



# COMUNE DI CASTEL MAGGIORE (BO)

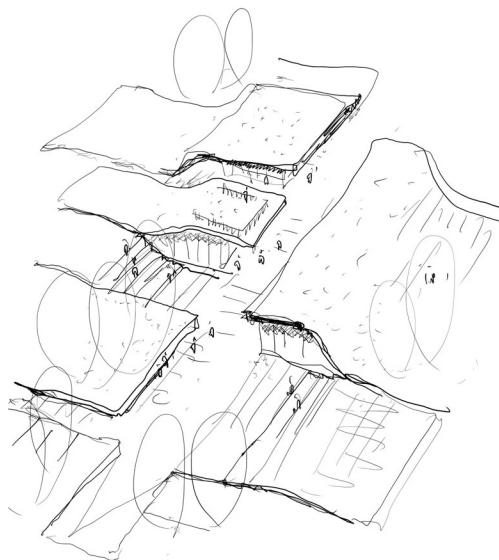
3° Settore LL.PP. e Ambiente

## 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 d1.2**

Relazione di calcolo STRUTTURE: Corpo 2

NOTE:

REV:

**COMUNE DI CASTEL MAGGIORE (BO)**

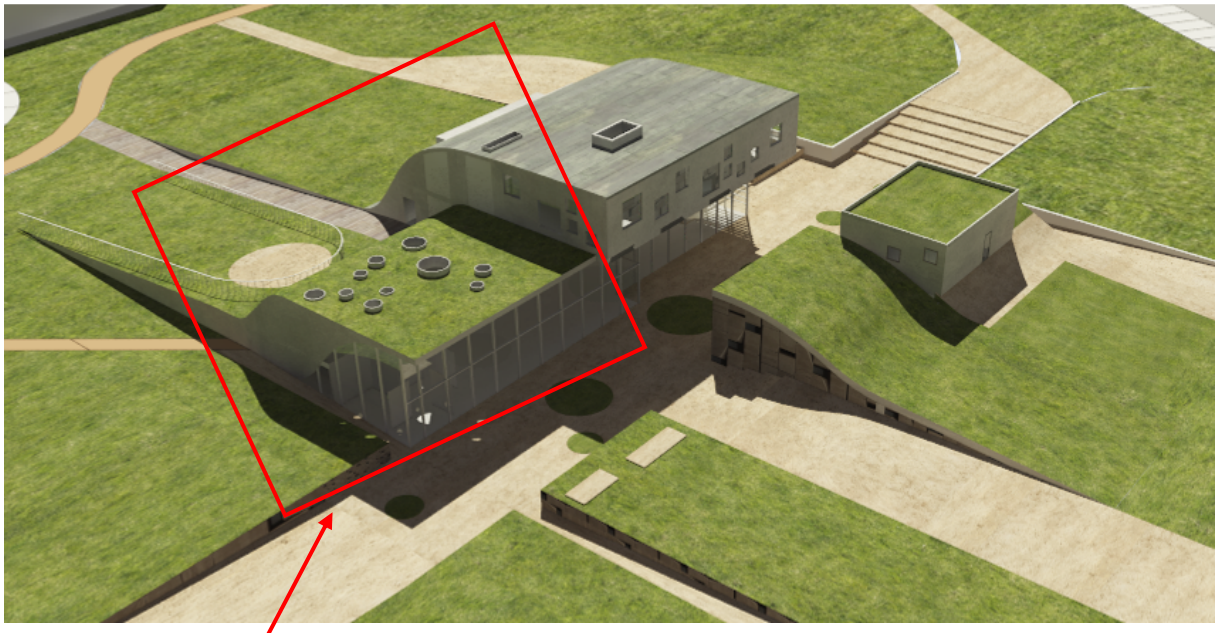
**Realizzazione di edificio ad uso biblioteca e struttura polivalente**

**PROGETTO DEFINITIVO / ESECUTIVO**

**\_ Relazione di calcolo: Corpo 2 \_**

**Allegato d1.2**

## Corpo 2



## 2. DESCRIZIONE

Il **Corpo 2** è un edificio da realizzarsi con solaio intermedio presente solo su parte della struttura ed un solaio di copertura. Il piano terra ospiterà l'area bambini, oltre ai bagni e ad alcuni spazi con funzione di magazzino e deposito. In pianta le dimensioni dell'edificio sono di 13,16x11,65 m. Il piano primo ospiterà una postazione multimediale ed ha una dimensione interna in pianta di 5x13,16 m. Da sottolineare anche le stanze con funzione di deposito presenti nel retrodella struttura, in corrispondenza della curvatura dell'edificio.

Il primo impalcato in solaio latero-cemento di altezza 12+6 cm si trova a 3,30 m (piano finito), mentre il solaio di copertura è realizzato con travi e travetti in legno e cappa collaborante superiore. In questo caso in copertura è prevista la presenza di tetto verde leggermente inclinato.

Le strutture dell'edificio sono pilastri e setti in C.A. di dimensione 30 cm, ad eccezione dei pilastri frontali che dovranno avere sezione 50x50 cm, data l'altezza dell'edificio e l'impossibilità di spezzare la luce con cordoli intermedi. Lato discesa dell'onda è presente un muro controterra che verrà realizzato interamente in C.A., fino al primo impalcato, poi proseguirà in tamponamento. La muratura di tamponamento consta di blocchi in calcestruzzo cellulare di tipo Ytong. Il raggiungimento del primo impalcato avviene mediante una scala in acciaio leggera. La copertura del Corpo 2 è raggiungibile mediante una scala in C.A., posta sul retro dell'edificio, che consente l'ingresso all'ultimo piano del Corpo 1.

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 poggiante su igloo è stato deciso con la Committenza di non realizzarla su pali.

### 2.1 **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.

#### 2.1.1 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):  $a > 35 \text{ mm}$

### **2.1.2 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):  $a > 25 \text{ mm}$

### **2.1.3 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:  $\varepsilon_{ud} = 6,75\%$
- 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:  
 $f_{y,eff}/f_{y,nom} < 1,25$

### **2.1.4 Acciaio per strutture metalliche**

Acciaio per laminati a caldo S275JR

- Tensione caratteristica di snervamento:  $f_{yk} > 275 \text{ N/mm}^2$
- Tensione caratteristica di rottura:  $f_{tk} > 430 \text{ N/mm}^2$

### **2.1.5 Bulloni e viti**

Viti di classe 8.8

- Tensione caratteristica di snervamento:  $f_{yb} > 649 \text{ N/mm}^2$
- Tensione caratteristica di rottura:  $f_{tb} > 800 \text{ N/mm}^2$

Dado di classe 8.8

Rosetta C50

### **2.1.6 Resina epossidica per fissaggio carpenteria metallica su calcestruzzo**

- Densità resina indurita:  $1,48 \text{ g/cm}^3$
- Resistenza a compressione:  $102 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a trazione:  $45 \text{ N/mm}^2$
- Coefficiente lineare di ritiro:  $0,004 \text{ mm/mm}$
- Assorbimento d'acqua:  $0,09\%$
- Applicazioni sismiche cat.C2
- Temperatura di installazione fino a  $-5^\circ\text{C}$
- Indurimento rapido

### **2.1.7 Legno lamellare GL28h**

- Resistenza a flessione:  $> 28 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a trazione:  $> 19,5 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a compressione:  $> 26,5 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a taglio:  $> 3,2 \text{ N/mm}^2$
- Modulo di elasticità:  $= 12.600 \text{ N/mm}^2$

## **2.2 Analisi dei carichi**

### **2.2.1 Solaio latero-cemento 12+6 cm**

Il primo impalcato è stato progettato con un solaio in latero-cemento dall'altezza totale di 18 cm secondo il tradizionale schema comprendente 6 cm di cappa in calcestruzzo a completare.

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

- carico permanente (peso proprio)  $= 280 \text{ daN/m}^2$
- sovraccarico permanente  $= 215 \text{ daN/m}^2$
- sovraccarico variabile  $= 300 \text{ daN/m}^2$ .

### **2.2.2 Solaio copertura inclinato latero-cemento 16+5 cm**

Il primo impalcato è stato progettato con un solaio in latero-cemento dall'altezza totale di 21 cm secondo il tradizionale schema comprendente 5 cm di cappa in calcestruzzo a completare.

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

- carico permanente (peso proprio) = 295 daN/m<sup>2</sup>
- sovraccarico permanente = 140 daN/m<sup>2</sup>
- sovraccarico variabile (neve) = 150 daN/m<sup>2</sup>.

### **2.2.3 Solaio copertura in legno-cls**

L'impalcato di copertura è stato progettato con travi e travetti in legno, assito e 5 cm di cappa in calcestruzzo a completare, da disporre con una lieve pendenza.

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

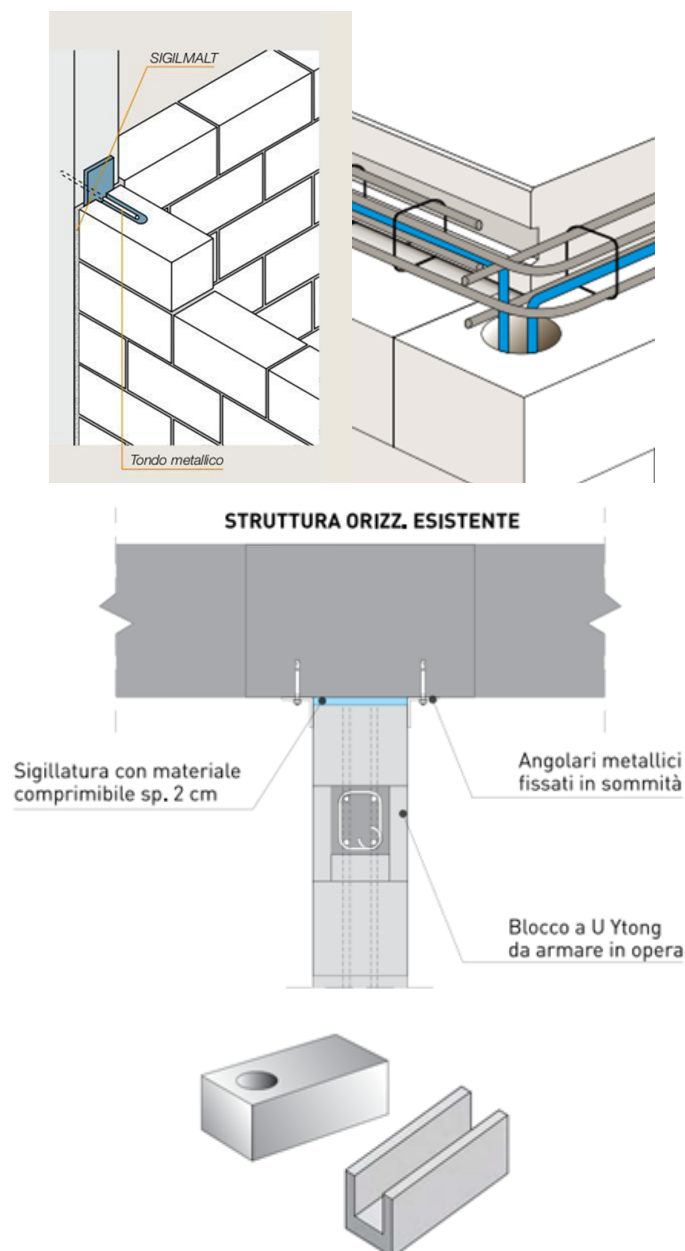
- carico permanente (peso proprio) = 147 daN/m<sup>2</sup>
- sovraccarico permanente = 140 daN/m<sup>2</sup>
- sovraccarico variabile = 150 daN/m<sup>2</sup>.

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

Va sottolineato che solo in corrispondenza dello sbarco della scala è stato adottato un sovraccarico permanente di 280 daN/m<sup>2</sup> ed un sovraccarico variabile di 400 daN/m<sup>2</sup>.

### **2.2.4 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.



## 2.3 Verifica travi

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

## 2.4 Verifica solaio in legno-cls

Il metodo impiegato nella verifica si sviluppa partendo da un modello elastico lineare per le travi a sezione composta con connessione a carattere deformabile di cui se ne ricerca



la rigidezza efficace. Il metodo consiste nel considerare la deformabilità della connessione tra legno e calcestruzzo; tale deformabilità consente lo scorrimento relativo per taglio tra i due elementi, pur contrastandolo con la rigidezza a taglio propria della connessione. Viene abbandonata l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane per la sezione composta: tale ipotesi resta valida per la sola sezione di legno e la sola sezione di calcestruzzo. Di conseguenza esiste un asse neutro per il legno e uno per il calcestruzzo: il legno lavora a tensoflessione mentre la soletta in C.A. a pressoflessione. Ai fini della rigidezza, la sezione di calcestruzzo viene considerata interamente reagente: occorre quindi disporre un'armatura in grado di assorbire le tensioni di trazione, qualora siano presenti.

#### **2.4.1 Verifica travetto in legno 12x20 cm (situazione standard)**

Legno GL28h:

Flessione  $f_{m,k} = 28 \text{ N/mm}^2$

Trazione parallela alle fibre  $f_{t,0,k} = 19,5 \text{ N/mm}^2$

Trazione ortogonale alle fibre  $f_{t,90,k} = 0,45 \text{ N/mm}^2$

Compressione parallela alle fibre  $f_{c,0,k} = 26,5 \text{ N/mm}^2$

Compressione ortogonale alle fibre  $f_{c,90,k} = 3 \text{ N/mm}^2$

Taglio  $f_{v,k} = 3,2 \text{ N/mm}^2$

Modulo elastico parallelo medio  $E_{0, \text{mean}} = 12600 \text{ N/mm}^2$ ;

Modulo elastico ortogonale medio  $E_{90, \text{mean}} = 420 \text{ N/mm}^2$ ;

Modulo elastico parallelo caratteristico  $E_{0,05} = 10200 \text{ N/mm}^2$ ;

Modulo elastico tangenziale medio  $G = 780 \text{ N/mm}^2$ ;

I valori della resistenza di calcolo si ottengono mediante la relazione seguente:

$$X_d = k_{\text{mod}} * X_k / \gamma_m$$

dove:

$k_{\text{mod}}$  è il coefficiente di correzione che tiene conto degli effetti della durata del carico e dell'umidità;

$\gamma_m = 1,45$  è il coefficiente di sicurezza per il legno lamellare.

*Combinazione I*

Classe di servizio: 2;  $k_{\text{mod},i} = 0,6$

Classe di durata del carico: permanente (più di 10 anni), peso proprio

*Combinazione II*

Classe di servizio: 2;  $k_{mod,i} = 0,9$

Classe di durata del carico: breve durata (meno di 1 settimana) – Neve

*Resistenza di calcolo (Combinazione I)*

Flessione  $f_{m,d} = 11,59 \text{ N/mm}^2$

Trazione parallela alle fibre  $f_{t,0,d} = 8,07 \text{ N/mm}^2$

Trazione ortogonale alle fibre  $f_{t,90,d} = 0,19 \text{ N/mm}^2$

Compressione parallela alle fibre  $f_{c,0,d} = 10,97 \text{ N/mm}^2$

Compressione ortogonale alle fibre  $f_{c,90,d} = 1,24 \text{ N/mm}^2$

Taglio  $f_{v,d} = 1,32 \text{ N/mm}^2$

*Resistenza di calcolo (Combinazione II)*

Flessione  $f_{m,d} = 17,38 \text{ N/mm}^2$

Trazione parallela alle fibre  $f_{t,0,d} = 12,10 \text{ N/mm}^2$

Trazione ortogonale alle fibre  $f_{t,90,d} = 0,28 \text{ N/mm}^2$

Compressione parallela alle fibre  $f_{c,0,d} = 16,45 \text{ N/mm}^2$

Compressione ortogonale alle fibre  $f_{c,90,d} = 1,86 \text{ N/mm}^2$

Taglio  $f_{v,d} = 1,99 \text{ N/mm}^2$

*Calcestruzzo:*

Classe di resistenza: C25/30;

Resistenza cubica a compressione  $R_{c,k} = 30 \text{ N/mm}^2$

Resistenza cilindrica a compressione  $f_{c,k} = 24,90 \text{ N/mm}^2$

Resistenza media cilindrica a compressione  $f_{cm} = 32,90 \text{ N/mm}^2$

Resistenza media a trazione semplice  $f_{ctm} = 2,56 \text{ N/mm}^2$

Valore caratteristico della resistenza a trazione  $f_{ctm,0.05} = 1,79 \text{ N/mm}^2$

Modulo elastico istantaneo  $E_c = 31447,16 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente di viscosità  $\Phi(\infty; t_0) = 2,16$

Classe di consistenza S4

Massa volumica caratteristica  $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$

Resistenza di calcolo a compressione  $f_{cd} = 14,11 \text{ N/mm}^2$

Resistenza di calcolo a trazione  $f_{ctd} = 1,19 \text{ N/mm}^2$

Il coefficiente di viscosità a tempo infinito, funzione della classe di servizio, è stato dedotto in maniera semplificata dalla Tab. 11.2.VI del D.M. 17-01-2018 (Atmosfera con umidità relativa di circa il 75%), adottando  $t_0 > 60$  giorni e la dimensione fittizia  $h_0 = 2 \cdot A_c / u$ , con  $A_c$  (area della sezione di calcestruzzo) e  $u$  (perimetro della sezione di calcestruzzo esposto all'area, assunto pari all'interasse delle travi).

#### Connettori:

Barre ad aderenza migliorata B450C diametro 14 mm;

Modulo di scorrimento iniziale,  $K_u = 7748,4$  N/mm

Modulo di scorrimento iniziale,  $K_{ser} = 11622,6$  N/mm

Resistenza caratteristica,  $F_k = 16621$  N

Resistenza caratteristica di progetto,  $F_{d,I} = k_{mod,I} \cdot F_k / \gamma_M = 6648,5$  N

Resistenza caratteristica di progetto,  $F_{d,II} = k_{mod,II} \cdot F_k / \gamma_M = 9972,8$  N

Per le caratteristiche meccaniche dei connettori si è fatto riferimento ai dati tecnici forniti dalle ditte produttrici per i connettori commerciali, mentre per le barre ad aderenza migliorata, i valori sono stati ricavati utilizzando le formule desunte dalle istruzioni CNR-DT 206/2007.

#### Capacità portante dei connettori:

Il valore della capacità portante dei singoli connettori può essere assunto come il minore dei seguenti valori:

$$f_{h,k} \cdot L_w \cdot d = 34002 \text{ N}$$

$$f_{h,k} \cdot L_w \cdot d \cdot ((2 + (4 \cdot M_{y,Rk} / (f_{h,k} \cdot d \cdot L_w^2)))^{0,5} - 1) = 16621 \text{ N}$$

$$2,3 \cdot (M_{y,Rk} \cdot f_{h,k} \cdot d)^{0,5} = 18200 \text{ N}$$

$$F_{v,Rk} = 16621 \text{ N}$$

dove:

$M_{y,Rk}$  è il valore caratteristico del momento di snervamento del connettore che si ricava dalla seguente espressione:

$$M_{y,Rk} = (1,8/d^{0,4}) \cdot f_{u,k} \cdot d^3 / 6 = 154685 \text{ Nmm}$$

$$f_{u,k} = 540 \text{ Mpa}$$

$$d = 14 \text{ mm}$$

dove:

$$f_{hk} = 0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot d) \cdot \phi_k = 28,9 \text{ N/mm}^2 \text{ è la resistenza a rifollamento del legno}$$

$d$  è il diametro del piolo  $d = 14 \text{ mm}$

$L_w = 84 \text{ mm}$  è la profondità d'infissione del piolo

*Rigidezza dei connettori:*

Per le unioni legno calcestruzzo e per il tipo di connettore adottato, il modulo di scorrimento istantaneo  $K_{ser}$ , sotto l'azione dei carichi allo stato limite di esercizio, viene ricavato dalla seguente relazione:

$$K_{ser} = 2 * (d/20) * \varphi^{1,5} = 11622,6 \text{ N/mm}$$

$$d = 14 \text{ mm}$$

mentre il modulo di scorrimento istantaneo  $K_u$  sotto l'azione dei carichi allo stato limite ultimo, è ricavato come:

$$K_u = 2 * K_{ser} / 3 = 7748,4 \text{ N/mm}$$

Per connessioni realizzate con spinotti a gambo cilindrico, la norma CNR-DT206-2007 prescrive:

$$L_w > 6 * d = 84 \text{ mm}$$

$$L_c > 2,5 * d = 35 \text{ mm}$$

Interasse tra i connettori quarti estremi = 200 mm

Interasse tra i connettori quarti centrali = 400 mm

*Caratteristiche geometriche:*

Interasse tra i travetti:  $i = 900 \text{ mm}$

Luce di calcolo:  $L = 4250 \text{ mm}$

Sezione dell'orditura:  $b = 120 \text{ mm}$ ;  $h = 200 \text{ mm}$

Area della sezione del travetto:  $A = 24000 \text{ mm}^2$

Modulo di resistenza dell'orditura:  $W_y = 800000 \text{ mm}^3$ ;  $W_z = 480000 \text{ mm}^3$

Momento d'inerzia dell'orditura principale:  $J_y = 80000000 \text{ mm}^4$ ;  $J_z = 28800000 \text{ mm}^4$

Altezza della soletta in c.a.  $h_c = 50 \text{ mm}$

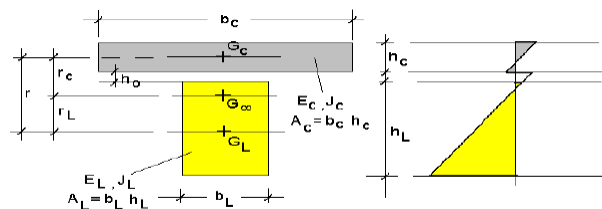
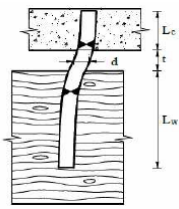
Per determinare la geometria della soletta collaborante, occorre introdurre i seguenti dati:

$$b_L = 120 \text{ mm}$$

$$h_L = 200 \text{ mm}$$

$$h_c = 50 \text{ mm}$$

Altezza dell'assito/tavole:  $h_0 = 30 \text{ mm}$



Carichi e combinazioni di carico:

Peso proprio del pacchetto strutturale:  $G_{k,1} = 1,47 \text{ kN/m}^2$

Carichi non strutturali e portati:  $G_{k,2} = 1,40 \text{ kN/m}^2$

Carico variabile:  $Q_k = 1,50 \text{ kN/m}^2$

Le combinazioni di carico da adottarsi in accordo con il punto 2.5.3 del DM 17-01-2018 sono:

1) combinazione di carico per la verifica allo SLU:

$$F_d = (\gamma_{g1} * G_{k1} + \gamma_{g2} * G_{k2} + \gamma_q * (Q_{1k} + \sum(\psi_{0i} * Q_{ik}))) * i$$

2) combinazione di carico caratteristica rara:

Cat. A: Ambienti ad uso residenziale

$$F_d = (G_{k1} + G_{k2} + (Q_{1k} + \sum(\psi_{0i} * Q_{ik}))) * i$$

3) combinazione di carico caratteristica quasi permanente:

$$F_d = (G_{k1} + G_{k2} + (\psi_{21} * Q_{1k} + \sum(\psi_{2i} * Q_{ik}))) * i$$

Combinazione di carico allo SLU:

Si considerano due combinazioni di carico:

1) Combinazione I (solo permanenti):

$$F_{d,I} = (\gamma_{g1} * G_{k1} + \gamma_{g2} * G_{k2}) * i = 3,61 \text{ kN/m}$$

$$F_{d,II} = (\gamma_{g1} * G_{k1} + \gamma_{g2} * G_{k2} + \gamma_q * Q_{1k}) * i = 5,63 \text{ kN/m}$$

$$\gamma_{g1} = 1,3$$

$$\gamma_{g2} = 1,5$$

$$\gamma_q = 1,5$$

Calcolo delle sollecitazioni:

1) Combinazione I (solo permanenti):

$$M_{d,I} = F_{d,I} * L^2/8 = 8,15 \text{ kNm}$$

$$T_{d,I} = F_{d,I} * L/2 = 7,67 \text{ kN}$$

2) Combinazione II (permanent più accidentali):

$$M_{d,II} = F_{d,II} * L^2/8 = 12,72 \text{ kNm}$$

$$T_{d,II} = F_{d,II} * L/2 = 11,97 \text{ kN}$$

Calcolo parametri geometrici:

Soletta (materiale 1)

$$b_c = 900 \text{ mm}$$

$$h_c = 50 \text{ mm}$$

$$A_c = 45000 \text{ mm}^2$$

$$J_c = 9375000 \text{ mm}^4$$

$$E_c = 31447,16 \text{ N/mm}^2$$

Trave principale in legno (materiale 2)

$$b_L = 120 \text{ mm}$$

$$h_L = 200 \text{ mm}$$

$$A_L = 24000 \text{ mm}^2$$

$$J_L = 80000000 \text{ mm}^4$$

$$E_L = 12600 \text{ N/mm}^2$$

VERIFICHE SLU A TEMPO ZERO (Appendice B dell'EC5)

Rigidezza efficace a flessione

$$\gamma_2 = 1$$

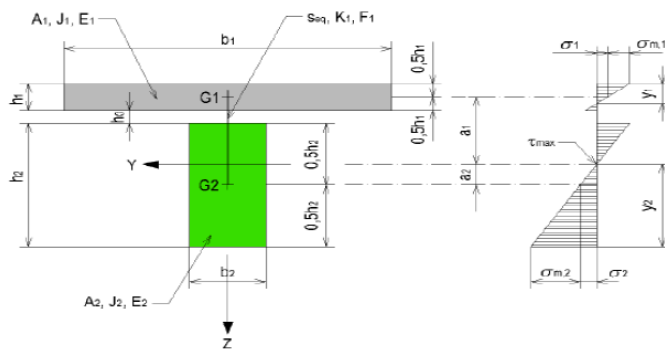
$$\gamma_1 = (1 + \pi^2 * E_c * A_c * \text{seq} / K_{\text{conn},U} * L^2)^{-1} = 0,039$$

$$a_2 = (\gamma_1 * E_c * A_c * (h_c + h_L + 2 * h_0)) / (2 * \sum \gamma_i * E_i * A_i) = 23,70 \text{ mm}$$

La formula 2f riportata nell'Appendice B dell'Eurocodice 5 non contiene il termine  $2h_0$  in quanto le due sezioni legno/calcestruzzo sono a diretto contatto. Per tener conto dello spessore  $h_0$ , compreso tra l'intradosso della soletta e l'estradosso della trave, occorre modificare il termine  $(h_c+h_L)/2$  in  $a_1+a_2$ .

$$a_1 = (h_c + h_L)/2 + h_0 - r_L = 131,3 \text{ mm}$$

$$EJ_{\text{ef}} = \sum (E_i * J_i + E_i * \gamma_i * A_i * a_i^2) = 2,41E+12 \text{ Nmm}^2$$



Verifica della soletta in c.a.

$$\begin{aligned}\sigma_{n,1,I} &= \gamma_1 * E_1 * a_1 * M_{d,I} / E_{I,ef} = 0,54 \quad [N/mm^2] \\ \sigma_{n,1,II} &= \gamma_1 * E_1 * a_1 * M_{d,II} / E_{I,ef} = 0,84 \quad [N/mm^2] \\ \sigma_{m,1,I} &= 0,5 * E_1 * h_c * M_{d,I} / E_{I,ef} = 2,65 \quad [N/mm^2] \\ \sigma_{m,1,II} &= 0,5 * E_1 * h_c * M_{d,II} / E_{I,ef} = 4,14 \quad [N/mm^2]\end{aligned}$$

Tensione max compressione estradosso soletta:

$$\begin{aligned}\sigma_{1,max} &= \sigma_{n,1,I} + \sigma_{m,1,I} = \checkmark 3,19 \quad [N/mm^2] \\ \sigma_{1,max} &= \sigma_{n,1,II} + \sigma_{m,1,II} = \checkmark 4,98 \quad [N/mm^2] \\ f_{cd} &= \checkmark 14,11 \quad [N/mm^2]\end{aligned}$$

Tensione di trazione intradosso soletta:

$$\begin{aligned}\sigma_{1,min} &= -\sigma_{n,1,I} + \sigma_{m,1,I} = \checkmark 2,12 \quad [N/mm^2] \\ \sigma_{1,min} &= -\sigma_{n,1,II} + \sigma_{m,1,II} = \checkmark 3,30 \quad [N/mm^2] \\ f_{ctd} &= \checkmark 1,19 \quad [N/mm^2]\end{aligned}$$

Verifica dell'elemento ligneo

$$\begin{aligned}\sigma_{n,2,I} &= \gamma_2 * E_L * a_2 * M_{d,I} / E_{I,ef} = 1,01 \quad [N/mm^2] \\ \sigma_{n,2,II} &= \gamma_2 * E_L * a_2 * M_{d,II} / E_{I,ef} = 1,57 \quad [N/mm^2] \\ \sigma_{m,2,I} &= 0,5 * E_L * h_L * M_{d,I} / E_{I,ef} = 4,25 \quad [N/mm^2] \\ \sigma_{m,2,II} &= 0,5 * E_L * h_L * M_{d,II} / E_{I,ef} = 6,64 \quad [N/mm^2]\end{aligned}$$

Verifica a tensoflessione del legno:

$$\begin{aligned}\sigma_{n,3,I} / f_{t,0,d} + \sigma_{m,3,I} / f_{m,d} &= \checkmark 0,492 < 1 \\ \sigma_{n,3,II} / f_{t,0,d} + \sigma_{m,3,II} / f_{m,d} &= \checkmark 0,512 < 1\end{aligned}$$

Verifica a taglio del legno:

Il taglio massimo nel legno vale:

$$\begin{aligned}\tau_{2,max,I} &= E_L * \gamma_2^2 * T_{d,I} / (2 * E_{I,ef}) = \checkmark 0,31 \quad [N/mm^2] \\ \tau_{2,max,II} &= E_L * \gamma_2^2 * T_{d,II} / (2 * E_{I,ef}) = \checkmark 0,48 \quad [N/mm^2] \\ \gamma_2 &= (h_L + h_c + h_0) - (a_2 + 0,5 * h_c) = 123,70 \quad mm \\ f_{v,d,I} &= 1,32 \quad [N/mm^2] \\ f_{v,d,II} &= 1,99 \quad [N/mm^2]\end{aligned}$$

## Verifica dei connettori

$$F_{s,max,I} = \gamma_1 * E_c * A_c * a_1 * s_{min} * T_{d,I} / (EJ_{ef}) = \checkmark 4555,7 \text{ N}$$

$$F_{s,max,II} = \gamma_1 * E_c * A_c * a_1 * s_{min} * T_{d,II} / (EJ_{ef}) = \checkmark 7111,2 \text{ N}$$

$$\text{Resistenza caratteristica di progetto, } F_{d,I} = k_{mod,I} * F_k / \gamma_M = 6648,5 \text{ N}$$

$$\text{Resistenza caratteristica di progetto, } F_{d,II} = k_{mod,II} * F_k / \gamma_M = 9972,8 \text{ N}$$

## VERIFICHE SLU A TEMPO INFINITO (Appendice B dell'EC5)

Con il tempo, a causa delle maggiori deformazioni lente del calcestruzzo rispetto al legno, le forze agenti tendono a migrare dal calcestruzzo al legno. Le sollecitazioni diminuiscono nel calcestruzzo e aumentano nel legno.

Per il calcolo si utilizzano le caratteristiche elastiche ridotte per considerare la viscosità (del calcestruzzo, del legno e della connessione).

Il DM 2018 consiglia di calcolare la deformazione a lungo termine utilizzando i valori medi dei moduli elastici ridotti opportunamente mediante il fattore  $1 / (1 + k_{def})$  per le membrature ed utilizzando un valore ridotto nello stesso modo del modulo di scorrimento dei collegamenti.

$$k_{def} = 0,6$$

$$E_{l,fin} = E_l / (1 + k_{def}) = 7875 \text{ N/mm}^2$$

$$K_{u,fin} = K_u / (1 + k_{def}) = 4842 \text{ N/mm}$$

$$E_{c,fin} = E_c / (1 + \phi) = 9951,63 \text{ N/mm}^2$$

Rigidezza efficace a flessione

$$\gamma_2 = 1$$

$$\gamma_1 = (1 + \pi^2 * E_c * A_c * s_{eq} / K_{conn,u} * L^2)^{-1} = 0,073$$

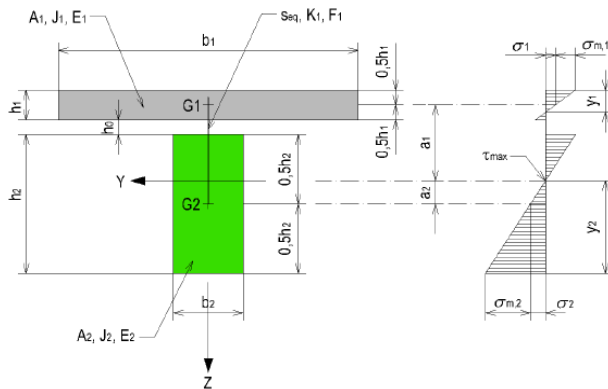
$$a_2 = (\gamma_1 * E_c * A_c * (h_c + h_L + 2 * h_0)) / (2 * \sum \gamma_i * E_i * A_i) = 22,97 \text{ mm}$$

La formula 2f riportata nell'Appendice B dell'Eurocodice 5 non contiene il termine  $2h_0$  in quanto le due sezioni legno/calcestruzzo sono a diretto contatto. Per tener conto dello spessore  $h_0$ , compreso tra l'intradosso della soletta e l'estradosso della trave, occorre modificare il termine  $(h_c + h_L)/2$  in  $a_1 + a_2$ .

$$a_1 = (h_c + h_L)/2 + h_0 - a_2 = 132,03 \text{ mm}$$

$$EJ_{ef} = \sum (E_i * J_i + E_i * \gamma_i * A_i * a_i^2) = 1,39E+12 \text{ Nmm}^2$$





Verifica della soletta in c.a.

$$\begin{aligned}\sigma_{n,1,I} &= \gamma_1 * E_1 * a_1 * M_{d,I} / E_{ef} = 0,56 \quad [\text{N/mm}^2] \\ \sigma_{n,1,II} &= \gamma_1 * E_1 * a_1 * M_{d,II} / E_{ef} = 0,88 \quad [\text{N/mm}^2] \\ \sigma_{m,1,I} &= 0,5 * E_1 * h_c * M_{d,I} / E_{ef} = 1,45 \quad [\text{N/mm}^2] \\ \sigma_{m,1,II} &= 0,5 * E_1 * h_c * M_{d,II} / E_{ef} = 2,27 \quad [\text{N/mm}^2]\end{aligned}$$

Tensione max compressione estradosso soletta:

$$\begin{aligned}\sigma_{1,max} &= \sigma_{n,1,I} + \sigma_{m,1,I} = \checkmark 2,02 \quad [\text{N/mm}^2] \\ \sigma_{1,max} &= \sigma_{n,1,II} + \sigma_{m,1,II} = \checkmark 3,15 \quad [\text{N/mm}^2] \\ f_{cd} &= \checkmark 14,11 \quad [\text{N/mm}^2]\end{aligned}$$

Tensione di trazione intradosso soletta:

$$\begin{aligned}\sigma_{1,min} &= -\sigma_{n,1,I} + \sigma_{m,1,I} = \checkmark 0,89 \quad [\text{N/mm}^2] \\ \sigma_{1,min} &= -\sigma_{n,1,II} + \sigma_{m,1,II} = \checkmark 1,39 \quad [\text{N/mm}^2] \\ f_{ctd} &= \checkmark 1,19 \quad [\text{N/mm}^2]\end{aligned}$$

Verifica dell'elemento ligneo

$$\begin{aligned}\sigma_{n,2,I} &= \gamma_2 * E_L * a_2 * M_{d,I} / E_{ef} = 1,06 \quad [\text{N/mm}^2] \\ \sigma_{n,2,II} &= \gamma_2 * E_L * a_2 * M_{d,II} / E_{ef} = 1,65 \quad [\text{N/mm}^2] \\ \sigma_{m,2,I} &= 0,5 * E_L * h_L * M_{d,I} / E_{ef} = 4,60 \quad [\text{N/mm}^2] \\ \sigma_{m,2,II} &= 0,5 * E_L * h_L * M_{d,II} / E_{ef} = 7,18 \quad [\text{N/mm}^2]\end{aligned}$$

Verifica a tensoflessione del legno:

$$\begin{aligned}\sigma_{n,3,I} / f_{t,0,d} + \sigma_{m,3,I} / f_{m,d} &= \checkmark 0,528 < 1 \\ \sigma_{n,3,II} / f_{t,0,d} + \sigma_{m,3,II} / f_{m,d} &= \checkmark 0,549 < 1\end{aligned}$$

Verifica a taglio del legno:

Il taglio massimo nel legno vale:

$$\begin{aligned}\tau_{2,max,II} &= E_L * \gamma_2^2 * T_{d,II} / (2 * E_{ef}) = \checkmark 0,33 \quad [\text{N/mm}^2] \\ \tau_{2,max,I} &= E_L * \gamma_2^2 * T_{d,I} / (2 * E_{ef}) = \checkmark 0,51 \quad [\text{N/mm}^2] \\ y_2 &= (h_L + h_c + h_0) - (a_1 + 0,5 * h_c) = 122,97 \quad \text{mm} \\ f_{v,d,I} &= 1,32 \quad [\text{N/mm}^2] \\ f_{v,d,II} &= 1,99 \quad [\text{N/mm}^2]\end{aligned}$$

## Verifica dei connettori

$$F_{1,max,I} = \gamma_1 * E_c * A_c * a_1 * s_{min} * T_{d,I} / (EJ_{ef}) = \checkmark 4770,4 \text{ N}$$

$$F_{1,max,II} = \gamma_1 * E_c * A_c * a_1 * s_{min} * T_{d,II} / (EJ_{ef}) = \checkmark 7446,5 \text{ N}$$

$$\text{Resistenza caratteristica di progetto, } F_{d,I} = k_{mod,I} * F_k / \gamma_M = 6648,5 \text{ N}$$

$$\text{Resistenza caratteristica di progetto, } F_{d,II} = k_{mod,II} * F_k / \gamma_M = 9972,8 \text{ N}$$

## VERIFICHE SLE A TEMPO INIZIALE (Appendice B dell'EC5)

La verifica della freccia istantanea è condotta con la combinazione di carico rara.

$$\gamma_2 = 1$$

$$\gamma_1 = (1 + \pi^2 * E_c * A_c * s_{eq} / K_{conn,s} * L^2)^{-1} = 0,057$$

$$\alpha_2 = (\gamma_1 * E_c * A_c * (h_c + h_L + 2 * h_0)) / (2 * \sum \gamma_i * E_i * A_i) = 32,53 \text{ mm}$$

La formula 2f riportata nell'Appendice B dell'Eurocodice 5 non contiene il termine  $2h_0$  in quanto le due sezioni legno / calcestruzzo sono a diretto contatto. Per tener conto dello spessore  $h_0$ , compreso tra l'intradosso della soletta e l'estradosso della trave, occorre modificare il termine  $(h_c + h_L)/2$  in  $\alpha_1 + \alpha_2$ .

$$\alpha_1 = (h_c + h_L)/2 + h_0 - \alpha_2 = 122,47 \text{ mm}$$

$$EJ_{ef} = \sum (E_i * J_i + E_i * \gamma_i * A_i * \alpha_i^2) = 2,82E+12 \text{ Nmm}^2$$

$$A_c = 45000 \text{ mm}^2$$

$$J_c = 9375000 \text{ mm}^4$$

$$E_c = 31447,16 \text{ N/mm}^2$$

$$A_L = 24000 \text{ mm}^2$$

$$J_L = 80000000 \text{ mm}^4$$

$$E_L = 12600 \text{ N/mm}^2$$

Per la verifica delle frecce, il contributo della deformabilità a taglio del sistema trave - soletta è convenzionalmente riferito al solo legno ed è pari a:

$$\alpha = 0,96 * (h_L / L)^2 * (E_{0,m} / G_m) = 0,034$$

## Verifica freccia

$$f_d = (1 + \alpha) * 5 * F_{d,rara} * L^4 / (384 * (EJ)_{ef}) = \checkmark 6,11 \text{ mm}$$

Freccia 1/300  mm

$F_{d,rara} = 3,933 \text{ kN/ml}$

## Verifica delle tensioni di compressione del calcestruzzo

Adottando i parametri ricavati per la verifica a deformabilità del solaio e procedendo come per le verifiche allo SLU, la massima tensione di compressione in esercizio nelle combinazione rara e quasi permanente sono:

$$\sigma_c < 0,60 * f_{ck} \text{ (combinazione di carico rara)} \quad F_{d,rara} = 3,933 \quad \text{kN/ml}$$

$$\sigma_c < 0,45 * f_{ck} \text{ (combinazione quasi permanente)} \quad F_{d,quasi,perm} = 2,988 \quad \text{kN/ml}$$

$$\psi_{2,i} = 0,3$$

$$M_{d,rara} = F_{d,rara} * L^2 / 8 = 8,879976563 \quad \text{kNm}$$

$$M_{d,quasi,perm} = F_{d,quasi,perm} * L^2 / 8 = 6,74634375 \quad \text{kNm}$$

$$\sigma_{n,1,rara} = \gamma_1 * E_1 * a_1 * M_{d,rara} / E J_{ef} = 0,69 \quad [\text{N/mm}^2]$$

$$\sigma_{n,1,quasi,perm} = \gamma_1 * E_1 * a_1 * M_{d,quasi,perm} / E J_{ef} = 0,52 \quad [\text{N/mm}^2]$$

$$\sigma_{m,1,rara} = 0,5 * E_1 * h_c * M_{d,rara} / E J_{ef} = 2,47 \quad [\text{N/mm}^2]$$

$$\sigma_{m,1,quasi,perm} = 0,5 * E_1 * h_c * M_{d,quasi,perm} / E J_{ef} = 1,88 \quad [\text{N/mm}^2]$$

Tensione max compressione estradosso soletta:

$$\sigma_{c,rara} = 3,16 \quad [\text{N/mm}^2]$$

$$\sigma_{c,quasi,perm} = 2,40 \quad [\text{N/mm}^2]$$

$$\sigma_c < 0,60 * f_{ck} = 14,94 \quad [\text{N/mm}^2]$$

$$\sigma_c < 0,45 * f_{ck} = 11,21 \quad [\text{N/mm}^2]$$

#### VERIFICHE SLE A TEMPO INFINITO (Appendice B dell'EC5)

Si utilizzano le caratteristiche elastiche ridotte per considerare la viscosità del calcestruzzo, della connessione, del legno.

$$E_{l,fin} = E_l / (1 + k_{def}) = 7875 \text{ N/mm}^2$$

$$K_{ser,fin} = K_{ser} / (1 + k_{def}) = 7264 \text{ N/mm}$$

$$E_{c,fin} = E_c / (1 + \phi) = 9951,63 \text{ N/mm}^2$$

La verifica della freccia istantanea è condotta con la combinazione di carico rara.

$$\gamma_2 = 1$$

$$\gamma_1 = (1 + \pi^2 * E_c * A_c * s_{eq} / K_{conn,s} * L^2)^{-1} = 0,106$$

$$a_2 = (\gamma_1 * E_c * A_c * (h_c + h_L + 2 * h_0)) / (2 * \sum \gamma_i * E_i * A_i) = 31,17 \text{ mm}$$

La formula 2f riportata nell'Appendice B dell'Eurocodice 5 non contiene il termine  $2h_0$  in quanto le due sezioni legno / calcestruzzo sono a diretto contatto. Per tener conto dello spessore  $h_0$ , compreso tra l'intradosso della soletta e l'estradosso della trave, occorre modificare il termine  $(h_c + h_L)/2$  in  $a_1 + a_2$ .

$$a_1 = (h_c + h_L)/2 + h_0 - a_2 = 123,83 \text{ mm}$$

$$E J_{ef} = \sum (E_i * J_i + E_i * \gamma_i * A_i * a_i^2) = 1,63E+12 \text{ Nmm}^2$$

$$A_c = 45000 \text{ mm}^2$$

$$J_c = 9375000 \text{ mm}^4$$

$$E_c = 9951,63 \text{ N/mm}^2$$

$$A_L = 24000 \text{ mm}^2$$

$$J_L = 800000000 \text{ mm}^4$$

$$E_L = 7875 \text{ N/mm}^2$$

Per la verifica delle frecce, il contributo della deformabilità a taglio del sistema trave - soletta è convenzionalmente riferito al solo legno ed è pari a:

$$\alpha = 0,96 * (h_L / L)^2 * (E_{0,m} / G_m) = 0,034$$

Verifica freccia

$$u_{fin} = (1+\alpha) * 5 * F_{q,perm} * L^4 / (384 * (EJ)_{ef}) = 8,02 \text{ mm}$$

Freccia 1/300 14,1666667 mm

$F_{q,perm} = 2,988 \text{ kN/ml}$

Verifica delle tensioni di compressione del calcestruzzo

Adottando i parametri ricavati per la verifica a deformabilità del solaio e procedendo come per le verifiche allo SLU, la massima tensione di compressione in esercizio nelle combinazione rara e quasi permanente sono:

$\sigma_c < 0,60 * f_{ck}$ (combinazione di carico rara)	$F_{d,rara} =$	3,933	kN/ml
$\sigma_c < 0,45 * f_{ck}$ (combinazione quasi permanente)	$F_{quasi,perm} =$	2,988	kN/ml
	$\psi_{2,i} =$	0,3	
	$M_{d,rara} = F_{d,rara} * L^2 / 8 =$	8,9	kNm
	$M_{d,quasi,perm} = F_{d,quasi,perm} * L^2 / 8 =$	6,7	kNm
	$\sigma_{n,1,rara} = \gamma_1 * E_1 * a_1 * M_{d,rara} / EJ_{ef} =$	0,71	[N/mm <sup>2</sup> ]
	$\sigma_{n,1,quasi,perm} = \gamma_1 * E_1 * a_1 * M_{d,quasi,perm} / EJ_{ef} =$	0,54	[N/mm <sup>2</sup> ]
	$\sigma_{m,1,rara} = 0,5 * E_1 * h_c * M_{d,rara} / EJ_{ef} =$	1,35	[N/mm <sup>2</sup> ]
	$\sigma_{m,1,quasi,perm} = 0,5 * E_1 * h_c * M_{d,quasi,perm} / EJ_{ef} =$	1,03	[N/mm <sup>2</sup> ]

Tensione max compressione estradosso soletta:

$\sigma_{c,rara} =$	2,06	[N/mm <sup>2</sup> ]
$\sigma_{c,quasi,perm} =$	1,57	[N/mm <sup>2</sup> ]

$$\sigma_c < 0,60 * f_{ck} = 14,94 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

$$\sigma_c < 0,45 * f_{ck} = 11,21 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

Come si può notare i connettori sono ampiamente verificati.

**2.4.2 Verifica travetto in legno 12x20 cm (sbarco scala)**

Legno GL28h:

Flessione  $f_{m,k} = 28 \text{ N/mm}^2$

Trazione parallela alle fibre  $f_{t,0,k} = 19,5 \text{ N/mm}^2$

Trazione ortogonale alle fibre  $f_{t,90,k} = 0,45 \text{ N/mm}^2$

Compressione parallela alle fibre  $f_{c,0,k} = 26,5 \text{ N/mm}^2$

Compressione ortogonale alle fibre  $f_{c,90,k} = 3 \text{ N/mm}^2$

Taglio  $f_{v,k} = 3,2 \text{ N/mm}^2$

Modulo elastico parallelo medio  $E_{0, \text{mean}} = 12600 \text{ N/mm}^2$ ;

Modulo elastico ortogonale medio  $E_{90, \text{mean}} = 420 \text{ N/mm}^2$ ;

Modulo elastico parallelo caratteristico  $E_{0,05} = 10200 \text{ N/mm}^2$ ;

Modulo elastico tangenziale medio  $G=780 \text{ N/mm}^2$ ;

I valori della resistenza di calcolo si ottengono mediante la relazione seguente:

$$X_d = k_{\text{mod}} * X_k / \gamma_m$$

dove:

$k_{\text{mod}}$  è il coefficiente di correzione che tiene conto degli effetti della durata del carico e dell'umidità;

$\gamma_m = 1,45$  è il coefficiente di sicurezza per il legno lamellare.

*Combinazione I*

Classe di servizio: 2;  $k_{\text{mod};i} = 0,6$

Classe di durata del carico: permanente (più di 10 anni), peso proprio

*Combinazione II*

Classe di servizio: 2;  $k_{\text{mod};i} = 0,9$

Classe di durata del carico: breve durata (meno di 1 settimana) – Neve

*Resistenza di calcolo (Combinazione I)*

Flessione  $f_{m,d} = 11,59 \text{ N/mm}^2$

Trazione parallela alle fibre  $f_{t,0,d} = 8,07 \text{ N/mm}^2$

Trazione ortogonale alle fibre  $f_{t,90,d} = 0,19 \text{ N/mm}^2$

Compressione parallela alle fibre  $f_{c,0,d} = 10,97 \text{ N/mm}^2$

Compressione ortogonale alle fibre  $f_{c,90,d} = 1,24 \text{ N/mm}^2$

Taglio  $f_{v,d} = 1,32 \text{ N/mm}^2$

Resistenza di calcolo (Combinazione II)

Flessione  $f_{m,d} = 17,38 \text{ N/mm}^2$

Trazione parallela alle fibre  $f_{t,0,d} = 12,10 \text{ N/mm}^2$

Trazione ortogonale alle fibre  $f_{t,90,d} = 0,28 \text{ N/mm}^2$

Compressione parallela alle fibre  $f_{c,0,d} = 16,45 \text{ N/mm}^2$

Compressione ortogonale alle fibre  $f_{c,90,d} = 1,86 \text{ N/mm}^2$

Taglio  $f_{v,d} = 1,99 \text{ N/mm}^2$

Calcestruzzo:

Classe di resistenza: C25/30;

Resistenza cubica a compressione  $R_{c,k} = 30 \text{ N/mm}^2$

Resistenza cilindrica a compressione  $f_{c,k} = 24,90 \text{ N/mm}^2$

Resistenza media cilindrica a compressione  $f_{cm} = 32,90 \text{ N/mm}^2$

Resistenza media a trazione semplice  $f_{ctm} = 2,56 \text{ N/mm}^2$

Valore caratteristico della resistenza a trazione  $f_{ctm,0.05} = 1,79 \text{ N/mm}^2$

Modulo elastico istantaneo  $E_c = 31447,16 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente di viscosità  $\Phi(\infty; t_0) = 2,16$

Classe di consistenza S4

Massa volumica caratteristica  $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$

Resistenza di calcolo a compressione  $f_{cd} = 14,11 \text{ N/mm}^2$

Resistenza di calcolo a trazione  $f_{ctd} = 1,19 \text{ N/mm}^2$

Il coefficiente di viscosità a tempo infinito, funzione della classe di servizio, è stato dedotto in maniera semplificata dalla Tab. 11.2.VI del D.M. 17-01-2018 (Atmosfera con umidità relativa di circa il 75%), adottando  $t_0 > 60$  giorni e la dimensione fittizia  $h_0 = 2 \cdot A_c / u$ , con  $A_c$  (area della sezione di calcestruzzo) e  $u$  (perimetro della sezione di calcestruzzo esposto all'area, assunto pari all'interasse delle travi).

Connettori:

Barre ad aderenza migliorata B450C diametro 16 mm;

Modulo di scorrimento iniziale,  $K_u = 8855,3 \text{ N/mm}$

Modulo di scorrimento iniziale,  $K_{ser} = 13283 \text{ N/mm}$

Resistenza caratteristica,  $F_k = 21111,7 \text{ N}$

Resistenza caratteristica di progetto,  $F_{d,l} = k_{mod,l} \cdot F_k / \gamma_M = 8444,7 \text{ N}$

Resistenza caratteristica di progetto,  $F_{d,II} = k_{mod,II} * F_k / \gamma_M = 12667 \text{ N}$

Per le caratteristiche meccaniche dei connettori si è fatto riferimento ai dati tecnici forniti dalle ditte produttrici per i connettori commerciali, mentre per le barre ad aderenza migliorata, i valori sono stati ricavati utilizzando le formule desunte dalle istruzioni CNR-DT 206/2007.

*Capacità portante dei connettori:*

Il valore della capacità portante dei singoli connettori può essere assunto come il minore dei seguenti valori:

$$f_{h,k} * L_w * d = 43378 \text{ N}$$

$$f_{h,k} * L_w * d * ((2 + (4 * M_{y,Rk} / (f_{h,k} * d * L_w^2)))^{0,5} - 1) = 21112 \text{ N}$$

$$2,3 * (M_{y,Rk} * f_{h,k} * d)^{0,5} = 22874 \text{ N}$$

$$F_{v,Rk} = 21112 \text{ N}$$

dove:

$M_{y,Rk}$  è il valore caratteristico del momento di snervamento del connettore che si ricava dalla seguente espressione:

$$M_{y,Rk} = (1,8/d^{0,4}) * f_{u,k} * d^3 / 6 = 218891 \text{ Nmm}$$

$$f_{u,k} = 540 \text{ Mpa}$$

$$d = 16 \text{ mm}$$

dove:

$$f_{hk} = 0,082 * (1 - 0,01 * d) * \varphi_k = 28,2 \text{ N/mm}^2 \text{ è la resistenza a rifollamento del legno}$$

$$d \text{ è il diametro del piolo } d = 16 \text{ mm}$$

$$L_w = 96 \text{ mm è la profondità d'infissione del piolo}$$

*Rigidezza dei connettori:*

Per le unioni legno calcestruzzo e per il tipo di connettore adottato, il modulo di scorrimento istantaneo  $K_{ser}$ , sotto l'azione dei carichi allo stato limite di esercizio, viene ricavato dalla seguente relazione:

$$K_{ser} = 2 * (d/20) * \varphi^{1,5} = 13283 \text{ N/mm}$$

$$d = 16 \text{ mm}$$

mentre il modulo di scorrimento istantaneo  $K_u$  sotto l'azione dei carichi allo stato limite ultimo, è ricavato come:

$$K_u = 2 * K_{ser} / 3 = 8855,3 \text{ N/mm}$$

Per connessioni realizzate con spinotti a gambo cilindrico, la norma CNR-DT206-2007 prescrive:

$$L_w > 6 \cdot d = 96 \text{ mm}$$

$$L_c > 2,5 \cdot d = 40 \text{ mm}$$

Interasse tra i connettori quarti estremi = 100 mm

Interasse tra i connettori quarti centrali = 400 mm

*Caratteristiche geometriche:*

Interasse tra i travetti:  $i = 900 \text{ mm}$

Luce di calcolo:  $L = 4250 \text{ mm}$

Sezione dell'orditura:  $b = 120 \text{ mm}$ ;  $h = 200 \text{ mm}$

Area della sezione del travetto:  $A = 24000 \text{ mm}^2$

Modulo di resistenza dell'orditura:  $W_y = 800000 \text{ mm}^3$ ;  $W_z = 480000 \text{ mm}^3$

Momento d'inerzia dell'orditura principale:  $J_y = 80000000 \text{ mm}^4$ ;  $J_z = 28800000 \text{ mm}^4$

Altezza della soletta in c.a.  $h_c = 50 \text{ mm}$

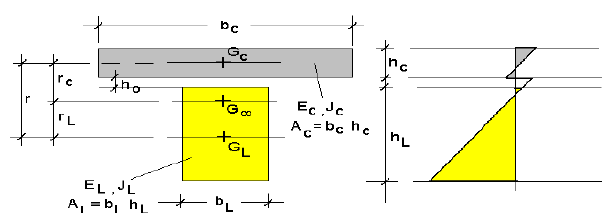
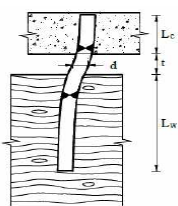
Per determinare la geometria della soletta collaborante, occorre introdurre i seguenti dati:

$$b_L = 120 \text{ mm}$$

$$h_L = 200 \text{ mm}$$

$$h_c = 50 \text{ mm}$$

Altezza dell'assito/tavole:  $h_0 = 30 \text{ mm}$



*Carichi e combinazioni di carico:*

Peso proprio del pacchetto strutturale:  $G_{k,1} = 1,47 \text{ kN/m}^2$

Carichi non strutturali e portati:  $G_{k,2} = 2,80 \text{ kN/m}^2$

Carico variabile:  $Q_k = 4,00 \text{ kN/m}^2$

Le combinazioni di carico da adottarsi in accordo con il punto 2.5.3 del DM 17-01-2018 sono:



1) combinazione di carico per la verifica allo SLU:

$$F_d = (\gamma_{g1} * G_{k1} + \gamma_{g2} * G_{k2} + \gamma_q * (Q_{1k} + \sum(\psi_{0i} * Q_{ik}))) * i$$

2) combinazione di carico caratteristica rara:

Cat. A: Ambienti ad uso residenziale

$$F_d = (G_{k1} + G_{k2} + (Q_{1k} + \sum(\psi_{0i} * Q_{ik}))) * i$$

3) combinazione di carico caratteristica quasi permanente:

$$F_d = (G_{k1} + G_{k2} + (\psi_{21} * Q_{1k} + \sum(\psi_{2i} * Q_{ik}))) * i$$

Combinazione di carico allo SLU:

Si considerano due combinazioni di carico:

1) Combinazione I (solo permanenti):

$$F_{d,I} = (\gamma_{g1} * G_{k1} + \gamma_{g2} * G_{k2}) * i = 5,50 \text{ kN/m}$$

$$F_{d,II} = (\gamma_{g1} * G_{k1} + \gamma_{g2} * G_{k2} + \gamma_q * Q_{1k}) * i = 10,90 \text{ kN/m}$$

$$\gamma_{g1} = 1,3$$

$$\gamma_{g2} = 1,5$$

$$\gamma_q = 1,5$$

Calcolo delle sollecitazioni:

1) Combinazione I (solo permanenti):

$$M_{d,I} = F_{d,I} * L^2/8 = 12,42 \text{ kNm}$$

$$T_{d,I} = F_{d,I} * L/2 = 11,69 \text{ kN}$$

2) Combinazione II (permanententi più accidentali):

$$M_{d,II} = F_{d,II} * L^2/8 = 24,61 \text{ kNm}$$

$$T_{d,II} = F_{d,II} * L/2 = 23,16 \text{ kN}$$

Calcolo parametri geometrici:

Soletta (materiale 1)

$$b_c = 900 \text{ mm}$$

$$h_c = 50 \text{ mm}$$

$$A_c = 45000 \text{ mm}^2$$

$$J_c = 9375000 \text{ mm}^4$$

$$E_c = 31447,16 \text{ N/mm}^2$$

Trave principale in legno (materiale 2)

$$b_L = 120 \text{ mm}$$

$$h_L = 200 \text{ mm}$$

$$A_L = 24000 \text{ mm}^2$$

$$J_L = 80000000 \text{ mm}^4$$

$$E_L = 12600 \text{ N/mm}^2$$

VERIFICHE SLU A TEMPO ZERO (Appendice B dell'EC5)

Rigidezza efficace a flessione

$$\gamma_2 = 1$$

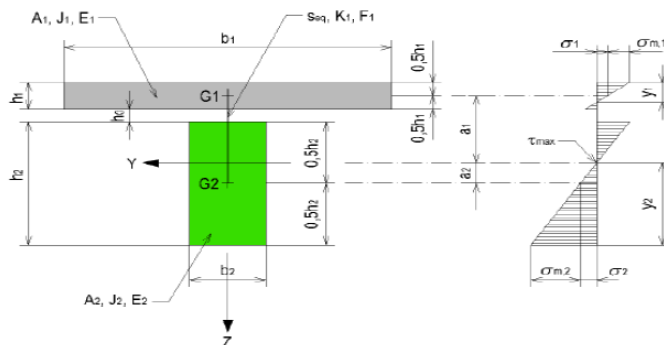
$$\gamma_1 = (1 + \pi^2 * E_c * A_c * s_{eq} / K_{conn,u} * L^2)^{-1} = 0,061$$

$$a_2 = (\gamma_1 * E_c * A_c * (h_c + h_L + 2 * h_0) ) / (2 * \sum \gamma_i * E_i * A_i) = 34,63 \text{ mm}$$

La formula 2f riportata nell'Appendice B dell'Eurocodice 5 non contiene il termine  $2h_0$  in quanto le due sezioni legno/calcestruzzo sono a diretto contatto. Per tener conto dello spessore  $h_0$ , compreso tra l'intradosso della soletta e l'estradosso della trave, occorre modificare il termine  $(h_c+h_L)/2$  in  $a_1+a_2$ .

$$a_1 = (h_c + h_L)/2 + h_0 - r_L = 120,37 \text{ mm}$$

$$EJ_{ef} = \sum (E_i * J_i + E_i * \gamma_i * A_i * a_i^2) = 2,92E+12 \text{ Nmm}^2$$



Verifica della soletta in c.a.

$$\begin{aligned}\sigma_{n,1,I} &= \gamma_1 * E_1 * a_1 * M_{d,I} / E_{I,ef} = & 0,99 & \quad [N/mm^2] \\ \sigma_{n,1,II} &= \gamma_1 * E_1 * a_1 * M_{d,II} / E_{I,ef} = & 1,96 & \quad [N/mm^2] \\ \sigma_{m,1,I} &= 0,5 * E_1 * h_c * M_{d,I} / E_{I,ef} = & 3,34 & \quad [N/mm^2] \\ \sigma_{m,1,II} &= 0,5 * E_1 * h_c * M_{d,II} / E_{I,ef} = & 6,61 & \quad [N/mm^2]\end{aligned}$$

Tensione max compressione estradosso soletta:

$$\begin{aligned}\sigma_{1,max} &= \sigma_{n,1,I} + \sigma_{m,1,I} = \checkmark \quad 4,32 \quad [N/mm^2] \\ \sigma_{1,max} &= \sigma_{n,1,II} + \sigma_{m,1,II} = \checkmark \quad 8,57 \quad [N/mm^2] \\ f_{cd} &= \checkmark \quad 14,11 \quad [N/mm^2]\end{aligned}$$

Tensione di trazione intradosso soletta:

$$\begin{aligned}\sigma_{1,min} &= -\sigma_{n,1,I} + \sigma_{m,1,I} = \checkmark \quad 2,35 \quad [N/mm^2] \\ \sigma_{1,min} &= -\sigma_{n,1,II} + \sigma_{m,1,II} = \checkmark \quad 4,65 \quad [N/mm^2] \\ f_{ctd} &= \checkmark \quad 1,19 \quad [N/mm^2]\end{aligned}$$

Verifica dell'elemento ligneo

$$\begin{aligned}\sigma_{n,2,I} &= \gamma_2 * E_L * a_2 * M_{d,I} / E_{I,ef} = & 1,85 & \quad [N/mm^2] \\ \sigma_{n,2,II} &= \gamma_2 * E_L * a_2 * M_{d,II} / E_{I,ef} = & 3,67 & \quad [N/mm^2] \\ \sigma_{m,2,I} &= 0,5 * E_L * h_L * M_{d,I} / E_{I,ef} = & 5,35 & \quad [N/mm^2] \\ \sigma_{m,2,II} &= 0,5 * E_L * h_L * M_{d,II} / E_{I,ef} = & 10,60 & \quad [N/mm^2]\end{aligned}$$

Verifica a tensoflessione del legno:

$$\begin{aligned}\sigma_{n,3,I} / f_{t,0,d} + \sigma_{m,3,I} / f_{m,d} &= \checkmark \quad 0,691 < 1 \\ \sigma_{n,3,II} / f_{t,0,d} + \sigma_{m,3,II} / f_{m,d} &= \checkmark \quad 0,913 < 1\end{aligned}$$

Verifica a taglio del legno:

Il taglio massimo nel legno vale:

$$\begin{aligned}\tau_{2,max,I} &= E_L * \gamma_2^2 * T_{d,I} / (2 * E_{I,ef}) = \checkmark \quad 0,46 \quad [N/mm^2] \\ \tau_{2,max,II} &= E_L * \gamma_2^2 * T_{d,II} / (2 * E_{I,ef}) = \checkmark \quad 0,90 \quad [N/mm^2] \\ y_2 &= (h_L + h_c + h_o) - (a_1 + 0,5 * h_c) = & 134,63 & \quad mm \\ f_{v,d,I} &= & 1,32 & \quad [N/mm^2] \\ f_{v,d,II} &= & 1,99 & \quad [N/mm^2]\end{aligned}$$

Verifica dei connettori

$$\begin{aligned}F_{1,max,I} &= \gamma_1 * E_c * A_c * a_1 * s_{min} * T_{d,I} / (E_{I,ef}) = \checkmark \quad 4182,9 \quad N \\ F_{1,max,II} &= \gamma_1 * E_c * A_c * a_1 * s_{min} * T_{d,II} / (E_{I,ef}) = \checkmark \quad 8289,8 \quad N \\ \text{Resistenza caratteristica di progetto, } F_{d,I} &= k_{mod,I} * F_k / \gamma_{M1} = & 8444,7 & \quad N \\ \text{Resistenza caratteristica di progetto, } F_{d,II} &= k_{mod,II} * F_k / \gamma_{M1} = & 12667,0 & \quad N\end{aligned}$$

VERIFICHE SLU A TEMPO INFINITO (Appendice B dell'EC5)

Con il tempo, a causa delle maggiori deformazioni lente del calcestruzzo rispetto al legno, le forze agenti tendono a migrare dal calcestruzzo al legno. Le sollecitazioni diminuiscono nel calcestruzzo e aumentano nel legno.

Per il calcolo si utilizzano le caratteristiche elastiche ridotte per considerare la viscosità (del calcestruzzo, del legno e della connessione).

Il DM 2018 consiglia di calcolare la deformazione a lungo termine utilizzando i valori medi dei moduli elastici ridotti opportunamente mediante il fattore  $1/(1+k_{def})$  per le membrature ed utilizzando un valore ridotto nello stesso modo del modulo di scorrimento dei collegamenti.

$$k_{def} = 0,6$$

$$E_{l,fin} = E_l / (1+k_{def}) = 7875 \text{ N/mm}^2$$

$$K_{u,fin} = K_u / (1+k_{def}) = 5534 \text{ N/mm}$$

$$E_{c,fin} = E_c / (1+\phi) = 9951,63 \text{ N/mm}^2$$

Rigidezza efficace a flessione

$$\gamma_2 = 1$$

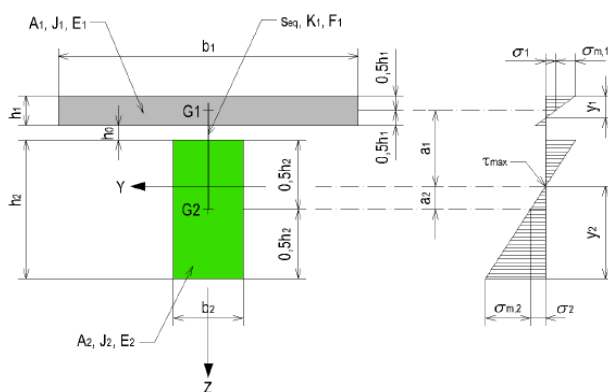
$$\gamma_1 = (1 + \pi^2 * E_c * A_c * s_{eq} / K_{conn,u} * L^2)^{-1} = 0,115$$

$$a_2 = (\gamma_1 * E_c * A_c * (h_c + h_L + 2 * h_0)) / (2 * \sum \gamma_i * E_i * A_i) = 33,09 \text{ mm}$$

La formula 2f riportata nell'Appendice B dell'Eurocodice 5 non contiene il termine  $2h_0$  in quanto le due sezioni legno/calcestruzzo sono a diretto contatto. Per tener conto dello spessore  $h_0$ , compreso tra l'intradosso della soletta e l'estradosso della trave, occorre modificare il termine  $(h_c+h_L)/2$  in  $a_1+a_2$ .

$$a_1 = (h_c + h_L)/2 + h_0 - a_2 = 121,9 \text{ mm}$$

$$EJ_{ef} = \sum (E_i * J_i + E_i * \gamma_i * A_i * a_i^2) = 1,69E+12 \text{ Nmm}^2$$



Verifica della soletta in c.a.

$$\begin{aligned}\sigma_{n,1,I} &= \gamma_1 * E_1 * a_1 * M_{d,I} / EJ_{ef} = 1,02 \quad [N/mm^2] \\ \sigma_{n,1,II} &= \gamma_1 * E_1 * a_1 * M_{d,II} / EJ_{ef} = 2,02 \quad [N/mm^2] \\ \sigma_{m,1,I} &= 0,5 * E_1 * h_c * M_{d,I} / EJ_{ef} = 1,83 \quad [N/mm^2] \\ \sigma_{m,1,II} &= 0,5 * E_1 * h_c * M_{d,II} / EJ_{ef} = 3,62 \quad [N/mm^2]\end{aligned}$$

Tensione max compressione estradosso soletta:

$$\begin{aligned}\sigma_{1,max} &= \sigma_{n,1,I} + \sigma_{m,1,I} = \checkmark 2,84 \quad [N/mm^2] \\ \sigma_{1,max} &= \sigma_{n,1,II} + \sigma_{m,1,II} = \checkmark 5,64 \quad [N/mm^2] \\ f_{cd} &= \checkmark 14,11 \quad [N/mm^2]\end{aligned}$$

Tensione di trazione intradosso soletta:

$$\begin{aligned}\sigma_{1,min} &= -\sigma_{n,1,I} + \sigma_{m,1,I} = \checkmark 0,81 \quad [N/mm^2] \\ \sigma_{1,min} &= -\sigma_{n,1,II} + \sigma_{m,1,II} = \checkmark 1,60 \quad [N/mm^2] \\ f_{ctd} &= \checkmark 1,19 \quad [N/mm^2]\end{aligned}$$

### Verifica dell'elemento ligneo

$$\begin{aligned}\sigma_{n,2,I} &= \gamma_2 * E_L * a_2 * M_{d,I} / EJ_{ef} = 1,91 \quad [N/mm^2] \\ \sigma_{n,2,II} &= \gamma_2 * E_L * a_2 * M_{d,II} / EJ_{ef} = 3,79 \quad [N/mm^2] \\ \sigma_{m,2,I} &= 0,5 * E_L * h_L * M_{d,I} / EJ_{ef} = 5,78 \quad [N/mm^2] \\ \sigma_{m,2,II} &= 0,5 * E_L * h_L * M_{d,II} / EJ_{ef} = 11,45 \quad [N/mm^2]\end{aligned}$$

Verifica a tensoflessione del legno:

$$\begin{aligned}\sigma_{n,3,I} / f_{t,0,d} + \sigma_{m,3,I} / f_{m,d} &= \checkmark 0,736 < 1 \\ \sigma_{n,3,II} / f_{t,0,d} + \sigma_{m,3,II} / f_{m,d} &= \checkmark 0,972 < 1\end{aligned}$$

Verifica a taglio del legno:

Il taglio massimo nel legno vale:

$$\begin{aligned}\tau_{2,max,II} &= E_L * \gamma_2^2 * T_{d,II} / (2 * EJ_{ef}) = \checkmark 0,48 \quad [N/mm^2] \\ \tau_{2,max,I} &= E_L * \gamma_2^2 * T_{d,I} / (2 * EJ_{ef}) = \checkmark 0,95 \quad [N/mm^2] \\ y_2 &= (h_L + h_c + h_0) - (a_1 + 0,5 * h_c) = 133,09 \quad mm \\ f_{v,d,I} &= 1,32 \quad [N/mm^2] \\ f_{v,d,II} &= 1,99 \quad [N/mm^2]\end{aligned}$$

### Verifica dei connettori

$$\begin{aligned}F_{1,max,I} &= \gamma_1 * E_c * A_c * a_1 * s_{min} * T_{d,I} / (EJ_{ef}) = \checkmark 4318,2 \quad N \\ F_{1,max,II} &= \gamma_1 * E_c * A_c * a_1 * s_{min} * T_{d,II} / (EJ_{ef}) = \checkmark 8558,0 \quad N \\ \text{Resistenza caratteristica di progetto, } F_{d,I} &= k_{mod,I} * F_k / \gamma_M = 8444,7 \quad N \\ \text{Resistenza caratteristica di progetto, } F_{d,II} &= k_{mod,II} * F_k / \gamma_M = 12667,0 \quad N\end{aligned}$$

### VERIFICHE SLE A TEMPO INIZIALE (Appendice B dell'EC5)

La verifica della freccia istantanea è condotta con la combinazione di carico rara.

$$\gamma_2 = 1$$

$$\gamma_1 = (1 + \pi^2 * E_c * A_c * s_{eq} / K_{conn,s} * L^2)^{-1} = 0,089$$

$$a_2 = (\gamma_1 * E_c * A_c * (h_c + h_L + 2 * h_0)) / (2 * \sum \gamma_i * E_i * A_i) = 45,74 \quad mm$$

La formula 2f riportata nell'Appendice B dell'Eurocodice 5 non contiene il termine  $2h_0$  in quanto le due sezioni legno / calcestruzzo sono a diretto contatto. Per tener conto dello spessore  $h_0$ , compreso tra l'intradosso della soletta e l'estradosso della trave, occorre modificare il termine  $(h_c + h_L)/2$  in  $a_1 + a_2$ .

$$a_1 = (h_c + h_L)/2 + h_0 - a_2 = 109,26 \text{ mm}$$

$$EJ_{ef} = \sum (E_i \cdot J_i + E_i \cdot y_i \cdot A_i \cdot a_i^2) = 3,44E+12 \text{ Nmm}^2$$

$$A_c = 45000 \text{ mm}^2$$

$$J_c = 9375000 \text{ mm}^4$$

$$E_c = 31447,16 \text{ N/mm}^2$$

$$A_L = 24000 \text{ mm}^2$$

$$J_L = 80000000 \text{ mm}^4$$

$$E_L = 12600 \text{ N/mm}^2$$

Per la verifica delle frecce, il contributo della deformabilità a taglio del sistema trave - soletta è convenzionalmente riferito al solo legno ed è pari a:

$$\alpha = 0,96 \cdot (h_L / L)^2 \cdot (E_{0,m} / G_m) = 0,034$$

Verifica freccia

$$f_d = (1 + \alpha) \cdot 5 \cdot F_{d,r/2} \cdot L^4 / (384 \cdot (EJ)_{ef}) = \checkmark 9,49 \text{ mm}$$

Freccia 1/300  mm

$F_{d,r/2} = 7,443 \text{ kN/ml}$

Verifica delle tensioni di compressione del calcestruzzo

Adottando i parametri ricavati per la verifica a deformabilità del solaio e procedendo come per le verifiche allo SLU, la massima tensione di compressione in esercizio nelle combinazione rara e quasi permanente sono:

$$\sigma_c < 0,60 * f_{ck} \text{ (combinazione di carico rara)}$$

$$F_{d,rara} = 7,443 \text{ kN/ml}$$

$$\sigma_c < 0,45 * f_{ck} \text{ (combinazione quasi permanente)}$$

$$F_{d,quasi,perm} = 4,923 \text{ kN/ml}$$

$$\psi_{2,i} = 0,3$$

$$M_{d,rara} = F_{d,rara} * L^2 / 8 = 16,80489844 \text{ kNm}$$

$$M_{d,quasi,perm} = F_{d,quasi,perm} * L^2 / 8 = 11,11521094 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{n,1,rara} = \gamma_1 * E_1 * a_1 * M_{d,rara} / E J_{ef} = 1,50 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

$$\sigma_{n,1,quasi,perm} = \gamma_1 * E_1 * a_1 * M_{d,quasi,perm} / E J_{ef} = 0,99 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

$$\sigma_{m,1,rara} = 0,5 * E_1 * h_c * M_{d,rara} / E J_{ef} = 3,83 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

$$\sigma_{m,1,quasi,perm} = 0,5 * E_1 * h_c * M_{d,quasi,perm} / E J_{ef} = 2,54 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

Tensione max compressione estradosso soletta:

$$\sigma_{c,rara} = 5,33 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

$$\sigma_{c,quasi,perm} = 3,53 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

$$\sigma_c < 0,60 * f_{ck} = 14,94 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

$$\sigma_c < 0,45 * f_{ck} = 11,21 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

#### VERIFICHE SLE A TEMPO INFINITO (Appendice B dell'EC5)

Si utilizzano le caratteristiche elastiche ridotte per considerare la viscosità del calcestruzzo, della connessione, del legno.

$$E_{l,fin} = E_l / (1 + k_{def}) = 7875 \text{ N/mm}^2$$

$$K_{ser,fin} = K_{ser} / (1 + k_{def}) = 8301 \text{ N/mm}$$

$$E_{c,fin} = E_c / (1 + \phi) = 9951,63 \text{ N/mm}^2$$

La verifica della freccia istantanea è condotta con la combinazione di carico rara.

$$\gamma_2 = 1$$

$$\gamma_1 = (1 + \pi^2 * E_c * A_c * s_{eq} / K_{conn,s} * L^2)^{-1} = 0,163$$

$$a_2 = (\gamma_1 * E_c * A_c * (h_c + h_L + 2 * h_0)) / (2 * \sum \gamma_i * E_i * A_i) = 43,09 \text{ mm}$$

La formula 2f riportata nell'Appendice B dell'Eurocodice 5 non contiene il termine  $2h_0$  in quanto le due sezioni legno / calcestruzzo sono a diretto contatto. Per tener conto dello spessore  $h_0$ , compreso tra l'intradosso della soletta e l'estradosso della trave, occorre modificare il termine  $(h_c + h_L)/2$  in  $a_1 + a_2$ .

$$a_1 = (h_c + h_L)/2 + h_0 - a_2 = 111,91 \text{ mm}$$

$$E J_{ef} = \sum (E_i * J_i + E_i * \gamma_i * A_i * a_i^2) = 1,98E+12 \text{ Nmm}^2$$

$$A_c = 45000 \text{ mm}^2$$

$$J_c = 9375000 \text{ mm}^4$$

$$E_c = 9951,63 \text{ N/mm}^2$$

$$A_L = 24000 \text{ mm}^2$$

$$J_L = 800000000 \text{ mm}^4$$

$$E_L = 7875 \text{ N/mm}^2$$

Per la verifica delle frecce, il contributo della deformabilità a taglio del sistema trave - soletta è convenzionalmente riferito al solo legno ed è pari a:

$$\alpha = 0,96 * (h_L / L)^2 * (E_{0,m} / G_m) = 0,034$$

Verifica freccia

$$u_{fin} = (1+\alpha) * 5 * F_{q,perm} * L^4 / (384 * (EJ)_{ef}) = \checkmark 10,89 \text{ mm}$$

Freccia 1/300  mm

$F_{q,perm} = 4,923 \text{ kN/ml}$

Verifica delle tensioni di compressione del calcestruzzo

Adottando i parametri ricavati per la verifica a deformabilità del solaio e procedendo come per le verifiche allo SLU, la massima tensione di compressione in esercizio nelle combinazione rara e quasi permanente sono:

$$\sigma_c < 0,60 * f_{ck} \text{ (combinazione di carico rara)} \quad F_{d,rara} = 7,443 \text{ kN/ml}$$

$$\sigma_c < 0,45 * f_{ck} \text{ (combinazione quasi permanente)} \quad F_{quasi,perm} = 4,923 \text{ kN/ml}$$

$$\psi_{2,i} = 0,3$$

$$M_{d,rara} = F_{d,rara} * L^2 / 8 = 16,8 \text{ kNm}$$

$$M_{d,quasi,perm} = F_{d,quasi,perm} * L^2 / 8 = 11,1 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{n,1,rara} = \gamma_1 * E_1 * a_1 * M_{d,rara} / EJ_{ef} = 1,53 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

$$\sigma_{n,1,quasi,perm} = \gamma_1 * E_1 * a_1 * M_{d,quasi,perm} / EJ_{ef} = 1,01 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

$$\sigma_{m,1,rara} = 0,5 * E_1 * h_c * M_{d,rara} / EJ_{ef} = 2,11 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

$$\sigma_{m,1,quasi,perm} = 0,5 * E_1 * h_c * M_{d,quasi,perm} / EJ_{ef} = 1,39 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

Tensione max compressione estradosso soletta:

$$\sigma_{c,rara} = 3,64 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

$$\sigma_{c,quasi,perm} = 2,41 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

$$\sigma_c < 0,60 * f_{ck} = 14,94 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

$$\sigma_c < 0,45 * f_{ck} = 11,21 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

Come si può notare i connettori sono ampiamente verificati.



### 2.4.3 Verifica trave in legno 24x92 cm

Legno GL28h:

Flessione  $f_{m,k} = 28 \text{ N/mm}^2$

Trazione parallela alle fibre  $f_{t,0,k} = 19,5 \text{ N/mm}^2$

Trazione ortogonale alle fibre  $f_{t,90,k} = 0,45 \text{ N/mm}^2$

Compressione parallela alle fibre  $f_{c,0,k} = 26,5 \text{ N/mm}^2$

Compressione ortogonale alle fibre  $f_{c,90,k} = 3 \text{ N/mm}^2$

Taglio  $f_{v,k} = 3,2 \text{ N/mm}^2$

Modulo elastico parallelo medio  $E_{0, \text{mean}} = 12600 \text{ N/mm}^2$ ;

Modulo elastico ortogonale medio  $E_{90, \text{mean}} = 420 \text{ N/mm}^2$ ;

Modulo elastico parallelo caratteristico  $E_{0,05} = 10200 \text{ N/mm}^2$ ;

Modulo elastico tangenziale medio  $G=780 \text{ N/mm}^2$ ;

I valori della resistenza di calcolo si ottengono mediante la relazione seguente:

$$X_d = k_{\text{mod}} * X_k / \gamma_m$$

dove:

$k_{\text{mod}}$  è il coefficiente di correzione che tiene conto degli effetti della durata del carico e dell'umidità;

$\gamma_m = 1,45$  è il coefficiente di sicurezza per il legno lamellare.

*Combinazione I*

Classe di servizio: 2;  $k_{\text{mod};i} = 0,6$

Classe di durata del carico: permanente (più di 10 anni), peso proprio

*Combinazione II*

Classe di servizio: 2;  $k_{\text{mod};i} = 0,9$

Classe di durata del carico: breve durata (meno di 1 settimana) – Neve

*Resistenza di calcolo (Combinazione I)*

Flessione  $f_{m,d} = 11,59 \text{ N/mm}^2$

Trazione parallela alle fibre  $f_{t,0,d} = 8,07 \text{ N/mm}^2$

Trazione ortogonale alle fibre  $f_{t,90,d} = 0,19 \text{ N/mm}^2$

Compressione parallela alle fibre  $f_{c,0,d} = 10,97 \text{ N/mm}^2$

Compressione ortogonale alle fibre  $f_{c,90,d} = 1,24 \text{ N/mm}^2$

Taglio  $f_{v,d} = 1,32 \text{ N/mm}^2$

*Resistenza di calcolo (Combinazione II)*

Flessione  $f_{m,d} = 17,38 \text{ N/mm}^2$

Trazione parallela alle fibre  $f_{t,0,d} = 12,10 \text{ N/mm}^2$

Trazione ortogonale alle fibre  $f_{t,90,d} = 0,28 \text{ N/mm}^2$

Compressione parallela alle fibre  $f_{c,0,d} = 16,45 \text{ N/mm}^2$

Compressione ortogonale alle fibre  $f_{c,90,d} = 1,86 \text{ N/mm}^2$

Taglio  $f_{v,d} = 1,99 \text{ N/mm}^2$

*Calcestruzzo:*

Classe di resistenza: C25/30;

Resistenza cubica a compressione  $R_{c,k} = 30 \text{ N/mm}^2$

Resistenza cilindrica a compressione  $f_{c,k} = 24,90 \text{ N/mm}^2$

Resistenza media cilindrica a compressione  $f_{cm} = 32,90 \text{ N/mm}^2$

Resistenza media a trazione semplice  $f_{ctm} = 2,56 \text{ N/mm}^2$

Valore caratteristico della resistenza a trazione  $f_{ctm,0.05} = 1,79 \text{ N/mm}^2$

Modulo elastico istantaneo  $E_c = 31447,16 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente di viscosità  $\Phi(\infty; t_0) = 2,16$

Classe di consistenza S4

Massa volumica caratteristica  $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$

Resistenza di calcolo a compressione  $f_{cd} = 14,11 \text{ N/mm}^2$

Resistenza di calcolo a trazione  $f_{ctd} = 1,19 \text{ N/mm}^2$

Il coefficiente di viscosità a tempo infinito, funzione della classe di servizio, è stato dedotto in maniera semplificata dalla Tab. 11.2.VI del D.M. 17-01-2018 (Atmosfera con umidità relativa di circa il 75%), adottando  $t_0 > 60$  giorni e la dimensione fittizia  $h_0 = 2 \cdot A_c / u$ , con  $A_c$  (area della sezione di calcestruzzo) e  $u$  (perimetro della sezione di calcestruzzo esposto all'area, assunto pari all'interasse delle travi).

*Connettori:*

Barre ad aderenza migliorata B450C diametro 16 mm;

Modulo di scorrimento iniziale,  $K_u = 8855 \text{ N/mm}$

Modulo di scorrimento iniziale,  $K_{ser} = 13283 \text{ N/mm}$

Resistenza caratteristica,  $F_k = 21200 \text{ N}$

Resistenza caratteristica di progetto,  $F_{d,l} = k_{mod,l} \cdot F_k / \gamma_M = 8480 \text{ N}$

Resistenza caratteristica di progetto,  $F_{d,II} = k_{mod,II} * F_k / \gamma_M = 12720 \text{ N}$

Per le caratteristiche meccaniche dei connettori si è fatto riferimento ai dati tecnici forniti dalle ditte produttrici per i connettori commerciali, mentre per le barre ad aderenza migliorata, i valori sono stati ricavati utilizzando le formule desunte dalle istruzioni CNR-DT 206/2007.

*Capacità portante dei connettori:*

Il valore della capacità portante dei singoli connettori può essere calcolato come segue:

$$V_u = f_{hk} * d^2 * \chi_w = 21200 \text{ N}$$

dove:

$f_{hk}$  è la resistenza a rifollamento del legno;  $f_{hk} = 0,082 * (1 - 0,01 * d) * \phi_k = 28,2 \text{ N/mm}^2$

$d$  è il diametro del piolo;  $d = 16 \text{ mm}$

$\chi_w$  è dato dalla seguente espressione:

$$\chi_w = (1 / (1 + f_{hw}/f_{hc})) * (2/3 * f_y/f_{hw} * (1 + f_{hw}/f_{hc})^{0,5}) = 2,9$$

$$f_{hc} = 120 \text{ N/mm}^2$$

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

*Rigidezza dei connettori:*

Per le unioni legno calcestruzzo e per il tipo di connettore adottato, il modulo di scorrimento istantaneo  $K_{ser}$ , sotto l'azione dei carichi allo stato limite di esercizio, viene ricavato dalla seguente relazione:

$$K_{ser} = 2 * (d/20) * \phi^{1,5} = 13283 \text{ N/mm}$$

$$d = 16 \text{ mm}$$

mentre il modulo di scorrimento istantaneo  $K_u$  sotto l'azione dei carichi allo stato limite ultimo, è ricavato come:

$$K_u = 2 * K_{ser} / 3 = 8855 \text{ N/mm}$$

Per connessioni realizzate con spinotti a gambo cilindrico, la norma CNR-DT206-2007 prescrive:

$$L_w > 6 * d = 96 \text{ mm}$$

$$L_c > 2,5 * d = 40 \text{ mm}$$

Interasse tra i connettori quarti estremi = 80 mm

Interasse tra i connettori quarti centrali = 250 mm

*Caratteristiche geometriche:*

Interasse tra le travi principali = 4460 mm

Interasse travetti = 900 mm

Luce di calcolo = 11310 mm

Sezione dell'orditura principale = B=240, H=920 mm

Sezione dell'orditura secondaria = b=120 mm, h=200 mm

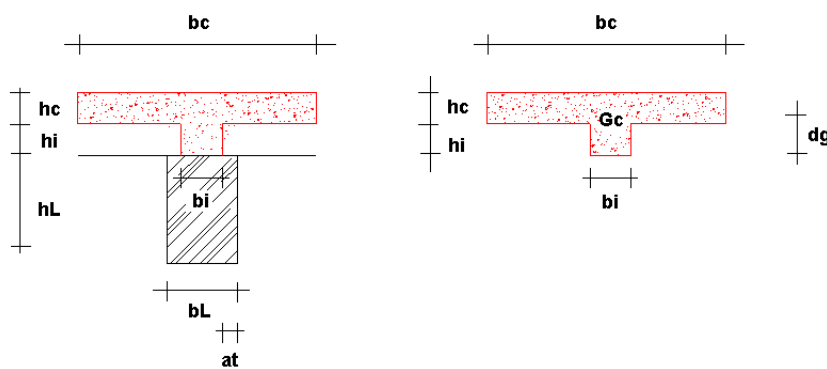
Area della sezione della trave principale = 220800 mm<sup>2</sup>

Modulo di resistenza  $W_y = 33856000 \text{ mm}^3$   $W_z = 8832000 \text{ mm}^3$

Momento d'inerzia  $J_y = 15573760000 \text{ mm}^4$   $J_z = 1059840000 \text{ mm}^4$

Altezza della soletta in c.a. = 50 mm

Per determinare la geometria della soletta collaborante, occorre introdurre i seguenti dati:



Altezza dell'orditura secondaria più eventuale spessore assito, pianelle = 20 mm

Larghezza di appoggio del travetto secondario = 35 mm

$b_i = 230 \text{ mm}$

*Carichi e combinazioni di carico:*

Peso proprio del pacchetto strutturale:  $G_{k,1} = 1,79 \text{ kN/m}^2$

Carichi non strutturali e portati:  $G_{k,2} = 1,40 \text{ kN/m}^2$

Carico variabile:  $Q_k = 1,50 \text{ kN/m}^2$

Le combinazioni di carico da adottarsi in accordo con il punto 2.5.3 del DM 17-01-2018 sono:

1) combinazione di carico per la verifica allo SLU:

$$F_d = (\gamma_{g1} * G_{k1} + \gamma_{g2} * G_{k2} + \gamma_q * (Q_{1k} + \sum(\psi_{0i} * Q_{ik}))) * i$$

2) combinazione di carico caratteristica rara:

Cat. A: Ambienti ad uso residenziale

$$F_d = (G_{k1} + G_{k2} + (Q_{1k} + \sum(\psi_{0i} * Q_{ik}))) * i$$

3) combinazione di carico caratteristica quasi permanente:

$$F_d = (G_{k1} + G_{k2} + (\psi_{21} * Q_{1k} + \sum(\psi_{2i} * Q_{ik}))) * i$$

Combinazione di carico allo SLU:

Si considerano due combinazioni di carico:

1) Combinazione I (solo permanenti):

$$F_{d,I} = (\gamma_{g1} * G_{k1} + \gamma_{g2} * G_{k2}) * i = 18,51 \text{ kN/m}$$

$$F_{d,II} = (\gamma_{g1} * G_{k1} + \gamma_{g2} * G_{k2} + \gamma_q * Q_{1k}) * i = 28,55 \text{ kN/m}$$

$$\gamma_{g1} = 1,3$$

$$\gamma_{g2} = 1,3$$

$$\gamma_q = 1,5$$

Calcolo delle sollecitazioni:

1) Combinazione I (solo permanenti):

$$M_{d,I} = F_{d,I} * L^2/8 = 296 \text{ kNm}$$

$$T_{d,I} = F_{d,I} * L/2 = 104,69 \text{ kN}$$

2) Combinazione II (permanenti più accidentali):

$$M_{d,II} = F_{d,II} * L^2/8 = 456,45 \text{ kNm}$$

$$T_{d,II} = F_{d,II} * L/2 = 161,43 \text{ kN}$$

*Calcolo parametri geometrici:*

Soletta

Larghezza soletta collaborante:  $L_c = 2492 \text{ mm}$

$$A_1 = 124600 \text{ mm}^2$$

$$J_1 = 25958333 \text{ mm}^4$$

$$h_c = 50 \text{ mm}$$

$$E_c = 31447,16 \text{ N/mm}^2$$

Cordolo sopra trave

$$b_i = 230 \text{ mm}$$

$$h_i = 20 \text{ mm}$$

$$A_2 = 4600 \text{ mm}^2$$

$$J_2 = 153333 \text{ mm}^4$$

$$E_c = 31447,16 \text{ N/mm}^2$$

Trave principale

$$A_3 = 220800 \text{ mm}^2$$

$$J_3 = 15573760000 \text{ mm}^4$$

$$h_f = 920 \text{ mm}$$

$$b_f = 240 \text{ mm}$$

$$E_L = 12600 \text{ N/mm}^2$$

VERIFICHE SLU A TEMPO ZERO (Appendice B dell'EC5)

Rigidezza efficace a flessione

$$\begin{aligned} \gamma_1 &= \gamma_2 = 1 \\ \gamma_3 &= (1 + \pi^2 * E * A_3 * s_{eq} / K_{conn,u} * L^2)^{-1} = 0,252 \\ a_2 &= (\gamma_1 * E_c * A_1 * (h_c + h_i) - \gamma_3 * E_i * A_3 * (h_i + h)) / (2 * \sum \gamma_i * E_i * A_i) = -40,408 \text{ mm} \\ a_1 &= (h_c + h_i) / 2 - a_2 = 75,408 \text{ mm} \\ a_3 &= (h_i + h_t) / 2 + a_2 = 429,592 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$EJ_{ef} = \sum (E_i * J_i + E_i * \gamma_i * A_i * a_i^2) = 3,49012E+14 \text{ [Nmm}^2\text{]}$$

Verifica della soletta in c.a.

$$\begin{aligned} \sigma_{n,1,I} &= \gamma_1 * E_1 * a_1 * M_{d,1} / EJ_{ef} = 2,01 \text{ [N/mm}^2\text{]} \\ \sigma_{n,1,II} &= \gamma_1 * E_1 * a_1 * M_{d,II} / EJ_{ef} = 3,10 \text{ [N/mm}^2\text{]} \\ \sigma_{m,1,I} &= 0,5 * E_1 * h_c * M_{d,1} / EJ_{ef} = 0,67 \text{ [N/mm}^2\text{]} \\ \sigma_{m,1,II} &= 0,5 * E_1 * h_c * M_{d,II} / EJ_{ef} = 1,03 \text{ [N/mm}^2\text{]} \end{aligned}$$

Tensione max compressione estradosso soletta:

$$\begin{aligned} \sigma_{1,max} &= \sigma_{n,1,I} + \sigma_{m,1,I} = \checkmark 2,68 \text{ [N/mm}^2\text{]} \\ \sigma_{1,max} &= \sigma_{n,1,II} + \sigma_{m,1,II} = \checkmark 4,13 \text{ [N/mm}^2\text{]} \\ f_{cd} &= \checkmark 14,11 \text{ [N/mm}^2\text{]} \end{aligned}$$

Verifica del cordolo

$$\begin{aligned} \sigma_{n,2,I} &= \gamma_2 * E_2 * a_2 * M_{d,1} / EJ_{ef} = -1,08 \text{ [N/mm}^2\text{]} \\ \sigma_{n,2,II} &= \gamma_2 * E_2 * a_2 * M_{d,II} / EJ_{ef} = -1,66 \text{ [N/mm}^2\text{]} \\ \sigma_{m,2,I} &= 0,5 * E_2 * h_i * M_{d,1} / EJ_{ef} = 0,27 \text{ [N/mm}^2\text{]} \\ \sigma_{m,2,II} &= 0,5 * E_2 * h_i * M_{d,II} / EJ_{ef} = 0,41 \text{ [N/mm}^2\text{]} \end{aligned}$$

Tensione max trazione intradosso cordolo:

$$\begin{aligned} \sigma_{2,min} &= \sigma_{n,2,I} + \sigma_{m,2,I} = -0,81 \text{ [N/mm}^2\text{]} \\ \sigma_{2,min} &= \sigma_{n,2,II} + \sigma_{m,2,II} = -1,25 \text{ [N/mm}^2\text{]} \end{aligned}$$

Controllo:

$$\begin{aligned} \sigma_{1,min} &= \sigma_{n,1,I} - \sigma_{m,1,I} = \sigma_{2,max} = -\sigma_{n,2,I} + \sigma_{m,2,I} = 1,34 = 1,34 \\ \sigma_{1,min} &= \sigma_{n,1,II} - \sigma_{m,1,II} = \sigma_{2,max} = -\sigma_{n,2,II} + \sigma_{m,2,II} = 2,07 = 2,07 \end{aligned}$$

Calcolo dell'armatura del cordolo:

$$\begin{aligned} A_f &= b_i * (a_2 + h_i / 2) * \sigma_{2,min} / (2 * f_{s,d}) = 7,25 \text{ mm}^2 \\ \text{tensione di progetto dell'armatura del cordolo, } f_{s,d} &= 391,00 \text{ [N/mm}^2\text{]} \end{aligned}$$

## Verifica dell'elemento ligneo

$$\sigma_{n,3,I} = \gamma_3 * E_3 * a_3 * M_{d,I} / EJ_{ef} = 0,08 \quad [N/mm^2]$$

$$\sigma_{n,3,II} = \gamma_3 * E_3 * a_3 * M_{d,II} / EJ_{ef} = 1,78 \quad [N/mm^2]$$

$$\sigma_{m,3,I} = 0,5 * E_3 * h * M_{d,I} / EJ_{ef} = 4,92 \quad [N/mm^2]$$

$$\sigma_{m,3,II} = 0,5 * E_3 * h * M_{d,II} / EJ_{ef} = 7,58 \quad [N/mm^2]$$

Verifica a tensoflessione del legno:

$$\sigma_{n,3,I} / f_{t,0,d} + \sigma_{m,3,I} / f_{m,d} = \checkmark \quad 0,435 < 1$$

$$\sigma_{n,3,II} / f_{t,0,d} + \sigma_{m,3,II} / f_{m,d} = \checkmark \quad 0,584 < 1$$

Verifica a taglio del legno:

Il taglio massimo nel legno vale:

$$\tau_{3,max,I} = EI * (ht/2 + \gamma_3 * a_3)^2 * T_{d,I} / (2 * EJ_{ef}) = \checkmark \quad 0,61 \quad [N/mm^2]$$

$$\tau_{3,max,II} = EI * (ht/2 + \gamma_3 * a_3)^2 * T_{d,II} / (2 * EJ_{ef}) = \checkmark \quad 0,94 \quad [N/mm^2]$$

$$f_{v,d,I} = 1,32 \quad [N/mm^2]$$

$$f_{v,d,II} = 1,99 \quad [N/mm^2]$$

## Verifica dei connettori

$$F_{3,max,I} = \gamma_3 * EI * A_3 * a_3 * s_{min} * T_{d,I} / (EJ_{ef}) = \checkmark \quad 7230,4 \quad N$$

$$F_{3,max,II} = \gamma_3 * EI * A_3 * a_3 * s_{min} * T_{d,II} / (EJ_{ef}) = \checkmark \quad 11149,8 \quad N$$

$$\text{Resistenza caratteristica di progetto, } F_{d,I} = k_{mod,I} * F_k / \gamma_M = 8480,2 \quad N$$

$$\text{Resistenza caratteristica di progetto, } F_{d,II} = k_{mod,II} * F_k / \gamma_M = 12720,3 \quad N$$

## VERIFICHE SLU A TEMPO INFINITO (Appendice B dell'EC5)

Con il tempo, a causa delle maggiori deformazioni lente del calcestruzzo rispetto al legno, le forze agenti tendono a migrare dal calcestruzzo al legno. Le sollecitazioni diminuiscono nel calcestruzzo e aumentano nel legno.

Per il calcolo si utilizzano le caratteristiche elastiche ridotte per considerare la viscosità (del calcestruzzo, del legno e della connessione).

Il DM 2018 consiglia di calcolare la deformazione a lungo termine utilizzando i valori medi dei moduli elastici ridotti opportunamente mediante il fattore  $1/(1+k_{def})$  per le membrature ed utilizzando un valore ridotto nello stesso modo del modulo di scorrimento dei collegamenti.

$$k_{def} = 0,6$$

$$E_{l,fin} = E_l / (1+k_{def}) = 7875 \text{ N/mm}^2$$

$$K_{u,fin} = K_u / (1+k_{def}) = 5534 \text{ N/mm}$$

$$E_{c,fin} = E_c / (1+\phi) = 9951,63 \text{ N/mm}^2$$

Rigidità efficace a flessione

$$\gamma_1 = \gamma_2 = 1$$

$$\gamma_3 = (1 + \pi^2 * E * A_3 * seq / K_{conn,u} * L^2)^{-1} = 0,252$$

$$\alpha_2 = (\gamma_1 * E_c * A_1 * (h_c + h_i) - \gamma_3 * E_i * A_3 * (h_i + h)) / (2 * \Sigma \gamma_i * E_i * A_i) = 94,33 \text{ mm}$$

$$\alpha_1 = (h_c + h_i) / 2 - \alpha_2 = 129,33 \text{ mm}$$

$$\alpha_3 = (h_t + h_i) / 2 + \alpha_2 = 375,67 \text{ mm}$$

$$EJ_{ef} = \Sigma(E_i * J_i + E_i * \gamma_i * A_i * \alpha_i^2) = 2E+14 \text{ Nmm}^2$$

Verifica della soletta in c.a.

$$\sigma_{n,1,I} = \gamma_1 * E_1 * a_1 * M_{d,I} / EJ_{ef} = 1,85 \quad [N/mm^2]$$

$$\sigma_{n,1,II} = \gamma_1 * E_1 * a_1 * M_{d,II} / EJ_{ef} = 2,85 \quad [N/mm^2]$$

$$\sigma_{m,1,I} = 0,5 * E_1 * h_c * M_{d,I} / EJ_{ef} = 0,36 \quad [N/mm^2]$$

$$\sigma_{m,1,II} = 0,5 * E_1 * h_c * M_{d,II} / EJ_{ef} = 0,55 \quad [N/mm^2]$$

Tensione max compressione estradosso soletta:

$$\sigma_{1,max} = \sigma_{n,1,I} + \sigma_{m,1,I} = 2,21 \quad [N/mm^2]$$

$$\sigma_{1,max} = \sigma_{n,1,II} + \sigma_{m,1,II} = 3,40 \quad [N/mm^2]$$

$$f_{cd} = 14,11 \quad [N/mm^2]$$

Verifica del cordolo

$$\sigma_{n,2,I} = \gamma_2 * E_2 * a_2 * M_{d,I} / EJ_{ef} = -1,35 \quad [N/mm^2]$$

$$\sigma_{n,2,II} = \gamma_2 * E_2 * a_2 * M_{d,II} / EJ_{ef} = -2,08 \quad [N/mm^2]$$

$$\sigma_{m,2,I} = 0,5 * E_2 * h_i * M_{d,I} / EJ_{ef} = 0,14 \quad [N/mm^2]$$

$$\sigma_{m,2,II} = 0,5 * E_2 * h_i * M_{d,II} / EJ_{ef} = 0,22 \quad [N/mm^2]$$

Tensione max trazione intradosso cordolo:

$$\sigma_{2,min} = \sigma_{n,2,I} + \sigma_{m,2,I} = -1,21 \quad [N/mm^2]$$

$$\sigma_{2,min} = \sigma_{n,2,II} + \sigma_{m,2,II} = -1,86 \quad [N/mm^2]$$

Controllo:

$$\sigma_{1,min} = \sigma_{n,1,I} - \sigma_{m,1,I} = \sigma_{2,max} = -\sigma_{n,2,I} + \sigma_{m,2,I} = 1,49 \quad = \quad 1,49$$

$$\sigma_{1,min} = \sigma_{n,1,II} - \sigma_{m,1,II} = \sigma_{2,max} = -\sigma_{n,2,II} + \sigma_{m,2,II} = 2,30 \quad = \quad 2,30$$

Calcolo dell'armatura del cordolo:

$$A_f = b_i * (a_2 + h_i / 2) * \sigma_{2,min} / (2 * f_{s,d}) = 29,92 \quad mm^2$$

$$\text{tensione di progetto dell'armatura del cordolo, } f_{s,d} = 391 \quad [N/mm^2]$$



## Verifica dell'elemento ligneo

$$\sigma_{n,3,I} = \gamma_3 * E_3 * a_3 * M_{d,I} / EJ_{ef} = 1,07 \quad [N/mm^2]$$

$$\sigma_{n,3,II} = \gamma_3 * E_3 * a_3 * M_{d,II} / EJ_{ef} = 1,65 \quad [N/mm^2]$$

$$\sigma_{m,3,I} = 0,5 * E_3 * h * M_{d,I} / EJ_{ef} = 5,21 \quad [N/mm^2]$$

$$\sigma_{m,3,II} = 0,5 * E_3 * h * M_{d,II} / EJ_{ef} = 8,03 \quad [N/mm^2]$$

## Verifica a tensoflessione del legno:

$$\sigma_{n,3,I} / f_{t,0,d} + \sigma_{m,3,I} / f_{m,d} = \checkmark \quad 0,582 < 1$$

$$\sigma_{n,3,II} / f_{t,0,d} + \sigma_{m,3,II} / f_{m,d} = \checkmark \quad 0,599 < 1$$

## Verifica a taglio del legno:

Il taglio massimo nel legno vale:

$$\tau_{3,max,I} = EI * (ht/2 + \gamma_3 * a_3)^2 * T_{d,I} / (2 * EJ_{ef}) = \checkmark \quad 0,62 \quad [N/mm^2]$$

$$\tau_{3,max,II} = EI * (ht/2 + \gamma_3 * a_3)^2 * T_{d,II} / (2 * EJ_{ef}) = \checkmark \quad 0,95 \quad [N/mm^2]$$

$$f_{v,d,I} = 1,32 \quad [N/mm^2]$$

$$f_{v,d,II} = 1,99 \quad [N/mm^2]$$

## Verifica dei connettori

$$F_{3,max,I} = \gamma_3 * EI * A_3 * a_3 * s_{min} * T_{d,I} / (EJ_{ef}) = \checkmark \quad 6697,9 \quad N$$

$$F_{3,max,II} = \gamma_3 * EI * A_3 * a_3 * s_{min} * T_{d,II} / (EJ_{ef}) = \checkmark \quad 10328,6 \quad N$$

$$\text{Resistenza caratteristica di progetto, } F_{d,I} = k_{mod,I} * F_k / \gamma_M = 8480,2 \quad N$$

$$\text{Resistenza caratteristica di progetto, } F_{d,II} = k_{mod,II} * F_k / \gamma_M = 12720,3 \quad N$$

## VERIFICHE SLE A TEMPO INIZIALE (Appendice B dell'EC5)

La verifica della freccia istantanea è condotta con la combinazione di carico rara.

$$\gamma_1 = \gamma_2 = 1$$

$$\gamma_3 = (1 + \pi^2 * E * A_3 * seq / K_{conn,U} * L^2)^{-1} = 0,336$$

$$a_2 = (\gamma_1 * Ec * A_1 * (h_c + h_i) - \gamma_3 * EI * A_3 * (h_i + h)) / (2 * \sum \gamma_i * Ei * Ai) = 60,4 \text{ mm}$$

$$a_1 = (h_c + h_i) / 2 - a_2 = 95,4 \text{ mm}$$

$$a_3 = (h_t + h_i) / 2 + a_2 = 409,6 \text{ mm}$$

$$\text{Modulo di scorrimento iniziale } K_{ser} = 13283 \text{ N/mm}$$

$$EJ_{ef} = \sum (Ei * Ji + Ei * \gamma_i * Ai * ai^2) = 3,9E+14 \text{ Nmm}^2$$

## Verifica freccia

$$f_d = 5 * F_{d,rara} * L^4 / (384 * (EJ_{ef})) = 11,43 \text{ mm} < 1/300 L = 37,7 \text{ mm}$$

$$F_{d,rara} = 20,9 \text{ kN/ml}$$

## VERIFICHE SLE A TEMPO INFINITO (Appendice B dell'EC5)

Si utilizzano le caratteristiche elastiche ridotte per considerare la viscosità del calcestruzzo, della connessione, del legno.

$$E_{l,fin} = Ei / (1 + k_{def}) = 7875 \text{ N/mm}^2$$

$$K_{u,fin} = K_u / (1 + k_{def}) = 8301 \text{ N/mm}$$

$$E_{c,fin} = E_c / (1 + \phi) = 9951,63 \text{ N/mm}^2$$

Rigidezza efficace a flessione

$$\gamma_1 = \gamma_2 = 1$$

$$\gamma_3 = (1 + \pi^2 * E * A_3 * seq / K_{conn,u} * L^2)^{-1} = 0,336$$

$$a_2 = (\gamma_1 * E_c * A_1 * (h_c + h_i) - \gamma_3 * E_l * A_3 * (h_i + h)) / (2 * \sum \gamma_i * E_i * A_i) = 123,6 \text{ mm}$$

$$a_1 = (h_c + h_i)/2 - a_2 = 158,6 \text{ mm}$$

$$a_3 = (h_t + h_i)/2 + a_2 = 346,4 \text{ mm}$$

$$EJ_{ef} = \sum (E_i * J_i + E_i * \gamma_i * A_i * a_i^2) = 2,25E+14 \text{ Nmm}^2$$

Verifica freccia

$$U_{fin} = 5 * F_{q,perm} * L^4 / (384 * (EJ_{ef})) = 15,39 \text{ mm} < 37,7 \text{ mm} = 1/300 L$$

$$F_{q,perm} = 16,25 \text{ kN/ml}$$

La norma CNR, al punto 6.4.1, per le verifiche agli stati limite di esercizio prescrive che per il calcolo della deformazione finale occorre valutare la deformazione a lungo termine per la combinazione di carico quasi permanente e sommare a questa la deformazione istantanea dovuta alla sola aliquota mancante, nella combinazione quasi permanente del carico accidentale permanente.

$$U'_{fin} = U_{fin} + U^*_{in} = 19,83 \text{ mm} < 37,7 \text{ mm} = 1/300 L$$

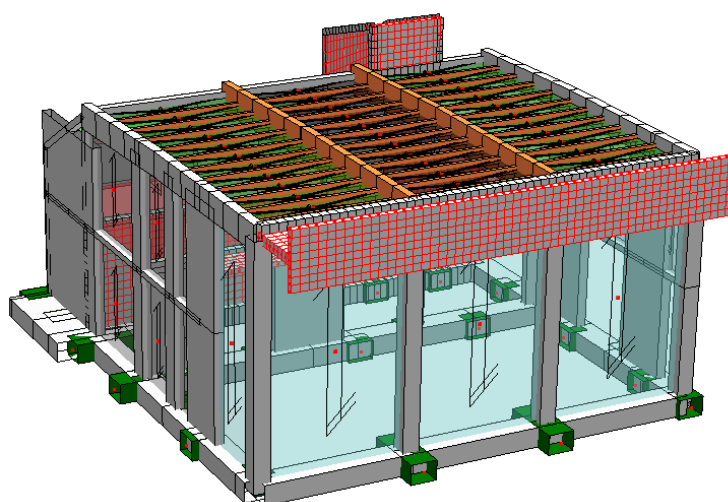
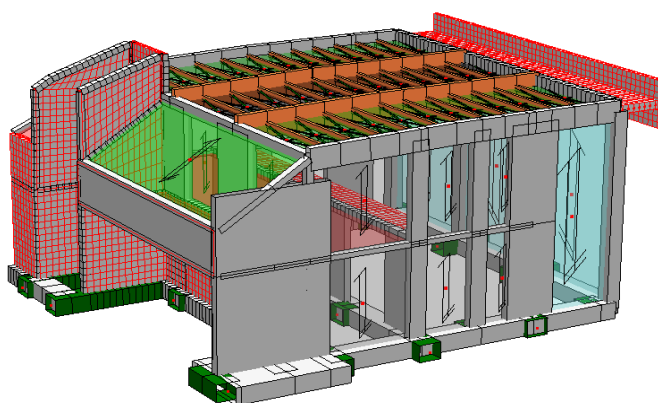
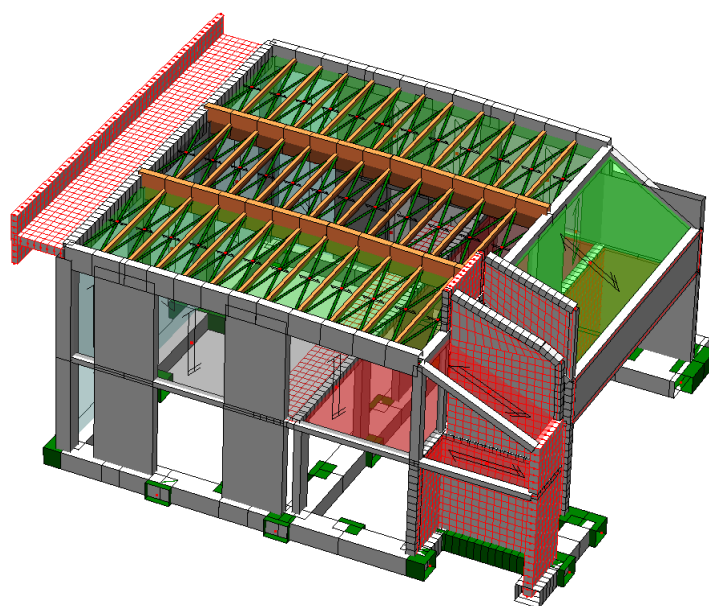
dove:

$$U^*_{in} = ((5/384) * (F_{d,rara} - F_{d,quasi,perm}) * L^4) / (EJ)_{ef} = 4,43 \text{ mm}$$

Come si può notare i connettori sono ampiamente verificati.

## 2.5 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  $q=q_0 \alpha_0/\alpha_1 K_R = 2,4$ , 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%	95.2475	95.4634	95.5353	95.2475	95.5106
MyTot%	93.5921	93.5057	93.405	93.7504	94.2085
MzTot%	52.7697	51.9492	52.05	53.6046	52.0714

Periodi Fondamentali Struttura:  
 Sisma x: T = 0.39796 s, Lancio n°2, Modo n°1  
 Sisma y: T = 0.17126 s, Lancio n°4, Modo n°6  
 Sisma z: T = 0.10023 s, Lancio n°2, Modo n°12

Chiudi

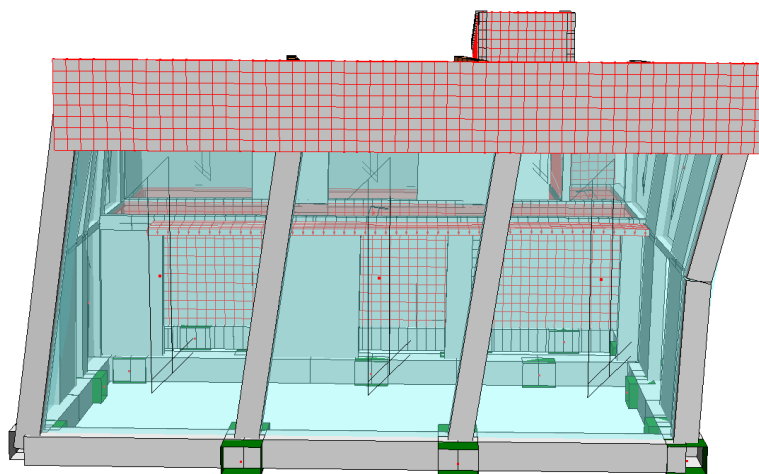
Riepilogo Risultati Analisi Modale

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

n°Modo	L1	L2	L3	L4	L5
1	25.5788	27.666	26.4856	26.7591	25.0481
2	0.906844	0.863661	0.89245	0.878056	0.95101
3	0	0	0	0	0
4	1.23791	1.22352	1.22352	1.22352	1.229
5	1.92884	0	0	0	0
6	0	1.55459	1.92884	1.51141	1.55088
7	2.36067	0.0143944	0.0431831	0.0863661	0.0146309
8	3.3107	4.27512	5.06681	4.75014	4.18444
9	0.0143944	0	0.0143944	0	0.0438928
10	4.04481	5.51304	3.42586	5.03802	1.0388
11	4.51983	0.921239	3.8289	2.5622	6.21814
12	0	0	0	0	0.117047

Periodi Fondamentali Struttura:  
 Sisma x: T = 0.39796 s, Lancio n°2, Modo n°1  
 Sisma y: T = 0.17126 s, Lancio n°4, Modo n°6  
 Sisma z: T = 0.10023 s, Lancio n°2, Modo n°12

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  $T_{1x}=0,398$  s, corrispondente al lancio n.2 e modo n. 1 con massa movimentata di

circa 28 %. La massa totale movimentata risulta essere superiore all'85% prescritto da normativa e pari a circa il 95%.

Riepilogo Risultati Analisi Modale

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

	L1	L2	L3	L4	L5
MxTot%	95.2475	95.4634	95.5353	95.2475	95.5106
MyTot%	93.5921	93.5057	93.405	93.7504	94.2085
MzTot%	52.7697	51.9492	52.05	53.6046	52.0714

Periodi Fondamentali Struttura:  
 Sisma x: T = 0.39796 s, Lancio n°2, Modo n°1  
 Sisma y: T = 0.17126 s, Lancio n°4, Modo n°6  
 Sisma z: T = 0.10023 s, Lancio n°2, Modo n°12

Chiudi

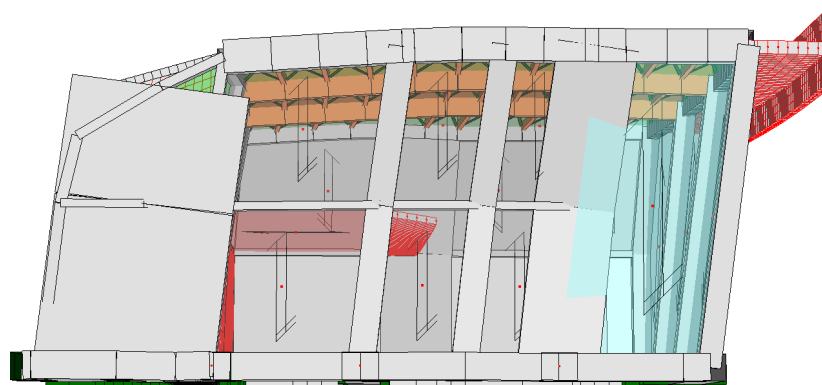
Riepilogo Risultati Analisi Modale

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

n°Modo	L1	L2	L3	L4	L5
1	1.29549	1.15155	1.45383	1.022	1.25826
2	0.0143944	0.0143944	0.0143944	0.0143944	0
3	0.0431831	0.0431831	0.0431831	0.0431831	0.0438928
4	0	0	0	0	0
5	53.144	0.0431831	0.0575774	0.0719718	0.0438928
6	0.0287887	52.6977	52.3811	53.5902	51.2814
7	2.27431	0	0.0143944	0.0719718	0
8	3.55541	6.54943	6.53504	5.49864	6.37908
9	0	0	0	0	0.0146309
10	0.0143944	0.0143944	0	0	0.0146309
11	0.0719718	0.129549	0.143944	0.0863661	0.0585237
12	0	0	0.0143944	0	0.0146309

Periodi Fondamentali Struttura:  
 Sisma x: T = 0.39796 s, Lancio n°2, Modo n°1  
 Sisma y: T = 0.17126 s, Lancio n°4, Modo n°6  
 Sisma z: T = 0.10023 s, Lancio n°2, Modo n°12

Chiudi



Analisi modale in Y con deformata modale principale

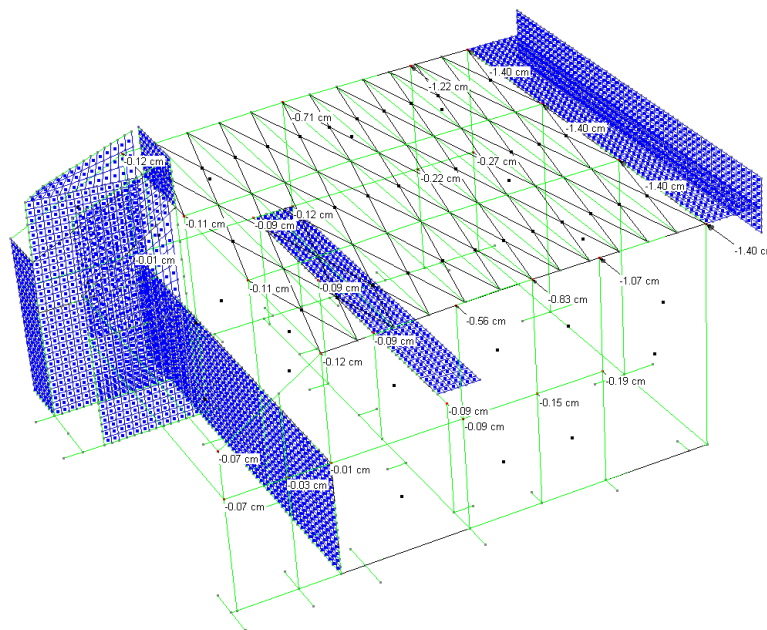
L'analisi modale evidenzia che per sisma in direzione Y il periodo principale risulta essere pari a  $T_{1y} = 0,171$  s, corrispondente al lancio n.4 e modo n. 6 con massa movimentata di circa 54%. La massa totale movimentata risulta essere superiore all'85% prescritto da normativa e pari a circa il 93%.

### 2.5.1 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

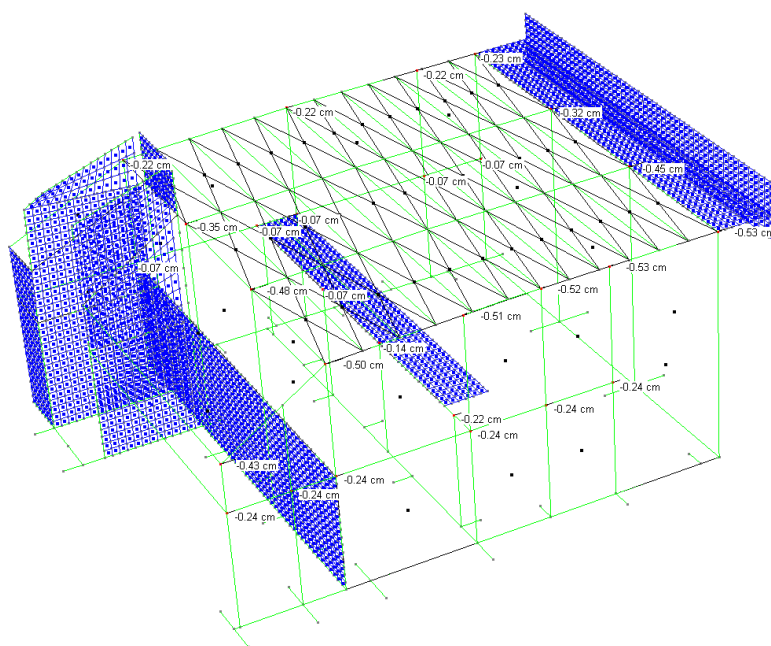
Si considerano i tamponamenti collegati rigidamente alla struttura per tipologia costruttiva, che interferiscono con la deformabilità della stessa. Deve essere verificata la disuguaglianza di seguito riportata:

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



### Spostamenti assoluti allo SLO in $X$

Considerando inoltre che l'interpiano (dal primo impalcato alla copertura) è di 3,95 m e che per lo SLO si è utilizzato un  $q=1,0$ , gli spostamenti di interpiano dovranno rispettare il limite di 1,32 cm. La verifica è soddisfatta essendo  $d_{r,max}=(1,40-0,19)=1,21$  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 3,50 m e che per lo SLO si è utilizzato un  $q=1,0$ , gli spostamenti di interpiano dovranno rispettare il limite di 1,16 cm. La verifica è soddisfatta essendo  $d_{r,max}=0,24$  cm.

Considerando inoltre che l'interpiano (dal primo impalcato alla copertura) è di 3,95 m e che per lo SLO si è utilizzato un  $q=1,0$ , gli spostamenti di interpiano dovranno rispettare il limite di 1,32 cm. La verifica è soddisfatta essendo  $d_{r,max}=(0,53-0,24)=0,29$  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.





architettura, paesaggio, progettazione integrata

**Sbarch**  
torinese architetti associati

ROMA (06) 1 - 00143 - ES, Via Colli di Mezzano  
tel. 06 + 39.65.108.110

ITALIANO (05) 1 - 06034 - ES, Via Ortolano  
tel. + 39. 04.25.1.380 fax + 39. 04.25.7775

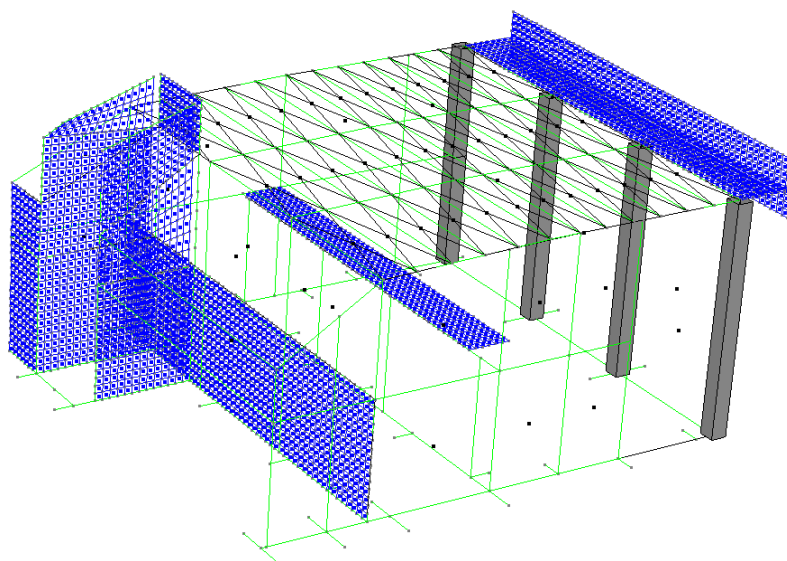


## 2.6 Verifica pilastri

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.

### 2.6.1 Pilastri P1-P2-P3-P4



Pilastri P1-P2-P3-P4

Tipo	n'Asta	Tipo Asta	X (cm)	N ( kN)	T12 ( kN)	T13 ( kN)	MT ( kNm)	M12 ( kNm)	M13 ( kNm)
N min	3	Beam	0.00	-409.39	0.07	-0.26	0.24	-0.52	1.87
N max	4	Beam	718.00	-72.13	-6.74	5.53	-6.82	0.00	0.00
T12 min	1	Beam	0.00	-146.40	-33.70	-7.64	-2.87	48.13	14.94
T12 max	1	Beam	0.00	-146.45	32.73	-2.27	3.04	-42.50	13.71
T13 min	1	Beam	0.00	-146.76	-16.58	-10.02	-5.84	37.22	23.14
T13 max	4	Beam	0.00	-118.02	-6.91	5.82	-8.47	49.58	-41.79
Mt min	41	Beam	0.00	-111.00	-20.44	2.66	-12.95	73.19	-9.51
Mt max	41	Beam	0.00	-124.78	19.87	-0.69	13.26	-71.12	2.47
M12 min	1	Beam	360.00	-136.79	-32.53	-2.56	4.40	-102.93	-3.17
M12 max	1	Beam	360.00	-111.06	31.56	-7.35	-4.23	105.07	-3.88
M13 min	4	Beam	0.00	-118.02	-6.91	5.82	-8.47	49.58	-41.79
M13 max	1	Beam	0.00	-129.67	16.09	-9.64	-7.00	3.82	29.74

Combinazioni allo SLV

Il predimensionamento dei pilastri ha richiesto inizialmente il calcolo dei carichi gravanti su di esso e sono stati ipotizzati in prima istanza di dimensioni 50x50 cm. Tramite il modello di calcolo sono state determinate le seguenti sollecitazioni allo SLV, che nella situazione più gravosa risultano essere:

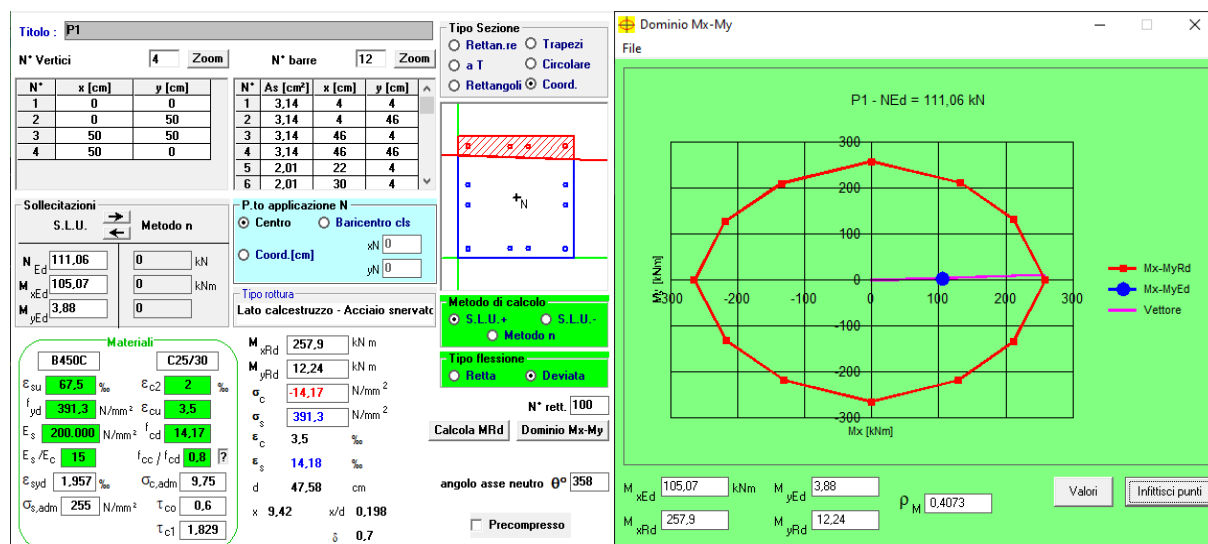
$$M_x = 105,07 \text{ KNm}$$

$$M_y = 3,88 \text{ KNm}$$

$$N = 111,06 \text{ KN}$$

$$V = 31,56 \text{ KN}$$

Sono stati utilizzati  $8\Phi 16 + 4\Phi 20$ , corrispondenti ad una  $A_s$  di  $28,64 \text{ cm}^2$ , 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 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  $\Phi 8/15 \text{ cm}$ , 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 pilastri P1-P2-P3-P4

Sono stati ottenuti i seguenti risultati:

- posizione asse neutro  $x = 9,42 \text{ cm}$
- $\epsilon_s = 14,18 \text{ ‰} > \epsilon_{sy} = 1,95 \text{ ‰}$

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

Deriva:

$$M_{rd,x} = 257,9 \text{ KNm} > M_x = 105,07 \text{ KNm}$$

Verificato

$$M_{rd,y} = 12,24 \text{ KNm} > M_y = 3,88 \text{ KNm}$$

Verificato

Segue la verifica a taglio agli SLV dei pilastri, maggiormente gravosi pari a 31,56 kN. 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:

$$V_{Rdc} = 0,9 d b_w \alpha_c f'_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta)/(1+\text{ctg}^2\theta) = 437 \text{ KN}$$

$$V_{Rds} = 0,9 d A_{sw} /s f_{yd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta)\text{sen}\alpha = 431 \text{ KN}$$

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 46 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  $V_{Rd} = 431 \text{ KN} > V_{Ed} = 31,56 \text{ KN}$ . 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 0,171 s per sisma in Y.

Essendo  $T_1 < T_c$ , si ha:  $\mu_\Phi = 8,5$ .

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

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

dove:

$N_{ed} = 111,06$  KN è lo sforzo assiale massimo allo SLV,

$A_c = b_c h_c = 2500 \text{ cm}^2$ , essendo  $b_c = 50 \text{ cm}$  ed  $h_c = 50 \text{ cm}$ .

Si ha:  $\nu_d = 0,031$

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

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

con:

$V_{st} = A_{st} L_{st} = 172 \text{ cm}^3$  è il volume delle staffe di confinamento;

$V_{nc} = b_0 h_0 s = 12.731 \text{ cm}^3$  è il volume del nucleo di calcestruzzo,

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

Si ottiene  $\omega_{wd} = 0,374$ .

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

$\alpha_n = 0,84$

$\alpha_s = 0,82$

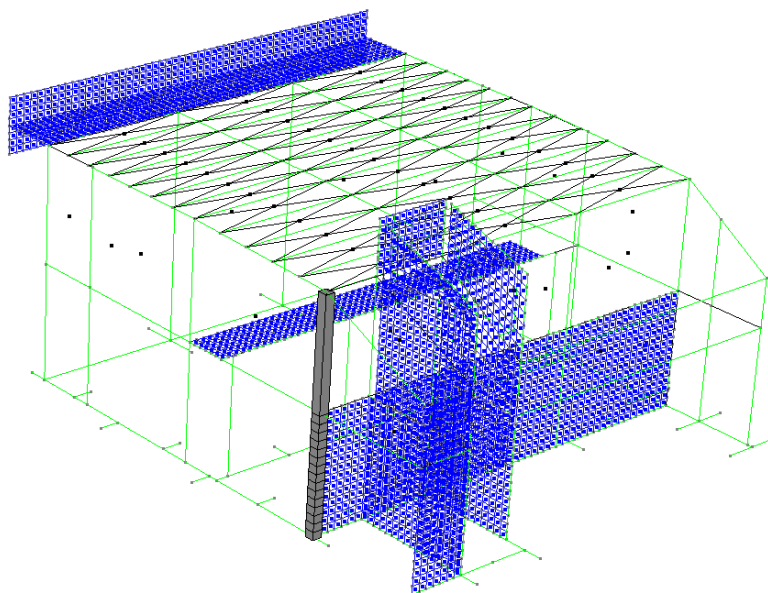
$\alpha = \alpha_n \alpha_s = 0,697$

Ne deriva che:

$\alpha \omega_{wd} = 0,261$

$30 \mu \Phi \nu_d \epsilon_{sy,d} (b_c/b_0) - 0,035 = 0,017$ . Essendo il primo contributo maggiore del secondo la verifica è soddisfatta.

### 2.6.2 Pilastro P5



Pilastro 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>	34	Beam	0.00	-77.56	0.02	-0.04	0.01	-0.06	0.12
<i>N max</i>	29	Beam	24.00	40.48	-5.32	-2.68	0.06	0.26	1.41
<i>T12 min</i>	581	Beam	0.00	-40.23	-8.29	1.02	0.86	-0.36	-0.37
<i>T12 max</i>	29	Beam	0.00	-51.78	3.57	4.07	-0.37	-0.89	-3.45
<i>T13 min</i>	581	Beam	0.00	-29.22	-4.69	-6.32	-0.47	0.59	-1.25
<i>T13 max</i>	29	Beam	0.00	-50.83	3.30	5.25	-0.38	-0.79	-4.13
<i>Mt min</i>	34	Beam	0.00	-35.93	-0.46	-0.24	-3.22	1.57	0.83
<i>Mt max</i>	34	Beam	0.00	-55.44	0.47	0.09	3.21	-1.61	-0.32
<i>M12 min</i>	581	Beam	24.00	-40.55	-8.23	0.93	0.84	-2.52	-0.51
<i>M12 max</i>	34	Beam	0.00	-35.37	-0.64	-0.63	-2.45	2.18	2.15
<i>M13 min</i>	29	Beam	0.00	-51.76	3.32	5.24	-0.37	-0.80	-4.15
<i>M13 max</i>	34	Beam	0.00	-31.53	-0.42	-0.87	0.39	1.44	2.96

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:

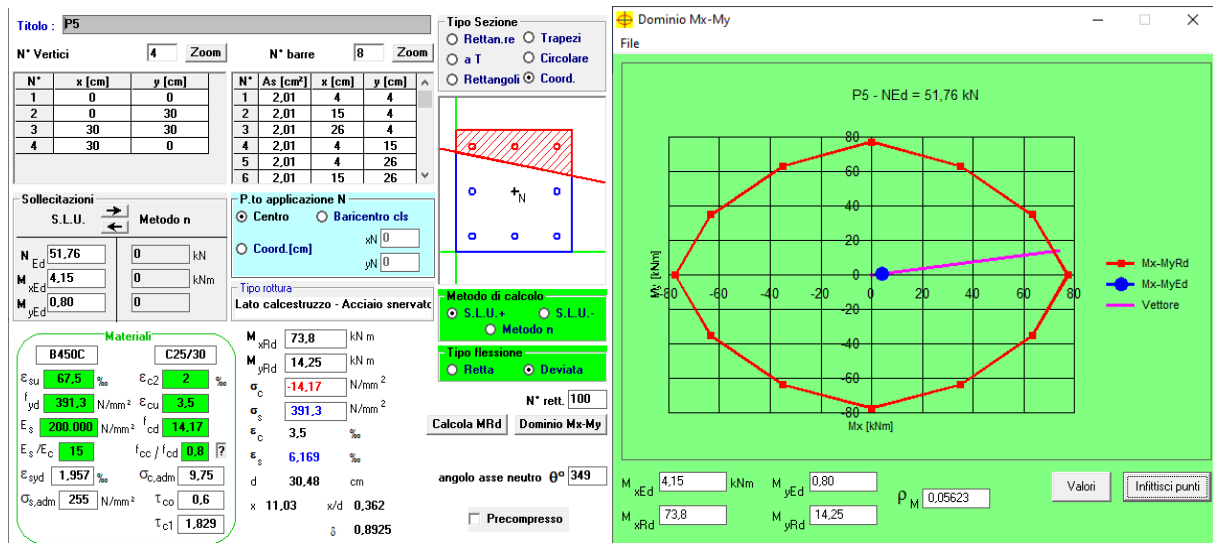
$$M_x = 4,15 \text{ KNm}$$

$$M_y = 0,80 \text{ KNm}$$

$$N = 51,76 \text{ KN}$$

$$V = 6,32 \text{ KN}$$

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 P5

Sono stati ottenuti i seguenti risultati:

- posizione asse neutro  $x = 11,03$  cm
- $\epsilon_s = 6,17$  ‰  $> \epsilon_{sy} = 1,95$  ‰

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

Deriva:

$$M_{rd,x} = 73,80 \text{ kNm} > M_x = 4,15 \text{ kNm} \quad \text{Verificato}$$

$$M_{rd,y} = 14,25 \text{ kNm} > M_y = 0,80 \text{ kNm} \quad \text{Verificato}$$

Segue la verifica a taglio agli SLV del pilastro, maggiormente gravoso pari a 6,32 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  $V_{Rd} = 244 \text{ KN} > V_{Ed} = 6,32 \text{ KN}$ . 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 0,398 s per sisma in X.

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:

$N_{ed} = 51,76$  KN è lo sforzo assiale massimo allo SLV,

$A_c = b_c h_c = 900$  cm<sup>2</sup>, essendo  $b_c = 30$  cm ed  $h_c = 30$  cm.

Si ha:  $\nu_d = 0,040$

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;

$V_{nc} = b_0 h_0 s = 3.370$  cm<sup>3</sup> è il volume del nucleo di calcestruzzo,

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

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

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

$$\alpha_n = 0,59$$

$$\alpha_s = 0,68$$

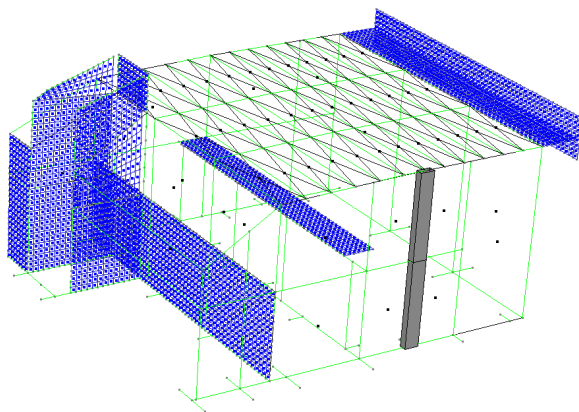
$$\alpha = \alpha_n \alpha_s = 0,399$$

Ne deriva che:

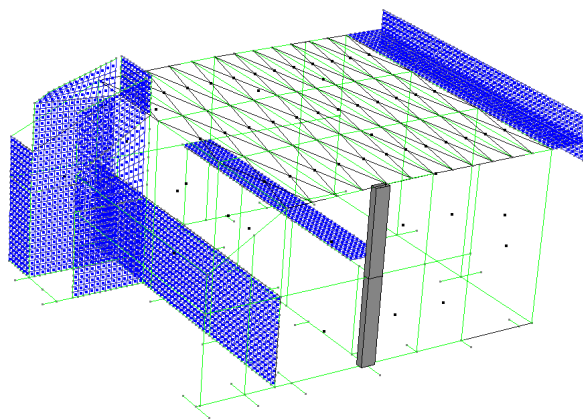
$$\alpha \omega_{wd} = 0,315$$

$30 \mu_{\phi} u_d \varepsilon_{sy,d} (b_c/b_0) - 0,035 = 0,02$ . Essendo il primo contributo maggiore del secondo la verifica è soddisfatta.

### 2.6.3 Pilastro P6-P7



Pilastro P6



Pilastro P7

Tipo	n'Asta	Tipo Asta	X (cm)	N (kN)	T12 (kN)	T13 (kN)	MT (kNm)	M12 (kNm)	M13 (kNm)
N min	9	Beam	0.00	-93.14	1.84	-0.55	0.10	-4.82	2.61
N max	25	Beam	358.00	6.28	-3.66	-3.34	-14.05	-0.00	0.00
T12 min	25	Beam	0.00	-21.84	-5.09	-2.01	-11.75	18.22	7.19
T12 max	9	Beam	0.00	-56.55	7.58	9.67	-1.74	-8.84	-27.47
T13 min	9	Beam	0.00	-81.90	-2.59	-18.12	2.93	-1.51	55.59
T13 max	9	Beam	0.00	-42.55	5.14	17.80	-2.86	-5.16	-53.39
MT min	25	Beam	0.00	-9.83	-3.66	-3.34	-14.05	13.11	11.95
MT max	25	Beam	40.00	-45.47	3.10	3.04	13.84	-9.85	-9.68
M12 min	25	Beam	0.00	-35.26	4.52	1.71	11.54	-16.20	-6.13
M12 max	9	Beam	360.00	-40.30	7.58	9.68	-1.74	18.69	7.31
M13 min	9	Beam	0.00	-42.55	5.14	17.80	-2.86	-5.16	-53.39
M13 max	9	Beam	0.00	-81.90	-2.59	-18.12	2.93	-1.51	55.59

Combinazioni allo SLV Pilastro P6

Tipo	n'Asta	Tipo Asta	X (cm)	N (kN)	T12 (kN)	T13 (kN)	MT (kNm)	M12 (kNm)	M13 (kNm)
N min	10	Beam	0.00	-133.04	0.29	-2.34	0.10	1.63	9.07
N max	20	Beam	353.48	-22.26	-3.32	-1.67	-12.71	0.00	0.00
T12 min	20	Beam	0.00	-47.45	-4.77	-0.89	-11.16	16.86	3.15
T12 max	20	Beam	0.00	-74.27	5.81	1.97	10.87	-20.55	-6.96
T13 min	10	Beam	0.00	-66.58	2.39	-17.63	3.12	-4.82	53.30
T13 max	10	Beam	0.00	-90.58	-2.30	15.77	-3.05	7.59	-44.04
MT min	20	Beam	0.00	-41.41	-3.45	-1.69	-13.42	12.21	5.97
MT max	20	Beam	0.00	-80.32	4.50	2.77	13.13	-15.91	-9.77
M12 min	20	Beam	0.00	-74.27	5.81	1.97	10.87	-20.55	-6.96
M12 max	20	Beam	0.00	-47.45	-4.77	-0.89	-11.16	16.86	3.15
M13 min	10	Beam	0.00	-90.58	-2.30	15.77	-3.05	7.59	-44.04
M13 max	10	Beam	0.00	-66.58	2.39	-17.63	3.12	-4.82	53.30

Combinazioni allo SLV Pilastro P7

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:

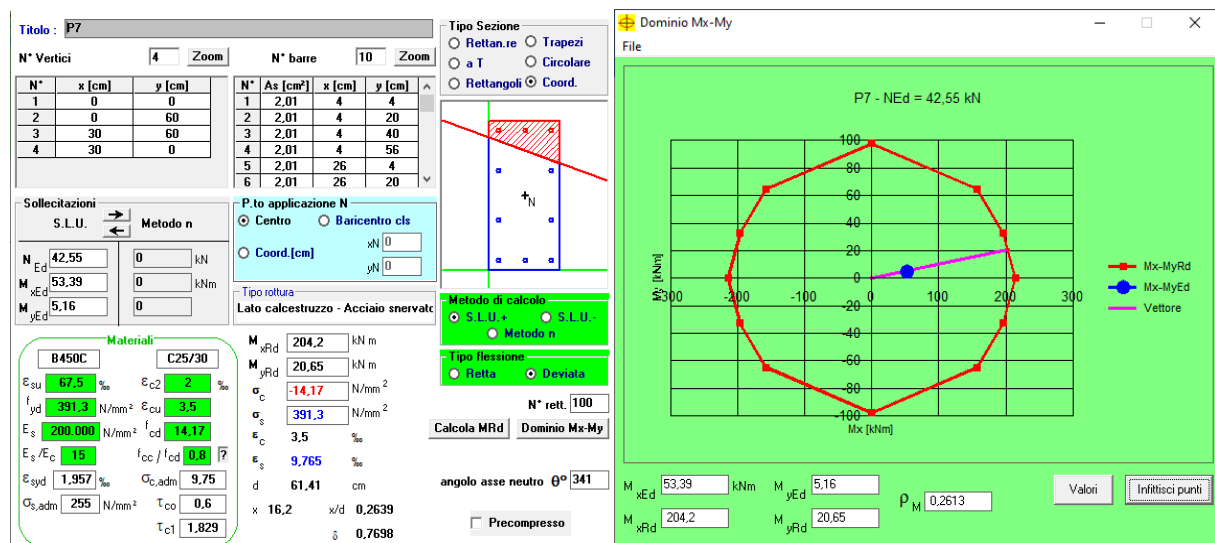
$$M_x = 53,39 \text{ kNm}$$

$$M_y = 5,16 \text{ kNm}$$

$$N = 42,55 \text{ kN}$$

$$V = 18,12 \text{ kN}$$

Sono stati utilizzati 10 $\Phi$ 16, 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  $\frac{1}{4}$  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.



Sono stati ottenuti i seguenti risultati:

- posizione asse neutro  $x = 16,2 \text{ cm}$
- $\epsilon_s = 9,76 \text{ ‰} > \epsilon_{sy} = 1,95 \text{ ‰}$

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

Deriva:

$$M_{rd,x} = 204,2 \text{ KNm} > M_x = 53,39 \text{ KNm}$$

Verificato

$$M_{rd,y} = 20,65 \text{ KNm} > M_y = 5,16 \text{ KNm}$$

Verificato

Segue la verifica a taglio agli SLV del pilastro, maggiormente gravoso pari a 18,12 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:

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

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

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  $V_{Rd} = 262 \text{ KN} > V_{Ed} = 18,12 \text{ KN}$ . 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:

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

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

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,

$T_c$  = 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 0,171 s per sisma in Y.

Essendo  $T_1 < T_c$ , si ha:  $\mu_{\phi} = 8,5$ .

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

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

dove:

$N_{ed} = 42,55 \text{ KN}$  è lo sforzo assiale massimo allo SLV,

$A_c = b_c h_c = 1800 \text{ cm}^2$ , essendo  $b_c = 60 \text{ cm}$  ed  $h_c = 30 \text{ cm}$ .

Si ha:  $\sigma_d = 0,0167$

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

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

con:

$V_{st} = A_{st} L_{st} = 84 \text{ cm}^3$  è il volume delle staffe di confinamento;

$V_{nc} = b_0 h_0 s = 8.141 \text{ cm}^3$  è il volume del nucleo di calcestruzzo,

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

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

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

$$\alpha_n = 0,76$$

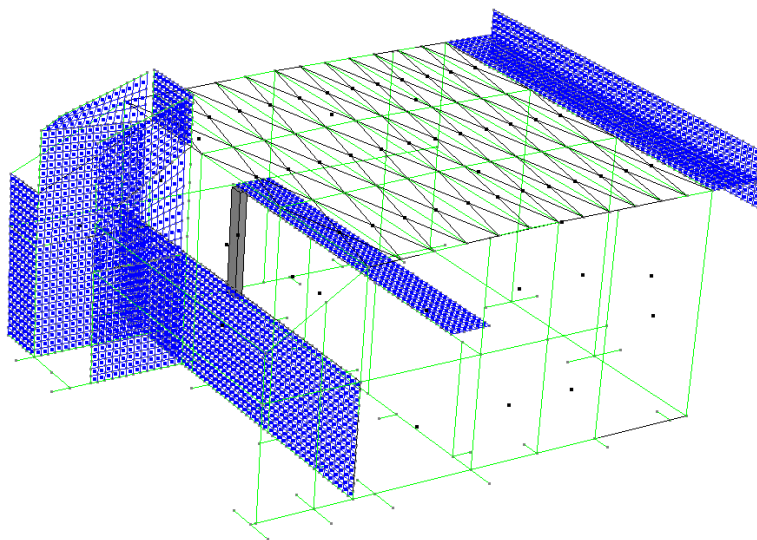
$$\alpha_s = 0,76$$

$$\alpha = \alpha_n \alpha_s = 0,58$$

Ne deriva che:

$$\alpha \omega_{wd} = 0,166$$

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

**2.6.4 Pilastro P8**

Pilastro P8

Tipo	n'Asta	Tipo Asta	X (cm)	N ( kN)	T12 ( kN)	T13 ( kN)	MT ( kNm)	M12 ( kNm)	M13 ( kNm)
N min	15	Beam	0.00	-116.85	1.45	0.09	0.04	-5.23	-0.33
N max	15	Beam	360.00	-40.92	3.40	0.41	1.43	0.00	0.00
T12 min	15	Beam	0.00	-61.11	-1.73	-0.28	-1.45	6.24	1.01
T12 max	15	Beam	0.00	-75.29	3.63	0.41	1.48	-13.07	-1.47
T13 min	15	Beam	0.00	-67.86	-0.96	-0.38	-0.91	3.47	1.39
T13 max	15	Beam	0.00	-68.55	2.86	0.51	0.95	-10.30	-1.84
Mt min	15	Beam	0.00	-69.61	-1.71	-0.29	-1.45	6.15	1.03
Mt max	15	Beam	0.00	-66.80	3.61	0.41	1.48	-12.98	-1.49
M12 min	15	Beam	0.00	-75.29	3.63	0.41	1.48	-13.07	-1.47
M12 max	15	Beam	0.00	-61.11	-1.73	-0.28	-1.45	6.24	1.01
M13 min	15	Beam	0.00	-68.55	2.86	0.51	0.95	-10.30	-1.84
M13 max	15	Beam	0.00	-67.86	-0.96	-0.38	-0.91	3.47	1.39

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 25x50 cm. Tramite il modello di calcolo sono state determinate le seguenti sollecitazioni allo SLV, che nella situazione più gravosa risultano essere:

$$M_x = 13,07 \text{ KNm}$$

$$M_y = 1,47 \text{ KNm}$$

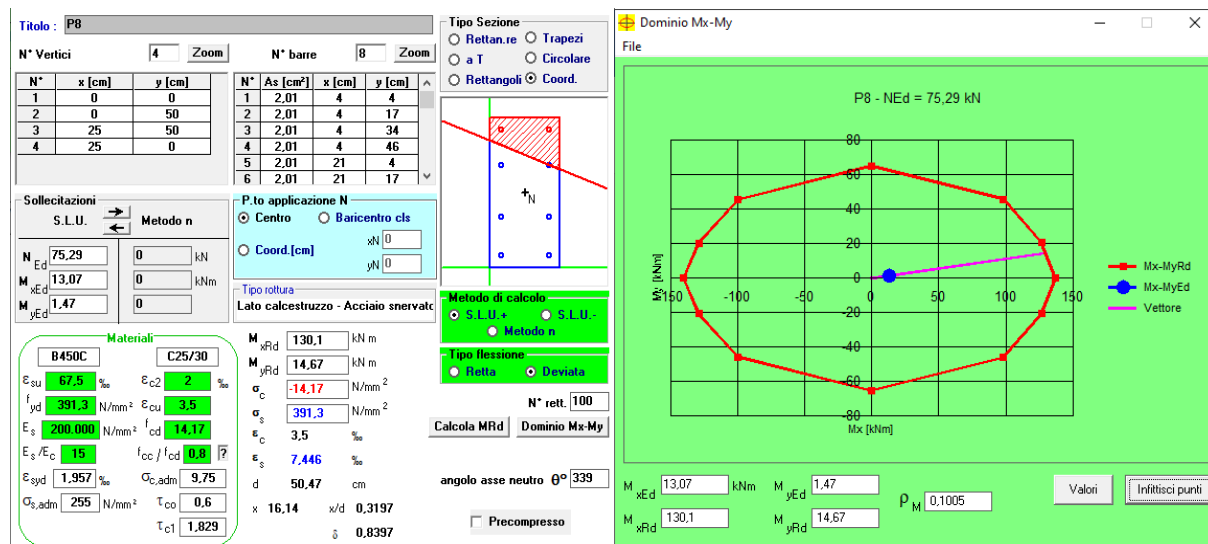
$$N = 75,29 \text{ KN}$$

$$V = 3,63 \text{ KN}$$

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 P8

Sono stati ottenuti i seguenti risultati:

- posizione asse neutro  $x = 16,14$  cm
- $\varepsilon_s = 7,45 \text{ ‰} > \varepsilon_{sy} = 1,95 \text{ ‰}$

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

Deriva:

$$M_{rd,x} = 130,1 \text{ KNm} > M_x = 13,07 \text{ KNm}$$

Verificato

$$M_{rd,y} = 14,67 \text{ KNm} > M_y = 1,47 \text{ KNm}$$

Verificato

Segue la verifica a taglio agli SLV del pilastro, maggiormente gravoso pari a 3,63 kN. 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:

$$V_{Rdc} = 0,9 d b_w \alpha_c f'_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta) = 364 \text{ KN}$$

$$V_{Rds} = 0,9 d A_{sw} / s f_{yd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \text{sen}\alpha = 215 \text{ KN}$$

dove

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



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

d è l'altezza utile della sezione di 46 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 25 cm.

Ne deriva  $V_{Rd} = 215 \text{ KN} > V_{Ed} = 3,63 \text{ KN}$ . 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 0,398 s per sisma in X.

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:

$N_{ed} = 75,29$  KN è lo sforzo assiale massimo allo SLV,

$A_c = b_c h_c = 1350$  cmq, essendo  $b_c = 25$  cm ed  $h_c = 50$  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:

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

$V_{nc} = b_0 h_0 s = 5.005$  cm<sup>3</sup> è il volume del nucleo di calcestruzzo,

essendo  $b_0 = b_c - 2c - \Phi_{st} = 16,2 \text{ cm}$  e  $h_0 = h_c - 2c - \Phi_{st} = 41,2 \text{ cm}$ .

Si ottiene  $\omega_{wd} = 0,38$ .

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

$$\alpha_n = 0,72$$

$$\alpha_s = 0,69$$

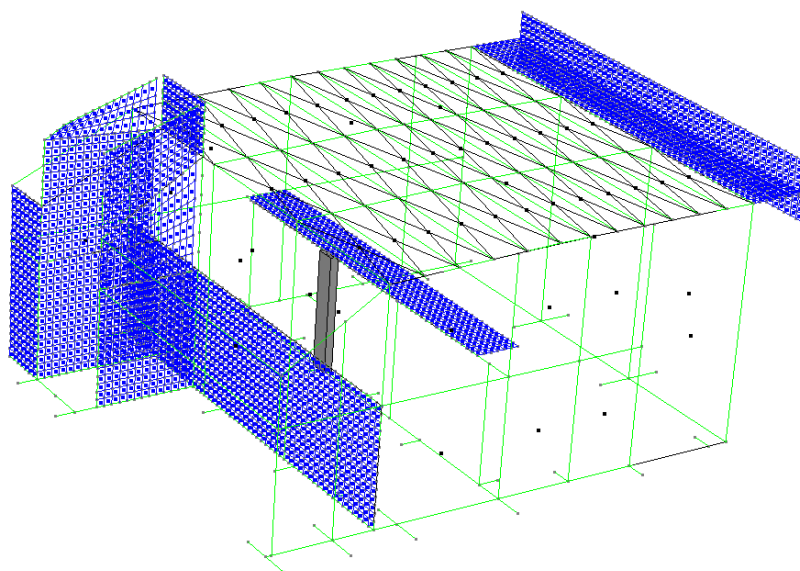
$$\alpha = \alpha_n \alpha_s = 0,50$$

Ne deriva che:

$$\alpha \omega_{wd} = 0,191$$

$30 \mu \Phi U_d \varepsilon_{sy,d} (b_c/b_0) - 0,035 = 0,019$ . Essendo il primo contributo maggiore del secondo la verifica è soddisfatta.

### 2.6.5 Pilastro P9



Pilastro P9

Tipo	n°Asta	Tipo Asta	X (cm)	N (kN)	T12 (kN)	T13 (kN)	MT (kNm)	M12 (kNm)	M13 (kNm)
N min	14	Beam	0.00	-144.73	0.22	0.33	0.06	-0.78	-1.19
N max	14	Beam	360.00	-46.01	4.05	-0.26	1.82	0.00	-0.00
T12 min	14	Beam	0.00	-66.96	-4.19	0.56	-1.85	15.09	-2.01
T12 max	14	Beam	0.00	-91.43	4.30	-0.20	1.89	-15.49	0.73
T13 min	14	Beam	0.00	-60.77	3.08	-0.44	1.59	-11.07	1.59
T13 max	14	Beam	0.00	-97.63	-2.96	0.80	-1.55	10.67	-2.87
MT min	14	Beam	0.00	-81.67	-4.19	0.61	-1.85	15.07	-2.18
MT max	14	Beam	0.00	-76.73	4.30	-0.25	1.89	-15.48	0.90
M12 min	14	Beam	0.00	-91.43	4.30	-0.20	1.89	-15.49	0.73
M12 max	14	Beam	0.00	-66.96	-4.19	0.56	-1.85	15.09	-2.01
M13 min	14	Beam	0.00	-97.63	-2.96	0.80	-1.55	10.67	-2.87
M13 max	14	Beam	0.00	-60.77	3.08	-0.44	1.59	-11.07	1.59

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 25x60 cm. Tramite il modello di

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

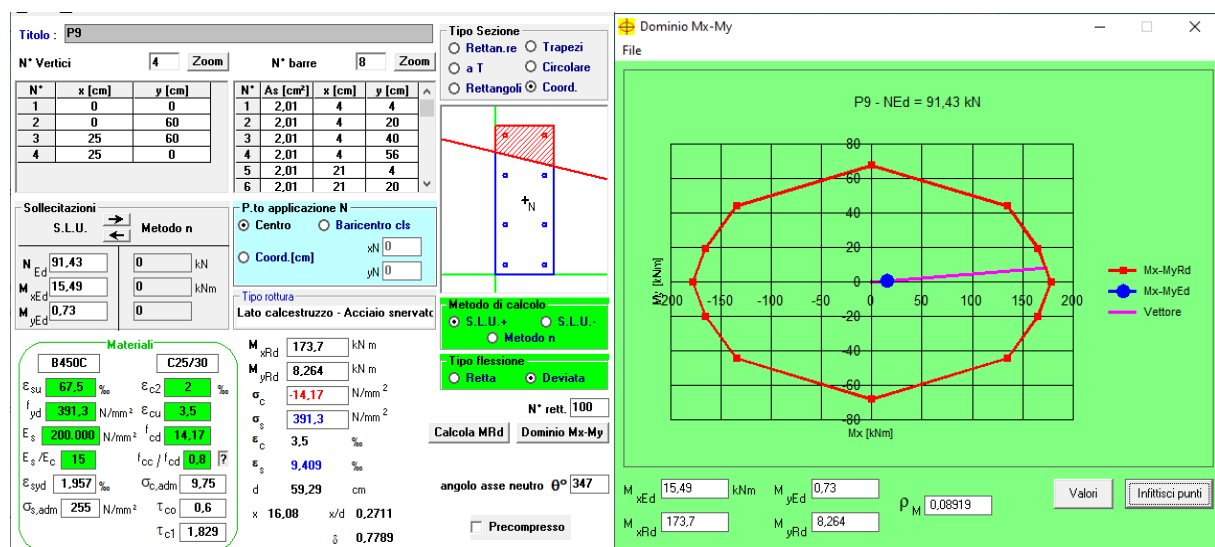
$$M_x = 15,49 \text{ kNm}$$

$$M_y = 0,73 \text{ kNm}$$

$$N = 91,43 \text{ kN}$$

$$V = 4,30 \text{ kN}$$

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 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  $\Phi 8/15 \text{ cm}$ , 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  $x = 16,08 \text{ cm}$
- $\varepsilon_s = 9,40\text{‰} > \varepsilon_{sy} = 1,95\text{‰}$

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

Deriva:

$$M_{rd,x} = 173,70 \text{ KNm} > M_x = 15,49 \text{ KNm}$$

Verificato

$$M_{rd,y} = 8,26 \text{ KNm} > M_y = 0,73 \text{ KNm}$$

Verificato

Segue la verifica a taglio agli SLV del pilastro, maggiormente gravoso pari a 4,30 kN. 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:

$$V_{Rdc} = 0,9 d b_w \alpha_c f'_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta) = 444 \text{ KN}$$

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

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 25 cm.

Ne deriva  $V_{Rd} = 262 \text{ KN} > V_{Ed} = 4,30 \text{ KN}$ . 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;

$\epsilon_{sy,d}$  = 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 0,398 s per sisma in X.

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

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

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

dove:

$N_{ed} = 91,43 \text{ KN}$  è lo sforzo assiale massimo allo SLV,

$A_c = b_c h_c = 1500 \text{ cm}^2$ , essendo  $b_c = 25 \text{ cm}$  ed  $h_c = 60 \text{ cm}$ .

Si ha:  $\sigma_d = 0,043$

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

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

con:

$V_{st} = A_{st} L_{st} = 79 \text{ cm}^3$  è il volume delle staffe di confinamento;

$V_{nc} = b_0 h_0 s = 6.220 \text{ cm}^3$  è il volume del nucleo di calcestruzzo,

essendo  $b_0 = b_c - 2c - \Phi_{st} = 51,2 \text{ cm}$  e  $h_0 = h_c - 2c - \Phi_{st} = 16,2 \text{ cm}$ .

Si ottiene  $\omega_{wd} = 0,35$ .

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

$$\alpha_n = 0,76$$

$$\alpha_s = 0,71$$

$$\alpha = \alpha_n \alpha_s = 0,53$$

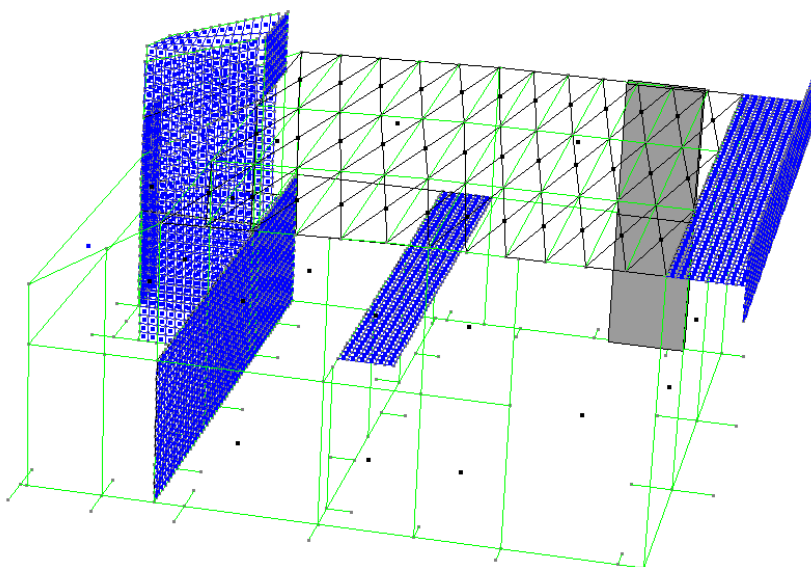
Ne deriva che:

$$\alpha \omega_{wd} = 0,189$$

$30 \mu\Phi \sigma_d \epsilon_{sy,d} (b_c/b_0) - 0,035 = 0,022$ . Essendo il primo contributo maggiore del secondo la verifica è soddisfatta.

## 2.7 Verifica Setti di controvento

Per la verifica dei setti alle varie combinazioni di carico, le sollecitazioni sono state ricavate dal modello di calcolo. I dati sono riportati nel fascicolo dei calcoli

2.7.1 Setto S1

Setto S1

<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>	11	Beam	0.00	-229.67	-4.68	13.59	0.38	15.12	-43.51
<i>N max</i>	40	Beam	358.00	36.97	21.81	84.17	39.11	-0.00	-0.00
<i>T12 min</i>	11	Beam	0.00	-98.61	-29.42	-96.66	-4.72	46.47	10.90
<i>T12 max</i>	11	Beam	0.00	-177.14	22.76	118.47	4.95	-25.05	-78.36
<i>T13 min</i>	40	Beam	0.00	-75.25	-15.05	-133.14	-21.47	53.89	476.64
<i>T13 max</i>	11	Beam	0.00	-156.97	20.57	147.81	4.09	-22.38	-71.29
<i>Mt min</i>	40	Beam	0.00	-63.95	-14.62	-27.09	-39.99	52.36	97.00
<i>Mt max</i>	40	Beam	0.00	-48.49	15.31	19.08	39.68	-54.81	-68.30
<i>M12 min</i>	11	Beam	360.00	-41.99	-29.01	12.03	8.32	-82.78	-301.23
<i>M12 max</i>	11	Beam	360.00	-125.76	22.36	9.77	-8.08	80.24	312.27
<i>M13 min</i>	11	Beam	360.00	-64.78	-27.23	-126.01	-3.85	-57.87	-458.52
<i>M13 max</i>	40	Beam	0.00	-75.25	-15.05	-133.14	-21.47	53.89	476.64

Sollecitazioni allo SLV

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

$$N_{ed} = 75,25 \text{ KN,}$$

$$M_x = 476,64 \text{ KNm}$$

$$M_y = 53,89 \text{ KNm}$$

$$V_{ed} = 133,14 \text{ KN}$$

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 pilastrini 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  $10\Phi 16$ , corrispondenti a  $20,10 \text{ cm}^2$ . Risulta così verificato

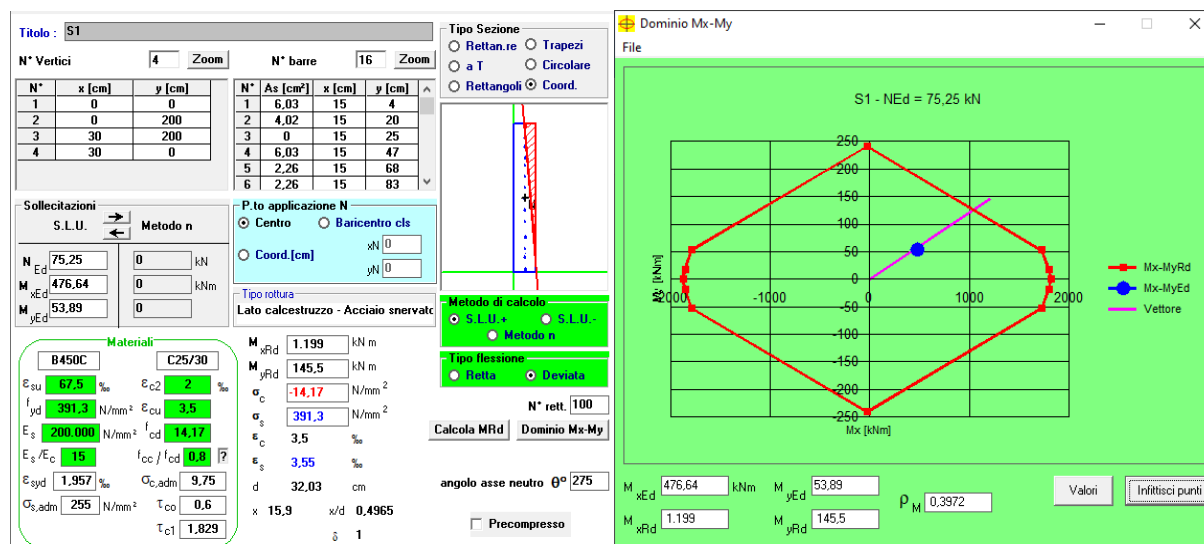


il rapporto geometrico di armatura totale verticale nell'area confinata, compreso tra l'1% e il 4%.

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  $\Phi 10/20$  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  $x = 15,90$  cm
- $\varepsilon_s = 3,55\text{‰} > \varepsilon_{sy} = 1,95\text{‰}$

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

Deriva:

$$M_{rd,x} = 1.199 \text{ KNm} > M_x = 476,64 \text{ KNm}$$

Verificato

Verificato

Si giunge così ad un  $V_{ed}^* = V_{ed} \varepsilon = 199,71 \text{ KN}$ . Con questo valore sono state condotte le seguenti verifiche.

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.

$$V_{rd,c} = (0,8 l_w b_w f'_{cd})^{0,4} = 1.354,56 \text{ kN} > V_{ed}^* = 199,71 \text{ kN}$$

$f'_{cd} = 0,5 f_{cd}$  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.

Il calcolo dell'armatura d'anima deve tener conto del rapporto di taglio  $a_s = M_{Ed} / V_{Ed} l_w$ . Essendo  $a_s < 2$  (1,79) la determinazione della resistenza deve essere condotta nel modo seguente:

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

Con  $\rho_h f_{ydh} b_w z < \rho_v f_{ydv} b_w z + \min N_{Ed}$

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

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.

$$V_{dd} = \min \{1,3 \Sigma A_{sj} \sqrt{f_{cd} f_{yd}} ; 0,25 \Sigma A_{sj} f_{yd}\} = 519,30 \text{ kN}$$

dove  $\Sigma A_{sj}$  la somma delle aree delle barre verticali intersecanti il piano contenente la potenziale superficie di scorrimento pari a 53,76 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  $V_{dd} = 519,30 \text{ kN}$ , ovvero è sufficiente il primo contributo per la verifica in esame.

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:

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 0,171 s per sisma in Y.

Essendo  $T_1 < T_c$ , si ha:  $\mu_\Phi = 8,5$ .

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

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

dove:

$N_{ed} = 75,25$  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:  $\nu_d = 0,0089$

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:  $\alpha = \alpha_n \alpha_s$

$$\alpha_n = 0,46$$

$$\alpha_s = 0,671$$

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

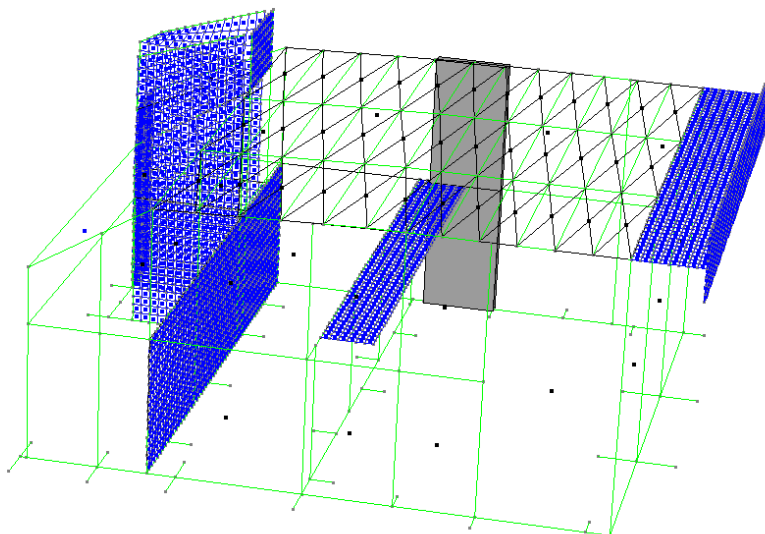
Rimane ora da determinare  $\omega_v = \rho_v f_{yd,v} / f_{cd} = 0,125$ , essendo  $\rho_v = 0,0045$ .

Ne deriva che:

$$\alpha \omega_{wd} = 0,126$$

$$30 \mu_\Phi (\nu_d + \omega_v) \varepsilon_{sy,d} (b_c/b_0) - 0,035 = 0,042$$

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

2.7.2 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	12	Beam	0.00	-310.76	3.48	-0.28	0.43	-4.98	14.23
N	max	24	Beam	358.00	-33.41	-15.60	-162.56	-1.82	-18.58	-119.40
T12	min	24	Beam	0.00	-100.08	-24.90	-120.33	-34.35	55.68	318.60
T12	max	24	Beam	0.00	-136.03	27.42	114.50	33.86	-61.10	-326.10
T13	min	24	Beam	0.00	-106.54	-15.17	-163.93	-1.09	36.74	464.43
T13	max	24	Beam	0.00	-129.56	17.69	158.10	0.60	-42.15	-471.93
Mt	min	24	Beam	0.00	-91.38	-17.93	-44.85	-41.12	38.17	92.54
Mt	max	24	Beam	0.00	-144.73	20.45	39.02	40.63	-43.58	-100.05
M12	min	24	Beam	0.00	-136.03	27.42	114.50	33.86	-61.10	-326.10
M12	max	12	Beam	360.00	-147.20	21.25	-4.58	-8.06	61.69	330.09
M13	min	24	Beam	0.00	-148.57	17.99	156.90	0.74	-42.70	-474.10
M13	max	12	Beam	360.00	-133.65	20.06	132.22	4.65	46.01	478.10

Sollecitazioni allo SLV

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

$N_{ed} = 133,65 \text{ KN}$ ,

$M_x = 478,1 \text{ KNm}$

$M_y = 46,01 \text{ KNm}$

$V_{ed} = 132,22 \text{ KN}$

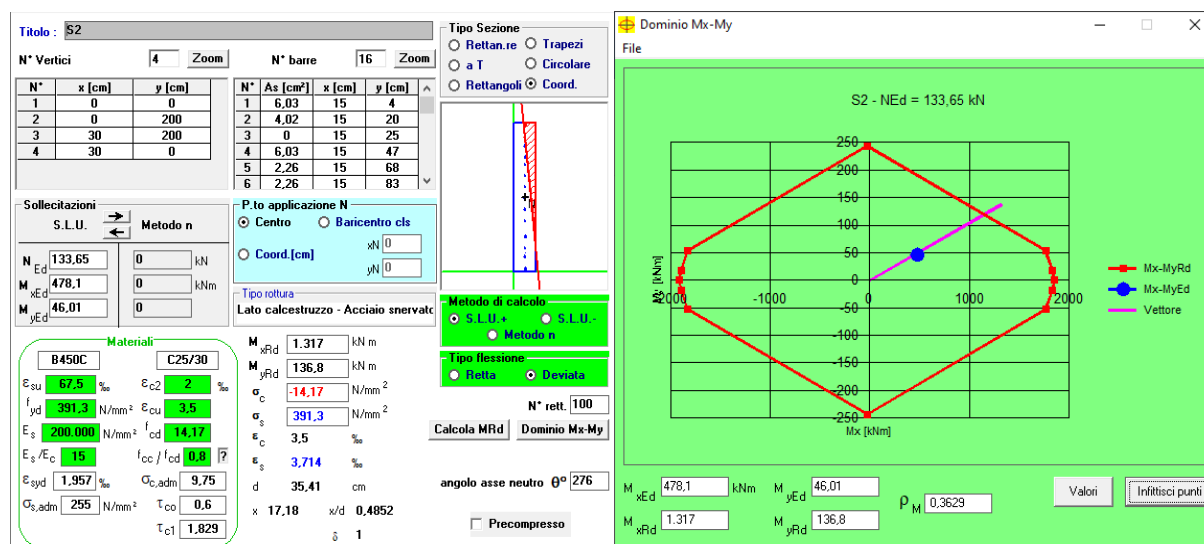
Si è scelto di realizzare il setto di lunghezza pari a 200 cm e di larghezza di 30 cm. All'interno dei setti sono stati individuati due pilastri di estremità ai quali è affidato il momento. Tali zone confinate hanno per lati lo spessore della parete ed una lunghezza confinata  $l_c$  pari al 20% della 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  $10\Phi 16$ , corrispondenti a  $20,10 \text{ cm}^2$ . 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  $\Phi 10/20$  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 S2 e Dominio M-N

Sono stati ottenuti i seguenti risultati:

- posizione asse neutro  $x = 17,18$  cm
- $\varepsilon_s = 3,71$  ‰  $> \varepsilon_{sy} = 1,95$  ‰

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

Deriva:

$$M_{Rd,x} = 1.317 \text{ KNm} > M_x = 478,1 \text{ KNm}$$

Verificato

$$M_{Rd,y} = 136,8 \text{ KNm} > M_y = 46,01 \text{ KNm}$$

Verificato

Segue la verifica a taglio del setto, sollecitato da un taglio complessivo alla base pari a

132,22 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  $V_{ed}^* = V_{ed} \varepsilon = 198,33$  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:

$$V_{rd,c} = (0,8 l_w b_w f'_{cd}) 0,4 = 1.354,56 \text{ KN} > V_{ed}^* = 198,33 \text{ KN}$$

dove

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

$l_w = 200$  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  $\alpha_s < 2$  (1,81) 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

$$\text{Ne deriva } V_{Ed}^* = 198,33 \text{ KN} < V_{Rdc} = 1.092 \text{ KN} \quad \text{Verificato}$$

#### 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  $V_{dd}$ :

$$V_{dd} = \min \{ 1,3 \Sigma A_{sj} \sqrt{f_{cd} f_{yd}} ; 0,25 \Sigma A_{sj} f_{yd} \} = 519,30 \text{ kN}$$

dove  $\Sigma A_{sj}$  la somma delle aree delle barre verticali intersecanti il piano contenente la potenziale superficie di scorrimento pari a 53,76 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  $V_{dd} = 519,30 \text{ kN}$ , ovvero è sufficiente il primo contributo per la verifica in esame.

Ne deriva che  $V_{Ed}^* = 198,33 \text{ kN} < V_{dd} = 519,30 \text{ kN}$

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 0,171 s per sisma in Y.

Essendo  $T_1 < T_c$ , si ha:  $\mu_\Phi = 8,5$ .

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

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

dove:

$N_{ed} = 133,65$  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:  $u_d = 0,016$

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:  $\alpha = \alpha_n \alpha_s$

$$\alpha_n = 0,46$$

$$\alpha_s = 0,671$$

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

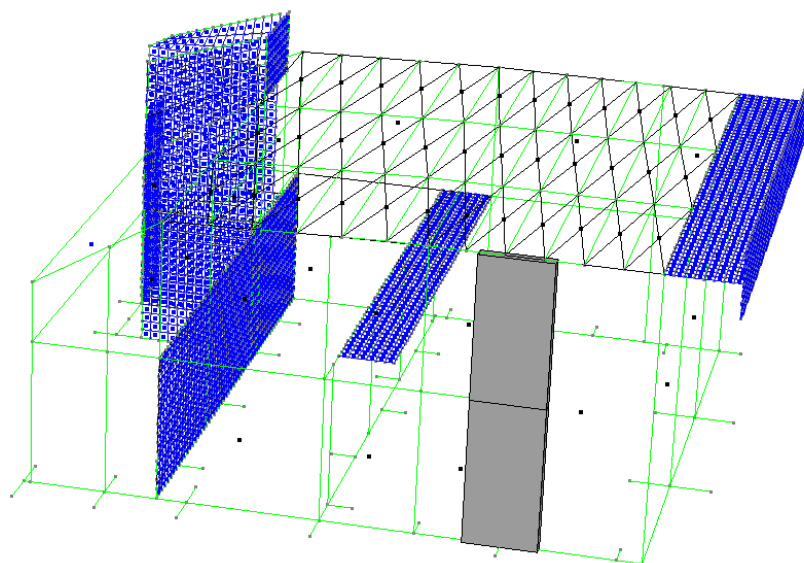
Rimane ora da determinare  $\omega_v = \rho_v f_{yd,v} / f_{cd} = 0,125$ , essendo  $\rho_v = 0,0045$ .

Ne deriva che:

$$\alpha \omega_{wd} = 0,126$$

$$30 \mu_\Phi (u_d + \omega_v) \varepsilon_{sy,d} (b_c/b_0) - 0,035 = 0,046$$

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

2.7.3 Setto S3

Setto S3

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	-204.89	-4.14	1.66	0.37	13.15	22.76
N	max	26	Beam	358.00	3.47	12.74	-5.43	38.68	-0.00	0.00
T12	min	8	Beam	0.00	-123.84	-25.75	-56.45	8.48	26.53	191.37
T12	max	8	Beam	0.00	-130.76	21.67	61.82	-8.27	-13.01	-172.92
T13	min	8	Beam	0.00	-116.96	-16.45	-82.14	13.20	12.15	322.87
T13	max	8	Beam	0.00	-137.64	12.37	87.51	-12.98	1.37	-304.41
Mt	min	26	Beam	0.00	-80.72	-12.52	-6.07	-39.18	44.83	21.73
Mt	max	26	Beam	0.00	-60.09	12.80	-4.49	38.82	-45.82	16.08
M12	min	8	Beam	360.00	-75.24	-25.75	-56.45	8.48	-67.29	-38.88
M12	max	8	Beam	360.00	-82.16	21.67	61.82	-8.27	66.13	76.69
M13	min	8	Beam	0.00	-137.64	12.37	87.51	-12.98	1.37	-304.41
M13	max	8	Beam	0.00	-116.96	-16.45	-82.14	13.20	12.15	322.87

Sollecitazioni allo SLV

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

$N_{ed} = 116,96 \text{ KN}$ ,

$M_x = 322,87 \text{ KNm}$

$M_y = 12,15 \text{ KNm}$

$V_{ed} = 82,14 \text{ KN}$

Si è scelto di realizzare il setto di lunghezza pari a 180 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.

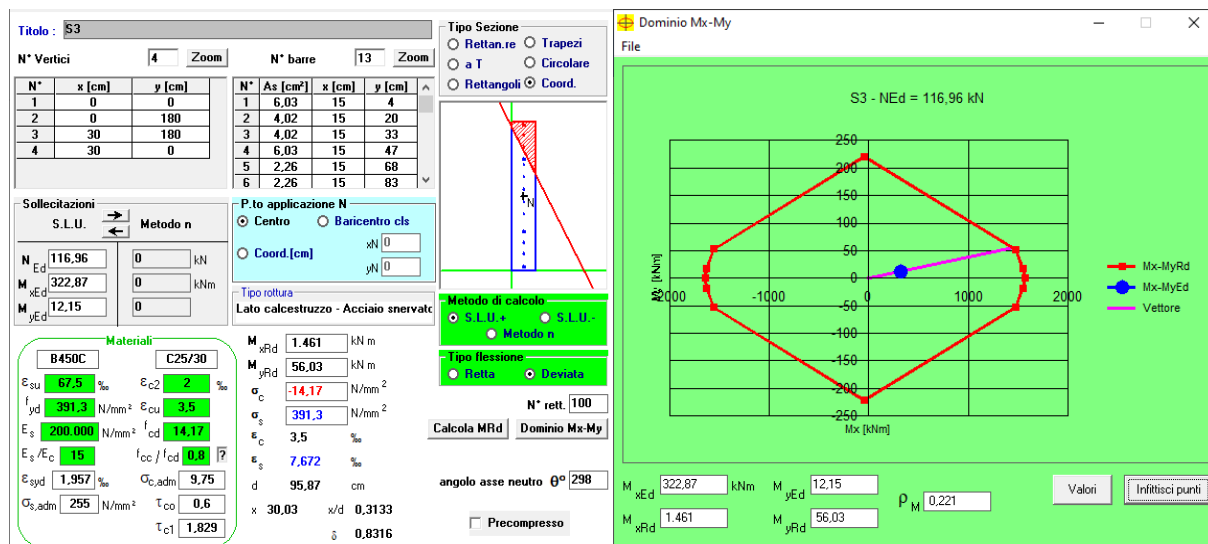
Sono stati inseriti a tal proposito 10 $\Phi$ 16, corrispondenti a 20,10 cm<sup>2</sup>. Risulta così verificato il rapporto geometrico di armatura totale verticale nell'area confinata, compreso tra l'1%

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 200 cm al di sopra della ciabatta di fondazione.

Per la restante armatura del setto nella zona centrale sono quindi stati considerati  $(5+5)\Phi 12$ ; 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 S3 e Dominio M-N

Sono stati ottenuti i seguenti risultati:

- posizione asse neutro  $x = 30,03 \text{ cm}$
- $\varepsilon_s = 7,67 \text{ ‰} > \varepsilon_{sy} = 1,95 \text{ ‰}$

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

Deriva:

$$M_{rd,x} = 1.461 \text{ KNm} > M_x = 322,87 \text{ KNm}$$

Verificato

$$M_{rd,y} = 56,03 \text{ KNm} > M_y = 12,15 \text{ KNm}$$

Verificato

Segue la verifica a taglio del setto, sollecitato da un taglio complessivo alla base pari a 82,14 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  $V_{ed}^* = V_{ed} \epsilon = 123,21$  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°. Nelle zone critiche tale resistenza va moltiplicata per un fattore riduttivo 0,4.

Si è fatto riferimento alla seguente formula:

$$V_{rd,c} = (0,8 l_w b_w f'_{cd}) 0,4 = 1.219,10 \text{ KN} > V_{ed}^* = 123,21 \text{ KN}$$

dove

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

$l_w = 180$  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  $\alpha_s > 2$  (2,18) 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°.

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

$$V_{Rdc} = 0,8 l_w b_w \alpha_c f'_{cd} (ctg\alpha + ctg\theta) / (1 + ctg^2\theta) = 1.542,93 \text{ KN}$$

$$V_{Rds} = 0,8 l_w A_{sw/s} f_{yd} (ctg\alpha + ctg\theta) \sin\alpha = 450,71 \text{ KN}$$

dove:

$l_w$  è l'altezza della sezione pari a 180 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,

Ne deriva  $V_{Rd} = 450,71 \text{ kN} > V_{ed}^* = 123,21 \text{ kN}$

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  $V_{dd}$ :

$$V_{dd} = \min \{1,3 \sum A_{sj} \sqrt{f_{cd} f_{yd}} ; 0,25 \sum A_{sj} f_{yd}\} = 497,47 \text{ kN}$$

dove  $\Sigma A_{sj}$  la somma delle aree delle barre verticali intersecanti il piano contenente la potenziale superficie di scorrimento pari a  $51,5 \text{ cm}^2$ ,  $f_{cd}$  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  $V_{dd} = 497,47 \text{ kN}$ , ovvero è sufficiente il primo contributo per la verifica in esame.

Ne deriva che  $V_{Ed}^* = 123,21 \text{ kN} < V_{dd} = 497,47 \text{ kN}$

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 0,171 s per sisma in Y.

Essendo  $T_1 < T_c$ , si ha:  $\mu_\Phi = 8,5$ .

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

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

dove:

$N_{ed} = 116,96$  KN è lo sforzo assiale massimo allo SLV,

$A_c = b_c h_c = 5400$  cm<sup>2</sup>, essendo  $b_c = 30$  cm ed  $h_c = 180$  cm.

Si ha:  $u_d = 0,015$

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:  $\alpha = \alpha_n \alpha_s$

$$\alpha_n = 0,46$$

$$\alpha_s = 0,671$$

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

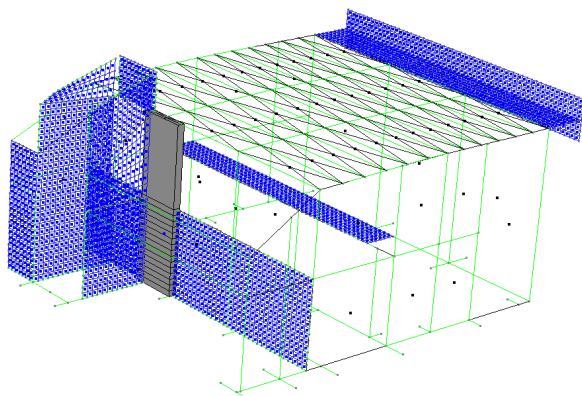
Rimane ora da determinare  $\omega_v = \rho_v f_{yd,v} / f_{cd} = 0,130$ , essendo  $\rho_v = 0,0047$ .

Ne deriva che:

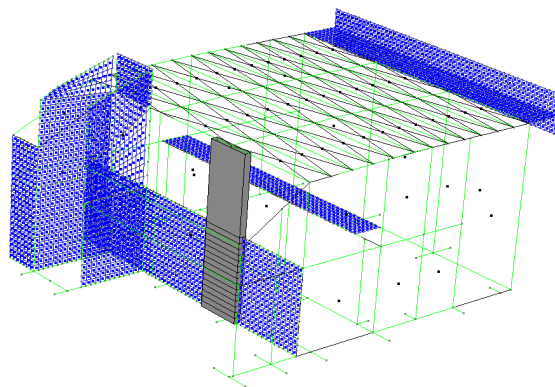
$$\alpha \omega_{wd} = 0,126$$

$$30 \mu_\Phi (u_d + \omega_v) \varepsilon_{sy,d} (b_c/b_0) - 0,035 = 0,049$$

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

2.7.4 Setto S4-S5

Setto S4



Setto S5

Tipo n'Asta	Tipo Asta	X (cm)	N ( kN)	T12 ( kN)	T13 ( kN)	MT ( kNm)	M12 ( kNm)	M13 ( kNm)	
N min	298	Beam	0.00	-300.74	58.71	-9.49	6.05	-89.61	5.62
N max	331	Beam	24.00	66.63	10.61	7.01	-1.82	-6.70	-4.54
T12 min	567	Beam	0.00	-108.77	-308.26	-15.07	4.00	-308.03	-7.35
T12 max	583	Beam	0.00	-94.78	331.53	20.07	-8.77	371.08	9.32
T13 min	583	Beam	0.00	-75.82	-178.36	-37.07	-9.78	-259.49	-18.26
T13 max	583	Beam	0.00	-132.82	222.50	37.11	3.21	248.67	16.53
Mt min	583	Beam	0.00	-99.69	-37.44	-32.82	-24.49	-90.35	-17.96
Mt max	32	Beam	0.00	-96.22	128.94	0.09	19.51	-438.39	-0.30
M12 min	32	Beam	0.00	-126.10	134.12	4.74	15.39	-456.01	-16.13
M12 max	32	Beam	0.00	-99.38	-133.43	-4.19	-16.16	453.65	14.24
M13 min	32	Beam	0.00	-118.76	91.64	8.21	11.42	-311.58	-27.91
M13 max	583	Beam	24.00	-107.70	227.18	35.88	9.63	306.18	26.12

Sollecitazioni allo SLV S4

<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>	33	Beam	0.00	-234.89	8.11	-1.75	1.95	-27.57	5.94
<i>N max</i>	30	Beam	24.00	-21.79	-3.44	-7.82	-4.19	2.62	-14.68
<i>T12 min</i>	566	Beam	0.00	-105.76	-282.78	4.23	9.53	-321.58	-10.00
<i>T12 max</i>	566	Beam	0.00	-100.07	255.02	13.14	-10.84	307.18	6.14
<i>T13 min</i>	582	Beam	0.00	-92.50	-166.52	-27.06	-6.58	-255.80	-15.29
<i>T13 max</i>	582	Beam	0.00	-127.10	134.78	50.75	4.96	234.74	14.96
<i>Mt min</i>	582	Beam	0.00	-117.93	135.93	26.68	-18.55	257.48	-1.56
<i>Mt max</i>	33	Beam	0.00	-146.26	95.31	-1.25	19.38	-324.06	4.24
<i>M12 min</i>	33	Beam	0.00	-145.07	132.41	1.67	15.69	-450.21	-5.66
<i>M12 max</i>	33	Beam	0.00	-111.16	-123.93	-3.40	-14.26	421.35	11.57
<i>M13 min</i>	30	Beam	0.00	-42.61	-19.69	9.80	-5.06	32.80	-25.28
<i>M13 max</i>	582	Beam	24.00	-125.99	136.77	50.67	5.08	268.73	25.65

Sollecitazioni allo SLV S5

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

$$N_{ed} = 126,1 \text{ KN},$$

$$M_x = 456,01 \text{ KNm}$$

$$M_y = 16,13 \text{ KNm}$$

$$V_{ed} = 331,53 \text{ KN}$$

Si è scelto di realizzare i setti 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

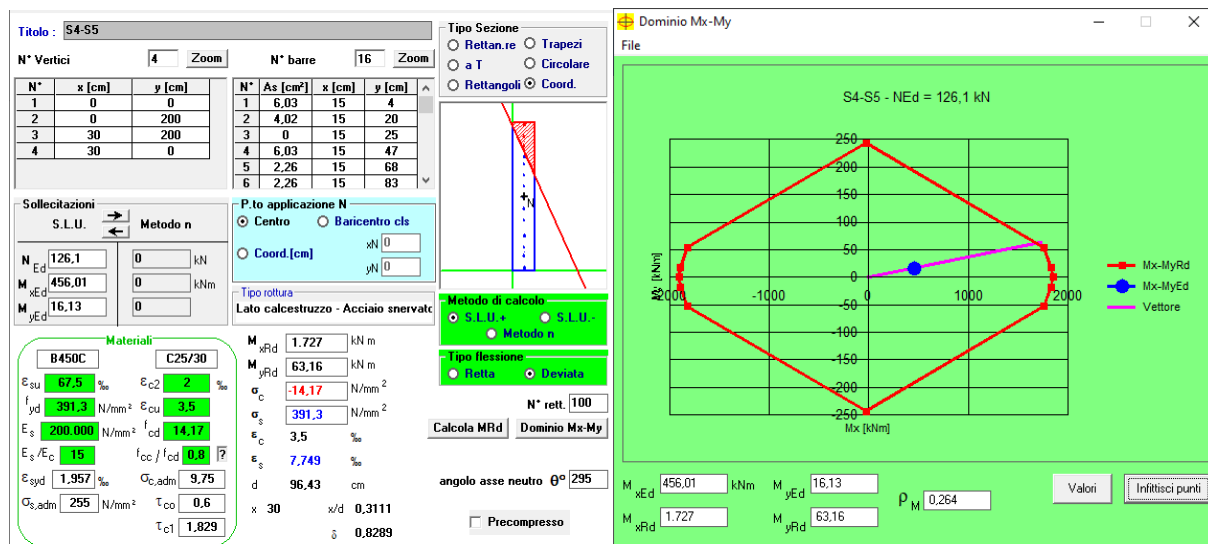
momento. Tali zone confinate hanno per lati lo spessore della parete ed una lunghezza confinata  $l_c$  pari al 20% della lunghezza in pianta della parete e comunque non inferiore a 1,5 volte lo spessore della parete stessa. Ne deriva  $l_c$  pari a 50 cm.

Sono stati inseriti a tal proposito 10 $\Phi$ 16, corrispondenti a 20,10 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 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 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-S5 e Dominio M-N

Sono stati ottenuti i seguenti risultati:

- posizione asse neutro  $x = 30$  cm
- $\epsilon_s = 7,75$  ‰  $>$   $\epsilon_{sy} = 1,95$  ‰

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

Deriva:

$$M_{rd,x} = 1.727 \text{ KNm} > M_x = 456,01 \text{ KNm} \quad \text{Verificato}$$

$$M_{rd,y} = 63,16 \text{ KNm} > M_y = 16,13 \text{ KNm} \quad \text{Verificato}$$

Segue la verifica a taglio del setto, sollecitato da un taglio complessivo alla base più gravoso pari a 331,53 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  $V_{ed}^* = V_{ed} \epsilon = 497,29 \text{ KN}$ . 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°. Nelle zone critiche tale resistenza va moltiplicata per un fattore riduttivo 0,4.

Si è fatto riferimento alla seguente formula:

$$V_{rd,c} = (0,8 l_w b_w f'_{cd}) 0,4 = 1.354,56 \text{ KN} > V_{ed}^* = 497,29 \text{ kN}$$

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  $a_s < 2$  (0,69) la determinazione della resistenza deve essere condotta nel modo seguente:

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

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

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  $V_{Ed}^* = 497,29 \text{ kN} < V_{Rdc} = 566 \text{ kN}$  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  $V_{dd}$ :

$$V_{dd} = \min \{ 1,3 \Sigma A_{sj} \sqrt{f_{cd} f_{yd}} ; 0,25 \Sigma A_{sj} f_{yd} \} = 519,30 \text{ kN}$$

dove  $\Sigma A_{sj}$  la somma delle aree delle barre verticali intersecanti il piano contenente la potenziale superficie di scorrimento pari a  $53,76 \text{ cm}^2$ ,  $f_{cd}$  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  $V_{dd} = 519,30 \text{ kN}$ , ovvero è sufficiente il primo contributo per la verifica in esame.

Ne deriva che  $V_{Ed}^* = 497,29 \text{ kN} < V_{dd} = 519,30 \text{ kN}$  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 SLV,

$T_1$  = periodo proprio di vibrazione della struttura, pari a 0,398 s per sisma in X.

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:

$N_{ed} = 126,1$  KN è lo sforzo assiale massimo allo SLV,

$A_c = b_c h_c = 6000 \text{ cm}^2$ , essendo  $b_c = 30 \text{ cm}$  ed  $h_c = 200 \text{ cm}$ .

Si ha:  $\nu_d = 0,0149$

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

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

con:

$V_{st} = A_{st} L_{st} = 128 \text{ cm}^3$  è il volume delle staffe di confinamento;

$V_{nc} = b_0 h_0 s = 8.734,4 \text{ cm}^3$  è il volume del nucleo di calcestruzzo,

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

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:

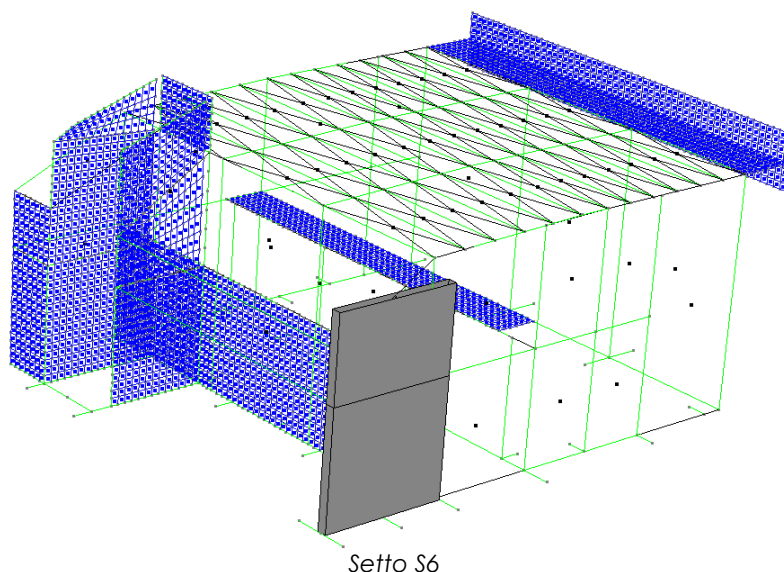
$$\alpha \omega_{wd} = 0,126$$

$$30 \mu_{\phi} (\nu_d + \omega_v) \varepsilon_{sy,d} (b_c/b_0) - 0,035 = 0,006$$



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

### 2.7.5 Setto S6



Tipo	n'Asta	Tipo Asta	X (cm)	N ( kN)	T12 ( kN)	T13 ( kN)	MT ( kNm)	M12 ( kNm)	M13 ( kNm)	
N	min	56	Beam	0.00	-382.15	1.51	135.24	-23.56	-6.79	-1336.63
N	max	68	Beam	262.26	155.13	3.74	-311.54	-7.15	0.00	0.00
T12	min	56	Beam	0.00	-68.80	-15.69	-242.32	28.64	22.63	1479.36
T12	max	68	Beam	0.00	-44.18	11.86	-81.64	-9.87	-31.09	214.11
T13	min	68	Beam	0.00	77.24	3.74	-311.54	-7.15	-9.81	817.05
T13	max	68	Beam	0.00	-268.57	5.17	<u>339.81</u>	-17.78	-13.56	-891.19
Mt	min	56	Beam	0.00	-345.25	7.21	215.10	-28.03	-11.72	-1460.76
Mt	max	56	Beam	0.00	-68.80	-15.69	-242.32	28.64	22.63	1479.36
M12	min	56	Beam	360.00	-47.48	-13.52	-179.30	18.28	-35.44	203.96
M12	max	56	Beam	0.00	-68.80	-15.69	-242.32	28.64	22.63	1479.36
M13	min	56	Beam	0.00	-345.25	7.21	215.10	-28.03	-11.72	-1460.76
M13	max	56	Beam	0.00	-68.80	-15.69	-242.32	28.64	22.63	1479.36

Sollecitazioni allo SLV

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

$$N_{ed} = 68,80 \text{ kN},$$

$$M_x = 1.479,36 \text{ kNm}$$

$$M_y = 22,63 \text{ kNm}$$

$$V_{ed} = 339,81 \text{ kN}$$

Si è scelto, per geometria, di realizzare il setto di lunghezza pari a 396 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 80 cm.

Sono stati inseriti a tal proposito 14 $\Phi$ 16, corrispondenti a 28,14 cm<sup>2</sup>. Risulta così verificato il rapporto geometrico di armatura totale verticale nell'area confinata,

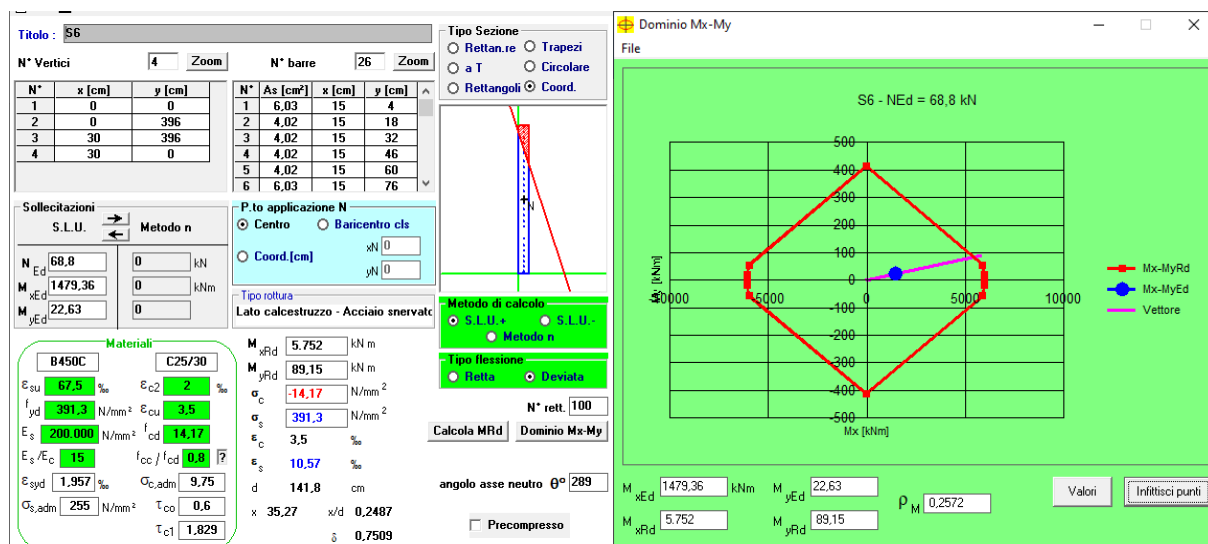


compreso tra l'1% e il 4%.

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 400 cm al di sopra della ciabatta di fondazione.

Per la restante armatura del setto nella zona centrale sono quindi stati considerati  $(14+14)\Phi 12$ ; 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 maggiormente sollecitato.



Verifica pressoflessione deviata setto S6 e Dominio M-N

Sono stati ottenuti i seguenti risultati:

- posizione asse neutro  $x = 35,27$  cm
- $\epsilon_s = 10,57$  ‰  $> \epsilon_{sy} = 1,95$  ‰

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

Deriva:

$$M_{rd,x} = 5.752 \text{ KNm} > M_x = 1.479,36 \text{ KNm}$$

Verificato

$$M_{rd,y} = 89,15 \text{ KNm} > M_y = 22,63 \text{ KNm}$$

Verificato

Segue la verifica a taglio del setto, sollecitato da un taglio più gravoso alla base pari a 339,81 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  $V_{ed}^* = V_{ed} \varepsilon = 509,71$  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:

$$V_{rd,c} = (0,8 l_w b_w f'_{cd}) 0,4 = 2.682,03 \text{ KN} > V_{ed}^* = 509,71 \text{ kN}$$

dove

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

$l_w = 396$  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  $\alpha_s < 2$  (1,10) 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

Ne deriva  $V_{Ed}^* = 509,71 \text{ kN} < V_{Rdc} = 1.454 \text{ kN}$

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  $V_{dd}$ :

$$V_{dd} = \min \{ 1,3 \sum A_{sj} \sqrt{f_{cd} f_{yd}} ; 0,25 \sum A_{sj} f_{yd} \} = 849,28 \text{ kN}$$

dove  $\sum A_{sj}$  la somma delle aree delle barre verticali intersecanti il piano contenente la potenziale superficie di scorrimento pari a  $87,92 \text{ cm}^2$ ,  $f_{cd}$  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  $V_{dd} = 849,28 \text{ kN}$ , ovvero è sufficiente il primo contributo per la verifica in esame.

Ne deriva che  $V_{Ed}^* = 509,71 \text{ kN} < V_{dd} = 849,28 \text{ kN}$

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:

99/131

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 0,171 s per sisma in Y.

Essendo  $T_1 < T_c$ , si ha:  $\mu_\Phi = 8,5$ .

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

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

dove:

$N_{ed} = 68,80$  KN è lo sforzo assiale massimo allo SLV,

$A_c = b_c h_c = 11880$  cm<sup>2</sup>, essendo  $b_c = 30$  cm ed  $h_c = 396$  cm.

Si ha:  $u_d = 0,0041$

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

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

con:

$V_{st} = A_{st} L_{st} = 170$  cm<sup>3</sup> è il volume delle staffe di confinamento;

$V_{nc} = b_0 h_0 s = 15.094$  cm<sup>3</sup> è il volume del nucleo di calcestruzzo,

essendo  $b_0 = b_c - 2c - \Phi_{st} = 71,2$  cm e  $h_0 = h_c - 2c - \Phi_{st} = 21,2$  cm.

Si ottiene  $\omega_{wd} = 0,312$ .

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

$$\alpha_n = 0,66$$

$$\alpha_s = 0,71$$

$$\alpha = \alpha_n \alpha_s = 0,47$$

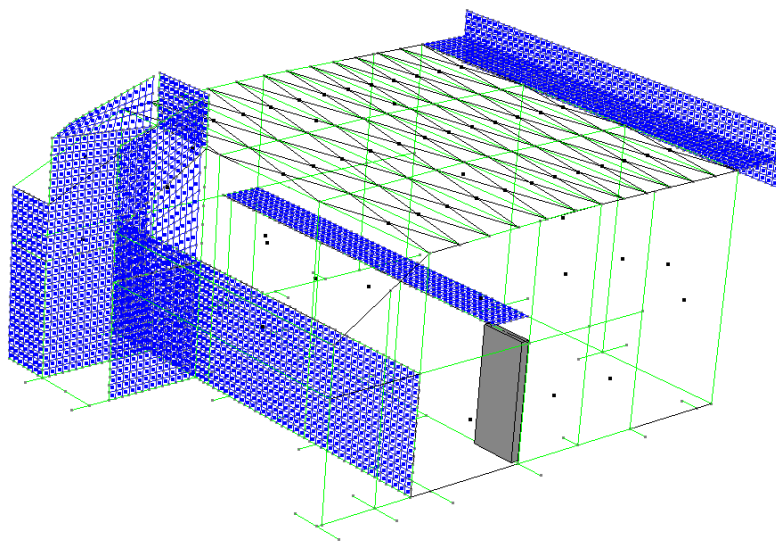
Rimane ora da determinare  $\omega_v = \rho_v f_{yd,v} / f_{cd} = 0,123$ , essendo  $\rho_v = 0,0045$ .

Ne deriva che:

$$\alpha \omega_{wd} = 0,147$$

$$30 \mu_\Phi (u_d + \omega_v) \varepsilon_{sy,d} (b_c/b_0) - 0,035 = 0,033$$

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

2.7.6 Setto S7

Setto S7

<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	-176.50	-0.51	-3.23	0.17	1.85	11.64
<i>N max</i>	16	Beam	360.00	-29.74	-30.71	2.39	-5.83	0.00	-0.00
<i>T12 min</i>	16	Beam	0.00	-78.39	-31.10	2.29	-5.83	111.95	-8.26
<i>T12 max</i>	16	Beam	0.00	-125.39	29.84	-6.32	5.95	-107.41	22.74
<i>T13 min</i>	16	Beam	0.00	-140.29	29.45	-6.42	5.95	-106.02	23.10
<i>T13 max</i>	16	Beam	0.00	-63.49	-30.71	2.39	-5.83	110.55	-8.62
<i>Mt min</i>	16	Beam	0.00	-78.39	-31.10	2.29	-5.83	111.95	-8.26
<i>Mt max</i>	16	Beam	0.00	-125.39	29.84	-6.32	5.95	-107.41	22.74
<i>M12 min</i>	16	Beam	0.00	-125.39	29.84	-6.32	5.95	-107.41	22.74
<i>M12 max</i>	16	Beam	0.00	-78.39	-31.10	2.29	-5.83	111.95	-8.26
<i>M13 min</i>	16	Beam	0.00	-63.49	-30.71	2.39	-5.83	110.55	-8.62
<i>M13 max</i>	16	Beam	0.00	-140.29	29.45	-6.42	5.95	-106.02	23.10

Solicitazioni allo SLV

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

$$N_{ed} = 78,39 \text{ KN,}$$

$$M_x = 111,95 \text{ KNm}$$

$$M_y = 8,26 \text{ KNm}$$

$$V_{ed} = 31,1 \text{ KN}$$

Si è scelto di realizzare il setto di lunghezza pari a 150 cm e di larghezza di 25 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 40 cm.

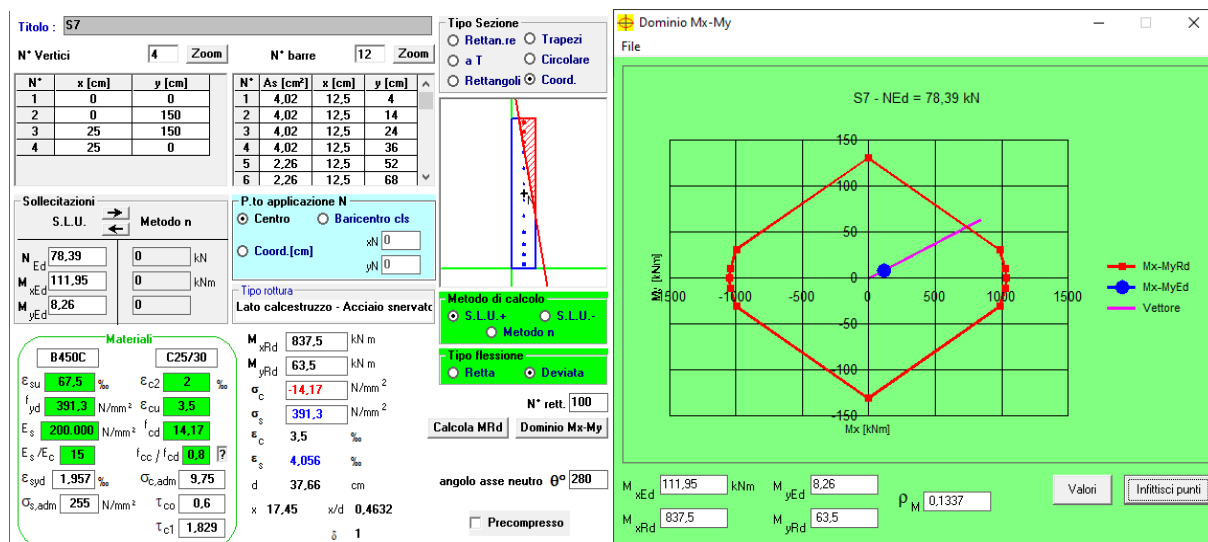
Sono stati inseriti a tal proposito  $8\Phi 16$ , corrispondenti a  $16,08 \text{ cm}^2$ . Risulta così verificato il rapporto geometrico di armatura totale verticale nell'area confinata, compreso tra

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 150 cm al di sopra della ciabatta di fondazione.

Per la restante armatura del setto nella zona centrale sono quindi stati considerati  $(4+4)\Phi 12$ ; 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 S7 e Dominio M-N

Sono stati ottenuti i seguenti risultati:

- posizione asse neutro  $x = 17,45$  cm
- $\varepsilon_s = 4,06 \text{ ‰} > \varepsilon_{sy} = 1,95 \text{ ‰}$

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

Deriva:

$$M_{rd,x} = 837,5 \text{ KNm} > M_x = 111,95 \text{ KNm}$$

Verificato

$$M_{rd,y} = 63,5 \text{ KNm} > M_y = 8,26 \text{ KNm}$$

Verificato

Segue la verifica a taglio del setto, sollecitato da un taglio complessivo alla base pari a 31,10 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  $V_{ed}^* = V_{ed} \varepsilon = 46,6$  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:

$$V_{rd,c} = (0,8 l_w b_w f'_{cd}) 0,4 = 846,6 \text{ KN} > V_{ed}^* = 46,65 \text{ kN}$$

dove

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

$l_w = 150$  cm è la lunghezza del setto

$b_w = 25$  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  $\alpha_s > 2$  (2,40) 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:

$$V_{Rdc} = 0,8 l_w b_w \alpha_c f'_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta) = 1.071,48 \text{ KN}$$

$$V_{Rds} = 0,8 l_w A_{sw} / s f_{yd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \text{sen}\alpha = 375,6 \text{ KN}$$

dove:

$l_w$  è l'altezza della sezione pari a 150 cm,

$b_w$  è la larghezza minima della sezione pari a 25 cm,



Verificato

Verificato

possono ritenersi soddisfatte se, per ciascuna zona dissipativa, il rapporto volumetrico di armatura trasversale negli elementi di bordo rispetta le limitazioni seguenti:

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

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;

$\epsilon_{sy,d}$  = 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 0,398 s per sisma in X.

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:

$N_{ed} = 78,39$  KN è lo sforzo assiale massimo allo SLV,

$A_c = b_c h_c = 3750$  cm<sup>2</sup>, essendo  $b_c = 25$  cm ed  $h_c = 150$  cm.

Si ha:  $u_d = 0,0148$

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

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

con:

$V_{st} = A_{st} L_{st} = 108$  cm<sup>3</sup> è il volume delle staffe di confinamento;

$V_{nc} = b_0 h_0 s = 5054,4$  cm<sup>3</sup> è il volume del nucleo di calcestruzzo,

essendo  $b_0 = b_c - 2c - \Phi_{st} = 31,2$  cm e  $h_0 = h_c - 2c - \Phi_{st} = 16,2$  cm.

Si ottiene  $\omega_{wd} = 0,59$ .

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

$$\alpha_n = 0,51$$

$$\alpha_s = 0,58$$

$$\alpha = \alpha_n \alpha_s = 0,296$$

Rimane ora da determinare  $\omega_v = \rho_v f_{ydv} / f_{cd} = 0,143$ , essendo  $\rho_v = 0,0052$ .

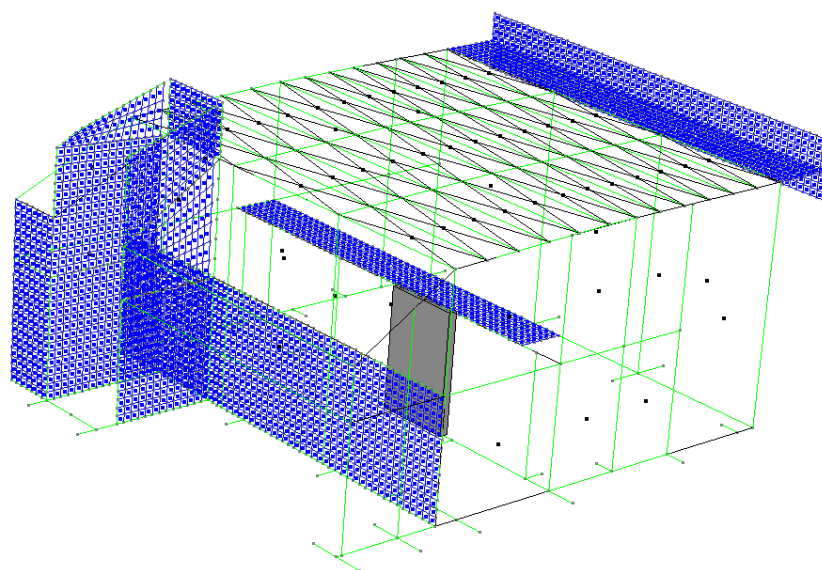
Ne deriva che:

$$\alpha \omega_{wd} = 0,175$$

$$30 \mu_{\phi} (u_d + \omega_v) \varepsilon_{sy,d} (b_c/b_0) - 0,035 = 0,014$$

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

### 2.7.7 Setto S8



Setto S8

Tipo n'Asta	Tipo Asta	X (cm)	N ( kN)	T12 ( kN)	T13 ( kN)	MT ( kNm)	M12 ( kNm)	M13 ( kNm)	
N min	13	Beam	0.00	-193.38	2.26	-0.13	0.27	-8.12	0.46
N max	13	Beam	360.00	-45.20	28.66	-1.97	5.56	0.00	0.00
T12 min	13	Beam	0.00	-97.62	-43.13	4.37	-9.04	155.26	-15.72
T12 max	13	Beam	0.00	-137.30	44.67	-4.28	9.24	-160.81	15.42
T13 min	13	Beam	0.00	-121.84	35.08	-4.41	7.97	-126.29	15.89
T13 max	13	Beam	0.00	-113.08	-33.54	4.50	-7.77	120.74	-16.19
Mt min	13	Beam	0.00	-111.80	-43.09	4.37	-9.04	155.12	-15.74
Mt max	13	Beam	0.00	-123.11	44.63	-4.29	9.24	-160.66	15.43
M12 min	13	Beam	0.00	-137.30	44.67	-4.28	9.24	-160.81	15.42
M12 max	13	Beam	0.00	-97.62	-43.13	4.37	-9.04	155.26	-15.72
M13 min	13	Beam	0.00	-113.08	-33.54	4.50	-7.77	120.74	-16.19
M13 max	13	Beam	0.00	-121.84	35.08	-4.41	7.97	-126.29	15.89

Sollecitazioni allo SLV

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

$$N_{ed} = 137,30 \text{ KN},$$

$$M_x = 160,81 \text{ KNm}$$

$$M_y = 15,42 \text{ KNm}$$

$$V_{ed} = 44,67 \text{ KN}$$

Si è scelto di realizzare il setto di lunghezza pari a 230 cm e di larghezza di 25 cm. All'interno dei setti sono stati individuati due pilastrini 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.

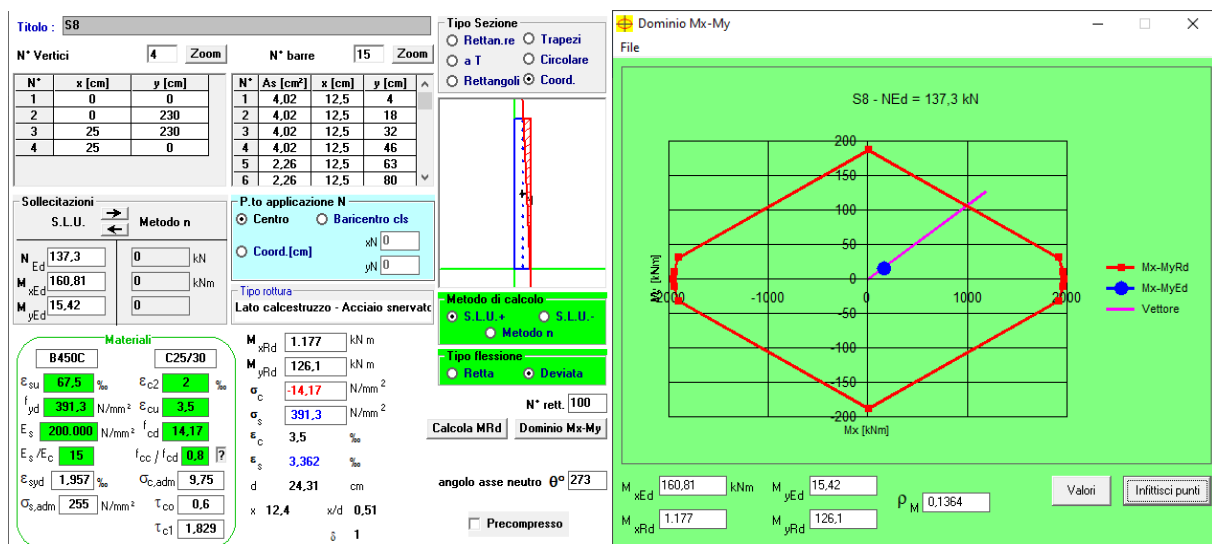
Sono stati inseriti a tal proposito 8 $\Phi$ 16, corrispondenti a 16,08 cm<sup>2</sup>. Risulta così verificato il

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 230 cm al di sopra della ciabatta di fondazione.

Per la restante armatura del setto nella zona centrale sono quindi stati considerati  $(7+7)\Phi 12$ ; 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 S8 e Dominio M-N

Sono stati ottenuti i seguenti risultati:

- posizione asse neutro  $x = 12,4$  cm
- $\epsilon_s = 3,36 \text{ ‰} > \epsilon_{sy} = 1,95 \text{ ‰}$

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

Deriva:

$$M_{rd,x} = 1.177 \text{ KNm} > M_x = 160,81 \text{ KNm}$$

Verificato

$$M_{rd,x} = 126,1 \text{ KNm} > M_x = 15,42 \text{ KNm}$$

Verificato

Segue la verifica a taglio del setto, sollecitato da un taglio complessivo alla base pari a 44,67 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  $V_{ed}^* = V_{ed} \varepsilon = 67 \text{ KN}$ . 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:

$$V_{rd,c} = (0,8 l_w b_w f'_{cd}) 0,4 = 1.298,12 \text{ KN} > V_{ed}^* = 67 \text{ kN}$$

dove

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

$l_w = 230 \text{ cm}$  è la lunghezza del setto

$b_w = 25 \text{ cm}$  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  $a_s < 2$  (1,57) 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 d'anima e l'area della relativa sezione di calcestruzzo

Ne deriva  $V_{Ed}^* = 67 \text{ kN} < V_{Rdc} = 932 \text{ kN}$

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  $V_{dd}$ :

$$V_{dd} = \min \{ 1,3 \Sigma A_{sj} \sqrt{f_{cd} f_{yd}} ; 0,25 \Sigma A_{sj} f_{yd} \} = 463,5 \text{ kN}$$

dove  $\Sigma A_{sj}$  la somma delle aree delle barre verticali intersecanti il piano contenente la potenziale superficie di scorrimento pari a  $47,98 \text{ cm}^2$ ,  $f_{cd}$  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  $V_{dd} = 463,5 \text{ kN}$ , ovvero è sufficiente il primo contributo per la verifica in esame.

Ne deriva che  $V_{Ed}^* = 67 \text{ kN} < V_{dd} = 463,5 \text{ kN}$

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:

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

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),





### 2.8.1 Verifica armatura trasversale sulle teste dei pali per plinto PL9

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	852	Beam	0.00	-91.00	89.02	-75.26
N max	851	Beam	0.00	91.00	-9.06	0.00
T12 min	883	Beam	0.00	-34.61	-326.63	298.82
T12 max	883	Beam	0.00	14.47	-71.56	69.26
T13 min	883	Beam	90.00	-33.28	-338.01	0.00
T13 max	882	Beam	0.00	34.61	378.08	0.00
Mt min	882	Beam	0.00	22.42	348.29	0.00
Mt max	882	Beam	0.00	-1.61	91.93	-0.00
M12 min	883	Beam	0.00	14.47	-71.56	69.26
M12 max	883	Beam	0.00	-34.61	-326.63	298.82
M13 min	852	Beam	0.00	-53.81	135.55	-117.14
M13 max	882	Beam	90.00	34.61	367.28	335.41

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 4Φ24 localizzati. Il plinto è stato progettato di altezza 60 cm. Per i dettagli dell'armatura inserita si vedano le tavole esecutive.

Come è possibile vedere dalle sollecitazioni, il momento sollecitante massimo è di 335,41 KNm.

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

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	80	60	1	4.62	5
			2	18.10	55

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N Ed 0 kN  
M xEd 335.41 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  
 $\tau_{cl}$  1.829

M xRd 367.7 kN m  
 $\sigma_c$  -14.17 N/mm²  
 $\sigma_s$  391.3 N/mm²  
 $\epsilon_c$  3.5 ‰  
 $\epsilon_s$  24.88 ‰  
d 55 cm  
x 6.783 x/d 0.1233  
 $\phi$  0.7

Verifica SLU, calcolo momento resistente

Sono stati ottenuti i seguenti risultati:

- posizione asse neutro  $x = 6,78$  cm
- $\epsilon_s = 24,9 \text{ ‰} > \epsilon_{sy} = 1,95 \text{ ‰}$

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

Essendo  $M_{rd} = 367,7 \text{ KNm} > M_{sd} = 335,41 \text{ KNm}$  la verifica è soddisfatta.

Segue la verifica a taglio agli SLU dell'armatura della fondazione, che è sollecitata da un taglio sollecitante di 378,08 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:

$$V_{Rdc} = 0,9 d b_w \alpha_c f'_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta) = 1.067 \text{ KN}$$

$$V_{Rds} = 0,9 d A_{sw} / s f_{yd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \text{sen}\alpha = 1.485,7 \text{ KN}$$

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 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 60 cm.

Essendo  $V_{rd} = 1.485,7 \text{ KN} > V_{sd} = 378,08 \text{ KN}$  la verifica è soddisfatta.

### 2.8.2 Verifica armatura longitudinale sulle teste dei pali per plinto PL9

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	648	Beam	0.00	-25.56	-200.30	101.90
N max	647	Beam	0.00	14.71	112.09	-14.61
T12 min	648	Beam	0.00	-19.50	180.25	-120.23
T12 max	648	Beam	0.00	3.07	-465.03	261.06
T13 min	648	Beam	73.15	-21.05	-598.91	-104.65
T13 max	647	Beam	0.00	1.37	614.29	-822.58
Mt min	647	Beam	0.00	11.22	587.74	-783.52
Mt max	648	Beam	0.00	-19.50	180.25	-120.23
M12 min	648	Beam	73.15	-19.50	144.27	-1.23
M12 max	648	Beam	0.00	-19.50	180.25	-120.23
M13 min	647	Beam	0.00	1.37	614.29	-822.58
M13 max	647	Beam	0.00	8.08	-368.11	732.12

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  $5\Phi 24$

localizzati. Il plinto è stato progettato di altezza 60 cm. Per i dettagli dell'armatura inserita si vedano le tavole esecutive.

Come è possibile vedere dalle sollecitazioni, il momento sollecitante massimo è di  $(822,58/2)=411,3$  kNm.

The screenshot shows a software interface for structural design. It includes input fields for section properties (width b=80 cm, height h=60 cm), material properties (concrete B450C, steel C25/30), and applied loads (moment M=411,3 kNm). The results section shows the calculated design moment M<sub>Rd</sub>=454,4 kNm and the effective depth d=55 cm. The interface also displays various material parameters and a diagram of the section with reinforcement.

N°	b [cm]	h [cm]	N°	A <sub>s</sub> [cm²]	d [cm]
1	80	60	1	4,62	5
			2	22,62	55

Materials:

Property	B450C	C25/30
$\epsilon_{su}$	67,5 ‰	2 ‰
$f_{yd}$	391,3 N/mm²	3,5
$E_s$	200.000 N/mm²	14,17
$E_s/E_c$	15	0,8
$\epsilon_{syd}$	1,957 ‰	9,75
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	0,6
$\tau_{c1}$		1,829

Results:

Property	Value
M <sub>Rd</sub>	454,4 kNm
$\sigma_c$	-14,17 N/mm²
$\sigma_s$	391,3 N/mm²
$\epsilon_c$	3,5 ‰
$\epsilon_s$	19,83 ‰
d	55 cm
x	8,25
x/d	0,15
$\delta$	0,7

Verifica SLU, calcolo momento resistente

Sono stati ottenuti i seguenti risultati:

- posizione asse neutro  $x = 8,25$  cm
- $\epsilon_s = 19,8 \text{ ‰} > \epsilon_{sy} = 1,95 \text{ ‰}$

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

Essendo  $M_{rd} = 454,4 \text{ kNm} > M_{sd} = 411,3 \text{ kNm}$  la verifica è soddisfatta.

Segue la verifica a taglio agli SLU dell'armatura della fondazione, che è sollecitata da un taglio sollecitante di  $(614,29/2)=307$  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:

$$V_{Rdc} = 0,9 d b_w \alpha_c f'_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta) = 1.067 \text{ kN}$$

$$V_{Rds} = 0,9 d A_{sw} / s f_{yd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \text{sen}\alpha = 1.188 \text{ kN}$$

dove

$A_{sw}$  è l'area dell'armatura trasversale  $2\Phi 24$ ,

$s$  è l'interasse tra armature trasversali pari a 15 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 60 cm.

Essendo  $V_{rd} = 1.067 \text{ KN} > V_{sd} = 307 \text{ KN}$  la verifica è soddisfatta.

### 2.8.3 Verifica armatura trasversale sulla testa dei pali fronte edificio

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>M13 ( kNm)</i>
<i>N min</i>	866	Beam	0.00	-3.24
<i>N max</i>	870	Beam	0.00	3.24
<i>T12 min</i>	866	Beam	0.00	0.26
<i>T12 max</i>	866	Beam	0.00	-0.32
<i>T13 min</i>	866	Beam	100.00	-0.09
<i>T13 max</i>	870	Beam	0.00	3.13
<i>Mt min</i>	867	Beam	0.00	2.25
<i>Mt max</i>	867	Beam	0.00	-2.24
<i>M12 min</i>	866	Beam	0.00	-0.32
<i>M12 max</i>	866	Beam	0.00	0.26
<i>M13 min</i>	867	Beam	100.00	0.03
<i>M13 max</i>	866	Beam	0.00	-0.09

Sollecitazioni allo SLV

Segue la verifica a flessione per l'armatura da posizionare trasversalmente sulla testa dei pali per la fondazione fronte edificio. È stato deciso di utilizzare  $5\Phi 20$  sulla testa del palo. Per i dettagli dell'armatura inserita si vedano le tavole esecutive.

Come è possibile vedere dalle sollecitazioni, il momento sollecitante massimo è di 265,99 KNm.

**TITOLO :**

**N° strati barre**  **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	80	60

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15,71	5
2	15,71	55

**Tipologia Sezione**  
☒ Rettang. re ☐ Trapezi  
☐ a T ☐ Circolare  
☐ Rettangoli ☐ Coord.

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

**N**  **kN**  
**M**  **kNm**  
**M**  **kNm**  
**M**

**P.to applicazione N**  
☒ Centro ☐ Baricentro cls  
☐ Coord.[cm]

**Tipologia rottura**  
**Lato calcestruzzo - Acciaio snervato**

**M**  **kNm**  
**xRd**

**Materiali**  
**B450C** **C25/30**  
 $\epsilon_{su}$   ‰  $\epsilon_{C2}$   ‰  
 $f_{yd}$   N/mm²  $\epsilon_{cu}$   ‰  
 $E_s$   N/mm²  $f_{cd}$   ‰  
 $E_s/E_C$    $f_{cc}/f_{cd}$   ‰  
 $\epsilon_{syd}$   ‰  $G_{c,adm}$   ‰  
 $G_{s,adm}$   N/mm²  $\tau_{co}$   ‰  
 $\tau_{c1}$   ‰

**Calcolo**  
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-  
☒ Metodo n

**Tipologia 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  $x = 5,53 \text{ cm}$
- $\varepsilon_s = 31,3 \text{ ‰} > \varepsilon_{sy} = 1,95 \text{ ‰}$

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

Essendo  $M_{rd} = 321 \text{ KNm} > M_{sd} = 265,99 \text{ KNm}$  la verifica è soddisfatta.

#### 2.8.4 Verifica armatura trasversale sulla testa dei pali allineamento centrale edificio

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> (cm)	<i>N</i> ( kN)	<i>M13</i> ( kNm)
<i>N min</i>	855	Beam	0.00	-33.79	124.49
<i>N max</i>	855	Beam	0.00	29.68	57.92
<i>T12 min</i>	855	Beam	0.00	29.62	63.12
<i>T12 max</i>	855	Beam	0.00	-33.74	119.29
<i>T13 min</i>	855	Beam	60.00	-4.36	0.00
<i>T13 max</i>	860	Beam	0.00	0.21	-0.00
<i>Mt min</i>	858	Beam	0.00	3.19	77.04
<i>Mt max</i>	858	Beam	0.00	-3.02	33.37
<i>M12 min</i>	855	Beam	0.00	-33.74	119.29
<i>M12 max</i>	855	Beam	0.00	29.62	63.12
<i>M13 min</i>	855	Beam	60.00	15.89	-0.01
<i>M13 max</i>	855	Beam	0.00	-4.36	139.56

Sollecitazioni allo SLV

Segue la verifica a flessione per l'armatura da posizionare trasversalmente sulla testa dei pali per la fondazione fronte edificio. È stato deciso di utilizzare 5 $\Phi$ 20 sulla testa del palo. Per i dettagli dell'armatura inserita si vedano le tavole esecutive.

Come è possibile vedere dalle sollecitazioni, il momento sollecitante massimo è di 139.56 kNm.

**TITOLO :**

**N° strati barre**  **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	80	60

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15.71	5
2	15.71	55

**Tipologia Sezione**  
☒ Rettang.re   ☐ Trapezi  
☐ a T   ☐ Circolare  
☐ Rettangoli   ☐ Coord.

**Diagramma**

**Carichi**

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

**N**  **kN**

**M**  **kNm**

**M**  **kNm**

**M**  **kNm**

**P.to applicazione N**  
☒ Centro   ☐ Baricentro cls  
☐ Coord.[cm]

**Tipologia rottura**  
☐ xN   
☐ yN

**Lato calcestruzzo - Acciaio snervato**

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

**Tipologia 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  $x = 5,53 \text{ cm}$
- $\varepsilon_s = 31,3 \text{ ‰} > \varepsilon_{sy} = 1,95 \text{ ‰}$

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

Essendo  $M_{rd} = 321 \text{ KNm} > M_{sd} = 139,56 \text{ KNm}$  la verifica è soddisfatta.

### 2.8.5 Verifica armatura fondazione continua centrale

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>	869	Beam	0.00	-25.80	119.61	-27.71
<i>N max</i>	869	Beam	0.00	26.72	37.61	-52.34
<i>T12 min</i>	662	Beam	0.00	16.53	-77.39	16.95
<i>T12 max</i>	662	Beam	0.00	-17.10	7.32	78.01
<i>T13 min</i>	664	Beam	150.00	-18.55	-131.86	-30.27
<i>T13 max</i>	869	Beam	0.00	-25.00	133.42	-35.89
<i>Mt min</i>	662	Beam	0.00	16.31	-72.86	15.91
<i>Mt max</i>	663	Beam	0.00	0.65	-5.29	18.57
<i>M12 min</i>	662	Beam	0.00	-16.88	2.78	79.05
<i>M12 max</i>	662	Beam	0.00	16.31	-72.86	15.91
<i>M13 min</i>	663	Beam	290.72	0.65	-50.64	-62.73
<i>M13 max</i>	664	Beam	0.00	-18.55	-113.86	153.09

### 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 5Φ16+2Φ20 inf. e sup.. Per i dettagli dell'armatura inserita si vedano e tavole esecutive.

Come è possibile vedere dalle sollecitazioni, il momento sollecitante massimo è di 153,09 KNm.

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

**N° strati barre** 2 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	80	60	1	16,34	5
			2	16,34	55

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

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
M<sub>xEd</sub> 153,09 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

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

M<sub>xRd</sub> 333,4 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> 30,83 ‰  
d 55 cm  
x 5,607 x/d 0,1019  
δ 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 = 5,6 cm
- ε<sub>s</sub> = 30,8 ‰ > 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> = 333,4 KNm > M<sub>sd</sub> = 153,09 KNm la verifica è soddisfatta.

Segue la verifica a taglio agli SLU dell'armatura della fondazione, che è sollecitata da un taglio sollecitante di 133,42 KN.

La verifica richiede che venga rispettata la relazione V<sub>Rd</sub> > V<sub>Ed</sub>.

Per la staffatura sopra la testa del palo, il taglio resistente è il minimo tra due valori V<sub>Rdc</sub> e V<sub>Rds</sub>, dove:

$$V_{Rdc} = 0,9 d b_w \alpha_c f'_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta) = 1.421,3 \text{ KN}$$

$$V_{Rds} = 0,9 d A_{sw} / s f_{yd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \text{sen}\alpha = 222,85 \text{ KN}$$

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  $V_{rd} = 222,85 \text{ KN} > V_{sd} = 133,42 \text{ KN}$  la verifica è soddisfatta.

### 2.8.6 Verifica armatura trasversale sulla testa dei pali perimetro edificio

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>M13</i> ( kNm )
<i>N min</i>	873	Beam	0.00	-28.15	105.51
<i>N max</i>	863	Beam	0.00	24.48	79.96
<i>T12 min</i>	863	Beam	0.00	14.86	82.49
<i>T12 max</i>	863	Beam	0.00	-18.48	101.18
<i>T13 min</i>	865	Beam	60.00	13.13	-0.01
<i>T13 max</i>	879	Beam	0.00	-3.02	-0.00
<i>Mt min</i>	854	Beam	0.00	-13.78	154.62
<i>Mt max</i>	854	Beam	0.00	13.73	3.03
<i>M12 min</i>	863	Beam	0.00	-18.48	101.18
<i>M12 max</i>	863	Beam	0.00	14.86	82.49
<i>M13 min</i>	854	Beam	90.00	-13.78	-0.01
<i>M13 max</i>	865	Beam	0.00	13.13	183.65

Sollecitazioni allo SLV

Segue la verifica a flessione per l'armatura da posizionare trasversalmente sulla testa dei pali per la fondazione fronte edificio. È stato deciso di utilizzare  $5\Phi 20$  sulla testa del palo. Per i dettagli dell'armatura inserita si vedano le tavole esecutive.

Come è possibile vedere dalle sollecitazioni, il momento sollecitante massimo è di 183,65 KNm.

**TITOLO :**

**N° strati barre**  **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	80	60

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15,71	5
2	15,71	55

**Tipologia Sezione**  
☒ Rettang.re   ☐ Trapezi  
☐ a T   ☐ Circolare  
☐ Rettangoli   ☐ Coord.

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

**N** Ed   kN  
**M** xEd   kNm  
**M** yEd

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

**Tipologia**  
☒ Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**  
**B450C**  **C25/30**   
 $\epsilon_{su}$   ‰  $\epsilon_{c2}$   ‰  
 $f_{yd}$   N/mm²  $\epsilon_{cu}$   ‰  
 $E_s$   N/mm²  $f_{cd}$   ‰  
 $E_s \cdot \epsilon_c$    $f_{cc} / f_{cd}$   ?  
 $\epsilon_{syd}$   ‰  $\sigma_{c,adm}$    
 $\sigma_{s,adm}$   N/mm²  $\tau_{co}$    
 $\tau_{c1}$

**M** xRd  kNm  
 $\sigma_c$   N/mm²  
 $\sigma_s$   N/mm²  
 $\epsilon_c$   ‰  
 $\epsilon_s$   ‰  
 $d$   cm  
 $x$    $x/d$

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

**Tipologia flessione**  
☒ Retta   ☐ Deviata

**N° rett.**   
**Calcola MRd**  **Dominio M-N**   
 $L_0$   cm **Col. modello**   
☐ Precompresso

Verifica SLU, calcolo momento resistente

Sono stati ottenuti i seguenti risultati:

- posizione asse neutro  $x = 5,53 \text{ cm}$
- $\varepsilon_s = 31,3 \text{ ‰} > \varepsilon_{sy} = 1,95 \text{ ‰}$

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

Essendo  $M_{rd} = 321 \text{ KNm} > M_{sd} = 183,65 \text{ KNm}$  la verifica è soddisfatta.

### 2.8.7 Verifica armatura fondazione continua perimetrale

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>	872	Beam	0.00	-110.76	101.96	-12.55
<i>N max</i>	872	Beam	0.00	125.04	52.22	-12.43
<i>T12 min</i>	872	Beam	0.00	-86.18	93.89	-13.11
<i>T12 max</i>	872	Beam	0.00	100.45	60.28	-11.88
<i>T13 min</i>	657	Beam	102.93	-0.53	-167.34	-48.50
<i>T13 max</i>	864	Beam	0.00	-2.51	235.97	-94.63
<i>Mt min</i>	864	Beam	0.00	5.18	173.91	-110.10
<i>Mt max</i>	651	Beam	0.00	-4.49	-41.09	75.13
<i>M12 min</i>	878	Beam	0.00	46.81	65.09	-28.48
<i>M12 max</i>	878	Beam	0.00	-46.07	50.86	-37.13
<i>M13 min</i>	650	Beam	206.24	26.56	-121.68	-171.06
<i>M13 max</i>	651	Beam	0.00	-9.69	-73.98	152.71

### 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 5Φ16+2Φ20 inf. e sup.. Per i dettagli dell'armatura inserita si vedano le tavole esecutive.

Come è possibile vedere dalle sollecitazioni, il momento sollecitante massimo è di 171,06 kNm.

The screenshot shows a software interface for structural analysis. It includes a title bar, a table for input data (N°, b [cm], h [cm], N°, As [cm²], d [cm]), a section diagram, and various calculation parameters and results.

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	80	60	1	16,34	5
			2	16,34	55

Calculated results and parameters:

- Sollecitazioni S.L.U. Metodo n:**
  - N<sub>Ed</sub> = 0 kN
  - M<sub>Ed</sub> = 171,06 kNm
  - M<sub>xEd</sub> = 0 kNm
  - M<sub>yEd</sub> = 0 kNm
- Materiali:**
  - B450C:  $\epsilon_{su} = 67,5 \%$ ,  $f_{yd} = 391,3 \text{ N/mm}^2$ ,  $E_s = 200.000 \text{ N/mm}^2$ ,  $E_s/E_c = 15$ ,  $\epsilon_{syd} = 1,957 \%$ ,  $\sigma_{s,adm} = 255 \text{ N/mm}^2$
  - C25/30:  $\epsilon_{c2} = 2 \%$ ,  $\epsilon_{cu} = 3,5$ ,  $f_{cd} = 14,17$ ,  $f_{cc}/f_{cd} = 0,8$ ,  $\sigma_{c,adm} = 9,75$ ,  $\tau_{co} = 0,6$ ,  $\tau_{c1} = 1,829$
- Calculated Values:**
  - M<sub>xRd</sub> = 333,4 kNm
  - $\sigma_c = -14,17 \text{ N/mm}^2$
  - $\sigma_s = 391,3 \text{ N/mm}^2$
  - $\epsilon_c = 3,5 \%$
  - $\epsilon_s = 30,83 \%$
  - d = 55 cm
  - x = 5,607 cm, x/d = 0,1019
  - $\delta = 0,7$
- Other Parameters:**
  - Metodo di calcolo: S.L.U.+, Metodo n
  - Tipo flessione: Retta
  - 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  $x = 5,6 \text{ cm}$
- $\epsilon_s = 30,8 \%$  >  $\epsilon_{sy} = 1,95 \%$

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

Essendo  $M_{rd} = 333,4 \text{ kNm} > M_{sd} = 171,06 \text{ kNm}$  la verifica è soddisfatta.

Segue la verifica a taglio agli SLU dell'armatura della fondazione, che è sollecitata da un taglio sollecitante di 235,97 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:

$$V_{Rdc} = 0,9 d b_w \alpha_c f'_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta)/(1+\text{ctg}^2\theta) = 1.421,3 \text{ kN}$$

$$V_{Rds} = 0,9 d A_{sw} /s f_{yd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta)\text{sen}\alpha = 297,1 \text{ kN}$$

dove

$A_{sw}$  è l'area dell'armatura trasversale 2Φ12,

$s$  è l'interasse tra armature trasversali pari a 15 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  $V_{rd} = 297,10 \text{ KN} > V_{sd} = 235,97 \text{ KN}$  la verifica è soddisfatta.

### 2.8.8 Verifica armatura fondazione continua tipo C-C

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>
<b>N min</b>	57	Beam	0.00	-274.92	24.23
<b>N max</b>	57	Beam	24.00	238.92	-22.69
<b>T12 min</b>	758	Beam	0.00	-23.32	162.79
<b>T12 max</b>	675	Beam	0.00	51.10	-248.79
<b>T13 min</b>	731	Beam	23.85	46.27	-387.54
<b>T13 max</b>	758	Beam	0.00	116.50	587.76
<b>Mt min</b>	671	Beam	0.00	36.11	-246.68
<b>Mt max</b>	764	Beam	0.00	9.98	329.48
<b>M12 min</b>	764	Beam	23.85	-8.03	118.51
<b>M12 max</b>	758	Beam	0.00	-23.32	162.79
<b>M13 min</b>	755	Beam	23.85	-150.22	-119.02
<b>M13 max</b>	764	Beam	23.85	35.67	477.82

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 4Φ16+4Φ20 inf. e sup.. Per i dettagli dell'armatura inserita si vedano le tavole esecutive.

Come è possibile vedere dalle sollecitazioni, il momento sollecitante massimo è di 236,4 KNm.

**TITOLO :**

**N° strati barre**  **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	80	60

N°	A <sub>s</sub> [cm²]	d [cm]
1	20,61	5
2	20,61	55

**Sollecitazioni**

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

**N**   kN

**M**   kNm

**M**

**P.to applicazione N**

☒ Centro ☐ Baricentro cls

☐ Coord. [cm]

xN

yN

**Tipologia**

**Lato calcestruzzo - Acciaio snervato**

**M**   kNm

**Materiali**

**B450C** **C25/30**

$\epsilon_{su}$   ‰  $\epsilon_{c2}$   ‰

$f_{yd}$   N/mm²  $\epsilon_{cu}$   ‰

$E_s$   N/mm²  $f_{cd}$   ‰

$E_s/E_c$    $f_{cc}/f_{cd}$   ?

$\epsilon_{syd}$   ‰  $G_{c,adm}$

$G_{s,adm}$   N/mm²  $\tau_{co}$

$\tau_{c1}$

**Tipologia Sezione**

☒ Rettang.re ☐ Trapezi

☐ a T ☐ Circolare

☐ Rettangoli ☐ Coord.

**Metodo di calcolo**

☒ S.L.U. ☐ S.L.S.

**Metodo n**

**Tipologia Flessione**

☒ Retta ☐ Deviata

**N° rett.**

**Calcola MRd** **Dominio M-N**

$L_0$   cm **Col. modello**

☐ Precompresso

Verifica SLU, calcolo momento resistente

Sono stati ottenuti i seguenti risultati:

- posizione asse neutro  $x = 6,05 \text{ cm}$
- $\varepsilon_s = 28,3 \text{ ‰} > \varepsilon_{sy} = 1,95 \text{ ‰}$

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

Essendo  $M_{rd} = 417 \text{ KNm} > M_{sd} = 236,4 \text{ KNm}$  la verifica è soddisfatta.

Segue la verifica a taglio agli SLU dell'armatura della fondazione, che è sollecitata da un taglio sollecitante di 587,76 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:

$$V_{Rdc} = 0,9 \text{ d } b_w \alpha_c f'_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta)/(1+\text{ctg}^2\theta) = 1.421,3 \text{ kN}$$

$$V_{Rds} = 0,9 \text{ d } A_{sw} / s f_{yd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \text{sen}\alpha = 297,1 \text{ kN}$$

dove

$A_{sw}$  è l'area dell'armatura trasversale  $4\Phi 14$ ,

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.

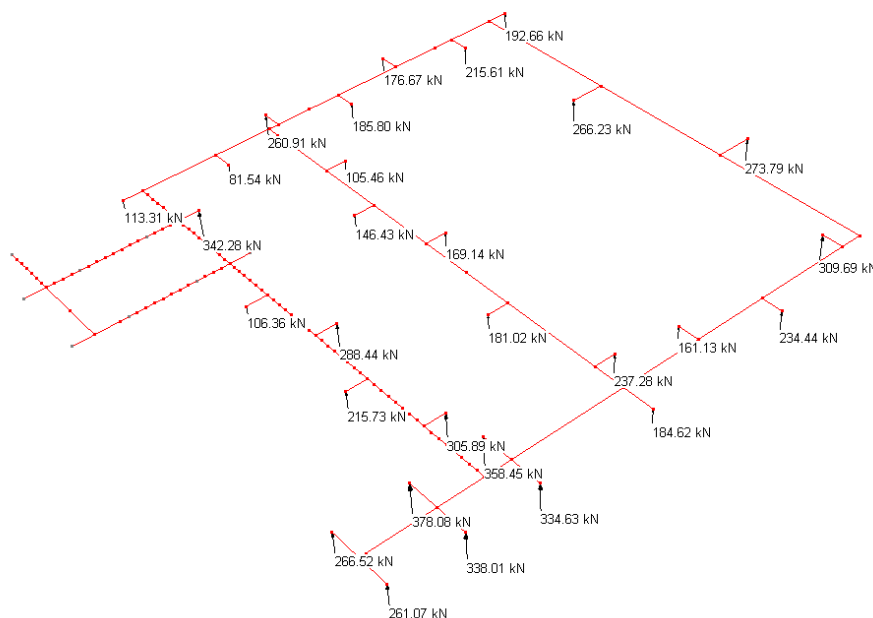
Essendo  $V_{rd} = 607,4 \text{ kN} > V_{sd} = 587,76 \text{ kN}$  la verifica è soddisfatta.

### 2.8.9 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 378,08 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.

$$N_{rd} = (141,1 \text{ Kg/cm}^2 \cdot 7.854 \text{ cm}^2 + 3.913 \text{ Kg/cm}^2 \cdot 25,12 \text{ cm}^2) / 1,2 = 10.054 \text{ KN.}$$

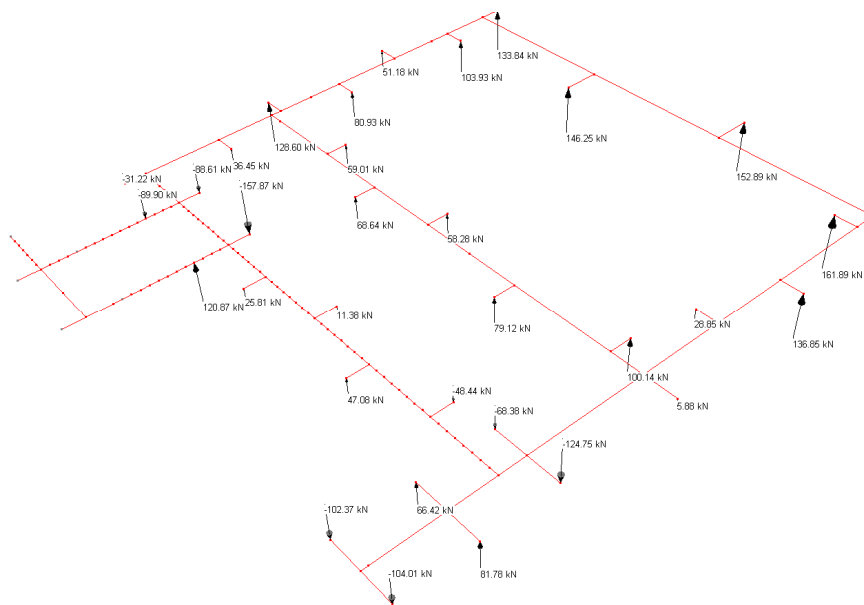
Nel primo calcolo sono stati considerati ferri longitudinali del tipo 8Ø20, mentre se si considera l'armatura che caratterizza la porzione inferiore del palo la compressione risulta pari a:

$$N_{rd} = (141,1 \text{ Kg/cm}^2 \cdot 7.854 \text{ cm}^2 + 3.913 \text{ Kg/cm}^2 \cdot 16,08 \text{ cm}^2) / 1,2 = 9.759 \text{ KN.}$$

Entrambi i valori sono superiori all'azione sollecitante pari a 378,08 KN. La verifica risulta essere soddisfatta.

### 2.8.10 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 157,89 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.

$$N_{rd} = (3.913 \text{ Kg/cm}^2 25,12 \text{ cm}^2) = 982,9 \text{ KN}$$

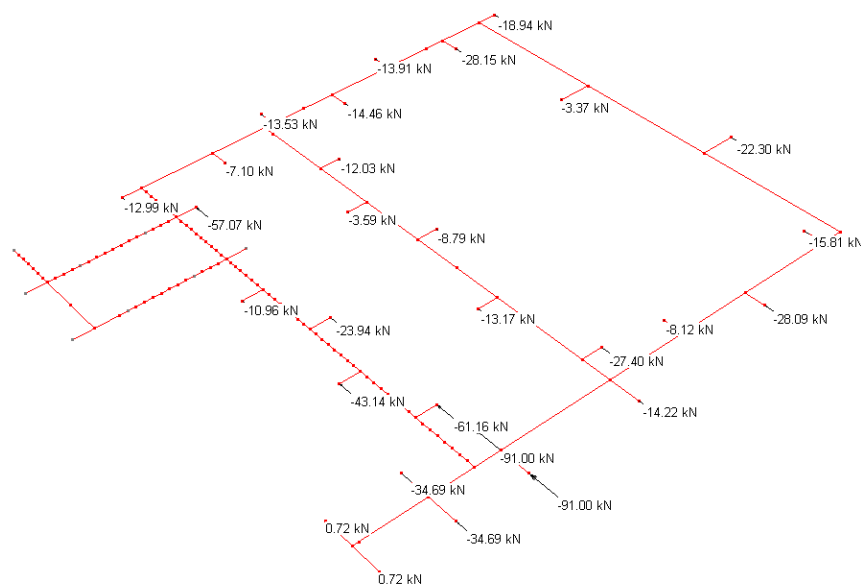
considerando come armatura 8Ø20, mentre se si considera l'armatura che caratterizza la porzione inferiore del palo la trazione risulta pari a:

$$N_{rd} = (3.913 \text{ Kg/cm}^2 16,08 \text{ cm}^2) = 6.292 \text{ KN.}$$

Entrambi i valori sono superiori all'azione sollecitante pari a 157,89 KN. La verifica risulta essere soddisfatta.

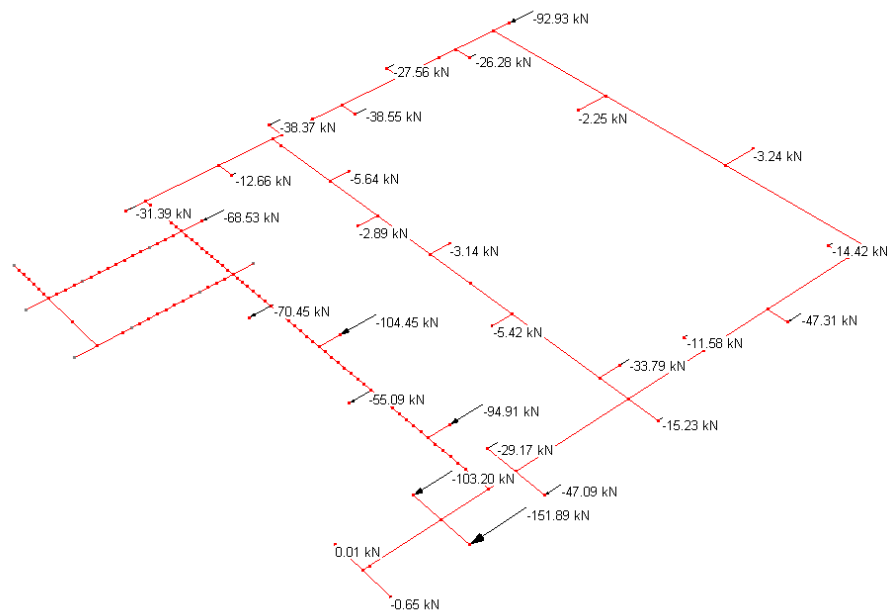
### 2.8.11 Verifica taglio sui pali

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 104,45 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:

$$V_{Rdc} = 0,9 d b_w \alpha_c f'_{cd} (\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + \cot^2 \theta) = 729,6 \text{ kN}$$

$$V_{Rds} = 0,9 d A_{sw}/s f_{yd} (\cot \alpha + \cot \theta) \sin \alpha = 135 \text{ kN}$$

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 kg/cm<sup>2</sup>,

$\alpha_c$  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  $V_{Rd} = 135 \text{ kN} > V_{ed} = 104,45 \text{ kN}$

Verificato

### **2.8.12 Portata pali**

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

PRIMO IMPALCATO

T1-01

Metodo di calcolo: stati limite DM 14-01-18. 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 18.0 B 30.0 Cs 2.0 Ci 2.0

GEOMETRIA DELLE CAMPATE

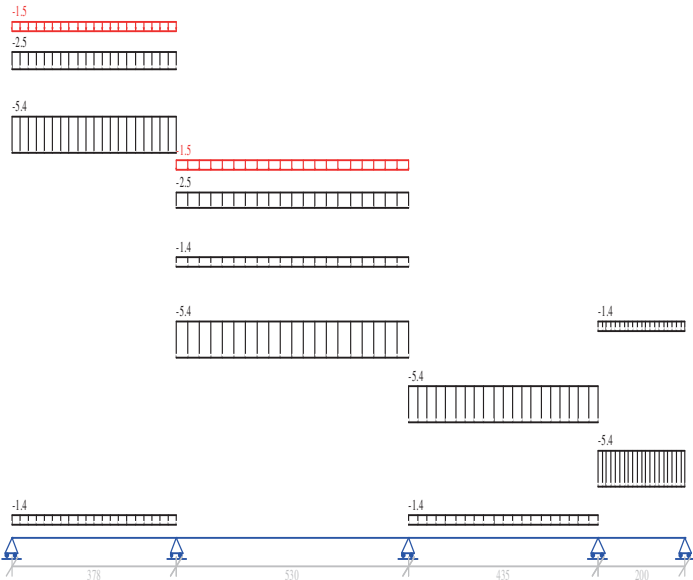
	luce	sezione	altezza finale	Y asse
campata nø 1	378.0	1	18.0	0.00
campata nø 2	530.0	1	18.0	0.00
campata nø 3	435.0	1	18.0	0.00
campata nø 4	200.0	1	18.0	0.00

CARATTERISTICHE DEGLI APPOGGI

appoggio nø	nome	ampiezza	coeff. elastico verticale
1	MUR.	30.0	0.0000E+00 diretto
2	P5	30.0	0.0000E+00 diretto
3	S2	200.0	0.0000E+00 diretto
4	S1	200.0	0.0000E+00 diretto
5	P1	50.0	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 1.35  
carico uniforme permanente variabile  
5.40 0.00  
2.48 1.50

CAMPATA n. 2  
peso proprio 1.35  
carico uniforme permanente variabile

5.40	0.00
2.48	1.50

CAMPATA n. 3		
peso proprio	1.35	
carico uniforme	permanente	variabile
	5.40	0.00

CAMPATA n. 4		
peso proprio	1.35	
carico uniforme	permanente	variabile
	5.40	0.00

Diagramma dei momenti (daN\*cm)

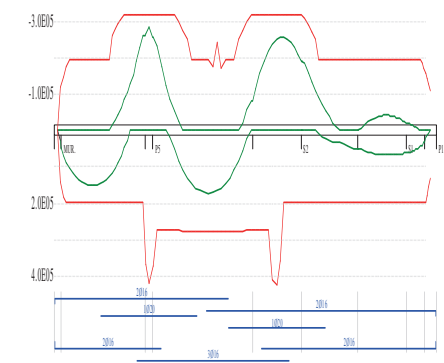
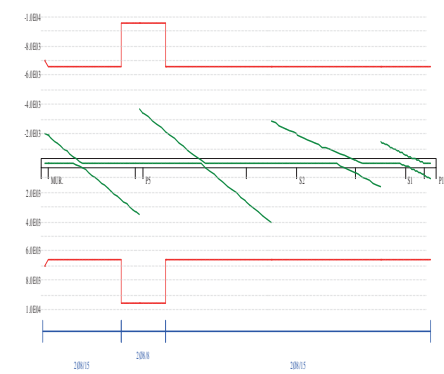
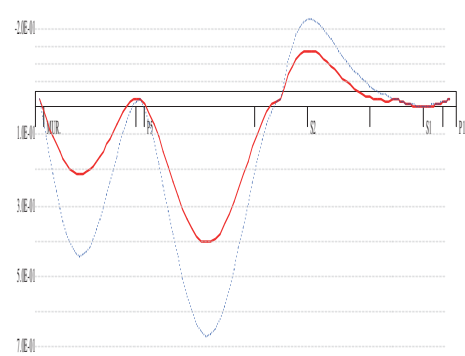


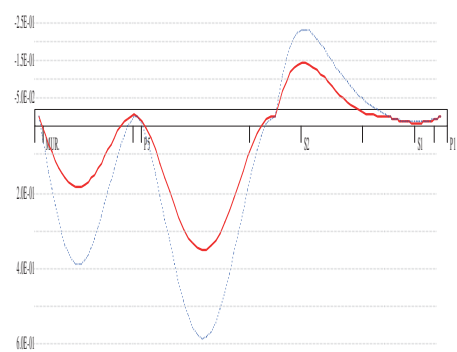
Diagramma dei tagli (daN)



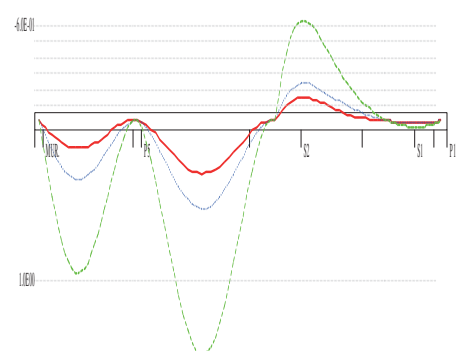
Deformata condizione rara (cm)



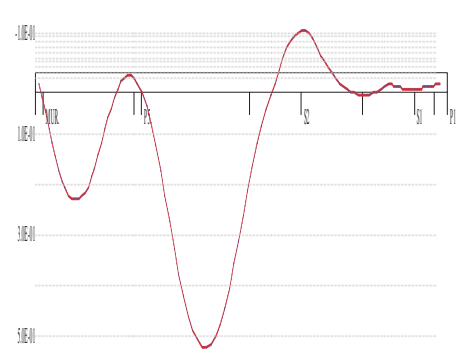
Deformata condizione frequente (cm)



Deformata condizione quasi permanente (cm)



Deformata da ritiro (cm)



OUTPUT CAMPATE (momenti in kN\*cm, tagli in kN).

campata n° 1 tra gli appoggi MUR.-P5																			
x	Asup	cs	Ainf	ci	Mela	Msd	Mu	x/d	Ast	Afp+	Afp-	Vrd2	Vsd	Vsd.rid	Vcd	Vrd3			
15	2.3	4.0	2.9	4.0	294	475	1485	.247	.067	.000	.000	244	19		34	66			
38	3.5	4.0	4.0	4.0	679	860	1953	.285	.067	.000	.000	244	15		34	66			
76	4.0	4.0	4.0	4.0	1154	1267	1953	.285	.067	.000	.000	244	10		34	66			
113	4.0	4.0	4.0	4.0	1425	1470	1953	.285	.067	.000	.000	244	4		34	66			
113	4.0	4.0	4.0	4.0					.067	.000	.000	244	0		34	-66			
139	4.0	4.0	4.0	4.0	1493	1493	1953	.285	.067	.000	.000	244	1		34	66			
139	4.0	4.0	4.0	4.0					.067	.000	.000	244	-2		34	-66			
151	4.0	4.0	4.0	4.0	1493	1493	1953	.285	.067	.000	.000	244	-3		34	-66			
189	4.0	4.0	4.0	4.0	1357	1425	1953	.285	.067	.000	.000	244	-8		34	-66			
227	5.7	4.1	4.0	4.0	1018	1153	1954	.288	.067	.000	.000	244	-14		34	-66			
227	5.7	4.1	4.0	4.0	-1	-140	-2605	.333											
265	7.0	4.1	4.0	4.0	475	678	1955	.290	.067	.000	.000	244	-19		34	-66			
265	7.0	4.1	4.0	4.0	-463	-646	-3100	.376											
302	7.2	4.1	4.0	4.0	-1056	-1283	-3172	.383	.067	.000	.000	242	-24		34	-66			
340	7.2	4.1	4.0	4.0	-1883	-2269	-3172	.383	.126	.000	.000	242	-30		34	-95			
363	7.2	4.1	8.1	4.0	-2598	-2598	-3173	.343	.126	.000	.000	242	-33		34	-95			
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	12	181	184	11									0.03	0.07	0.03	0.06	0.14	
38	480	27	406	423	24									0.08	0.16	0.07	0.14	0.36	
76	807	71	1694	707	62	14.4	0.02	0.01	0.01					0.15	0.31	0.12	0.26	0.67	
113	981	86	2058	853	75	14.4	0.02	0.02	0.02					0.19	0.40	0.16	0.34	0.89	
139	1011	89	2122	873	76	14.4	0.02	0.02	0.02					0.21	0.44	0.17	0.37	0.95	
151	1001	88	2101	860	75	14.4	0.02	0.02	0.02					0.21	0.44	0.17	0.37	0.96	
189	868	76	1821	729	64	14.4	0.02	0.01	0.01					0.20	0.42	0.16	0.34	0.89	

227	581	50	1228	460	39	14.4	0.01	0.01	0.00					0.16	0.34	0.13	0.27	0.70
265	142	8	118	53	3									0.11	0.23	0.08	0.18	0.47
265	-127	7	102	-27	3													
302	-672	49	825	-559	40					10.7	0.00	0.00	0.00	0.05	0.13	0.03	0.09	0.23
340	-1380	100	1692	-1231	89					10.7	0.01	0.01	0.01	0.01	0.04	0.00	0.02	0.04
363	-1916	126	2380	-1714	113					10.7	0.02	0.02	0.02	0.00	0.01	-0.01	0.00	0.00

campata n 2 tra gli appoggi P5-S2

ampda ns 2 tid g14 appog1 1602																			
x	Asup	cs	Ainf	ci	Mela	Msd	Mu	x/d	Ast	Afp+	Afp-	Vrd2	Vsd	Vsd.rid	Vcd	Vrd3			
15	7.2	4.1	8.8	4.0	-2578	-2578	-3172	.339	.126	.000	.000	242	34		34	95			
53	7.2	4.1	6.0	4.0	-1375	-1755	-3173	.358	.126	.000	.000	242	29		34	95			
106	7.2	4.1	6.0	4.0	295	527	2748	.328	.067	.000	.000	242	21		34	66			
106	7.2	4.1	6.0	4.0	-347	-544	-3173	.358											
159	5.4	4.1	6.0	4.0	1152	1293	2751	.334	.067	.000	.000	244	14		34	66			
212	4.0	4.0	6.0	4.0	1615	1661	2755	.342	.067	.000	.000	244	6		34	66			
247	4.0	4.0	6.0	4.0	1701	1701	2755	.342	.067	.000	.000	244	2		34	66			
247	4.0	4.0	6.0	4.0					.067	.000	.000	244	-1		34	-66			
265	3.6	4.0	6.0	4.0	1678	1694	2755	.347	.067	.000	.000	244	0		34	66			
265	3.6	4.0	6.0	4.0					.067	.000	.000	244	-3		34	-66			
318	4.0	4.0	6.0	4.0	1340	1452	2755	.342	.067	.000	.000	244	-11		34	-66			
371	5.4	4.1	6.0	4.0	630	821	2751	.334	.067	.000	.000	244	-18		34	-66			
424	7.2	4.1	6.0	4.0	-675	-832	-3173	.358	.067	.000	.000	242	-26		34	-66			
430	7.2	4.1	6.0	4.0	-832	-832	-3173	.358	.067	.000	.000	242	-27		34	-66			
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	-1905	124	2369	-1705	111					10.8	0.02	0.02	0.02	0.01	0.02	0.01	0.01	0.04	
53	-1012	70	1249	-904	62					10.7	0.01	0.01	0.01	0.07	0.12	0.05	0.09	0.24	
106	73	4	59	9	0									0.19	0.31	0.15	0.25	0.67	
106	-116	6	93	-48	0														
159	738	54	1062	615	45	11.0	0.01	0.01	0.00					0.31	0.51	0.25	0.41	1.10	
212	1100	83	1576	948	72	10.9	0.01	0.01	0.01					0.39	0.64	0.31	0.52	1.40	
247	1175	89	1683	1019	77	10.9	0.01	0.01	0.01					0.40	0.67	0.33	0.55	1.47	
265	1162	89	1661	1010	77	10.9	0.01	0.01	0.01					0.40	0.66	0.33	0.55	1.46	
318	922	70	1320	799	60	10.9	0.01	0.01	0.01					0.35	0.58	0.29	0.48	1.27	
371	389	21	316	320	17									0.25	0.42	0.20	0.34	0.89	
424	-462	25	368	-437	23									0.13	0.23	0.10	0.17	0.45	
430	-577	40	712	-539	37					10.7	0.00	0.00	0.00	0.12	0.21	0.08	0.15	0.41	

campata n 3 tra gli appoggi S2-S1

x	Asup	cs	Ainf	ci	Mela	Msd	Mu	x/d	Ast	Afp+	Afp-	Vrd2	Vsd	Vsd.rid	Vcd	Vrd3			
100	7.2	4.1	4.0	4.0	-1885	-1885	-3172	.383	.067	.000	.000	242	20		34	66			
131	6.4	4.1	4.0	4.0	-1368	-1574	-2877	.356	.067	.000	.000	243	17		34	66			
174	4.0	4.0	4.0	4.0	21	104	1953	.285	.067	.000	.000	244	13		34	66			
174	4.0	4.0	4.0	4.0	-743	-912	-1953	.285											
218	4.0	4.0	4.0	4.0	252	287	1953	.285	.067	.000	.000	244	10		34	66			
218	4.0	4.0	4.0	4.0	-245	-377	-1953	.285											
261	4.0	4.0	4.0	4.0	318	325	1953	.285	.067	.000	.000	244	7		34	66			
261	4.0	4.0	4.0	4.0					.067	.000	.000	244	-1		34	-66			
305	4.0	4.0	4.0	4.0	415	446	1953	.285	.067	.000	.000	244	4		34	66			
305	4.0	4.0	4.0	4.0					.067	.000	.000	244	-4		34	-66			
335	4.0	4.0	4.0	4.0	494	494	1953	.285	.067	.000	.000	244	2		34	66			
335	4.0	4.0	4.0	4.0					.067	.000	.000	244	-7		34	-66			
363	4.0	4.0	4.0	4.0	529	558	1953	.285	.067	.000	.000	244	0		34	66			
363	4.0	4.0	4.0	4.0	-211	-164	-1953	.285	.067	.000	.000	244	-9		34	-66			
363	4.0	4.0	4.0	4.0	529	558	1953	.285	.067	.000	.000	244	0		34	66			
363	4.0	4.0	4.0	4.0	-211	-164	-1953	.285	.067	.000	.000	244	-9		34	-66			
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	-1268	92	1556	-1084	78					10.7	0.01	0.01	0.01	-0.14	-0.22	-0.15	-0.23	-0.63	
131	-859	64	1171	-707	53					10.9	0.01	0.01	0.01	-0.13	-0.22	-0.14	-0.23	-0.62	
174	-383	22	323	-278	16									-0.11	-0.18	-0.12	-0.20	-0.52	
218	62	4	53	52	3									-0.07	-0.14	-0.09	-0.15	-0.39	
218	-35	2	30	23	3														
261	204	12	173	202	11									-0.04	-0.09	-0.05	-0.11	-0.27	
305	278	16	235	243	14									-0.02	-0.06	-0.03	-0.07	-0.17	
335	267	15	225	199	11									0.00	-0.04	-0.02	-0.05	-0.12	
363	233	13	197	139	8									0.00	-0.02	-0.01	-0.03	-0.08	
363	233	13	197	139	8									0.00	-0.02	-0.01	-0.03	-0.08	

campata n 4 tra gli appoggi S1-P1

x	Asup	cs	Ainf	ci	Mela	Msd	Mu	x/d	Ast	Afp+	Afp-	Vrd2	Vsd	Vsd.rid	Vcd	Vrd3			
100	4.0	4.0	4.0	4.0	603	603	1953	.285	.067	.000	.000	244	6		34	66			
100	4.0	4.0	4.0	4.0	-202	-202	-1953	.285	.067	.000	.000	244	-2		34	-66			
120	4.0	4.0	4.0	4.0	553	589	1953	.285	.067	.000	.000	244	4		34	66			
120	4.0	4.0	4.0	4.0	-108	-164	-1953	.285	.067	.000	.000	244	-3		34	-66			
140	4.0	4.0	4.0	4.0	467	525	1953	.285	.067	.000	.000	244	3		34	66			
140	4.0	4.0	4.0	4.0	-40	-80	-1953	.285	.067	.000	.000	244	-5		34	-66			
160	4.0	4.0	4.0	4.0	347	427	1953	.285	.067	.000	.000	244	1		34	66			
160	4.0	4.0	4.0	4.0	0	-22	-1953	.285	.067	.000	.000	244	-7		34	-66			
175	3.3	4.0	4.0	4.0	233	341	1953	.285	.067	.000	.000	244	0		34	66			
175	3.3	4.0	4.0	4.0					.067	.000	.000	244	-8		34	-66			
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	232	13	196	144	8									0.02	0.02	0.01	0.01	0.04	
120	240	13	202	170	10									0.02	0.02	0.01	0.01	0.04	
140	220	12	186	168	9									0.02	0.02	0.01	0.01	0.03	
160	174	10	147	139	8									0.01	0.01	0.01	0.01	0.03	
175	121	7	103	99	6									0.01	0.01	0.01	0.01	0.02	

REAZIONI VINCOLARI

			ULTIME		RARE		FREQUENTI		QUASI PERMANENTI	
appoggio	n	nome	massima	minima	massima	minima	massima	minima	massima	minima
	1	MUR.	2065	1046	1473	1173	1350	1200	1301	1211



2	P5	7167	4524	5352	4580	4966	4580	4811	4580
3	S2	6933	4300	5133	4475	4838	4509	4720	4522
4	S1	3022	942	1922	1595	1898	1735	1888	1790
5	P1	1042	135	570	423	507	434	482	438

T1-02

Metodo di calcolo: stati limite DM 14-01-18. 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 18.0 B 30.0 Cs 2.0 Ci 2.0

GEOMETRIA DELLE CAMPATE

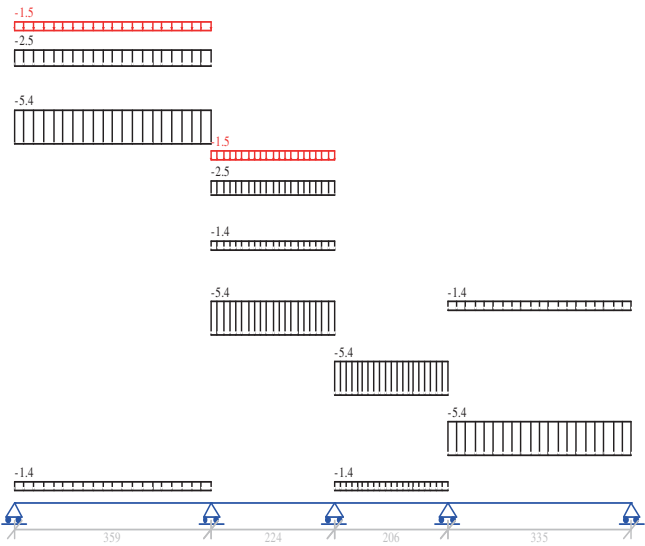
	luce	sezione	altezza finale	Y asse
campata n° 1	359.0	1	18.0	0.00
campata n° 2	224.0	1	18.0	0.00
campata n° 3	206.0	1	18.0	0.00
campata n° 4	335.0	1	18.0	0.00

CARATTERISTICHE DEGLI APPOGGI

appoggio n°	nome	ampiezza	coeff. elastico	verticale
1	s6	60.0	0.0000E+00	diretto
2	P7	60.0	0.0000E+00	diretto
3	P6	60.0	0.0000E+00	diretto
4	S3	180.0	0.0000E+00	diretto
5	P4	50.0	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	1.35	
carico uniforme	permanente	variabile
	5.40	0.00
	2.48	1.50

CAMPATA n. 2

peso proprio	1.35	
carico uniforme	permanente	variabile
	5.40	0.00
	2.48	1.50

CAMPATA n. 3

peso proprio	1.35	
--------------	------	--

carico uniforme	permanente	variabile
	5.40	0.00

CAMPATA n. 4		
peso proprio	1.35	
carico uniforme	permanente	variabile
	5.40	0.00

Diagramma dei momenti (daN\*cm)

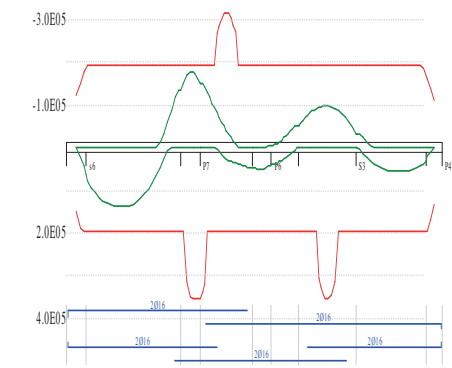
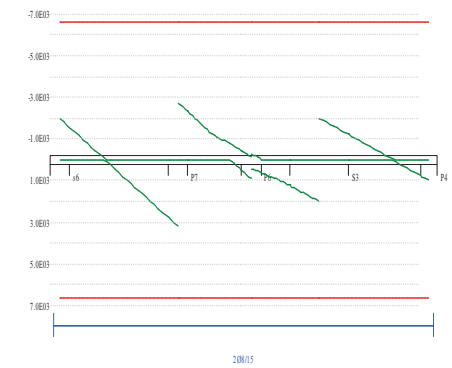
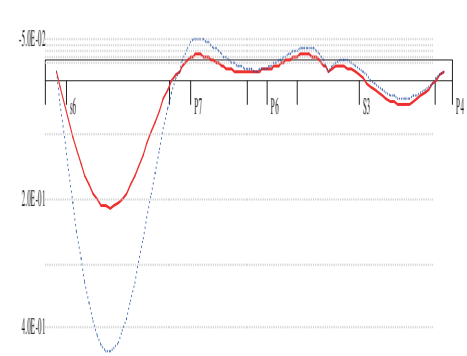


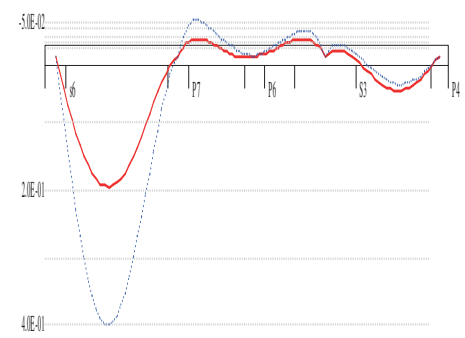
Diagramma dei tagli (daN)



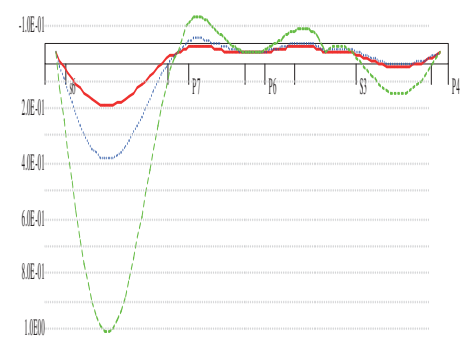
Deformata condizione rara (cm)



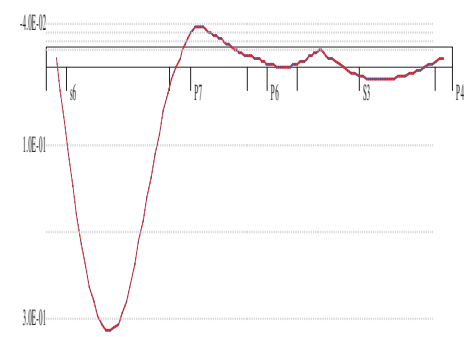
Deformata condizione frequente (cm)



Deformata condizione quasi permanente (cm)



Deformata da ritiro (cm)



OUTPUT CAMPATE (momenti in kN\*cm, tagli in kN).

campata n° 1 tra gli appoggi s6-P7																			
x	Asup	cs	Ainf	ci	Mela	Msd	Mu	x/d	Ast	Afp+	Afp-	Vrd2	Vsd	Vsd.rid	Vcd	Vrd3			
30	3.9	4.0	4.0	4.0	529	627	1953	.285	.067	.000	.000	244	16		34	66			
36	4.0	4.0	4.0	4.0	618	791	1953	.285	.067	.000	.000	244	15		34	66			
72	4.0	4.0	4.0	4.0	1053	1161	1953	.285	.067	.000	.000	244	10		34	66			
108	4.0	4.0	4.0	4.0	1304	1348	1953	.285	.067	.000	.000	244	4		34	66			
144	4.0	4.0	4.0	4.0	1371	1371	1953	.285	.067	.000	.000	244	-1		34	-66			
180	4.0	4.0	4.0	4.0	1255	1316	1953	.285	.067	.000	.000	244	-6		34	-66			
215	4.0	4.0	4.0	4.0	955	1080	1953	.285	.067	.000	.000	244	-11		34	-66			
251	4.0	4.0	4.0	4.0	471	661	1953	.285	.067	.000	.000	244	-16		34	-66			
287	4.0	4.0	4.0	4.0	-302	-585	-1953	.285	.067	.000	.000	244	-22		34	-66			
323	4.0	4.0	4.0	4.0	-1166	-1326	-1953	.285	.067	.000	.000	244	-27		34	-66			
329	4.0	4.0	4.0	4.0	-1326	-1326	-1953	.285	.067	.000	.000	244	-27		34	-66			
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	393	22	332	353	20									0.07	0.13	0.06	0.11	0.30	
36	459	26	388	412	23									0.08	0.15	0.07	0.14	0.36	
72	781	68	1638	700	61	14.4	0.02	0.01	0.01					0.14	0.29	0.13	0.26	0.68	
108	963	84	2022	863	76	14.4	0.02	0.02	0.02					0.19	0.39	0.17	0.35	0.90	
144	1008	88	2115	901	79	14.4	0.02	0.02	0.02					0.21	0.43	0.19	0.38	1.00	
180	914	80	1919	814	71	14.4	0.02	0.02	0.02					0.21	0.42	0.18	0.37	0.97	
215	682	60	1432	603	53	14.4	0.01	0.01	0.01					0.18	0.36	0.16	0.31	0.82	
251	312	18	263	267	15									0.13	0.26	0.11	0.23	0.59	
287	-220	12	186	-201	11									0.08	0.16	0.07	0.13	0.35	
323	-870	76	1827	-788	69					14.4	0.02	0.02	0.02	0.03	0.06	0.02	0.05	0.12	
329	-990	87	2079	-896	78					14.4	0.02	0.02	0.02	0.02	0.05	0.02	0.04	0.09	

campata n° 2 tra gli appoggi P7-P6																				
x	Asup	cs	Ainf	ci	Mela	Msd	Mu	x/d	Ast	Afp+	Afp-	Vrd2	Vsd	Vsd.rid	Vcd	Vrd3				
30	4.0	4.0	8.0	4.0	-1490	-1490	-1953	.285	.067	.000	.000	244	23		34	66				
45	4.0	4.0	7.1	4.0	-1215	-1448	-1953	.285	.067	.000	.000	244	21		34	66				
67	4.0	4.0	4.0	4.0	-851	-1051	-1953	.285	.067	.000	.000	244	18		34	66				
90	6.3	4.0	4.0	4.0	-534	-707	-2857	.351	.067	.000	.000	244	15		34	66				
112	7.0	4.0	4.0	4.0	172	253	1953	.285	.067	.000	.000	244	12		34	66				
112	7.0	4.0	4.0	4.0	-263	-410	-3148	.376												
134	6.3	4.0	4.0	4.0	302	343	1953	.285	.067	.000	.000	244	10		34	66				
134	6.3	4.0	4.0	4.0	-38	-159	-2878	.352												
157	4.0	4.0	4.0	4.0	360	383	1953	.285	.067	.000	.000	244	8		34	66				
179	4.0	4.0	4.0	4.0	409	448	1953	.285	.067	.000	.000	244	6		34	66				
179	4.0	4.0	4.0	4.0					.067	.000	.000	244	-3		34	-66				
194	4.0	4.0	4.0	4.0	458	458	1953	.285	.067	.000	.000	244	4		34	66				
194	4.0	4.0	4.0	4.0					.067	.000	.000	244	-5		34	-66				
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	-1104	91	2348	-991	82					14.5	0.02	0.02	0.02	-.02	-.04	-.02	-.04	-.11		
45	-876	73	1857	-775	65					14.5	0.02	0.02	0.01	-.02	-.05	-.03	-.05	-.13		
67	-569	50	1194	-487	43					10.6	0.01	0.00	0.00	-.02	-.05	-.03	-.05	-.13		
90	-308	17	251	-245	14									-.02	-.04	-.02	-.04	-.11		
112	19	1	16	-50	3									-.01	-.03	-.01	-.03	-.08		
112	-94	5	75	-50	0															
134	153	8	128	123	7									0.00	-.02	-.01	-.02	-.05		
157	234	13	197	213	12									0.00	-.01	0.00	-.01	-.03		
179	279	16	235	261	15									0.00	0.00	0.00	-.01	-.01		
194	296	17	250	270	15									0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		

campata n° 3 tra gli appoggi P6-S3																			
x	Asup	cs	Ainf	ci	Mela	Msd	Mu	x/d	Ast	Afp+	Afp-	Vrd2	Vsd	Vsd.rid	Vcd	Vrd3			
30	4.0	4.0	4.0	4.0	392	392	1953	.285	.067	.000	.000	244	0		34	66			
30	4.0	4.0	4.0	4.0	7	-33	-1953	.285	.067	.000	.000	244	-6		34	-66			
41	4.0	4.0	4.0	4.0	334	392	1953	.285	.067	.000	.000	244	-7		34	-66			
41	4.0	4.0	4.0	4.0	-12	-65	-1953	.285											
62	4.0	4.0	4.0	4.0	240	299	1953	.285	.067	.000	.000	244	-8		34	-66			
62	4.0	4.0	4.0	4.0	-107	-183	-1953	.285											
82	4.0	4.0	4.0	4.0	112	194	1953	.285	.067	.000	.000	244	-10		34	-66			
82	4.0	4.0	4.0	4.0	-236	-329	-1953	.285											
103	4.0	4.0	4.0	4.0	-393	-503	-1953	.285	.067	.000	.000	244	-11		34	-66			
116	4.0	4.0	4.0	4.0	-507	-507	-1953	.285	.067	.000	.000	244	-12		34	-66			
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	225	13	190	183	10									0.00	-.01	0.00	-.01	-.01	
41	187	11	158	150	8									0.00	-.01	-.01	-.01	-.02	
62	96	5	81	65	4									-.01	-.01	-.01	-.02	-.04	
82	-86	5	73	-67	4									-.01	-.02	-.02	-.02	-.06	
103	-217	12	183	-203	11									-.02	-.03	-.02	-.03	-.07	
116	-315	18	266	-304	17									-.02	-.03	-.02	-.03	-.08	

campata n 4 tra gli appoggi S3-P4																				
x	Asup	cs	Ainf	ci	Mela	Msd	Mu	x/d	Ast	Afp+	Afp-	Vrd2	Vsd	Vsd.rid	Vcd	Vrd3				
90	4.0	4.0	4.0	4.0	-337	-337	-1953	.285	.067	.000	.000	244	12		34	66				
101	4.0	4.0	4.0	4.0	-214	-337	-1953	.285	.067	.000	.000	244	11		34	66				
134	4.0	4.0	4.0	4.0	217	307	1953	.285	.067	.000	.000	244	8		34	66				
134	4.0	4.0	4.0	4.0	48	-40	-1953	.285												
168	4.0	4.0	4.0	4.0	427	480	1953	.285	.067	.000	.000	244	5		34	66				
201	4.0	4.0	4.0	4.0	538	554	1953	.285	.067	.000	.000	244	2		34	66				
223	4.0	4.0	4.0	4.0	558	558	1953	.285	.067	.000	.000	244	1		34	66				
223	4.0	4.0	4.0	4.0					.067	.000	.000	244	0		34	-66				
235	4.0	4.0	4.0	4.0	552	558	1953	.285	.067	.000	.000	244	-1		34	-66				
268	4.0	4.0	4.0	4.0	466	509	1953	.285	.067	.000	.000	244	-4		34	-66				
302	3.8	4.0	4.0	4.0	282	362	1953	.285	.067	.000	.000	244	-7		34	-66				
310	3.3	4.0	4.0	4.0	220	292	1953	.285	.067	.000	.000	244	-8		34	-66				
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	
90	-238	13	201	-226	13									0.01	0.00	0.01	0.00	0.02		
101	-144	8	122	-134	8									0.01	0.00	0.01	0.00	0.03		
134	128	7	108	120	7									0.03	0.02	0.03	0.02	0.08		
168	296	17	250	289	16									0.04	0.03	0.04	0.03	0.12		
201	388	22	328	383	22									0.05	0.04	0.05	0.04	0.15		
223	408	23	344	403	23									0.05	0.04	0.05	0.04	0.15		
235	405	23	342	401	23									0.05	0.04	0.05	0.04	0.15		
268	346	19	292	343	19									0.04	0.03	0.04	0.03	0.12		
302	211	12	178	209	12									0.02	0.02	0.02	0.02	0.07		
310	164	9	139	163	9									0.02	0.01	0.02	0.01	0.05		

REAZIONI VINCOLARI

		ULTIME		RARE		FREQUENTI		QUASI PERMANENTI		
appoggio	n°	nome	massima	minima	massima	minima	massima	minima	massima	minima
	1	S6	1978	1225	1472	1250	1365	1254	1323	1256
	2	P7	5915	3788	4430	3822	4126	3822	4004	3822
	3	P6	1230	-571	472	86	362	170	319	203
	4	S3	4010	2821	3016	2921	2990	2942	2979	2950
	5	P4	990	702	742	730	739	733	738	735

T1-03

Metodo di calcolo: stati limite DM 14-01-18. 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

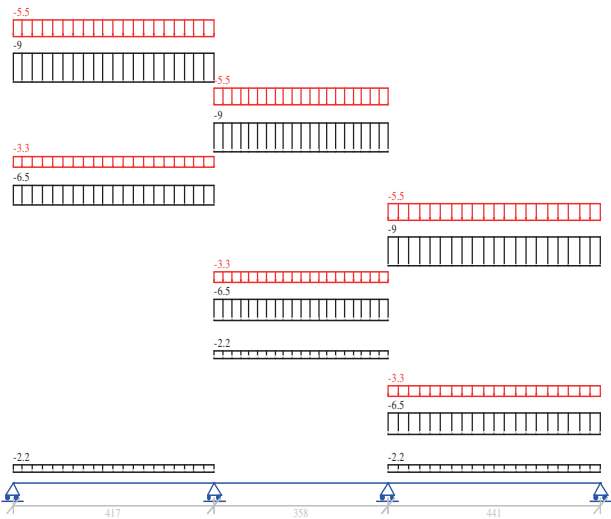
GEOMETRIA DELLE SEZIONI INIZIALI  
n. 1 sezione rettangolare H 35.0 B 25.0 Cs 2.0 Ci 2.0

GEOMETRIA DELLE CAMPATE  
luce sezione altezza finale Y asse  
campata nø 1 417.0 1 35.0 0.00  
campata nø 2 358.0 1 35.0 0.00  
campata nø 3 441.0 1 35.0 0.00

CARATTERISTICHE DEGLI APPOGGI  
appoggio nø nome ampiezza coeff. elastico verticale  
1 50.0 0.0000E+00 diretto  
2 60.0 0.0000E+00 diretto  
3 230.0 0.0000E+00 diretto  
4 150.0 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 2.19  
carico uniforme permanente variabile  
9.01 5.46  
6.49 3.30

CAMPATA n. 2  
peso proprio 2.19  
carico uniforme permanente variabile  
9.01 5.46  
6.49 3.30

CAMPATA n. 3  
peso proprio 2.19  
carico uniforme permanente variabile  
9.01 5.46  
6.49 3.30

Diagramma dei momenti (daN\*cm)

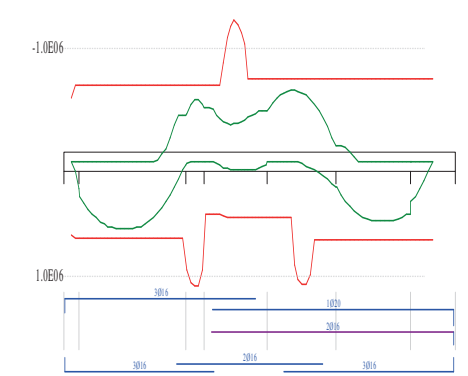
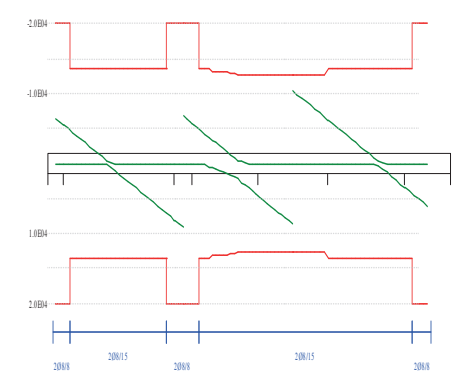
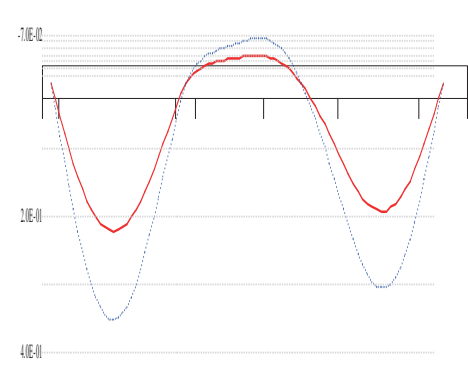


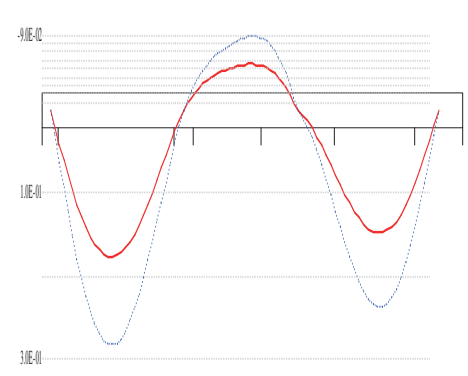
Diagramma dei tagli (daN)



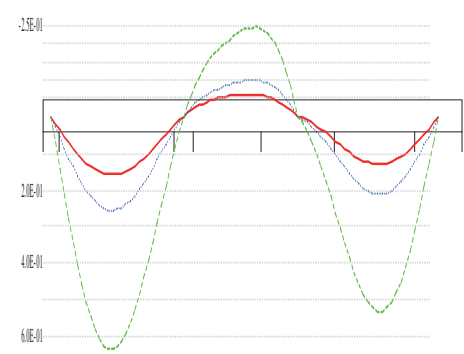
Deformata condizione rara (cm)



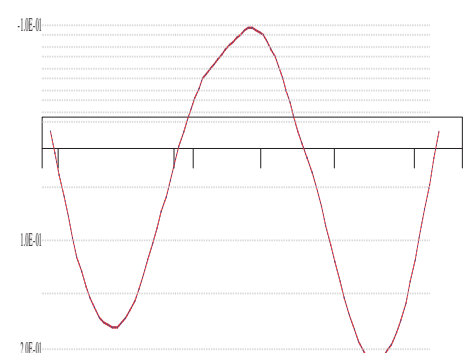
Deformata condizione frequente (cm)



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	Mea	Msd	Mu	x/d	Ast	Afp+	Afp-	Vrd2	Vsd	Vsd.rid	Vcd	Vrd3			
25	6.0	4.0	6.0	4.0	1502	2385	6701	.171	.126	.000	.000	450	56		63	200			
42	6.0	4.0	6.0	4.0	2380	3622	6701	.171	.126	.000	.000	450	50		63	200			
83	6.0	4.0	6.0	4.0	4132	4953	6701	.171	.067	.000	.000	450	34		63	136			
125	6.0	4.0	6.0	4.0	5256	5657	6701	.171	.067	.000	.000	450	19		63	136			
167	6.0	4.0	6.0	4.0	5751	5777	6701	.171	.067	.000	.000	450	4		63	136			
167	6.0	4.0	6.0	4.0					.067	.000	.000	450	-2		63	-136			
181	6.0	4.0	6.0	4.0	5777	5777	6701	.171	.067	.000	.000	450	1		63	136			
181	6.0	4.0	6.0	4.0					.067	.000	.000	450	-6		63	-136			
209	6.0	4.0	6.0	4.0	5618	5777	6701	.171	.067	.000	.000	450	-16		63	-136			
250	6.0	4.0	6.0	4.0	4857	5436	6701	.171	.067	.000	.000	450	-31		63	-136			
292	6.0	4.0	6.0	4.0	3467	4466	6701	.171	.067	.000	.000	450	-46		63	-136			
292	6.0	4.0	6.0	4.0	501	-240	-6701	.171											
334	6.0	4.0	6.0	4.0	1449	2869	6701	.171	.067	.000	.000	450	-61		63	-136			
334	6.0	4.0	6.0	4.0	-657	-2140	-6701	.171											
375	6.0	4.0	6.0	4.0	-3157	-4074	-6701	.171	.126	.000	.000	450	-76		63	-200			
387	6.0	4.0	8.5	4.0	-4074	-4074	-6702	.163	.126	.000	.000	450	-80		63	-200			
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
25	1082	18	271	816	14									0.05	0.07	0.03	0.05	0.13	
42	1713	29	429	1290	22									0.07	0.12	0.05	0.09	0.21	
83	2966	59	1794	2227	44	12.2	0.01	0.01	0.01					0.14	0.22	0.10	0.16	0.40	
125	3759	75	2273	2811	56	12.2	0.02	0.02	0.01					0.19	0.30	0.14	0.22	0.55	
167	4092	81	2475	3041	61	12.2	0.02	0.02	0.02					0.22	0.34	0.16	0.25	0.62	
181	4100	82	2480	3039	61	12.2	0.02	0.02	0.02					0.22	0.35	0.16	0.25	0.63	
209	3965	79	2398	2918	58	12.2	0.02	0.02	0.01					0.22	0.35	0.16	0.25	0.63	
250	3378	67	2043	2442	49	12.2	0.02	0.01	0.01					0.20	0.32	0.14	0.23	0.56	
292	2332	46	1410	1612	32	12.2	0.01	0.01	0.00					0.16	0.25	0.11	0.18	0.44	
334	825	14	207	430	7									0.11	0.17	0.08	0.12	0.29	
334	-175	3	44	130	7														
375	-2072	41	1254	-1386	28					12.2	0.01	0.00	0.00	0.05	0.08	0.03	0.06	0.14	
387	-2736	50	1651	-1889	35					12.3	0.01	0.01	0.01	0.04	0.06	0.02	0.04	0.10	

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
30	6.0	4.0	8.0	4.0	-4765	-4765	-6702	.165	.126	.000	.000	450	57		63	200
36	6.0	4.0	4.0	4.0	-4438	-4765	-6697	.181	.126	.000	.000	450	55		63	200
72	6.0	4.0	4.0	4.0	-3406	-4123	-6697	.181	.068	.000	.000	450	42		63	137
72	6.0	4.0	4.0	4.0					.068	.000	.000	450	-2		63	-137
107	10.6	5.1	4.0	4.0	217	598	4841	.162	.068	.000	.000	434	29		60	132
107	10.6	5.1	4.0	4.0	-3213	-3347	-10952	.276	.068	.000	.000	434	-8		60	-132
143	11.9	5.4	4.0	4.0	662	708	4917	.169	.068	.000	.000	430	17		60	130
143	11.9	5.4	4.0	4.0	-3247	-3434	-12000	.316	.068	.000	.000	430	-15		60	-130
155	11.2	5.5	4.0	4.0	708	708	4909	.171	.068	.000	.000	429	12		60	130
155	11.2	5.5	4.0	4.0	-3309	-3554	-11291	.294	.068	.000	.000	429	-17		60	-130



179	7.2	6.3	4.0	4.0	644	708	4847	.186	.068	.000	.000	416	5			58	126				
179	7.2	6.3	4.0	4.0	-3508	-3871	-7222	.218	.068	.000	.000	416	-22			58	-126				
215	7.2	6.3	4.0	4.0	163	572	4847	.186	.068	.000	.000	416	-35			58	-126				
215	7.2	6.3	4.0	4.0	-3995	-4535	-7222	.218													
243	7.2	6.3	4.0	4.0	-4539	-4539	-7222	.218	.068	.000	.000	416	-45			58	-126				
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	-3340	63	2017	-2438	46					12.3	0.02	0.01	0.01	-.01	-.02	-.02	-.03	-.08			
36	-3124	67	1894	-2292	49					12.1	0.02	0.01	0.01	-.02	-.03	-.02	-.04	-.09			
72	-2325	50	1410	-1640	35					9.8	0.01	0.01	0.00	-.03	-.04	-.04	-.06	-.14			
107	-2043	39	746	-1302	25					9.0	0.00	0.00	0.00	-.03	-.05	-.05	-.08	-.18			
143	-1988	37	658	-1191	22					8.9	0.00	0.00	0.00	-.03	-.06	-.06	-.09	-.21			
155	-2020	38	713	-1205	23					9.0	0.00	0.00	0.00	-.04	-.06	-.06	-.09	-.22			
179	-2160	49	1199	-1307	30					9.7	0.01	0.00	0.00	-.04	-.06	-.06	-.09	-.23			
215	-2559	58	1420	-1649	38					11.7	0.01	0.01	0.00	-.04	-.06	-.06	-.10	-.24			
243	-3032	69	1683	-2078	47					11.7	0.01	0.01	0.01	-.04	-.06	-.06	-.10	-.24			

campata n° 3 tra gli appoggi -

x	Asup	cs	Ainf	ci	Mela	Msd	Mu	x/d	Ast	Afp+	Afp-	Vrd2	Vsd	Vsd.rid	Vcd	Vrd3					
115	7.2	6.3	6.0	4.0	703	2262	6835	.214	.068	.000	.000	450	63		63	137					
115	7.2	6.3	6.0	4.0	-1410	-1410	-7234	.203													
132	7.2	6.3	6.0	4.0	1631	2895	6835	.214	.068	.000	.000	450	56		63	137					
132	7.2	6.3	6.0	4.0	-863	-1410	-7234	.203													
176	7.2	6.3	6.0	4.0	3506	4326	6835	.214	.068	.000	.000	450	40		63	137					
176	7.2	6.3	6.0	4.0	293	-400	-7234	.203													
221	7.2	6.3	6.0	4.0	4678	5054	6835	.214	.068	.000	.000	450	25		63	137					
265	7.2	6.3	6.0	4.0	5148	5149	6835	.214	.068	.000	.000	450	9		63	137					
279	7.2	6.3	6.0	4.0	5149	5149	6835	.214	.068	.000	.000	450	4		63	137					
279	7.2	6.3	6.0	4.0					.068	.000	.000	450	-3		63	-137					
309	7.2	6.3	6.0	4.0	4915	5141	6835	.214	.068	.000	.000	450	-13		63	-137					
353	7.2	6.3	6.0	4.0	3980	4650	6835	.214	.068	.000	.000	450	-29		63	-137					
366	7.2	6.3	6.0	4.0	3563	4650	6835	.214	.068	.000	.000	450	-34		63	-137					
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		
115	212	4	54	-400	7									0.10	0.16	0.06	0.10	0.25			
115	-791	13	201	-400	0																
132	907	15	230	449	8									0.12	0.19	0.08	0.12	0.30			
132	-277	5	70	94	8																
176	2320	49	1425	1570	33	12.2	0.01	0.01	0.00					0.16	0.25	0.11	0.17	0.42			
221	3220	68	1977	2296	49	12.2	0.02	0.01	0.01					0.19	0.29	0.13	0.20	0.51			
265	3604	76	2214	2627	56	12.2	0.02	0.01	0.01					0.19	0.30	0.13	0.21	0.53			
279	3618	77	2222	2650	56	12.2	0.02	0.01	0.01					0.19	0.30	0.13	0.21	0.52			
309	3475	74	2134	2563	54	12.2	0.02	0.01	0.01					0.17	0.27	0.12	0.19	0.48			
353	2831	60	1739	2104	45	12.2	0.01	0.01	0.01					0.13	0.20	0.09	0.14	0.36			
366	2538	54	1559	1889	40	12.2	0.01	0.01	0.01					0.11	0.18	0.08	0.13	0.32			

# REAZIONI VINCOLARI

		ULTIME		RARE		FREQUENTI		QUASI PERMANENTI		
appoggio	n°	nome	massima	minima	massima	minima	massima	minima	massima	minima
	1		6462	2753	4659	2898	3844	2963	3517	2989
	2		15954	5167	11221	6098	9081	6520	8225	6688
	3		19115	7440	13660	8116	11193	8421	10207	8543
	4		6105	2451	4376	2640	3594	2726	3281	2760

T1-04

Metodo di calcolo: stati limite DM 14-01-18. 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

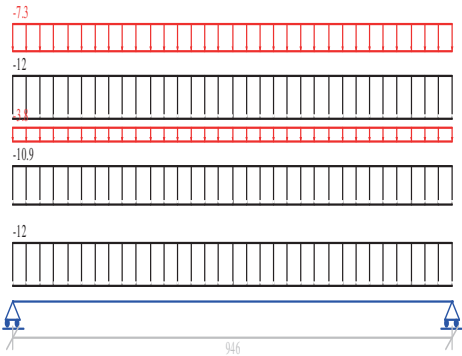
GEOMETRIA DELLE SEZIONI INIZIALI  
n. 1 sezione rettangolare H 160.0 B 30.0 Cs 2.0 Ci 2.0

GEOMETRIA DELLE CAMPATE  
luce sezione altezza finale Y asse  
campata n° 1 946.0 1 160.0 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 12.00  
carico uniforme permanente variabile  
11.98 7.26  
10.88 3.75

Diagramma dei momenti (daN\*cm)

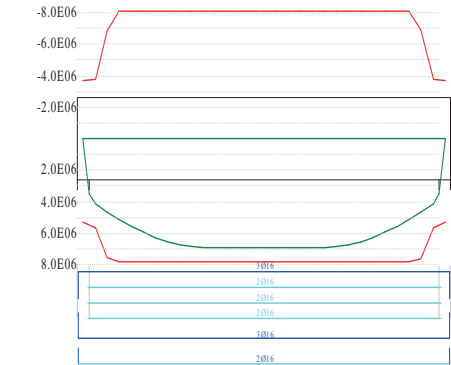
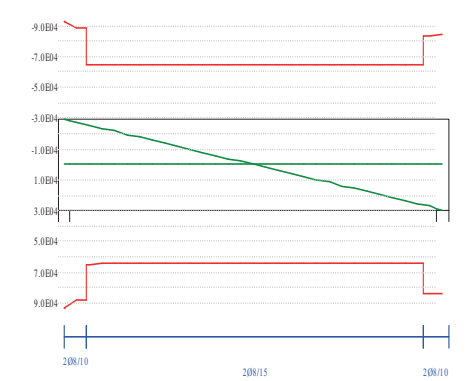
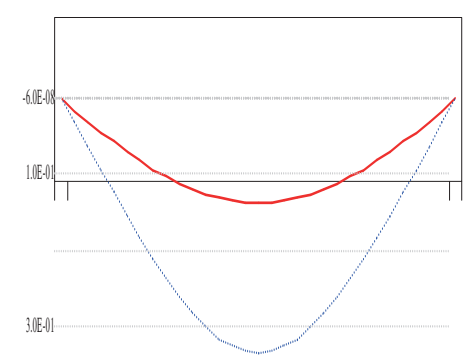


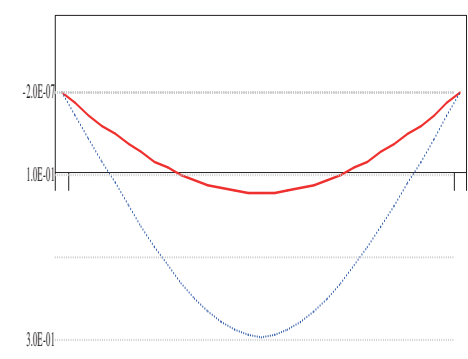
Diagramma dei tagli (daN)



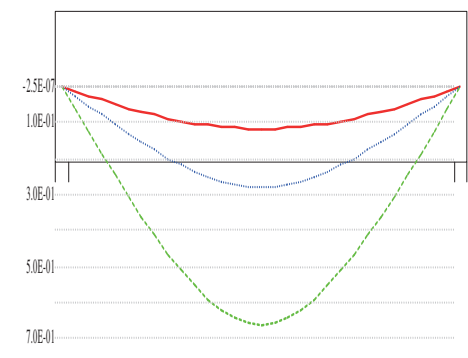
Deformata condizione rara (cm)



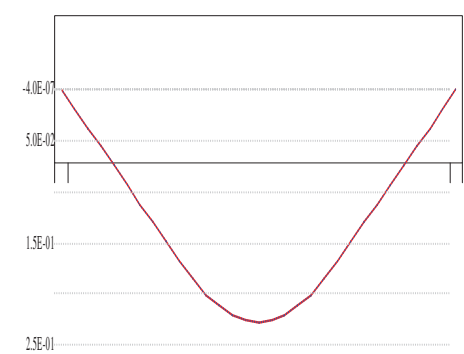
Deformata condizione frequente (cm)



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	6.0	4.0	10.1	12.0	4317	34892	56356	.083	.101	.000	.000	2580	283		359	883			
95	14.1	21.1	14.1	23.4	24901	51581	77871	.131	.067	.000	.000	2380	234		331	645			
189	14.1	21.1	14.1	23.4	44268	62735	77871	.131	.067	.000	.000	2380	175		331	645			
284	14.1	21.1	14.1	23.4	58102	68357	77871	.131	.067	.000	.000	2380	117		331	645			
378	14.1	21.1	14.1	23.4	66402	69169	77871	.131	.067	.000	.000	2380	58		331	645			
473	14.1	21.1	14.1	23.4	69169	69169	77871	.131	.067	.000	.000	2380	0		331	645			
568	14.1	21.1	14.1	23.4	66402	69169	77871	.131	.067	.000	.000	2380	-58		331	-645			
662	14.1	21.1	14.1	23.4	58102	68357	77871	.131	.067	.000	.000	2380	-117		331	-645			
757	14.1	21.1	14.1	23.4	44268	62735	77871	.131	.067	.000	.000	2380	-175		331	-645			
851	14.1	21.1	14.1	23.4	24901	51581	77871	.131	.067	.000	.000	2380	-234		331	-645			
931	6.0	4.0	10.1	12.0	4317	34892	56356	.083	.091	.000	.000	2580	-283		359	-835			
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	3203	2	35	2665	2									0.01	0.01	0.01	0.01	0.03	
95	18472	14	204	15369	11									0.04	0.09	0.04	0.08	0.19	
189	32840	24	362	27322	20									0.08	0.18	0.07	0.15	0.36	
284	43102	54	2352	35860	45	9.7	0.01	0.01	0.01					0.11	0.26	0.09	0.22	0.51	
378	49260	62	2688	40983	52	9.7	0.01	0.01	0.01					0.13	0.32	0.11	0.26	0.62	
473	51312	65	2800	42691	54	9.7	0.02	0.01	0.01					0.14	0.34	0.12	0.28	0.66	
568	49260	62	2688	40983	52	9.7	0.01	0.01	0.01					0.13	0.32	0.11	0.26	0.62	
662	43102	54	2352	35860	45	9.7	0.01	0.01	0.01					0.11	0.26	0.09	0.22	0.51	
757	32840	24	362	27322	20									0.08	0.18	0.07	0.15	0.36	
851	18472	14	204	15369	11									0.04	0.09	0.04	0.08	0.19	
931	3203	2	35	2665	2									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		29247	16489	21697	16489	19093	16489	18051	16489
	2		29247	16489	21697	16489	19093	16489	18051	16489

SECONDO IMPALCATO

T2-01

Metodo di calcolo: stati limite DM 14-01-18. 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 75.0 B 30.0 Cs 2.0 Ci 2.0

GEOMETRIA DELLE CAMPATE

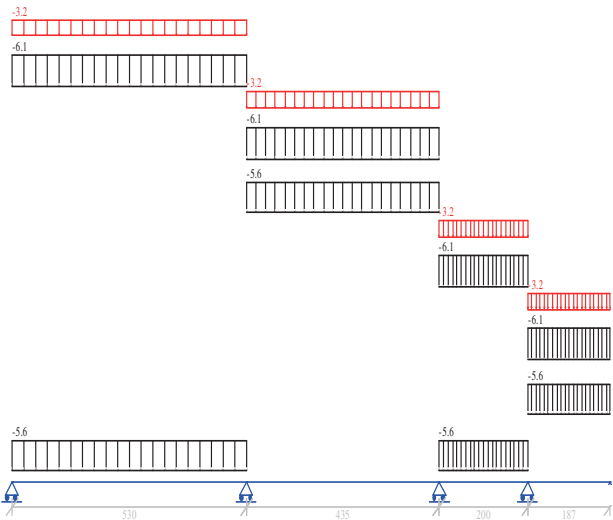
	luce	sezione	altezza finale	Y asse
campata nø 1	530.0	1	75.0	0.00
campata nø 2	435.0	1	75.0	0.00
campata nø 3	200.0	1	75.0	0.00
campata nø 4	187.0	1	75.0	0.00

CARATTERISTICHE DEGLI APPOGGI

appoggio nø	nome	ampiezza	coeff. elastico verticale
1		30.0	0.0000E+00 diretto
2		200.0	0.0000E+00 diretto
3		200.0	0.0000E+00 diretto
4		50.0	0.0000E+00 diretto
5		0.0	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 5.63  
carico uniforme permanente variabile  
6.06 3.17

CAMPATA n. 2  
peso proprio 5.63  
carico uniforme permanente variabile  
6.06 3.17

CAMPATA n. 3  
peso proprio 5.63  
carico uniforme permanente variabile

CAMPATA n. 4	6.06	3.17
peso proprio	5.63	
carico uniforme	permanente	variabile
	6.06	3.17

Diagramma dei momenti (daN\*cm)

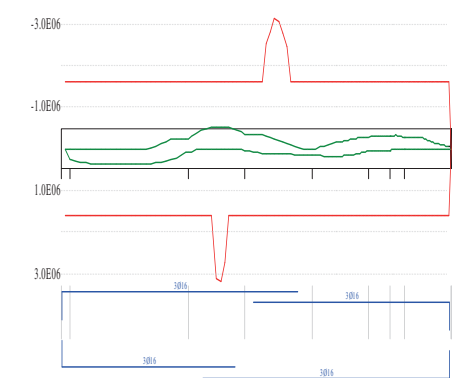
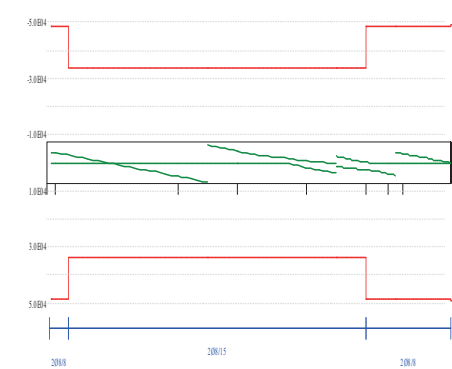
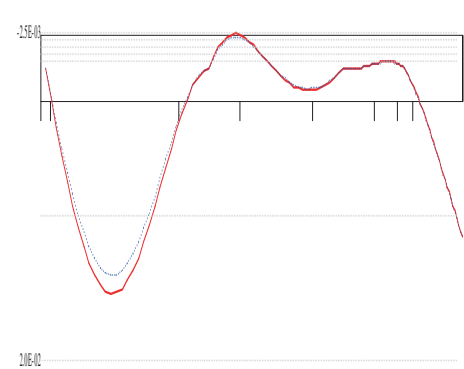


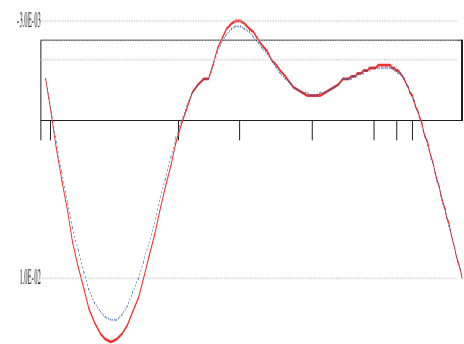
Diagramma dei tagli (daN)



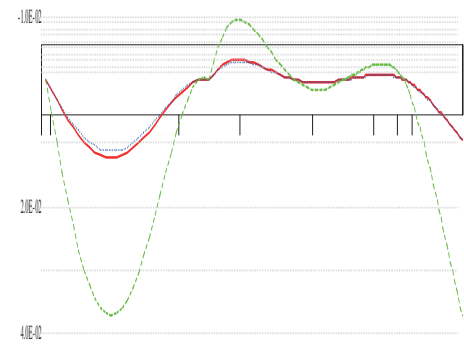
Deformata condizione rara (cm)



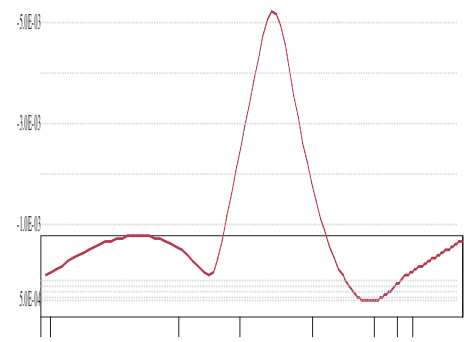
Deformata condizione frequente (cm)



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	6.0	4.0	6.0	4.0	558	2483	16085	.091	.126	.000	.000	1238	36		172	487			
53	6.0	4.0	6.0	4.0	1769	3150	16085	.091	.126	.000	.000	1238	28		172	487			
106	6.0	4.0	6.0	4.0	2978	3683	16085	.091	.067	.000	.000	1238	18		172	335			
159	6.0	4.0	6.0	4.0	3626	3748	16085	.091	.067	.000	.000	1238	7		172	335			
194	6.0	4.0	6.0	4.0	3748	3748	16085	.091	.067	.000	.000	1238	-2		172	-335			
212	6.0	4.0	6.0	4.0	3715	3748	16085	.091	.067	.000	.000	1238	-5		172	-335			
265	6.0	4.0	6.0	4.0	3243	3735	16085	.091	.067	.000	.000	1238	-16		172	-335			
318	6.0	4.0	6.0	4.0	2210	3378	16085	.091	.067	.000	.000	1238	-26		172	-335			
318	6.0	4.0	6.0	4.0	603	-706	-16085	.091											
371	6.0	4.0	6.0	4.0	618	2461	16085	.091	.067	.000	.000	1238	-37		172	-335			
371	6.0	4.0	6.0	4.0	-445	-2448	-16085	.091											
424	6.0	4.0	6.0	4.0	-2161	-2448	-16085	.091	.067	.000	.000	1238	-47		172	-335			
430	6.0	4.0	6.0	4.0	-2448	-2448	-16085	.091	.067	.000	.000	1238	-49		172	-335			
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	408	1	20	343	1									0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
53	1291	4	63	1083	4									0.01	0.01	0.00	0.00	0.01	
106	2165	7	106	1811	6									0.01	0.01	0.01	0.01	0.03	
159	2622	9	128	2184	7									0.01	0.01	0.01	0.01	0.03	
194	2695	9	132	2236	7									0.02	0.01	0.01	0.01	0.04	
212	2662	9	130	2203	7									0.02	0.01	0.01	0.01	0.04	
265	2284	7	112	1866	6									0.01	0.01	0.01	0.01	0.03	
318	1489	5	73	1174	4									0.01	0.01	0.01	0.01	0.03	
371	276	1	14	128	0									0.01	0.01	0.01	0.01	0.02	





T2-02

Metodo di calcolo: stati limite DM 14-01-18. 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 75.0 B 30.0 Cs 2.0 Ci 2.0

GEOMETRIA DELLE CAMPATE

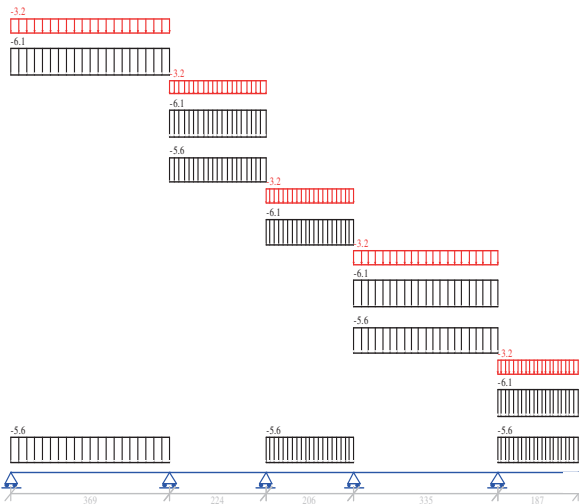
	luce	sezione	altezza finale	Y asse
campata nø 1	369.0	1	75.0	0.00
campata nø 2	224.0	1	75.0	0.00
campata nø 3	206.0	1	75.0	0.00
campata nø 4	335.0	1	75.0	0.00
campata nø 5	187.0	1	75.0	0.00

CARATTERISTICHE DEGLI APPOGGI

appoggio nø	nome	ampiezza	coeff. elastico	verticale
1		80.0	0.0000E+00	diretto
2		60.0	0.0000E+00	diretto
3		60.0	0.0000E+00	diretto
4		180.0	0.0000E+00	diretto
5		50.0	0.0000E+00	diretto
6		0.0	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	5.63		
carico uniforme	permanente	variabile	
	6.06	3.17	
CAMPATA n. 2			
peso proprio	5.63		
carico uniforme	permanente	variabile	
	6.06	3.17	
CAMPATA n. 3			
peso proprio	5.63		
carico uniforme	permanente	variabile	
	6.06	3.17	

CAMPATA n. 4  
peso proprio 5.63  
carico uniforme permanente 6.06 variabile 3.17

CAMPATA n. 5  
peso proprio 5.63  
carico uniforme permanente 6.06 variabile 3.17

Diagramma dei momenti (daN\*cm)

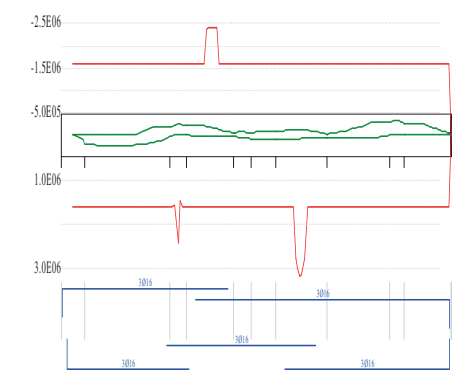
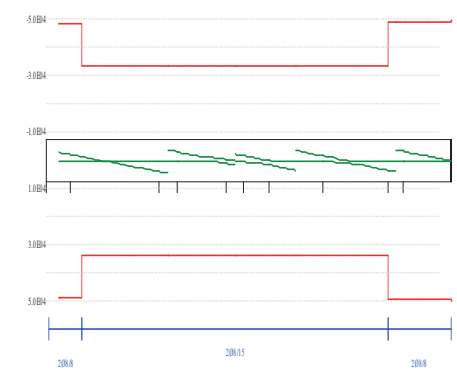
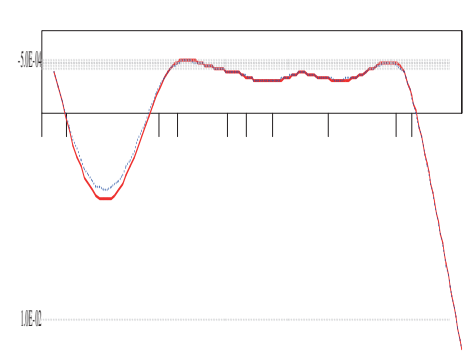


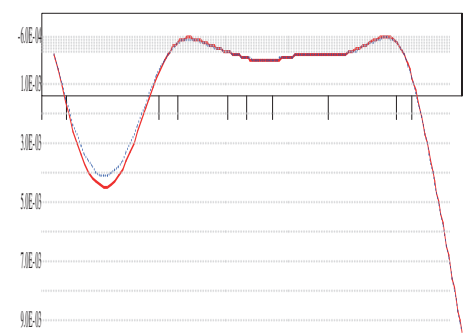
Diagramma dei tagli (daN)



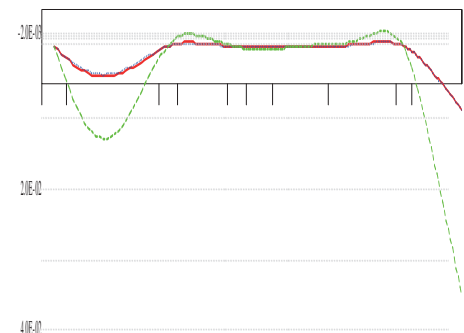
Deformata condizione rara (cm)



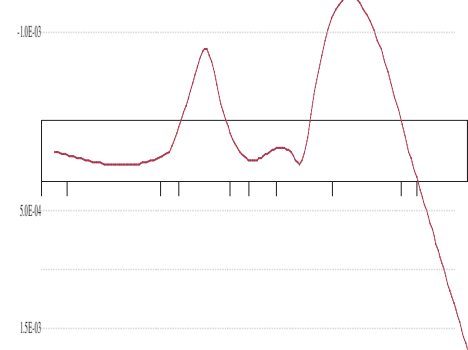
Deformata condizione frequente (cm)



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			
40	6.0	4.0	6.0	4.0	1016	1947	16085	.091	.126	.000	.000	1238	21		172	487			
74	6.0	4.0	6.0	4.0	1626	2154	16085	.091	.126	.000	.000	1238	15		172	487			
111	6.0	4.0	6.0	4.0	2032	2166	16085	.091	.067	.000	.000	1238	7		172	337			
148	6.0	4.0	6.0	4.0	2166	2166	16085	.091	.067	.000	.000	1238	-1		172	-337			
185	6.0	4.0	6.0	4.0	2028	2166	16085	.091	.067	.000	.000	1238	-8		172	-337			
221	6.0	4.0	6.0	4.0	1619	2153	16085	.091	.067	.000	.000	1238	-16		172	-337			
221	6.0	4.0	6.0	4.0	744	-107	-16085	.091											
258	6.0	4.0	6.0	4.0	939	1943	16085	.091	.067	.000	.000	1238	-23		172	-337			
258	6.0	4.0	6.0	4.0	311	-1129	-16085	.091											
295	6.0	4.0	6.0	4.0	-280	-1754	-16085	.091	.067	.000	.000	1238	-30		172	-337			
332	6.0	4.0	6.0	4.0	-1489	-1754	-16085	.091	.067	.000	.000	1238	-38		172	-337			
339	6.0	4.0	6.0	4.0	-1754	-1754	-16085	.091	.067	.000	.000	1238	-39		172	-337			
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
40	748	2	37	632	2									0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
74	1196	4	59	1008	3									0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	
111	1490	5	73	1254	4									0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	
148	1582	5	77	1328	4									0.01	0.00	0.00	0.00	0.01	
185	1472	5	72	1229	4									0.01	0.00	0.00	0.00	0.01	
221	1159	4	57	959	3									0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	
258	645	2	32	517	2									0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	
295	-175	1	9	-128	0									0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	
332	-1088	4	53	-913	3									0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	

339	-1284	4	63	-1080	4									0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
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			
30	6.0	4.0	6.0	4.0	-2064	-2064	-16085	.091	.067	.000	.000	1238	31		172	337			
45	6.0	4.0	6.0	4.0	-1750	-2064	-16085	.091	.067	.000	.000	1238	28		172	337			
67	6.0	4.0	6.0	4.0	-1346	-2064	-16085	.091	.067	.000	.000	1238	23		172	337			
90	6.0	4.0	6.0	4.0	-1001	-2064	-16085	.091	.067	.000	.000	1238	19		172	337			
112	9.1	4.0	6.0	4.0	207	367	16085	.087	.067	.000	.000	1238	15		172	337			
112	9.1	4.0	6.0	4.0	-715	-1687	-24198	.114											
134	9.1	4.0	6.0	4.0	337	367	16085	.087	.067	.000	.000	1238	12		172	337			
134	9.1	4.0	6.0	4.0	-487	-1293	-24179	.114											
157	6.0	4.0	6.0	4.0	366	367	16085	.091	.067	.000	.000	1238	10		172	337			
157	6.0	4.0	6.0	4.0	-318	-956	-16085	.091	.067	.000	.000	1238	-4		172	-337			
179	6.0	4.0	6.0	4.0	327	367	16085	.091	.067	.000	.000	1238	7		172	337			
179	6.0	4.0	6.0	4.0	-239	-679	-16085	.091	.067	.000	.000	1238	-9		172	-337			
194	6.0	4.0	6.0	4.0	355	367	16085	.091	.067	.000	.000	1238	5		172	337			
194	6.0	4.0	6.0	4.0	-328	-526	-16085	.091	.067	.000	.000	1238	-12		172	-337			
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	-1514	5	74	-1274	4									0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
45	-1248	4	61	-1029	3									0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
67	-903	3	44	-710	2									0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
90	-617	2	30	-450	1									0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
112	-390	1	19	-248	1									0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
134	95	0	5	-105	0									0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
134	-221	1	11	-105	0														
157	151	0	7	58	0									0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
157	-111	0	5	-21	0														
179	145	0	7	66	0									0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
179	-72	0	4	1	0														
194	142	0	7	50	0									0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
194	-120	0	6	-29	0														
campata n° 3 tra gli appoggi -																			
x	Asup	cs	Ainf	ci	Mela	Msd	Mu	x/d	Ast	Afp+	Afp-	Vrd2	Vsd	Vsd.rid	Vcd	Vrd3			
30	6.0	4.0	6.0	4.0	388	767	16085	.091	.067	.000	.000	1238	17		172	337			
30	6.0	4.0	6.0	4.0	-195	-438	-16085	.091	.067	.000	.000	1238	-5		172	-337			
41	6.0	4.0	6.0	4.0	463	771	16085	.091	.067	.000	.000	1238	15		172	337			
41	6.0	4.0	6.0	4.0	-157	-567	-16085	.091	.067	.000	.000	1238	-6		172	-337			
62	6.0	4.0	6.0	4.0	649	771	16085	.091	.067	.000	.000	1238	11		172	337			
62	6.0	4.0	6.0	4.0	-237	-684	-16085	.091	.067	.000	.000	1238	-9		172	-337			
82	6.0	4.0	6.0	4.0	750	771	16085	.091	.067	.000	.000	1238	7		172	337			
82	6.0	4.0	6.0	4.0	-366	-684	-16085	.091	.067	.000	.000	1238	-11		172	-337			
96	6.0	4.0	6.0	4.0	771	771	16085	.091	.067	.000	.000	1238	4		172	337			
96	6.0	4.0	6.0	4.0	-480	-684	-16085	.091	.067	.000	.000	1238	-13		172	-337			
103	6.0	4.0	6.0	4.0	767	771	16085	.091	.067	.000	.000	1238	2		172	337			
103	6.0	4.0	6.0	4.0	-545	-684	-16085	.091	.067	.000	.000	1238	-14		172	-337			
116	6.0	4.0	6.0	4.0	734	771	16085	.091	.067	.000	.000	1238	1		172	337			
116	6.0	4.0	6.0	4.0	-684	-684	-16085	.091	.067	.000	.000	1238	-16		172	-337			
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	193	1	9	107	0									0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
30	-31	0	2	40	0														
41	247	1	12	153	1									0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
62	343	1	17	210	1									0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
82	375	1	18	212	1									0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
82	-53	0	3	83	1														
96	362	1	18	184	1									0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
96	-118	0	6	40	1														
103	345	1	17	161	1									0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
103	-159	1	8	10	1														
116	293	1	14	101	0									0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
116	-251	1	12	-62	0														
campata n° 4 tra gli appoggi -																			
x	Asup	cs	Ainf	ci	Mela	Msd	Mu	x/d	Ast	Afp+	Afp-	Vrd2	Vsd	Vsd.rid	Vcd	Vrd3			
90	6.0	4.0	6.0	4.0	286	656	16085	.091	.067	.000	.000	1238	17		172	337			
90	6.0	4.0	6.0	4.0	-188	-197	-16085	.091	.067	.000	.000	1238	-1		172	-337			
101	6.0	4.0	6.0	4.0	335	680	16085	.091	.067	.000	.000	1238	15		172	337			
101	6.0	4.0	6.0	4.0	-89	-288	-16085	.091	.067	.000	.000	1238	-2		172	-337			
134	6.0	4.0	6.0	4.0	559	685	16085	.091	.067	.000	.000	1238	8		172	337			
134	6.0	4.0	6.0	4.0	-73	-648	-16085	.091	.067	.000	.000	1238	-6		172	-337			
168	6.0	4.0	6.0	4.0	685	685	16085	.091	.067	.000	.000	1238	1		172	337			
168	6.0	4.0	6.0	4.0	-314	-1139	-16085	.091	.067	.000	.000	1238	-10		172	-337			
201	6.0	4.0	6.0	4.0	587	685	16085	.091	.067	.000	.000	1238	-14		172	-337			
201	6.0	4.0	6.0	4.0	-687	-1762	-16085	.091											
235	6.0	4.0	6.0	4.0	265	682	16085	.091	.067	.000	.000	1238	-20		172	-337			
235	6.0	4.0	6.0	4.0	-1190	-2516	-16085	.091											
268	6.0	4.0	6.0	4.0	-1825	-2806	-16085	.091	.067	.000	.000	1238	-26		172	-337			
302	6.0	4.0	6.0	4.0	-2590	-2806	-16085	.091	.067	.000	.000	1238	-33		172	-337			
310	6.0	4.0	6.0	4.0	-2806	-2806	-16085	.091	.067	.000	.000	1238	-35		172	-337			
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
90	132	0	6	65	0									0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
90	-50	0	2	10	0														
101	185	1	9	119	0									0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
134	325	1	16	223	1									0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
168	347	1	17	200	1									0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
168	-36	0	2	85	1														
201	202	1	10	35	0									0.00	0.00	0.00	0.00		

268	-1179	4	58	-898	3													0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
302	-1823	6	89	-1488	5													0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
310	-2007	7	98	-1659	5													0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

campata n° 5 tra gli appoggi -

x	Asup	cs	Ainf	ci	Mela	Msd	Mu	x/d	Ast	Afp+	Afp-	Vrd2	Vsd	Vsd.rid	Vcd	Vrd3					
25	6.0	4.0	6.0	4.0	-2617	-2617	-16085	.091	.128	.000	.000	1238	32		172	493					
37	6.0	4.0	6.0	4.0	-2232	-2617	-16085	.091	.128	.000	.000	1238	30		172	493					
56	6.0	4.0	6.0	4.0	-1709	-2617	-16085	.091	.128	.000	.000	1238	26		172	493					
75	6.0	4.0	6.0	4.0	-1255	-2617	-16085	.091	.128	.000	.000	1238	22		172	493					
94	6.0	4.0	6.0	4.0	-872	-2471	-16085	.091	.128	.000	.000	1238	19		172	493					
112	6.0	4.0	6.0	4.0	-558	-1919	-16085	.091	.128	.000	.000	1238	15		172	493					
131	6.0	4.0	6.0	4.0	-314	-1437	-16085	.091	.128	.000	.000	1238	11		172	493					
150	6.0	4.0	6.0	4.0	-139	-1024	-16085	.091	.128	.000	.000	1238	7		172	493					
168	6.0	4.0	6.0	4.0	-35	-681	-16085	.091	.128	.000	.000	1238	4		172	493					
187	0.0	3.2	0.0	3.2	0	-408	0	.000	.128	.000	.000	1251	0		174	-498					
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		
25	-1949	6	95	-1658	5									0.00	0.00	0.00	0.00	0.00			
37	-1662	5	81	-1414	5									0.00	0.00	0.00	0.00	0.01			
56	-1273	4	62	-1083	4									0.00	0.00	0.00	0.00	0.01			
75	-935	3	46	-795	3									0.00	0.00	0.00	0.00	0.01			
94	-649	2	32	-552	2									0.00	0.00	0.00	0.00	0.02			
112	-416	1	20	-353	1									0.01	0.01	0.00	0.00	0.02			
131	-234	1	11	-199	1									0.01	0.01	0.01	0.01	0.02			
150	-104	0	5	-88	0									0.01	0.01	0.01	0.01	0.03			
168	-26	0	1	-22	0									0.01	0.01	0.01	0.01	0.03			
187	0	0	0	0	0									0.01	0.01	0.01	0.01	0.04			

REAZIONI VINCOLARI

appoggio	n°	nome	ULTIME		RARE		FREQUENTI		QUASI PERMANENTI	
			massima	minima	massima	minima	massima	minima	massima	minima
	1		2939	1630	2168	1666	1928	1677	1832	1681
	2		8147	4447	5994	4574	5323	4613	5055	4629
	3		4054	-317	2407	729	1894	1055	1689	1185
	4		6885	1911	4645	2736	3947	2993	3668	3095
	5		7699	4388	5706	4436	5086	4450	4837	4456

T2-03

Metodo di calcolo: stati limite DM 14-01-18. 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

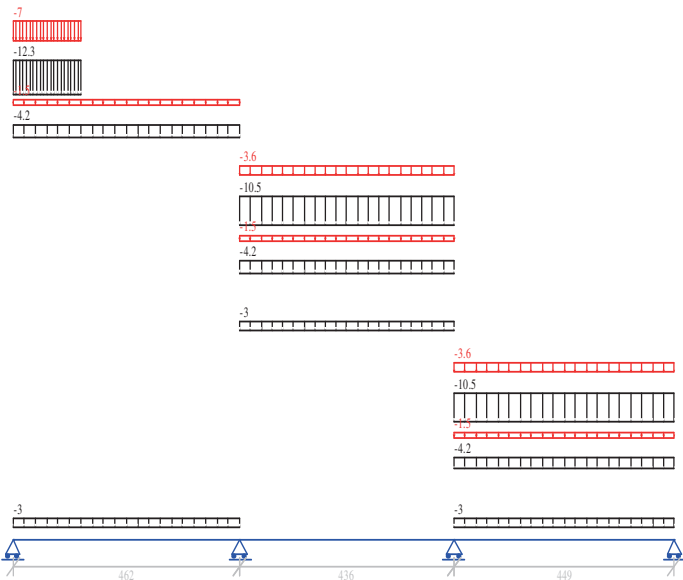
GEOMETRIA DELLE SEZIONI INIZIALI  
n. 1 sezione rettangolare H 40.0 B 30.0 Cs 2.0 Ci 2.0

GEOMETRIA DELLE CAMPATE  
luce sezione altezza finale Y asse  
campata nø 1 462.0 1 40.0 0.00  
campata nø 2 436.0 1 40.0 0.00  
campata nø 3 449.0 1 40.0 0.00

CARATTERISTICHE DEGLI APPOGGI  
appoggio nø nome ampiezza coeff. elastico verticale  
1 30.0 0.0000E+00 diretto  
2 200.0 0.0000E+00 diretto  
3 200.0 0.0000E+00 diretto  
4 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 3.00  
carico uniforme permanente variabile  
4.22 1.50  
carico trapezoidale perm.iniz. variab.iniz. perm.fin. variab.fin. ascissa da sin. ampiezza  
12.25 7.00 12.25 7.00 0.0 140.0  
  
CAMPATA n. 2  
peso proprio 3.00  
carico uniforme permanente variabile  
4.22 1.50  
10.53 3.63

CAMPATA n. 3		
peso proprio	3.00	
carico uniforme	permanente	variabile
	4.22	1.50
	10.53	3.63

Diagramma dei momenti (daN\*cm)

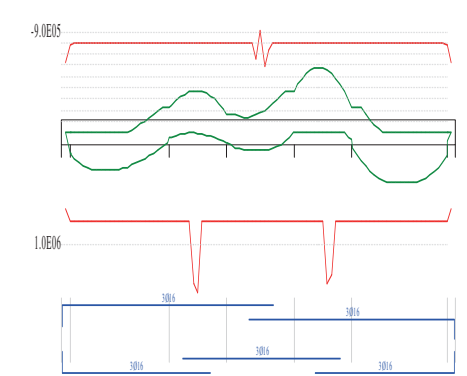
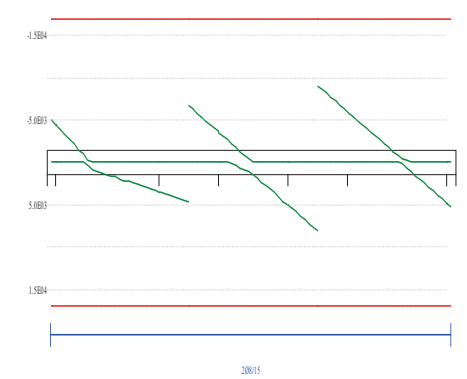
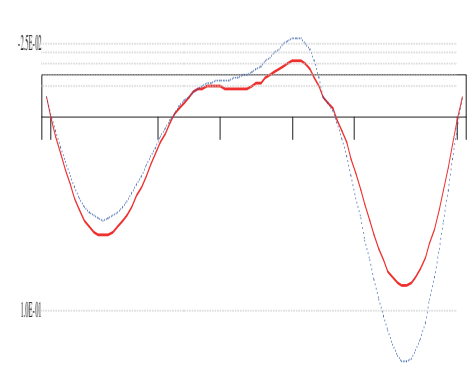


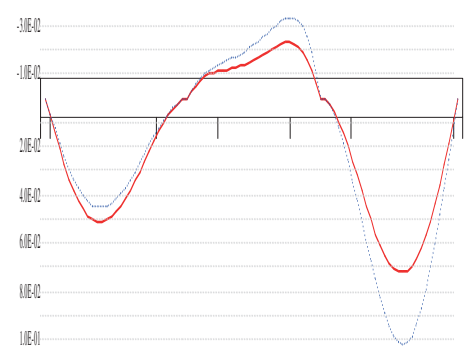
Diagramma dei tagli (daN)



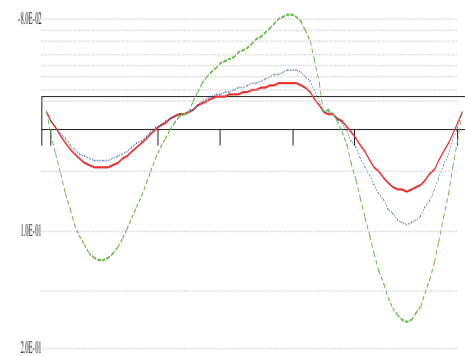
Deformata condizione rara (cm)



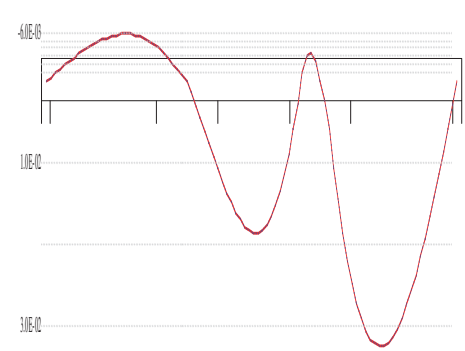
Deformata condizione frequente (cm)



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	6.0	4.0		6.0	4.0	712	1965	7935	.141	.067	.000	.000	627	45		87	170			
46	6.0	4.0		6.0	4.0	1917	2773	7935	.141	.067	.000	.000	627	33		87	170			
92	6.0	4.0		6.0	4.0	3022	3308	7935	.141	.067	.000	.000	627	15		87	170			
139	6.0	4.0		6.0	4.0	3314	3314	7935	.141	.067	.000	.000	627	-8		87	-170			
185	6.0	4.0		6.0	4.0	3059	3263	7935	.141	.067	.000	.000	627	-14		87	-170			
231	6.0	4.0		6.0	4.0	2556	2934	7935	.141	.067	.000	.000	627	-19		87	-170			
231	6.0	4.0		6.0	4.0	221	-226	-7935	.141											
277	6.0	4.0		6.0	4.0	1804	2356	7935	.141	.067	.000	.000	627	-24		87	-170			
277	6.0	4.0		6.0	4.0	-437	-992	-7935	.141											
323	6.0	4.0		6.0	4.0	804	1530	7935	.141	.067	.000	.000	627	-30		87	-170			
323	6.0	4.0		6.0	4.0	-1250	-2005	-7935	.141											
362	6.0	4.0		6.0	4.0	-2214	-2214	-7935	.141	.067	.000	.000	627	-34		87	-170			
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	507		6	84	396	4									0.01	0.01	0.01	0.01	0.02	
46	1359		15	225	1060	12									0.03	0.02	0.02	0.02	0.05	
92	2121		23	350	1650	18									0.05	0.04	0.03	0.03	0.09	
139	2287		25	378	1771	19									0.06	0.05	0.04	0.04	0.12	
185	2048		23	338	1565	17									0.06	0.06	0.05	0.04	0.12	
231	1623		18	268	1195	13									0.06	0.05	0.04	0.04	0.11	
277	1012		11	167	662	7									0.05	0.04	0.03	0.03	0.09	
323	215		2	36	-273	3									0.04	0.03	0.02	0.02	0.06	



323	-579	6	96	-273	0															
362	-1379	15	228	-979	11											0.02	0.02	0.01	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				
100	6.0	4.0	6.0	4.0	127	902	7935	.141	.067	.000	.000	627	36		87	170				
100	6.0	4.0	6.0	4.0	-1680	-1680	-7935	.141												
131	6.0	4.0	6.0	4.0	838	1369	7935	.141	.067	.000	.000	627	27		87	170				
131	6.0	4.0	6.0	4.0	-1291	-1680	-7935	.141												
174	6.0	4.0	6.0	4.0	1485	1591	7935	.141	.067	.000	.000	627	13		87	170				
174	6.0	4.0	6.0	4.0	-1167	-1297	-7935	.141	.067	.000	.000	627	-6		87	-170				
203	5.0	4.0	6.0	4.0	1591	1591	7937	.143	.067	.000	.000	627	4		87	170				
203	5.0	4.0	6.0	4.0	-1272	-1569	-6568	.128	.067	.000	.000	627	-11		87	-170				
218	7.0	4.0	6.0	4.0	1546	1591	7934	.139	.067	.000	.000	627	-14		87	-170				
218	7.0	4.0	6.0	4.0	-1381	-1761	-9097	.152												
262	6.0	4.0	6.0	4.0	1023	1462	7935	.141	.067	.000	.000	627	-27		87	-170				
262	6.0	4.0	6.0	4.0	-1932	-2563	-7935	.141												
305	6.0	4.0	6.0	4.0	-2820	-3718	-7935	.141	.067	.000	.000	627	-41		87	-170				
336	6.0	4.0	6.0	4.0	-3718	-3718	-7935	.141	.067	.000	.000	627	-50		87	-170				
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	-1007	11	166	-697	8									0.00	-.01	-.01	-.02	-.04		
131	232	3	38	-296	3									0.00	-.01	-.02	-.02	-.05		
131	-609	7	101	-296	0															
174	657	7	109	281	3									0.00	-.01	-.02	-.02	-.05		
174	-390	4	64	-34	3															
203	699	8	116	293	3									0.00	-.01	-.02	-.02	-.06		
203	-431	5	72	-46	3															
218	647	7	106	238	3									-.01	-.01	-.02	-.03	-.06		
218	-507	6	83	-108	3															
262	203	2	33	-521	6									-.01	-.02	-.02	-.03	-.07		
262	-963	11	159	-521	0															
305	-1755	19	290	-1270	14									-.01	-.02	-.03	-.03	-.08		
336	-2545	28	420	-2011	22									-.02	-.03	-.03	-.04	-.08		

campata n° 3 tra gli appoggi -

x	Asup	cs	Ainf	ci	Mela	Msd	Mu	x/d	Ast	Afp+	Afp-	Vrd2	Vsd	Vsd.rid	Vcd	Vrd3				
100	6.0	4.0	6.0	4.0	-2280	-2280	-7935	.141	.067	.000	.000	627	60		87	170				
135	6.0	4.0	6.0	4.0	1256	2527	7935	.141	.067	.000	.000	627	49		87	170				
135	6.0	4.0	6.0	4.0	-1086	-2220	-7935	.141												
180	6.0	4.0	6.0	4.0	2938	3761	7935	.141	.067	.000	.000	627	35		87	170				
180	6.0	4.0	6.0	4.0	143	-710	-7935	.141												
225	6.0	4.0	6.0	4.0	3999	4375	7935	.141	.067	.000	.000	627	22		87	170				
269	6.0	4.0	6.0	4.0	4440	4449	7935	.141	.067	.000	.000	627	8		87	170				
284	6.0	4.0	6.0	4.0	4449	4449	7935	.141	.067	.000	.000	627	5		87	170				
284	6.0	4.0	6.0	4.0					.067	.000	.000	627	-2		87	-170				
314	6.0	4.0	6.0	4.0	4260	4449	7935	.141	.067	.000	.000	627	-11		87	-170				
359	6.0	4.0	6.0	4.0	3461	4095	7935	.141	.067	.000	.000	627	-25		87	-170				
404	6.0	4.0	6.0	4.0	2040	3123	7935	.141	.067	.000	.000	627	-39		87	-170				
434	6.0	4.0	6.0	4.0	751	2130	7935	.141	.067	.000	.000	627	-48		87	-170				
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	-1509	17	249	-1158	13									0.03	0.04	0.02	0.03	0.05		
135	533	6	88	203	2									0.05	0.07	0.03	0.05	0.09		
135	-391	4	65	-75	2															
180	1841	20	304	1340	15									0.07	0.09	0.05	0.07	0.13		
225	2687	38	1378	2089	30	14.4	0.01	0.01	0.01					0.08	0.11	0.06	0.09	0.17		
269	3072	44	1575	2449	35	14.4	0.01	0.01	0.01					0.09	0.12	0.07	0.09	0.18		
284	3098	44	1588	2483	36	14.4	0.01	0.01	0.01					0.09	0.12	0.07	0.09	0.17		
314	2996	43	1536	2420	35	14.4	0.01	0.01	0.01					0.08	0.11	0.06	0.09	0.16		
359	2459	27	406	2002	22									0.06	0.08	0.05	0.06	0.13		
404	1460	16	241	1196	13									0.03	0.04	0.03	0.03	0.07		
434	539	6	89	443	5									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		5029	2125	3588	2332	3028	2400	2804	2427
	2		11277	4867	8018	5515	6977	5726	6561	5810
	3		17171	8919	12551	9298	11049	9422	10448	9472
	4		5235	2444	3765	2665	3287	2737	3096	2766

T2-04

Metodo di calcolo: stati limite DM 14-01-18. 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 75.0 B 30.0 Cs 2.0 Ci 2.0

GEOMETRIA DELLE CAMPATE

	luce	sezione	altezza finale	Y asse
campata nø 1	439.0	1	75.0	0.00
campata nø 2	449.0	1	75.0	0.00
campata nø 3	439.0	1	75.0	0.00

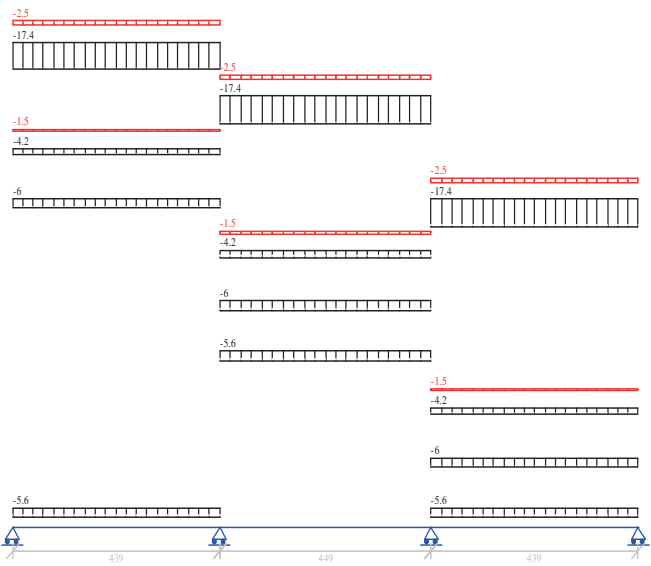
CARATTERISTICHE DEGLI APPOGGI

appoggio nø	nome	ampiezza	coeff. elastico	verticale
1		50.0	0.0000E+00	diretto
2		50.0	0.0000E+00	diretto
3		50.0	0.0000E+00	diretto
4		50.0	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	5.63		
carico uniforme	permanente	variabile	
	17.43	2.55	
	6.00	0.00	
	4.22	1.50	
CAMPATA n. 2			
peso proprio	5.63		
carico uniforme	permanente	variabile	
	17.43	2.55	
	6.00	0.00	
	4.22	1.50	
CAMPATA n. 3			
peso proprio	5.63		

carico uniforme	permanente	variabile
	17.43	2.55
	6.00	0.00
	4.22	1.50

Diagramma dei momenti (daN\*cm)

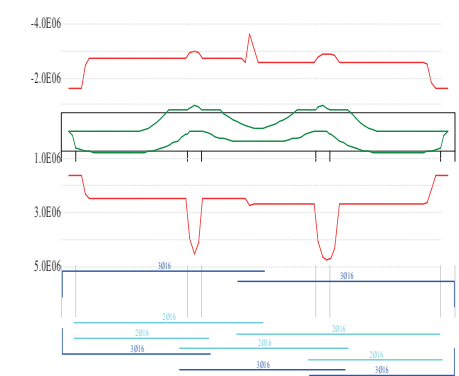
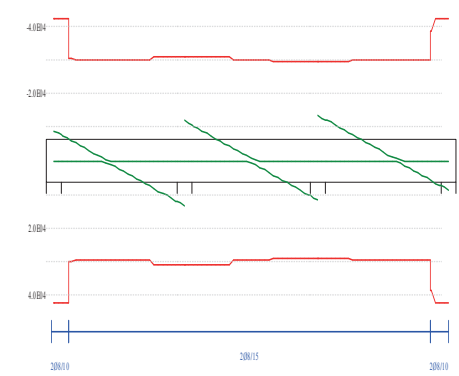
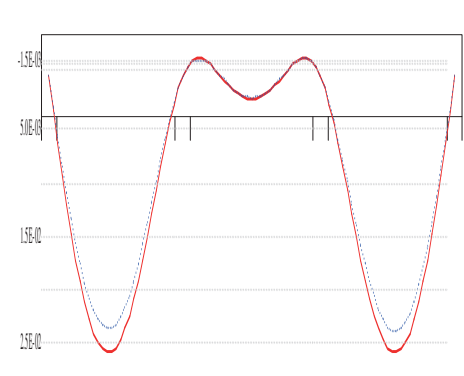


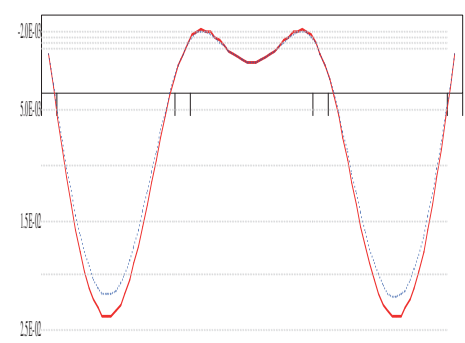
Diagramma dei tagli (daN)



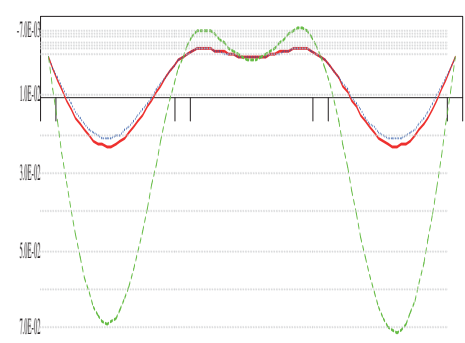
Deformata condizione rara (cm)



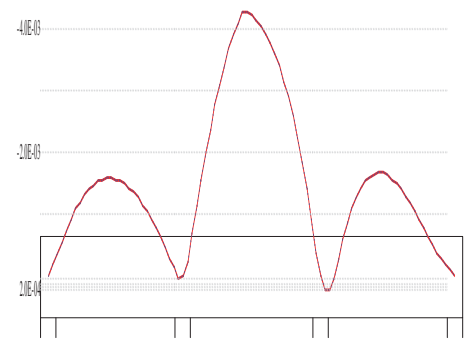
Deformata condizione frequente (cm)



Deformata condizione quasi permanente (cm)



Deformata da ritiro (cm)



OUTPUT CAMPATE (momenti in kN\*cm, tagli in kN).

campata n° 1 tra gli appoggi -

x	Asup	cs	Ainf	ci	Mela	Msd	Mu	x/d	Ast	Afp+	Afp-	Vrd2	Vsd	Vsd.rid	Vcd	Vrd3			
25	6.0	4.0	6.0	4.0	2055	6080	16085	.091	.101	.000	.000	1238	76		172	424			
44	6.0	4.0	6.0	4.0	3404	6648	16085	.091	.101	.000	.000	1238	67		172	424			
88	10.1	10.0	10.1	12.0	5857	7717	24947	.161	.067	.000	.000	1098	45		153	297			
132	10.1	10.0	10.1	12.0	7360	7912	24947	.161	.067	.000	.000	1098	23		153	297			
176	10.1	10.0	10.1	12.0	7912	7912	24947	.161	.067	.000	.000	1098	2		153	297			
176	10.1	10.0	10.1	12.0					.067	.000	.000	1098	-6		153	-297			
220	10.1	10.0	10.1	12.0	7513	7912	24947	.161	.067	.000	.000	1098	-25		153	-297			
263	10.1	10.0	10.1	12.0	6163	7800	24947	.161	.067	.000	.000	1098	-47		153	-297			
263	10.1	10.0	10.1	12.0	2380	-531	-27028	.164											
307	10.1	10.0	10.1	12.0	3863	6884	24947	.161	.067	.000	.000	1098	-69		153	-297			
307	10.1	10.0	10.1	12.0	532	-3372	-27028	.164											
351	10.1	10.0	10.1	12.0	612	5017	24947	.161	.067	.000	.000	1133	-90		158	-307			
351	10.1	10.0	10.1	12.0	-1957	-7926	-27028	.164											
395	10.1	10.0	10.1	12.0	-5722	-7926	-27028	.164	.067	.000	.000	1133	-112		158	-307			
414	10.1	10.0	10.1	12.0	-7926	-7926	-27028	.164	.067	.000	.000	1133	-121		158	-307			
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
25	1504	5	74	1374	4									0.01	0.00	0.00	0.00	0.01	
44	2486	8	122	2270	7									0.01	0.01	0.01	0.01	0.02	
88	4253	14	208	3875	13									0.02	0.02	0.02	0.01	0.05	
132	5301	17	259	4815	16									0.02	0.02	0.02	0.02	0.06	
176	5629	18	275	5090	17									0.03	0.02	0.02	0.02	0.07	
220	5238	17	256	4701	15									0.03	0.02	0.02	0.02	0.07	
263	4128	13	202	3647	12									0.02	0.02	0.02	0.02	0.06	

307	2298	7	112	1929	6						0.02	0.02	0.01	0.01	0.04
351	-899	3	44	-649	2						0.01	0.01	0.01	0.01	0.03
395	-4057	13	198	-3664	12						0.00	0.00	0.00	0.00	0.01
414	-5711	19	278	-5188	17						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			
25	10.1	10.0	13.8	9.8	-8338	-8338	-27185	.150	.067	.000	.000	1133	105		158	307			
45	10.1	10.0	10.1	12.0	-6351	-8338	-27028	.164	.067	.000	.000	1133	95		158	307			
90	10.1	10.0	10.1	12.0	-3406	-8255	-27028	.164	.067	.000	.000	1133	73		158	307			
135	10.1	10.0	10.1	12.0	1584	3397	24947	.161	.067	.000	.000	1133	51		158	307			
135	10.1	10.0	10.1	12.0	-1699	-4446	-27028	.164											
180	9.6	10.3	10.1	12.0	3076	3573	24908	.163	.067	.000	.000	1098	29		153	297			
180	9.6	10.3	10.1	12.0	-693	-2334	-25806	.161											
225	10.0	13.3	10.1	12.0	3573	3573	26710	.170	.067	.000	.000	1098	6		153	297			
225	10.0	13.3	10.1	12.0	-357	-1044	-25602	.173	.067	.000	.000	1098	-6		153	-297			
269	10.1	13.2	10.1	12.0	3076	3573	26713	.170	.067	.000	.000	1098	-29		153	-297			
269	10.1	13.2	10.1	12.0	-693	-2334	-25769	.173											
314	10.1	13.2	10.1	12.0	1584	3397	26713	.170	.067	.000	.000	1077	-51		150	-292			
314	10.1	13.2	10.1	12.0	-1699	-4446	-25769	.173											
359	10.1	13.2	10.1	12.0	-3406	-8255	-25769	.173	.067	.000	.000	1077	-73		150	-292			
404	10.1	13.2	10.1	12.0	-6351	-8338	-25769	.173	.067	.000	.000	1077	-95		150	-292			
424	10.1	13.2	10.1	12.0	-8338	-8338	-25769	.173	.067	.000	.000	1077	-105		150	-292			
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
25	-6086	19	292	-5554	17									0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
45	-4646	15	226	-4244	14									0.00	0.00	0.00	0.00	-.01	
90	-2148	7	105	-1851	6									0.00	0.00	0.00	0.00	-.01	
135	365	1	18	77	0									0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
135	-463	2	23	-171	0														
180	1493	5	73	1120	4									0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
225	1870	6	92	1468	5									0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
269	1493	5	73	1120	4									0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
314	365	1	18	77	0									0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
314	-463	2	23	-171	0														
359	-2148	7	106	-1851	6									0.00	0.00	0.00	0.00	-.01	
404	-4646	15	229	-4244	14									0.00	0.00	0.00	0.00	-.01	
424	-6086	20	300	-5554	18									0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	

campata n° 3 tra gli appoggi -

x	Asup	cs	Ainf	ci	Mela	Msd	Mu	x/d	Ast	Afp+	Afp-	Vrd2	Vsd	Vsd.rid	Vcd	Vrd3			
25	10.1	13.2	20.1	12.0	-7926	-7926	-28869	.177	.067	.000	.000	1077	121		150	292			
44	10.1	13.2	17.9	12.5	-5722	-7926	-28476	.182	.067	.000	.000	1077	112		150	292			
88	10.1	13.2	10.1	12.0	612	5017	26713	.170	.067	.000	.000	1077	90		150	292			
88	10.1	13.2	10.1	12.0	-1957	-7926	-25769	.173											
132	10.1	13.2	10.1	12.0	3863	6884	26713	.170	.067	.000	.000	1098	69		153	297			
132	10.1	13.2	10.1	12.0	532	-3372	-25769	.173											
176	10.1	13.2	10.1	12.0	6163	7800	26713	.170	.067	.000	.000	1098	47		153	297			
176	10.1	13.2	10.1	12.0	2380	-531	-25769	.173											
220	10.1	13.2	10.1	12.0	7513	7912	26713	.170	.067	.000	.000	1098	25		153	297			
263	10.1	13.2	10.1	12.0	7912	7912	26713	.170	.067	.000	.000	1098	6		153	297			
263	10.1	13.2	10.1	12.0					.067	.000	.000	1098	-2		153	-297			
307	10.1	13.2	10.1	12.0	7360	7912	26713	.170	.067	.000	.000	1098	-23		153	-297			
351	10.1	13.2	10.1	12.0	5857	7717	26713	.170	.067	.000	.000	1098	-45		153	-297			
395	6.0	4.0	6.0	4.0	3404	6648	16085	.091	.101	.000	.000	1238	-67		172	-424			
414	6.0	4.0	6.0	4.0	2055	6080	16085	.091	.101	.000	.000	1238	-76		172	-424			
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
25	-5711	18	276	-5188	16									0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	
44	-4057	13	197	-3664	12									0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	
88	-899	3	44	-649	2									0.01	0.01	0.01	0.01	0.03	
132	2298	8	113	1929	6									0.02	0.02	0.01	0.01	0.05	
176	4128	14	203	3647	12									0.02	0.02	0.02	0.02	0.06	
220	5238	17	258	4701	15									0.03	0.02	0.02	0.02	0.07	
263	5629	19	277	5090	17									0.03	0.02	0.02	0.02	0.07	
307	5301	17	261	4815	16									0.02	0.02	0.02	0.02	0.06	
351	4253	14	209	3875	13									0.02	0.02	0.02	0.01	0.05	
395	2486	8	122	2270	7									0.01	0.01	0.01	0.01	0.03	
414	1504	5	74	1374	4									0.01	0.00	0.00	0.00	0.01	

REAZIONI VINCOLARI

			ULTIME		RARE		FREQUENTI		QUASI PERMANENTI	
appoggio	n°	nome	massima	minima	massima	minima	massima	minima	massima	minima
	1		8837	5286	6483	5587	6086	5638	5927	5658
	2		25070	15617	18579	16194	17484	16292	17046	16331
	3		25070	15617	18579	16194	17484	16292	17046	16331
	4		8837	5286	6483	5587	6086	5638	5927	5658