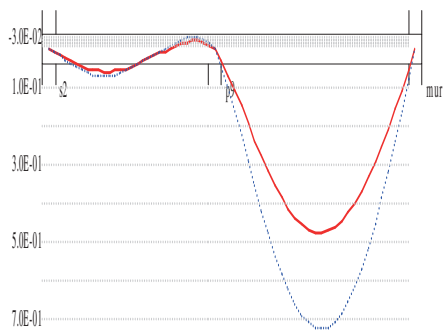


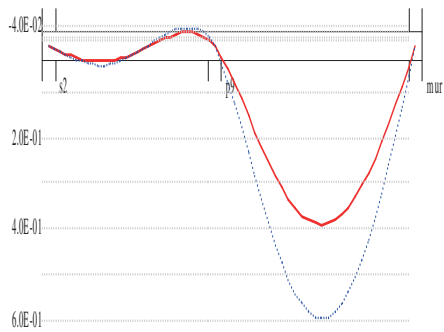
Diagramma dei tagli (daN)



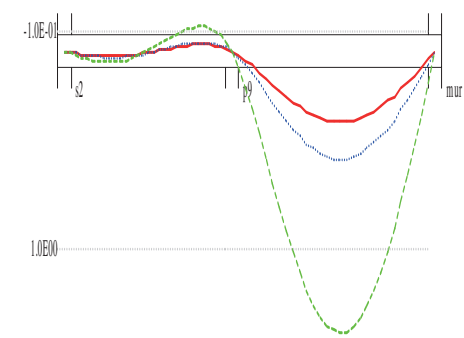
Deformata condizione rara (cm)



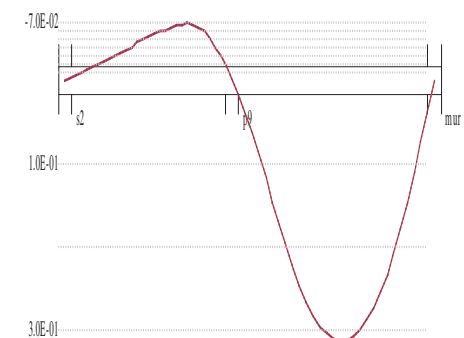
Deformata condizione frequente (cm)



Deformata condizione quasi permanente (cm)



Deformata da ritiro (cm)



OUTPUT CAMPATE (momenti in kN\*cm, tagli in kN).

campata n° 1 tra gli appoggi s2-p9

	x	Asup	cs	Ainf	ci	Mea	Msd	Mu	x/d	Ast	Afp+	Afp-	Vrd2	Vsd	Vsd.rid	Vcd	Vrd3			
	15	5.9	4.0	7.2	4.0	683	1403	5913	.189	.268	.000	.000	601	43		84	301			
	38	8.0	4.0	8.0	4.0	1574	2208	6567	.197	.268	.000	.000	601	35		84	301			
	76	8.0	4.0	8.0	4.0	2632	2986	6567	.197	.140	.000	.000	601	21		84	197			
	76	8.0	4.0	8.0	4.0					.140	.000	.000	601	-5		84	-197			
	114	8.0	4.0	8.0	4.0	3176	3249	6567	.197	.140	.000	.000	601	8		84	197			
	114	8.0	4.0	8.0	4.0	-154	-452	-6567	.197	.140	.000	.000	601	-12		84	-197			
	139	7.6	4.0	8.0	4.0	3253	3253	6567	.198	.140	.000	.000	601	-17		84	-197			
	139	7.6	4.0	8.0	4.0	-526	-924	-6236	.192											
	152	10.7	4.0	8.0	4.0	3206	3253	6565	.193	.140	.000	.000	601	-20		84	-197			
	152	10.7	4.0	8.0	4.0	-757	-1206	-8541	.227											
	190	12.1	4.1	8.0	4.0	2720	3042	6562	.194	.140	.000	.000	601	-31		84	-197			
	190	12.1	4.1	8.0	4.0	-1637	-2236	-9574	.243											
	228	14.3	4.1	8.0	4.0	1719	2322	6560	.192	.140	.000	.000	599	-44		83	-196			
	228	14.3	4.1	8.0	4.0	-2792	-3542	-11163	.268											
	266	14.3	4.1	8.0	4.0	204	1087	6560	.192	.140	.000	.000	599	-58		83	-196			
	266	14.3	4.1	8.0	4.0	-4224	-5123	-11163	.268											
	304	14.3	4.1	8.0	4.0	-5932	-6982	-11163	.268	.140	.000	.000	599	-71		83	-196			
	342	14.3	4.1	8.0	4.0	-8142	-9965	-11163	.268	.258	.000	.000	599	-85		83	-291			
	365	14.3	4.1	13.3	4.0	-10186	-10186	-11187	.241	.258	.000	.000	599	-93		83	-291			
	x	Mese.R	sc.R	sf.R	Mese.QP	sc.QP	srmi	wkiR	wkiF	wkiQP	srms	wksR	wksF	wksQP	fg.R	ff.R	fg.QP	ff.QP	f.QP	creep
	15	459	8	113	339	6									0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	
	38	1049	17	253	765	12									0.03	0.03	0.01	0.02	0.03	
	76	1717	28	414	1223	20									0.05	0.06	0.02	0.03	0.05	
	114	2006	43	1244	1374	29	13.2	0.01	0.00	0.00					0.06	0.07	0.03	0.03	0.05	
	139	1987	43	1232	1304	28	13.2	0.01	0.00	0.00					0.06	0.07	0.02	0.03	0.04	
	152	1914	39	1189	1217	25	13.2	0.01	0.00	0.00					0.06	0.07	0.02	0.02	0.04	
	190	1443	22	343	754	12									0.05	0.05	0.01	0.01	0.00	
	190	-507	8	117	169	12														
	228	591	9	140	-626	10									0.03	0.03	-.01	-.01	-.05	
	228	-1437	23	325	-626	0														
	266	-2642	47	947	-1696	30					10.2	0.01	0.00	0.00	0.01	0.00	-.02	-.03	-.10	
	304	-4124	73	1478	-3043	54					10.2	0.01	0.01	0.01	0.01	-.01	-.02	-.03	-.04	-.12
	342	-5981	106	2143	-4695	83					10.2	0.02	0.01	0.01	0.01	-.02	-.03	-.03	-.04	-.10
	365	-7487	120	2678	-5904	94					10.3	0.02	0.02	0.02	0.02	-.01	-.01	-.01	-.02	-.05

campata n° 2 tra gli appoggi p9-mur

x	Asup	cs	Ainf	ci	Mela	Msd	Mu	x/d	Ast	Afp+	Afp-	Vrd2	Vsd	Vsd.rid	Vcd	Vrd3
15	14.3	4.1	13.3	4.0	-9326	-9326	-11187	.241	.258	.000	.000	599	150		83	291
46	14.3	4.1	8.0	4.0	-4836	-7805	-11163	.268	.258	.000	.000	599	139		83	291
92	14.3	4.1	11.1	4.1	2351	4676	8781	.216	.258	.000	.000	600	123		84	292
92	14.3	4.1	11.1	4.1	-689	-2070	-11169	.251								
138	14.3	4.1	11.2	4.1	6302	7000	8870	.217	.135	.000	.000	600	41		84	192
184	12.5	4.1	11.2	4.1	7665	8023	8873	.220	.135	.000	.000	600	25		84	192
230	8.0	4.0	11.2	4.1	8274	8309	8881	.232	.135	.000	.000	600	8		84	192
245	8.0	4.0	11.2	4.1	8309	8309	8881	.232	.135	.000	.000	600	5		84	192

245	8.0	4.0	11.2	4.1						.135	.000	.000	600	0		84	-192		
276	8.0	4.0	11.2	4.1	8128	8277	8881	.232	.135	.000	.000	600	-11			84	-192		
322	8.0	4.0	11.2	4.1	7228	7717	8881	.232	.135	.000	.000	600	-28			84	-192		
368	8.0	4.0	11.1	4.1	5573	6401	8792	.231	.135	.000	.000	600	-44			84	-193		
414	8.0	4.0	8.0	4.0	3164	4332	6567	.197	.272	.000	.000	601	-61			84	-304		
445	5.9	4.0	7.2	4.0	1114	2533	5913	.189	.272	.000	.000	601	-72			84	-304		
x	Mese.R	sc.R	sf.R	Mese.QP	sc.QP	srmi	wkiR	wkiF	wkiQP	srms	wksR	wksF	wksQP	fg.R	ff.R	fg.QP	ff.QP	f.QP	creep
15	-6860	110	2454	-5434	87					10.3	0.02	0.02	0.02	0.03	0.05	0.02	0.03	0.08	
46	-3565	63	1277	-2859	51					10.2	0.01	0.01	0.01	0.11	0.16	0.07	0.12	0.30	
92	1362	20	311	736	11									0.24	0.36	0.17	0.26	0.66	
92	-36	1	8	316	11														
138	4308	74	1956	3079	53	11.4	0.02	0.01	0.01					0.35	0.53	0.26	0.39	1.01	
184	5363	95	2434	3990	70	11.4	0.02	0.02	0.01					0.44	0.66	0.32	0.49	1.27	
230	5862	112	2657	4451	85	11.3	0.02	0.02	0.02					0.47	0.72	0.35	0.54	1.41	
245	5904	113	2676	4504	86	11.3	0.02	0.02	0.02					0.48	0.72	0.36	0.54	1.42	
276	5803	111	2630	4461	85	11.3	0.02	0.02	0.02					0.46	0.70	0.35	0.53	1.38	
322	5188	99	2351	4021	77	11.3	0.02	0.02	0.01					0.40	0.61	0.30	0.46	1.21	
368	4015	77	1839	3131	60	11.3	0.02	0.01	0.01					0.30	0.45	0.22	0.34	0.89	
414	2286	49	1418	1791	38	12.1	0.01	0.01	0.01					0.16	0.24	0.12	0.18	0.47	
445	807	13	198	633	10									0.05	0.08	0.04	0.06	0.16	

REAZIONI VINCOLARI

		ULTIME		RARE		FREQUENTI		QUASI PERMANENTI		
appoggio	nø	nome	massima	minima	massima	minima	massima	minima	massima	minima
	1	s2	4818	955	3260	1549	2658	1803	2418	1905
	2	p9	25401	13101	18681	13101	15891	13101	14775	13101
	3	mur	7697	3556	5575	3734	4723	3802	4382	3830

T1-02

Metodo di calcolo: stati limite DM 17-01-18. Valori in daN cm.

FATTORI DI SICUREZZA PARZIALI PER LE PROPRIETA' DEI MATERIALI  
Gamma s (fattore di sicurezza parziale dell'acciaio) 1.15  
Gamma c (fattore di sicurezza parziale del calcestruzzo) 1.50

FATTORI DI SICUREZZA PARZIALI PER LE AZIONI  
Gamma G inf. (azioni permanenti, effetto favorevole) 1.00  
Gamma G sup. (azioni permanenti, effetto sfavorevole) 1.30  
Gamma Q inf. (azioni variabili, effetto favorevole) 0.00  
Gamma Q sup. (azioni variabili, effetto sfavorevole) 1.50

COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE DEI CARICHI VARIABILI PER STATI LIMITE DI ESERCIZIO  
Combinazioni rare 1.00  
Combinazioni frequenti 0.50  
Combinazioni quasi permanenti 0.30

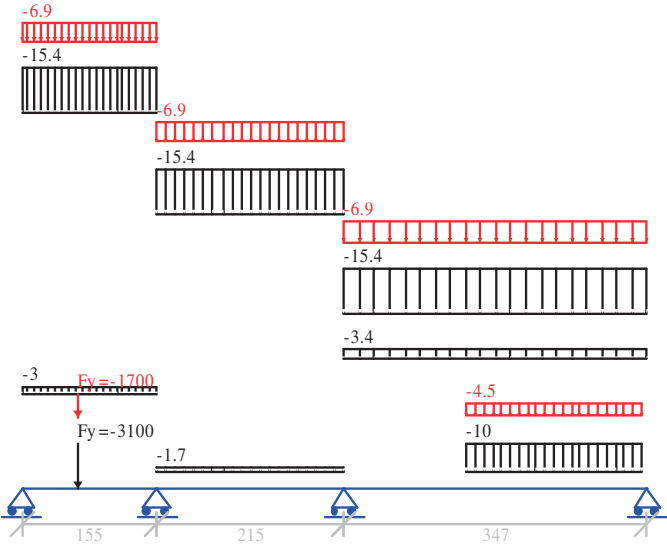
GEOMETRIA DELLE SEZIONI INIZIALI  
n. 1 sezione rettangolare H 27.0 B 45.0 Cs 2.0 Ci 2.0  
n. 2 sezione rettangolare H 27.0 B 25.0 Cs 2.0 Ci 2.0  
n. 3 sezione rettangolare H 27.0 B 50.0 Cs 2.0 Ci 2.0

GEOMETRIA DELLE CAMPATE  
luce sezione altezza finale Y asse  
campata n° 1 155.0 1 27.0 0.00  
campata n° 2 215.0 2 27.0 0.00  
campata n° 3 347.0 3 27.0 0.00

CARATTERISTICHE DEGLI APPOGGI  
appoggio n° nome ampiezza coeff. elastico verticale  
1 T1-01 45.0 0.0000E+00 diretto  
2 MUR 25.0 0.0000E+00 diretto  
3 MUR 25.0 0.0000E+00 diretto  
4 S3 30.0 0.0000E+00 diretto

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI  
Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo Rck= 350  
Tensione di snervamento caratteristica dell'acciaio fyk= 4500  
Valore finale del coefficiente di viscosità (EC2 Tab.3.3)= 3  
Valore finale della deformazione di ritiro (EC2 Tab.3.4)= -.0004

Schema statico



AZIONI CARATTERISTICHE APPLICATE ALLA TRAVE

CAMPATA n. 1  
peso proprio 3.04  
carico uniforme permanente variabile  
15.41 6.90  
forza concentrata permanente variabile ascissa da sin. ampiezza  
3100.00 1700.00 60.0 10.0

CAMPATA n. 2  
peso proprio 1.69  
carico uniforme permanente variabile  
15.41 6.90

CAMPATA n. 3							
peso proprio	3.38						
carico uniforme	permanente	variabile					
	15.41	6.90					
carico trapezoidale	perm.iniz.	variab.iniz.	perm.fin.	variab.fin.	ascissa da sin.	ampiezza	
	10.00	4.50	10.00	4.50	140.0	200.0	

Diagramma dei momenti (daN\*cm)

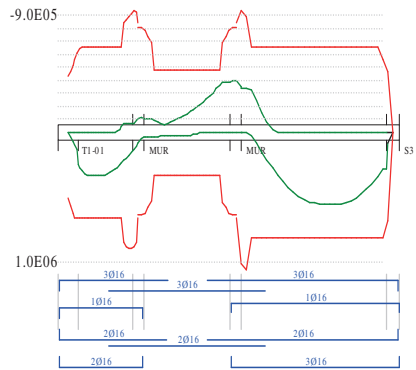
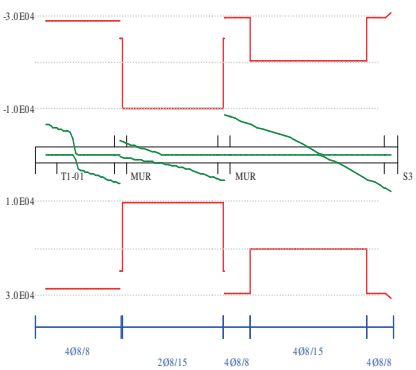
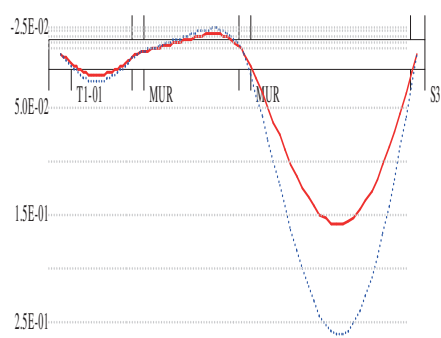


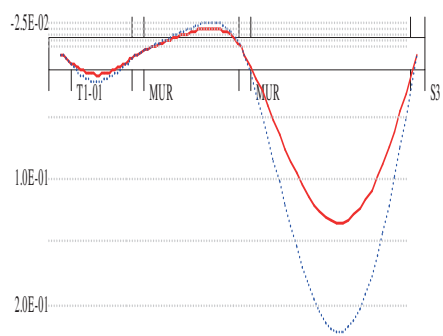
Diagramma dei tagli (daN)



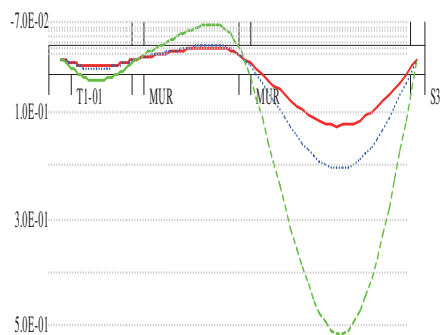
Deformata condizione rara (cm)



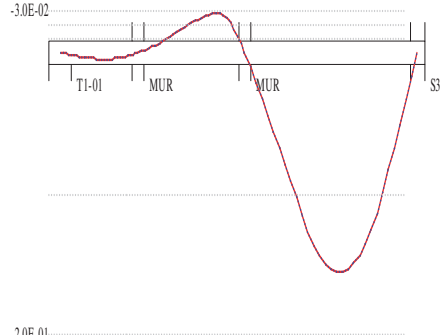
Deformata condizione frequente (cm)



Deformata condizione quasi permanente (cm)



Deformata da ritiro (cm)



OUTPUT CAMPATE (momenti in kN\*cm, tagli in kN).

campata n° 1 tra gli appoggi T1-01-MUR

x	Asup	cs	Ainf	ci	Mela	Msd	Mu	x/d	Ast	Afp+	Afp-	Vrd2	Vsd	Vsd.rid	Vcd	Vrd3			
23	7.5	4.0	8.0	4.0	1406	2451	6567	.198	.251	.000	.000	601	59		84	287			
31	8.0	4.0	8.0	4.0	1892	2972	6567	.197	.251	.000	.000	601	56		84	287			
47	8.0	4.0	8.0	4.0	2715	3293	6567	.197	.251	.000	.000	601	50		84	287			
62	8.0	4.0	8.0	4.0	3293	3293	6567	.197	.251	.000	.000	601	3		84	287			
62	8.0	4.0	8.0	4.0					.251	.000	.000	601	-9		84	-287			
78	8.0	4.0	8.0	4.0	2960	3293	6567	.197	.251	.000	.000	601	-34		84	-287			
93	8.0	4.0	8.0	4.0	2515	3091	6567	.197	.251	.000	.000	601	-40		84	-287			
109	8.0	4.0	8.0	4.0	1988	2674	6567	.197	.251	.000	.000	601	-45		84	-287			
109	8.0	4.0	8.0	4.0	408	-116	-6567	.197											
124	10.7	4.0	10.6	4.0	1378	2174	8484	.218	.251	.000	.000	601	-50		84	-287			
124	10.7	4.0	10.6	4.0	23	-634	-8518	.218											
140	11.5	4.0	11.2	4.0	745	1592	8942	.221	.251	.000	.000	601	-56		84	-287			
140	11.5	4.0	11.2	4.0	-465	-634	-9145	.224											
143	11.7	4.0	11.2	4.0	681	1379	8941	.220	.251	.000	.000	601	-57		84	-287			
143	11.7	4.0	11.2	4.0	-634	-634	-9267	.225											
x	Mese.R	sc.R	sf.R	Mese.QP	sc.QP	srm	wkiR	wkiF	wkiQP	srms	wksR	wksF	wksQP	fg.R	ff.R	fg.QP	ff.QP	f.QP	creep
23	1007	16	243	762	12									0.01	0.01	0.01	0.01	0.02	
31	1354	22	326	1023	16									0.01	0.02	0.01	0.01	0.02	
47	1939	41	1203	1461	31	13.2	0.01	0.00	0.00					0.02	0.02	0.01	0.02	0.03	
62	2346	50	1455	1761	37	13.2	0.01	0.01	0.01					0.02	0.03	0.01	0.02	0.04	
78	2088	44	1295	1557	33	13.2	0.01	0.01	0.00					0.02	0.03	0.01	0.02	0.04	
93	1747	28	421	1288	21									0.02	0.02	0.01	0.02	0.04	
109	1345	22	324	969	16									0.02	0.02	0.01	0.01	0.03	



124	882	14	205	600	9											0.01	0.01	0.01	0.01	0.02
140	388	6	89	192	3											0.01	0.01	0.00	0.00	0.01
140	-151	2	35	30	3															
143	317	5	73	116	2											0.00	0.01	0.00	0.00	0.01
143	-271	4	62	-60	2															

campata n° 2 tra gli appoggi MUR-MUR

ampata no 2 cia gir appoggi hek hek																					
x	Asup	cs	Ainf	ci	Mela	Msd	Mu	x/d	Ast	Afp+	Afp-	Vrd2	Vsd	Vsd.rid	Vcd	Vrd3					
13	10.3	4.0	8.0	4.0	353	353	6274	.227	.067	.000	.000	334	25		47	101					
13	10.3	4.0	8.0	4.0	-1024	-1024	-7958	.269	.067	.000	.000	334	-5		47	-101					
22	9.6	4.0	7.3	4.0	303	353	5752	.222	.067	.000	.000	334	23		47	101					
22	9.6	4.0	7.3	4.0	-808	-1024	-7415	.264	.067	.000	.000	334	-6		47	-101					
43	6.0	4.0	4.0	4.0	169	297	3312	.185	.067	.000	.000	334	16		47	101					
43	6.0	4.0	4.0	4.0	-440	-791	-4812	.232	.067	.000	.000	334	-10		47	-101					
65	6.0	4.0	4.0	4.0	159	206	3312	.185	.067	.000	.000	334	9		47	101					
65	6.0	4.0	4.0	4.0	-426	-685	-4812	.232	.067	.000	.000	334	-14		47	-101					
86	6.0	4.0	4.0	4.0	204	206	3312	.185	.067	.000	.000	334	2		47	101					
86	6.0	4.0	4.0	4.0	-696	-1032	-4812	.232	.067	.000	.000	334	-17		47	-101					
108	6.0	4.0	4.0	4.0	99	202	3312	.185	.067	.000	.000	334	-21		47	-101					
108	6.0	4.0	4.0	4.0	-1046	-1457	-4812	.232													
129	6.0	4.0	4.0	4.0	-1474	-1962	-4812	.232	.067	.000	.000	334	-27		47	-101					
151	6.0	4.0	4.0	4.0	-1981	-2561	-4812	.232	.067	.000	.000	334	-34		47	-101					
172	6.0	4.0	4.0	4.0	-2585	-3347	-4812	.232	.067	.000	.000	334	-41		47	-101					
194	9.5	4.0	7.3	4.0	-3383	-3829	-7385	.263	.067	.000	.000	334	-48		47	-101					
203	10.2	4.0	8.0	4.0	-3829	-3829	-7929	.268	.067	.000	.000	334	-51		47	-101					
x	Mese.R	sc.R	sf.R	Mese.QP	sc.QP	srmi	wkiR	wkiF	wkiQP	srms	wksR	wksF	wksQP	fg.R	ff.R	fg.QP	ff.QP	f.QP	creep		
13	38	1	15	-321	8									0.00	0.00	0.00	0.00	-.01			
13	-583	15	222	-321	0																
22	47	1	19	-244	6									0.00	0.00	0.00	0.00	-.01			
22	-455	12	176	-244	0																
43	31	1	13	-129	4									-.01	-.01	-.01	-.01	-.02			
43	-248	7	105	-129	0																
65	26	1	11	-129	4									-.01	-.01	-.01	-.01	-.03			
65	-242	7	102	-129	0																
86	0	0	0	-236	7									-.01	-.01	-.02	-.02	-.05			
86	-405	12	171	-236	0																
108	-647	19	273	-421	12									-.01	-.02	-.02	-.02	-.06			
129	-968	28	409	-686	20									-.02	-.02	-.02	-.03	-.06			
151	-1368	48	1145	-1030	36					11.1	0.01	0.00	0.00	-.02	-.02	-.02	-.03	-.07			
172	-1856	65	1553	-1455	51					9.2	0.01	0.01	0.01	-.02	-.02	-.02	-.02	-.06			
194	-2474	67	1337	-1975	54					8.7	0.01	0.01	0.01	-.01	-.01	-.01	-.02	-.04			
203	-2796	73	1406	-2228	58					8.6	0.01	0.01	0.01	-.01	-.01	-.01	-.01	-.02			

campata n° 3 tra gli appoggi MUR-S3

lampaca no 5 tra gir appoggi MOK-55																						
x	Asup	cs	Ainf	ci	Mela	Msd	Mu	x/d	Ast	Afp+	Afp-	Vrd2	Vsd	Vsd.rid	Vcd	Vrd3						
13	11.7	4.0	12.8	4.0	-3451	-3451	-9333	.214	.251	.000	.000	668	81		93	297						
35	8.0	4.0	10.1	4.0	-1736	-3334	-6576	.186	.251	.000	.000	668	73		93	297						
69	8.0	4.0	10.1	4.0	1012	2173	8132	.211	.134	.000	.000	668	61		93	202						
69	8.0	4.0	10.1	4.0	87	-785	-6625	.187														
104	8.0	4.0	10.1	4.0	2879	3790	8132	.211	.134	.000	.000	668	49		93	202						
139	8.0	4.0	10.1	4.0	4328	4949	8132	.211	.134	.000	.000	668	37		93	202						
174	8.0	4.0	10.1	4.0	5247	5476	8132	.211	.134	.000	.000	668	19		93	202						
208	8.0	4.0	10.1	4.0	5509	5509	8132	.211	.134	.000	.000	668	1		93	202						
208	8.0	4.0	10.1	4.0					.134	.000	.000	668	-2		93	-202						
243	8.0	4.0	10.1	4.0	5116	5423	8132	.211	.134	.000	.000	668	-21		93	-202						
278	8.0	4.0	10.1	4.0	4065	4765	8132	.211	.134	.000	.000	668	-40		93	-202						
312	8.0	4.0	10.1	4.0	2358	3450	8132	.211	.251	.000	.000	668	-59		93	-297						
332	5.9	4.0	9.0	4.0	1097	2865	7363	.204	.251	.000	.000	668	-69		93	-297						
x	Mese.R	sc.R	sf.R	Mese.QP	sc.QP	srmi	wkiR	wkiF	wkiQP	srms	wksR	wksF	wksQP	fg.R	ff.R	fg.QP	ff.QP	f.QP	creep			
13	-2509	41	1084	-1987	33					10.7	0.01	0.00	0.00	0.01	0.02	0.01	0.02	0.04				
35	-1246	18	272	-971	14									0.04	0.06	0.03	0.05	0.11				
69	661	10	142	467	7									0.08	0.12	0.06	0.10	0.24				
104	2048	38	1021	1591	30	12.2	0.01	0.00	0.00					0.11	0.18	0.09	0.14	0.35				
139	3127	58	1559	2464	46	12.2	0.01	0.01	0.01					0.14	0.23	0.11	0.18	0.45				
174	3815	71	1901	3022	56	12.2	0.02	0.01	0.01					0.16	0.26	0.12	0.20	0.51				
208	4019	75	2003	3193	60	12.2	0.02	0.01	0.01					0.16	0.26	0.12	0.20	0.51				
243	3739	70	1864	2976	55	12.2	0.02	0.01	0.01					0.14	0.23	0.11	0.18	0.45				
278	2975	55	1483	2371	44	12.2	0.01	0.01	0.01					0.10	0.17	0.08	0.13	0.33				
312	1728	25	372	1378	20									0.05	0.09	0.04	0.07	0.17				
332	804	12	176	642	10									0.02	0.04	0.02	0.03	0.08				

REAZIONI VINCOLARI

		ULTIME		RARE		FREQUENTI		QUASI PERMANENTI		
appoggio	n°	nome	massima	minima	massima	minima	massima	minima	massima	minima
	1	T1-01	6636	2762	4760	2966	3945	3049	3619	3081
	2	MUR	9046	2107	6159	3018	4946	3375	4460	3518
	3	MUR	14057	6980	10280	7158	8798	7237	8205	7269
	4	S3	7618	3868	5585	3927	4780	3951	4458	3960

T1-03

Metodo di calcolo: stati limite DM 17-01-18. Valori in daN cm.

FATTORI DI SICUREZZA PARZIALI PER LE PROPRIETA' DEI MATERIALI  
Gamma s (fattore di sicurezza parziale dell'acciaio) 1.15  
Gamma c (fattore di sicurezza parziale del calcestruzzo) 1.50

FATTORI DI SICUREZZA PARZIALI PER LE AZIONI  
Gamma G inf. (azioni permanenti, effetto favorevole) 1.00  
Gamma G sup. (azioni permanenti, effetto sfavorevole) 1.30  
Gamma Q inf. (azioni variabili, effetto favorevole) 0.00  
Gamma Q sup. (azioni variabili, effetto sfavorevole) 1.50

COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE DEI CARICHI VARIABILI PER STATI LIMITE DI ESERCIZIO  
Combinazioni rare 1.00  
Combinazioni frequenti 0.50  
Combinazioni quasi permanenti 0.30

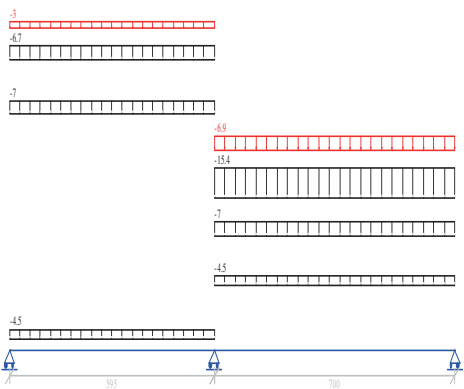
GEOMETRIA DELLE SEZIONI INIZIALI  
n. 2 sezione rettangolare H 60.0 B 30.0 Cs 2.0 Ci 2.0

GEOMETRIA DELLE CAMPATE  
luce sezione altezza finale Y asse  
campata n 1 595.0 2 60.0 0.00  
campata n 2 700.0 2 60.0 0.00

CARATTERISTICHE DEGLI APPOGGI  
appoggio n nome ampiezza coeff. elastico verticale  
1 P3 30.0 0.0000E+00 diretto  
2 S2 300.0 0.0000E+00 diretto  
3 P6 30.0 0.0000E+00 diretto

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI  
Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo Rck= 350  
Tensione di snervamento caratteristica dell'acciaio fyk= 4500  
Valore finale del coefficiente di viscosità (EC2 Tab.3.3)= 3  
Valore finale della deformazione di ritiro (EC2 Tab.3.4)= -.0004

Schema statico



AZIONI CARATTERISTICHE APPLICATE ALLA TRAVE

CAMPATA n. 1  
peso proprio 4.50  
carico uniforme permanente variabile  
7.00 0.00  
6.70 3.00

CAMPATA n. 2  
peso proprio 4.50  
carico uniforme permanente variabile  
7.00 0.00  
15.41 6.90

Diagramma dei momenti (daN\*cm)

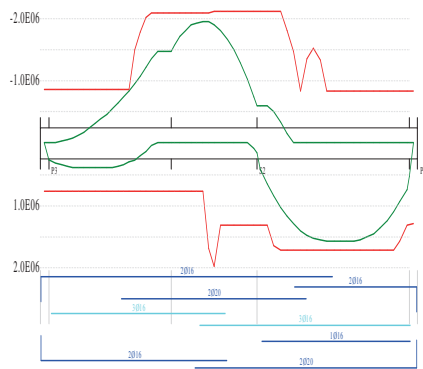
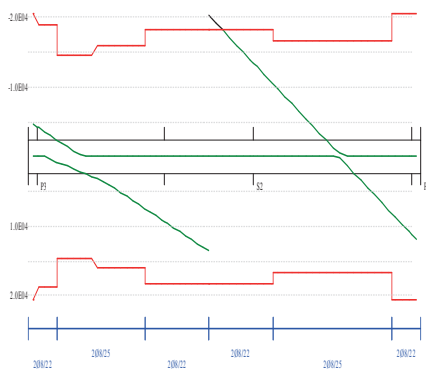
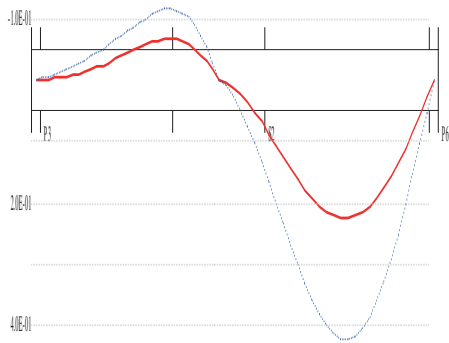


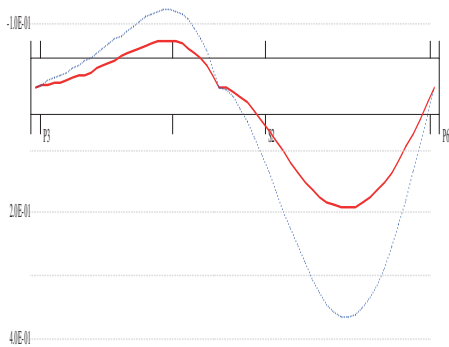
Diagramma dei tagli (daN)



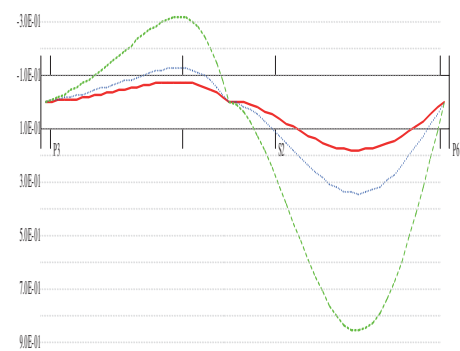
Deformata condizione rara (cm)



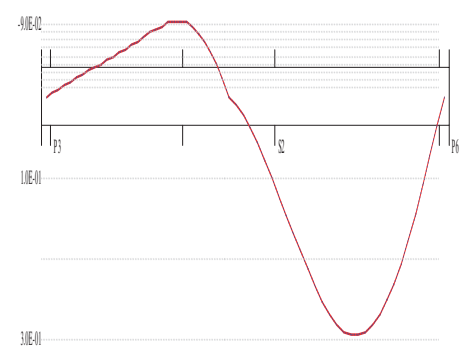
Deformata condizione frequente (cm)



Deformata condizione quasi permanente (cm)



Deformata da ritiro (cm)



OUTPUT CAMPATE (momenti in kN\*cm, tagli in kN).

campata n° 1 tra gli appoggi P3-S2

x	Asup	cs	Ainf	ci	Mela	Msd	Mu	x/d	Ast	Afp+	Afp-	Vrd2	Vsd	Vsd.rid	Vcd	Vrd3			
15	4.0	4.0	4.0	9.0	679	2617	7697	.093	.052	.000	.000	889	43		124	188			
60	4.0	4.0	4.0	9.0	2319	3489	7697	.093	.052	.000	.000	889	31		124	188			
60	4.0	4.0	4.0	9.0	107	-315	-8736	.109	.052	.000	.000	889	-4		124	-188			
119	4.0	4.0	4.0	9.0	3641	3968	7697	.093	.040	.000	.000	889	14		124	145			
119	4.0	4.0	4.0	9.0	-429	-1397	-8736	.109	.040	.000	.000	889	-14		124	-145			
159	4.0	4.0	4.0	9.0	3968	3968	7697	.093	.040	.000	.000	889	3		124	145			
159	4.0	4.0	4.0	9.0	-1145	-2477	-8736	.109	.040	.000	.000	889	-22		124	-145			
179	4.0	4.0	4.0	9.0	3966	3968	7697	.093	.040	.000	.000	889	-25		124	-145			
179	4.0	4.0	4.0	9.0	-1611	-3124	-8736	.109											
238	4.0	4.0	4.0	9.0	3294	3914	7697	.093	.040	.000	.000	976	-36		136	-160			
238	4.0	4.0	4.0	9.0	-3436	-5496	-8736	.109											
298	4.0	4.0	4.0	9.0	1625	3089	7697	.093	.040	.000	.000	976	-52		136	-160			
298	4.0	4.0	4.0	9.0	-5906	-8511	-8736	.109											
357	10.0	4.1	4.0	9.0	-9020	-12171	-20217	.172	.040	.000	.000	974	-69		136	-159			
417	10.3	4.1	4.0	9.0	-12779	-14807	-20870	.176	.047	.000	.000	974	-85		136	-183			
445	10.3	4.1	4.0	9.0	-14807	-14807	-20870	.176	.047	.000	.000	974	-93		136	-183			
x	Mese.R	sc.R	sf.R	Mese.QP	sc.QP	srm	wkiR	wkiF	wkiQP	srms	wksR	wksF	wksQP	fg.R	ff.R	fg.QP	ff.QP	f.QP	creep
15	427	2	34	352	2									0.00	0.00	0.00	0.00	-.01	
60	1415	7	112	1142	6									0.00	-.01	-.01	-.01	-.03	
119	2079	11	164	1607	8									-.01	-.02	-.01	-.03	-.07	
159	2104	11	166	1542	8									-.01	-.03	-.02	-.04	-.10	
179	1992	10	157	1397	7									-.02	-.04	-.03	-.05	-.12	
238	1155	6	91	510	3									-.03	-.06	-.04	-.07	-.17	
238	-1141	6	90	-179	3														
298	-3037	16	239	-1835	10									-.04	-.08	-.06	-.09	-.23	
357	-5578	29	411	-4135	21									-.06	-.10	-.07	-.11	-.28	
417	-8763	57	1721	-7079	46					12.3	0.01	0.01	0.01	-.07	-.11	-.07	-.12	-.31	
445	-10516	69	2066	-8718	57					12.3	0.02	0.01	0.01	-.07	-.11	-.07	-.12	-.31	

campata n° 2 tra gli appoggi S2-P6

x	Asup	cs	Ainf	ci	Mela	Msd	Mu	x/d	Ast	Afp+	Afp-	Vrd2	Vsd	Vsd.rid	Vcd	Vrd3
150	10.3	4.1	6.3	4.2	-5929	-5929	-21149	.142	.047	.000	.000	974	135		136	183
210	10.3	4.1	7.9	4.2	3780	8396	16374	.113	.047	.000	.000	973	108		136	183
210	10.3	4.1	7.9	4.2	-1326	-5156	-21172	.137								
280	7.1	4.1	8.3	4.2	9904	12921	17131	.122	.042	.000	.000	973	76		136	167
280	7.1	4.1	8.3	4.2	2819	-43	-14712	.111								
350	7.4	4.0	8.3	4.2	13806	15224	17139	.121	.042	.000	.000	973	44		136	167
420	4.0	4.0	8.3	4.2	15488	15554	17120	.131	.042	.000	.000	973	12		136	167
443	4.0	4.0	8.3	4.2	15554	15554	17120	.131	.042	.000	.000	973	6		136	167
443	4.0	4.0	8.3	4.2					.042	.000	.000	973	-2		136	-167
490	4.0	4.0	8.3	4.2	14948	15554	17120	.131	.042	.000	.000	973	-24		136	-167
560	4.0	4.0	8.3	4.2	12186	14382	17120	.131	.042	.000	.000	973	-55		136	-167
630	4.0	4.0	8.3	4.2	7204	10999	17120	.131	.052	.000	.000	973	-87		136	-206
685	4.0	4.0	6.3	4.2	1731	5394	13056	.111	.052	.000	.000	973	-112		135	-206

x	Mese.R	sc.R	sf.R	Mese.QP	sc.QP	srmi	wkiR	wkiF	wkiQP	srms	wksR	wksF	wksQP	fg.R	ff.R	fg.QP	ff.QP	f.QP	creep
150	-4322	21	311	-3837	19									0.08	0.15	0.05	0.11	0.28	
210	1867	9	135	1066	5									0.13	0.24	0.09	0.18	0.45	
280	6571	41	1557	5174	32	10.4	0.01	0.00	0.00					0.18	0.33	0.14	0.26	0.65	
350	9617	59	2277	7861	49	10.4	0.02	0.01	0.01					0.21	0.40	0.17	0.32	0.80	
420	11007	74	2625	9129	61	10.4	0.02	0.02	0.01					0.22	0.42	0.18	0.34	0.86	
443	11102	75	2648	9236	62	10.4	0.02	0.02	0.01					0.22	0.42	0.18	0.34	0.85	
490	10740	72	2561	8977	60	10.4	0.02	0.02	0.01					0.20	0.39	0.16	0.31	0.79	
560	8817	59	2103	7405	50	10.4	0.01	0.01	0.01					0.16	0.29	0.13	0.24	0.60	
630	5237	27	389	4412	22									0.08	0.15	0.07	0.13	0.32	
685	1262	6	96	1065	5									0.02	0.03	0.02	0.03	0.07	

REAZIONI VINCOLARI

			ULTIME		RARE		FREQUENTI		QUASI PERMANENTI	
appoggio	nº	nome	massima	minima	massima	minima	massima	minima	massima	minima
	1	P3	4735	722	3008	1686	2636	1975	2487	2091
	2	S2	33835	20662	25312	20662	22987	20662	22057	20662
	3	P6	11878	6322	8665	6614	7702	6677	7318	6703

T1-04

Metodo di calcolo: stati limite DM 17-01-18. Valori in daN cm.

FATTORI DI SICUREZZA PARZIALI PER LE PROPRIETA' DEI MATERIALI  
Gamma s (fattore di sicurezza parziale dell'acciaio) 1.15  
Gamma c (fattore di sicurezza parziale del calcestruzzo) 1.50

FATTORI DI SICUREZZA PARZIALI PER LE AZIONI  
Gamma G inf. (azioni permanenti, effetto favorevole) 1.00  
Gamma G sup. (azioni permanenti, effetto sfavorevole) 1.30  
Gamma Q inf. (azioni variabili, effetto favorevole) 0.00  
Gamma Q sup. (azioni variabili, effetto sfavorevole) 1.50

COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE DEI CARICHI VARIABILI PER STATI LIMITE DI ESERCIZIO  
Combinazioni rare 1.00  
Combinazioni frequenti 0.50  
Combinazioni quasi permanenti 0.30

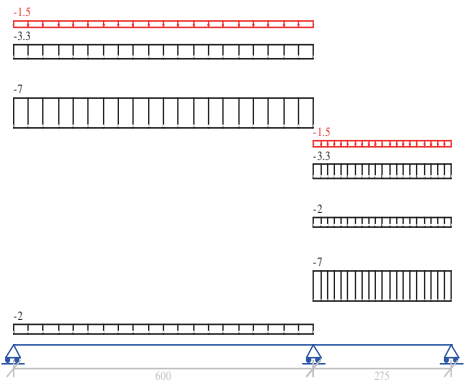
GEOMETRIA DELLE SEZIONI INIZIALI  
n. 1 sezione rettangolare H 27.0 B 30.0 Cs 2.0 Ci 2.0

GEOMETRIA DELLE CAMPATE  
luce sezione altezza finale Y asse  
campata n 1 600.0 1 27.0 0.00  
campata n 2 275.0 1 27.0 0.00

CARATTERISTICHE DEGLI APPOGGI  
appoggio n nome ampiezza coeff. elastico verticale  
1 P6 100.0 0.0000E+00 diretto  
2 S3 200.0 0.0000E+00 diretto  
3 MUR 30.0 0.0000E+00 diretto

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI  
Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo Rck= 350  
Tensione di snervamento caratteristica dell'acciaio fyk= 4500  
Valore finale del coefficiente di viscosità (EC2 Tab.3.3)= 3  
Valore finale della deformazione di ritiro (EC2 Tab.3.4)= -.0004

Schema statico



AZIONI CARATTERISTICHE APPLICATE ALLA TRAVE

CAMPATA n. 1  
peso proprio 2.03  
carico uniforme permanente variabile  
7.00 0.00  
3.35 1.50  
CAMPATA n. 2  
peso proprio 2.03  
carico uniforme permanente variabile  
7.00 0.00  
3.35 1.50

Diagramma dei momenti (daN\*cm)

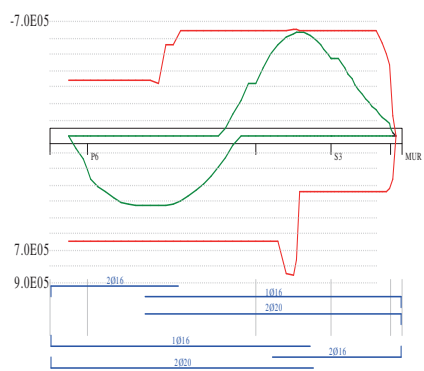
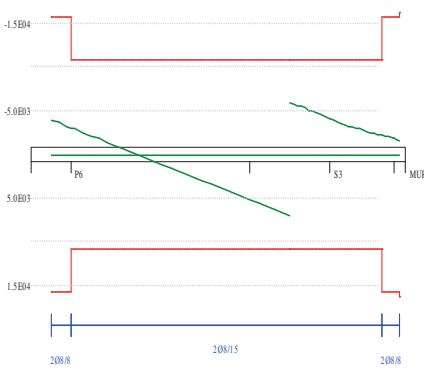
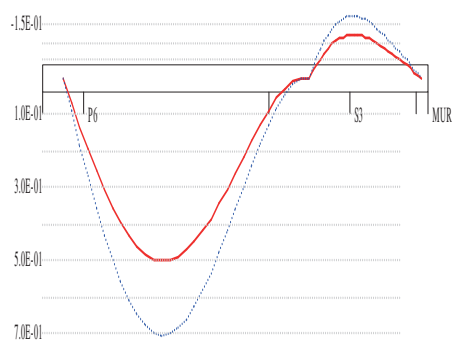


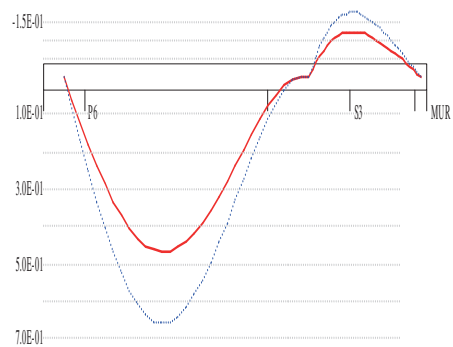
Diagramma dei tagli (daN)



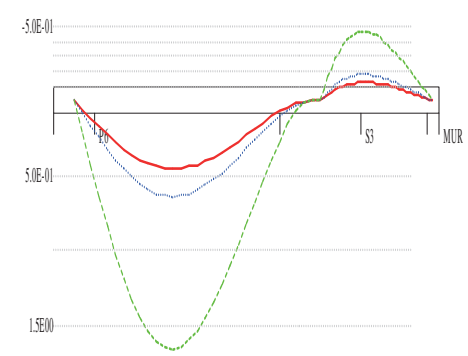
Deformata condizione rara (cm)



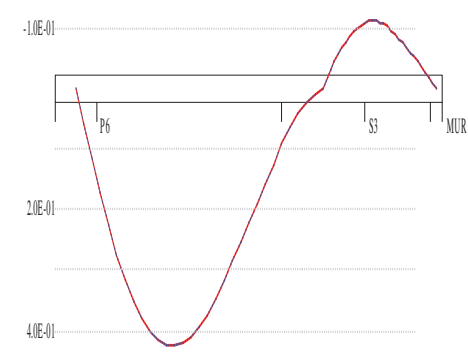
Deformata condizione frequente (cm)



Deformata condizione quasi permanente (cm)



Deformata da ritiro (cm)



OUTPUT CAMPATE (momenti in kN\*cm, tagli in kN).

campata n° 1 tra gli appoggi P6-S3																			
x	Asup	cs	Ainf	ci	Mela	Msd	Mu	x/d	Ast	Afp+	Afp-	Vrd2	Vsd	Vsd.rid	Vcd	Vrd3			
50	4.0	4.0	8.3	4.2	1759	2075	6499	.259	.067	.000	.000	398	31		55	108			
60	4.0	4.0	8.3	4.2	2056	2611	6499	.259	.067	.000	.000	398	29		55	108			
120	4.0	4.0	8.3	4.2	3452	3780	6499	.259	.067	.000	.000	398	18		55	108			
180	4.0	4.0	8.3	4.2	4188	4288	6499	.259	.067	.000	.000	398	7		55	108			
220	4.0	4.0	8.3	4.2	4312	4312	6499	.259	.067	.000	.000	398	-1		55	-108			
240	3.9	4.0	8.3	4.2	4264	4312	6498	.261	.067	.000	.000	398	-5		55	-108			
300	8.3	4.2	8.3	4.2	3680	3955	6493	.234	.067	.000	.000	398	-16		55	-108			
360	8.3	4.2	8.3	4.2	2435	2938	6493	.234	.067	.000	.000	398	-27		55	-108			
420	8.3	4.2	8.3	4.2	531	1261	6493	.234	.067	.000	.000	398	-38		55	-108			
420	8.3	4.2	8.3	4.2	106	-463	-6493	.234											
480	8.3	4.2	8.3	4.2	-2206	-3215	-6493	.234	.067	.000	.000	398	-49		55	-108			
500	8.3	4.2	8.3	4.2	-3215	-3215	-6493	.234	.067	.000	.000	398	-52		55	-108			
x	Mese.R	sc.R	sf.R	Mese.QP	sc.QP	srmi	wkiR	wkiF	wkiQP	srms	wksR	wksF	wksQP	fg.R	ff.R	fg.QP	ff.QP	f.QP	creep
50	1322	38	816	1219	35	11.6	0.00	0.00	0.00					0.16	0.23	0.15	0.21	0.54	
60	1545	45	954	1425	41	11.6	0.01	0.01	0.01					0.19	0.27	0.18	0.25	0.64	
120	2591	75	1599	2388	69	11.6	0.01	0.01	0.01					0.35	0.50	0.32	0.46	1.19	
180	3137	91	1936	2889	84	11.6	0.02	0.02	0.02					0.46	0.65	0.42	0.59	1.55	
220	3223	94	1990	2967	86	11.6	0.02	0.02	0.02					0.49	0.70	0.45	0.64	1.65	
240	3183	93	1965	2929	85	11.5	0.02	0.02	0.02					0.50	0.70	0.45	0.64	1.66	
300	2730	71	1687	2507	65	11.7	0.01	0.01	0.01					0.47	0.66	0.43	0.60	1.54	
360	1778	46	1099	1623	42	11.7	0.01	0.01	0.01					0.38	0.53	0.34	0.48	1.22	
420	326	7	111	277	6									0.26	0.36	0.23	0.32	0.82	
480	-1669	43	1032	-1543	40					11.7	0.01	0.01	0.01	0.13	0.18	0.11	0.15	0.40	
500	-2433	63	1504	-2248	58					11.7	0.01	0.01	0.01	0.09	0.13	0.07	0.10	0.27	
campata n° 2 tra gli appoggi S3-MUR																			
x	Asup	cs	Ainf	ci	Mela	Msd	Mu	x/d	Ast	Afp+	Afp-	Vrd2	Vsd	Vsd.rid	Vcd	Vrd3			
100	8.3	4.2	4.0	4.0	-4736	-4736	-6499	.259	.067	.000	.000	398	41		55	108			
110	8.3	4.2	4.0	4.0	-4363	-4736	-6499	.259	.067	.000	.000	398	39		55	108			
138	8.3	4.2	4.0	4.0	-3402	-4118	-6499	.259	.067	.000	.000	398	34		55	108			
165	8.3	4.2	4.0	4.0	-2535	-3180	-6499	.259	.067	.000	.000	398	30		55	108			
193	8.3	4.2	4.0	4.0	-1761	-2335	-6499	.259	.067	.000	.000	398	26		55	108			
220	8.3	4.2	4.0	4.0	-1080	-1585	-6499	.259	.067	.000	.000	398	23		55	108			
248	6.3	4.1	4.0	4.0	-493	-927	-5061	.221	.126	.000	.000	398	20		55	157			
260	5.1	4.1	3.6	4.0	1	1	3043	.169	.126	.000	.000	398	18		55	157			
260	5.1	4.1	3.6	4.0	-257	-541	-4177	.199											
266	1.3	4.0	3.1	4.0	6	6	2674	.147	.126	.000	.000	401	17		56	158			
266	1.3	4.0	3.1	4.0	-154	-154	-1252	.116											
x	Mese.R	sc.R	sf.R	Mese.QP	sc.QP	srmi	wkiR	wkiF	wkiQP	srms	wksR	wksF	wksQP	fg.R	ff.R	fg.QP	ff.QP	f.QP	creep
100	-3389	98	2092	-3072	89					11.6	0.02	0.02	0.02	-1.12	-1.17	-1.12	-1.18	-1.47	
110	-3093	90	1910	-2795	81					11.6	0.02	0.02	0.01	-1.12	-1.17	-1.12	-1.18	-1.47	
138	-2344	68	1447	-2095	61					11.6	0.01	0.01	0.01	-1.11	-1.16	-1.12	-1.17	-1.44	
165	-1688	49	1042	-1489	43					11.6	0.01	0.01	0.01	-1.10	-1.14	-1.10	-1.14	-1.37	
193	-1126	27	393	-976	24									-1.08	-1.11	-1.08	-1.11	-1.29	
220	-657	16	229	-557	14									-1.05	-1.07	-1.06	-1.08	-1.20	



REAZIONI VINCOLARI

RARE

FREQUENTI

QUASI PERMANENTI

appoggio	nø	nome	massima	minima	massima	minima	massima	minima	massima	minima
1	P6		3977	2624	2991	2651	2826	2655	2759	2657
2	S3		12986	8763	9826	8763	9295	8763	9082	8763
3	MUR		146	-1624	-409	-854	-502	-725	-539	-673

T1-05

Metodo di calcolo: stati limite DM 17-01-18. Valori in daN cm.

FATTORI DI SICUREZZA PARZIALI PER LE PROPRIETA' DEI MATERIALI  
Gamma s (fattore di sicurezza parziale dell'acciaio) 1.15  
Gamma c (fattore di sicurezza parziale del calcestruzzo) 1.50

FATTORI DI SICUREZZA PARZIALI PER LE AZIONI  
Gamma G inf. (azioni permanenti, effetto favorevole) 1.00  
Gamma G sup. (azioni permanenti, effetto sfavorevole) 1.30  
Gamma Q inf. (azioni variabili, effetto favorevole) 0.00  
Gamma Q sup. (azioni variabili, effetto sfavorevole) 1.50

COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE DEI CARICHI VARIABILI PER STATI LIMITE DI ESERCIZIO  
Combinazioni rare 1.00  
Combinazioni frequenti 0.50  
Combinazioni quasi permanenti 0.30

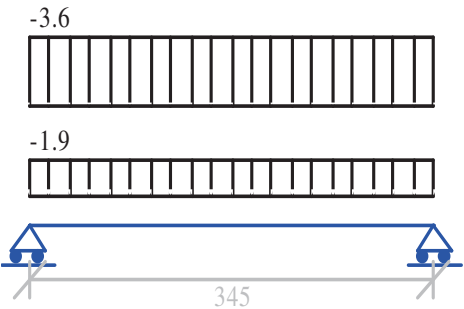
GEOMETRIA DELLE SEZIONI INIZIALI  
n. 1 sezione rettangolare H 25.0 B 30.0 Cs 2.0 Ci 2.0

GEOMETRIA DELLE CAMPATE  
campata n° 1 luce sezione altezza finale Y asse  
345.0 1 25.0 0.00

CARATTERISTICHE DEGLI APPOGGI  
appoggio n° nome ampiezza coeff. elastico verticale  
1 30.0 0.0000E+00 diretto  
2 30.0 0.0000E+00 diretto

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI  
Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo Rck= 350  
Tensione di snervamento caratteristica dell'acciaio fyk= 4500  
Valore finale del coefficiente di viscosità (EC2 Tab.3.3)= 3  
Valore finale della deformazione di ritiro (EC2 Tab.3.4)= -.0004

Schema statico



AZIONI CARATTERISTICHE APPLICATE ALLA TRAVE

CAMPATA n. 1  
peso proprio 1.88  
carico uniforme permanente variabile  
3.60 0.00

Diagramma dei momenti (daN\*cm)

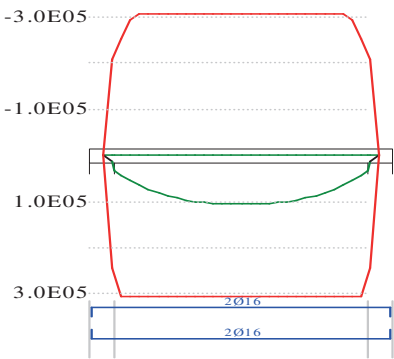
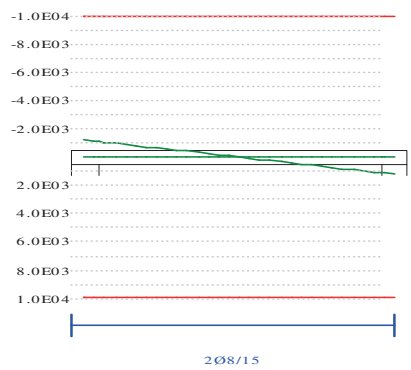
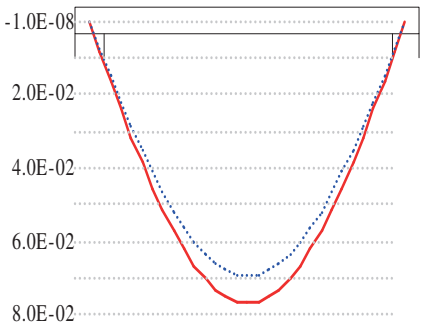


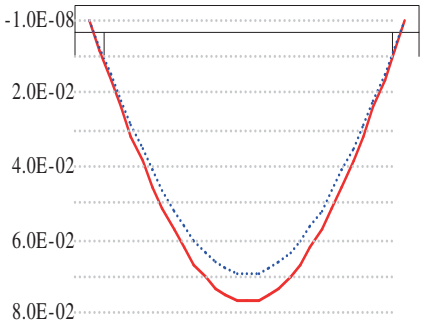
Diagramma dei tagli (daN)



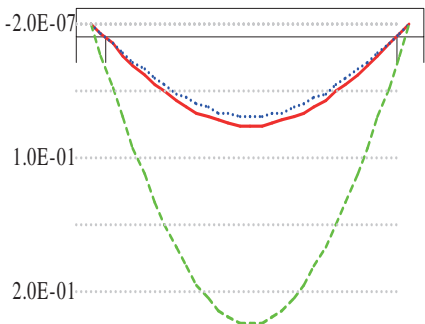
Deformata condizione rara (cm)



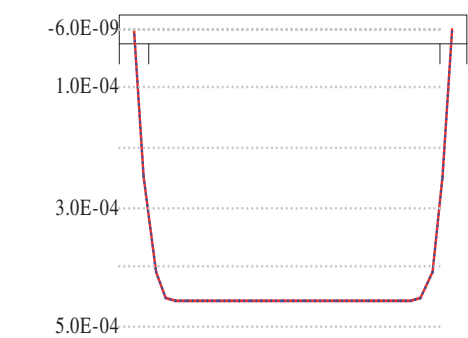
Deformata condizione frequente (cm)



Deformata condizione quasi permanente (cm)



Deformata da ritiro (cm)



OUTPUT CAMPATE (momenti in kN\*cm, tagli in kN).

campata n° 1 tra gli appoggi -

x	Asup	cs	Ainf	ci	Mela	Msd	Mu	x/d	Ast	Afp+	Afp-	Vrd2	Vsd	Vsd.rid	Vcd	Vrd3			
15	2.8	4.0	3.4	4.0	176	339	2648	.175	.067	.000	.000	366	11		51	99			
35	3.9	4.0	4.0	4.0	381	553	3054	.190	.067	.000	.000	366	10		51	99			
69	4.0	4.0	4.0	4.0	678	803	3054	.190	.067	.000	.000	366	7		51	99			
104	4.0	4.0	4.0	4.0	890	969	3054	.190	.067	.000	.000	366	5		51	99			
138	4.0	4.0	4.0	4.0	1017	1049	3054	.190	.067	.000	.000	366	2		51	99			
173	4.0	4.0	4.0	4.0	1059	1059	3054	.190	.067	.000	.000	366	0		51	99			
207	4.0	4.0	4.0	4.0	1017	1049	3054	.190	.067	.000	.000	366	-2		51	-99			
242	4.0	4.0	4.0	4.0	890	969	3054	.190	.067	.000	.000	366	-5		51	-99			
276	4.0	4.0	4.0	4.0	678	803	3054	.190	.067	.000	.000	366	-7		51	-99			
311	3.9	4.0	4.0	4.0	381	553	3054	.190	.067	.000	.000	366	-10		51	-99			
330	2.8	4.0	3.4	4.0	176	339	2648	.175	.067	.000	.000	366	-11		51	-99			
x	Mese.R	sc.R	sf.R	Mese.QP	sc.QP	srmi	wkiR	wkiF	wkiQP	srms	wksR	wksF	wksQP	fg.R	ff.R	fg.QP	ff.QP	f.QP	creep
15	136	4	60	136	4									0.01	0.01	0.01	0.01	0.03	
35	293	9	128	293	9									0.02	0.02	0.02	0.02	0.07	
69	521	15	227	521	15									0.05	0.04	0.05	0.04	0.13	
104	684	20	297	684	20									0.06	0.06	0.06	0.06	0.18	
138	782	23	340	782	23									0.07	0.07	0.07	0.07	0.21	
173	815	24	354	815	24									0.08	0.07	0.08	0.07	0.22	
207	782	23	340	782	23									0.07	0.07	0.07	0.07	0.21	
242	684	20	297	684	20									0.06	0.06	0.06	0.06	0.18	
276	521	15	227	521	15									0.05	0.04	0.05	0.04	0.13	
311	293	9	128	293	9									0.02	0.02	0.02	0.02	0.07	
330	136	4	60	136	4									0.01	0.01	0.01	0.01	0.03	

REAZIONI VINCOLARI

appoggio	n°	nome	ULTIME		RARE		FREQUENTI		QUASI PERMANENTI	
			massima	minima	massima	minima	massima	minima	massima	minima
	1		1228	944	944	944	944	944	944	944
	2		1228	944	944	944	944	944	944	944

T1-06

Metodo di calcolo: stati limite DM 17-01-18. Valori in daN cm.

FATTORI DI SICUREZZA PARZIALI PER LE PROPRIETA' DEI MATERIALI  
Gamma s (fattore di sicurezza parziale dell'acciaio) 1.15  
Gamma c (fattore di sicurezza parziale del calcestruzzo) 1.50

FATTORI DI SICUREZZA PARZIALI PER LE AZIONI  
Gamma G inf. (azioni permanenti, effetto favorevole) 1.00  
Gamma G sup. (azioni permanenti, effetto sfavorevole) 1.30  
Gamma Q inf. (azioni variabili, effetto favorevole) 0.00  
Gamma Q sup. (azioni variabili, effetto sfavorevole) 1.50

COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE DEI CARICHI VARIABILI PER STATI LIMITE DI ESERCIZIO  
Combinazioni rare 1.00  
Combinazioni frequenti 0.50  
Combinazioni quasi permanenti 0.30

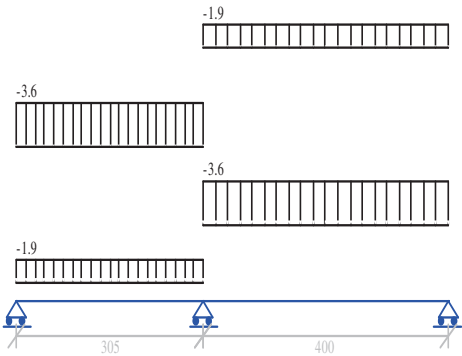
GEOMETRIA DELLE SEZIONI INIZIALI  
n. 1 sezione rettangolare H 25.0 B 30.0 Cs 2.0 Ci 2.0

GEOMETRIA DELLE CAMPATE  
luce sezione altezza finale Y asse  
campata nø 1 305.0 1 25.0 0.00  
campata nø 2 400.0 1 25.0 0.00

CARATTERISTICHE DEGLI APPOGGI  
appoggio nø nome ampiezza coeff. elastico verticale  
1 30.0 0.0000E+00 diretto  
2 30.0 0.0000E+00 diretto  
3 30.0 0.0000E+00 diretto

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI  
Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo Rck= 350  
Tensione di snervamento caratteristica dell'acciaio fyk= 4500  
Valore finale del coefficiente di viscosità (EC2 Tab.3.3)= 3  
Valore finale della deformazione di ritiro (EC2 Tab.3.4)= -.0004

Schema statico



AZIONI CARATTERISTICHE APPLICATE ALLA TRAVE

CAMPATA n. 1  
peso proprio 1.88  
carico uniforme permanente variabile  
3.60 0.00

CAMPATA n. 2  
peso proprio 1.88  
carico uniforme permanente variabile  
3.60 0.00

Diagramma dei momenti (daN\*cm)

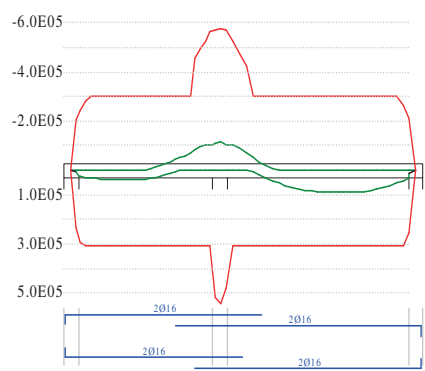
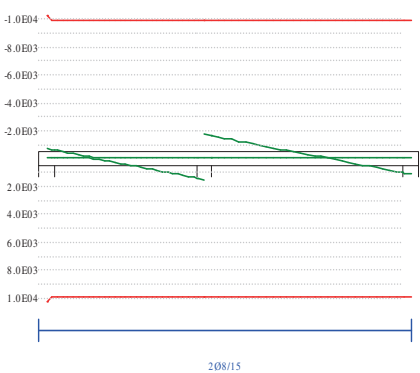
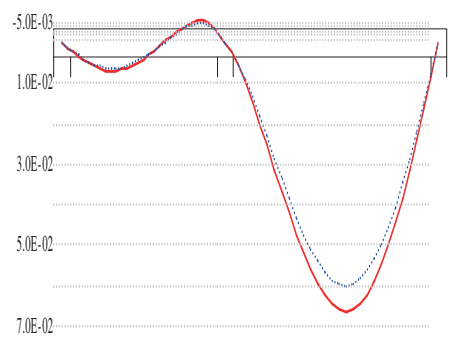


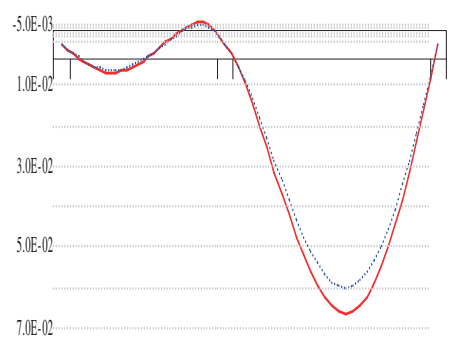
Diagramma dei tagli (daN)



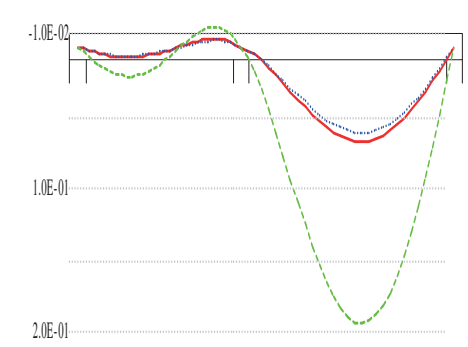
Deformata condizione rara (cm)



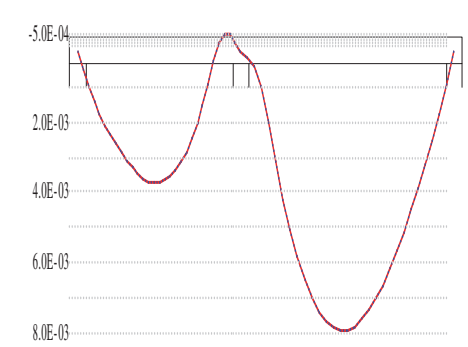
Deformata condizione frequente (cm)



Deformata condizione quasi permanente (cm)



Deformata da ritiro (cm)



OUTPUT CAMPATE (momenti in kN\*cm, tagli in kN).

campata n° 1 tra gli appoggi -

x	Asup	cs	Ainf	ci	Mela	Msd	Mu	x/d	Ast	Afp+	Afp-	Vrd2	Vsd	Vsd.rid	Vcd	Vrd3			
15	2.8	4.0	3.4	4.0	103	234	2648	.175	.067	.000	.000	366	6		51	99			
31	3.6	4.0	4.0	4.0	192	277	3054	.190	.067	.000	.000	366	5		51	99			
61	4.0	4.0	4.0	4.0	317	361	3054	.190	.067	.000	.000	366	3		51	99			
92	4.0	4.0	4.0	4.0	376	381	3054	.190	.067	.000	.000	366	1		51	99			
92	4.0	4.0	4.0	4.0					.067	.000	.000	366	-1		51	-99			
102	4.0	4.0	4.0	4.0	381	381	3054	.190	.067	.000	.000	366	0		51	99			
102	4.0	4.0	4.0	4.0					.067	.000	.000	366	-1		51	-99			
122	4.0	4.0	4.0	4.0	369	381	3054	.190	.067	.000	.000	366	-2		51	-99			
153	4.0	4.0	4.0	4.0	296	349	3054	.190	.067	.000	.000	366	-4		51	-99			
153	4.0	4.0	4.0	4.0	49	-34	-3054	.190											
183	4.0	4.0	4.0	4.0	157	251	3054	.190	.067	.000	.000	366	-6		51	-99			
183	4.0	4.0	4.0	4.0	-94	-209	-3054	.190											
214	4.0	4.0	4.0	4.0	-288	-434	-3054	.190	.067	.000	.000	366	-8		51	-99			
244	4.0	4.0	4.0	4.0	-533	-711	-3054	.190	.067	.000	.000	366	-11		51	-99			
275	7.3	4.0	4.0	4.0	-841	-1048	-5263	.258	.067	.000	.000	366	-13		51	-99			
290	8.0	4.0	6.8	4.0	-1048	-1048	-5744	.250	.067	.000	.000	366	-14		51	-99			
x	Mese.R	sc.R	sf.R	Mese.QP	sc.QP	srm	wk	wk	wk	srm	wk	wk	wk	fg.R	ff.R	fg.QP	ff.QP	f.QP	creep
15	71	2	32	71	2									0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	
31	132	4	57	132	4									0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	
61	213	6	93	213	6									0.01	0.01	0.01	0.01	0.02	
92	243	7	106	243	7									0.01	0.01	0.01	0.01	0.02	
102	241	7	105	241	7									0.01	0.01	0.01	0.01	0.02	
122	222	6	96	222	6									0.01	0.01	0.01	0.01	0.02	
153	150	4	65	150	4									0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	
183	27	1	12	27	1									0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
214	-147	4	64	-147	4									0.00	0.00	0.00	0.00	-0.01	
244	-371	11	161	-371	11									-0.01	0.00	-0.01	0.00	-0.01	
275	-647	18	266	-647	18									0.00	0.00	0.00	0.00	-0.01	
290	-806	22	322	-806	22									0.00	0.00	0.00	0.00	-0.01	

campata n° 2 tra gli appoggi -

x	Asup	cs	Ainf	ci	Mela	Msd	Mu	x/d	Ast	Afp+	Afp-	Vrd2	Vsd	Vsd.rid	Vcd	Vrd3			
15	7.9	4.0	4.0	4.0	-1012	-1012	-5639	.271	.067	.000	.000	366	16		51	99			
40	6.5	4.0	4.0	4.0	-626	-915	-4739	.242	.067	.000	.000	366	15		51	99			
80	4.0	4.0	4.0	4.0	-149	-345	-3054	.190	.067	.000	.000	366	12		51	99			
120	4.0	4.0	4.0	4.0	373	522	3054	.190	.067	.000	.000	366	9		51	99			
160	4.0	4.0	4.0	4.0	661	756	3054	.190	.067	.000	.000	366	6		51	99			
200	4.0	4.0	4.0	4.0	836	877	3054	.190	.067	.000	.000	366	3		51	99			
240	4.0	4.0	4.0	4.0	896	896	3054	.190	.067	.000	.000	366	0		51	99			
280	4.0	4.0	4.0	4.0	843	881	3054	.190	.067	.000	.000	366	-3		51	-99			
320	4.0	4.0	4.0	4.0	676	768	3054	.190	.067	.000	.000	366	-6		51	-99			
360	4.0	4.0	4.0	4.0	395	540	3054	.190	.067	.000	.000	366	-8		51	-99			
385	2.8	4.0	3.4	4.0	161	326	2648	.175	.067	.000	.000	366	-10		51	-99			
x	Mese.R	sc.R	sf.R	Mese.QP	sc.QP	srm	wk	wk	wk	srm	wk	wk	wk	fg.R	ff.R	fg.QP	ff.QP	f.QP	creep
15	-779	22	317	-779	22									0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	

40	-482	14	201	-482	14	0.01	0.01	0.01	0.01	0.03
80	-78	2	34	-78	2	0.03	0.02	0.03	0.02	0.08
120	238	7	104	238	7	0.04	0.04	0.04	0.04	0.12
160	467	14	203	467	14	0.06	0.05	0.06	0.05	0.17
200	608	18	264	608	18	0.06	0.06	0.06	0.06	0.19
240	662	19	288	662	19	0.07	0.06	0.07	0.06	0.19
280	628	18	273	628	18	0.06	0.05	0.06	0.05	0.17
320	506	15	220	506	15	0.04	0.04	0.04	0.04	0.13
360	297	9	129	297	9	0.02	0.02	0.02	0.02	0.07
385	122	4	54	122	4	0.01	0.01	0.01	0.01	0.03

REAZIONI VINCOLARI

			ULTIME		RARE		FREQUENTI		QUASI PERMANENTI	
appoggio	nº	nome	massima	minima	massima	minima	massima	minima	massima	minima
	1		737	449	516	516	516	516	516	516
	2		3240	2492	2492	2492	2492	2492	2492	2492
	3		1130	829	852	852	852	852	852	852



PRIMO IMPALCATO CURVO
T2-01

Metodo di calcolo: stati limite DM 17-01-18. Valori in daN cm.

FATTORI DI SICUREZZA PARZIALI PER LE PROPRIETA' DEI MATERIALI
Gamma s (fattore di sicurezza parziale dell'acciaio) 1.15
Gamma c (fattore di sicurezza parziale del calcestruzzo) 1.50

FATTORI DI SICUREZZA PARZIALI PER LE AZIONI
Gamma G inf. (azioni permanenti, effetto favorevole) 1.00
Gamma G sup. (azioni permanenti, effetto sfavorevole) 1.30
Gamma Q inf. (azioni variabili, effetto favorevole) 0.00
Gamma Q sup. (azioni variabili, effetto sfavorevole) 1.50

COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE DEI CARICHI VARIABILI PER STATI LIMITE DI ESERCIZIO
Combinazioni rare 1.00
Combinazioni frequenti 0.50
Combinazioni quasi permanenti 0.30

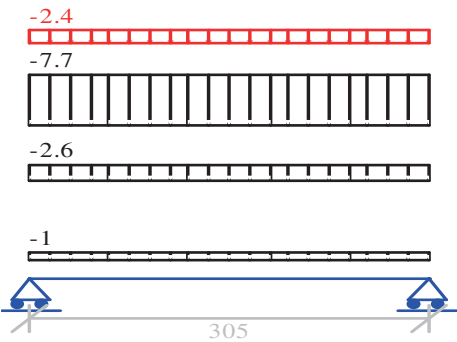
GEOMETRIA DELLE SEZIONI INIZIALI
n. 1 sezione rettangolare H 35.0 B 30.0 Cs 2.0 Ci 2.0

GEOMETRIA DELLE CAMPATE
campata n° 1 luce sezione altezza finale Y asse
305.0 1 35.0 0.00

CARATTERISTICHE DEGLI APPOGGI
appoggio n° nome ampiezza coeff. elastico verticale
1 P1 30.0 0.0000E+00 diretto
2 P2 30.0 0.0000E+00 diretto

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI
Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo Rck= 350
Tensione di snervamento caratteristica dell'acciaio fyk= 4500
Valore finale del coefficiente di viscosità (EC2 Tab.3.3)= 3
Valore finale della deformazione di ritiro (EC2 Tab.3.4)= -.0004

Schema statico



AZIONI CARATTERISTICHE APPLICATE ALLA TRAVE

CAMPATA n. 1
peso proprio 2.63
carico uniforme permanente variabile
7.70 2.40
1.00 0.00

Diagramma dei momenti (daN\*cm)

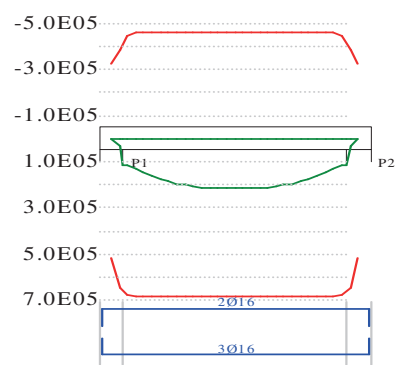
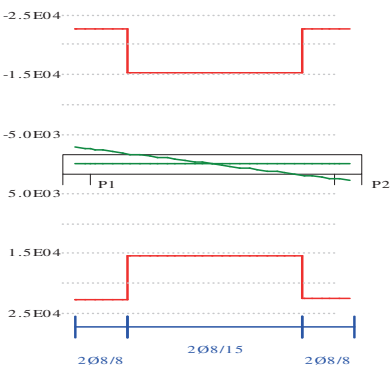
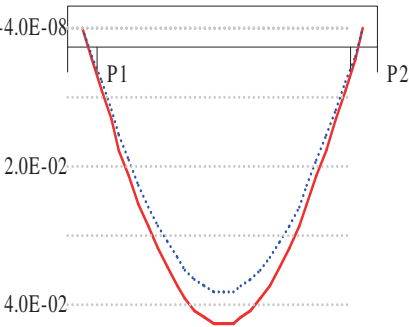


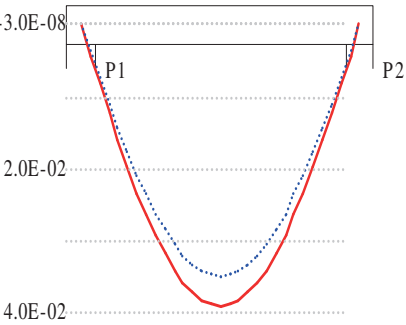
Diagramma dei tagli (daN)



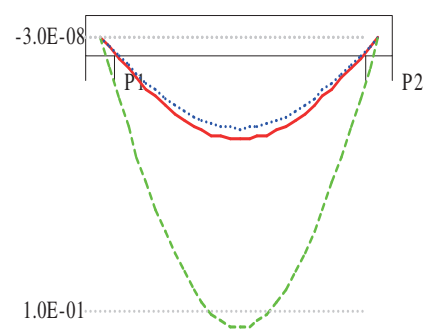
Deformata condizione rara (cm)



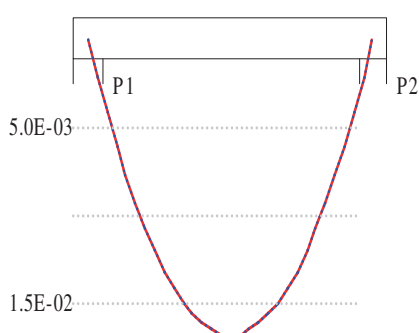
Deformata condizione frequente (cm)



Deformata condizione quasi permanente (cm)



Deformata da ritiro (cm)



OUTPUT CAMPATE (momenti in kN\*cm, tagli in kN).

campata n° 1 tra gli appoggi P1-P2

x	Asup	cs	Ainf	ci	Mela	Msd	Mu	x/d	Ast	Afp+	Afp-	Vrd2	Vsd	Vsd.rid	Vcd	Vrd3			
15	3.6	4.0	6.0	4.0	399	1133	6767	.166	.139	.000	.000	540	25		75	227			
31	4.0	4.0	6.0	4.0	767	1318	6768	.165	.139	.000	.000	540	22		75	227			
61	4.0	4.0	6.0	4.0	1364	1758	6768	.165	.072	.000	.000	540	17		75	154			
92	4.0	4.0	6.0	4.0	1790	2028	6768	.165	.072	.000	.000	540	11		75	154			
122	4.0	4.0	6.0	4.0	2045	2128	6768	.165	.072	.000	.000	540	6		75	154			
153	4.0	4.0	6.0	4.0	2131	2131	6768	.165	.072	.000	.000	540	0		75	154			
183	4.0	4.0	6.0	4.0	2045	2128	6768	.165	.072	.000	.000	540	-6		75	-154			
214	4.0	4.0	6.0	4.0	1790	2028	6768	.165	.072	.000	.000	540	-11		75	-154			
244	4.0	4.0	6.0	4.0	1364	1758	6768	.165	.072	.000	.000	540	-17		75	-154			
275	4.0	4.0	6.0	4.0	767	1318	6768	.165	.138	.000	.000	540	-22		75	-225			
290	3.6	4.0	6.0	4.0	399	1133	6767	.166	.138	.000	.000	540	-25		75	-225			
x	Mese.R	sc.R	sf.R	Mese.QP	sc.QP	srmi	wkiR	wkiF	wkiQP	srms	wksR	wksF	wksQP	fg.R	ff.R	fg.QP	ff.QP	f.QP	creep
15	299	4	65	262	4									0.01	0.01	0.01	0.01	0.02	
31	575	8	124	504	7									0.01	0.01	0.01	0.01	0.03	
61	1021	15	221	896	13									0.03	0.02	0.02	0.02	0.06	
92	1341	20	290	1177	17									0.03	0.03	0.03	0.03	0.09	
122	1532	23	332	1345	20									0.04	0.04	0.04	0.03	0.10	
153	1596	24	346	1401	21									0.04	0.04	0.04	0.03	0.11	
183	1532	23	332	1345	20									0.04	0.04	0.04	0.03	0.10	
214	1341	20	290	1177	17									0.03	0.03	0.03	0.03	0.09	
244	1021	15	221	896	13									0.03	0.02	0.02	0.02	0.06	
275	575	8	124	504	7									0.01	0.01	0.01	0.01	0.03	
290	299	4	65	262	4									0.01	0.01	0.01	0.01	0.02	

REAZIONI VINCOLARI

appoggio	n°	nome	ULTIME		RARE		FREQUENTI		QUASI PERMANENTI	
			massima	minima	massima	minima	massima	minima	massima	minima
	1	P1	2794	1727	2093	1727	1910	1727	1837	1727
	2	P2	2794	1727	2093	1727	1910	1727	1837	1727

T2-02

Metodo di calcolo: stati limite DM 17-01-18. Valori in daN cm.

FATTORI DI SICUREZZA PARZIALI PER LE PROPRIETA' DEI MATERIALI  
Gamma s (fattore di sicurezza parziale dell'acciaio) 1.15  
Gamma c (fattore di sicurezza parziale del calcestruzzo) 1.50

FATTORI DI SICUREZZA PARZIALI PER LE AZIONI  
Gamma G inf. (azioni permanenti, effetto favorevole) 1.00  
Gamma G sup. (azioni permanenti, effetto sfavorevole) 1.30  
Gamma Q inf. (azioni variabili, effetto favorevole) 0.00  
Gamma Q sup. (azioni variabili, effetto sfavorevole) 1.50

COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE DEI CARICHI VARIABILI PER STATI LIMITE DI ESERCIZIO  
Combinazioni rare 1.00  
Combinazioni frequenti 0.50  
Combinazioni quasi permanenti 0.30

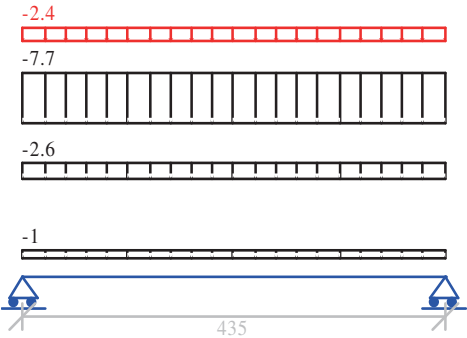
GEOMETRIA DELLE SEZIONI INIZIALI  
n. 1 sezione rettangolare H 35.0 B 30.0 Cs 2.0 Ci 2.0

GEOMETRIA DELLE CAMPATE  
luce sezione altezza finale Y asse  
campata n° 1 435.0 1 35.0 0.00

CARATTERISTICHE DEGLI APPOGGI  
appoggio n° nome ampiezza coeff. elastico verticale  
1 P2 30.0 0.0000E+00 diretto  
2 S1 30.0 0.0000E+00 diretto

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI  
Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo Rck= 350  
Tensione di snervamento caratteristica dell'acciaio fyk= 4500  
Valore finale del coefficiente di viscosità (EC2 Tab.3.3)= 3  
Valore finale della deformazione di ritiro (EC2 Tab.3.4)= -.0004

Schema statico



AZIONI CARATTERISTICHE APPLICATE ALLA TRAVE

CAMPATA n. 1  
peso proprio 2.63  
carico uniforme permanente variabile  
7.68 2.40  
1.00 0.00

Diagramma dei momenti (daN\*cm)

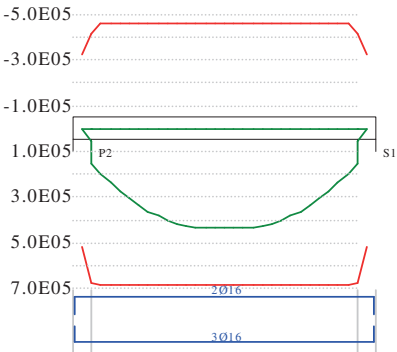
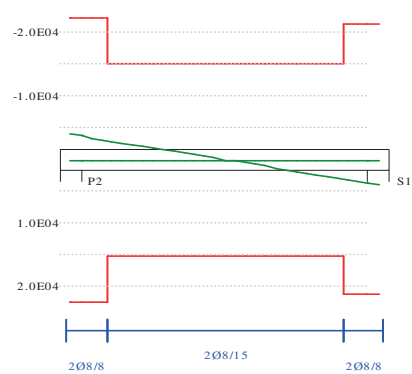
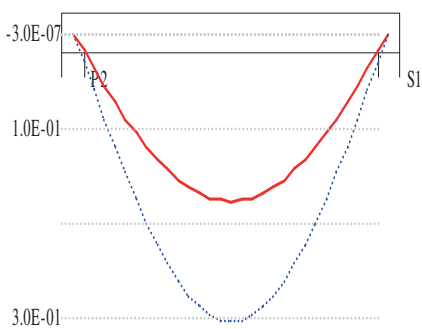


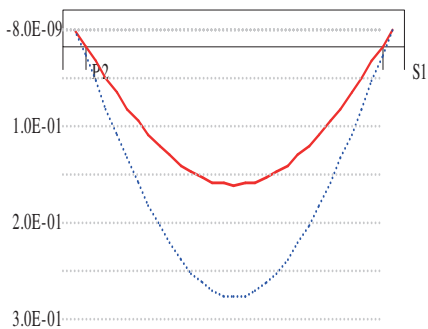
Diagramma dei tagli (daN)



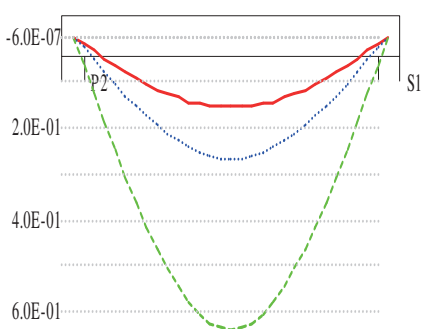
Deformata condizione rara (cm)



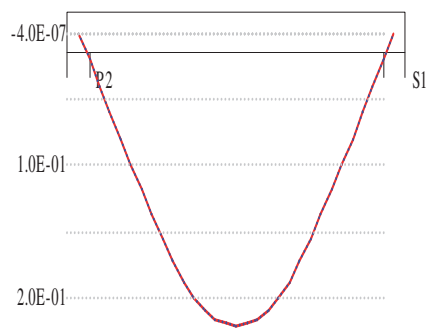
Deformata condizione frequente (cm)



Deformata condizione quasi permanente (cm)



Deformata da ritiro (cm)



OUTPUT CAMPATE (momenti in kN\*cm, tagli in kN).

campata n° 1 tra gli appoggi P2-S1																			
x	Asup	cs	Ainf	ci	Mela	Msd	Mu	x/d	Ast	Afp+	Afp-	Vrd2	Vsd	Vsd.rid	Vcd	Vrd3			
15	3.6	4.0	6.0	4.0	576	1521	6767	.166	.136	.000	.000	540	37		75	224			
44	4.0	4.0	6.0	4.0	1558	2374	6768	.165	.136	.000	.000	540	32		75	224			
87	4.0	4.0	6.0	4.0	2770	3363	6768	.165	.069	.000	.000	540	24		75	151			
131	4.0	4.0	6.0	4.0	3635	4007	6768	.165	.069	.000	.000	540	16		75	151			
174	4.0	4.0	6.0	4.0	4155	4304	6768	.165	.069	.000	.000	540	8		75	151			
218	4.0	4.0	6.0	4.0	4328	4328	6768	.165	.069	.000	.000	540	0		75	151			
218	4.0	4.0	6.0	4.0					.069	.000	.000	540	0		75	-151			
261	4.0	4.0	6.0	4.0	4155	4304	6768	.165	.069	.000	.000	540	-8		75	-151			
305	4.0	4.0	6.0	4.0	3635	4007	6768	.165	.069	.000	.000	540	-16		75	-151			
348	4.0	4.0	6.0	4.0	2770	3363	6768	.165	.069	.000	.000	540	-24		75	-151			
392	4.0	4.0	6.0	4.0	1558	2374	6768	.165	.126	.000	.000	540	-32		75	-212			
420	3.6	4.0	6.0	4.0	576	1521	6767	.166	.126	.000	.000	540	-37		75	-212			
x	Mese.R	sc.R	sf.R	Mese.QP	sc.QP	srmi	wkiR	wkiF	wkiQP	srms	wksR	wksF	wksQP	fg.R	ff.R	fg.QP	ff.QP	f.QP	creep
15	432	6	94	379	6									0.02	0.03	0.02	0.03	0.07	
44	1167	17	253	1024	15									0.06	0.09	0.05	0.08	0.19	
87	2075	40	1250	1820	35	13.6	0.01	0.01	0.00					0.10	0.17	0.09	0.15	0.36	
131	2723	53	1641	2389	46	13.6	0.01	0.01	0.01					0.14	0.24	0.13	0.21	0.51	
174	3112	60	1875	2731	53	13.6	0.02	0.01	0.01					0.17	0.29	0.15	0.25	0.61	
218	3242	63	1953	2844	55	13.6	0.02	0.02	0.01					0.18	0.30	0.15	0.27	0.64	
261	3112	60	1875	2731	53	13.6	0.02	0.01	0.01					0.17	0.29	0.15	0.25	0.61	
305	2723	53	1641	2389	46	13.6	0.01	0.01	0.01					0.14	0.24	0.13	0.21	0.51	
348	2075	40	1250	1820	35	13.6	0.01	0.01	0.00					0.10	0.17	0.09	0.15	0.36	
392	1167	17	253	1024	15									0.06	0.09	0.05	0.08	0.19	
420	432	6	94	379	6									0.02	0.03	0.02	0.03	0.07	

REAZIONI VINCOLARI

		ULTIME		RARE		FREQUENTI		QUASI PERMANENTI		
appoggio	n°	nome	massima	minima	massima	minima	massima	minima	massima	minima
	1	P2	3979	2459	2981	2459	2720	2459	2615	2459
	2	S1	3979	2459	2981	2459	2720	2459	2615	2459

T2-03

Metodo di calcolo: stati limite DM 17-01-18. Valori in daN cm.

FATTORI DI SICUREZZA PARZIALI PER LE PROPRIETA' DEI MATERIALI  
Gamma s (fattore di sicurezza parziale dell'acciaio) 1.15  
Gamma c (fattore di sicurezza parziale del calcestruzzo) 1.50

FATTORI DI SICUREZZA PARZIALI PER LE AZIONI  
Gamma G inf. (azioni permanenti, effetto favorevole) 1.00  
Gamma G sup. (azioni permanenti, effetto sfavorevole) 1.30  
Gamma Q inf. (azioni variabili, effetto favorevole) 0.00  
Gamma Q sup. (azioni variabili, effetto sfavorevole) 1.50

COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE DEI CARICHI VARIABILI PER STATI LIMITE DI ESERCIZIO  
Combinazioni rare 1.00  
Combinazioni frequenti 0.50  
Combinazioni quasi permanenti 0.30

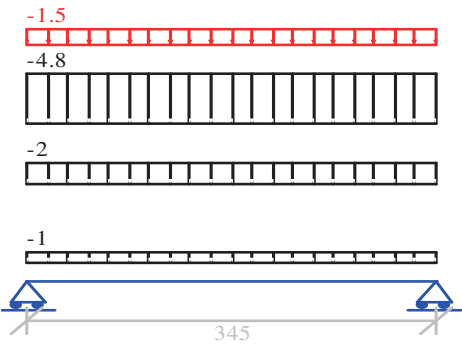
GEOMETRIA DELLE SEZIONI INIZIALI  
n. 1 sezione rettangolare H 27.0 B 30.0 Cs 2.0 Ci 2.0

GEOMETRIA DELLE CAMPATE  
luce sezione altezza finale Y asse  
campata n° 1 345.0 1 27.0 0.00

CARATTERISTICHE DEGLI APPOGGI  
appoggio n° nome ampiezza coeff. elastico verticale  
1 P1 30.0 0.0000E+00 diretto  
2 P3 30.0 0.0000E+00 diretto

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI  
Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo Rck= 350  
Tensione di snervamento caratteristica dell'acciaio fyk= 4500  
Valore finale del coefficiente di viscosità (EC2 Tab.3.3)= 3  
Valore finale della deformazione di ritiro (EC2 Tab.3.4)= -.0004

Schema statico



AZIONI CARATTERISTICHE APPLICATE ALLA TRAVE

CAMPATA n. 1  
peso proprio 2.03  
carico uniforme permanente variabile  
4.80 1.50  
1.00 0.00

Diagramma dei momenti (daN\*cm)

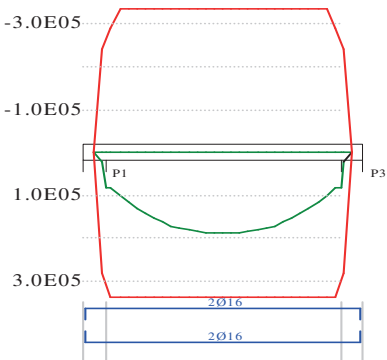
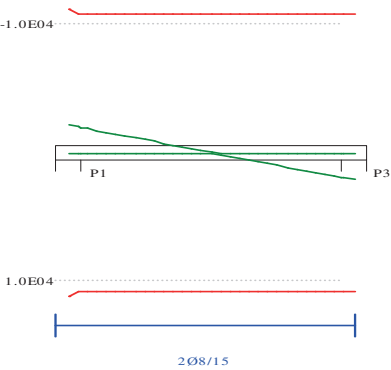
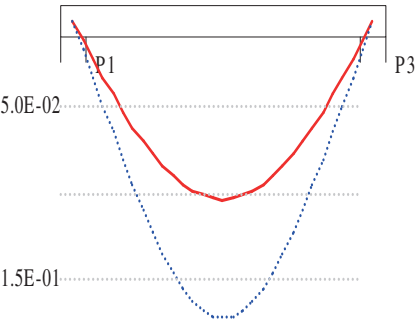


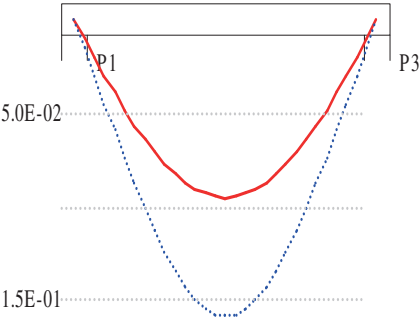
Diagramma dei tagli (daN)



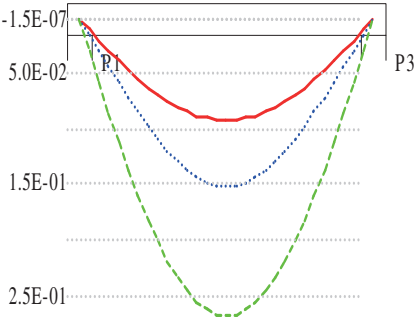
Deformata condizione rara (cm)



Deformata condizione frequente (cm)

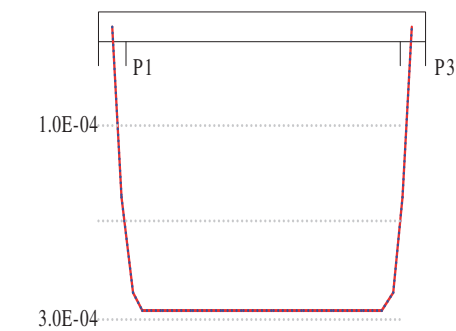


Deformata condizione quasi permanente (cm)





Deformata da ritiro (cm)



OUTPUT CAMPATE (momenti in kN\*cm, tagli in kN).

campata n° 1 tra gli appoggi P1-P3																			
x	Asup	cs	Ainf	ci	Mela	Msd	Mu	x/d	Ast	Afp+	Afp-	Vrd2	Vsd	Vsd.rid	Vcd	Vrd3			
15	3.0	4.0	3.6	4.0	307	817	3035	.163	.067	.000	.000	401	20		56	109			
35	4.0	4.0	4.0	4.0	665	992	3369	.174	.067	.000	.000	401	17		56	109			
69	4.0	4.0	4.0	4.0	1183	1421	3369	.174	.067	.000	.000	401	13		56	109			
104	4.0	4.0	4.0	4.0	1553	1702	3369	.174	.067	.000	.000	401	9		56	109			
138	4.0	4.0	4.0	4.0	1774	1835	3369	.174	.067	.000	.000	401	4		56	109			
173	4.0	4.0	4.0	4.0	1848	1848	3369	.174	.067	.000	.000	401	0		56	109			
207	4.0	4.0	4.0	4.0	1774	1835	3369	.174	.067	.000	.000	401	-4		56	-109			
242	4.0	4.0	4.0	4.0	1553	1702	3369	.174	.067	.000	.000	401	-9		56	-109			
276	4.0	4.0	4.0	4.0	1183	1421	3369	.174	.067	.000	.000	401	-13		56	-109			
311	4.0	4.0	4.0	4.0	665	992	3369	.174	.067	.000	.000	401	-17		56	-109			
330	3.0	4.0	3.6	4.0	307	817	3035	.163	.067	.000	.000	401	-20		56	-109			
x	Mese.R	sc.R	sf.R	Mese.QP	sc.QP	srmi	wkiR	wkiF	wkiQP	srms	wksR	wksF	wksQP	fg.R	ff.R	fg.QP	ff.QP	f.QP	creep
15	231	6	87	205	5									0.01	0.02	0.01	0.02	0.04	
35	499	12	186	443	11									0.03	0.05	0.03	0.04	0.08	
69	888	22	331	788	20									0.06	0.09	0.05	0.08	0.16	
104	1165	43	1428	1034	38	16.5	0.01	0.01	0.01					0.08	0.13	0.07	0.12	0.22	
138	1332	49	1632	1182	44	16.5	0.01	0.01	0.01					0.10	0.16	0.09	0.14	0.26	
173	1387	51	1700	1231	45	16.5	0.01	0.01	0.01					0.10	0.17	0.09	0.15	0.27	
207	1332	49	1632	1182	44	16.5	0.01	0.01	0.01					0.10	0.16	0.09	0.14	0.26	
242	1165	43	1428	1034	38	16.5	0.01	0.01	0.01					0.08	0.13	0.07	0.12	0.22	
276	888	22	331	788	20									0.06	0.09	0.05	0.08	0.16	
311	499	12	186	443	11									0.03	0.05	0.03	0.04	0.08	
330	231	6	87	205	5									0.01	0.02	0.01	0.02	0.04	

REAZIONI VINCOLARI

appoggio	n°	nome	ULTIME		RARE		FREQUENTI		QUASI PERMANENTI	
			massima	minima	massima	minima	massima	minima	massima	minima
	1	P1	2143	1350	1609	1350	1479	1350	1427	1350
	2	P3	2143	1350	1609	1350	1479	1350	1427	1350

T2-04

Metodo di calcolo: stati limite DM 17-01-18. Valori in daN cm.

FATTORI DI SICUREZZA PARZIALI PER LE PROPRIETA' DEI MATERIALI  
Gamma s (fattore di sicurezza parziale dell'acciaio) 1.15  
Gamma c (fattore di sicurezza parziale del calcestruzzo) 1.50

FATTORI DI SICUREZZA PARZIALI PER LE AZIONI  
Gamma G inf. (azioni permanenti, effetto favorevole) 1.00  
Gamma G sup. (azioni permanenti, effetto sfavorevole) 1.30  
Gamma Q inf. (azioni variabili, effetto favorevole) 0.00  
Gamma Q sup. (azioni variabili, effetto sfavorevole) 1.50

COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE DEI CARICHI VARIABILI PER STATI LIMITE DI ESERCIZIO  
Combinazioni rare 1.00  
Combinazioni frequenti 0.50  
Combinazioni quasi permanenti 0.30

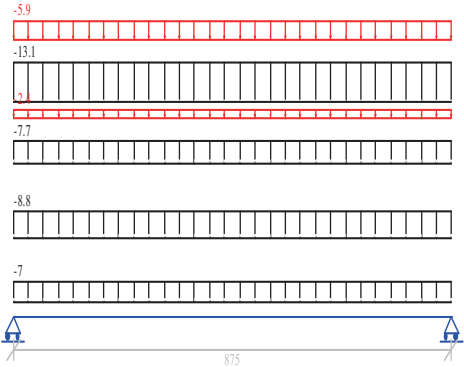
GEOMETRIA DELLE SEZIONI INIZIALI  
n. 1 sezione rettangolare H 117.0 B 30.0 Cs 2.0 Ci 2.0

GEOMETRIA DELLE CAMPATE  
campata n° 1 luce sezione altezza finale Y asse  
875.0 1 117.0 0.00

CARATTERISTICHE DEGLI APPOGGI  
appoggio n° nome ampiezza coeff. elastico verticale  
1 P3 100.0 0.0000E+00 diretto  
2 MUR 30.0 0.0000E+00 diretto

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI  
Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo Rck= 350  
Tensione di snervamento caratteristica dell'acciaio fyk= 4500  
Valore finale del coefficiente di viscosità (EC2 Tab.3.3)= 3  
Valore finale della deformazione di ritiro (EC2 Tab.3.4)= -.0004

Schema statico



AZIONI CARATTERISTICHE APPLICATE ALLA TRAVE

CAMPATA n. 1  
peso proprio 8.78  
carico uniforme permanente variabile  
7.68 2.40  
13.07 5.85  
7.00 0.00

Diagramma dei momenti (daN\*cm)

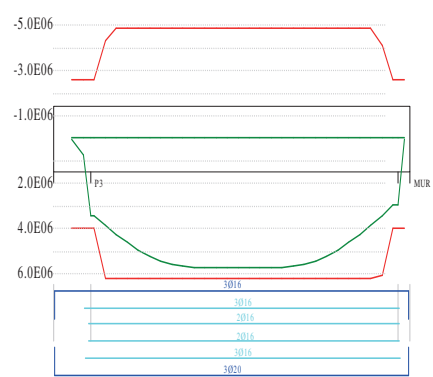
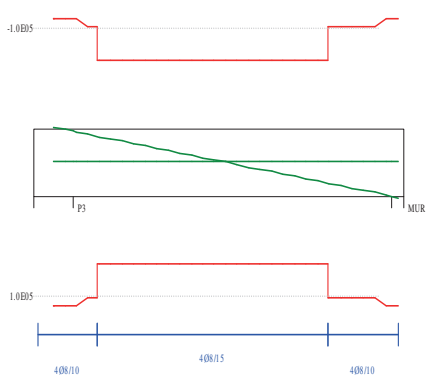
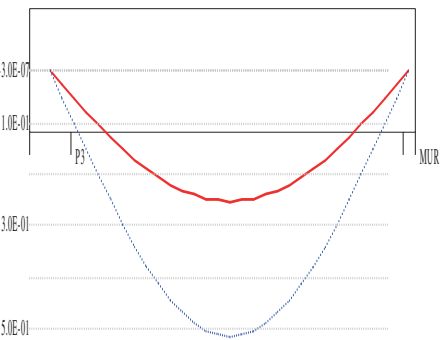


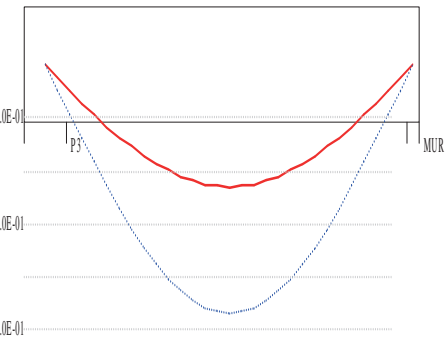
Diagramma dei tagli (daN)



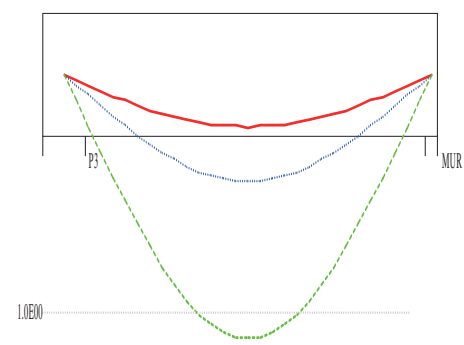
Deformata condizione rara (cm)



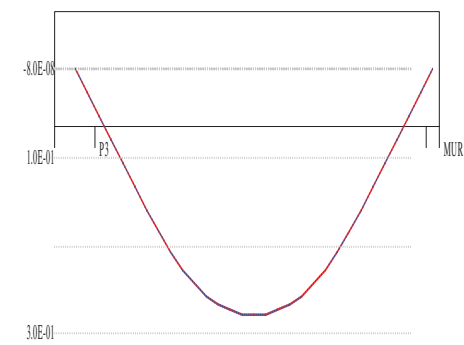
Deformata condizione frequente (cm)



Deformata condizione quasi permanente (cm)



Deformata da ritiro (cm)



OUTPUT CAMPATE (momenti in kN\*cm, tagli in kN).

campata n° 1 tra gli appoggi P3-MUR																			
x	Asup	cs	Ainf	ci	Mela	Msd	Mu	x/d	Ast	Afp+	Afp-	Vrd2	Vsd	Vsd.rid	Vcd	Vrd3			
50	6.0	4.0	9.4	4.2	12346	34180	40111	.090	.201	.000	.000	1966	232		274	1072			
88	10.5	10.8	15.5	10.4	20623	38770	61958	.135	.201	.000	.000	1859	210		259	1014			
175	12.1	12.0	15.5	10.4	36663	49483	62132	.137	.134	.000	.000	1859	157		259	762			
263	12.1	12.0	15.5	10.4	48120	55614	62132	.137	.134	.000	.000	1859	105		259	762			
350	12.1	12.0	15.5	10.4	54994	57286	62132	.137	.134	.000	.000	1859	52		259	762			
438	12.1	12.0	15.5	10.4	57286	57286	62132	.137	.134	.000	.000	1859	0		259	762			
438	12.1	12.0	15.5	10.4					.134	.000	.000	1859	0		259	-762			
525	12.1	12.0	15.5	10.4	54994	57286	62132	.137	.134	.000	.000	1859	-52		259	-762			
613	12.1	12.0	15.5	10.4	48120	55614	62132	.137	.134	.000	.000	1859	-105		259	-762			
700	12.1	12.0	15.5	10.4	36663	49483	62132	.137	.201	.000	.000	1859	-157		259	-1014			
788	12.1	12.0	15.5	10.4	20623	38770	62132	.137	.201	.000	.000	1859	-210		259	-1014			
860	6.0	4.0	9.4	4.2	3861	29082	40111	.090	.201	.000	.000	1966	-253		274	-1072			
x	Mese.R	sc.R	sf.R	Mese.QP	sc.QP	srmi	wkiR	wkiF	wkiQP	srms	wksR	wksF	wksQP	fg.R	ff.R	fg.QP	ff.QP	f.QP	creep
50	9235	13	186	8044	11									0.05	0.09	0.04	0.08	0.19	
88	15426	21	304	13437	18									0.08	0.15	0.07	0.13	0.33	
175	27425	49	1820	23888	43	9.3	0.01	0.01	0.01					0.15	0.30	0.13	0.26	0.63	
263	35995	65	2389	31352	56	9.3	0.01	0.01	0.01					0.21	0.41	0.18	0.36	0.89	
350	41137	74	2730	35831	64	9.3	0.02	0.02	0.01					0.24	0.49	0.21	0.43	1.05	
438	42851	77	2844	37324	67	9.3	0.02	0.02	0.02					0.25	0.51	0.22	0.45	1.11	
525	41137	74	2730	35831	64	9.3	0.02	0.02	0.01					0.24	0.49	0.21	0.43	1.05	
613	35995	65	2389	31352	56	9.3	0.01	0.01	0.01					0.21	0.41	0.18	0.36	0.89	
700	27425	49	1820	23888	43	9.3	0.01	0.01	0.01					0.15	0.30	0.13	0.26	0.63	
788	15426	20	303	13437	18									0.08	0.15	0.07	0.13	0.33	
860	2888	4	58	2516	3									0.01	0.03	0.01	0.02	0.06	

REAZIONI VINCOLARI

appoggio	n°	nome	ULTIME		RARE		FREQUENTI		QUASI PERMANENTI	
			massima	minima	massima	minima	massima	minima	massima	minima
	1	P3	26188	15980	19589	15980	17784	15980	17063	15980
	2	MUR	26188	15980	19589	15980	17784	15980	17063	15980

IMPALCATO DI COPERTURA

T3-01

Metodo di calcolo: stati limite DM 17-01-18. Valori in daN cm.

FATTORI DI SICUREZZA PARZIALI PER LE PROPRIETA' DEI MATERIALI  
Gamma s (fattore di sicurezza parziale dell'acciaio) 1.15  
Gamma c (fattore di sicurezza parziale del calcestruzzo) 1.50

FATTORI DI SICUREZZA PARZIALI PER LE AZIONI  
Gamma G inf. (azioni permanenti, effetto favorevole) 1.00  
Gamma G sup. (azioni permanenti, effetto sfavorevole) 1.30  
Gamma Q inf. (azioni variabili, effetto favorevole) 0.00  
Gamma Q sup. (azioni variabili, effetto sfavorevole) 1.50

COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE DEI CARICHI VARIABILI PER STATI LIMITE DI ESERCIZIO  
Combinazioni rare 1.00  
Combinazioni frequenti 0.50  
Combinazioni quasi permanenti 0.30

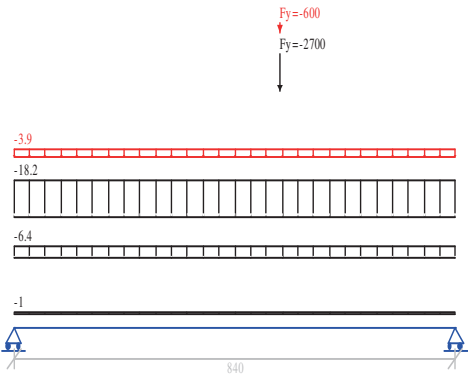
GEOMETRIA DELLE SEZIONI INIZIALI  
n. 1 sezione rettangolare H 85.0 B 30.0 Cs 2.0 Ci 2.0

GEOMETRIA DELLE CAMPATE  
campata n° 1 luce sezione altezza finale Y asse  
840.0 1 85.0 0.00

CARATTERISTICHE DEGLI APPOGGI  
appoggio n° nome ampiezza coeff. elastico verticale  
1 P3 30.0 0.0000E+00 diretto  
2 S4 30.0 0.0000E+00 diretto

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI  
Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo Rck= 350  
Tensione di snervamento caratteristica dell'acciaio fyk= 4500  
Valore finale del coefficiente di viscosità (EC2 Tab.3.3)= 3  
Valore finale della deformazione di ritiro (EC2 Tab.3.4)= -.0004

Schema statico



AZIONI CARATTERISTICHE APPLICATE ALLA TRAVE

CAMPATA n. 1  
peso proprio 6.38  
carico uniforme permanente variabile  
18.20 3.90  
1.00 0.00  
forza concentrata permanente variabile ascissa da sin. ampiezza  
2700.00 600.00 500.0 10.0

Diagramma dei momenti (daN\*cm)

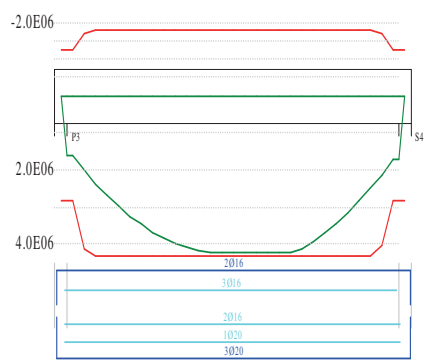
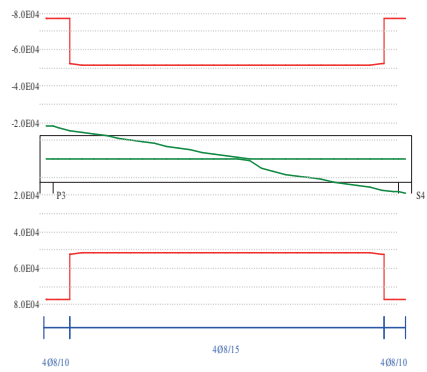
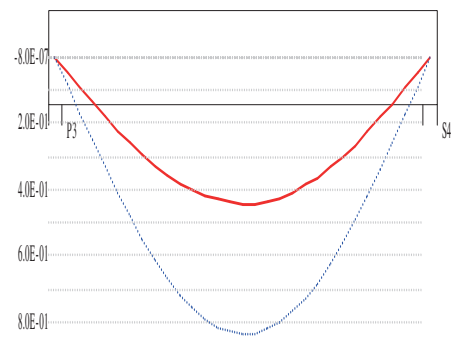


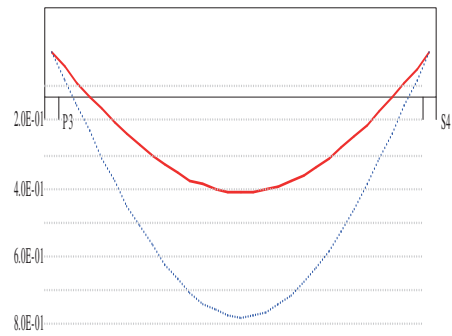
Diagramma dei tagli (daN)



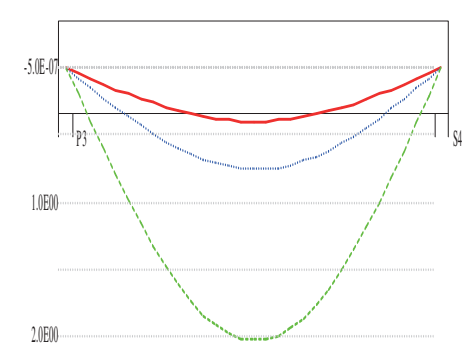
Deformata condizione rara (cm)



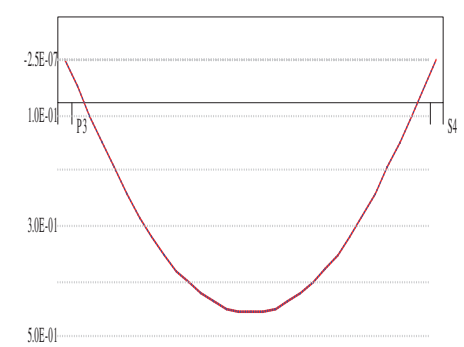
Deformata condizione frequente (cm)



Deformata condizione quasi permanente (cm)



Deformata da ritiro (cm)



OUTPUT CAMPATE (momenti in kN\*cm, tagli in kN).

campata n° 1 tra gli appoggi P3-S4																			
x	Asup	cs	Ainf	ci	Mela	Msd	Mu	x/d	Ast	Afp+	Afp-	Vrd2	Vsd	Vsd.rid	Vcd	Vrd3			
15	4.0	4.0	9.4	4.2	2687	16343	28436	.113	.201	.000	.000	1408	176		196	768			
84	4.0	4.0	16.6	12.8	13914	23716	43518	.188	.134	.000	.000	1259	149		175	516			
168	4.0	4.0	16.6	12.8	25069	32477	43518	.188	.134	.000	.000	1259	116		175	516			
252	4.0	4.0	16.6	12.8	33465	38479	43518	.188	.134	.000	.000	1259	84		175	516			
336	4.0	4.0	16.6	12.8	39102	41722	43518	.188	.134	.000	.000	1259	51		175	516			
420	4.0	4.0	16.6	12.8	41981	42368	43518	.188	.134	.000	.000	1259	18		175	516			
476	4.0	4.0	16.6	12.8	42368	42368	43518	.188	.134	.000	.000	1259	-4		175	-516			
504	4.0	4.0	16.6	12.8	41922	42368	43518	.188	.134	.000	.000	1259	-55		175	-516			
588	4.0	4.0	16.6	12.8	35582	41207	43518	.188	.134	.000	.000	1259	-92		175	-516			
672	4.0	4.0	16.6	12.8	26480	34500	43518	.188	.134	.000	.000	1259	-125		175	-516			
756	4.0	4.0	16.6	12.8	14619	25034	43518	.188	.134	.000	.000	1259	-158		175	-516			
825	4.0	4.0	9.4	4.2	2813	17190	28436	.113	.201	.000	.000	1408	-185		196	-768			
x	Mese.R	sc.R	sf.R	Mese.QP	sc.QP	srmi	wkiR	wkiF	wkiQP	srms	wksR	wksF	wksQP	fg.R	ff.R	fg.QP	ff.QP	f.QP	creep
15	2024	5	76	1830	5									0.02	0.05	0.02	0.04	0.11	
84	10481	27	390	9471	24									0.14	0.25	0.12	0.23	0.60	
168	18882	65	1720	17055	58	10.2	0.01	0.01	0.01					0.26	0.48	0.23	0.44	1.16	
252	25203	86	2296	22752	78	10.2	0.02	0.02	0.01					0.36	0.67	0.32	0.60	1.62	
336	29445	101	2682	26562	91	10.2	0.02	0.02	0.02					0.42	0.79	0.38	0.72	1.92	
420	31607	108	2879	28485	97	10.2	0.02	0.02	0.02					0.44	0.84	0.40	0.76	2.03	
476	31893	109	2905	28719	98	10.2	0.02	0.02	0.02					0.44	0.82	0.39	0.74	1.99	
504	31555	108	2875	28404	97	10.2	0.02	0.02	0.02					0.42	0.80	0.38	0.72	1.94	
588	26787	92	2440	24135	83	10.2	0.02	0.02	0.02					0.36	0.68	0.33	0.61	1.64	
672	19938	68	1816	17977	62	10.2	0.01	0.01	0.01					0.26	0.49	0.24	0.44	1.19	
756	11009	28	410	9932	26									0.14	0.26	0.13	0.23	0.62	
825	2118	5	80	1912	5									0.03	0.05	0.02	0.04	0.11	

REAZIONI VINCOLARI

appoggio	n°	nome	ULTIME		RARE		FREQUENTI		QUASI PERMANENTI	
			massima	minima	massima	minima	massima	minima	massima	minima
	1	P3	18206	11834	13715	11834	12775	11834	12399	11834
	2	S4	19046	12349	14344	12349	13346	12349	12947	12349

T3-02

Metodo di calcolo: stati limite DM 17-01-18. Valori in daN cm.

FATTORI DI SICUREZZA PARZIALI PER LE PROPRIETA' DEI MATERIALI  
Gamma s (fattore di sicurezza parziale dell'acciaio) 1.15  
Gamma c (fattore di sicurezza parziale del calcestruzzo) 1.50

FATTORI DI SICUREZZA PARZIALI PER LE AZIONI  
Gamma G inf. (azioni permanenti, effetto favorevole) 1.00  
Gamma G sup. (azioni permanenti, effetto sfavorevole) 1.30  
Gamma Q inf. (azioni variabili, effetto favorevole) 0.00  
Gamma Q sup. (azioni variabili, effetto sfavorevole) 1.50

COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE DEI CARICHI VARIABILI PER STATI LIMITE DI ESERCIZIO  
Combinazioni rare 1.00  
Combinazioni frequenti 0.50  
Combinazioni quasi permanenti 0.30

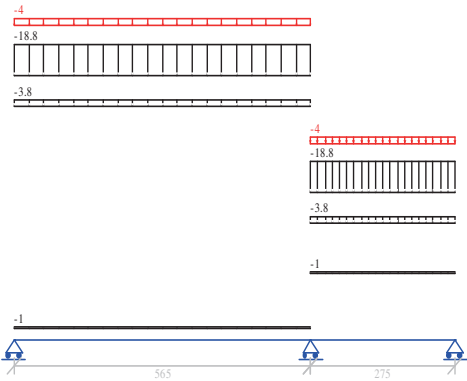
GEOMETRIA DELLE SEZIONI INIZIALI  
n. 1 sezione rettangolare H 50.0 B 30.0 Cs 2.0 Ci 2.0

GEOMETRIA DELLE CAMPATE  
luce sezione altezza finale Y asse  
campata n 1 565.0 1 50.0 0.00  
campata n 2 275.0 1 50.0 0.00

CARATTERISTICHE DEGLI APPOGGI  
appoggio n nome ampiezza coeff. elastico verticale  
1 P6 30.0 0.0000E+00 diretto  
2 S3 200.0 0.0000E+00 diretto  
3 P8 30.0 0.0000E+00 diretto

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI  
Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo Rck= 350  
Tensione di snervamento caratteristica dell'acciaio fyk= 4500  
Valore finale del coefficiente di viscosità (EC2 Tab.3.3)= 3  
Valore finale della deformazione di ritiro (EC2 Tab.3.4)= -.0004

Schema statico



AZIONI CARATTERISTICHE APPLICATE ALLA TRAVE

CAMPATA n. 1  
peso proprio 3.75  
carico uniforme permanente variabile  
1.00 0.00  
18.76 4.02

CAMPATA n. 2  
peso proprio 3.75  
carico uniforme permanente variabile  
1.00 0.00  
18.76 4.02



Diagramma dei momenti (daN\*cm)

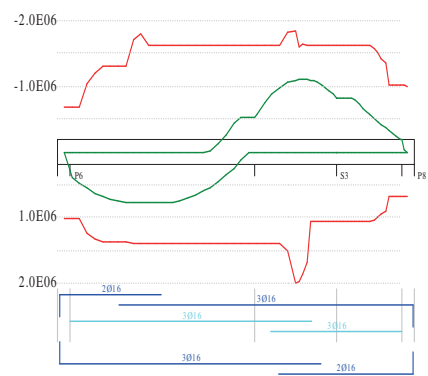
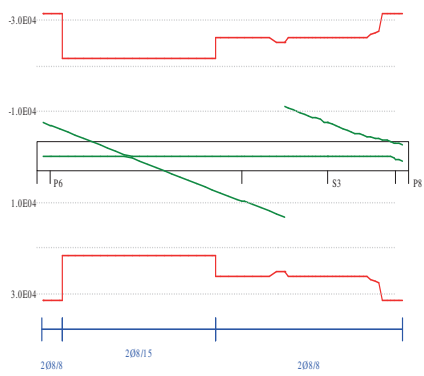
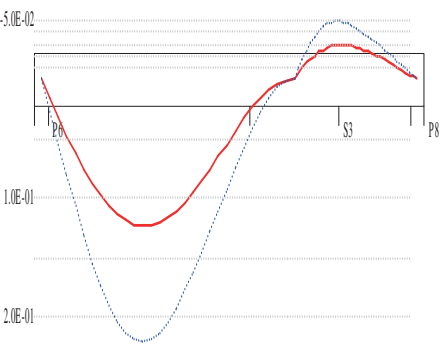


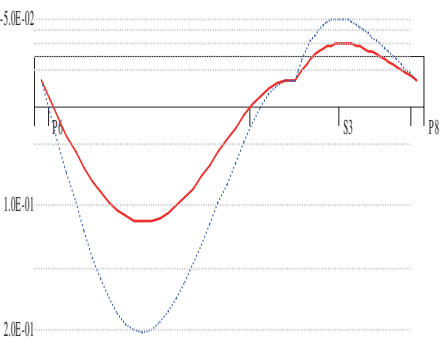
Diagramma dei tagli (daN)



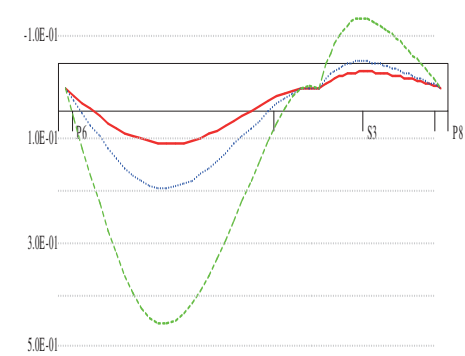
Deformata condizione rara (cm)



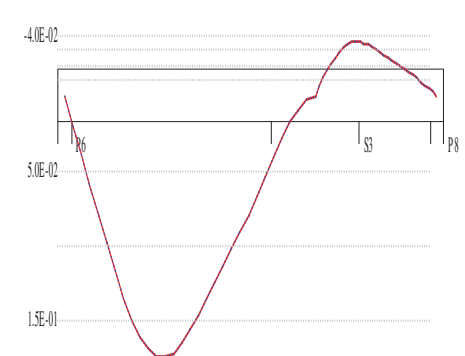
Deformata condizione frequente (cm)



Deformata condizione quasi permanente (cm)



Deformata da ritiro (cm)



OUTPUT CAMPATE (momenti in kN\*cm, tagli in kN).

campata n° 1 tra gli appoggi P6-S3																			
x	Asup	cs	Ainf	ci	Mela	Msd	Mu	x/d	Ast	Afp+	Afp-	Vrd2	Vsd	Vsd.rid	Vcd	Vrd3			
15	4.0	4.0	6.0	4.0	1081	2774	10267	.123	.126	.000	.000	802	69		112	315			
57	7.4	11.3	6.0	4.0	3644	5563	12336	.163	.067	.000	.000	802	54		112	217			
113	10.1	13.6	6.0	4.0	6120	7183	13816	.198	.067	.000	.000	802	33		112	217			
170	12.6	11.7	6.0	4.0	7428	7651	13919	.179	.067	.000	.000	802	13		112	217			
207	12.0	12.0	6.0	4.0	7651	7651	13902	.183	.067	.000	.000	802	-2		112	-217			
226	12.1	12.0	6.0	4.0	7568	7651	13903	.182	.067	.000	.000	802	-9		112	-217			
283	12.1	12.0	6.0	4.0	6539	7397	13903	.182	.067	.000	.000	802	-29		112	-217			
339	12.1	12.0	6.0	4.0	4343	6056	13903	.182	.067	.000	.000	802	-50		112	-217			
396	12.1	12.0	6.0	4.0	978	3548	13903	.182	.067	.000	.000	802	-71		112	-217			
396	12.1	12.0	6.0	4.0	47	-2630	-16264	.221	.126	.000	.000	662	-91		92	-260			
452	12.1	12.0	6.0	4.0	-3959	-5179	-16264	.221	.126	.000	.000	662	-96		92	-260			
465	12.1	12.0	6.0	4.0	-5179	-5179	-16264	.221	.126	.000	.000	662	-96		92	-260			
x	Mese.R	sc.R	sf.R	Mese.QP	sc.QP	srmi	wkiR	wkiF	wkiQP	srms	wksR	wksF	wksQP	fg.R	ff.R	fg.QP	ff.QP	f.QP	creep
15	808	6	88	723	5									0.01	0.02	0.01	0.02	0.05	
57	2719	20	298	2432	18									0.05	0.08	0.04	0.07	0.17	
113	4559	49	1700	4075	44	14.6	0.01	0.01	0.01					0.09	0.15	0.08	0.14	0.32	
170	5521	55	2039	4929	49	14.6	0.02	0.02	0.01					0.11	0.20	0.10	0.18	0.42	
207	5674	58	2099	5060	51	14.6	0.02	0.02	0.02					0.12	0.22	0.11	0.19	0.45	
226	5604	57	2073	4994	51	14.6	0.02	0.02	0.02					0.12	0.22	0.11	0.19	0.46	
283	4807	49	1779	4270	43	14.6	0.01	0.01	0.01					0.12	0.20	0.10	0.18	0.42	
339	3132	23	342	2756	20									0.10	0.16	0.08	0.14	0.33	
396	578	4	63	454	3									0.06	0.11	0.05	0.09	0.22	
452	-2978	22	322	-2674	19									0.03	0.06	0.03	0.05	0.10	
465	-3896	28	421	-3498	25									0.03	0.05	0.02	0.04	0.08	

campata n° 2 tra gli appoggi S3-P8																			
x	Asup	cs	Ainf	ci	Mela	Msd	Mu	x/d	Ast	Afp+	Afp-	Vrd2	Vsd	Vsd.rid	Vcd	Vrd3			
100	12.1	12.0	4.0	4.0	-8204	-8204	-16176	.240	.126	.000	.000	662	74		92	260			
110	12.1	12.0	4.0	4.0	-7541	-8204	-16176	.240	.126	.000	.000	662	71		92	260			
138	12.1	12.0	4.0	4.0	-5840	-8204	-16176	.240	.126	.000	.000	662	60		92	260			
165	12.1	12.0	4.0	4.0	-4316	-6680	-16176	.240	.126	.000	.000	662	52		92	260			
193	11.6	11.6	4.0	4.0	-2971	-5067	-15698	.230	.126	.000	.000	668	46		93	263			
220	9.3	9.6	4.0	4.0	-1803	-3631	-13545	.184	.126	.000	.000	704	39		98	277			
248	6.0	4.0	4.0	4.0	126	126	6920	.098	.126	.000	.000	802	33		112	315			
248	6.0	4.0	4.0	4.0	-812	-2373	-10267	.123											
260	6.0	4.0	4.0	4.0	103	126	6920	.098	.126	.000	.000	802	30		112	315			
260	6.0	4.0	4.0	4.0	-421	-1993	-10267	.123	.126	.000	.000	802	-4		112	-315			
x	Mese.R	sc.R	sf.R	Mese.QP	sc.QP	srmi	wkiR	wkiF	wkiQP	srms	wksR	wksF	wksQP	fg.R	ff.R	fg.QP	ff.QP	f.QP	creep
100	-5806	59	1340	-5061	52					10.3	0.01	0.01	0.01	-.03	-.05	-.03	-.05	-.13	
110	-5280	54	1219	-4578	47					10.3	0.01	0.01	0.01	-.03	-.05	-.03	-.05	-.13	
138	-3956	30	432	-3371	25									-.03	-.04	-.03	-.05	-.12	
165	-2809	21	307	-2341	17									-.02	-.04	-.03	-.04	-.10	
193	-1840	14	201	-1489	11									-.02	-.03	-.02	-.03	-.08	

220	-1049	8	114	-815	6					
248	-436	3	47	-319	2					
260	-216	2	23	-152	1					

## REAZIONI VINCOLARI

		ULTIME		RARE		FREQUENTI		QUASI PERMANENTI		
appoggio	nº	nome	massima	minima	massima	minima	massima	minima	massima	minima
1	P6		7484	4661	5590	4723	5170	4737	5002	4742
2	S3		24360	15650	18327	15650	16989	15650	16453	15650
3	P8		962	-2631	-156	-1260	-404	-957	-504	-835

T3-03

Metodo di calcolo: stati limite DM 17-01-18. Valori in daN cm.

FATTORI DI SICUREZZA PARZIALI PER LE PROPRIETA' DEI MATERIALI  
Gamma s (fattore di sicurezza parziale dell'acciaio) 1.15  
Gamma c (fattore di sicurezza parziale del calcestruzzo) 1.50

FATTORI DI SICUREZZA PARZIALI PER LE AZIONI  
Gamma G inf. (azioni permanenti, effetto favorevole) 1.00  
Gamma G sup. (azioni permanenti, effetto sfavorevole) 1.30  
Gamma Q inf. (azioni variabili, effetto favorevole) 0.00  
Gamma Q sup. (azioni variabili, effetto sfavorevole) 1.50

COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE DEI CARICHI VARIABILI PER STATI LIMITE DI ESERCIZIO  
Combinazioni rare 1.00  
Combinazioni frequenti 0.50  
Combinazioni quasi permanenti 0.30

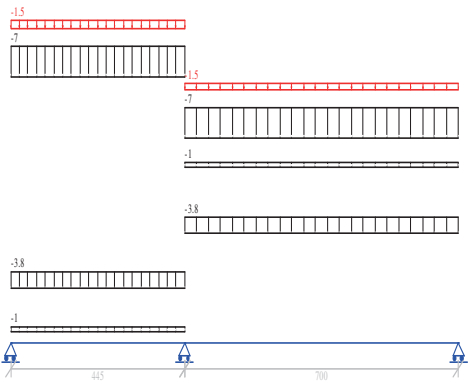
GEOMETRIA DELLE SEZIONI INIZIALI  
n. 1 sezione rettangolare H 50.0 B 30.0 Cs 2.0 Ci 2.0

GEOMETRIA DELLE CAMPATE  
luce sezione altezza finale Y asse  
campata n 1 445.0 1 50.0 0.00  
campata n 2 700.0 1 50.0 0.00

CARATTERISTICHE DEGLI APPOGGI  
appoggio n nome ampiezza coeff. elastico verticale  
1 P3 30.0 0.0000E+00 diretto  
2 S2 300.0 0.0000E+00 diretto  
3 P6 30.0 0.0000E+00 diretto

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI  
Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo Rck= 350  
Tensione di snervamento caratteristica dell'acciaio fyk= 4500  
Valore finale del coefficiente di viscosità (EC2 Tab.3.3)= 3  
Valore finale della deformazione di ritiro (EC2 Tab.3.4)= -.0004

Schema statico



AZIONI CARATTERISTICHE APPLICATE ALLA TRAVE

CAMPATA n. 1  
peso proprio 3.75  
carico uniforme permanente variabile  
7.00 1.50  
1.00 0.00

CAMPATA n. 2  
peso proprio 3.75  
carico uniforme permanente variabile  
7.00 1.50  
1.00 0.00

Diagramma dei momenti (daN\*cm)

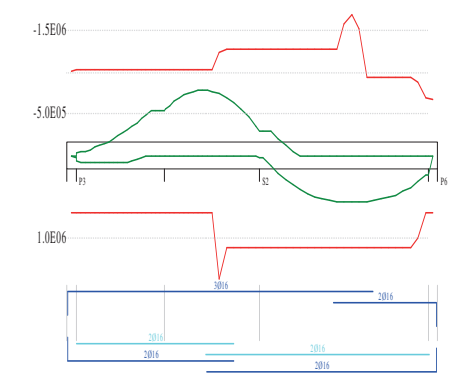
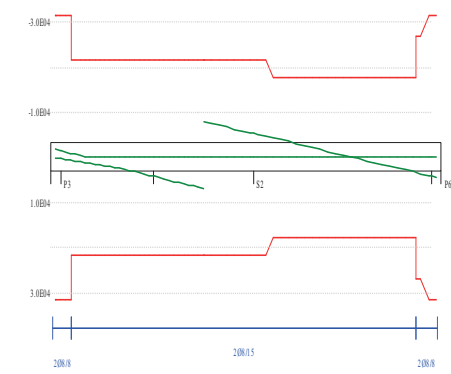
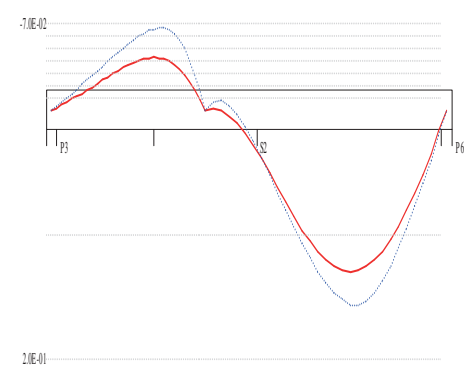


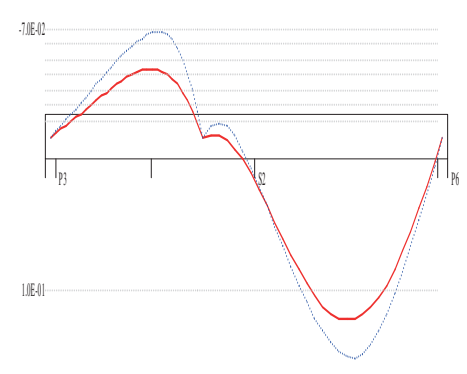
Diagramma dei tagli (daN)



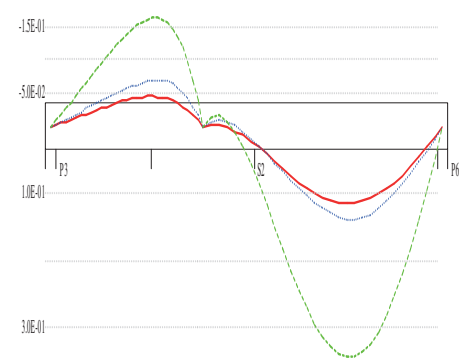
Deformata condizione rara (cm)



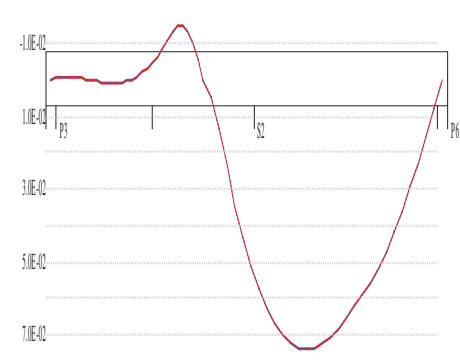
Deformata condizione frequente (cm)



Deformata condizione quasi permanente (cm)



Deformata da ritiro (cm)



OUTPUT CAMPATE (momenti in kN\*cm, tagli in kN).

campata n° 1 tra gli appoggi P3-S2

	x	Asup	cs	Ainf	ci	Mela	Msd	Mu	x/d	Ast	Afp+	Afp-	Vrd2	Vsd	Vsd.rid	Vcd	Vrd3			
	15	6.0	4.0	4.0	4.0	247	720	6920	.098	.126	.000	.000	802	15		112	315			
	15	6.0	4.0	4.0	4.0	-31	-253	-10267	.123	.126	.000	.000	802	-3		112	-315			
	45	6.0	4.0	4.0	4.0	618	879	6920	.098	.126	.000	.000	802	10		112	315			
	45	6.0	4.0	4.0	4.0	-168	-535	-10267	.123	.126	.000	.000	802	-6		112	-315			
	89	6.0	4.0	4.0	4.0	890	903	6920	.098	.067	.000	.000	802	2		112	217			
	89	6.0	4.0	4.0	4.0	-568	-1152	-10267	.123	.067	.000	.000	802	-12		112	-217			
	104	6.0	4.0	4.0	4.0	903	903	6920	.098	.067	.000	.000	802	-13		112	-217			
	104	6.0	4.0	4.0	4.0	-754	-1409	-10267	.123											
	134	6.0	4.0	4.0	4.0	814	903	6920	.098	.067	.000	.000	802	-17		112	-217			
	134	6.0	4.0	4.0	4.0	-1202	-2002	-10267	.123											
	178	6.0	4.0	4.0	4.0	391	793	6920	.098	.067	.000	.000	802	-22		112	-217			
	178	6.0	4.0	4.0	4.0	-2068	-3084	-10267	.123											
	223	6.0	4.0	4.0	4.0	-3166	-4399	-10267	.123	.067	.000	.000	802	-29		112	-217			
	267	6.0	4.0	4.0	4.0	-4497	-5454	-10267	.123	.067	.000	.000	802	-37		112	-217			
	295	6.0	4.0	4.0	4.0	-5454	-5454	-10267	.123	.067	.000	.000	802	-42		112	-217			
	x	Mese.R	sc.R	sf.R	Mese.QP	sc.QP	srmi	wkiR	wkiF	wkiQP	srms	wksR	wksF	wksQP	fg.R	ff.R	fg.QP	ff.QP	f.QP	creep
	15	129	1	14	99	1									0.00	0.00	0.00	0.00	-.01	
	45	294	2	32	215	2									-.01	-.01	-.01	-.01	-.03	
	89	327	2	36	188	1									-.01	-.02	-.02	-.02	-.06	
	89	-52	0	6	75	1														
	104	279	2	31	126	1									-.02	-.02	-.02	-.03	-.07	
	104	-151	1	16	-3	1														
	134	96	1	11	-237	2									-.02	-.03	-.02	-.03	-.09	
	134	-427	3	46	-237	0														
	178	-1035	8	112	-781	6									-.03	-.04	-.03	-.05	-.11	
	223	-1876	14	203	-1559	11									-.04	-.05	-.04	-.06	-.14	
	267	-2949	22	320	-2568	19									-.04	-.06	-.04	-.07	-.16	
	295	-3743	27	406	-3323	24									-.04	-.07	-.05	-.07	-.16	

campata n° 2 tra gli appoggi S2-P6

x	Asup	cs	Ainf	ci	Mea	Msd	Mu	x/d	Ast	Afp+	Afp-	Vrd2	Vsd	Vsd.rid	Vcd	Vrd3			
150	6.0	4.0	8.0	12.0	-2922	-2922	-12695	.171	.067	.000	.000	802	54		112	217			
210	6.0	4.0	8.0	12.0	512	2088	11051	.168	.067	.000	.000	662	43		92	179			
210	6.0	4.0	8.0	12.0	-558	-2013	-12695	.171											
280	6.0	4.0	8.0	12.0	3015	4083	11051	.168	.067	.000	.000	662	31		92	179			
350	6.0	4.0	8.0	12.0	4659	5219	11051	.168	.067	.000	.000	662	18		92	179			
420	8.0	4.0	8.0	12.0	5445	5516	11055	.161	.067	.000	.000	662	6		92	179			
443	8.8	4.0	8.0	12.0	5516	5516	11055	.159	.067	.000	.000	662	3		92	179			
490	4.0	4.0	8.0	12.0	5372	5511	11042	.177	.067	.000	.000	662	-7		92	-179			
560	4.0	4.0	8.0	12.0	4440	5087	11042	.177	.067	.000	.000	662	-19		92	-179			
630	4.0	4.0	8.0	12.0	2649	3804	11042	.177	.067	.000	.000	662	-32		92	-179			
685	4.0	4.0	4.0	4.0	640	2472	6924	.100	.126	.000	.000	802	-41		112	-315			
x	Mese.R	sc.R	sf.R	Mese.QP	sc.QP	srmi	wkiR	wkiF	wkiQP	srms	wksR	wksF	wksQP	fg.R	ff.R	fg.QP	ff.QP	f.QP	creep
150	-2209	16	242	-2034	15									0.03	0.03	0.03	0.02	0.07	
210	120	1	13	23	0									0.06	0.07	0.05	0.05	0.15	

210	-158	1	17	-60	0									
280	2050	15	227	1813	13					0.10	0.11	0.08	0.09	0.25
350	3332	24	368	3005	22					0.12	0.14	0.11	0.12	0.32
420	3964	42	1352	3600	38	12.4	0.01	0.01	0.00	0.13	0.16	0.11	0.14	0.34
443	4030	42	1374	3665	38	12.4	0.01	0.01	0.01	0.13	0.16	0.11	0.14	0.34
490	3947	46	1352	3597	42	12.4	0.01	0.01	0.01	0.12	0.15	0.11	0.13	0.32
560	3280	25	367	2996	22					0.09	0.11	0.08	0.10	0.25
630	1965	15	220	1797	13					0.05	0.06	0.05	0.05	0.14
685	476	4	53	435	3					0.01	0.01	0.01	0.01	0.03

REAZIONI VINCOLARI

			ULTIME		RARE		FREQUENTI		QUASI PERMANENTI	
appoggio	n°	nome	massima	minima	massima	minima	massima	minima	massima	minima
	1	P3	1780	-116	957	464	812	566	754	607
	2	S2	14782	9911	11176	9911	10544	9911	10291	9911
	3	P6	4398	2765	3271	2846	3073	2861	2994	2866

T3-04

Metodo di calcolo: stati limite DM 17-01-18. Valori in daN cm.

FATTORI DI SICUREZZA PARZIALI PER LE PROPRIETA' DEI MATERIALI  
Gamma s (fattore di sicurezza parziale dell'acciaio) 1.15  
Gamma c (fattore di sicurezza parziale del calcestruzzo) 1.50

FATTORI DI SICUREZZA PARZIALI PER LE AZIONI  
Gamma G inf. (azioni permanenti, effetto favorevole) 1.00  
Gamma G sup. (azioni permanenti, effetto sfavorevole) 1.30  
Gamma Q inf. (azioni variabili, effetto favorevole) 0.00  
Gamma Q sup. (azioni variabili, effetto sfavorevole) 1.50

COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE DEI CARICHI VARIABILI PER STATI LIMITE DI ESERCIZIO  
Combinazioni rare 1.00  
Combinazioni frequenti 0.50  
Combinazioni quasi permanenti 0.30

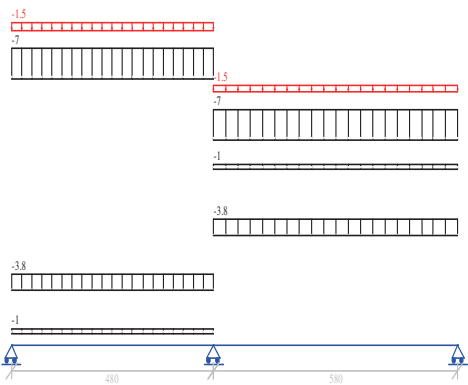
GEOMETRIA DELLE SEZIONI INIZIALI  
n. 1 sezione rettangolare H 50.0 B 30.0 Cs 2.0 Ci 2.0

GEOMETRIA DELLE CAMPATE  
luce sezione altezza finale Y asse  
campata n 1 480.0 1 50.0 0.00  
campata n 2 580.0 1 50.0 0.00

CARATTERISTICHE DEGLI APPOGGI  
appoggio n nome ampiezza coeff. elastico verticale  
1 s4 200.0 0.0000E+00 diretto  
2 P9 60.0 0.0000E+00 diretto  
3 P10 30.0 0.0000E+00 diretto

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI  
Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo Rck= 350  
Tensione di snervamento caratteristica dell'acciaio fyk= 4500  
Valore finale del coefficiente di viscosità (EC2 Tab.3.3)= 3  
Valore finale della deformazione di ritiro (EC2 Tab.3.4)= -.0004

Schema statico



AZIONI CARATTERISTICHE APPLICATE ALLA TRAVE

CAMPATA n. 1  
peso proprio 3.75  
carico uniforme permanente variabile  
7.00 1.50  
1.00 0.00

CAMPATA n. 2  
peso proprio 3.75  
carico uniforme permanente variabile  
7.00 1.50  
1.00 0.00



Diagramma dei momenti (daN\*cm)

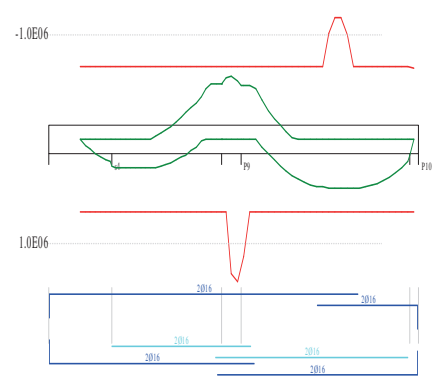
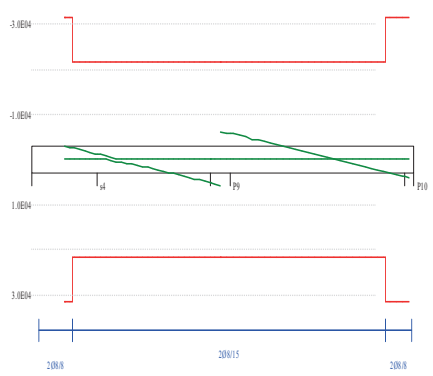
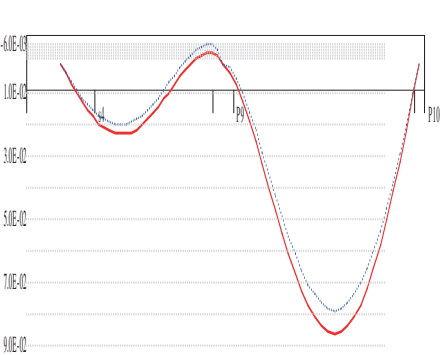


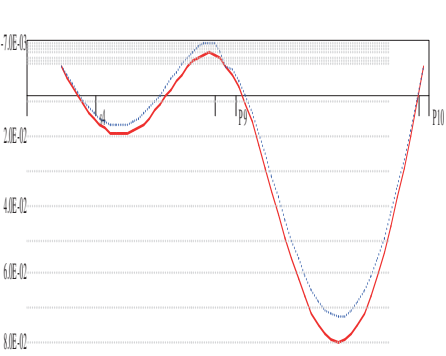
Diagramma dei tagli (daN)



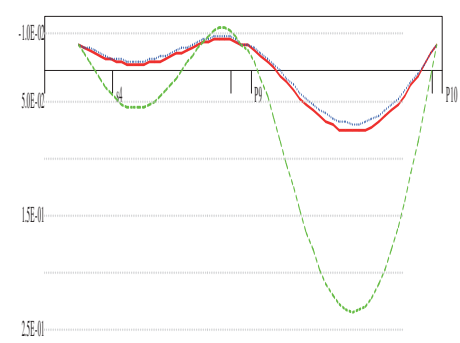
Deformata condizione rara (cm)



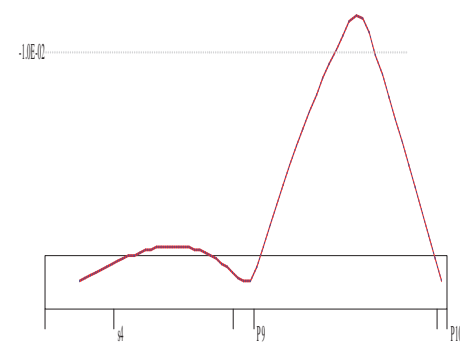
Deformata condizione frequente (cm)



Deformata condizione quasi permanente (cm)



Deformata da ritiro (cm)



OUTPUT CAMPATE (momenti in kN\*cm, tagli in kN).

campata n° 1 tra gli appoggi s4-P9																			
x	Asup	cs	Ainf	ci	Mela	Msd	Mu	x/d	Ast	Afp+	Afp-	Vrd2	Vsd	Vsd.rid	Vcd	Vrd3			
100	4.0	4.0			2180	2539	6924	.100	.067	.000	.000	802	13		112	217			
144	4.0	4.0			2583	2664	6924	.100	.067	.000	.000	802	5		112	217			
144	4.0	4.0							.067	.000	.000	802	-2		112	-217			
176	4.0	4.0			2664	2664	6924	.100	.067	.000	.000	802	-5		112	-217			
192	4.0	4.0			2637	2664	6924	.100	.067	.000	.000	802	-7		112	-217			
240	4.0	4.0			2287	2607	6924	.100	.067	.000	.000	802	-15		112	-217			
240	4.0	4.0			295	-342	-6924	.100											
288	4.0	4.0			1533	2202	6924	.100	.067	.000	.000	802	-23		112	-217			
288	4.0	4.0			-458	-1329	-6924	.100											
336	4.0	4.0			375	1392	6924	.100	.067	.000	.000	802	-31		112	-217			
336	4.0	4.0			-1482	-2586	-6924	.100											
384	4.0	4.0			-2776	-4199	-6924	.100	.067	.000	.000	802	-40		112	-217			
432	4.0	4.0			-4486	-5382	-6924	.100	.067	.000	.000	802	-48		112	-217			
450	4.0	4.0			-5382	-5382	-6924	.100	.067	.000	.000	802	-51		112	-217			
x	Mese.R	sc.R	sf.R	Mese.QP	sc.QP	srmi	wkiR	wkiF	wkiQP	srms	wksR	wksF	wksQP	fg.R	ff.R	fg.QP	ff.QP	f.QP	creep
100	1495	11	166	1326	10									0.02	0.02	0.01	0.01	0.05	
144	1733	13	193	1524	11									0.02	0.02	0.02	0.02	0.06	
176	1744	13	194	1519	11									0.02	0.02	0.02	0.02	0.06	
192	1699	13	189	1469	11									0.02	0.02	0.02	0.02	0.06	
240	1361	10	151	1134	8									0.02	0.02	0.01	0.01	0.05	
288	718	5	80	517	4									0.01	0.01	0.01	0.01	0.03	
336	-714	5	79	-525	4									0.01	0.00	0.00	0.00	0.01	
384	-1898	14	211	-1683	12									0.00	0.00	0.00	-0.01	-0.01	
432	-3391	25	377	-3123	23									0.00	-0.01	0.00	-0.01	-0.01	
450	-4069	48	2390	-3747	45					19.5	0.02	0.02	0.02	0.00	-0.01	0.00	-0.01	-0.01	
campata n° 2 tra gli appoggi P9-P10																			
x	Asup	cs	Ainf	ci	Mela	Msd	Mu	x/d	Ast	Afp+	Afp-	Vrd2	Vsd	Vsd.rid	Vcd	Vrd3			
30	4.0	4.0	7.2	4.0	-5195	-5195	-6918	.098	.067	.000	.000	802	58		112	217			
58	4.0	4.0			-3650	-5195	-6924	.100	.067	.000	.000	802	53		112	217			
116	4.0	4.0			-1254	-2803	-6924	.100	.067	.000	.000	802	43		112	217			
174	4.0	4.0			1866	2994	6924	.100	.067	.000	.000	802	32		112	217			
174	4.0	4.0			286	-776	-6924	.100											
232	4.0	4.0			3368	4076	6924	.100	.067	.000	.000	802	22		112	217			
290	4.0	4.0			4280	4567	6924	.100	.067	.000	.000	802	12		112	217			
348	6.9	4.0			4603	4603	6918	.098	.067	.000	.000	802	3		112	217			
406	4.0	4.0			4337	4583	6924	.100	.067	.000	.000	802	-10		112	-217			
464	4.0	4.0			3481	4148	6924	.100	.067	.000	.000	802	-20		112	-217			
522	4.0	4.0			2035	3123	6924	.100	.126	.000	.000	802	-30		112	-315			
565	4.0	4.0			583	1509	6924	.100	.126	.000	.000	802	-38		112	-315			
x	Mese.R	sc.R	sf.R	Mese.QP	sc.QP	srmi	wkiR	wkiF	wkiQP	srms	wksR	wksF	wksQP	fg.R	ff.R	fg.QP	ff.QP	f.QP	creep
30	-3928	28	429	-3616	26									0.01	0.00	0.00	0.00	0.01	
58	-2759	20	307	-2541	19									0.01	0.01	0.01	0.01	0.03	

116	-766	6	85	-646	5	0.03	0.03	0.03	0.02	0.09
174	1124	8	125	942	7	0.05	0.05	0.05	0.04	0.15
232	2301	17	256	2038	15	0.07	0.07	0.06	0.06	0.20
290	3031	22	337	2725	20	0.08	0.08	0.07	0.07	0.23
348	3317	24	363	3001	21	0.09	0.08	0.08	0.07	0.23
406	3156	23	351	2866	21	0.08	0.07	0.07	0.06	0.21
464	2550	19	283	2321	17	0.06	0.05	0.05	0.05	0.16
522	1498	11	167	1366	10	0.03	0.03	0.03	0.03	0.09
565	430	3	48	393	3	0.01	0.01	0.01	0.01	0.02

REAZIONI VINCOLARI

			ULTIME		RARE		FREQUENTI		QUASI PERMANENTI	
appoggio	nº	nome	massima	minima	massima	minima	massima	minima	massima	minima
	1	s4	3056	1533	2157	1762	1999	1802	1936	1818
	2	P9	11955	8015	9038	8015	8527	8015	8322	8015
	3	P10	4017	2456	2967	2561	2782	2579	2709	2587

T3-05

Metodo di calcolo: stati limite DM 17-01-18. Valori in daN cm.

FATTORI DI SICUREZZA PARZIALI PER LE PROPRIETA' DEI MATERIALI  
Gamma s (fattore di sicurezza parziale dell'acciaio) 1.15  
Gamma c (fattore di sicurezza parziale del calcestruzzo) 1.50

FATTORI DI SICUREZZA PARZIALI PER LE AZIONI  
Gamma G inf. (azioni permanenti, effetto favorevole) 1.00  
Gamma G sup. (azioni permanenti, effetto sfavorevole) 1.30  
Gamma Q inf. (azioni variabili, effetto favorevole) 0.00  
Gamma Q sup. (azioni variabili, effetto sfavorevole) 1.50

COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE DEI CARICHI VARIABILI PER STATI LIMITE DI ESERCIZIO  
Combinazioni rare 1.00  
Combinazioni frequenti 0.50  
Combinazioni quasi permanenti 0.30

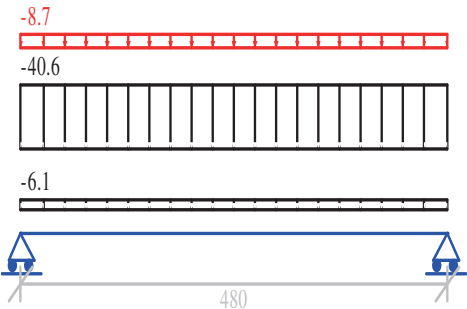
GEOMETRIA DELLE SEZIONI INIZIALI  
n. 1 sezione rettangolare H 35.0 B 70.0 Cs 2.0 Ci 2.0

GEOMETRIA DELLE CAMPATE  
campata n° 1 luce sezione altezza finale Y asse  
480.0 1 35.0 0.00

CARATTERISTICHE DEGLI APPOGGI  
appoggio n° nome ampiezza coeff. elastico verticale  
1 s2 30.0 0.0000E+00 diretto  
2 MUR 30.0 0.0000E+00 diretto

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI  
Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo Rck= 350  
Tensione di snervamento caratteristica dell'acciaio fyk= 4500  
Valore finale del coefficiente di viscosità (EC2 Tab.3.3)= 3  
Valore finale della deformazione di ritiro (EC2 Tab.3.4)= -.0004

Schema statico



AZIONI CARATTERISTICHE APPLICATE ALLA TRAVE

CAMPATA n. 1  
peso proprio 6.13  
carico uniforme permanente variabile  
40.60 8.70

Diagramma dei momenti (daN\*cm)

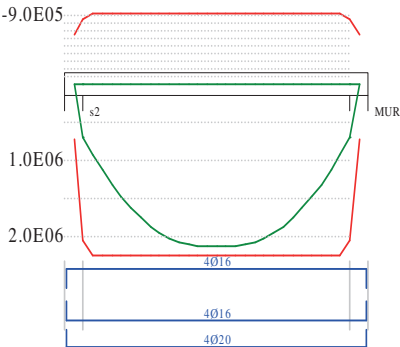
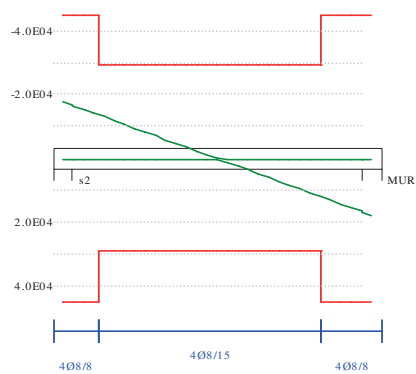
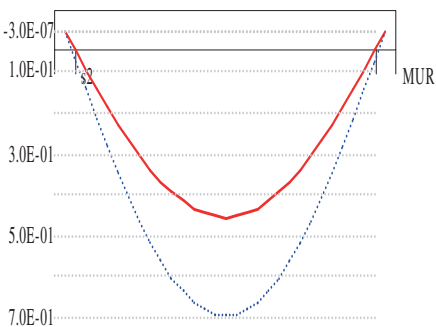


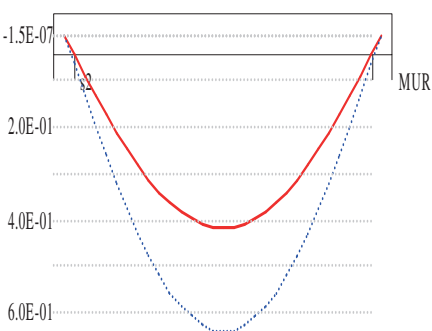
Diagramma dei tagli (daN)



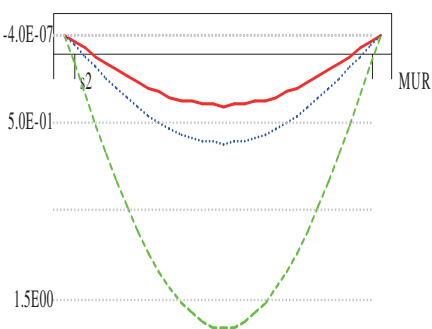
Deformata condizione rara (cm)



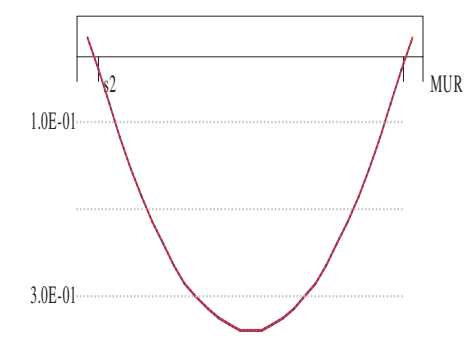
Deformata condizione frequente (cm)



Deformata condizione quasi permanente (cm)



Deformata da ritiro (cm)



OUTPUT CAMPATE (momenti in kN\*cm, tagli in kN).

campata n° 1 tra gli appoggi s2-MUR																			
x	Asup	cs	Ainf	ci	Mela	Msd	Mu	x/d	Ast	Afp+	Afp-	Vrd2	Vsd	Vsd.rid	Vcd	Vrd3			
15	7.2	4.0	18.5	4.1	2574	7046	20303	.206	.251	.000	.000	1256	166		175	448			
48	8.0	4.0	20.6	4.1	7651	11299	22484	.219	.251	.000	.000	1256	142		175	448			
96	8.0	4.0	20.6	4.1	13601	16261	22484	.219	.134	.000	.000	1256	106		175	292			
144	8.0	4.0	20.6	4.1	17852	19523	22484	.219	.134	.000	.000	1256	71		175	292			
192	8.0	4.0	20.6	4.1	20402	21085	22484	.219	.134	.000	.000	1256	35		175	292			
240	8.0	4.0	20.6	4.1	21252	21252	22484	.219	.134	.000	.000	1256	0		175	292			
288	8.0	4.0	20.6	4.1	20402	21085	22484	.219	.134	.000	.000	1256	-35		175	-292			
336	8.0	4.0	20.6	4.1	17852	19523	22484	.219	.134	.000	.000	1256	-71		175	-292			
384	8.0	4.0	20.6	4.1	13601	16261	22484	.219	.134	.000	.000	1256	-106		175	-292			
432	8.0	4.0	20.6	4.1	7651	11299	22484	.219	.251	.000	.000	1256	-142		175	-448			
465	7.2	4.0	18.5	4.1	2574	7046	20303	.206	.251	.000	.000	1256	-166		175	-448			
x	Mese.R	sc.R	sf.R	Mese.QP	sc.QP	srmi	wkiR	wkiF	wkiQP	srms	wksR	wksF	wksQP	fg.R	ff.R	fg.QP	ff.QP	f.QP	creep
15	1933	12	176	1721	11									0.05	0.07	0.04	0.06	0.16	
48	5746	43	1036	5115	38	11.7	0.01	0.01	0.00					0.14	0.21	0.13	0.19	0.51	
96	10216	77	1842	9093	68	11.7	0.02	0.01	0.01					0.27	0.41	0.24	0.36	0.98	
144	13408	101	2417	11935	90	11.7	0.02	0.02	0.02					0.37	0.56	0.33	0.50	1.35	
192	15324	115	2763	13640	102	11.7	0.02	0.02	0.02					0.43	0.66	0.38	0.59	1.58	
240	15962	120	2878	14208	107	11.7	0.03	0.02	0.02					0.45	0.69	0.40	0.62	1.66	
288	15324	115	2763	13640	102	11.7	0.02	0.02	0.02					0.43	0.66	0.38	0.59	1.58	
336	13408	101	2417	11935	90	11.7	0.02	0.02	0.02					0.37	0.56	0.33	0.50	1.35	
384	10216	77	1842	9093	68	11.7	0.02	0.01	0.01					0.27	0.41	0.24	0.36	0.98	
432	5746	43	1036	5115	38	11.7	0.01	0.01	0.00					0.14	0.21	0.13	0.19	0.51	
465	1933	12	176	1721	11									0.05	0.07	0.04	0.06	0.16	

REAZIONI VINCOLARI

		ULTIME		RARE		FREQUENTI		QUASI PERMANENTI	
appoggio	n°	nome	massima	minima	massima	minima	massima	minima	massima
	1	s2	17710	11214	13302	11214	12258	11214	11840
	2	MUR	17710	11214	13302	11214	12258	11214	11840

T3-06

Metodo di calcolo: stati limite DM 17-01-18. Valori in daN cm.

FATTORI DI SICUREZZA PARZIALI PER LE PROPRIETA' DEI MATERIALI  
Gamma s (fattore di sicurezza parziale dell'acciaio) 1.15  
Gamma c (fattore di sicurezza parziale del calcestruzzo) 1.50

FATTORI DI SICUREZZA PARZIALI PER LE AZIONI  
Gamma G inf. (azioni permanenti, effetto favorevole) 1.00  
Gamma G sup. (azioni permanenti, effetto sfavorevole) 1.30  
Gamma Q inf. (azioni variabili, effetto favorevole) 0.00  
Gamma Q sup. (azioni variabili, effetto sfavorevole) 1.50

COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE DEI CARICHI VARIABILI PER STATI LIMITE DI ESERCIZIO  
Combinazioni rare 1.00  
Combinazioni frequenti 0.50  
Combinazioni quasi permanenti 0.30

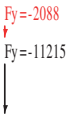
GEOMETRIA DELLE SEZIONI INIZIALI  
n. 1 sezione rettangolare H 31.0 B 50.0 Cs 2.0 Ci 2.0

GEOMETRIA DELLE CAMPATE  
campata n° 1 luce sezione altezza finale Y asse  
583.0 1 31.0 0.00

CARATTERISTICHE DEGLI APPOGGI  
appoggio n° nome ampiezza coeff. elastico verticale  
1 30.0 0.0000E+00 diretto  
2 25.0 0.0000E+00 diretto

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI  
Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo Rck= 350  
Tensione di snervamento caratteristica dell'acciaio fyk= 4500  
Valore finale del coefficiente di viscosità (EC2 Tab.3.3)= 3  
Valore finale della deformazione di ritiro (EC2 Tab.3.4)= -.0004

Schema statico



AZIONI CARATTERISTICHE APPLICATE ALLA TRAVE

CAMPATA n. 1  
peso proprio 3.88  
forza concentrata permanente variabile ascissa da sin. ampiezza  
11215.00 2088.00 560.0 10.0

Diagramma dei momenti (daN\*cm)

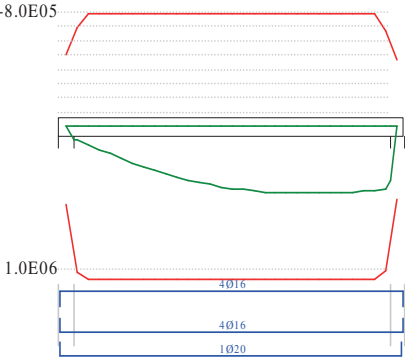
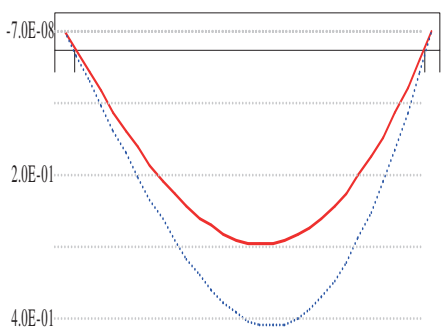


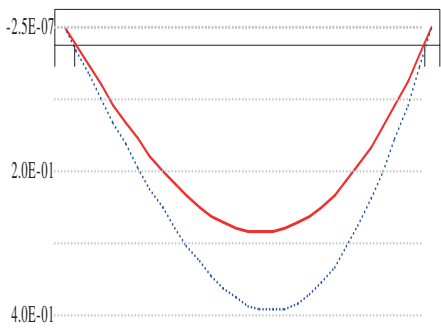
Diagramma dei tagli (daN)



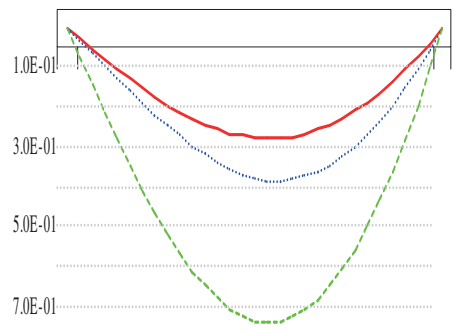
Deformata condizione rara (cm)



Deformata condizione frequente (cm)

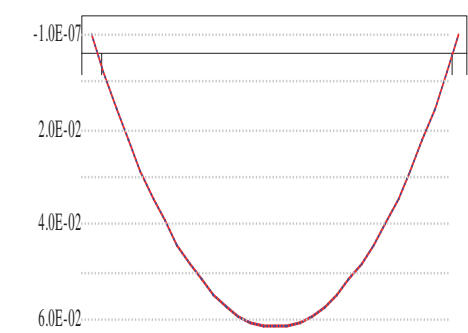


Deformata condizione quasi permanente (cm)





Deformata da ritiro (cm)



OUTPUT CAMPATE (momenti in kN\*cm, tagli in kN).

campata n° 1 tra gli appoggi -

x	Asup	cs	Ainf	ci	Mela	Msd	Mu	x/d	Ast	Afp+	Afp-	Vrd2	Vsd	Vsd.rid	Vcd	Vrd3			
15	6.5	4.0	10.2	4.0	319	898	9828	.189	.067	.000	.000	783	21		109	127			
58	8.0	4.0	11.2	4.1	1178	1616	10698	.195	.067	.000	.000	783	19		109	127			
117	8.0	4.0	11.2	4.1	2184	2552	10698	.195	.067	.000	.000	783	16		109	127			
175	8.0	4.0	11.2	4.1	3020	3316	10698	.195	.067	.000	.000	783	13		109	127			
233	8.0	4.0	11.2	4.1	3684	3909	10698	.195	.067	.000	.000	783	10		109	127			
292	8.0	4.0	11.2	4.1	4177	4330	10698	.195	.067	.000	.000	783	7		109	127			
350	8.0	4.0	11.2	4.1	4499	4581	10698	.195	.067	.000	.000	783	4		109	127			
408	8.0	4.0	11.2	4.1	4649	4661	10698	.195	.067	.000	.000	783	1		109	127			
408	8.0	4.0	11.2	4.1					.067	.000	.000	783	0		109	-127			
428	8.0	4.0	11.2	4.1	4661	4661	10698	.195	.067	.000	.000	783	0		109	127			
428	8.0	4.0	11.2	4.1					.067	.000	.000	783	-1		109	-127			
466	8.0	4.0	11.2	4.1	4629	4656	10698	.195	.067	.000	.000	783	-2		109	-127			
525	8.0	4.0	11.2	4.1	4437	4536	10698	.195	.126	.000	.000	783	-5		109	-228			
571	6.0	4.0	9.2	4.0	2306	3757	8886	.178	.126	.000	.000	783	-184		109	-228			
x	Mese.R	sc.R	sf.R	Mese.QP	sc.QP	srmi	wkiR	wkiF	wkiQP	srms	wksR	wksF	wksQP	fg.R	ff.R	fg.QP	ff.QP	f.QP	creep
15	244	3	40	235	3									0.02	0.03	0.02	0.03	0.06	
58	899	10	146	865	10									0.08	0.10	0.08	0.10	0.21	
117	1666	18	271	1598	18									0.16	0.20	0.15	0.19	0.41	
175	2301	25	374	2200	24									0.23	0.29	0.21	0.27	0.57	
233	2804	39	1063	2670	37	12.5	0.01	0.01	0.01					0.27	0.36	0.26	0.34	0.68	
292	3176	44	1204	3008	41	12.5	0.01	0.01	0.01					0.29	0.40	0.28	0.38	0.74	
350	3416	47	1295	3215	44	12.5	0.01	0.01	0.01					0.29	0.41	0.27	0.38	0.73	
408	3525	49	1336	3289	45	12.5	0.01	0.01	0.01					0.26	0.37	0.24	0.35	0.65	
428	3532	49	1339	3285	45	12.5	0.01	0.01	0.01					0.24	0.35	0.23	0.32	0.61	
466	3501	48	1327	3232	45	12.5	0.01	0.01	0.01					0.20	0.29	0.19	0.27	0.50	
525	3346	46	1269	3044	42	12.5	0.01	0.01	0.01					0.11	0.16	0.11	0.15	0.28	
571	1735	20	289	1560	18									0.03	0.04	0.02	0.03	0.06	

REAZIONI VINCOLARI

appoggio	n°	nome	ULTIME		RARE		FREQUENTI		QUASI PERMANENTI	
			massima	minima	massima	minima	massima	minima	massima	minima
	1		2167	1572	1654	1572	1613	1572	1597	1572
	2		18481	11902	13908	11902	12905	11902	12504	11902

T3-07

Metodo di calcolo: stati limite DM 17-01-18. Valori in daN cm.

FATTORI DI SICUREZZA PARZIALI PER LE PROPRIETA' DEI MATERIALI  
Gamma s (fattore di sicurezza parziale dell'acciaio) 1.15  
Gamma c (fattore di sicurezza parziale del calcestruzzo) 1.50

FATTORI DI SICUREZZA PARZIALI PER LE AZIONI  
Gamma G inf. (azioni permanenti, effetto favorevole) 1.00  
Gamma G sup. (azioni permanenti, effetto sfavorevole) 1.30  
Gamma Q inf. (azioni variabili, effetto favorevole) 0.00  
Gamma Q sup. (azioni variabili, effetto sfavorevole) 1.50

COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE DEI CARICHI VARIABILI PER STATI LIMITE DI ESERCIZIO  
Combinazioni rare 1.00  
Combinazioni frequenti 0.50  
Combinazioni quasi permanenti 0.30

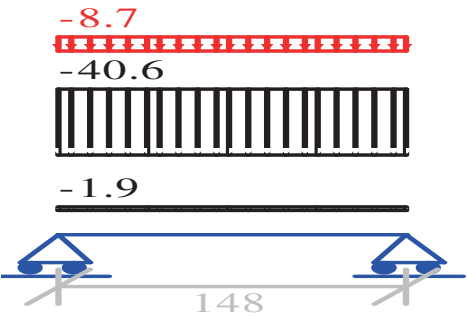
GEOMETRIA DELLE SEZIONI INIZIALI  
n. 1 sezione rettangolare H 31.0 B 25.0 Cs 2.0 Ci 2.0

GEOMETRIA DELLE CAMPATE  
luce sezione altezza finale Y asse  
campata n° 1 148.0 1 31.0 0.00

CARATTERISTICHE DEGLI APPOGGI  
appoggio n° nome ampiezza coeff. elastico verticale  
1 MUR 25.0 0.0000E+00 diretto  
2 P7 30.0 0.0000E+00 diretto

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI  
Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo Rck= 350  
Tensione di snervamento caratteristica dell'acciaio fyk= 4500  
Valore finale del coefficiente di viscosità (EC2 Tab.3.3)= 3  
Valore finale della deformazione di ritiro (EC2 Tab.3.4)= -.0004

Schema statico



AZIONI CARATTERISTICHE APPLICATE ALLA TRAVE

CAMPATA n. 1  
peso proprio 1.94  
carico uniforme permanente 40.60 variabile 8.70

Diagramma dei momenti (daN\*cm)

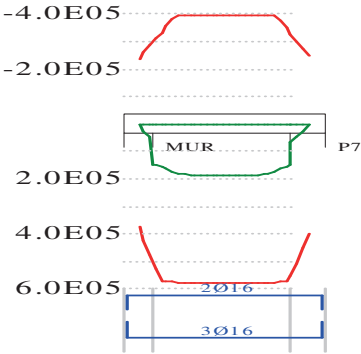
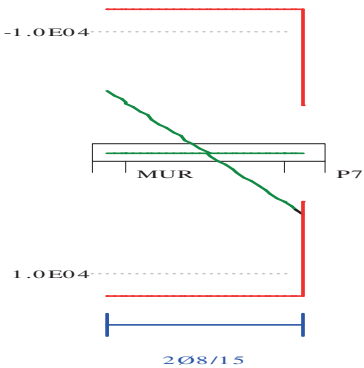
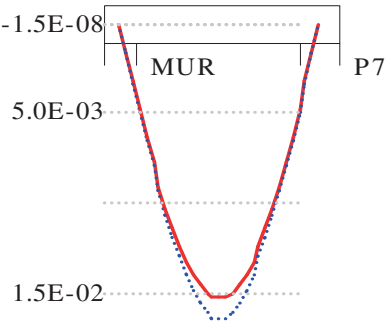


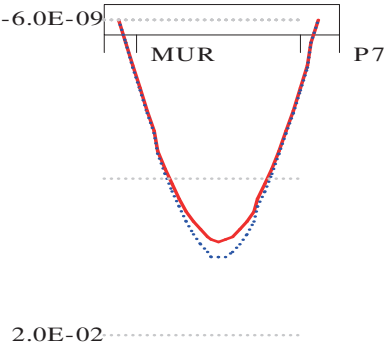
Diagramma dei tagli (daN)



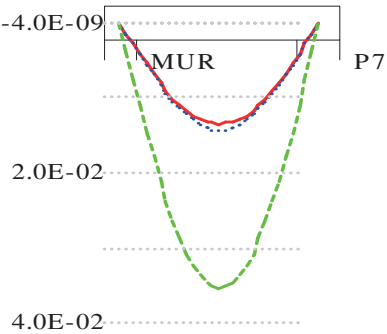
Deformata condizione rara (cm)



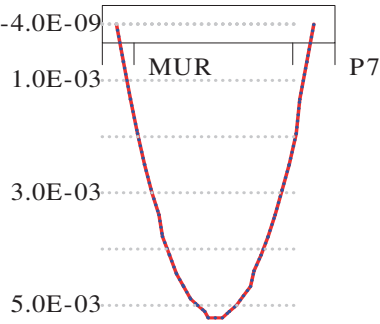
Deformata condizione frequente (cm)



Deformata condizione quasi permanente (cm)



Deformata da ritiro (cm)



OUTPUT CAMPATE (momenti in kN\*cm, tagli in kN).

campata n° 1 tra gli appoggi MUR-P7																			
x	Asup	cs	Ainf	ci	Mela	Msd	Mu	x/d	Ast	Afp+	Afp-	Vrd2	Vsd	Vsd.rid	Vcd	Vrd3			
13	3.0	4.0	5.3	4.0	579	1455	5063	.194	.067	.000	.000	392	42		55	118			
15	3.1	4.0	5.5	4.0	674	1455	5304	.199	.067	.000	.000	392	40		55	118			
30	3.9	4.0	6.0	4.0	1198	1733	5755	.204	.067	.000	.000	392	30		55	118			
44	4.0	4.0	6.0	4.0	1572	1861	5755	.203	.067	.000	.000	392	20		55	118			
59	4.0	4.0	6.0	4.0	1797	1871	5755	.203	.067	.000	.000	392	10		55	118			
74	4.0	4.0	6.0	4.0	1871	1871	5755	.203	.067	.000	.000	392	0		55	118			
89	4.0	4.0	6.0	4.0	1797	1871	5755	.203	.067	.000	.000	392	-10		55	-118			
104	4.0	4.0	6.0	4.0	1572	1861	5755	.203	.067	.000	.000	392	-20		55	-118			
118	4.0	4.0	6.0	4.0	1198	1733	5755	.203	.067	.000	.000	392	-30		55	-118			
133	3.3	4.0	5.8	4.0	682	1455	5586	.205	.067	.000	.000	392	-40		55	-118			
x	Mese.R	sc.R	sf.R	Mese.QP	sc.QP	srmi	wkiR	wkiF	wkiQP	srms	wksR	wksF	wksQP	fg.R	ff.R	fg.QP	ff.QP	f.QP	creep
13	434	10	143	382	9									0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	
15	505	11	165	445	10									0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	
30	898	20	289	791	17									0.01	0.01	0.01	0.01	0.02	
44	1178	26	379	1038	23									0.01	0.01	0.01	0.01	0.03	
59	1347	36	948	1187	32	11.6	0.00	0.00	0.00					0.01	0.02	0.01	0.01	0.03	
74	1403	38	987	1236	33	11.6	0.01	0.00	0.00					0.02	0.02	0.01	0.01	0.04	
89	1347	36	948	1187	32	11.6	0.00	0.00	0.00					0.01	0.02	0.01	0.01	0.03	
104	1178	26	379	1038	23									0.01	0.01	0.01	0.01	0.03	
118	898	20	289	791	17									0.01	0.01	0.01	0.01	0.02	
133	511	11	166	450	10									0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	

REAZIONI VINCOLARI

appoggio	n°	nome	ULTIME		RARE		FREQUENTI		QUASI PERMANENTI	
			massima	minima	massima	minima	massima	minima	massima	minima
	1	MUR	5058	3148	3792	3148	3470	3148	3341	3148
	2	P7	5058	3148	3792	3148	3470	3148	3341	3148