

STUDIO MARIO ingegneria e architettura

31015 CONEGLIANO (TV) - viale Veneto, 7



tel +39 0438 34375
fax +39 0438 420947

posta@studiomario.it
postacert@pec.ingmassimomario.it www.studiomario.it

P. IVA: 0038975 026 6
C.F.: MRA MSM 46D21 C920S

Comune di CONEGLIANO

Provincia di TREVISO

Lavoro: **REALIZZAZIONE DELLA SERRA DEL CAFFE'**

Ditta: **DERSUT CAFFE' S.p.a. – CONEGLIANO**

**RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO
DELLE STRUTTURE**

Conegliano, 20 marzo 2019

IL CALCOLATORE
(dott. ing. Maddalena MARIO)

Sommario

1	PREMESSA E OGGETTO DELLA RELAZIONE DI CALCOLO	5
2	RIFERIMENTI NORMATIVI	5
3	PRESTAZIONI DI PROGETTO, CLASSE DELLA STRUTTURA, VITA UTILE	5
4	UBICAZIONE E PARAMETRI DI SISMICITA' DI ZONA	5
5	CLASSE DI ESPOSIZIONE AMBIENTALE, COPRIFERRO E PRESCRIZIONI PER IL CLS	6
6	CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI	7
6.1	CALCESTRUZZO	7
6.2	ACCIAIO PER CA	7
6.1	ACCIAIO PER CARPENTERIA.....	7
7	ANALISI DEI CARICHI.....	7
7.1	CARICHI VERTICALI.....	7
7.2	VENTO.....	8
8	COMBINAZIONE DELLE AZIONI	9
8.1	COMBINAZIONE FONDAMENTALE PER LE VERIFICHE ALLO SLU	9
8.2	COMBINAZIONE CARATTERISTICA PER LE VERIFICHE ALLO SLE.....	9
8.3	COMBINAZIONE FREQUENTE PER LE VERIFICHE ALLO SLE	9
8.4	COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE PER LE VERIFICHE ALLO SLE	9
8.5	COEFF. ALLO S.L.U PER LE STRUTTURE: A1, STR	9
9	DIMENSIONAMENTO STRUTTURE PER CARICHI VERTICALI.....	10
9.1	ORDITURA PRINCIPALE.....	10
9.2	CAPRIATE	10
9.2.1	VERIFICA CORRENTE SUPERIORE	10
9.2.2	VERIFICA CORRENTE INFERIORE	11
9.2.3	VERIFICA ASTE DI PARETE DIAGONALI	11
9.2.4	VERIFICA ASTE DI PARETE VERTICALI	11
9.3	COLONNE.....	12
10	MODELLAZIONE PER VERIFICA STATICA E SISMICA.....	13

10.1	DESCRIZIONE DEL MODELLO.....	13
10.2	FATTORE DI COMPORTAMENTO	15
10.3	PARAMETRI DI CALCOLO	15
10.4	SPETTRI DI PROGETTO	16
10.5	CODICI DI CARICO	17
10.6	COMBINAZIONI DI CARICO	18
11	ANALISI SISMICA	18
11.1	RISPOSTA ALLE DIVERSE COMPONENTI DELL'AZIONE SISMICA ED ALLA VARIABILITA' SPAZIALE DEL MOTO.....	18
11.1	INVILUPPO SOLLECITAZIONI.....	18
11.2	VERIFICA ELEMENTI STRUTTURALI.....	22
11.2.1	TRAVI IPE140	22
11.2.2	TRAVI HEA140 DI BORDO E SULLE LINEE DI CONTROVENTO.....	23
11.2.3	CORRENTE SUPERIORE DELLA CAPRIATA.....	24
11.2.4	TIRANTI NELLE FACCIATE	24
11.2.5	TIRANTI NELLE FALDE	24
12	VALIDAZIONE DEI RISULTATI	24
12.1.1	STIMA MANUALE DELLA TAGLIANTE SISMICA.....	24
12.1.2	TAGLIANTE CALCOLATA DAL SOFTWARE	24
12.1.3	REAZIONI VINCOLARI.....	25
13	PROGETTO DELLE CONNESSIONI	25
13.1	RESISTENZA A TAGLIO DEI BULLONI E RIFOLLAMENTO DELLE PIASTRE	25
13.2	GIUNZIONE ASTE DI PARETE DELLA CAPRIATA	26
13.3	GIUNZIONE DELLE CAPRIATE ALLE COLONNE	26
13.4	GIUNZIONE DELLE IPE140 AL CORRENTE SUPERIORE	26
13.5	GIUNZIONE DELLE HEA140 AL CORRENTE SUPERIORE	27
13.6	GIUNZIONE DEI CONTROVENTI DI PARETE L50x50x5.....	27
13.7	GIUNZIONE DEI CONTROVENTI DI COPERTURA D14	27
13.8	GIUNZIONE DELLE COLONNE CONTROVENTATE.....	27
14	FONDAZIONI	27

14.1 SOLLECITAZIONI	27
14.2 VERIFICHE	28

1 PREMESSA E OGGETTO DELLA RELAZIONE DI CALCOLO

Nella presente relazione espongono le principali verifiche strutturali della serra del caffè.

Trattasi di un edificio destinato principalmente alla coltivazione del caffè con presenza solo saltuaria di persone.

E' un edificio irregolare in pianta ed in elevazione realizzato con struttura metallica e chiusura in vetro.

Le verifiche strutturali sono condotte secondo il **DM 17 gennaio 2018**.

Inizialmente sarà condotto un dimensionamento per carichi verticali ed in una seconda fase saranno condotte le verifiche sismiche.

2 RIFERIMENTI NORMATIVI

- Legge 05/11/1971 n. 1086: “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica”.
- D.M. 09/01/1996: “Norme tecniche per il calcolo, l’esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”.
- Circolare Min. LL.PP. 14/02/1974 n. 11951: “Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica. Istruzioni per l’applicazione”.
- Circolare Min. LL.PP. 31/07/1979 n. 19581 – Legge 5.11.1971 n. 1086, art. 7 Collaudo Statico.
- Circolare Min. LL.PP. 23/10/1979 n. 19777 – Competenza amministrativa : Legge 5.11.1971 n. 1086, Legge 2.2.1974 n. 64.
- Circolare Min. LL.PP. 09/01/1980 n. 20049: “Legge 5.11.1971 n. 1086.” Istruzioni relative ai controlli sul conglomerato cementizio adoperato per le strutture in cemento armato”.
- Circolare Min. LL.PP. 15/10/1996 n. 252 AA.GG./S.T.C.: “Istruzioni per l’applicazione delle “Norme tecniche per il calcolo, l’esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche “ di cui al decreto ministeriale 9 gennaio 1996”.
- CNR-UNI 10011/97: “Costruzioni in acciaio. Istruzioni per il calcolo, l’esecuzione, il collaudo e la manutenzione”.
- D.M. Min. LL.PP. 20/11/1987: “Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento”.
- Eurocodice 2: UNI EN 1992-1-1 novembre 2005
- Eurocodice 3: UNI EN 1993-1-1 agosto 2005
- D.M. 14/01/2008 “Norme tecniche per le costruzioni” e circolare applicativa
- D.M. 17/01/2018 “Nuove norme tecniche per le costruzioni” e circolare applicativa

3 PRESTAZIONI DI PROGETTO, CLASSE DELLA STRUTTURA, VITA UTILE

- vita nominale dell’opera $V_n \geq 50$ anni
- classe d’uso: $I \rightarrow C_u = 0.70$
- periodo di riferimento per l’azione sismica: $V_r = V_n \cdot C_u = 35$ anni
- periodo di ritorno per l’azione sismica allo SLV: 332 anni
- periodo di ritorno per l’azione sismica allo SLD: 35 anni

4 UBICAZIONE E PARAMETRI DI SISMICITA’ DI ZONA

ubicazione fabbricato: Comune di Conegliano, via San Giuseppe come indicato nella figura seguente.
suolo categoria C

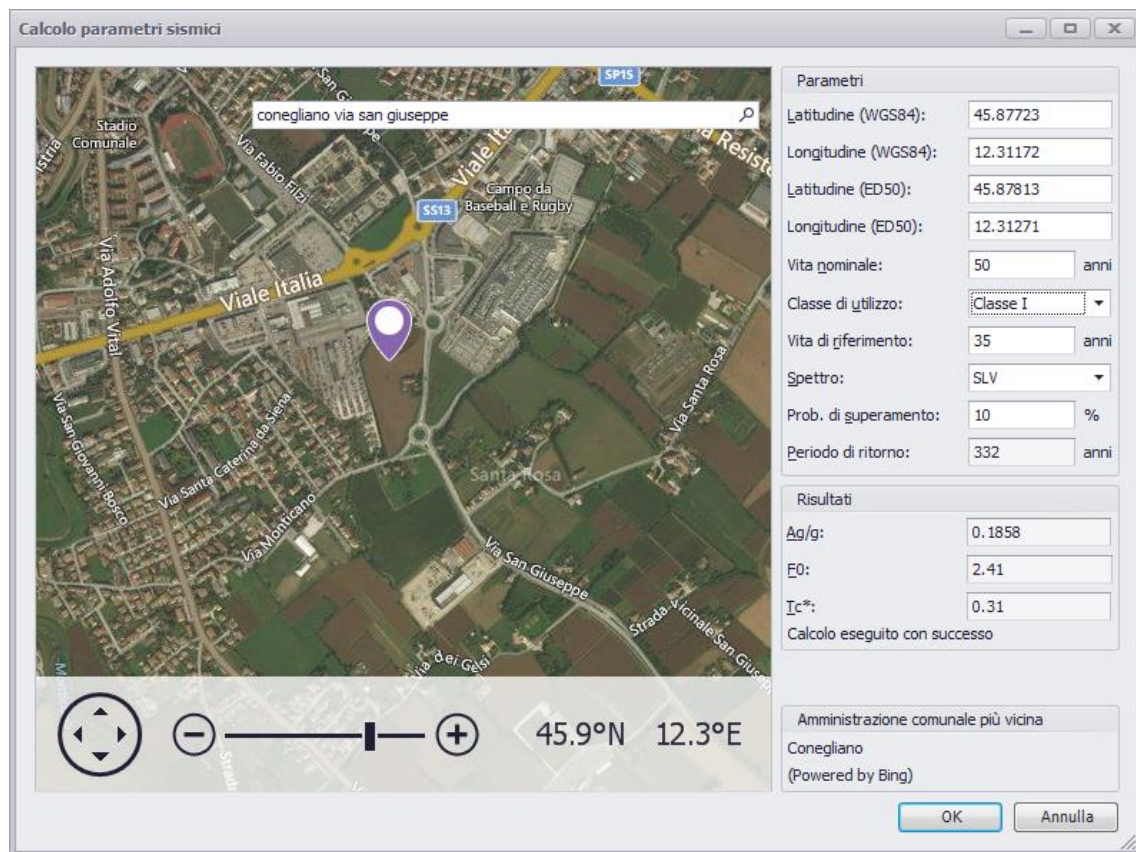


Figura 1: collocazione fabbricato

5 CLASSE DI ESPOSIZIONE AMBIENTALE, COPRIFERRO E PRESCRIZIONI PER IL CLS

Fondazioni :

Massimo rapporto A/C

classe di resistenza:

Minimo contenuto di cemento

classe slump di consistenza al getto

Cmin,dur=25mm

tolleranza di esecuzione 10mm

copriferro nominale=25+10=35mm riferito all'esterno delle staffe

XC2

0.60

C30/37

350 Kg/mc

S3

materie prime

Aggregato conforme alla UNI 8520 parte 2^

Contenuto di solfati conforme alla UNI EN 1744/1

Contenuto di cloruri conforme alla UNI EN 1744/1

Contenuto di sostanze organiche conforme alla UNI EN 1744/1

Equivalente di sabbia e valore di blu conforme alla UNI EN 993/8-9

Resistenza ai cicli di gelo-disgelo conforme alla UNI EN 1367/1

Potenziale reattività agli alcali (8520 parte 22^2002)

Dmax inerte: 25 mm

ACQUA conforme alla UNI 8981/7

CEMENTO conforme alla UNI-EN 197/1

E' consentito l'impiego di tutti gli additivi per impasti cementizi previsti dalla norma UNI 7101

Prescrizioni per l'impresa

- ADOTTARE DISTANZIATORI conformi alla realizzazione di un copriferro con spessore di 35 mm, in accordo all'Eurocodice 2 con riferimento alla classe di esposizione e al tipo di struttura
- COMPATTARE il CLS in modo da assicurare che un'eventuale carota estratta dal getto in opera presenti una massa volumica non inferiore al 97% della massa volumica del CLS compattato a rifiuto prelevato per la preparazione dei provini cubici o cilindrici in corso d'opera.
- STAGIONARE ad umido le superfici del CLS per almeno 7 giorni dal getto con membrane antievaporanti, teli di plastica, acqua nebulizzata, ecc..

6 CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

6.1 CALCESTRUZZO

calcestruzzo per fondazioni

C30/37

$f_{ck}=31$ MPa

$f_{cd}=17.40$ Mpa

$E_{cm}=33019$ MPa

$G_m=13758$ MPa

6.2 ACCIAIO PER CA

acciaio per reti elettrosaldate tipo B450A

$f_{y_{nom}}=450$ MPa; $f_{y_d}=391$ MPa

acciaio per barre di armatura tipo B450C

$f_{y_{nom}}=450$ MPa; $f_{y_d}=391$ MPa

6.1 ACCIAIO PER CARPENTERIA

laminati a caldo a sezione cava: UNI EN 10210-1 tipo S275H

$f_{y_k}=275$ MPa, $f_{t_k}=430$ MPa

laminati a caldo a sezione aperta: UNI EN 10025-2 tipo S275

$f_{y_k}=275$ MPa, $f_{t_k}=430$ MPa

bulloni ad alta resistenza cl. 8.8 e dadi cl.8

$f_{y_b}=649$ MPa, $f_{t_b}=800$ MPa

7 ANALISI DEI CARICHI

7.1 CARICHI VERTICALI

SERRA	carico KN/mq	ψ_0	ψ_1	ψ_2
p.p. vetro 4+2+4	0.25			
p.p. strutture di sostegno vetro	0.05			
Totale permanenti G1	0.30			
Q: variabile neve	1.20	0.7	0.5	0.3
totale G1+G2+Q	1.50			

7.2 VENTO

1) Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
1	25	1000	0,01

a_s (altitudine sul livello del mare [m])	400
---	-----

$v_b = v_{b,0}$ per $a_s \leq a_0$
$v_b = v_{b,0} + k_a (a_s - a_0)$ per $a_0 < a_s \leq 1500$ m

v_b (velocità di riferimento [m/s])	25
---------------------------------------	----

p (pressione del vento [N/mq]) = $q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$
q_b (pressione cinetica di riferimento [N/mq])
c_e (coefficiente di esposizione)
c_p (coefficiente di forma)
c_d (coefficiente dinamico)



Pressione cinetica di riferimento

$$q_b = 1/2 \cdot \rho \cdot v_b^2 \quad (\rho = 1,25 \text{ kg/mc})$$

q_b [N/mq]	390,63
--------------	--------

Coefficiente di forma

E' il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento.

Coefficiente dinamico

Esso può essere assunto autelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.

Classe di rugosità del terreno

B) Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive

Categoria di esposizione

	ZONE 1,2,3,4,5					
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5						
** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1						

	ZONA 6				
A	--	III	IV	V	V
B	--	II	III	IV	IV
C	--	II	III	III	IV
D	I	I	II	II	III

	ZONA 7,8		
A	--	--	IV
B	--	--	IV
C	--	--	III
D	I	II	*
* Categoria II in zona 8 Categoria III in zona 7			

	ZONA 9	
A	--	I
B	--	I
C	--	I
D	I	I

Z altezza edif. [m]	Zona	Classe di rugosità	a_s [m]
6	1	B	400

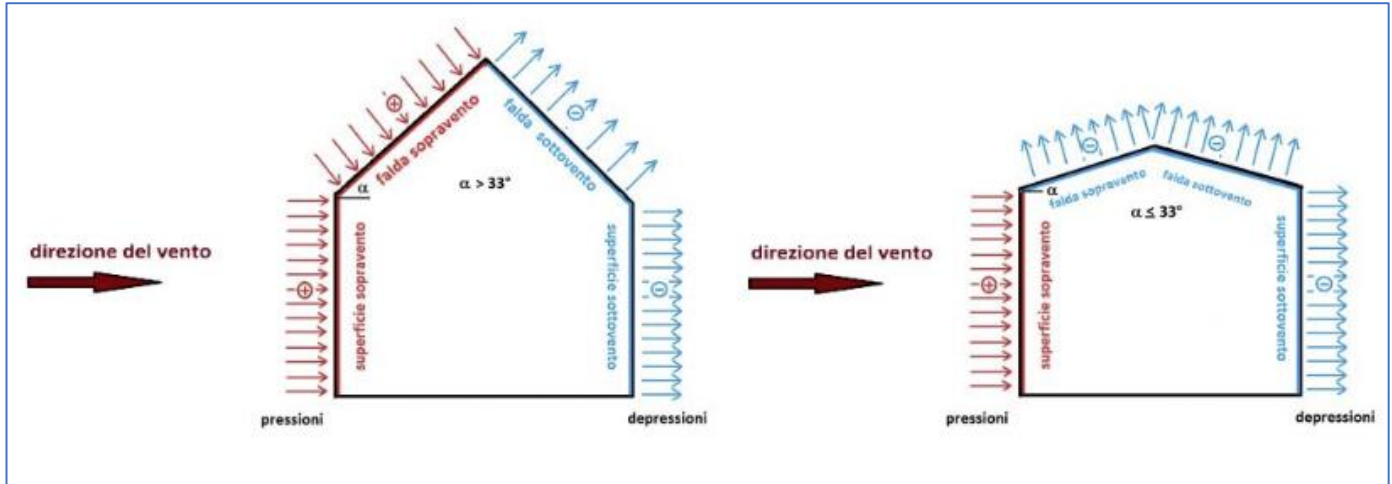
$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)]$ per $z \geq z_{min}$
$c_e(z) = c_e(z_{min})$ per $z < z_{min}$

Cat. Esposiz.	k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]	c_t
IV	0,22	0,3	8	1

c_e	1,63
-------	------

La pressione del vento a meno del coefficiente di forma vale: 638,36 N/mq (0,6383 kN/mq)

I coefficienti di forma sono quelli per gli edifici chiusi.



Parete sopravvento $C_{pe}=0.8$ (pressione)	$q_v=0.8 \cdot 0.64=0.51$ KN/mq
Parete sottovento $C_{pe}=0.4$ (depressione)	$q_v=0.4 \cdot 0.64=0.26$ KN/mq
Falda sopravvento e falda sottovento (depressione)	$q_v=0.4 \cdot 0.64=0.26$ KN/mq

8 COMBINAZIONE DELLE AZIONI

(con rotazione delle azioni variabili ai sensi del §2.5.3 NTC2018)

8.1 COMBINAZIONE FONDAMENTALE PER LE VERIFICHE ALLO SLU

con coeff. γ_Q e ψ_{0i}

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{K1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{K2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{K3}$$

8.2 COMBINAZIONE CARATTERISTICA PER LE VERIFICHE ALLO SLE

con coeff. ψ_{0i}

$$G_1 + G_2 + Q_{K1} + \psi_{02} \cdot Q_{K2} + \psi_{03} \cdot Q_{K3}$$

8.3 COMBINAZIONE FREQUENTE PER LE VERIFICHE ALLO SLE

con coeff. ψ_{1i}

$$G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{K1} + \psi_{12} \cdot Q_{K2} + \psi_{13} \cdot Q_{K3}$$

8.4 COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE PER LE VERIFICHE ALLO SLE

(generalmente la più gravosa)

con coeff. ψ_{2i}

$$G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{K1} + \psi_{22} \cdot Q_{K2} + \psi_{23} \cdot Q_{K3}$$

8.5 COEFF. ALLO S.L.U PER LE STRUTTURE: A1, STR

$\gamma_{G1}=1-1.3$

moltiplicatore dei carichi permanenti

$\gamma_{G2}=0.8-1.5$

moltiplicatore dei permanenti non strutturali

$\gamma_{Qi}=0-1.5$

moltiplicatore dei variabili

9 DIMENSIONAMENTO STRUTTURE PER CARICHI VERTICALI

9.1 ORDITURA PRINCIPALE

Travi IPE140 poste ad interasse di 125 cm, schema semplice appoggio su luce di 500cm

Verifica allo SLU

p.p.=0.13 KN/mq

$Q=(1.3*0.25+1.5*1.2)*1.25+1.3*0.13=2.83$ KN/m

$M_s=2.83*5^2/8=8.84$ KNm ($M_s=9$ KNm da modello)

$W_{el}=77.3$ cm³

$M_{res}=W_{el}*f_{yd}/1.05=77.3*275/(1.05*10^3)=20.24$ KNm > M_s

Verifica allo SLE

$J=541$ cm⁴

$Q=(0.25+1.2)*1.25+0.13=1.94$ KN/m

$f=5*500^4/(384*2.1*10^6*541)=1.38$ cm (circa L/359)

Ove vi siano i controventi sulle facciate le IPE140 saranno sostituite da HEA140.

9.2 CAPRIATE

La luce maggiore è di 12 m, altezza della capriata di 1 m, interasse circa 5 m.

Incidenza peso delle IPE140 $G_2=0.13/(1.25*5)=0.021$ KN/mq

Carico allo SLU $Q=(1.3*0.25+1.5*1.2+1.3*0.021)*5+1.3*0.5=11.41$ KN/m

Flessione allo SLU $=11.41*12^2/8=205.41$ KNm

Massimo sforzo di compressione sui correnti superiore e trazione sul corrente inferiore allo SLU

$C=T=M_s/h=205.41/1=205.41$ KN (trazione 207 KN e compressione 197 KN da modello)

Il corrente superiore ed inferiore saranno costituiti da 2 L 50x100x8 affiancati a distanza di 8 mm.

9.2.1 VERIFICA CORRENTE SUPERIORE

E' realizzato con 2 L110x75x8 affiancati distanziati di 8 mm.

La lunghezza di libera inflessione sul piano verticale è pari a 125 cm mentre sul piano orizzontale è di $125*3=375$ cm.

$N_s=205.41$ KN < $N_r=255.4$ KN

The screenshot shows the 'Profili L' software interface. At the top, there are settings for 'L Uguali' and 'L Disuguali' (checked), 'Doppi' (checked), and 'Accosta lato corto'. The material is set to 'Acciaio S275 (Fe430)' with $f_y = 275$ N/mm² and $f_u = 430$ N/mm². The free length of inflection is set to $l_{0y} = 1.25$ m, $l_{0z} = 3.75$ m, and $l_{0v} = 0$ m. A table lists various L profiles, with 'L 110 x 75 x 8' selected. To the right, a diagram shows the L-section with dimensions h , b , t , $r1$, $r2$, and d . Below the table, the design parameters for '2 L 110 x 75 x 8' are shown: $N_{b,Rd} = 634.5$ kN, $N_{b,Rd} = 707.6$ kN, $N_{s,Rd} = 255.4$ kN, and $N_{s,Rd} = ?$ kN. The section class is 'Classe Sezione Compressione 4'.

designation	g (kg/m)	h (mm)	b (mm)	t (mm)	r1 (mm)	r2 (mm)
L 80 x 60 x 10	10,3	80	60	10,00	7,00	3,50
L 120 x 60 x 8	10,9	120	60	8,00	10,00	5,00
L 100 x 50 x 10	11,1	100	50	10,00	9,00	4,50
L 100 x 65 x 9	11,1	100	65	9,00	10,00	5,00
L 110 x 75 x 8	11,2	110	75	8,00	10,00	5,00
L 130 x 65 x 8	11,8	130	65	8,00	11,00	5,50

Figura 2 caratteristiche inerziali

Resistenza all'instabilità - EC3 #6.3.1			
2 L 110 x 75 x 8	Acciaio	S275 (Fe430)	fy (N/mm2) 275
$\gamma_{M1} = 1,05$	$\beta_A = 0,945$	$\varepsilon = 0,92$	$\lambda_1 = 93,9 \varepsilon = 86,8$
		Instabilità attorno all'asse	
		y - y	z - z
		v - v	
Snellezza	λ	35,83	122,27
Snellezza adimensionale	$\bar{\lambda} = \lambda / \lambda_1 \beta_A^{0,5}$	0,4011	1,369
Curva di instabilità		c	c
Coefficiente di imperfezione	α	0,49	0,49
$\phi = 0,5 [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2)^2 + \lambda]$		0,6297	1,7235
$\chi = 1 / [\phi + (\phi^2 - \bar{\lambda}^2)^{0,5}]$		0,8967	0,3609
$N_{b,Rd} = \chi \beta_A A_f y / \gamma_{M1}$	(kN)	634,472	255,387
		707,551	

Figura 3: verifica di resistenza e stabilità

9.2.2 VERIFICA CORRENTE INFERIORE

E' realizzato con 2 L80x60x8 affiancati distanziati di 8 mm.

$$A_{res} = 21.2 \text{ cm}^2$$

$$T_r = A_{res} \cdot f_{yd} / 1.05 = 21.2 \cdot 275 / (1.05 \cdot 10) = 555 \text{ KN} \gg T_s = 205.4 \text{ KN}$$

Dato l'ampio margine di verifica anche la sezione indebolita da fori risulterà verificata.

9.2.3 VERIFICA ASTE DI PARETE DIAGONALI

2 profili L 60x60x6

Se ne verifica uno solo in quanto la connessione sarà effettuata su ciascuno solo su una delle ali e quindi è come se ci fosse metà sezione resistente.

Massima trazione allo SLU $N_s = 97 \text{ KN}$

$$A_{res} = 6.91 = 13.82 \text{ cm}^2$$

$$N_r = 6.91 \cdot 275 / (1.05 \cdot 10) = 180.9 \text{ KN} > N_s$$

Dato l'ampio margine di verifica anche la sezione indebolita da fori risulterà verificata.

9.2.4 VERIFICA ASTE DI PARETE VERTICALI

2 profilo L 60x60x6

Se ne verifica uno solo in quanto la connessione sarà effettuata su ciascuno solo su una delle ali e quindi è come se ci fosse metà sezione resistente.

Lunghezza di libera inflessione sui due piani 100 cm

Massima compressione allo SLU $N_s = 64 \text{ KN} < N_r = 99 \text{ KN}$

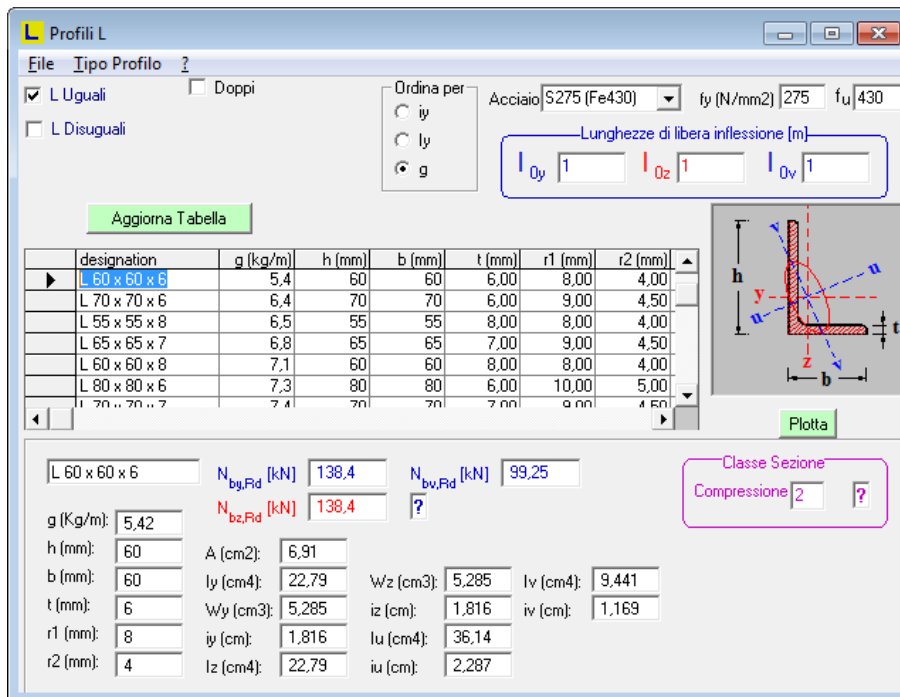


Figura 4 caratteristiche inerziali

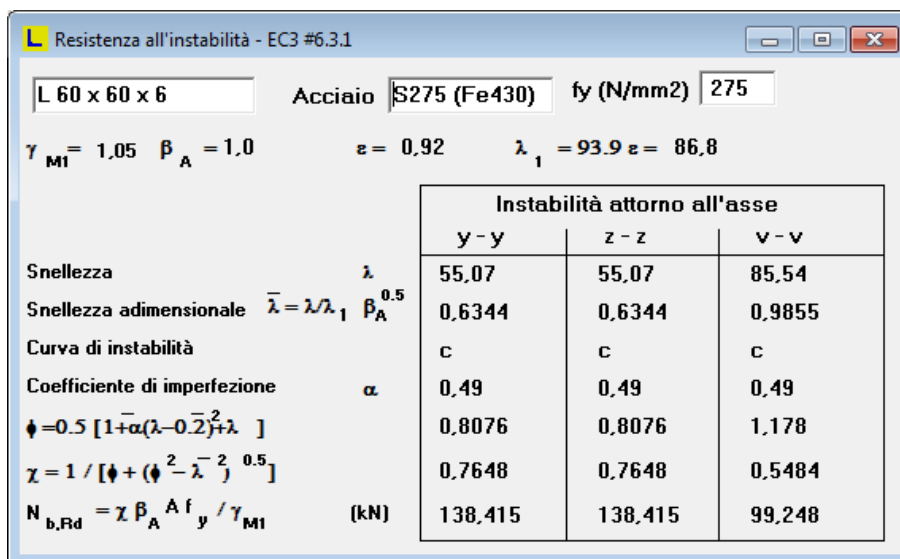


Figura 5: verifica di resistenza e stabilità

9.3 COLONNE

Realizzate con HEA200

p.p.=0.423 KN/m

Massima compressione allo SLU

$N_s = ((1,3 \cdot 0,25 + 1,5 \cdot 1,2 + 1,3 \cdot 0,021) \cdot 5 + 1,3 \cdot 0,5) \cdot (12 + 7,5) / 2 + 1,3 \cdot 0,423 \cdot 6 = 114,56$ KN ($N_s = 126$ KN da modello)

Essendo strutture pendolari la lunghezza di libera inflessione corrisponde all'altezza massima per entrambe le direzioni

$N_r = 498$ KN $\gg N_s = 114,56$ KN

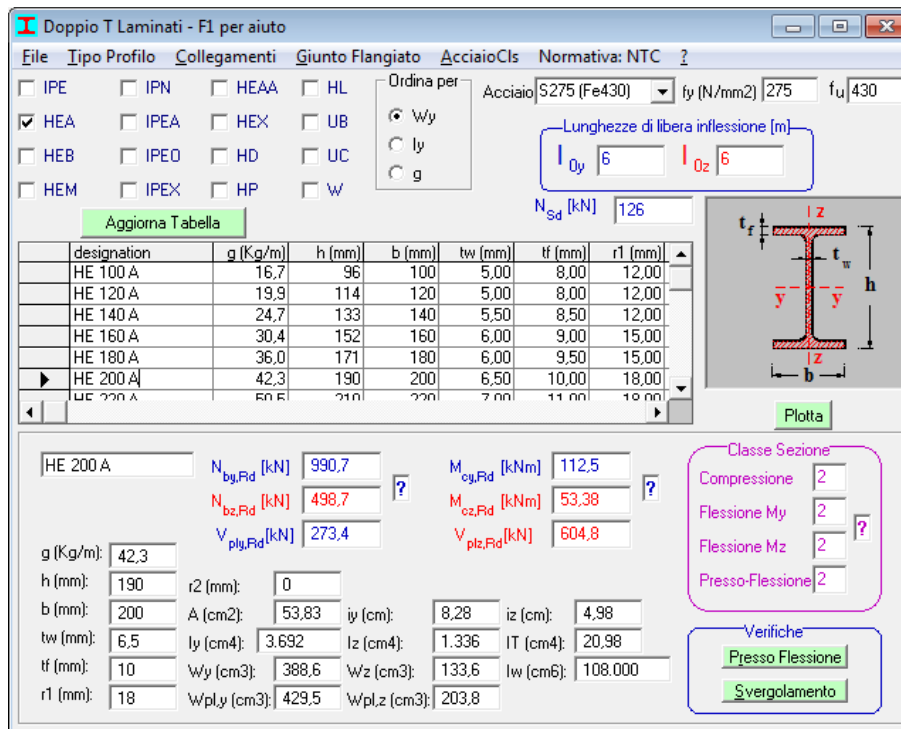


Figura 6: verifica di resistenza e stabilità

Le colonne sul filo 6 saranno realizzate con delle HEA300 solamente per consentire il fissaggio delle capriate affiancate.

10 MODELLAZIONE PER VERIFICA STATICA E SISMICA

10.1 DESCRIZIONE DEL MODELLO

Si sono studiati due modelli con le seguenti caratteristiche:

modello **1029 serra rev2**: modello tridimensionale con colonne funzionanti come bielle e travi svincolate agli estremi e funzionanti a campate in semplice appoggio. I controventamenti in direzione x, y e di falda sono realizzati tramite controventi metallici disposti a croce di Sant'Andrea. La copertura non è modellata come piano rigido e le colonne sono incernierate al piede. Poiché i controventi costituiti da tondi resistono solo a trazione l'analisi svolta sarà non lineare e l'analisi sismica sarà statica equivalente poiché il software non consente l'analisi non lineare associata all'analisi modale con spettro di risposta. Si assumerà un modello non dissipativo. Tale modello è senza le fondazioni per meglio cogliere il comportamento della parte fuori terra.

modello **1029 serra rev2 fondazioni**: modello come il precedente ma con fondazioni su suolo elastico alla Winkler $K=1.00 \text{ daN/cm}^3$ in cui le azioni sono quelle di verifica della sovrastruttura in quanto si assume comportamento non dissipativo.

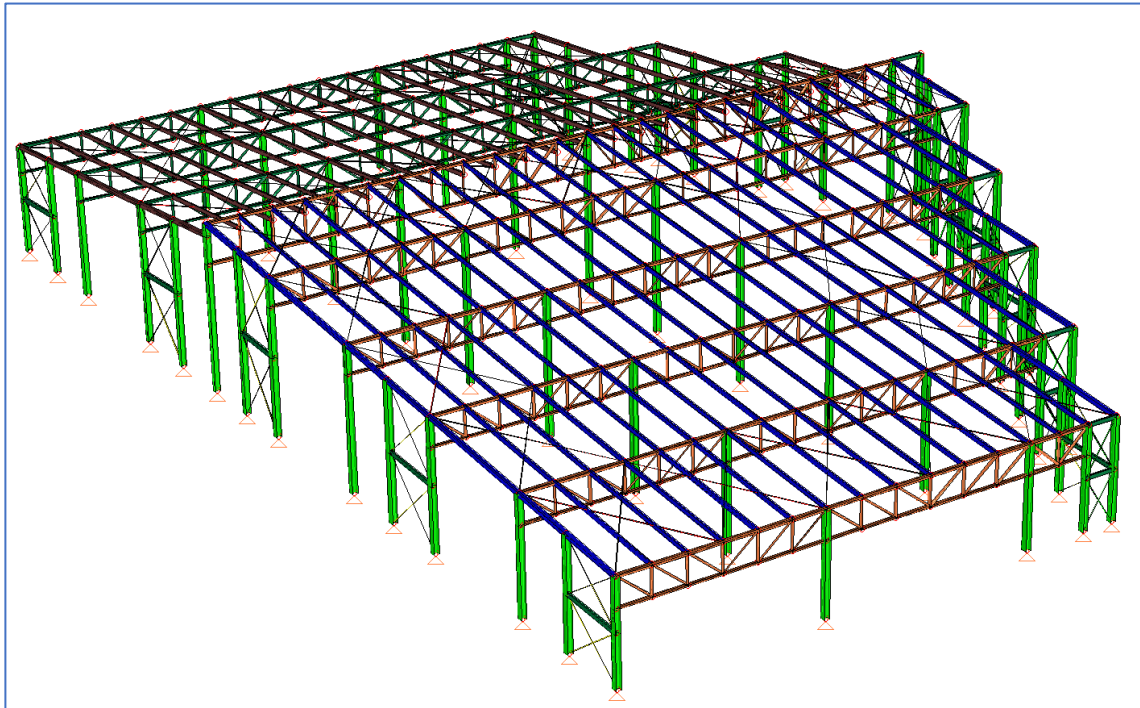


Figura 7: vista del modello senza le fondazioni

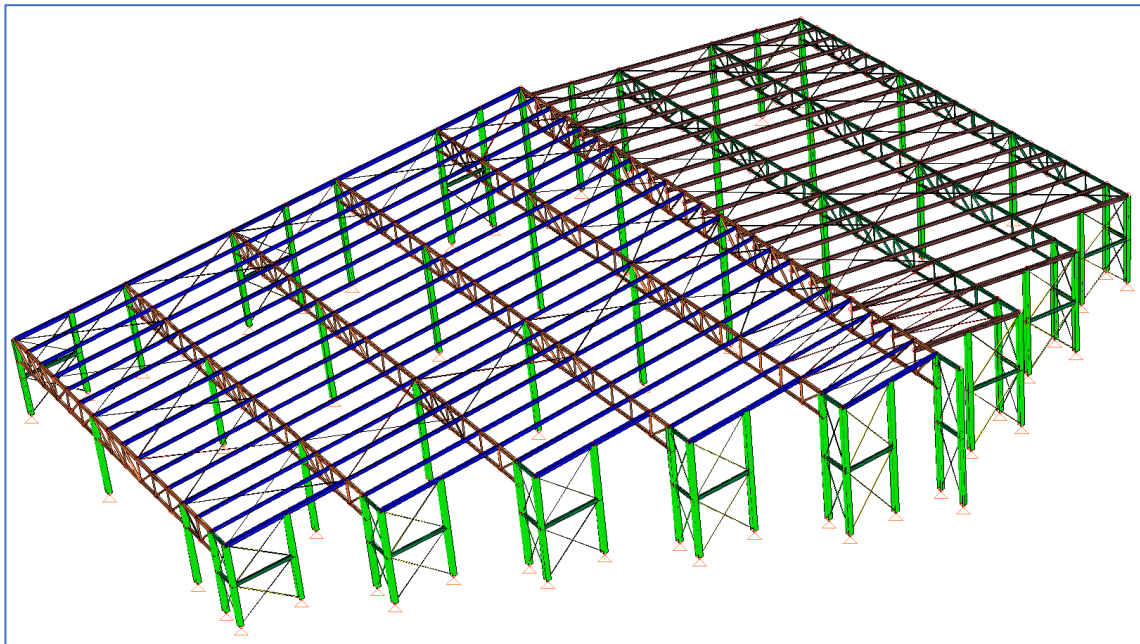


Figura 8: vista del modello senza le fondazioni

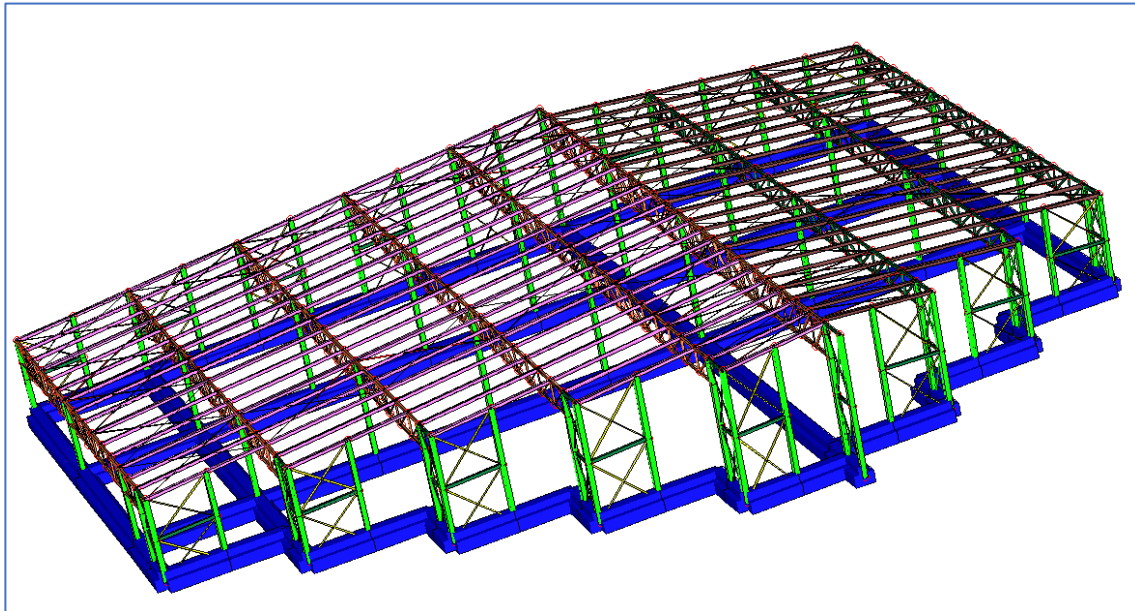


Figura 9: vista del modello con le fondazioni

10.2 FATTORE DI COMPORTAMENTO

Per non incorrere nella gerarchia delle resistenze ed ai coefficienti di sovraresistenza si adotta un comportamento non dissipativo con fattore di comportamento $q=1.5$ in entrambi i versi.

10.3 PARAMETRI DI CALCOLO

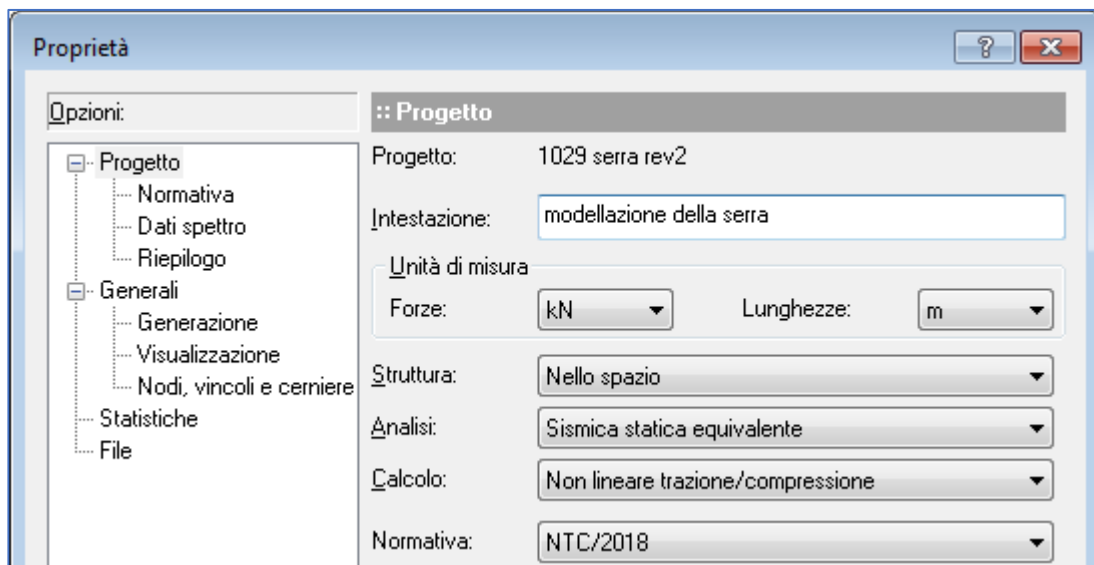


figura 10: parametri di calcolo

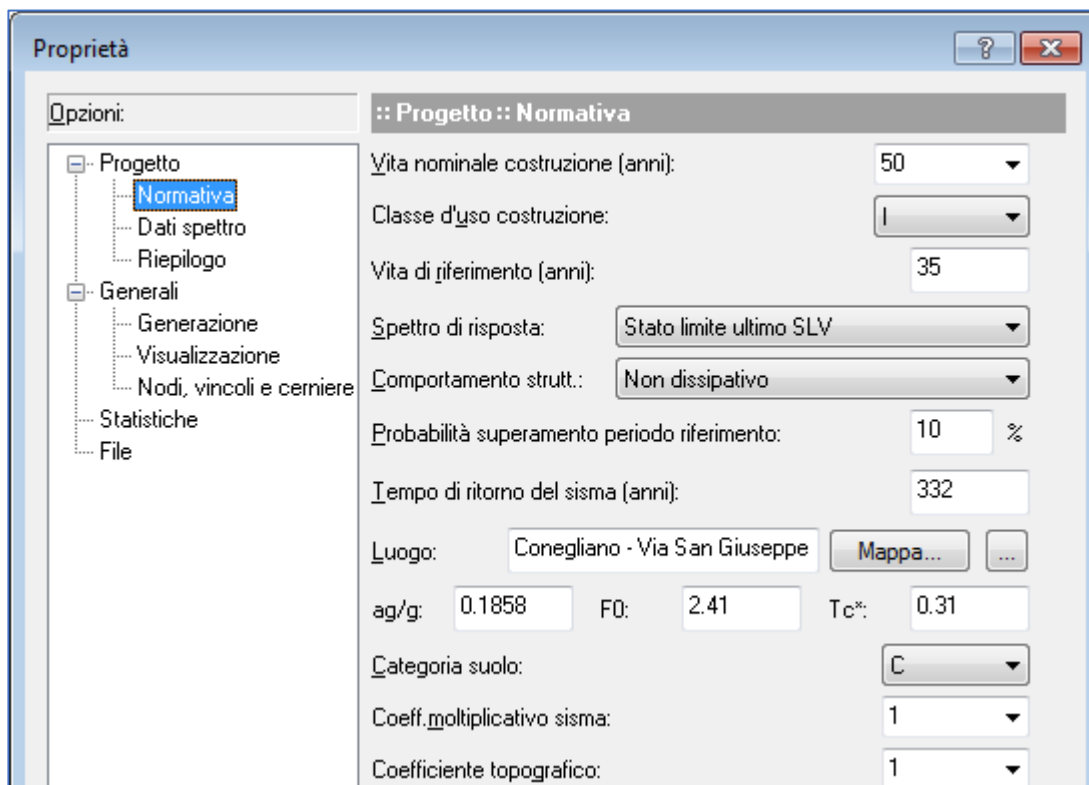


figura 11: parametri di calcolo

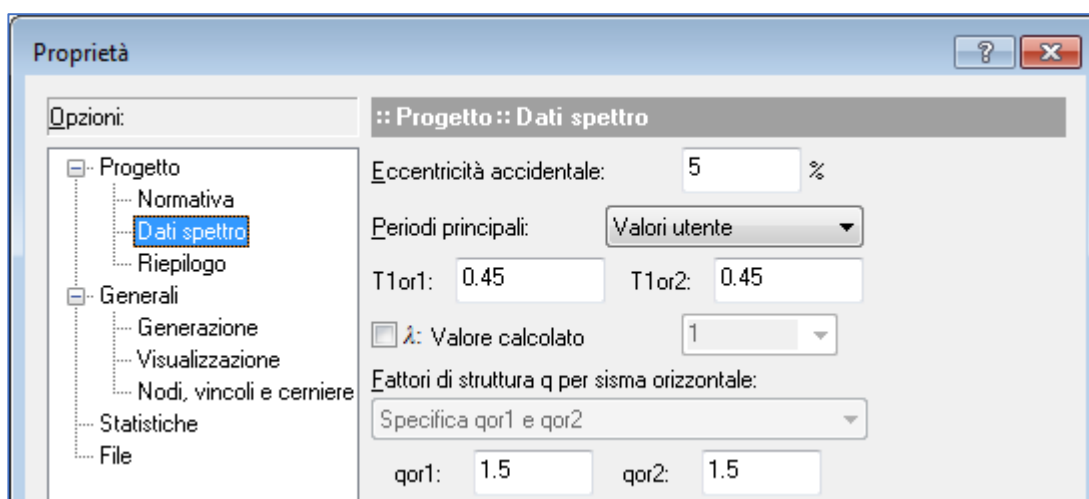


figura 12: parametri di calcolo

10.4 SPETTRI DI PROGETTO

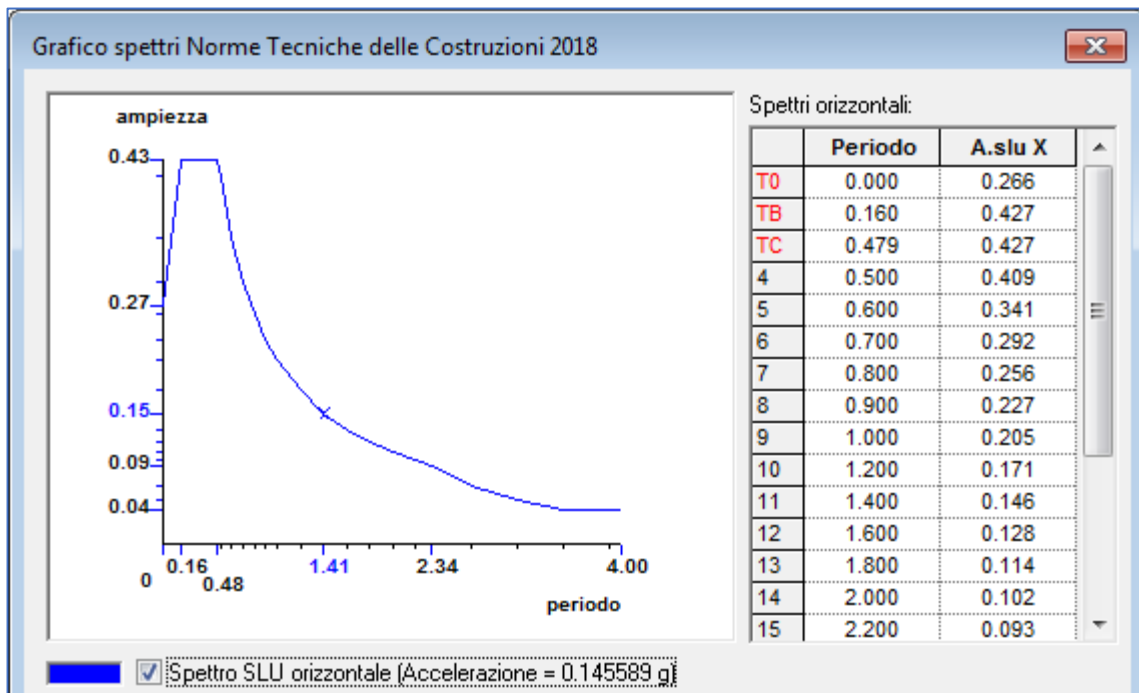


Figura 13: spettro SLV orizzontale

10.5 CODICI DI CARICO

Codici di carico - Travi e pilastri

Codici di carico:

Trascinare una colonna dalla testata a qui per raggruppare per quella colonna

Descrizione	Tipo azione/Categoria	Condizione di carico	Tipo	Parametri
1 G2 vetro [!]	Permanente: Permanente portato	Condizione 2	FV	Vi=0.25 Ai=1 AISLD=1
2 Q neve [!]	Variable: Neve	Condizione 1	FV	Vi=1.2 Ai=0 AISLD=0
3 vento +X pressione [!]	Variable: Vento	Condizione 3	FX	Vi=0.52 Ai=0 AISLD=0
4 vento +X depressione [!]	Variable: Vento	Condizione 3	FX	Vi=0.26 Ai=0 AISLD=0
5 vento -X pressione [!]	Variable: Vento	Condizione 4	FX	Vi=-0.52 Ai=0 AISLD=0
6 vento -X depressione [!]	Variable: Vento	Condizione 4	FX	Vi=-0.26 Ai=0 AISLD=0
7 vento +Y pressione [!]	Variable: Vento	Condizione 5	FY	Vi=0.52 Ai=0 AISLD=0
8 vento +Y depressione [!]	Variable: Vento	Condizione 5	FY	Vi=0.26 Ai=0 AISLD=0
9 vento -Y pressione [!]	Variable: Vento	Condizione 6	FY	Vi=-0.52 Ai=0 AISLD=0
10 vento -Y depressione [!]	Variable: Vento	Condizione 6	FY	Vi=-0.26 Ai=0 AISLD=0
11 massa facciate [!]	Permanente: Permanente portato	Condizione 2	FV	Vi=0.009 Ai=100 AISLD=100

figura 14: codici di carico (KN/m²)

Per non incorrere in problemi sui segni dei carichi con gli assi locali, i codici di carico sono stati definiti nel riferimento globale. Il codice 11 corrisponde ad un carico verticale molto basso con aliquota inerziale alta (100). In questo modo viene modellato l'effetto delle facciate in vetro sulle travi perimetrali e conseguentemente sulle colonne. In particolare è stato considerato un "peso sismico" delle facciate pari a $q_v=(0.25+0.05)*6/2=0.90$ KNm

10.6 COMBINAZIONI DI CARICO

Combinazioni di carico	
Normativa: NTC Italia 2018 statico e sismico	
<input checked="" type="checkbox"/> SLU <input checked="" type="checkbox"/> SLE <input checked="" type="checkbox"/> SLD	
Descrizione	Parametri
1 1.3G1+1.5G2+1.5 V(X)	Azione sismica: Assente
2 Sisma 100%+X 30%+Y	Azione sismica: EX + 0.3 EY, Torsione accidentale: Antioraria (positiva)
3 Sisma 100%+X 30%-Y	Azione sismica: EX - 0.3 EY, Torsione accidentale: Antioraria (positiva)
4 Sisma 100%-X 30%+Y	Azione sismica: -EX + 0.3 EY, Torsione accidentale: Antioraria (positiva)
5 Sisma 100%-X 30%-Y	Azione sismica: -EX - 0.3 EY, Torsione accidentale: Antioraria (positiva)
6 Sisma 30%+X 100%+Y	Azione sismica: 0.3 EX + EY, Torsione accidentale: Antioraria (positiva)
7 Sisma 30%+X 100%-Y	Azione sismica: 0.3 EX - EY, Torsione accidentale: Antioraria (positiva)
8 Sisma 30%-X 100%+Y	Azione sismica: -0.3 EX + EY, Torsione accidentale: Antioraria (positiva)
9 Sisma 30%-X 100%-Y	Azione sismica: -0.3 EX - EY, Torsione accidentale: Antioraria (positiva)
10 Sisma 100%+X 30%+Y	Azione sismica: EX + 0.3 EY, Torsione accidentale: Oraria (negativa)
11 Sisma 100%+X 30%-Y	Azione sismica: EX - 0.3 EY, Torsione accidentale: Oraria (negativa)
12 Sisma 100%-X 30%+Y	Azione sismica: -EX + 0.3 EY, Torsione accidentale: Oraria (negativa)
13 Sisma 100%-X 30%-Y	Azione sismica: -EX - 0.3 EY, Torsione accidentale: Oraria (negativa)
14 Sisma 30%+X 100%+Y	Azione sismica: 0.3 EX + EY, Torsione accidentale: Oraria (negativa)
15 Sisma 30%+X 100%-Y	Azione sismica: 0.3 EX - EY, Torsione accidentale: Oraria (negativa)
16 Sisma 30%-X 100%+Y	Azione sismica: -0.3 EX + EY, Torsione accidentale: Oraria (negativa)
17 Sisma 30%-X 100%-Y	Azione sismica: -0.3 EX - EY, Torsione accidentale: Oraria (negativa)
37 1.3G1+1.5G2+1.5N	Azione sismica: Assente
38 1.3G1+1.5G2+1.5 V(-X)	Azione sismica: Assente
39 1.3G1+1.5G2+1.5V(Y)	Azione sismica: Assente
40 1.3G1+1.5G2+1.5V(-Y)	Azione sismica: Assente

figura 15: combinazioni di carico allo SLU-SLV

Combinazioni di carico	
Normativa: NTC Italia 2018 statico e sismico	
<input checked="" type="checkbox"/> SLU <input checked="" type="checkbox"/> SLE <input checked="" type="checkbox"/> SLD	
Descrizione	Parametri
18 G1+G2+N	Tipologia: Rara
19 G1+G2+V(X)	Tipologia: Rara
20 G1+G2+V(-X)	Tipologia: Rara
45 G1+G2+V(Y)	Tipologia: Rara
46 G1+G2+V(-Y)	Tipologia: Rara

figura 16: combinazioni di carico allo SLE

11 ANALISI SISMICA

11.1 RISPOSTA ALLE DIVERSE COMPONENTI DELL'AZIONE SISMICA ED ALLA VARIABILITA' SPAZIALE DEL MOTO

L'utilizzo dello spettro di risposta consente di calcolare gli effetti massimi del terremoto sulla struttura associati a ciascun modo di vibrare. Poiché durante il terremoto, tuttavia, gli effetti massimi associati ad un modo di vibrare non si verificano generalmente nello stesso istante in cui sono massimi quelli associati ad un altro modo di vibrare, tali effetti non possono essere combinati tra di loro mediante una semplice somma ma con specifiche regole di combinazione di natura probabilistica che tengano conto di questo sfasamento temporale.

Gli effetti sulla struttura (sollecitazioni, deformazioni, spostamenti) sono combinati successivamente, applicando le espressioni

$$1.00 \times E_x + 0.30 \times E_y$$

$$0.30 \times E_x + 1.00 \times E_y$$

trascurando l'effetto del sisma verticale.

11.1 INVILUPPO SOLLECITAZIONI

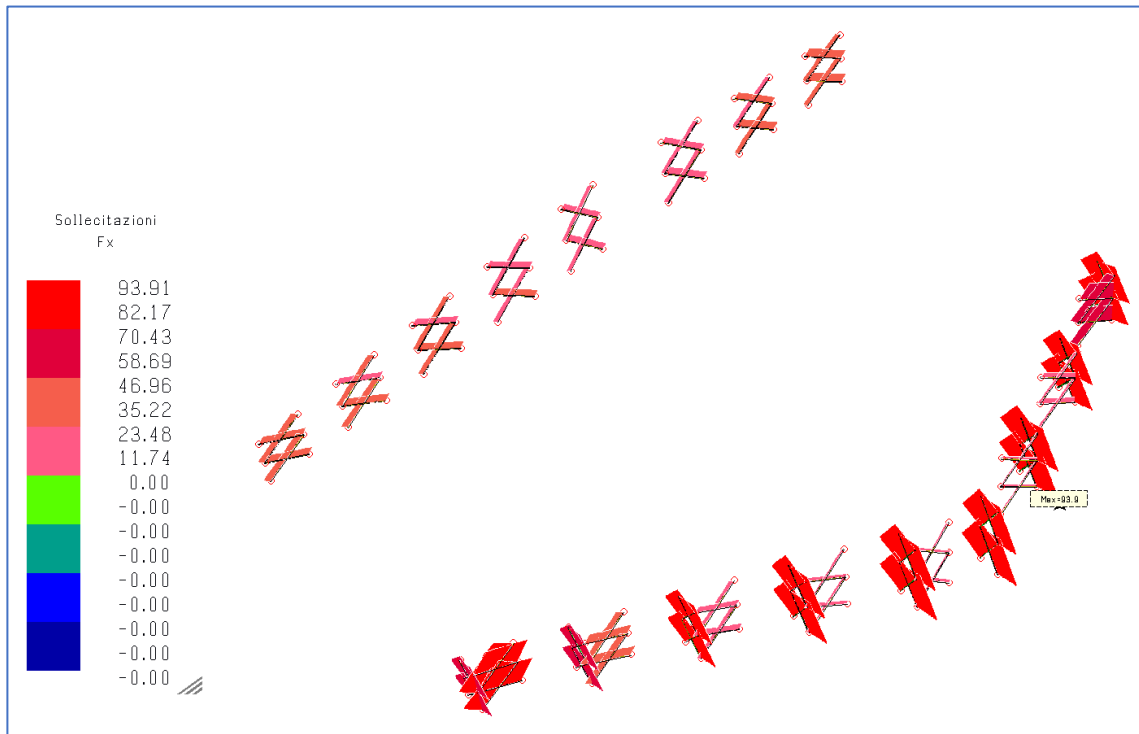


Figura 17: involucro trazione sui tiranti di facciata (KN)

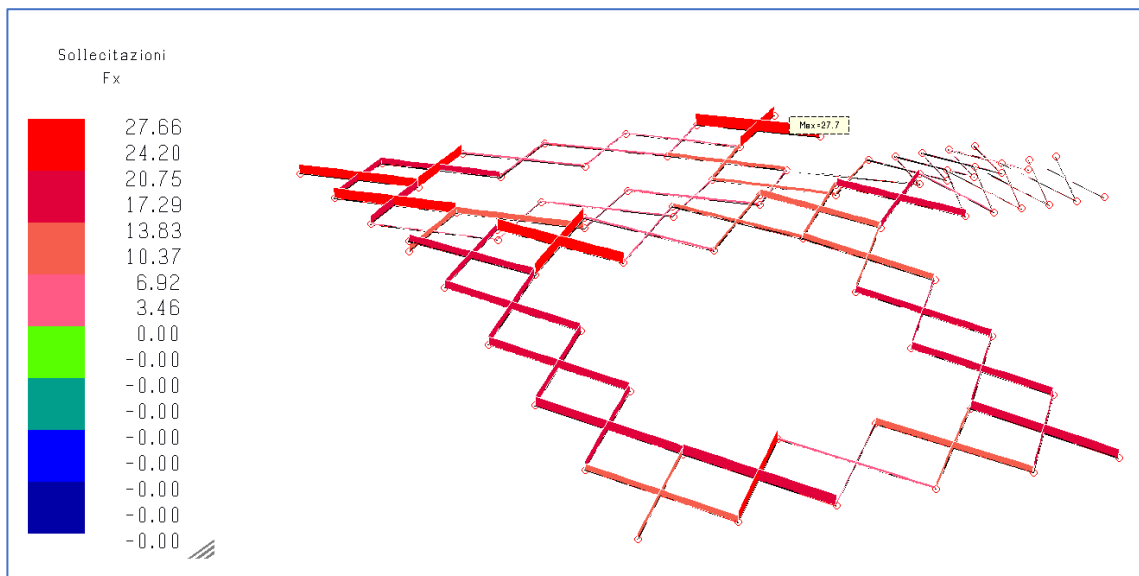


Figura 18: involucro trazione sui tiranti di falda (KN)

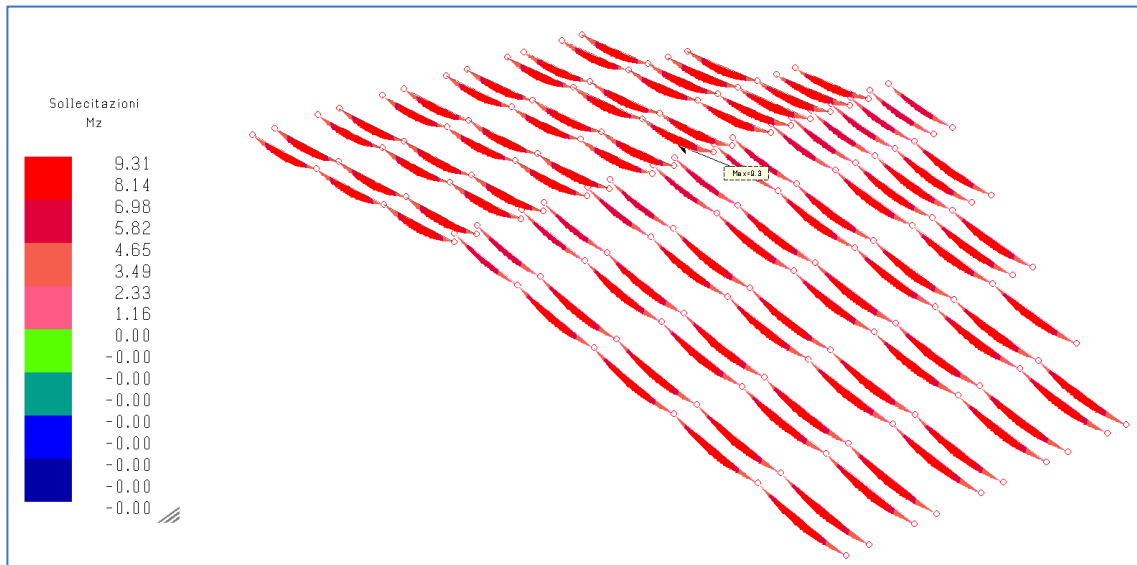


Figura 19: involucro flessione sulle IPE 140 della copertura (KN)

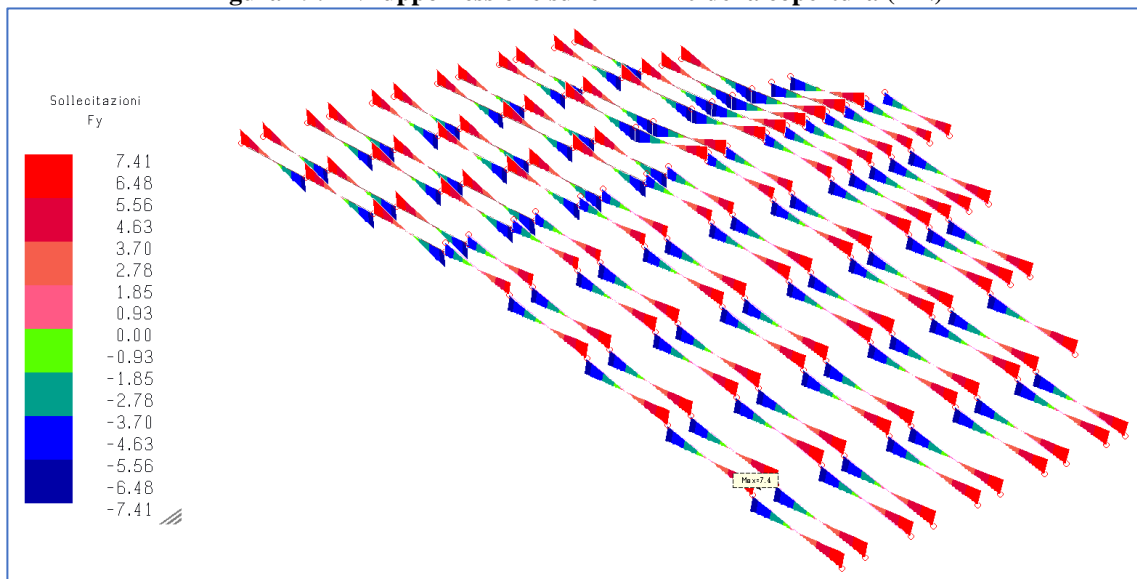


Figura 20: involucro taglio sulle IPE 140 della copertura (KN)

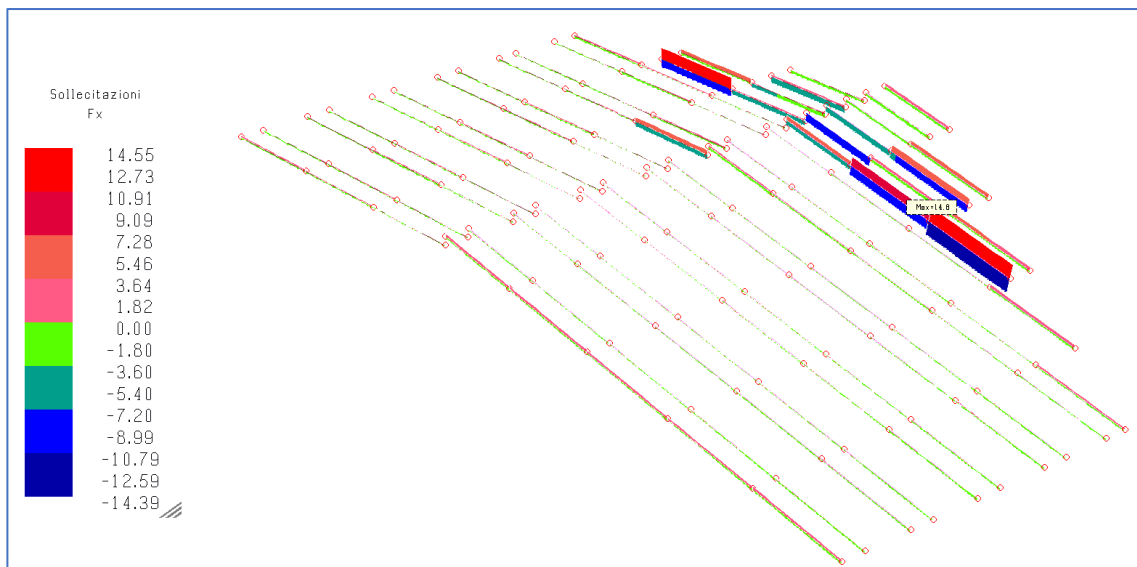


Figura 21: involucro sforzo normale sulle IPE 140 della copertura (KN)

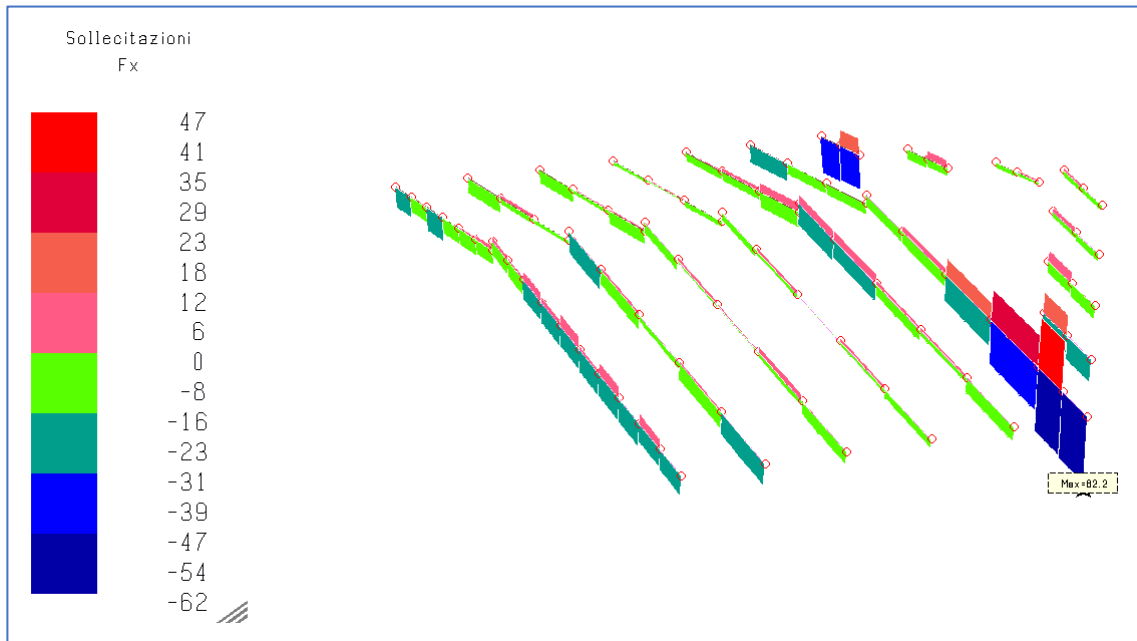


Figura 22: involuogo sforzo normale sulle HEA 140 della copertura (KN)

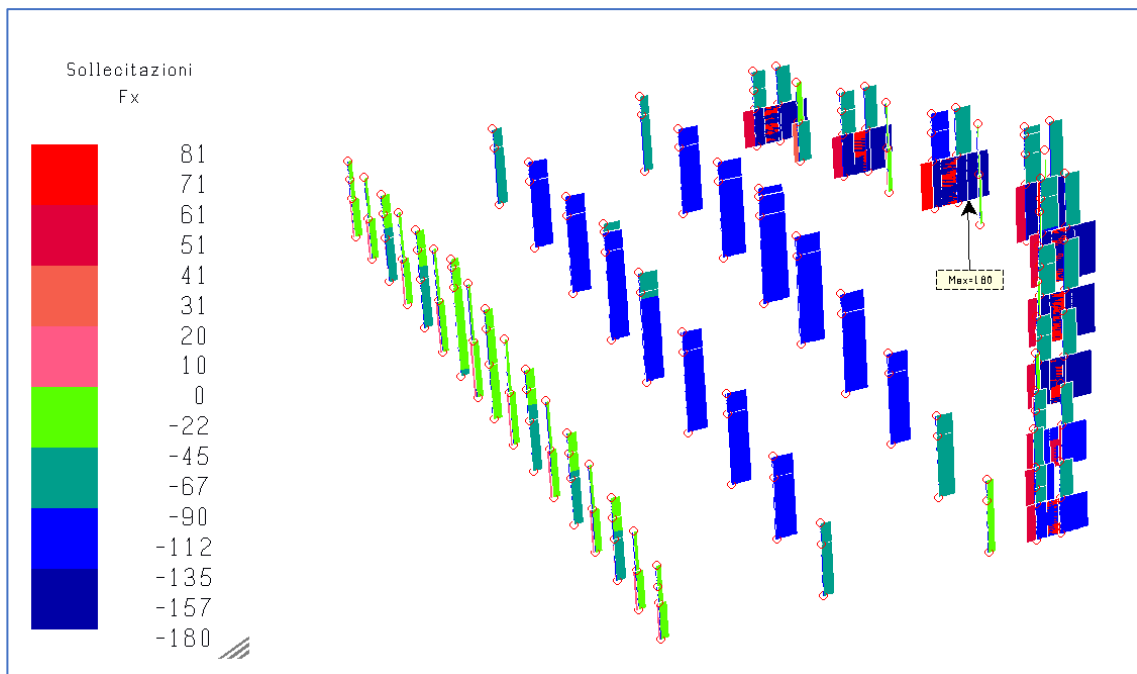


Figura 23: involuogo sforzo normale sulle colonne (KN)

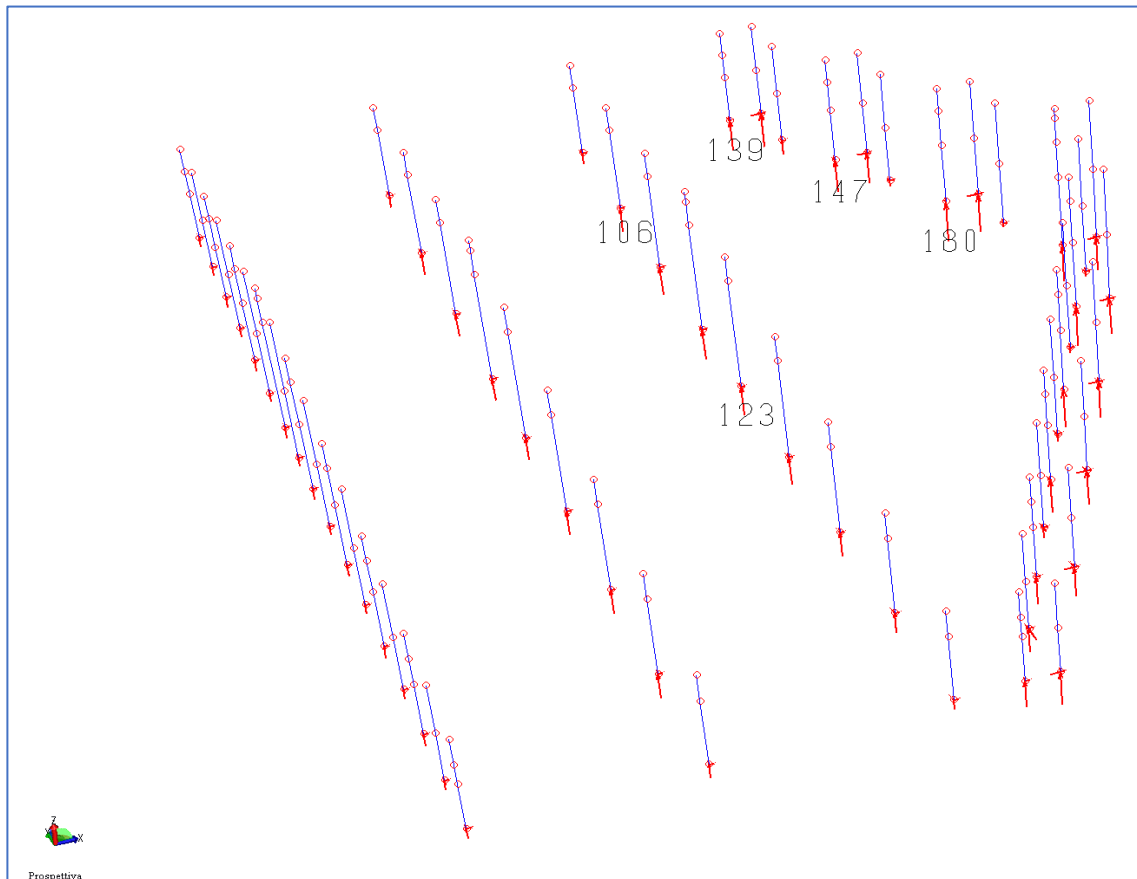


Figura 24: involucro reazioni positive (KN)

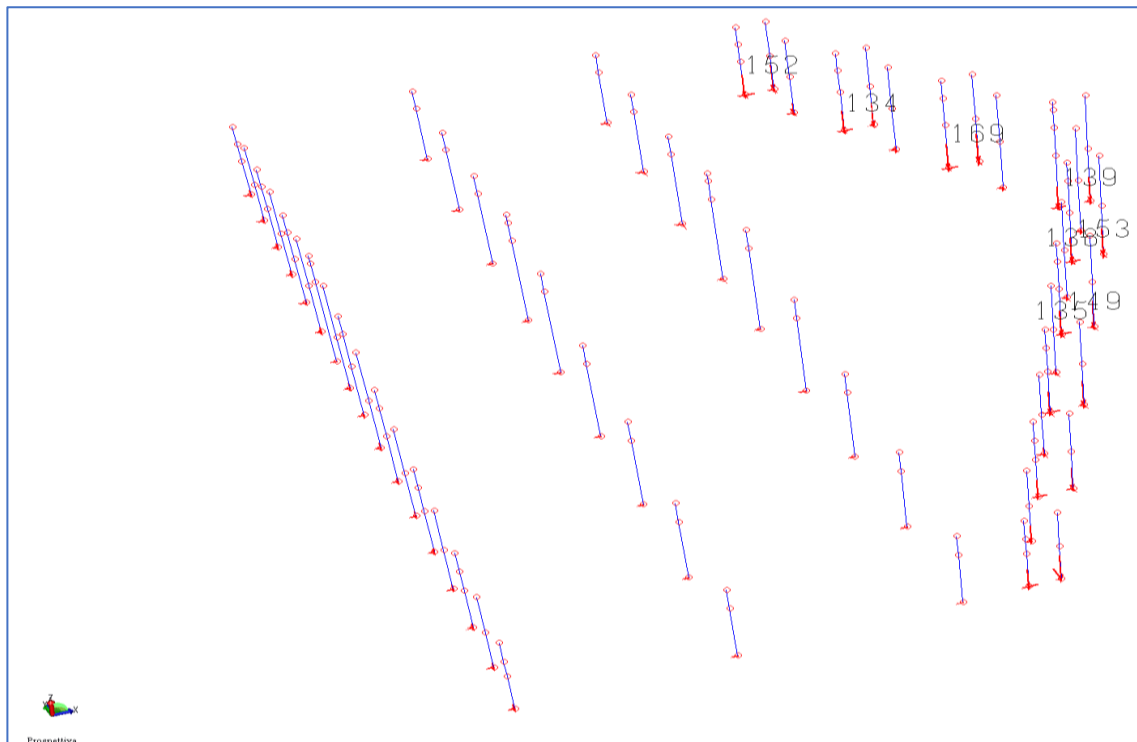


Figura 25: involucro reazioni negative (KN)

11.2 VERIFICA ELEMENTI STRUTTURALI

11.2.1 TRAVI IPE140

La verifica per carichi verticali è già stata fatta in precedenza. Resta la verifica per le combinazioni SLU con il vento e le SLV
Le sollecitazioni massime sono (non riferite necessariamente alla stessa combinazione)

$N_s = 15.4$ KN (compressione)

$M_s = 2.96$ KNm

Verifica Presso-Flessione - EC3 (edizione 1992) #5.5.4.

IPE 140 Acciaio S275 (Fe430) fy (N/mm2) 275

N_{Sd} [kN] 15,4

Inflessione attorno all'asse

	y - y	z - z
I_0 [m]	5	5
Snellezza λ	87,11	303,0
$N_{b,Rd}$ [kN]	285,4	32,12
M_Q [kNm]	2,96	0
β_M	1,3	1,3
μ	-1,262	-4,324
k	1,065	1,5
$M_{c,Rd}$ [kNm]	23,14	5,042
M_{Sd} [kNm]	2,96	0

Resistenza della sezione 0,016 OK ?

Instabilità flessio-torsionale 0,755 OK ?

Flessione e compressione assiale - Classe 1 - EC3 #5.5.4.(1)

$$\frac{N_{Sd}}{N_{b,Rd,min}} + \frac{k_y M_{y,Sd}}{M_{cy,Rd1}} + \frac{k_z M_{z,Sd}}{M_{cz,Rd1}} = 0,479 + 0,136 + 0 = 0,616$$

OK

Figura 26: verifica di resistenza e stabilità

11.2.2 TRAVI HEA140 DI BORDO E SULLE LINEE DI CONTROVENTO

Involuppo sollecitazioni allo SLU con vento (non riferite necessariamente alla stessa combinazione)

$N_s=61.1$ KN (compressione)

$M_s=2.75$ KNm

Verifica Presso-Flessione - EC3 (edizione 1992) #5.5.4.

HE 140 A Acciaio S275 (Fe430) fy (N/mm2) 275

N_{Sd} [kN] 61,1

Inflessione attorno all'asse

	y - y	z - z
I_0 [m]	5	5
Snellezza λ	87,26	142,0
$N_{b,Rd}$ [kN]	488,5	225,6
M_Q [kNm]	2,75	0
β_M	1,3	1,3
μ	-1,291	-1,765
k	1,154	1,455
$M_{c,Rd}$ [kNm]	45,44	22,22
M_{Sd} [kNm]	2,75	0

Resistenza della sezione 0,004 OK ?

Instabilità flessio-torsionale 0,351 OK ?

Flessione e compressione assiale - Classe 1 - EC3 #5.5.4.(1)

$$\frac{N_{Sd}}{N_{b,Rd,min}} + \frac{k_y M_{y,Sd}}{M_{cy,Rd1}} + \frac{k_z M_{z,Sd}}{M_{cz,Rd1}} = 0,271 + 0,070 + 0 = 0,341$$

OK

Figura 27: verifica di resistenza e stabilità

11.2.3 CORRENTE SUPERIORE DELLA CAPRIATA

Per i carichi verticali è già stato verificato in precedenza.

Resta da verificare per sforzo normale derivante dall'azione dei controventi.

La lunghezza di libera inflessione è di 125 cm sul piano verticale e di 375 cm sul piano orizzontale.

$N_s=214 \text{ KN} < N_r=255.4 \text{ KN}$

11.2.4 TIRANTI NELLE FACCIATE

Realizzati con angolari L 50x50x5

Per le combinazioni SLU con vento lungo X o lungo Y o combinazioni SLV massima trazione $N_s=93.9 \text{ KN}$

$A_{res}=4.80 \text{ cm}^2$

$N_{res}=4.80*275/(1.05*10)=125.72 \text{ KN} > N_s$

11.2.5 TIRANTI NELLE FALDE

Realizzati con tondi D14

Per le combinazioni SLU con vento lungo X o lungo Y o combinazioni SLV massima trazione $N_s=27.7 \text{ KN}$

$A_{res}=1.54 \text{ cm}^2$

$N_{res}=1.54*275/(1.05*10)=40.33 \text{ KN} > N_s$

12 VALIDAZIONE DEI RISULTATI

12.1.1 STIMA MANUALE DELLA TAGLIANTE SISMICA

Peso dell'impalcato in condizione SLV

Superficie del tetto in proiezione orizzontale $Scop=(21.8+24.7+27.3+28+25.5+23+20.6+18)*5=944.5 \text{ mq}$

Superficie delle facciate $Slat=39.3*2*4.5+18*4.5+21.8*4.5+7.5*4.5+11.3*4.5=617.4 \text{ mq}$

Peso delle colonne $W=0.3*5*134=201 \text{ KN}$

Peso delle capriate $W=0.5*(21.8+24.3+26.8+29.35+28.05+25.55+23.05+20.55+18.05)=108.75$

Peso delle IPE140 $W=0.13*(39.3*16+34.3*2+24.3*2+19.3*2+9.3*2)=104.42 \text{ KN}$

$W=(0.25+0.05)*(944.5+617.4/2)+104.42+108.75+201/2=689.63 \text{ KN}$

Tagliante sismica al piede valutata con T1 sul plateau dello spettro

$F_h=S_d(T1)*W=0.427*689.63=294.47 \text{ KN}$

12.1.2 TAGLIANTE CALCOLATA DAL SOFTWARE

ELEMENTO FINITO: TRAVE - GRUPPO: 1 - DESCRIZIONE: COLONNE

Peso sismico	Coord. Z baricentrica.gruppo	Coeff.distrib. Gamma	Coeff. accel.sismica.gruppo	Forza sismica
113.228	2.410	0.562	0.240	27.210

ELEMENTO FINITO: TRAVE - GRUPPO: 2 - DESCRIZIONE: CAPRIATE TRASVERSALI FALDA 1

Peso sismico	Coord. Z baricentrica.gruppo	Coeff.distrib. Gamma	Coeff. accel.sismica.gruppo	Forza sismica
73.388	4.101	0.957	0.409	30.012

ELEMENTO FINITO: TRAVE - GRUPPO: 3 - DESCRIZIONE: CAPRIATE TRASVERSALI FALDA 2

Peso sismico	Coord. Z baricentrica.gruppo	Coeff.distrib. Gamma	Coeff. accel.sismica.gruppo	Forza sismica
54.755	4.123	0.962	0.411	22.510

ELEMENTO FINITO: TRAVE - GRUPPO: 4 - DESCRIZIONE: ARCARECCI FALDA 1

Peso sismico	Coord. Z baricentrica.gruppo	Coeff.distrib. Gamma	Coeff. accel.sismica.gruppo	Forza sismica
255.357	4.828	1.127	0.481	122.940

ELEMENTO FINITO: TRAVE - GRUPPO: 5 - DESCRIZIONE: ARCARECCI FALDA 2

Peso sismico	Coord. Z baricentrica.gruppo	Coeff.distrib. Gamma	Coeff. accel.sismica.gruppo	Forza sismica
165.004	4.812	1.123	0.480	79.167

ELEMENTO FINITO: TRAVE - GRUPPO: 6 - DESCRIZIONE: CONTROVENTI FALDA

Peso sismico	Coord. Z baricentrica.gruppo	Coeff.distrib. Gamma	Coeff. accel.sismica.gruppo	Forza sismica
5.485	4.931	1.151	0.492	2.697

ELEMENTO FINITO: TRAVE - GRUPPO: 7 - DESCRIZIONE: CONTROVENTI LUNGO Y

Peso sismico	Coord. Z baricentrica.gruppo	Coeff.distrib. Gamma	Coeff. accel.sismica.gruppo	Forza sismica
2.091	2.345	0.547	0.234	0.489

ELEMENTO FINITO: TRAVE - GRUPPO: 8 - DESCRIZIONE: CONTROVENTI LUNGO X

Peso sismico	Coord. Z baricentrica.gruppo	Coeff.distrib. Gamma	Coeff. accel.sismica.gruppo	Forza sismica
1.134	2.393	0.558	0.239	0.271

ELEMENTO FINITO: TRAVE - GRUPPO: 9 - DESCRIZIONE: CAPRIATA ALTA

Peso sismico	Coord. Z baricentrica.gruppo	Coeff.distrib. Gamma	Coeff. accel.sismica.gruppo	Forza sismica
17.303	5.296	1.236	0.528	9.138

ELEMENTO FINITO: TRAVE - GRUPPO: 10 - DESCRIZIONE: TRAVI CONTROVENTI FACCIATA

Peso sismico	Coord. Z baricentrica.gruppo	Coeff.distrib. Gamma	Coeff. accel.sismica.gruppo	Forza sismica
16.892	3.945	0.921	0.393	6.645

La tagliante sismica totale vale $F_s=27.21+30.01+22.51+122.94+79.17+2.70+0.49+0.27+9.14+6.65=301.09$ KN
Tale valore è in ottimo accordo con quello calcolato manualmente.

12.1.3 REAZIONI VINCOLARI

Interroga
Forze
Somma delle reazioni in direzione X: -297.609
Somma delle reazioni in direzione Y: -89.282
Somma delle reazioni in direzione Z: 573.086

Figura 28: reazioni vincolari per Ex+0.3Ey

Forze
Somma delle reazioni in direzione X: -89.2869
Somma delle reazioni in direzione Y: -297.615
Somma delle reazioni in direzione Z: 573.169

Figura 29: reazioni vincolari per Ey+0.3Ex

Le reazioni vincolari sono esatte in quanto per sisma Ex+0.3Ey somma reazioni in X=297 KN (301 KN dal calcolo precedente) e somma reazioni in Y=89 KN (=0.3*297 KN). Analogamente per sisma Ey+0.3Ex.

13 PROGETTO DELLE CONNESSIONI

13.1 RESISTENZA A TAGLIO DEI BULLONI E RIFOLLAMENTO DELLE PIASTRE

Resistenza di progetto dei bulloni - EC3 (edizione 1992) #6.5.5.

Classe bullone 8,8 diametro d 8 f_{yb} 640 f_{ub} 800 N/mm²

Sezione filettata
 Sezione lorda

Area 38,6 mm²

Resistenza a taglio (per piano di taglio) F_{v,Rd} 14,82 kN
 Resistenza a trazione F_{t,Rd} 22,23 kN

Taglio e Trazione - EC3 #6.5.5.(5)

F_{v,Sd} 0 F_{t,Sd} 0 kN

$$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 F_{t,Rd}} = \frac{0}{14.82} + \frac{0}{1.4 \cdot 22.23} = 0 + 0 = 0$$

Rifollamento

Acciaio S275 (Fe430) f_u 430 N/mm²

spessore t 8 mm
 diametro foro d_o 9 mm
 distanze bordo e₁ 27 e₂ 13,5
 passo p₁ 33,75 p₂ 27

α 1

Resistenza a rifollamento F_{b,Rd} 55,04 kN Osservazioni

Figura 30: resistenza dei bulloni M8

Resistenza di progetto dei bulloni - EC3 (edizione 1992) #6.5.5.

Classe bullone 8,8 diametro d 12 f_{yb} 640 f_{ub} 800 N/mm²

Sezione filettata
 Sezione lorda

Area 84,3 mm²

Resistenza a taglio (per piano di taglio) F_{v,Rd} 32,37 kN
 Resistenza a trazione F_{t,Rd} 48,56 kN

Taglio e Trazione - EC3 #6.5.5.(5)

F_{v,Sd} 0 F_{t,Sd} 0 kN

$$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 F_{t,Rd}} = \frac{0}{32.37} + \frac{0}{1.4 \cdot 48.56} = 0 + 0 = 0$$

Rifollamento

Acciaio S275 (Fe430) f_u 430 N/mm²

spessore t 8 mm
 diametro foro d_o 13 mm
 distanze bordo e₁ 39 e₂ 19,5
 passo p₁ 48,75 p₂ 39

α 1

Resistenza a rifollamento F_{b,Rd} 82,56 kN Osservazioni

Figura 31: resistenza dei bulloni M12

13.2 GIUNZIONE ASTE DI PARETE DELLA CAPRIATA

Massima trazione/compressione N_s=97 KN
 Le superfici di taglio sono 2
 Si utilizzano 2 bulloni M12 V_{res}=2*2*32.37=129.48 KN

13.3 GIUNZIONE DELLE CAPRIATE ALLE COLONNE

La luce maggiore è di 12 m, interasse circa 5 m.
 Carico allo SLU Q=(1.3*0.25+1.5*1.2+1.3*0.021)*5+1.3*0.5=11.41 KN/m
 R_v=114.41*12/2=86.46 KN
 Il fissaggio avviene con 3 bulloni M12 con due superfici di taglio
 V_{res}=2*3*32.37=194.22 KN

13.4 GIUNZIONE DELLE IPE140 AL CORRENTE SUPERIORE

Massima trazione/compressione N_s=14.5 KN.
 Si utilizzano 2 bulloni M8 cl. 8.8 che resistono a taglio su una superficie di taglio.
 N_r=2*14.82=29.64 KN >> N_s

13.5 GIUNZIONE DELLE HEA140 AL CORRENTE SUPERIORE

Massima trazione/compressione $N_s=62$ KN.

Si utilizzano 2 bulloni M12 cl. 8.8 che resistono a taglio su una superficie di taglio.

$$N_r=2*32.37=64.74 \text{ KN} > N_s$$

13.6 GIUNZIONE DEI CONTROVENTI DI PARETE L50x50x5

Massima trazione $N_s=93$ KN.

Si utilizzano 3 bulloni M12 cl. 8.8 che resistono a taglio su una superficie di taglio.

$$V_r=3*32.37=97.11 \text{ KN} >> N_s$$

13.7 GIUNZIONE DEI CONTROVENTI DI COPERTURA D14

Massima trazione $N_s=27.7$ KN.

Si utilizzano 1 bullone M12 cl. 8.8 che resiste a taglio su una superficie di taglio.

$$V_r=1*32.37=32.37 \text{ KN} > N_s$$

13.8 GIUNZIONE DELLE COLONNE CONTROVENTATE

La massima trazione e taglio al piede sono $N_s=170$ KN e $V_s=40$ KN.

Si dispongono 6 tirafondi M16 $A_{res}=157$ mm².

Su ogni tirafondo $N_s=170/6=28.33$ KN $< A_{res} * f_{yd} / \gamma_m = 157 * 275 / (1.05 * 10^3) = 41.12$ KN

Data la modestia del taglio questo può essere omesso.

14 FONDAZIONI

14.1 SOLLECITAZIONI

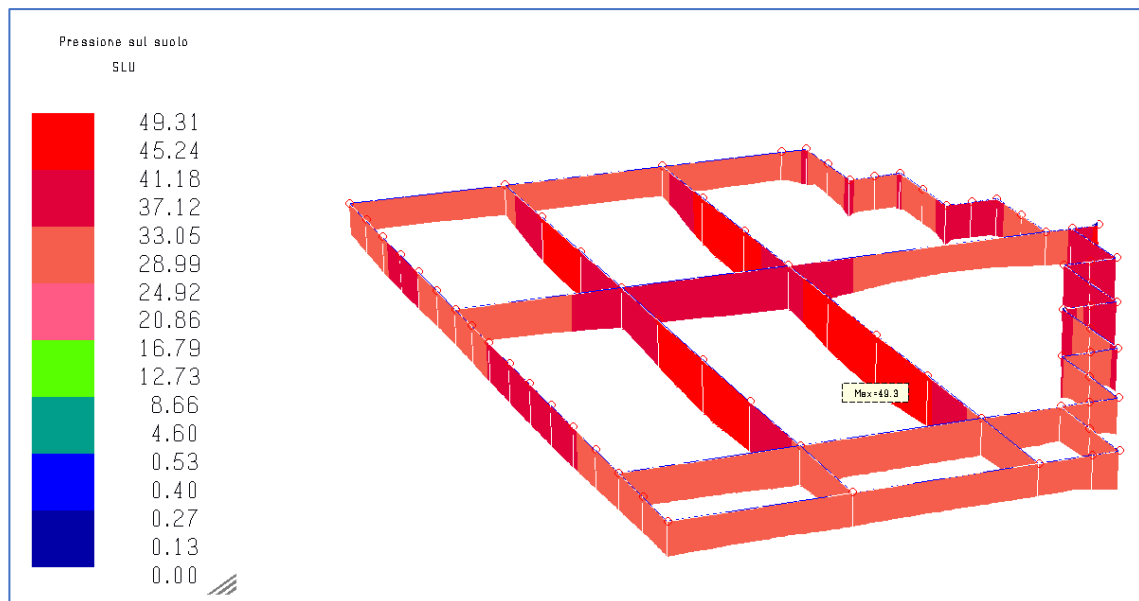


Figura 32: involucro pressioni sul terreno SLU-SLV (KN/mq)

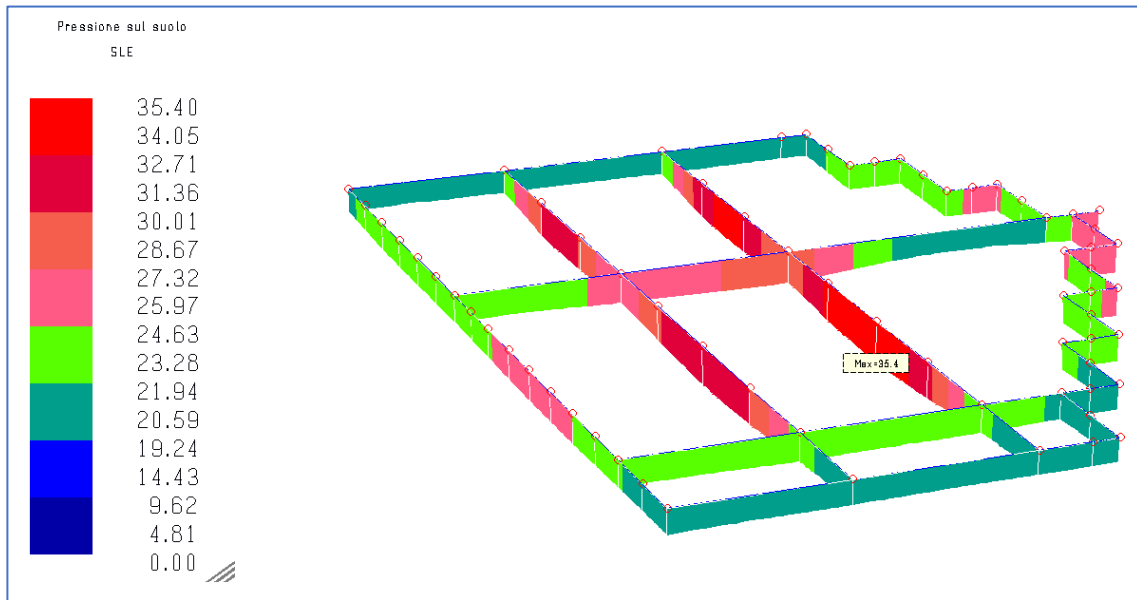


Figura 33: involucro pressioni sul terreno SLE (KN/mq)

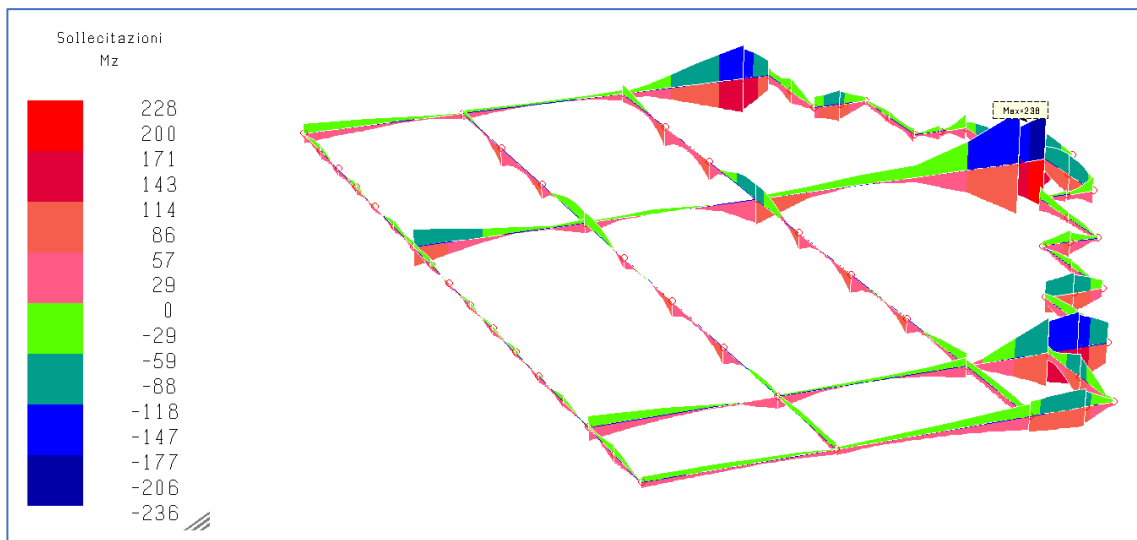


Figura 34: involucro flessione SLU-SLV (KNm)

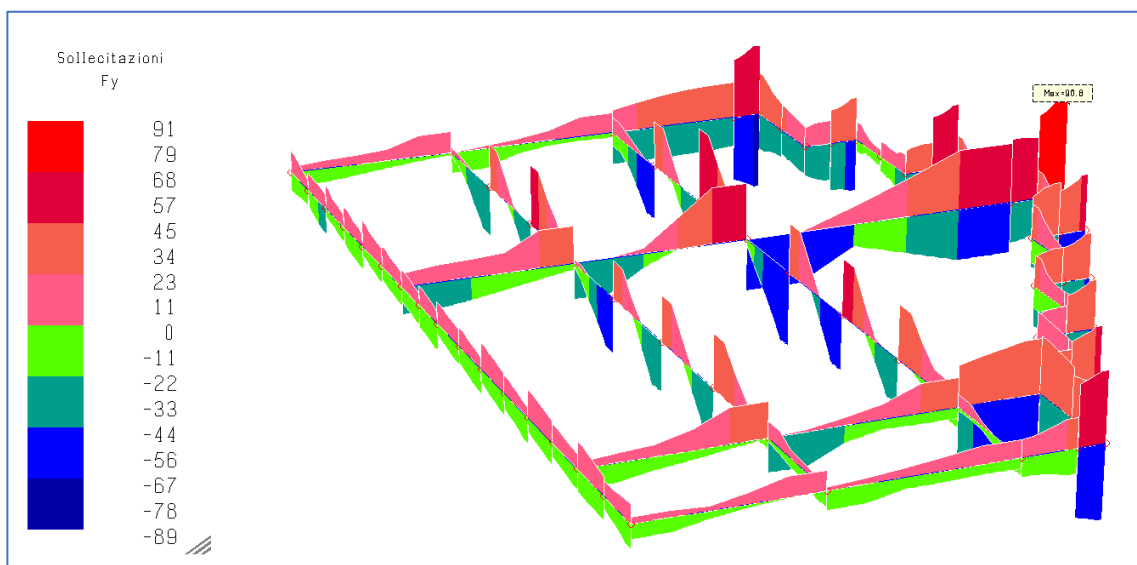


Figura 35: involucro taglio SLU-SLV (KN)

14.2 VERIFICHE

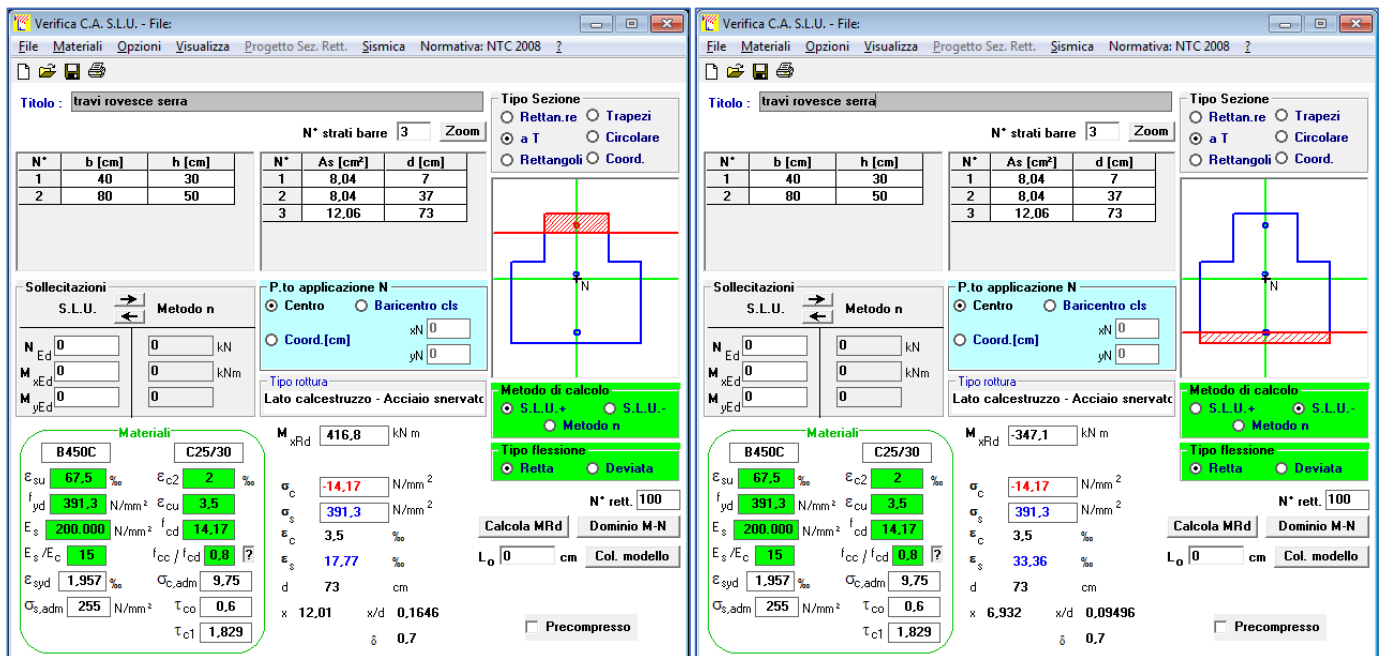


Figura 36: verifica a flessione allo SLU

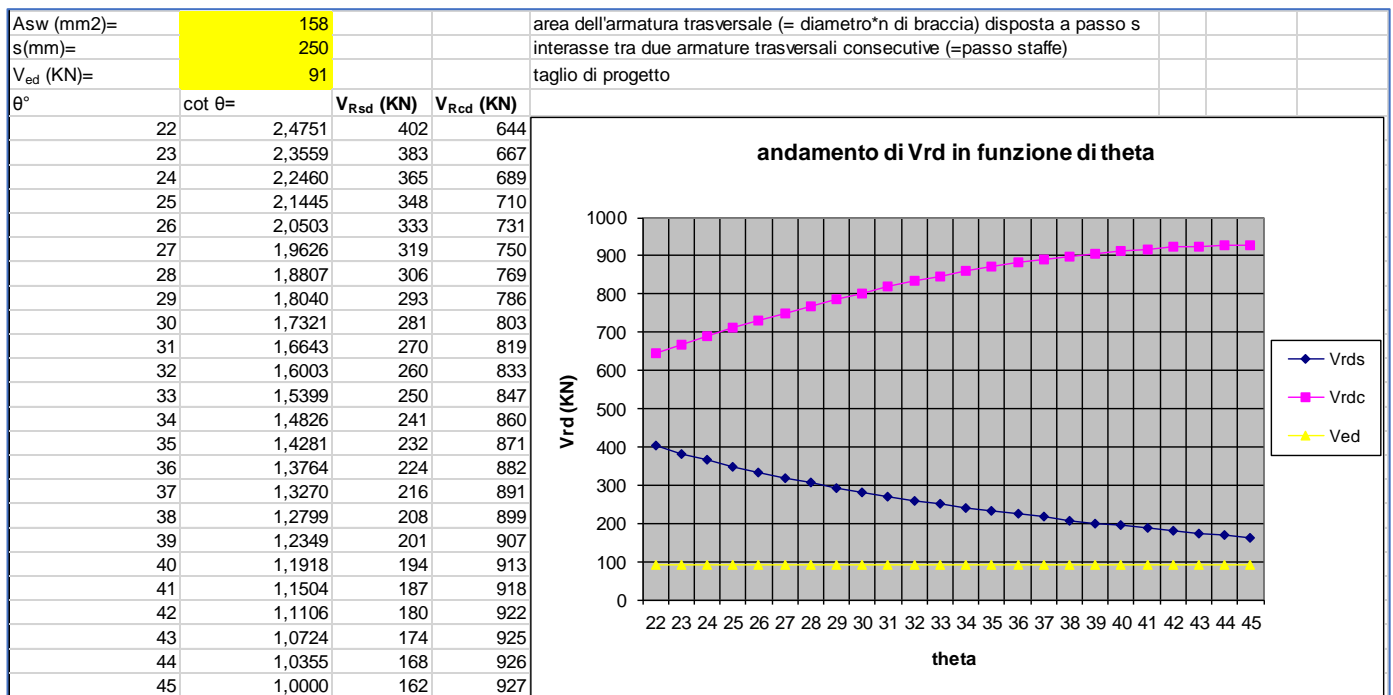


Figura 37: verifica a taglio allo SLU

La verifica a flessione è soddisfatta in quanto $M_{s,max}=236 \text{ KNm} < M_{r,min}=347 \text{ KNm}$

La verifica a taglio è soddisfatta in quanto $V_{s,max}=91 \text{ KN} < V_r=162 \text{ KN}$

La verifica allo SLE è soddisfatta in quanto la pressione sul terreno vale $35.4 \text{ KN/mq}=0.035 \text{ Mpa}=0.35 \text{ daN/cmq}$