

**Città di Venezia**  
Città Metropolitana di Venezia

Progetto di **“NUOVA TRIBUNA PRESSO IL CENTRO SPORTIVO “PELLESTRINA”**,  
C.I. 15532. (opere strutturali)

## **PROGETTO ESECUTIVO**

### **STRUTTURE DI FONDAZIONE E IN ELEVAZIONE**

**RELAZIONE DI CALCOLO**  
(Legge 1086/71 – D.P.R. 380/01 – D.M. 17.01.2018)

**Committente**  
**Comune di Venezia - Area Lavori Pubblici, Mobilità e trasporti**  
Settore Edilizia Comunale Venezia Centro Storico e Isole  
Servizio Edilizia 1 Venezia Centro Storico e Isole.

RUP  
Arch. Sarah Colonna

**Sommario**

CAP.1	ASSUNZIONI DI PROGETTO .....	3
1.1	Introduzione .....	3
1.2	Riferimenti normativi .....	4
1.3	Analisi dei carichi .....	4
1.3.1	Platea di calpestio al Piano Terra .....	4
1.3.2	Piano Tribune.....	5
1.3.3	Copertura in pannelli sandwichi.....	5
1.4	Azione della neve.....	5
1.5	Azione del vento .....	6
1.6	Azioni sismiche .....	7
1.6.1	Categorie di sottosuolo .....	9
1.6.2	Condizioni topografiche .....	9
1.6.3	Spettro di risposta elastico della componente orizzontale.....	10
1.6.4	Componente verticale dell'azione sismica.....	12
1.7	Combinazioni di carico analizzate .....	12
1.7.1	Stato Limite Ultimo.....	12
1.7.2	Stato Limite di Esercizio.....	12
1.7.3	Stato Limite di salvaguardia della Vita.....	12
1.8	Generazione combinazioni di carico.....	13
CAP.2	MODELLAZIONE E ANALISI .....	16
2.1	Criteri di modellazione ed applicazione del codice di calcolo (rif. Cap.10 NTC'18) .....	16
2.2	Modellazione FEM .....	17
2.3	Risposta Modale .....	19
2.4	Verifiche globali.....	21
2.4.1	Effetti del II° ordine.....	21
2.5	Valutazione della tipologia .....	21
2.6	Spostamenti globali massimi .....	21
2.6.1	Sollecitazioni .....	23
CAP.3	DIMENSIONAMENTO E VERIFICA .....	28
3.1	Verifica delle strutture in elevazione in c.a. ....	28
3.2	Verifiche consuntive pilastrate C.A. ....	29
3.2.1	Verifiche consuntive travate C.A.....	29
3.2.2	Verifiche consuntive piastre C.A.....	29
3.2.3	Verifica Pilastri in c.a.....	30
3.2.4	Verifica travi in c.a.....	31
3.2.5	Verifica piastra di camminamento in c.a. ....	33
3.2.6	Verifica gradino in c.a. ....	35
3.2.7	Verifica parapetto in c.a. ....	35
3.3	Verifica delle opere in carpenteria metallica .....	37
3.3.1	Verifiche consuntive superelementi in acciaio .....	37

3.3.2	Trave a sbalzo IPE330.....	38
3.3.3	Colonne esterne HEA160 .....	40
3.3.4	Colonne interne HEA160 .....	42
3.3.5	Verifica collegamento trave-colonna.....	43
3.3.6	Verifica collegamento intermedio.....	44
3.3.7	Verifica collegamento di base.....	45
3.3.8	Verifica ordito di copertura .....	48
3.3.9	Verifica controventi di falda.....	49
3.4	Verifica del parapetto metallico.....	50
3.4.2	Verifica ancoraggio montanti .....	53
CAP.4	VERIFICA DELLE FONDAZIONI.....	54
4.1	Modellazione e risultati generali .....	54
4.2	Verifiche consuntive travate C.A.....	55
4.3	Verifica del suolo di fondazione .....	57
4.3.1	Caratteristiche del terreno.....	57
4.3.2	Verifiche di capacità portante .....	57
4.3.3	Prescrizioni per la sicurezza durante gli scavi.....	58

## CAP.1 ASSUNZIONI DI PROGETTO

### 1.1 Introduzione

La località di edificazione (Venezia – Loc. Pellestrina) risulta classificata, secondo i pre-vigenti disposti normativi (O.P.C.M. 3274-3431) e la successiva modifica prevista dal D.G.R. Veneto n.244 del 09/03/2021, quale Zona Sismica III<sup>^</sup>.

In forza di quanto disposto dal D.M. 17.01.2018 (NTC 2018), **la classificazione del livello di sicurezza della struttura, conformemente al punto 2.4 del citato decreto, viene assunta con vita nominale pari a 50 anni e Classe d'uso III (affollamenti significativi).**

La struttura consiste in un edificio ad uso di tribuna spettatori per un campo sportivo. Avrà involucro complessivo in pianta di 21,5x4,0m e conterrà, oltre a due rampe laterali d'accesso, un camminamento longitudinale posto a quota +1,80 m dal p.c. e n.2 file di gradoni, fino ad un'altezza di 3,0m dal p.c. A delimitare gli spazi affollati, è prevista la realizzazione di parapetti in calcestruzzo (retro fabbricato) o a struttura metallica (verso il campo sportivo) con altezza corrimano a 1,2m. Sotto le tribune si prevede di collocare alcuni spazi accessori, quali i servizi igienici e eventuali depositi.

A copertura della tribuna, verrà realizzata una tettoia a sbalzo con involucro complessivo di circa 22,0x5,0m, posa a quota di 6,0m e dotata di manto in pannelli sandwich.

Lo schema sismoresistente è a telai in c.a. disposti nelle due direzioni ortogonali, collegati ai livelli di piano (corsia d'accesso e gradini) da solette piene gettate in opera. Questa parte dell'opera, comprensiva anche delle pareti di tamponamento in blocchi alleggeriti tipo "Leca" conferisce un comportamento scatolare e rigido al fabbricato.

Ad esso si ancoreranno le strutture metalliche deputate a sostenere i carichi di copertura, aventi caratteristiche di leggerezza e snellezza. In particolare si prevede la realizzazione di una "pensilina a sbalzo" in profilo IPE330, collegata ad una colonna binata in HEA160, avente funzione di contenere le flessioni, nel proprio piano, dovute allo sbalzo. La stabilità delle colonne nella direzione ortogonale è invece ottenuta mediante collegamento alle strutture in c.a. alla quota di 3,0m circa.

L'ordito di copertura, ad arcarecci in tubo quadro 120x80x4 con interasse 125 cm, è dimensionato per sostenere, oltre agli esigui carichi permanenti, anche il carico neve e l'azione del vento ascendente e discendente.

Le fondazioni sono del tipo a graticcio di travi in c.a., su magrone impostato alla profondità di 0,65m dal p.c.

Non si dispone di informazioni relative al terreno di fondazione, si prevede quindi di adottare un comportamento alla Winkler con costante di molla  $k_w = 3 \text{ daN/cm}^3$  e una capacità portante limitata, scelta dal progettista scrivente in base alla propria esperienza e con ampio margine di sicurezza,

Il dimensionamento strutturale verrà eseguito secondo il metodo degli stati limite in condizioni statiche e sismiche in applicazione delle prescrizioni del D.M. 17.01.2018.

Ai fini del calcolo e del rispetto dei disposti normativi per le zone sismiche, la struttura di fondazione dovrà comunque mantenere il suo comportamento elastico in fase sismica (dato che risulterebbe assai più complessa una sua verifica e eventuale sistemazione post-sisma).

## 1.2 Riferimenti normativi

+ L. 05.11.1971 n° 1086	(Norme per la disciplina delle opere in c.a. e acciaio)
+ D.P.R. 06.06.2001 n°380	(T.U. delle disposizioni legislative e regolamentari in edilizia)
+ D.M. 17.01.2018	(Norme tecniche per le costruzioni)
+ Circ. 21.01.2019 n° 7	(Istruzioni per l'applicazione del D.M. 17.01.2018)
+ UNI 11104:2004 (UNI EN206-1:2001)	(Composizione calcestruzzi duresvoli e conformità)
+ D.M. LL.PP. 11.03.1988	(Norme tecniche per indagini sui terreni di fondazione)
+ Circ. M.LL.PP. 24.09.1988	(Istruzioni per l'applicazione del D.M. LL.PP. 11.03.1988)
- EC2 UNI-EN 1992-1-1:2005	(Eurocodice 2 progettazione strutture in c.a.)
- EC3 UNI-ENV 1997-1	(Eurocodice 3 progettazione strutture metalliche ...)
- EC7 UNI-ENV 1997-1	(Eurocodice 7 progettazione geotecnica ...)
- EC8 UNI-ENV 1998-1-1	(Eurocodice 8 progettazione zona sismica ...)

Si evidenzia che le norme di calcolo adottate sono state quelle italiane evidenziate sopra con il segno +, ma dove queste fossero risultate carenti o incomplete, le verifiche degli elementi strutturali sono state completate con le normative europee o documenti tecnici (evidenziate con segno -) che costituiscono riferimenti di comprovata validità, così come indicato nel cap. 12 delle NTC 2018.

## 1.3 Analisi dei carichi

In questo paragrafo si riporta l'analisi dei carichi. In dettaglio si valuta il peso di ogni elemento strutturale e non ed i relativi carichi esterni (carichi da neve, carichi accidentali, carichi da vento, da sisma etc etc) agenti su di esso.

### 1.3.1 Platea di calpestio al Piano Terra

Si tratta di una soletta armata in C.A. contro terra di spessore 10 cm.

	daN/mq
p.p. soletta 10 cm	250
<i>Sovr. permanente:</i>	
Pavimento 1,5 cm (piastrelle)	30
Sottofondo in sabbia e cemento sp.5 cm	100
CLS alleggerito Isocal 500 sp.8 cm	40
Isolamento XPS sp.10 cm	10
	<hr/>
	170

<i>Sovr. Accidentali:</i>	daN/mq
Carichi accidentali Interni (uso servizi e depositi)	200

### 1.3.2 Piano Tribune

Si tratta di un solaio a soletta piena da 20 cm nella zona di transito e da 15 cm per gli spalti.

	daN/mq
p.p. soletta 20 cm	500
p.p. soletta 15 cm	375

<i>Sovr. permanente:</i>	
(eventuale pendenza o finitura)	50

<i>Sovr. Accidentali:</i>	daN/mq
Carichi accidentali cat.C5	500

<i>Spinte su parapetti:</i>	daN/m
Carichi accidentali cat.C5	300

### 1.3.3 Copertura in pannelli sandwich

Si tratta di una copertura a travetti in legno e soprastante tavolato.

	daN/mq
orditura a travetti metallici	15

<i>Sovr. permanente:</i>	
pannello sandwich	30

<i>Sovr. Accidentali:</i>	daN/mq
Sovraccarico neve – Caso I*	80
Carichi accidentali per sola manutenzione**	50

\* il carico neve distribuito valutato in proiezione orizzontale.

\*\* non cumulabile con il carico neve

### 1.4 Azione della neve

Le caratteristiche di carico da neve sono:

Provincia	Venezia
Zona	II
Q <sub>sk</sub>	[daN/m <sup>2</sup> ] 100
CE	1

$C_t$		1
$\mu_1$		0,8
$q_{sd}$	[daN/m <sup>2</sup> ]	80

## 1.5 Azione del vento

Per il calcolo del carico dovuto al vento sulle coperture, le Norme Tecniche propongono di impiegare la seguente relazione:

$$p = q_b C_e C_p C_d$$

dove:

- $q_b$  = è la pressione cinetica di riferimento (in N/m<sup>2</sup>);
- $C_e$  è il coefficiente di esposizione;
- $C_p$  è il coefficiente di forma;
- $C_d$  è il coefficiente dinamico che generalmente ha valore 1;

Ricadendo l'area in Zona 1, in mare a distanza dalla costa inferiore ai 2 km, essendo la rugosità del terreno di classe D la categoria di esposizione del sito è la I°. Inoltre il coefficiente di topografia  $c_t$  è pari a 1.

Si ha:

- velocità di riferimento del vento  $v_{ref} = 25$  m/s,
- pressione cinetica di riferimento  $q_b = 390,6$  N/m<sup>2</sup>
- $k_r = 0,17$ ,  $z_0 = 0,01$ ,  $z_{min} = 2$ ;
- coefficiente di esposizione  $C_e$  è pari a 2,48 (per  $z = 6,0$ m)

Si calcolano le pressioni del vento nelle tre ipotesi di **vento spirante in direzione +Y** (parallela al lato corto del fabbricato ed agente sul retro del fabbricato), **-Y** (agente sul fronte del fabbricato) e **+X** (agente quindi su una faccia laterale dell'edificio). Si esclude la direzione **-X**, simmetrica alla precedente e quindi ininfluyente.

**Il vento si applica esclusivamente alle strutture metalliche della copertura, essendo ininfluyente sul corpo di fabbrica in c.a.**

Il coefficiente di forma  $c_p$  per la copertura è determinato in base alle indicazioni della Circ. 21/01/2019 n.7, che ripropone le formulazioni della CNR-DT 207/2008.

### Caso 1) Vento su elementi lineari.

Si calcola il vento agente sugli elementi lineari, ossia:

- sulle fasce di copertura, che si ipotizzano di altezza 40 cm circa
- sulle colonne, di larghezza 16 cm

Poiché si tratta di travi piene, il coefficiente di forma vale sempre  $c_p = 2,4$  -  $\varphi = 1,4$

Vento su fascioni di copertura (ripetuto anche sulle travi interne IPE330)

$$\rightarrow c_{pe} = +1,4 \quad \rightarrow q = 39,1 \times 2,48 \times 1,4 = 136 \text{ daN/mq} \quad \rightarrow q_h = 136 \times 0,40 = 55 \text{ daN/mq}$$

Vento su colonne

$$\rightarrow c_{pe} = +1,4 \quad \rightarrow q = 39,1 \times 2,48 \times 1,4 = 136 \text{ daN/mq} \quad \rightarrow q_h = 136 \times 0,16 = 22 \text{ daN/mq}$$

Il carico agisce in direzione orizzontale e viene modellato come carico lineare.

Caso 1) Vento su copertura a falda singola.

Trascurando l'effetto della pendenza (trascurabile), si calcola il vento nelle tre condizioni precedentemente esposte, cui si aggiungono le seguenti considerazioni:

- con vento +X, si applicano i coefficienti di forma positivi (pressione), che restituiscono gli effetti peggiori se combinati con il carico verticale e il carico neve;
- con vento +Y si applicano i coefficienti di forma positivi (pressione), che restituiscono gli effetti peggiori se combinati con il carico verticale e il carico neve, e con la spinta orizzontale agente in direzione +Y sugli elementi lineari (travi e colonne);
- con vento -Y si applicano i coefficienti di forma negativi (depressione), che restituiscono gli effetti peggiori se combinati senza carico neve, con carichi permanenti minimizzati, e con la spinta orizzontale agente in direzione -Y sugli elementi lineari (travi e colonne).
- In direzione -Y, con vento agente in depressione, si considera un fattore di ostruzione  $\varphi = 240/420 = 0,57$ , come rappresentato nell'immagine seguente.

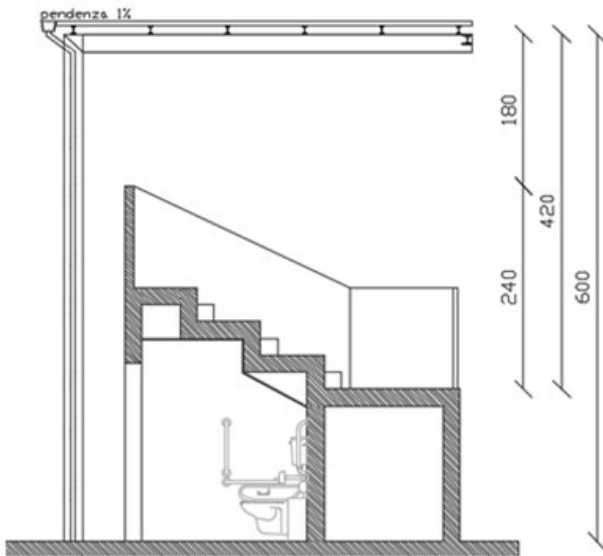


Tabella C3.3.XV - Coefficienti di forza per tettoie a semplice falda ( $\alpha$  in  $^\circ$ ).

Valori positivi	Tutti i valori di $\varphi$	$c_F = +0,2 + \alpha/30$
Valori negativi	$\varphi = 0$	$c_F = -0,5 - 1,3 \cdot \alpha/30$
	$\varphi = 1$	$c_F = -1,4$

Vento +X, falda in pressione

→  $c_{pe} = +0,2$

→  $q = 39,1 \times 2,48 \times 0,2 = 20 \text{ daN/mq}$

Vento +Y, falda in pressione

→  $c_{pe} = +0,2$

→  $q = 39,1 \times 2,48 \times 0,2 = 20 \text{ daN/mq}$

Vento -Y, falda in depressione

→  $c_{pe} = -0,5 - 0,57 \times (1,4 - 0,5) = -1,013$

→  $q = 39,1 \times 2,48 \times -1,013 = -99 \text{ daN/mq}$

Il carico agisce in direzione ortogonale alle superfici investite e viene modellato come carico distribuito.

**1.6 Azioni sismiche**

In forza di quanto disposto dal D.M. 17.01.2018 (NTC 2018), la classificazione del livello di sicurezza della struttura, conformemente al punto 2.4 del citato decreto, si considera avente una vita nominale  $V_N$  superiore ai 50 anni e Classe d'uso III ( $C_U = 0,75$ ), per la quale si prevedono affollamenti significativi. Il periodo di riferimento per la

valutazione delle azioni sismiche risulta pertanto:

$$V_R = V_N \times C_U = 75 \text{ anni}$$

La località di edificazione (Venezia) risulta caratterizzata, secondo i vigenti disposti normativi, con i seguenti parametri sismici in relazione al periodo di ritorno di riferimento:

Tipo di costruzione 2 - Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari

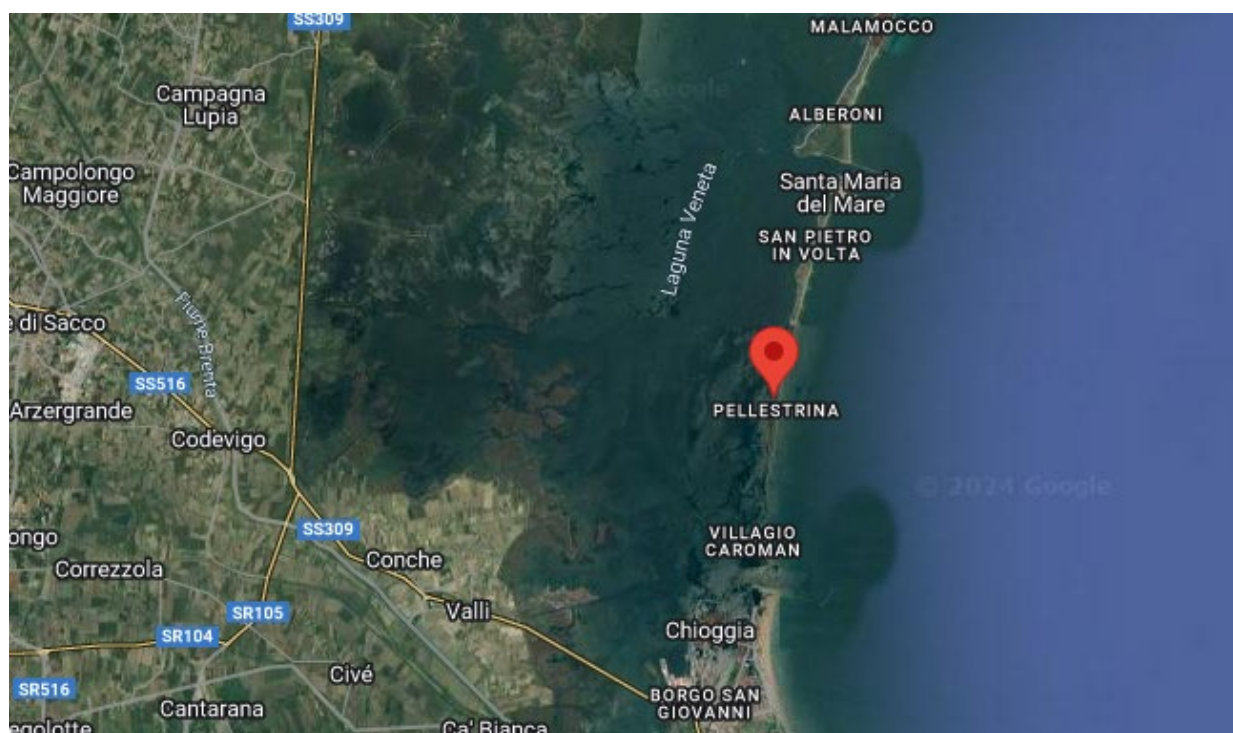
Vn Default (50)

Classe d'uso III

Località: Venezia, Pellestrina  
 Latitudine ED50 45,2793° (45° 16' 46")  
 Longitudine ED50 12,3032° (12° 18' 12")  
 Altitudine s.l.m. 1,31 m Dettagli...

Vr Default (75)

Stato limite	Pvr(%)	Tr(anni)	Ag/g	Fo	Tc*(s)
SLO	Default (81)	45	Default (0,0291)	Default (2,487)	Default (0,216)
SLD	Default (63)	75	Default (0,0345)	Default (2,508)	Default (0,261)
SLV	Default (10)	712	Default (0,0662)	Default (2,732)	Default (0,377)
SLC	Default (5)	1462	Default (0,0802)	Default (2,788)	Default (0,411)



Le azioni sismiche dipendono dalla tipologia di suolo su cui la struttura risiede e dal fattore di struttura. Si riportano di seguito la classificazione dei terreni e i criteri di valutazione del fattore di struttura riportati dalle Norme Tecniche per le Costruzioni nel paragrafo §3.2.

### 1.6.1 Categorie di sottosuolo

Non si dispone di indagine geologica, quindi si ipotizzano caratteristiche del terreno ampiamente cautelative, in base all'esperienza del professionista scrivente.

Si ipotizza un terreno a bassa consistenza, con carico di rottura pari a  $q_t = 2 \text{ kg/cm}^2$ , cui consegue una capacità portante  $q_{lim} = 2/2,3 = 0,87 \text{ daN/cm}^2$  (calcolata con i fattori di sicurezza previsti nella combinazione A1+M1+R3).

Al sistema è stato fatto corrispondere un coefficiente di sottofondo verticale  $K_w$  pari a  $3,0 \text{ daN/cm}^3$ .

A favore di sicurezza, i terreni di fondazione si ipotizzano assimilabili alla categoria di sottosuolo tipo D così come descritta al paragrafo 3.2.2 delle NTC 2018.

I coefficienti di amplificazione topografica ST e stratigrafica SS, sono stati assunti pari rispettivamente a 1 e 1,8.

Per la definizione degli spettri di risposta si è quindi utilizzato un coefficiente S (= SS · ST) pari a 1,8 a cui corrisponde una amplificazione dell'azione sismica di base (calcolata su suolo rigido) del 80%.

- A *Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di  $V_{S,30}$  superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.*
- B *Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessore superiore a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{S,30}$  compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero  $N_{SPT,30} > 50$  nei terreni a grana grossa e  $c_{u,30} > 250 \text{ kPa}$  nei terreni a grana fina).*
- C *Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{S,30}$  compresi tra 180 e 360 m/s. (ovvero  $15 < N_{SPT,30} < 50$  nei terreni a grana grossa e  $70 < c_{u,30} < 250 \text{ kPa}$  nei terreni a grana fina)*
- D *Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o terreni a grana fina scarsamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{S30} < 180 \text{ m/s}$ .***
- E *Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con  $V_{S30} > 800 \text{ m/s}$ ).*

### 1.6.2 Condizioni topografiche

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione:

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Il modello di riferimento per la descrizione del moto sismico in un punto della superficie è costituito dallo spettro di risposta elastico.

1.6.3 Spettro di risposta elastico della componente orizzontale

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

S = fattore che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione:

$$S = S_S + S_T$$

$\eta$  = fattore che tiene conto dello smorzamento viscoso equivalente  $\eta = \sqrt{10 / (5 + \zeta)} \geq 0.55$

T = periodo di vibrazione dell'oscillatore semplice

$F_0$  = fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2

$T_C$  = periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro,  $T_B = C_C \cdot T_C^*$

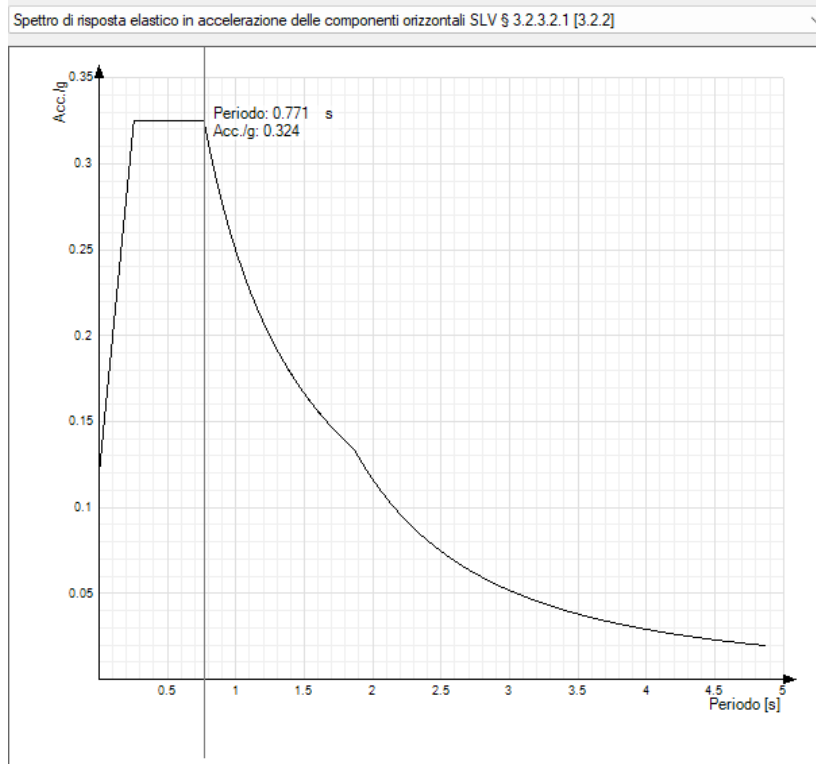
$C_C$  = coefficiente funzione della categoria del sottosuolo

$T_B$  = periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante,  $T_B = T_C/3$

$T_D$  = periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro,  $T_D = (4,0 \cdot a_g/g) + 1,6$

Categoria sottosuolo	$S_S$	$C_C$
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali allo SLV, rappresentativo della verifica dinamica a bassa dissipazione, viene riportato nella figura seguente:



Ai fini del progetto o della verifica, le capacità dissipative delle strutture possono essere messe in conto attraverso una riduzione delle forze elastiche, che tiene conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovraresistenza, dell'incremento del suo periodo proprio a seguito delle plasticizzazioni. In tal caso, lo spettro di progetto  $S_d(T)$  da utilizzare, sia per le componenti orizzontali, sia per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR considerata, con le ordinate ridotte sostituendo, nelle formule che definiscono lo spettro elastico,  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura.

Nel caso in esame, trascurando la valutazione sismica delle opere in carpenteria metallica, che generano azioni sismiche esigue, **la struttura sismoresistente principale risulta essere un edificio in c.a. torsionalmente deformabile.**

Per la struttura oggetto di analisi il fattore di struttura è definito come:

$$q = q_0 \cdot K_R \cdot K_w$$

$q_0$  = valore massimo del fattore di struttura che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto  $\alpha_u/\alpha_1$

$K_R$  = fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione:

= 1 per le costruzioni regolari in altezza

= 0.8 per costruzioni non regolari in altezza.

$K_w$  = fattore riduttivo in funzione della rigidezza delle pareti

$\alpha_1$  = moltiplicatore della forza sismica per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione.

$\alpha_u$  = moltiplicatore della forza sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile.

Per la componente verticale dell'azione sismica il valore di  $q$  da utilizzare, a meno di adeguate analisi giustificative,

è pari a 1,5.

Per strutture torsionalmente deformabili in c.a. progettate in classe di duttilità bassa CD "B",  $q_0$  assume il valore 2.0. Il fattore di struttura  $q$ , essendo l'edificio non regolare in altezza ( $K_R=0,8$ ), risulta quindi pari a:

$$q = 2,0 \cdot 0,8 = 1,6$$

Tuttavia, vista la ridotta sismicità dell'area di edificazione ed al fine di derogare dalle richieste in termini di duttilità, gerarchia delle resistenze e minimi di armatura, **si decide di progettare la struttura nell'ipotesi comportamento non dissipativo**, adottando quindi un fattore di comportamento ridotto:

In direzione X e Y, si ha:  $q_{ND} = 2/3 q_{CDB} = 1,07 (> 1,0 \text{ e } < 1,5)$   $\rightarrow q_{ND} = 1,07$

#### 1.6.4 Componente verticale dell'azione sismica

Conformemente a quanto disposto dalle NTC 2018 §3.2.3.1, la componente verticale dell'azione sismica non verrà considerata in quanto il sito su cui sorge la costruzione ricade in un'area con sismicità  $a_g = 0,0662 \text{ g} < 0,15 \text{ g}$ .

Il fattore di struttura adottato è quindi:

$$q_{vert} = 0,0$$

### 1.7 Combinazioni di carico analizzate

La generazione delle combinazioni di carico per tutti gli stati limite, sia ultimi che di esercizio, secondo le indicazioni delle NTC 2018, deve rispettare i criteri seguenti:

#### 1.7.1 Stato Limite Ultimo

$$F_d = \gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \sum \gamma_{Qi} (\psi_{0i} Q_{ki})$$

$G_1$  = peso proprio di tutti gli elementi strutturali

$G_2$  = peso proprio di tutti gli elementi non strutturali

$P$  = valore della forza di pretensione o precompressione

$Q_{1k}$  = valore caratteristico della azione variabile dominante

$Q_{ik}$  = valori caratteristici delle azioni variabili che possono agire contemporaneamente a quella dominante

$$\gamma_{G1} = 1,3 - 1,0$$

$$\gamma_{G2} = 1,5 - 0 \text{ (= } 1,3 - 1,0 \text{ nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali siano compiutamente definiti)}$$

$$\gamma_P = 1$$

$$\gamma_Q = 1,5 - 0$$

#### 1.7.2 Stato Limite di Esercizio

Combinazione rara

$$F_d = G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \sum (\psi_{0i} Q_{ki})$$

Combinazione frequente

$$F_d = G_1 + G_2 + P + \psi_{11} Q_{k1} + \sum (\psi_{2i} Q_{ki})$$

Combinazione quasi permanente

$$F_d = G_1 + G_2 + P + \sum (\psi_{2i} Q_{ki})$$

#### 1.7.3 Stato Limite di salvaguardia della Vita

$$F_d = E + G_1 + G_2 + P + \sum (\psi_{2i} Q_{ki})$$

E = azioni derivanti dal sisma

Categoria/Azione variabile	$\Psi_{0j}$	$\Psi_{1j}$	$\Psi_{2j}$
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota $\leq 1000$ m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota $> 1000$ m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

## 1.8 Generazione combinazioni di carico

Tutte le combinazioni di carico vengono raggruppate per famiglia di appartenenza. Le celle di una riga contengono i coefficienti moltiplicatori della i-esima combinazione.

### Famiglia SLU

Nome	Nome breve	Pesi	Port.	Variabile C	Neve	Vento +Y pres	Vento - Y depr	Vento +X	$\Delta T$
1	SLU 1	1	0,8	0	0	0	0	0	0
2	SLU 2	1	0,8	0	0	0	1,5	0	0
3	SLU 3	1,3	1,5	0	0	0	0	0	0
4	SLU 4	1,3	1,5	0	0	0	0	1,5	0
5	SLU 5	1,3	1,5	0	0,75	1,5	0	0	0
6	SLU 6	1,3	1,5	0	1,5	0,9	0	0	0
7	SLU 7	1,3	1,5	1,05	0,75	1,5	0	0	0
8	SLU 8	1,3	1,5	1,05	1,5	0,9	0	0	0
9	SLU 9	1,3	1,5	1,5	0	0	0	0	0
10	SLU 10	1,3	1,5	1,5	0	0,9	0	0	0
11	SLU 11	1,3	1,5	1,5	0,75	0	0	0	0
12	SLU 12	1,3	1,5	1,5	0,75	0,9	0	0	0

### Famiglia SLE rara

Nome	Nome breve	Pesi	Port.	Variabile C	Neve	Vento +Y pres	Vento - Y depr	Vento +X	$\Delta T$
1	SLE RA 1	1	1	0	0	0	0	0	0
2	SLE RA 2	1	1	0	0	0	0	1	0
3	SLE RA 3	1	1	0	0	0	1	0	0
4	SLE RA 4	1	1	0,7	0,5	1	0	0	0
5	SLE RA 5	1	1	0,7	1	0,6	0	0	0
6	SLE RA 6	1	1	1	0	0	0	0	0
7	SLE RA 7	1	1	1	0,5	0,6	0	0	0

### Famiglia SLE frequente

Nome	Nome breve	Pesi	Port.	Variabile C	Neve	Vento +Y pres	Vento - Y depr	Vento +X	$\Delta T$
1	SLE FR 1	1	1	0	0	0	0	0	0
2	SLE FR 2	1	1	0	0	0	0	0,2	0
3	SLE FR 3	1	1	0	0	0	0,2	0	0
4	SLE FR 4	1	1	0,6	0	0,2	0	0	0
5	SLE FR 5	1	1	0,6	0,2	0	0	0	0
6	SLE FR 6	1	1	0,7	0	0	0	0	0

### Famiglia SLE quasi permanente

Nome	Nome breve	Pesi	Port.	Variabile C	Neve	Vento +Y pres	Vento - Y depr	Vento +X	$\Delta T$
1	SLE QP 1	1	1	0	0	0	0	0	0
2	SLE QP 2	1	1	0,6	0	0	0	0	0

## Famiglia SLO

Nome	Nome breve	Pesi	Port.	Variabile C	Neve	Vento +Y pres	Vento - Y depr	Vento +X	ΔT
1	SLO 1	1	1	0.6	0	0	0	0	0
2	SLO 2	1	1	0.6	0	0	0	0	0
3	SLO 3	1	1	0.6	0	0	0	0	0
4	SLO 4	1	1	0.6	0	0	0	0	0
5	SLO 5	1	1	0.6	0	0	0	0	0
6	SLO 6	1	1	0.6	0	0	0	0	0
7	SLO 7	1	1	0.6	0	0	0	0	0
8	SLO 8	1	1	0.6	0	0	0	0	0
9	SLO 9	1	1	0.6	0	0	0	0	0
10	SLO 10	1	1	0.6	0	0	0	0	0
11	SLO 11	1	1	0.6	0	0	0	0	0
12	SLO 12	1	1	0.6	0	0	0	0	0
13	SLO 13	1	1	0.6	0	0	0	0	0
14	SLO 14	1	1	0.6	0	0	0	0	0
15	SLO 15	1	1	0.6	0	0	0	0	0
16	SLO 16	1	1	0.6	0	0	0	0	0
Nome	Nome breve	X SLO	Y SLO	Z SLO	EySx SLO	ExSy SLO	Tr x SLO	Tr y SLO	Tr z SLO
1	SLO 1	-1	-0.3	0	-1	0.3	-1	-0.3	0
2	SLO 2	-1	-0.3	0	1	-0.3	-1	-0.3	0
3	SLO 3	-1	0.3	0	-1	0.3	-1	0.3	0
4	SLO 4	-1	0.3	0	1	-0.3	-1	0.3	0
5	SLO 5	-0.3	-1	0	-0.3	1	-0.3	-1	0
6	SLO 6	-0.3	-1	0	0.3	-1	-0.3	-1	0
7	SLO 7	-0.3	1	0	-0.3	1	-0.3	1	0
8	SLO 8	-0.3	1	0	0.3	-1	-0.3	1	0
9	SLO 9	0.3	-1	0	-0.3	1	0.3	-1	0
10	SLO 10	0.3	-1	0	0.3	-1	0.3	-1	0
11	SLO 11	0.3	1	0	-0.3	1	0.3	1	0
12	SLO 12	0.3	1	0	0.3	-1	0.3	1	0
13	SLO 13	1	-0.3	0	-1	0.3	1	-0.3	0
14	SLO 14	1	-0.3	0	1	-0.3	1	-0.3	0
15	SLO 15	1	0.3	0	-1	0.3	1	0.3	0
16	SLO 16	1	0.3	0	1	-0.3	1	0.3	0

## Famiglia SLD

Nome	Nome breve	Pesi	Port.	Variabile C	Neve	Vento +Y pres	Vento - Y depr	Vento +X	ΔT
1	SLD 1	1	1	0.6	0	0	0	0	0
2	SLD 2	1	1	0.6	0	0	0	0	0
3	SLD 3	1	1	0.6	0	0	0	0	0
4	SLD 4	1	1	0.6	0	0	0	0	0
5	SLD 5	1	1	0.6	0	0	0	0	0
6	SLD 6	1	1	0.6	0	0	0	0	0
7	SLD 7	1	1	0.6	0	0	0	0	0
8	SLD 8	1	1	0.6	0	0	0	0	0
9	SLD 9	1	1	0.6	0	0	0	0	0
10	SLD 10	1	1	0.6	0	0	0	0	0
11	SLD 11	1	1	0.6	0	0	0	0	0
12	SLD 12	1	1	0.6	0	0	0	0	0
13	SLD 13	1	1	0.6	0	0	0	0	0
14	SLD 14	1	1	0.6	0	0	0	0	0
15	SLD 15	1	1	0.6	0	0	0	0	0
16	SLD 16	1	1	0.6	0	0	0	0	0
Nome	Nome breve	X SLD	Y SLD	Z SLD	EySx SLD	ExSy SLD	Tr x SLD	Tr y SLD	Tr z SLD
1	SLD 1	-1	-0.3	0	-1	0.3	-1	-0.3	0
2	SLD 2	-1	-0.3	0	1	-0.3	-1	-0.3	0
3	SLD 3	-1	0.3	0	-1	0.3	-1	0.3	0
4	SLD 4	-1	0.3	0	1	-0.3	-1	0.3	0
5	SLD 5	-0.3	-1	0	-0.3	1	-0.3	-1	0
6	SLD 6	-0.3	-1	0	0.3	-1	-0.3	-1	0
7	SLD 7	-0.3	1	0	-0.3	1	-0.3	1	0
8	SLD 8	-0.3	1	0	0.3	-1	-0.3	1	0

Nome	Nome breve	Pesi	Port.	Variabile C	Neve	Vento +Y pres	Vento - Y depr	Vento +X	ΔT
9	SLD 9	0.3	-1	0	-0.3	1	0.3	-1	0
10	SLD 10	0.3	-1	0	0.3	-1	0.3	-1	0
11	SLD 11	0.3	1	0	-0.3	1	0.3	1	0
12	SLD 12	0.3	1	0	0.3	-1	0.3	1	0
13	SLD 13	1	-0.3	0	-1	0.3	1	-0.3	0
14	SLD 14	1	-0.3	0	1	-0.3	1	-0.3	0
15	SLD 15	1	0.3	0	-1	0.3	1	0.3	0
16	SLD 16	1	0.3	0	1	-0.3	1	0.3	0

## Famiglia SLV

Nome	Nome breve	Pesi	Port.	Variabile C	Neve	Vento +Y pres	Vento - Y depr	Vento +X	ΔT
1	SLV 1	1	1	0.6	0	0	0	0	0
2	SLV 2	1	1	0.6	0	0	0	0	0
3	SLV 3	1	1	0.6	0	0	0	0	0
4	SLV 4	1	1	0.6	0	0	0	0	0
5	SLV 5	1	1	0.6	0	0	0	0	0
6	SLV 6	1	1	0.6	0	0	0	0	0
7	SLV 7	1	1	0.6	0	0	0	0	0
8	SLV 8	1	1	0.6	0	0	0	0	0
9	SLV 9	1	1	0.6	0	0	0	0	0
10	SLV 10	1	1	0.6	0	0	0	0	0
11	SLV 11	1	1	0.6	0	0	0	0	0
12	SLV 12	1	1	0.6	0	0	0	0	0
13	SLV 13	1	1	0.6	0	0	0	0	0
14	SLV 14	1	1	0.6	0	0	0	0	0
15	SLV 15	1	1	0.6	0	0	0	0	0
16	SLV 16	1	1	0.6	0	0	0	0	0
Nome	Nome breve	SLV X	SLV Y	SLV Z	EySx SLV	ExSy SLV	Tr sLV X	Tr sLV Y	Tr sLV Z
1	SLV 1	-1	-0.3	0	-1	0.3	-1	-0.3	0
2	SLV 2	-1	-0.3	0	1	-0.3	-1	-0.3	0
3	SLV 3	-1	0.3	0	-1	0.3	-1	0.3	0
4	SLV 4	-1	0.3	0	1	-0.3	-1	0.3	0
5	SLV 5	-0.3	-1	0	-0.3	1	-0.3	-1	0
6	SLV 6	-0.3	-1	0	0.3	-1	-0.3	-1	0
7	SLV 7	-0.3	1	0	-0.3	1	-0.3	1	0
8	SLV 8	-0.3	1	0	0.3	-1	-0.3	1	0
9	SLV 9	0.3	-1	0	-0.3	1	0.3	-1	0
10	SLV 10	0.3	-1	0	0.3	-1	0.3	-1	0
11	SLV 11	0.3	1	0	-0.3	1	0.3	1	0
12	SLV 12	0.3	1	0	0.3	-1	0.3	1	0
13	SLV 13	1	-0.3	0	-1	0.3	1	-0.3	0
14	SLV 14	1	-0.3	0	1	-0.3	1	-0.3	0
15	SLV 15	1	0.3	0	-1	0.3	1	0.3	0
16	SLV 16	1	0.3	0	1	-0.3	1	0.3	0

## Famiglia Calcolo rigidità torsionale/flessionale di piano

Nome	Nome breve	Rig Ux	Rig Uy	Rig Rz
Rig. Ux+	CRTFP Ux+	1	0	0
Rig. Ux-	CRTFP Ux-	-1	0	0
Rig. Uy+	CRTFP Uy+	0	1	0
Rig. Uy-	CRTFP Uy-	0	-1	0
Rig. Rz+	CRTFP Rz+	0	0	1
Rig. Rz-	CRTFP Rz-	0	0	-1

## CAP.2 MODELLAZIONE E ANALISI

### 2.1 Criteri di modellazione ed applicazione del codice di calcolo (rif. Cap.10 NTC'18)

Lo schema statico adottato per le strutture è quello tridimensionale analizzato tramite modellazione di calcolo agli elementi finiti (beam) per gli elementi trave, ed elementi a lastra (shell) per pareti e solette, mediante software Sismicad 12.22 su solutore proprietario.

L' analisi svolta è stata di tipo statico nella prima fase dimensionale, poi di tipo dinamico in presenza di sisma per la definizione certa del modello.

Il modello considera gli elementi beam non aventi rigidità torsionale delle sezioni favorendo ai fini della sicurezza maggiori riserve di resistenza. Gli elementi shell costituenti le solette, sono stati considerati aventi funzionamento membranale, per i quali si è tenuto conto del piano come flessibile, potendo così determinare anche le sollecitazioni membranali derivanti da effetti taglianti orizzontali sulle lastre per l'azione sismica.

Le aste in acciaio sono state modellate considerando il reale effetto di vincolo offerto dalle loro unioni

Le combinazioni di carico adottate derivano dall'applicazione del metodo semiprobabilistico agli stati limite secondo le combinazioni di carico risultanti dalla composizione dei vari coefficienti parziali secondo le famiglie SLU, SLE quasi permanente, SLE rara, SLE frequente, nonché quelle sismiche SLD, SLO, SLV.

Il metodo di calcolo adottato è quello degli stati limite. Tutti gli elementi vengono verificati sia a stato limite ultimo che a stato limite di esercizio (deformazioni) STR come previsto dalle NTC '18, da EC2 e EC3.

Il metodo di analisi globale è quello elastico, per il quale le verifiche sono condotte applicando le relazioni sulla situazione indeformata della struttura.

La modalità di verifica delle sezioni, è quella che avviene in campo elastico lineare del materiale fino al raggiungimento della condizione limite di snervamento con comportamento piano delle sezioni. Dette verifiche sono state svolte automaticamente mediante il software Sismicad.

Origine e caratteristiche dei Codici di calcolo: La modellazione generale è stata svolta mediante Software Sismicad 12.22 su solutore proprietario prodotto dalla Concrete S.r.l. di PD e concesso in licenza al sottoscritto n.SW-4382132.

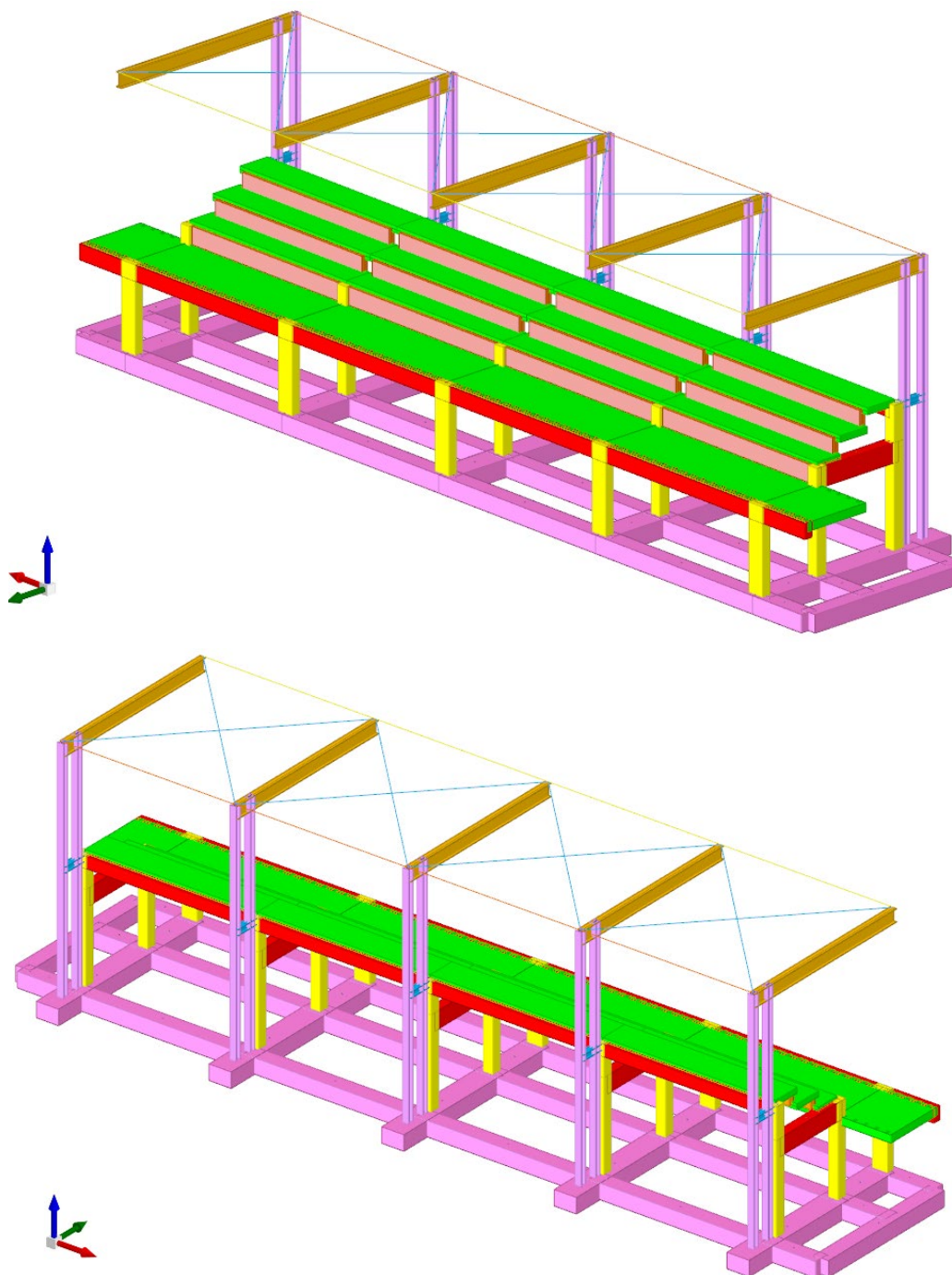
Affidabilità dei Codici di calcolo utilizzati: I codici di calcolo impiegati risultano ben conosciuti dal sottoscritto professionista, il quale ne fa uso da circa 25 anni di professione. Gli stessi sono documentati da idonea validazione mediante procedure sviluppate sia in automatico sia manualmente, che il sottoscritto ha avuto modo di esaminare attentamente.

Giudizio motivato di accettabilità dei risultati: Al fine di un controllo di attendibilità delle elaborazioni svolte, sono state eseguite le calcolazioni con metodologie differenti sia di un elemento beam che di un elemento shell e confrontate con quanto determinato in via automatica. Il controllo è avvenuto sia con riguardo a singole condizioni di carico sia con riguardo alle loro combinazioni.

## 2.2 Modellazione FEM

La struttura relativa all'edificio è stata schematizzata nel seguente modo:

- travi e pilastri in c.a.: elementi beam;
- solette piene e pareti in c.a.: elementi shell;
- aste in acciaio: elementi beam;
- tiranti di controvento in acciaio: elementi beam incernierati e con rigidità  $E/2$  (per tener conto dell'inefficacia del diagonale compresso).

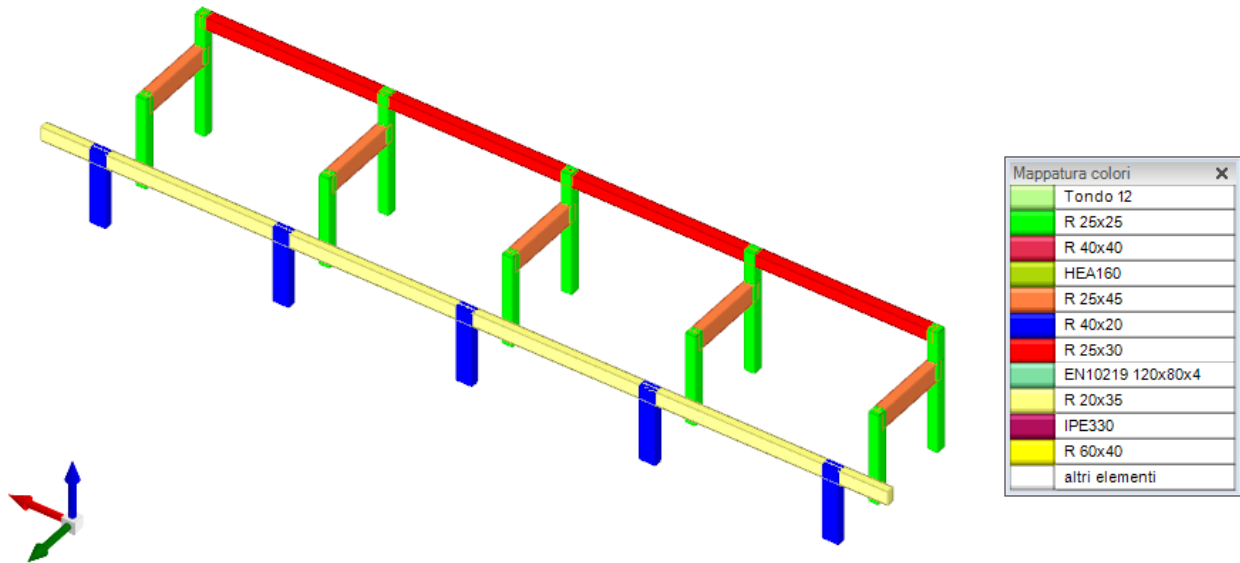


*Viste d'insieme struttura*

La struttura in elevazione sismoresistente è costituita da telai in c.a. nelle due direzioni. Gli orizzontamenti a soletta piena sono di due tipi: quello continuo a piastra di spessore 20 cm relativo al piano di camminamento e quello delle gradinate, modellato a piastre con perimetro svincolato a momento flettente.

Gli elementi di quest'ultimo tipo sono inseriti nel modello e verificati localmente mediante il software a mero titolo di validazione del risultato. La loro verifica viene però condotta a parte con schemi semplificati a favore di sicurezza.

Si riporta la rappresentazione dei telai in c.a.

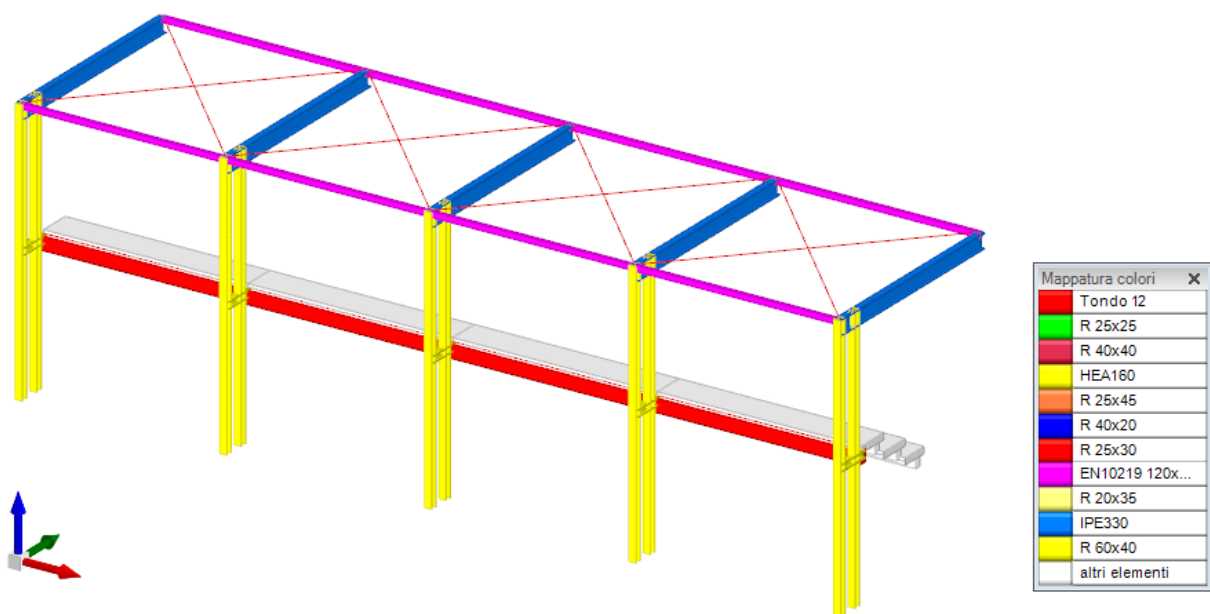


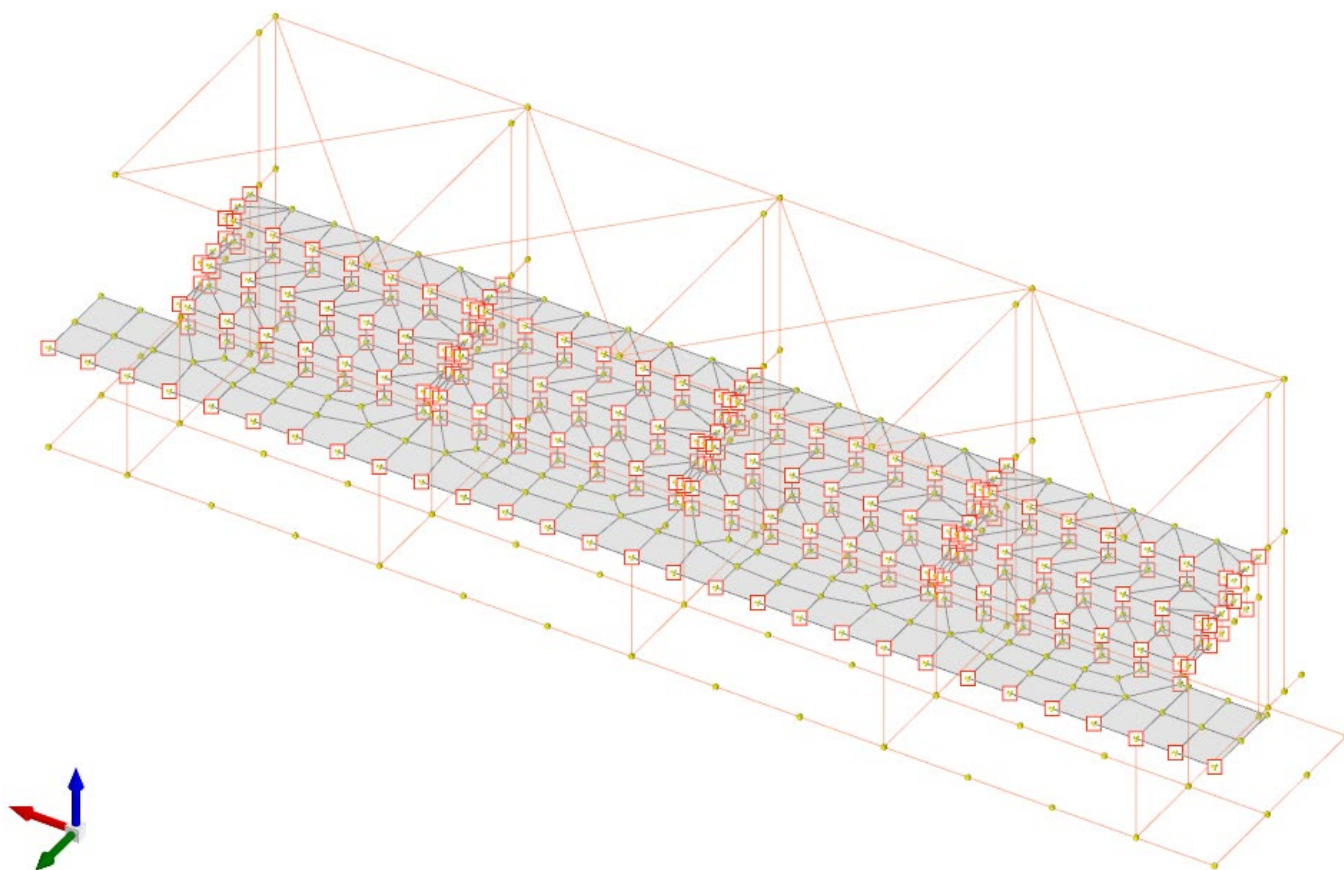
La struttura metallica utile a sostenere i carichi agenti sul manto di copertura è costituita da 5 ordini di elementi "a L rovescia" composti da una doppia colonna HEA160 (collegata alla base, a metà altezza ed in sommità) e da una trave a sbalzo in IPE330.

Le colonne sono inoltre connesse anche al corpo di fabbrica in c.a., alla quota di 3,0m (ultimo gradino).

L'ordito è a travetti in tubo quadro 120x80x4 con interasse 125 cm; l'impalcato è inoltre irrigidito da un sistema di controventi a crociera in tondo da 12 mm (dotato di palette di ancoraggio e tenditori).

Si riporta la rappresentazione delle strutture in carpenteria metallica.





Modello F.E.M.(senza e con piastre orizzontali)

### 2.3 Risposta Modale

Per l'analisi modale si sono utilizzati 10 modi di vibrare, in maniera da ottenere una massa partecipante totale maggiore dell' 85%, come richiesto al punto § 7.3.3.1 delle NTC 2018. Sono qui di seguito riportate le deformate modali più significative (evidenziate in arancione) ed i tabulati contenenti i valori di massa partecipante e periodo per ciascun modo.

**Modo:** identificativo del modo di vibrare.

**Periodo:** periodo. [s]

**Massa X:** massa partecipante in direzione globale X. Il valore è adimensionale.

**Massa Y:** massa partecipante in direzione globale Y. Il valore è adimensionale.

**Massa Z:** massa partecipante in direzione globale Z. Il valore è adimensionale.

**Massa rot X:** massa rotazionale partecipante attorno la direzione globale X. Il valore è adimensionale.

**Massa rot Y:** massa rotazionale partecipante attorno la direzione globale Y. Il valore è adimensionale.

**Massa rot Z:** massa rotazionale partecipante attorno la direzione globale Z. Il valore è adimensionale.

**Totale masse partecipanti:**

Traslazione X: 0.999975

Traslazione Y: 0.999982

Traslazione Z: 0

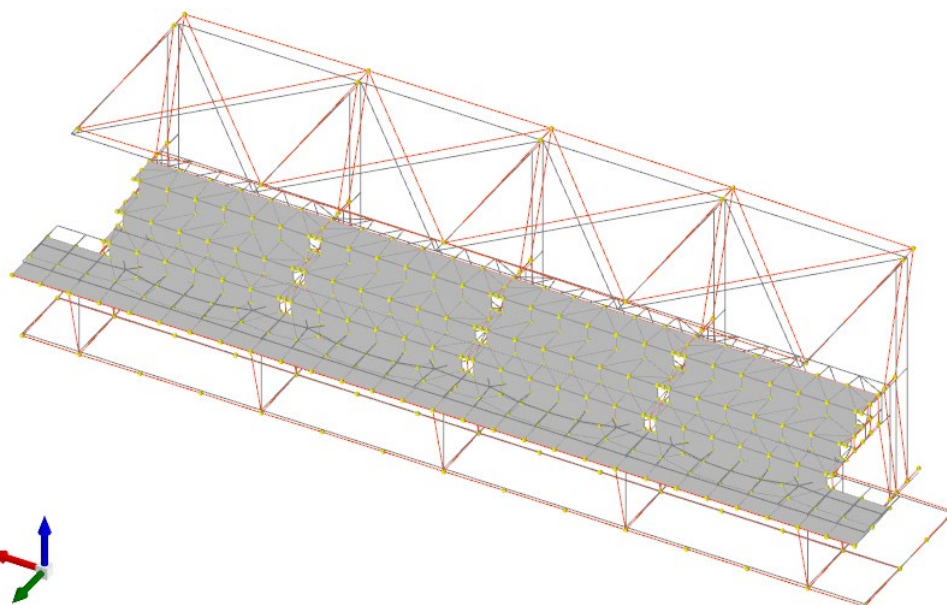
Rotazione X: 0.999531

Rotazione Y: 0.9755

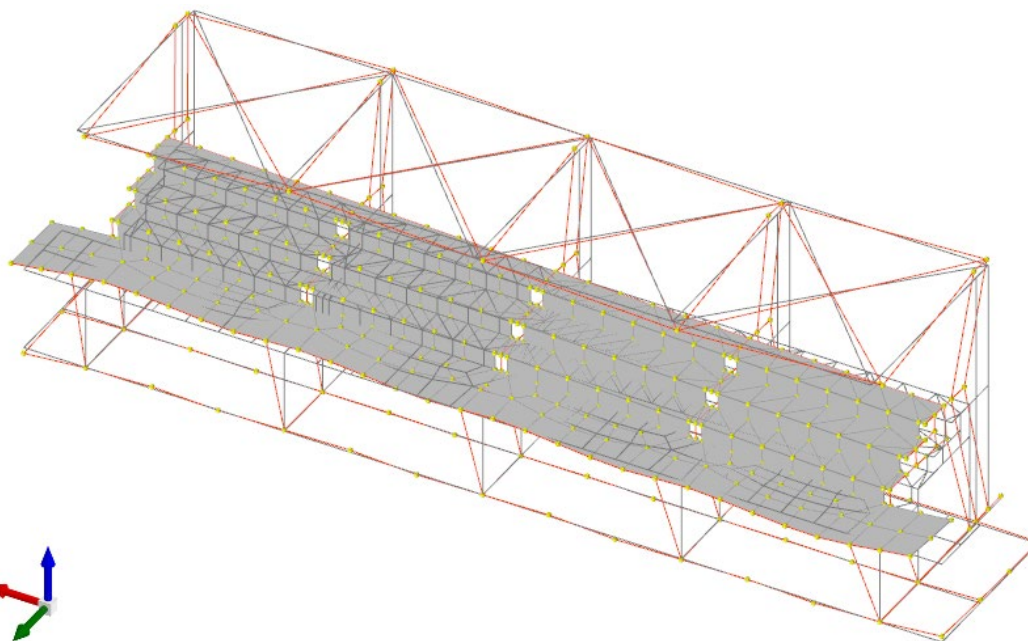
Rotazione Z: 0.999731

Modo	Periodo	Massa X	Massa Y	Massa Z	Massa rot X	Massa rot Y	Massa rot Z
1	0.624282229	0.083504682	0	0	0	0.369615842	0.003229092
2	0.313617812	0.00509389	0.000000058	0	0.000000157	0.009397457	0.04148552
3	0.311045042	0.000000002	0.184979359	0	0.520698518	0.000000004	0.129036921

Modo	Periodo	Massa X	Massa Y	Massa Z	Massa rot X	Massa rot Y	Massa rot Z
4	0.166413333	0.000000001	0.810763666	0	0.465719322	0.000000001	0.565998106
5	0.154623132	0.172763331	0.000000006	0	0.000000003	0.124141067	0.102867733
6	0.133465658	0	0.000160069	0	0.000006039	0	0.000112077
7	0.117166556	0.730833995	0.000000003	0	0.000000003	0.46714094	0.152122474
8	0.110676334	0.007244195	0	0	0	0.00390104	0.001440384
9	0.089567413	0.000273477	0	0	0	0.0000675	0.000085263
10	0.089339879	0	0.00000061	0	0.000000362	0	0.000000426
11	0.075428922	0	0.000000052	0	0	0	0.000000036
12	0.071244837	0.000001892	0	0	0	0.000000148	0.000000156
13	0.045684523	0	0.000517981	0	0.000006723	0.000000001	0.000361627
14	0.034810407	0	0.000017709	0	0.0000162	0	0.000012875
15	0.031206843	0.000002782	0.000000042	0	0.000000094	0.000000704	0.000015893
16	0.026870803	0.000000005	0.003285478	0	0.012323062	0.000000003	0.002279623
17	0.025531617	0.000035291	0.000000097	0	0.000000383	0.000196946	0.000495978
18	0.018030516	0.000000011	0.000256202	0	0.000759141	0.000000026	0.00017725
19	0.011005724	0.000220366	0.000000003	0	0.000000022	0.001030702	0.000000414
20	0.000108274	0.000001186	0.000000246	0	0.000001052	0.000007577	0.00000874



Deformata modale 4



Deformata modale 7

## 2.4 Verifiche globali

### 2.4.1 Effetti del II° ordine

La verifica in 7.3.1 dell' D.M. 17.01.2018 fornisce come risultato:

-rispettata verifica (7.3.2) § 7.3.1 NTC 2018 (theta massimo [0,034] < 0.1)

## 2.5 Valutazione della tipologia

L'edificio, secondo quanto indicato al paragrafo 7.4.3.1 delle NTC 2018, è **qualificabile come struttura deformabile torsionalmente**, non essendo soddisfatta ad ogni piano la condizione  $r/l_s > 1,0$ ; per la struttura in esame il valore minimo del rapporto  $r/l_s$  è pari a 0,16.

**Quota inf.:** quota inferiore dell'interpiano per il quale è stata valutata la rigidezza relativa. esprimibile come livello, falda, piano orizzontale alla Z specificata. [cm]

**Quota sup.:** quota superiore dell'interpiano per il quale è stata valutata la rigidezza relativa. esprimibile come livello, falda, piano orizzontale alla Z specificata. [cm]

**KUx:** rigidezza relativa alla traslazione in direzione globale X. [daN/cm]

**KUy:** rigidezza relativa alla traslazione in direzione globale Y. [daN/cm]

**KRz:** rigidezza relativa alla rotazione attorno l'asse globale Z. [daN\*cm/rad]

**L:** dimensione in pianta, lungo l'asse globale X, dell'edificio. [cm]

**B:** dimensione in pianta, lungo l'asse globale Y, dell'edificio. [cm]

**Is:** radice quadrata di  $(L^2+B^2)/12$ . [cm]

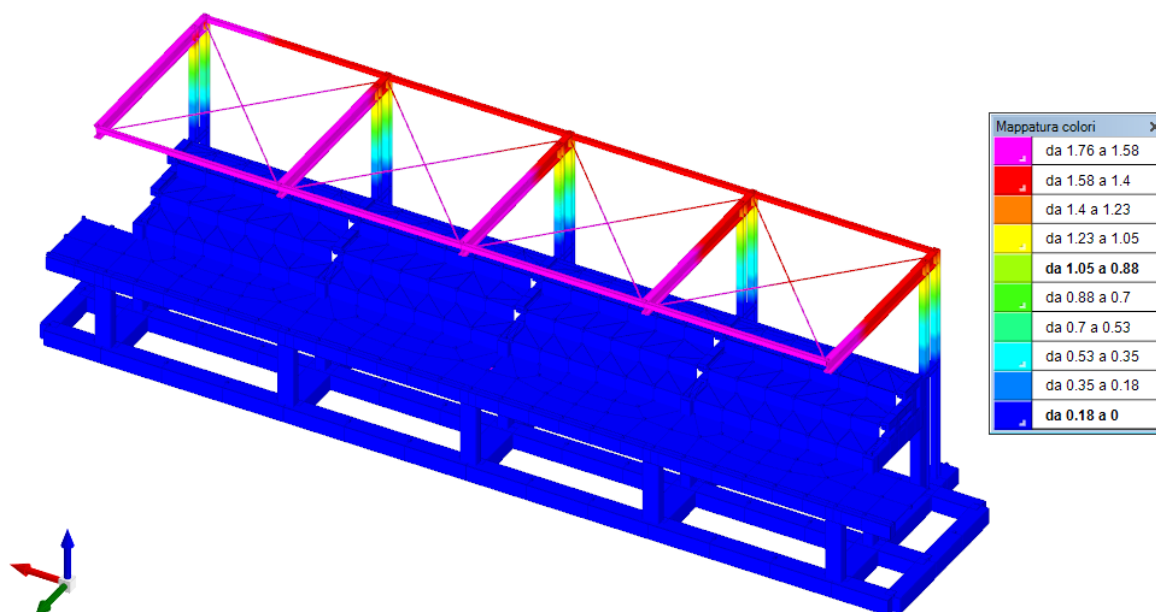
**rx/Is:** rapporto  $r_x/Is$ . Il valore è adimensionale.

**ry/Is:** rapporto  $r_y/Is$ . Il valore è adimensionale.

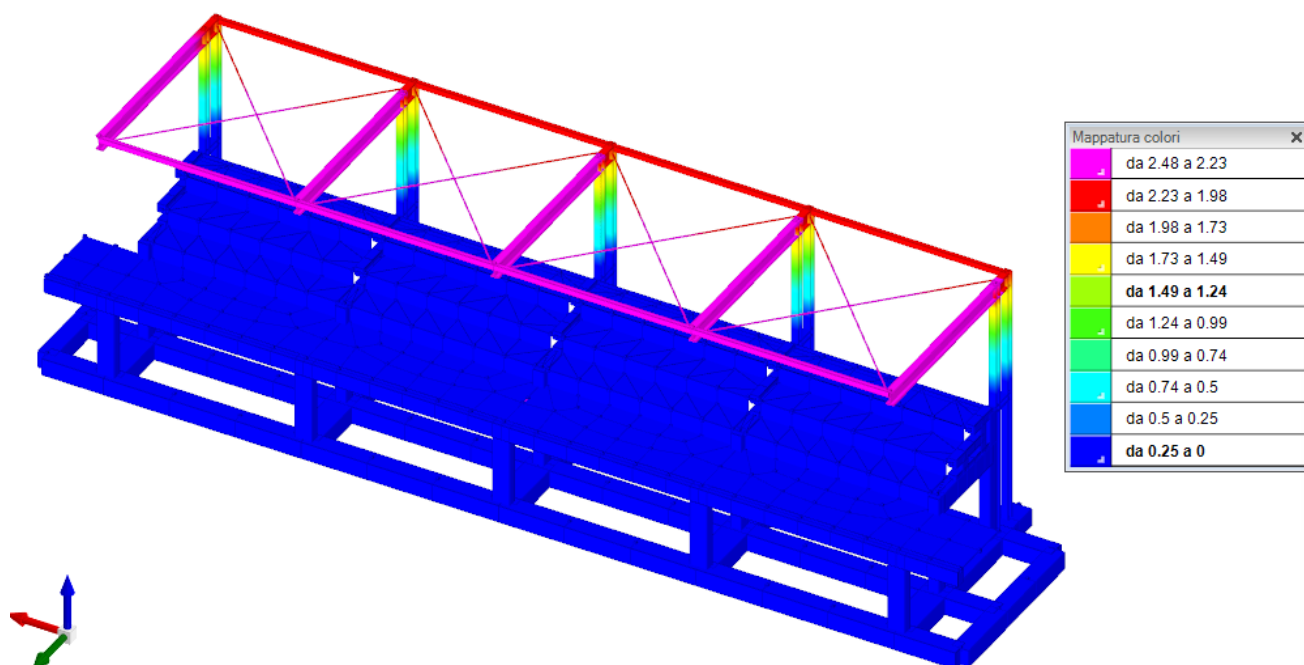
Quota inf.	Quota sup.	KUx	KUy	KRz	L	B	Is	rx/Is	ry/Is
L1	L2	218517	113970	2109964940	2150	160	622	0.16	0.22

## 2.6 Spostamenti globali massimi

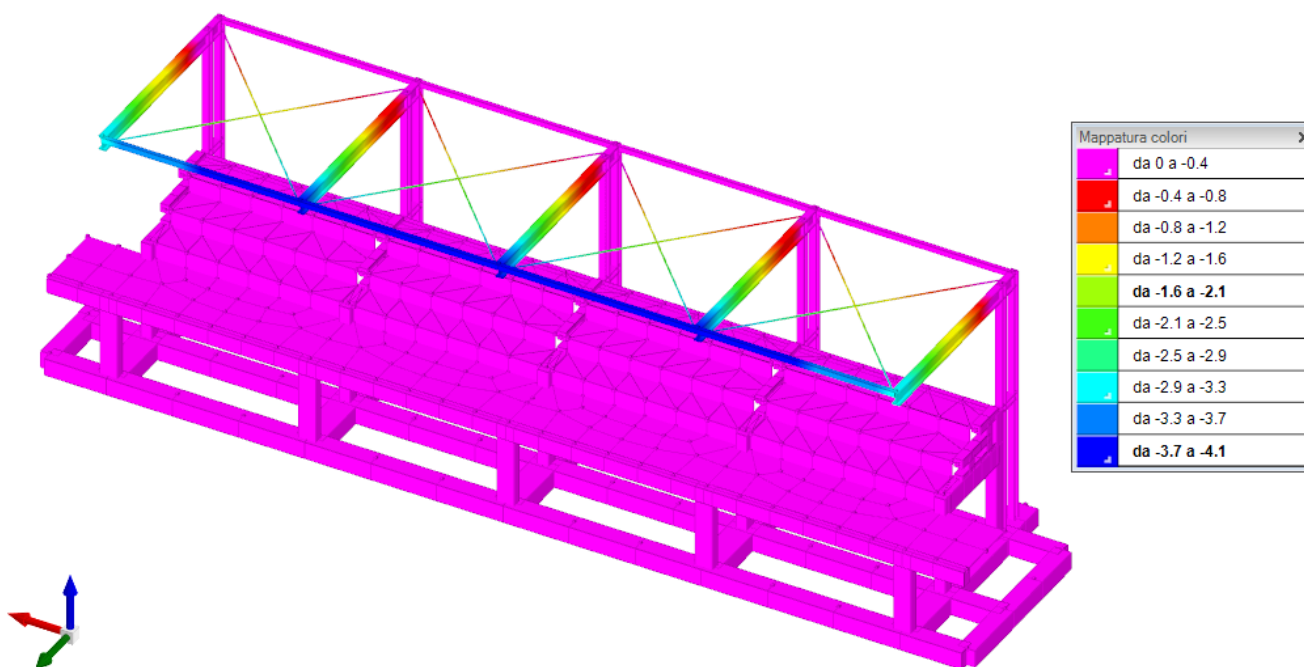
Si riportano i valori massimi di spostamento orizzontale (per combinazioni sismiche SLD e non sismiche SLE) e di freccia verticale (per combinazioni non sismiche SLE).



**Spostamenti orizzontali SLD:**  $D_{xy} = 1.76 \text{ cm}$  (combinazione SLD n. 4)



**Spostamenti orizzontali SLE:**  $D_{xy} = 2.48 \text{ cm}$  (combinazione SLE rara n. 2)

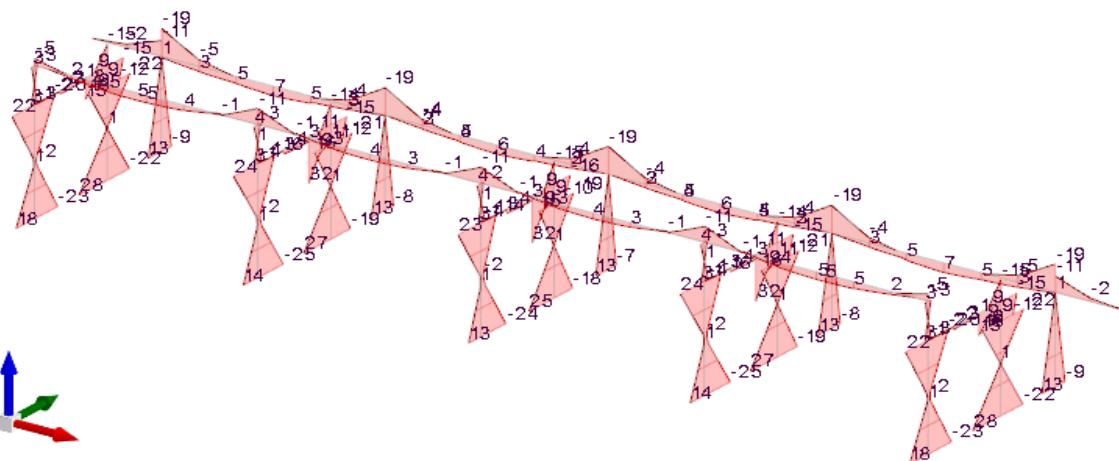


**Spostamenti verticalo SLE:**  $D_{xy} = 4.1 \text{ cm}$  (combinazione SLE rara n. 2)

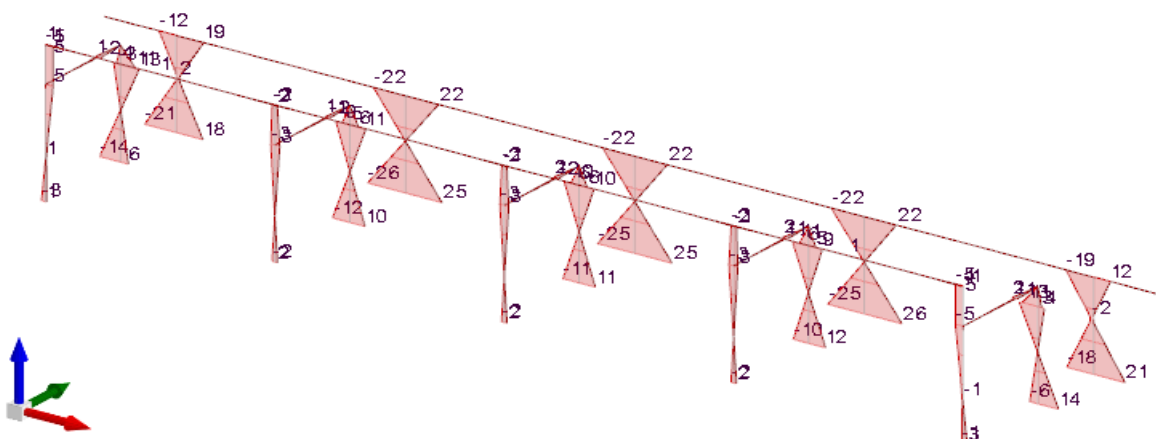
Emerge chiaramente che la tribuna in c.a. possiede una rigidezza molto elevata, mentre risulta deformabile la struttura metallica della tettoia.

Tuttavia le limitazioni di norma non sono prescrittive e le deformazioni ottenute non compromettono né l'integrità delle parti, né la funzionalità (ad esempio non sono tali da impedire il deflusso delle acque).

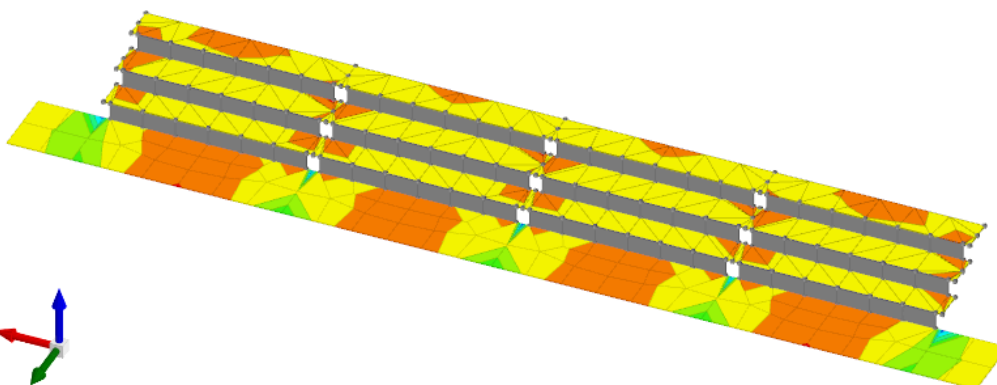




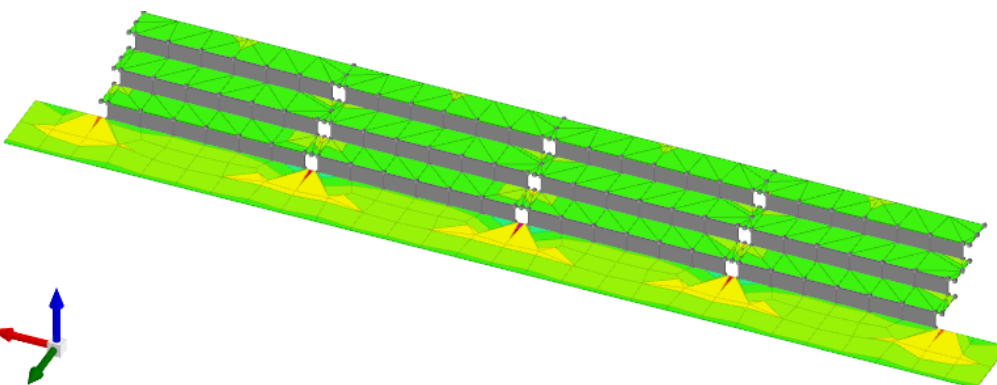
TELAIO IN C.A. - Involuppo Momento Flettente M3 SLU/SLV (kN, m)



TELAIO IN C.A. - Involuppo Momento Flettente M2 SLU/SLV (kN, m)



Mappatura colori	
[Red]	da 17 a 12
[Orange]	da 12 a 7
[Yellow]	da 7 a 1
[Light Green]	da 1 a -4
[Green]	da -4 a -9
[Cyan]	da -9 a -14
[Blue-Cyan]	da -14 a -20
[Blue]	da -20 a -25
[Dark Blue]	da -25 a -30
[Purple]	da -30 a -35

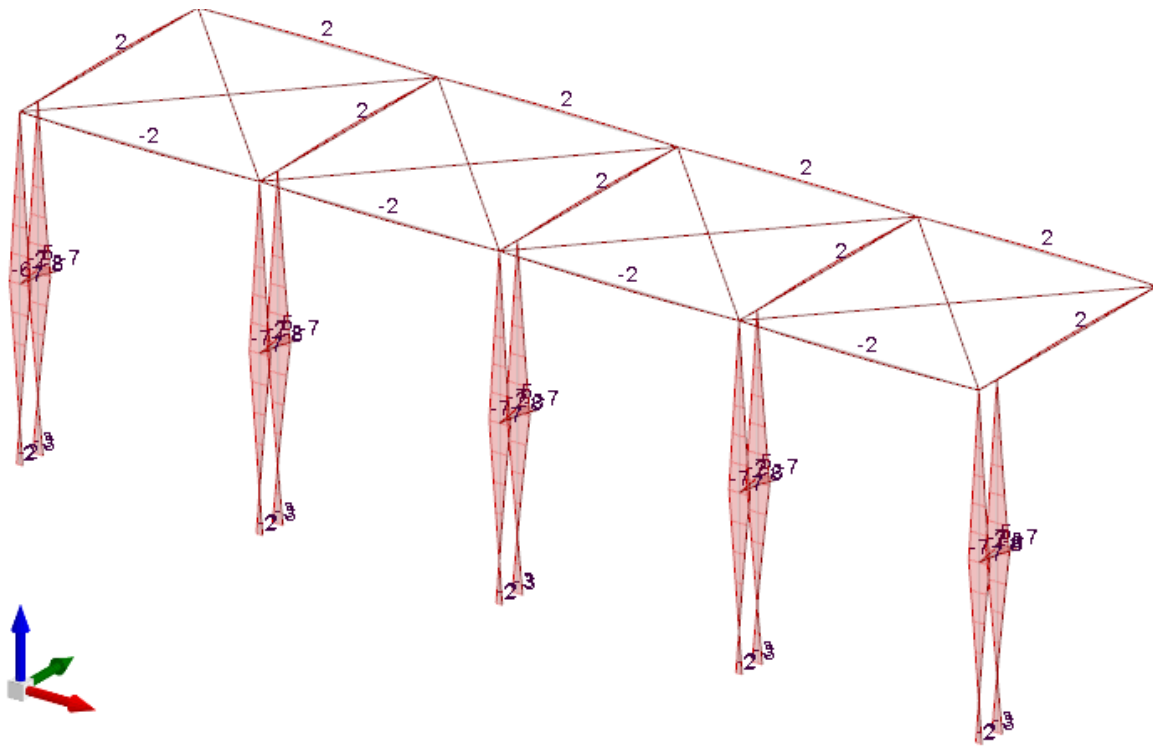


Mappatura colori	
[Red]	da 19 a 15
[Orange]	da 15 a 11
[Yellow]	da 11 a 8
[Light Green]	da 8 a 4
[Green]	da 4 a 1
[Cyan]	da 1 a -3
[Blue-Cyan]	da -3 a -7
[Blue]	da -7 a -10
[Dark Blue]	da -10 a -14
[Purple]	da -14 a -17

PIASTRE IN C.A. - Sollecitazioni flessionali Mxx e Myy in combinazione SLU12 (kN, m)







OPERE IN ACCIAIO - Inviluppo Momento Flettente M2 SLU/SLV (kN, m)

### CAP.3 DIMENSIONAMENTO E VERIFICA

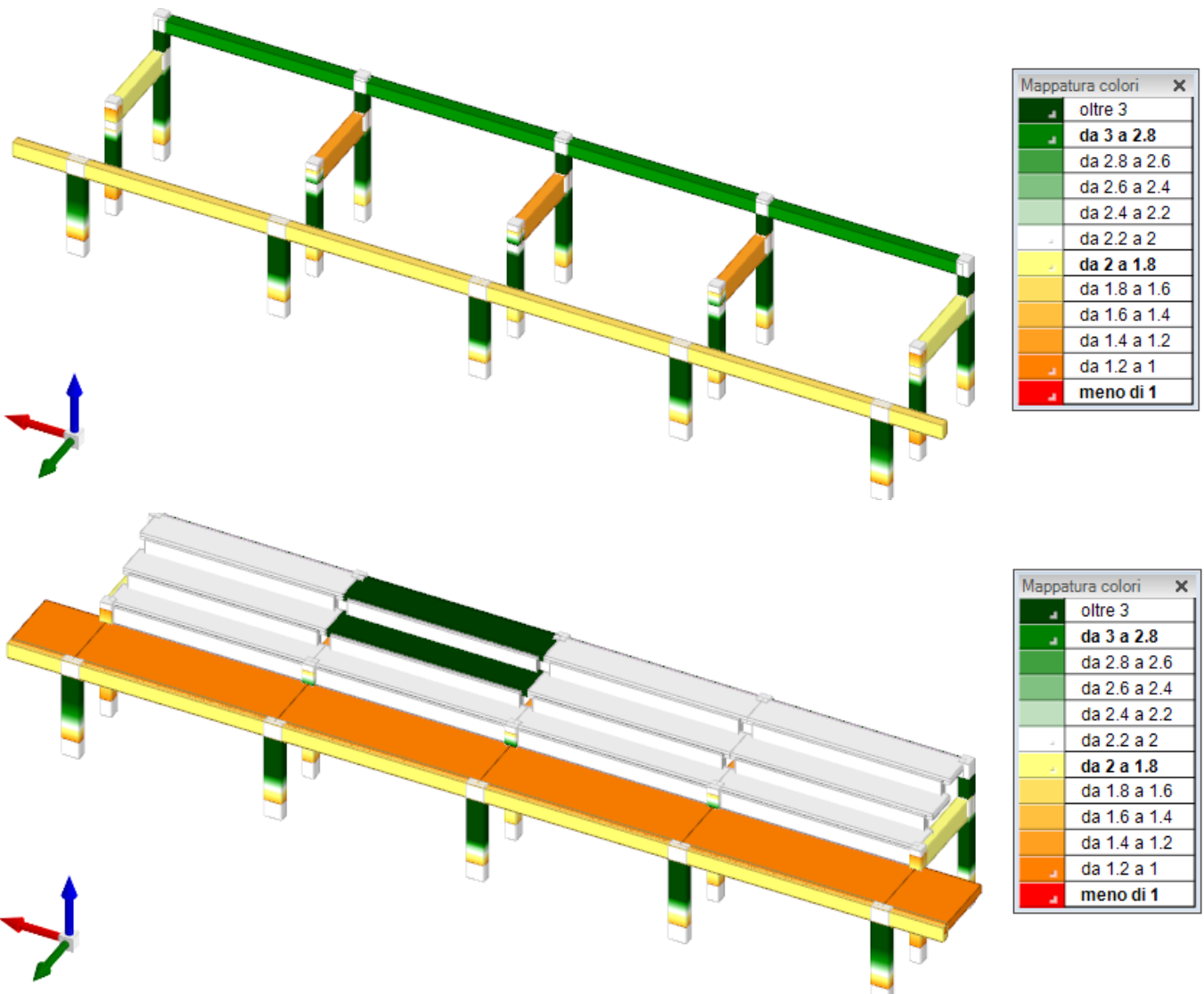
Lo schema statico adottato per la struttura è quello di modello tridimensionale analizzato tramite applicativo di calcolo secondo codice agli elementi finiti proprietario applicato con programma Sismicad® 12.22.

Lo stato di sollecitazione e tensione viene determinato sotto l'effetto dei carichi trasmessi secondo la loro combinazione più sfavorevole.

I tabulati di calcolo non vengono allegati alla presente per brevità. Ma si riportano immagini ed estratti di verifica degli elementi strutturali in corrispondenza dei punti maggiormente sollecitati. I documenti completi sono comunque disponibili e verificabili presso il sottoscritto progettista.

#### 3.1 Verifica delle strutture in elevazione in c.a.

Si riporta l'immagine con i fattori di sicurezza raggiunti per i vari elementi della struttura in c.a.



**3.2 Verifiche consuntive pilastrate C.A.**

Verifica	Sicurezza minima	Verifica a flessione	Verifica a taglio	Nodo pilastri
Pil.3a	1.179	1.179	8.011	
Pil.2a	1.032	1.032	3.993	
Pil.1a	1.306	1.306	4.901	
Pil.3b	1.227	1.227	6.683	
Pil.3c	1.369	1.369	6.805	
Pil.3d	1.221	1.221	6.684	
Pil.3e	1.173	1.173	8.011	
Pil.1b	1.295	1.295	4.498	
Pil.1c	1.343	1.343	4.691	
Pil.1d	1.536	1.536	4.498	
Pil.1e	1.298	1.298	4.897	
Pil.2b	1.275	1.275	4.195	
Pil.2c	1.428	1.428	4.551	
Pil.2d	1.275	1.275	4.195	
Pil.2e	1.032	1.032	3.991	

**3.2.1 Verifiche consuntive travate C.A.**

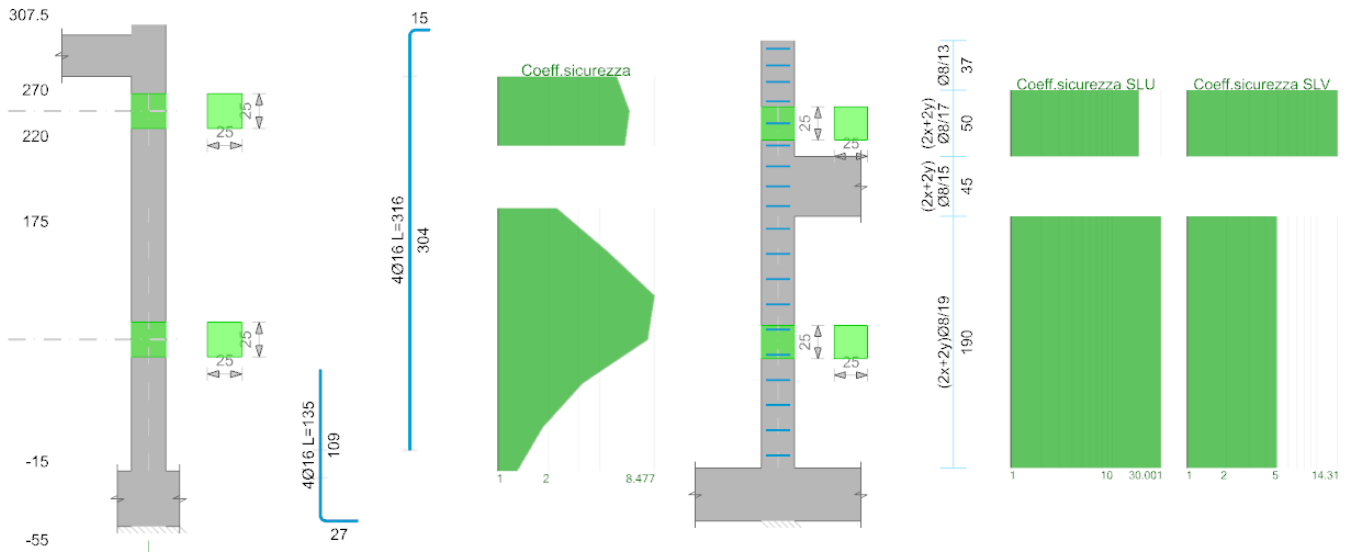
Verifica	Sicurezza minima	Verifica a flessione	Verifica a taglio	Verifica di portanza	Verifica di scorrimento
T-X5	1.667	1.667	2.486		
T-X3	2.984	3.471	2.984		
T-Y6	1.899	3.871	1.899		
T-Y5	1.315	1.866	1.315		
T-Y4	1.228	1.847	1.228		
T-Y3	1.312	1.867	1.312		
T-Y2	1.917	3.976	1.917		

**3.2.2 Verifiche consuntive piastre C.A.**

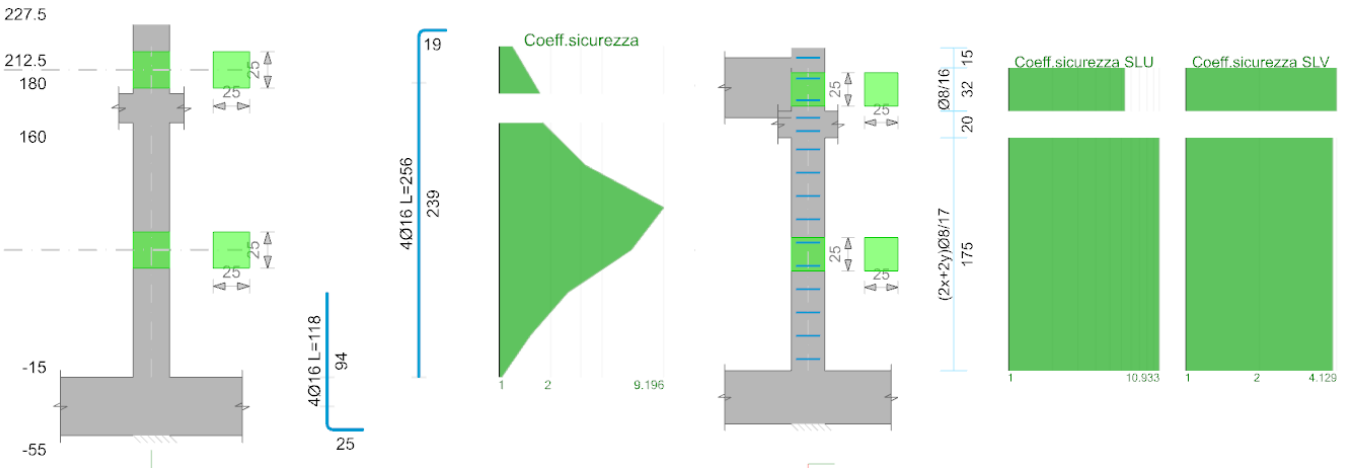
Verifica	Sicurezza minima	Verifica di portanza	Verifica di scorrimento	Flessione piastre/platee	Taglio piastre/platee	Punzonamento piastre/platee
Piastra a "Piano 1"	1.038			1.038		

3.2.3 Verifica Pilastri in c.a.

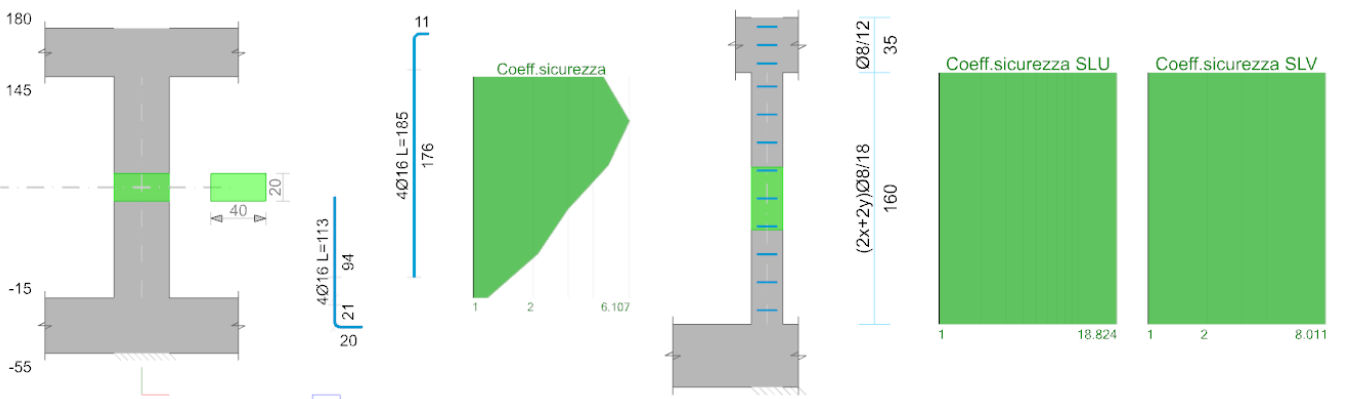
Protocollo Comune di Venezia c\_1736 PG/2026/0113526 del 27/02/2026 - Pag. 31 di 59



Verifica di pressoflessione e taglio P01

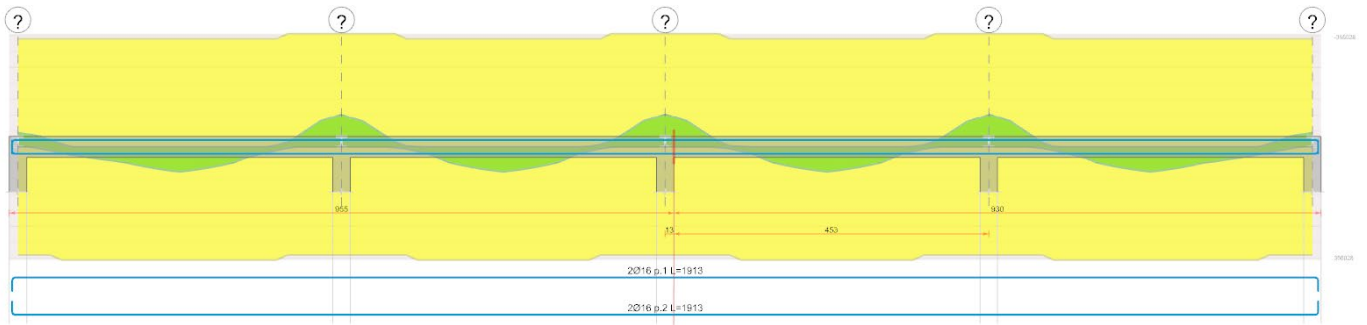


Verifica di pressoflessione e taglio P02



Verifica di pressoflessione e taglio P03

3.2.4 Verifica travi in c.a.

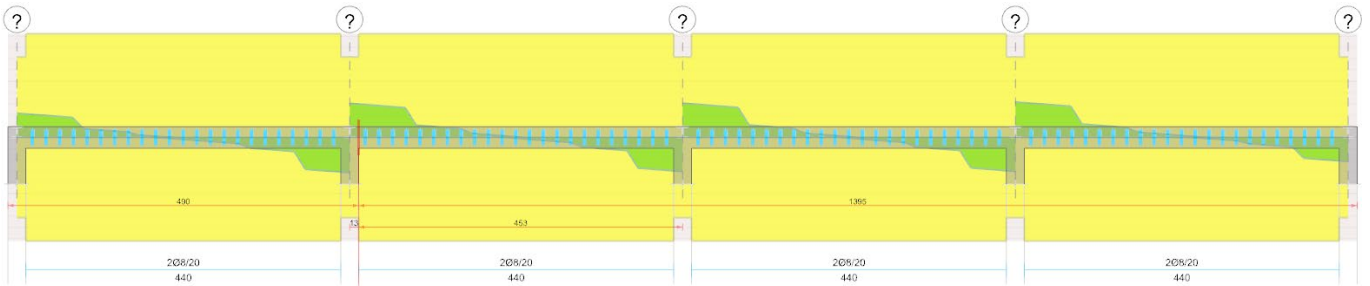


Sezione in campata 3, X rel. 12.5, X ass. 955

Verifica stato limite ultimo

MRd+ = 340391
MEd+ = 0
Area efficace+ = 4.02
Coprifero medio+ = 5.1
MRd- = -356028
MEd- = -53249 > MRd-
Area efficace- = 4.02
Coprifero medio- = 5.1

Verifica di pressoflessione T-X3

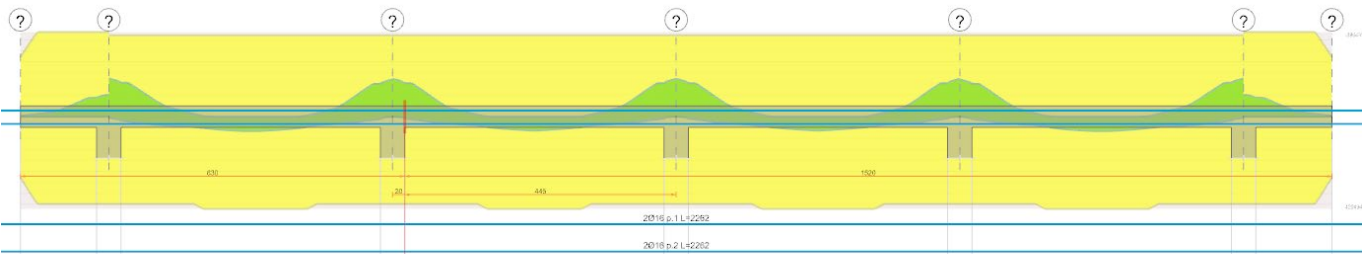


Sezione in campata 2, X rel. 12.5, X ass. 490

Verifica stato limite ultimo

VRd+ = 4608
VED+ = 1483 < VRd+
Area staffe+ = 0.0526
VRd,c+ = 3576
cotg(θ)+ = 1
VRsd+ = 4608
VRcd+ = 19763
VRd- = -4608
VED- = 0
Area staffe- = 0.0526
VRd,c- = 3576
cotg(θ)- = 1
VRsd- = -4608
VRcd- = -19763

Verifica di taglio T-X3

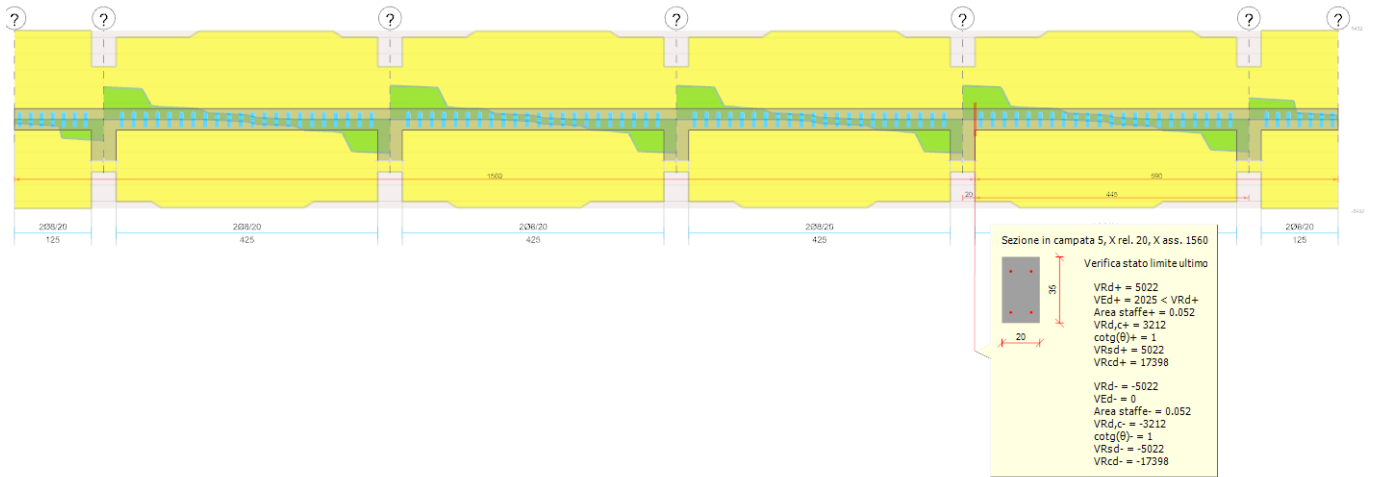


Sezione in campata 3, X rel. 20, X ass. 630

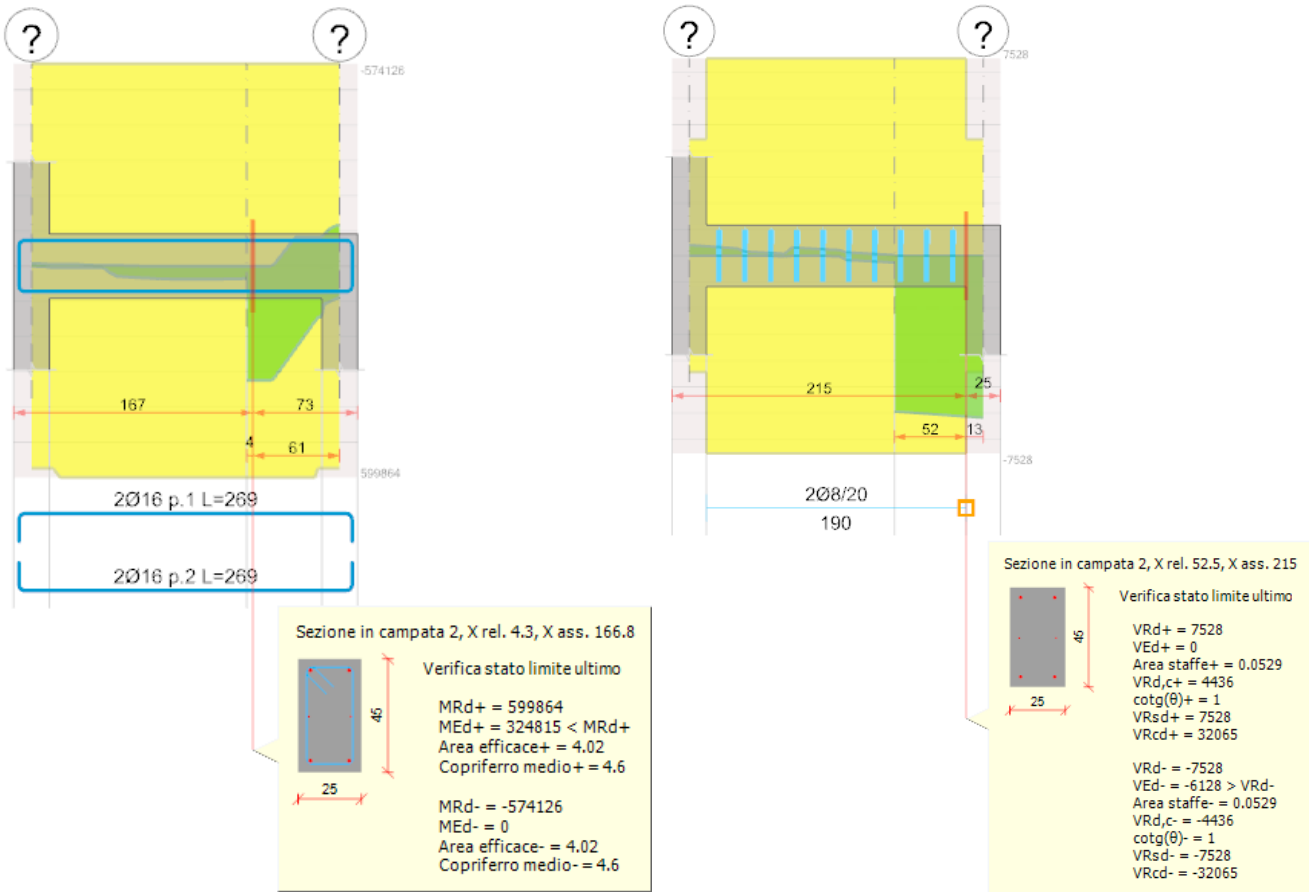
Verifica stato limite ultimo

MRd+ = 398902
MEd+ = 8911 < MRd+
Area efficace+ = 4.02
Coprifero medio+ = 5.6
MRd- = -371557
MEd- = -153080 > MRd-
Area efficace- = 4.02
Coprifero medio- = 7.6

Verifica di pressoflessione T-X5



Verifica di taglio T-X5

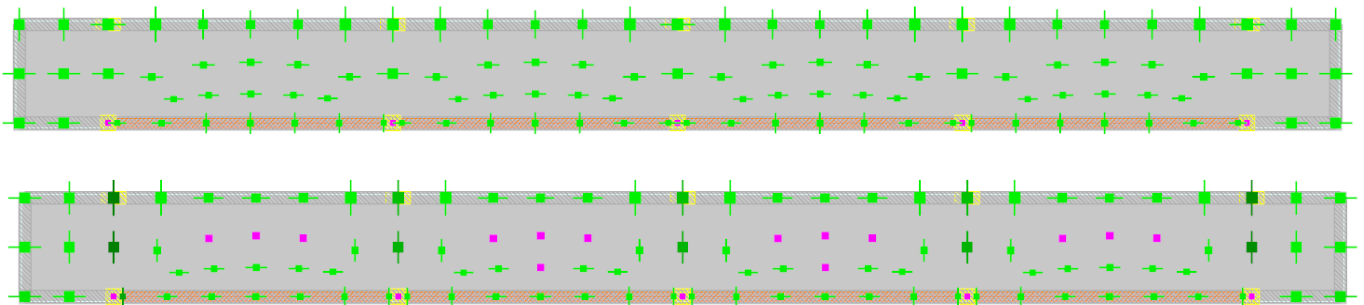
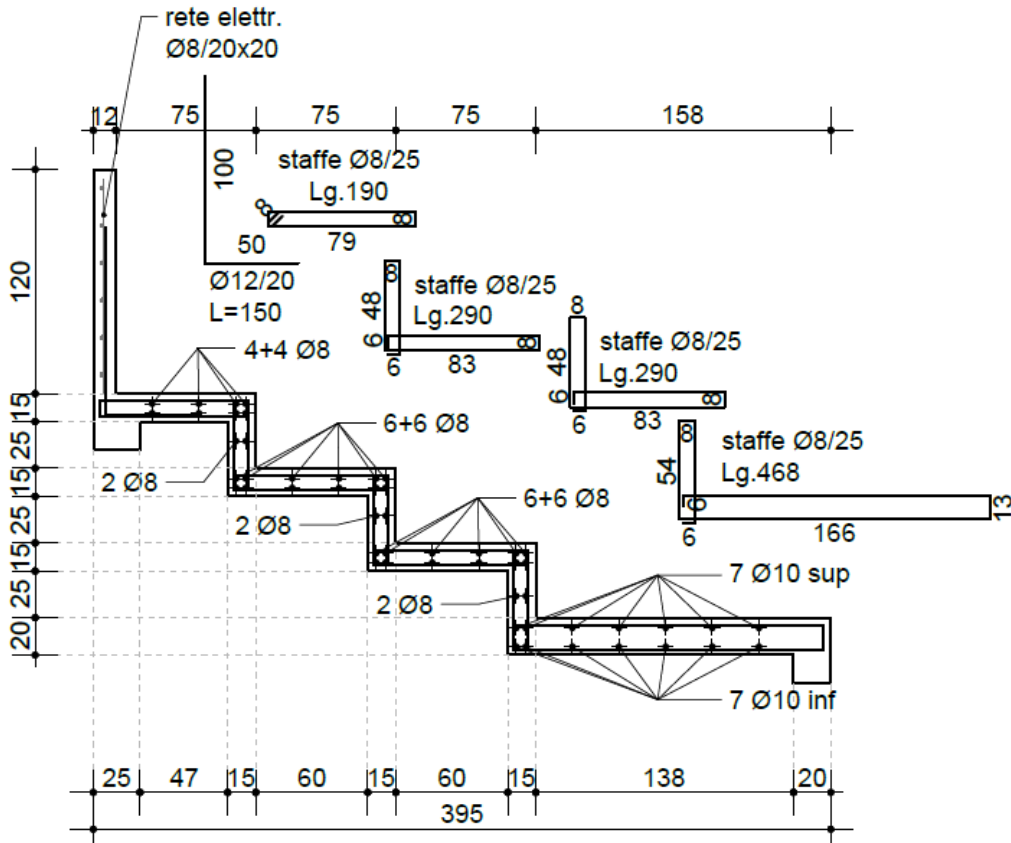


Verifica di pressoflessione e taglio T-Y4

**3.2.5 Verifica piastra di camminamento in c.a.**

La piastra ha spessore 20 cm ed è armata con armatura  $\Phi 10/25$  longitudinale e staffatura  $\Phi 8/25$ .

Si riporta estratto dell'elaborato grafico con disposizione delle armature in sezione.



Verifiche nodali a flessione per momenti flettenti positivi e negativi

Si riporta estratto del tabulato di verifica.

**3.2.5.1 Caratteristiche dei materiali**

Acciaio: B450C Fyk 4500

Calcestruzzo: C32/40 Rck 400

**3.2.5.2 Sistema di riferimento e direzioni di armatura**

Protocollo Comune di Venezia c\_1736 PG/2026/0113526 del 27/02/2026 - Pag. 34 di 59

Le coordinate citate nel seguito sono espresse in un sistema di riferimento cartesiano con origine in (-70.8; 266.8; 180), direzione dell'asse X = (1; 0; 0), direzione dell'asse Y = (0; 1; 0).

Le direzioni X/Y di armatura e le sezioni X/Y di verifica sono individuate dagli assi del sistema di riferimento.

### 3.2.5.3 Verifiche nei nodi

#### Verifiche SLU flessione nei nodi

La struttura è stata dichiarata come non dissipativa pertanto la verifica a pressoflessione, per le combinazioni SLV, viene eseguita calcolando i momenti resistenti in campo sostanzialmente elastico secondo D.M. 17-01-2018 §7.4.1

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	Mu	Nu	c.s.	Verifica
188	Y	182.5	20	5.97	5.3	5.97	5.3	SLV 3	-313845	0	-325815	0	1.0381	Si
213	Y	160	20	5.24	5.3	5.24	5.3	SLV 3	-265467	0	-286521	0	1.0793	Si
211	Y	160	20	5.24	5.3	5.24	5.3	SLV 3	-265467	0	-286521	0	1.0793	Si
192	Y	182.5	20	5.97	5.3	5.97	5.3	SLV 15	-285202	0	-325815	0	1.1424	Si
265	Y	160	20	5.24	5.3	5.24	5.3	SLV 15	-243402	0	-286521	0	1.1771	Si

#### Verifiche SLE tensione calcestruzzo nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	$\sigma_c$	$\sigma_{lim}$	Es/Ec	Verifica
188	Y	182.5	20	5.97	5.3	5.97	5.3	SLE QP 2	-147348	0	-11.7	149.4	15	Si
192	Y	182.5	20	5.97	5.3	5.97	5.3	SLE QP 2	-146807	0	-11.7	149.4	15	Si
213	Y	160	20	5.24	5.3	5.24	5.3	SLE QP 2	-126521	0	-11.5	149.4	15	Si
211	Y	160	20	5.24	5.3	5.24	5.3	SLE QP 2	-126521	0	-11.5	149.4	15	Si
188	Y	182.5	20	5.97	5.3	5.97	5.3	SLE RA 7	-191859	0	-15.3	199.2	15	Si

#### Verifiche SLE tensione acciaio nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	$\sigma_f$	$\sigma_{lim}$	Es/Ec	Verifica
188	Y	182.5	20	5.97	5.3	5.97	5.3	SLE RA 7	-191859	0	107.7	3600	15	Si
192	Y	182.5	20	5.97	5.3	5.97	5.3	SLE RA 7	-191386	0	107.4	3600	15	Si
211	Y	160	20	5.24	5.3	5.24	5.3	SLE RA 7	-162812	0	104.2	3600	15	Si
213	Y	160	20	5.24	5.3	5.24	5.3	SLE RA 7	-162812	0	104.2	3600	15	Si
263	Y	160	20	5.24	5.3	5.24	5.3	SLE RA 7	-162470	0	104	3600	15	Si

#### Verifiche SLE fessurazione nei nodi

La piastra non presenta nodi con apertura delle fessure.

### 3.2.6 Verifica gradino in c.a.

La gradinata è costituita da una piastra in c.a. di sp.15 cm, sagomata in modo da costituita pedate e alzate. Ai fini del dimensionamento, si considera ogni singola gradinata come elemento distinto e la si calcola secondo lo schema di trave su 2 appoggi distanti 4,65m.

Peso proprio gradino:  $G1 = 2500 \times (0,75+0,4) \times 0,15 = 431 \text{ daN/m}$

Permanente portato:  $G2 = 50 \times 0,75 = 38 \text{ daN/m}$

Sovraccarico d'uso:  $Q1 = 500 \times 0,75 = 375 \text{ daN/m}$

Carico lineare SLU:  $q_{slu} = 1,3 \times 431 + 1,5 \times 38 + 1,5 \times 375 = 1180 \text{ daN/m}$

Momento flettente:  $M_{sd} = 1180 \times 4,65^2/8 = 3190 \text{ daNm}$

La resistenza a flessione viene calcolata con il software VCASLU del prof. P.Gelfi.

**Titolo:** gradino 75x40 sp.15

N° Vertici: 6 Zoom N° barre: 14 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	75	0
3	75	-55
4	60	-55
5	60	-15
6	0	-15

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
10	,503	65	-30
11	,503	70	-50
12	,503	65	-50
13	,503	70	-55
14	,503	60	-55

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

**Sollecitazioni:**  
 S.L.U. Metodo n  
 N<sub>Ed</sub> 0 0 kN  
 M<sub>xEd</sub> 0 0 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0 0

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

**Tipo rottura:**  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali:**  
 B450C C25/30  
 E<sub>su</sub> 67,5 ‰ E<sub>c2</sub> 2 ‰  
 f<sub>yd</sub> 391,3 N/mm² E<sub>cu</sub> 3,5 ‰  
 E<sub>s</sub> 200.000 N/mm² f<sub>cd</sub> 14,17 ‰  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0,8 ?  
 E<sub>syd</sub> 1.957 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 9,75  
 σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0,6  
 τ<sub>c1</sub> 1,829

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

M-curvatura

Precompresso

M<sub>xRd</sub> 61,26 kN m  
 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> 56,9 ‰  
 d 55 cm  
 x 3,187 x/d 0,05795  
 δ 0,7

**Momento resistente**  $M_{Rd} = 6126 \text{ daNm/m}$  **> 3190 daNm/m**

La verifica a taglio viene omessa, risultando verificata con ampio margine.

### 3.2.7 Verifica parapetto in c.a.

Il parapetto è costituita da una lastra di sp.12 cm a semplice armatura (armatura Φ12/25).

Viene sollecitata da una spinta orizzontale di 300 daN/m ad altezza 120 cm.

Il taglio sollecitante vale:  $V_{sd} = 300 \times 1,5 = 450 \text{ daN/m}$

Il momento sollecitante vale:  $M_{Sd} = 450 \times 1,2m = 540 \text{ daNm/m}$

La resistenza a flessione viene calcolata con il software VCASLU del prof. P.Gelfi.

**Titolo:** parapetto in c.a.

N° figure elementari  Zoom N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	12

N°	As [cm²]	d [cm]
1	4,52	6

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

**Sollecitazioni**  
 S.L.U. Metodo n  
 N<sub>Ed</sub>  kN  
 M<sub>xEd</sub>  kNm  
 M<sub>yEd</sub>

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

**Materiali**  
**B450C** **C25/30**  
 $\epsilon_{su}$   ‰  $\epsilon_{c2}$   ‰  
 $f_{yd}$   N/mm²  $\epsilon_{cu}$   ‰  
 $E_s$   N/mm²  $f_{cd}$    
 $E_s/E_c$    $f_{cc}/f_{cd}$   ?  
 $\epsilon_{syd}$   ‰  $\sigma_{c,adm}$    
 $\sigma_{s,adm}$   N/mm²  $\tau_{co}$    
 $\tau_{c1}$

**M<sub>xRd</sub>**  kN m  
 $\sigma_c$   N/mm²  
 $\sigma_s$   N/mm²  
 $\epsilon_c$   ‰  
 $\epsilon_s$   ‰  
 d  cm  
 x  x/d   
 $\delta$

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

**Tipo flessione**  
 Retta  Deviata

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

**Momento resistente**  $M_{Rd} = 948 \text{ daNm/m}$  **> 540 daNm/m**

La resistenza a taglio si effettua trascurando la presenza di armatura resistente a taglio, secondo la formula (4.1.14) del D.M.2018, trascurando inoltre il contributo resistente dovuto alla compressione.

$$V = v_{min} b_w d = 0.56 \times 1000 \times 60 = 33600 \text{ N} = 3360 \text{ daN}$$

In cui:  $b_w = 1000 \text{ mm}$

$$d = 60 \text{ mm}$$

$$v_{min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0.035 \times 2.0^{3/2} \times 32^{1/2} = 0.56 \text{ N/mm}^2$$

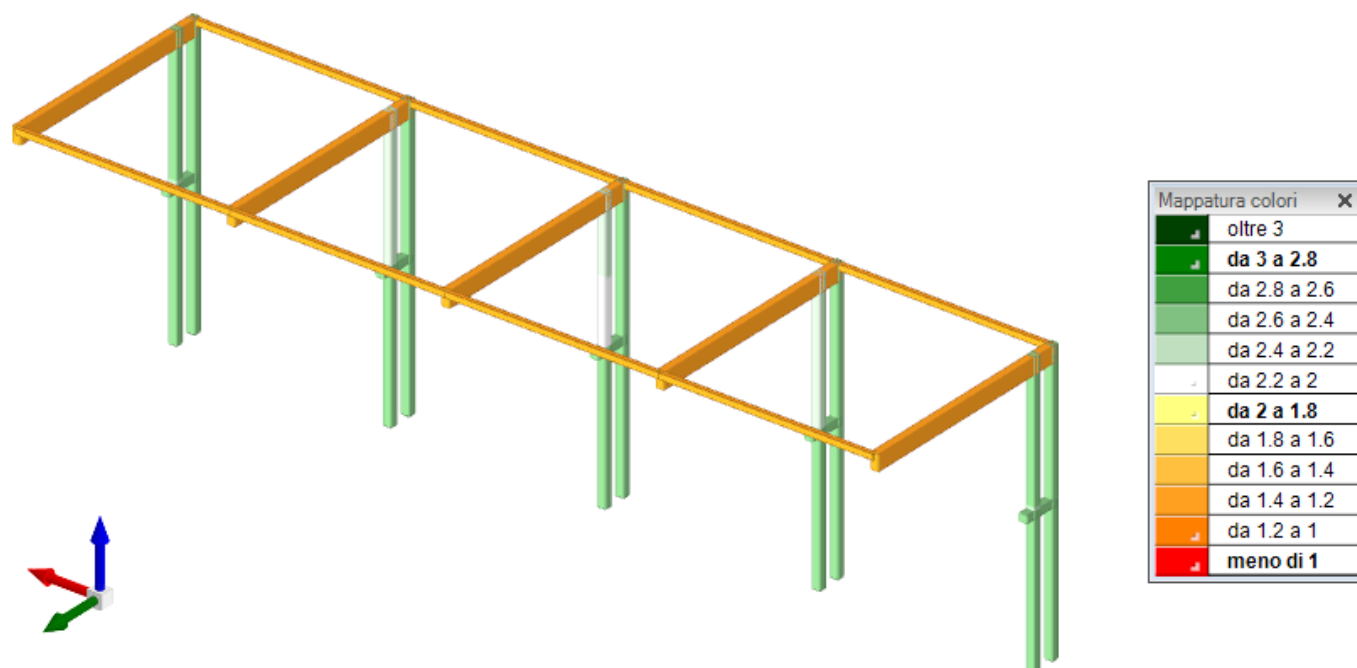
$$k = 1 + (200/d)^{1/2} = 2.82 > 2 \rightarrow k = 2$$

**Taglio resistente**  $V_{Rd} = 3360 \text{ daN/m}$  **> V<sub>Sd</sub> = 450 daN/m**

Le verifiche sono soddisfatte.

### 3.3 Verifica delle opere in carpenteria metallica

Si riporta l'immagine con i fattori di sicurezza raggiunti per i vari elementi della struttura in c.a.



#### 3.3.1 Verifiche consuntive superelementi in acciaio

**Verifica:** Descrizione della verifica relativa che ne consente l'individuazione all'interno della struttura.

**Sicurezza minima:** Visualizza per ciascun elemento di verifica il valore minimo del coefficiente di sicurezza relativamente alle verifiche visualizzabili per tale elemento. Il valore è adimensionale.

**Minimo trazione:** Minimo coefficiente di sicurezza a trazione. Il valore è adimensionale.

**Minimo compressione:** Minimo coefficiente di sicurezza a compressione. Il valore è adimensionale.

**Minimo taglio:** Minimo coefficiente di sicurezza a taglio. Il valore è adimensionale.

**Minimo torsione:** Minimo coefficiente di sicurezza a torsione. Il valore è adimensionale.

**Minimo flessione semplice:** Minimo coefficiente di sicurezza a flessione semplice. Il valore è adimensionale.

**Minimo flessione deviata:** Minimo coefficiente di sicurezza a flessione deviata. Il valore è adimensionale.

**Minimo flessione semplice + N:** Minimo coefficiente di sicurezza a flessione semplice con sforzo normale. Il valore è adimensionale.

**Minimo flessione deviata + N:** Minimo coefficiente di sicurezza a flessione deviata con sforzo normale. Il valore è adimensionale.

Verifica	Sicurezza minima	Minimo trazione	Minimo compressione	Minimo taglio	Minimo torsione	Minimo flessione semplice	Minimo flessione deviata	Minimo flessione semplice + N	Minimo flessione deviata + N
"Piano 4" (1004; 24)-(1004; 52)	2.484	124.596	103.538	2.59	11.723	11.904	10.572	2.906	3.998
"Fondazione"-Piano 5" (1004; -26)	2.484	5.143	12.023	55.935	165.443			3.812	2.835
"Piano 4" (1004; -26)-(1004; 24)	2.484	251.275	209.06	3.842	434.642	17.821	7.558	3.126	3.698
"Fondazione"-Piano 5" (1004; 24)	2.196	9.674	4.074	52.027	195.727			3.031	2.51
"Piano 5" (74; -26)-(74; 514)	1.355	484.48	495.129	2.812	88.063	2.575	4.926	2.571	4.906
"Piano 5" (539; -26)-(539; 514)	1.355	523.893	474.606	2.3	87.532	2.102	4.035	2.098	7.395
"Piano 4" (1469; 24)-(1469; 52)	2.484	126.685	100.886	2.597	11.687	5.688	5.728	2.914	4.034
"Piano 4" (1934; 24)-(1934; 52)	2.484	119.318	99.922	3.015	11.163	12.146	10.265	4.533	3.376
"Piano 4" (539; 24)-(539; 52)	2.484	126.687	100.89	2.597	11.751	5.687	5.726	2.914	3.707
"Piano 4" (74; 24)-(74; 52)	2.484	119.324	99.932	3.015	12.023	12.147	10.265	4.417	3.376
"Piano 4" (1469; -26)-(1469; 24)	2.484	253.596	202.845	3.839	431.713	19.647	3.638	3.128	5.15
"Piano 4" (1934; -26)-(1934; 24)	2.484	238.9	200.889	4.917	416.755	28.338	8.838	6.335	3.851
"Piano 4" (539; -26)-(539; 24)	2.484	253.6	202.852	3.839	433.229	19.65	5.857	3.128	3.776

Verifica	Sicurezza minima	Minimo trazione	Minimo compressione	Minimo taglio	Minimo torsione	Minimo flessione semplice	Minimo flessione deviata	Minimo flessione semplice + N	Minimo flessione deviata + N
"Piano 4" (74; -26)-(74; 24)	2.484	238.912	200.908	4.917	417.443	28.342	8.838	6.335	3.851
"Piano 5" (1004; -26)-(1004; 514)	1.355	553.193	467.153	2.295	87.485	2.1	4.03	2.095	7.407
"Piano 5" (1469; -26)-(1469; 514)	1.355	523.88	474.605	2.3	87.274	2.102	4.036	2.098	7.395
"Piano 5" (1934; -26)-(1934; 514)	1.355	484.442	495.09	2.812	86.304	2.575	4.93	2.571	4.912
"Fondazione"-Piano 5" (74; 24)	2.344	11.97	4.983	47.547	197.668			4.561	2.344
"Fondazione"-Piano 5" (539; 24)	2.346	9.689	4.08	49.662	196.027			3.051	2.392
"Fondazione"-Piano 5" (1469; 24)	2.346	9.689	4.08	49.661	194.949			3.051	2.519
"Fondazione"-Piano 5" (1934; 24)	2.345	11.97	4.983	47.544	191.41			4.561	2.345
"Fondazione"-Piano 5" (74; -26)	2.484	6.294	14.831	52.752	166.74			5.421	2.665
"Fondazione"-Piano 5" (539; -26)	2.484	5.153	12.047	53.443	165.64			3.882	2.769
"Fondazione"-Piano 5" (1469; -26)	2.484	5.153	12.047	53.441	164.917			3.882	2.774
"Fondazione"-Piano 5" (1934; -26)	2.484	6.294	14.831	52.748	162.552			5.421	2.665

### 3.3.2 Trave a sbalzo IPE330

L'elemento è un profilato metallico IPE330 in acciaio S275, connesso mediante piastra di spessore 15 mm alle due colonne accoppiate (alternativamente tesa e compressa); è soggetto ai carichi derivanti dalla copertura (peso strutture, pacchetto di copertura, neve e spinta del vento).

Si riporta estratto delle verifiche, condotta per l'elemento più sollecitato.

#### 3.3.2.1 Caratteristiche geometriche

Lunghezza: 490

Nodo iniziale: 731 Nodo finale: 741

Cerniera iniziale: No Cerniera finale: No

Sovraresistenza: 0% Sisma Z: No

#### 3.3.2.2 Caratteristiche della sezione

Sezione	Rotazione	Area	Jx	Jy	ix	iy	Wx	Wy	Wplx	Wply
IPE330	0	62.67	11781.02	788.23	13.71	3.55	714	98.53	805.29	153.75

#### 3.3.2.3 Verifiche di resistenza

Verifiche a forza assiale §4.2.4.1.2.1 - §4.2.4.1.2.2 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	NEd	Nc,Rd	Nt,Rd	Riduzione da taglio	px	py	Verifica
490	SLU 2	0.002	3	-351.4	164139.7		1	0	0	Si

#### 3.3.2.4 Verifica a taglio X §4.2.4.1.2.4 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento	VEd	Vc,Rd	Av	Interazione taglio-torsione	Riduzione torsione	Verifica
50	SLU 4	0.003	-183.6	59949.8	39.65	Considerata	1	Si

Verifica a taglio Y §4.2.4.1.2.4 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento	VEd	Vc,Rd	Av	Interazione taglio-torsione	Riduzione torsione	Verifica
50	SLU 6	0.436	-20341.9	46684.8	30.87	Considerata	1	Si

Verifica a flessione semplice X §§ 4.2.4.1.2.3 - 4.2.4.1.2.6 - 4.2.4.1.2.7 - 4.2.4.1.2.8 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	Mx,Ed	Mx,Rd	Rid. Mx,Rd da VEd	px	py	Verifica
50	SLU 6	0.476	1	1004554.5	2109092.2	1	0	0	Si

Verifica a flessione deviata §§ 4.2.4.1.2.3 - 4.2.4.1.2.6 - 4.2.4.1.2.7 - 4.2.4.1.2.8 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	Mx,Ed	Mx,Rd	My,Ed	My,Rd	Rid. Mx,Rd da VEd	Rid. My,Rd da VEd	$\alpha$	$\beta$	$\rho_x$	$\rho_y$	Verifica
50	SLU 4	0.248	1	518451	2109092	937	402667	1	1			0	0	Si

Verifica a presso/tenso flessione retta X §§ 4.2.4.1.2.3 - 4.2.4.1.2.6 - 4.2.4.1.2.7 - 4.2.4.1.2.8 NTC18

Verifiche eseguite utilizzando la formula conservativa (6.2) §6.2.1 EN 1993-1-1:2005.

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	NEd	NRd	Rid. NRd da VEd	Mx,Ed	Mx,Rd	Rid. Mx,Rd da VEd	Rid. Mx,Rd da NEd	$\rho_x$	$\rho_y$	Verifica
50	SLU 6	0.477	1	-174.9	164139.7	1	1004554	2109092	1		0	0	Si

Verifica a presso/tenso flessione deviata §§ 4.2.4.1.2.3 - 4.2.4.1.2.6 - 4.2.4.1.2.7 - 4.2.4.1.2.8 NTC18

Verifiche eseguite utilizzando la formula conservativa (6.2) §6.2.1 EN 1993-1-1:2005.

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	NEd	NRd	Rid. NRd da VEd	Mx,Ed	Mx,Rd	My,Ed	My,Rd	Rid. Mx,Rd da VEd	Rid. Mx,Rd da NEd	Rid. My,Rd da VEd	Rid. My,Rd da NEd	$\alpha$	$\beta$	$\rho_x$	$\rho_y$	Verifica
50	SLV 2	0.135	1	-92.3	164139.7	1	274165	2109092	-1792	402667	1		1				0	0	Si

### 3.3.2.5 Verifiche ad instabilità

#### Caratteristiche iniziali

Membratura principale per controllo snellezza; Calcolo di snellezze ed N critici condotti secondo gli assi principali;

Curva X: a; Curva Y: b; Svergolamento: Carico all'estradosso; Curva svergolamento: c;

#### Dati per instabilità attorno a x

Controllo della snellezza secondo §4.2.4.1.3.1 NTC18

Numero rit.	Presente	Ascissa	Campata	$\beta x/m$	Vincolo a entrambi estremi	$\lambda x/m$	$\lambda Ver$
1	Si	0					
			1-2	1	Si	3.6	Si, (<200)
2	Si	50					
			2-3	1	Si	32.1	Si, (<200)
3	Si	490					

#### Dati per instabilità attorno a y

Controllo della snellezza secondo §4.2.4.1.3.1 NTC18

Numero rit.	Presente	Ascissa	Campata	$\beta y/n$	k,LT	kw,LT	Vincolo a entrambi estremi	$\lambda y/n$	$\lambda Ver$
1	Si	0							
			1-2	1	1	1	Si	33.8	Si, (<200)
2	Si	120							
			2-3	1	1	1	Si	35.2	Si, (<200)
3	Si	245							
			3-4	1	1	1	Si	35.2	Si, (<200)
4	Si	370							
			4-5	1	1	1	Si	33.8	Si, (<200)
5	Si	490							

#### Verifica a svergolamento §4.2.4.1.3.2 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	Obblig.	Mx,Ed	Mb,Rd,x	$\chi_{,LT}$	$\lambda$ adim. LT	L,LT	M,critico	Verifica
50	SLU 6	0.476	1	Si	1004554.5	2109092.2	1	0.252	120	34864370.1	Si

Verifica a svergolamento con trazione §4.2.4.1.3.2 NTC18 § 5.5.3 ENV 1993-1-1:1992 + AC:1992 + A1:1994 + A2:1998

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	Obblig.	NEd	Mx,Ed	Mx,Eff,Ed	Mb,Rd,x	$\chi_{,LT}$	$\lambda$ adim. LT	L,LT	M,critico	Verifica
8.3	SLV 8	0.02	1	Si	269.5	45259.3	43109.7	2109092.2	1	0.252	120	34863040.5	Si

Verifica di stabilità per tenso-flessione deviata §§ 5.5.3-5.5.4 ENV 1993-1-1:1992 + AC:1992 + A1:1994 + A2:1998

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	NEd	Mx,Ed	Mx,Eff,Ed	My,Ed	$\chi_{LT}$	kLT	ky	M,critico	Wx	Wy	Verifica
50	SLV 4	0.134	1	87.2	274161.8	273466.1	-1791.7	1	1	1	34863504.8	805.3	153.7	Si

Verifica di stabilità per pressoflessione §C.4.2.4.1.3.3.2 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	NEd	NRk	Mx,Ed max	Mx,Rk	My,Ed max	My,Rk	$\chi_x$	$\chi_y$	kxx	kxy	kyy	$\chi_{LT}$	Verifica	
0	SLU 6	0.538	3	-174.9	172346.6	100455.4.5	196350.2.9	0	270954.4	1	0.93	0.598	0.993	1	0.993	1	Si

Verifica di stabilità a taglio anima Y §4.2.4.1.2.4 [4.2.27] NTC18

$\eta$	hw	tw	hw/tw max	Verifica
1.2	30.7	0.8	55.46	Si

### 3.3.2.6 Verifiche a deformabilità

Mensola X: No; Mensola Y: No.

#### Frecce lungo X

Ascissa freccia	Combinazione	Freccia	Luce	L/f	L/f,min	Tipo	Verifica
255.3	SLE RA 2	0.184	490	2667.5	250	Totale	Si
211.3	SLE RA 1	0	490	10000	250	Totale	Si
211.3	SLE RA 3	0	490	10000	250	Totale	Si
211.3	SLE RA 4	0	490	10000	250	Totale	Si
211.3	SLE RA 5	0	490	10000	250	Totale	Si
255.3	SLE RA 2	0.184	490	2667.5	350	Variabile	Si
211.3	SLE RA 3	0	490	10000	350	Variabile	Si
211.3	SLE RA 4	0	490	10000	350	Variabile	Si
211.3	SLE RA 5	0	490	10000	350	Variabile	Si
211.3	SLE RA 6	0	490	10000	350	Variabile	Si

#### Frecce lungo Y

Ascissa freccia	Combinazione	Freccia	Luce	L/f	L/f,min	Tipo	Verifica
182	SLE RA 5	0.34	490	1440.7	250	Totale	Si
182	SLE RA 4	0.27	490	1814.4	250	Totale	Si
182	SLE RA 7	0.253	490	1940.2	250	Totale	Si
182	SLE RA 2	0.182	490	2685	250	Totale	Si
182	SLE RA 1	0.139	490	3532.6	250	Totale	Si
182	SLE RA 3	-0.217	490	2260.7	350	Variabile	Si
182	SLE RA 5	0.201	490	2432.8	350	Variabile	Si
182	SLE RA 4	0.131	490	3730.4	350	Variabile	Si
182	SLE RA 7	0.114	490	4304.3	350	Variabile	Si
182	SLE RA 2	0.044	490	10000	350	Variabile	Si

### 3.3.3 Colonne esterne HEA160

L'elemento è un profilato metallico HEA160 in acciaio S275, che nel meccanismo globale lavora come asta tesa (compressa solo per vento in depressione sulla falda). È accoppiata alla colonna interna alla base, a metà altezza ed in sommità.

Si riporta estratto del tabulato di verifica per l'elemento più sollecitato.

#### 3.3.3.1 Caratteristiche geometriche

Lunghezza: 615

Nodo iniziale: 7 Nodo finale: 729

Cerniera iniziale: Svincolo: M3 Cerniera finale: Svincolo: M3

Sovraresistenza: 0% Sisma Z: No

3.3.3.2 Caratteristiche della sezione

Sezione	Rotazione	Area	Jx	Jy	ix	iy	Wx	Wy	Wplx	Wply
HEA160	0	38.82	1674.7	615.62	6.57	3.98	220.36	76.95	245.43	117.67

3.3.3.3 Verifiche di resistenza

Verifiche a forza assiale §4.2.4.1.2.1 - §4.2.4.1.2.2 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	NEd	Nc,Rd	Nt,Rd	Riduzione da taglio	px	py	Verifica
615	SLU 8	0.159		16151.2		101662.9	1	0	0	Si

Verifica a taglio X §4.2.4.1.2.4 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento	VEd	Vc,Rd	Av	Interazione taglio-torsione	Riduzione torsione	Verifica
315	SLU 4	0.007	-335.9	46490.2	30.78	Considerata	1	Si

Verifica a taglio Y §4.2.4.1.2.4 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento	VEd	Vc,Rd	Av	Interazione taglio-torsione	Riduzione torsione	Verifica
455	SLV 6	0.019	-379.8	20037.5	13.26	Considerata	1	Si

Verifica a presso/tenso flessione retta X §§ 4.2.4.1.2.3 - 4.2.4.1.2.6 - 4.2.4.1.2.7 - 4.2.4.1.2.8 NTC18

Verifiche eseguite utilizzando la formula conservativa (6.2) §6.2.1 EN 1993-1-1:2005.

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	NEd	NRd	Rid. NRd da VEd	Mx,Ed	Mx,Rd	Rid. Mx,Rd da VEd	Rid. Mx,Rd da NEd	px	py	Verifica
231	SLU 6	0.184	1	11921.3	101662.9	1	-43203	642783	1		0	0	Si

Verifica a presso/tenso flessione retta Y §§ 4.2.4.1.2.3 - 4.2.4.1.2.6 - 4.2.4.1.2.7 - 4.2.4.1.2.8 NTC18

Verifiche eseguite utilizzando la formula conservativa (6.2) §6.2.1 EN 1993-1-1:2005.

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	NEd	NRd	Rid. NRd da VEd	My,Ed	My,Rd	Rid. My,Rd da VEd	Rid. My,Rd da NEd	px	py	Verifica
0	SLU 4	0.121	1	6188.8	101662.9	1	-18652	308186	1		0	0	Si

Verifica a presso/tenso flessione deviata §§ 4.2.4.1.2.3 - 4.2.4.1.2.6 - 4.2.4.1.2.7 - 4.2.4.1.2.8 NTC18

Verifiche eseguite utilizzando la formula conservativa (6.2) §6.2.1 EN 1993-1-1:2005.

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	NEd	NRd	Rid. NRd da VEd	Mx,Ed	Mx,Rd	My,Ed	My,Rd	Rid. Mx,Rd da VEd	Rid. Mx,Rd da NEd	Rid. My,Rd da VEd	Rid. My,Rd da NEd	$\alpha$	$\beta$	px	py	Verifica
315	SLV 2	0.375	1	4322	101662.9	1	78685	642783	-64820	308186	1		1				0	0	Si

3.3.3.4 Verifiche ad instabilità

Caratteristiche iniziali

Membratura principale per controllo snellezza; Calcolo di snellezze ed N critici condotti secondo gli assi principali;

Curva X: b; Curva Y: c;

Svergolamento: Nessuno; verifica a instabilità flesso-torsionale (svergolamento) non richiesta dall'utente.

Dati per instabilità attorno a x

Controllo della snellezza secondo §4.2.4.1.3.1 NTC18

Numero rit.	Presente	Ascissa	Campata	$\beta x/m$	Vincolo a entrambi estremi	$\lambda x/m$	$\lambda Ver$
1	Si	0					
			1-2	1	Si	48	Si, (<200)
2	Si	315					
			2-3	1	Si	45.7	Si, (<200)
3	Si	615					

Dati per instabilità attorno a y

Controllo della snellezza secondo §4.2.4.1.3.1 NTC18

Numero rit.	Presente	Ascissa	Campana	$\beta y/n$	Vincolo a entrambi estremi	$\lambda y/n$	$\lambda Ver$
1	Si	0					
			1-2	1	Si	79.1	Si, (<200)
2	Si	315					
			2-3	1	Si	75.3	Si, (<200)
3	Si	615					

Verifica di stabilità per pressoflessione §C.4.2.4.1.3.3.2 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	NEd	NRk	Mx,Ed max	Mx,Rk	My,Ed max	My,Rk	$\chi_x$	$\chi_y$	k <sub>xx</sub>	k <sub>xy</sub>	k <sub>yx</sub>	k <sub>yy</sub>	$\chi_{LT}$	Verifica
315	SLU 2	0.135	1	-6854.9	106746.1	50052.7	674922.6	139.6	323595.1	0.872	0.62	0.554	0.402	0.333	0.67		Si

Verifica di stabilità a taglio anima Y §4.2.4.1.2.4 [4.2.27] NTC18

$\eta$	hw	tw	hw/tw max	Verifica
1.2	13.4	0.6	55.46	Si

### 3.3.4 Colonne interne HEA160

L'elemento è un profilato metallico HEA160 in acciaio S275, che nel meccanismo globale lavora come asta compressa (tesa solo per vento in depressione sulla falda). È accoppiata alla colonna interna alla base, a metà altezza ed in sommità.

Si riporta estratto del tabulato di verifica per l'elemento più sollecitato.

#### 3.3.4.1 Caratteristiche geometriche

Lunghezza: 615

Nodo iniziale: 19 Nodo finale: 736

Cerniera iniziale: Svincolo: M3 Cerniera finale: Svincolo: M3

Sovraresistenza: 0% Sisma Z: No

#### 3.3.4.2 Caratteristiche della sezione

Sezione	Rotazione	Area	Jx	Jy	ix	iy	Wx	Wy	Wplx	Wply
HEA160	0	38.82	1674.7	615.62	6.57	3.98	220.36	76.95	245.43	117.67

#### 3.3.4.3 Verifiche di resistenza

Verifiche a forza assiale §4.2.4.1.2.1 - §4.2.4.1.2.2 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	NEd	Nc,Rd	Nt,Rd	Riduzione da taglio	px	py	Verifica
315	SLU 6	0.245	1	-24956.2	101662.9		1	0	0	Si

Verifica a taglio X §4.2.4.1.2.4 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento	VEd	Vc,Rd	Av	Interazione taglio-torsione	Riduzione torsione	Verifica
315	SLU 4	0.009	-407.3	46506	30.78	Considerata	1	Si

Verifica a taglio Y §4.2.4.1.2.4 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento	VEd	Vc,Rd	Av	Interazione taglio-torsione	Riduzione torsione	Verifica
315	SLV 11	0.019	385.2	20039.7	13.26	Considerata	1	Si

Verifica a presso/tenso flessione retta X §§ 4.2.4.1.2.3 - 4.2.4.1.2.6 - 4.2.4.1.2.7 - 4.2.4.1.2.8 NTC18

Verifiche eseguite utilizzando la formula conservativa (6.2) §6.2.1 EN 1993-1-1:2005.

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	NEd	NRd	Rid. NRd da VEd	Mx,Ed	Mx,Rd	Rid. Mx,Rd da VEd	Rid. Mx,Rd da NEd	px	py	Verifica
---	-------	--------------	--------	-----	-----	-----------------	-------	-------	-------------------	-------------------	----	----	----------

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	NEd	NRd	Rid. NRd da VEd	Mx,Ed	Mx,Rd	Rid. Mx,Rd da VEd	Rid. Mx,Rd da NEd	$\rho_x$	$\rho_y$	Verifica
315	SLU 6	0.33	1	-24956.2	101662.9	1	-54276	642783	1		0	0	Si

Verifica a presso/tenso flessione retta Y §§ 4.2.4.1.2.3 - 4.2.4.1.2.6 - 4.2.4.1.2.7 - 4.2.4.1.2.8 NTC18

Verifiche eseguite utilizzando la formula conservativa (6.2) §6.2.1 EN 1993-1-1:2005.

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	NEd	NRd	Rid. NRd da VEd	My,Ed	My,Rd	Rid. My,Rd da VEd	Rid. My,Rd da NEd	$\rho_x$	$\rho_y$	Verifica
0	SLU 4	0.171	1	-6547.6	101662.9	1	-32699	308186	1		0	0	Si

Verifica a presso/tenso flessione deviata §§ 4.2.4.1.2.3 - 4.2.4.1.2.6 - 4.2.4.1.2.7 - 4.2.4.1.2.8 NTC18

Verifiche eseguite utilizzando la formula conservativa (6.2) §6.2.1 EN 1993-1-1:2005.

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	NEd	NRd	Rid. NRd da VEd	Mx,Ed	Mx,Rd	My,Ed	My,Rd	Rid. Mx,Rd da VEd	Rid. Mx,Rd da NEd	Rid. My,Rd da VEd	Rid. My,Rd da NEd	$\alpha$	$\beta$	$\rho_x$	$\rho_y$	Verifica
315	SLU 4	0.398	1	-12899.2	101662.9	1	-6751	642783	80458	308186	1		1				0	0	Si

### 3.3.4.4 Verifiche ad instabilità

#### Caratteristiche iniziali

Membratura principale per controllo snellezza; Calcolo di snellezze ed N critici condotti secondo gli assi principali;

Curva X: b; Curva Y: c;

Svergolamento: Nessuno; verifica a instabilità flesso-torsionale (svergolamento) non richiesta dall'utente.

#### Dati per instabilità attorno a x

Controllo della snellezza secondo §4.2.4.1.3.1 NTC18

Numero rit.	Presente	Ascissa	Campata	$\beta_x/m$	Vincolo a entrambi estremi	$\lambda_x/m$	$\lambda_{Ver}$
1	Si	0					
			1-2	1	Si	45.7	Si, (<200)
2	Si	300					
			2-3	1	Si	48	Si, (<200)
3	Si	615					

#### Dati per instabilità attorno a y

Controllo della snellezza secondo §4.2.4.1.3.1 NTC18

Numero rit.	Presente	Ascissa	Campata	$\beta_y/n$	Vincolo a entrambi estremi	$\lambda_y/n$	$\lambda_{Ver}$
1	Si	0					
			1-2	1	Si	75.3	Si, (<200)
2	Si	300					
			2-3	1	Si	79.1	Si, (<200)
3	Si	615					

Verifica di stabilità per pressoflessione §C.4.2.4.1.3.3.2 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	NEd	NRk	Mx,Ed max	Mx,Rk	My,Ed max	My,Rk	$\chi_x$	$\chi_y$	k <sub>xx</sub>	k <sub>xy</sub>	k <sub>yx</sub>	k <sub>yy</sub>	$\chi_{LT}$	Verifica
315	SLU 6	0.455	1	-24956.2	106746.1	54275.7	674922.6	0.2	323595.1	0.86	0.593	0.819	0.432	0.492	0.721		Si

Verifica di stabilità a taglio anima Y §4.2.4.1.2.4 [4.2.27] NTC18

$\eta$	hw	tw	hw/tw max	Verifica
1.2	13.4	0.6	55.46	Si

### 3.3.5 Verifica collegamento trave-colonna

Il meccanismo che lega trave e colonna è schematizzabile con un comportamento "a leva" in cui una colonna

lavora come puntone e l'altra come tirante. Colonna e trave sono interconnesse con una piastra di sp.15 mm e n.4 buloni M16-8.8.

Le azioni sollecitanti peggiori si desumono dal modello FEM.

La massima trazione agente vale:  $N_{Sd} = 19768 \text{ daN}$

Resistenza a trazione del bullone:  $f_{t,Rd} = 0,9 f_t A_{res} / 1,25 = 0,9 \times 8000 \times 1,57 / 1,25 = 9043 \text{ daN}$

Resistenza del collegamento:  $N_{Sd} = 4 \times 9043 = 36172 \text{ daN} > 19768 \text{ daN}$

La verifica è soddisfatta.

### 3.3.6 Verifica collegamento intermedio

Il collegamento al piano tribuna in c.a. serve da ritegno nei confronti dello sbandamento laterale; quindi trasferisce sollecitazioni orizzontali flessionali e taglianti.

Le azioni sollecitanti peggiori si desumono dal modello FEM (SLU4).

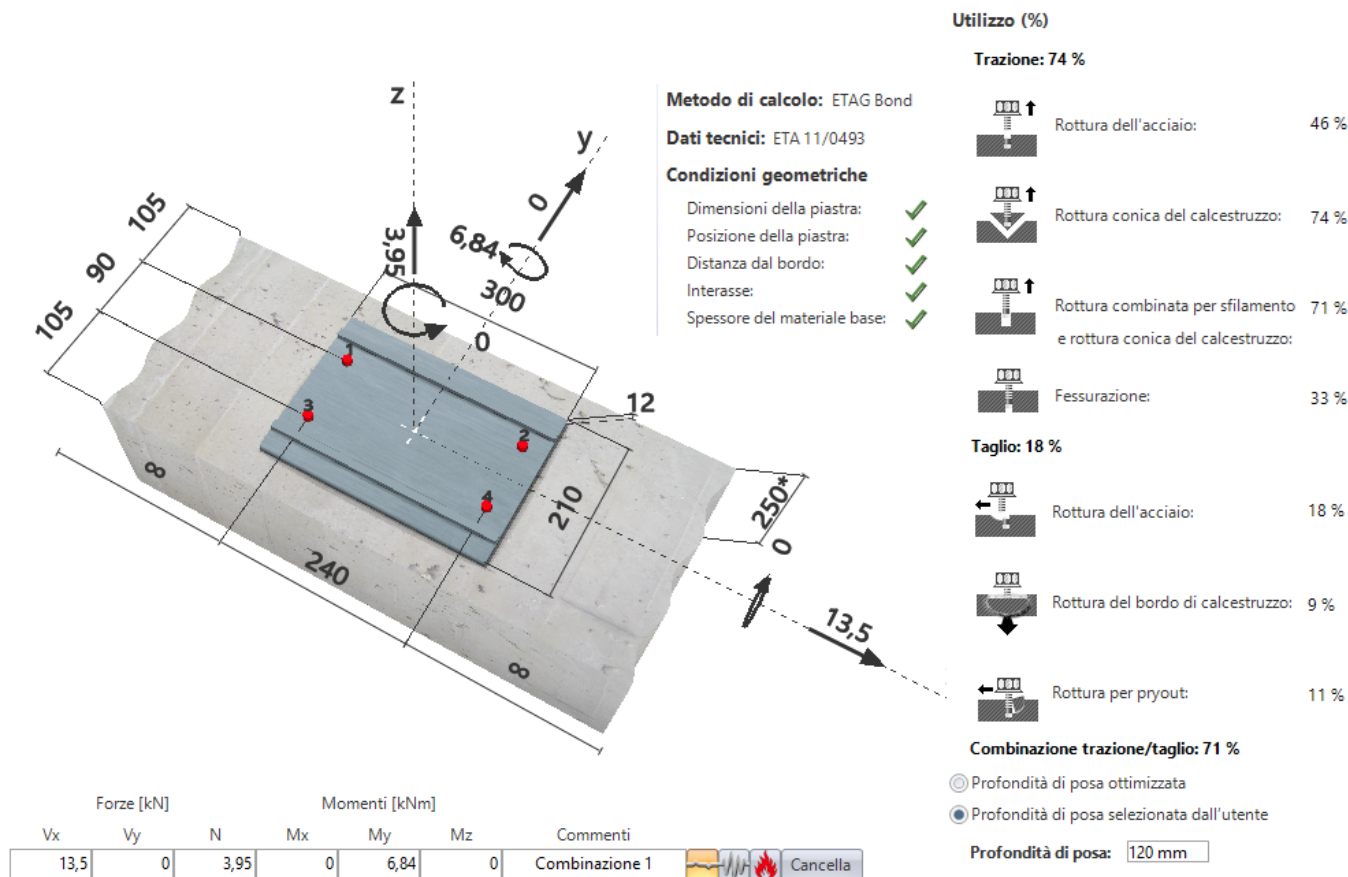
Il momento flettente orizzontale vale:  $M_{Sd} = 684 \text{ daNm}$

Lo sforzo di taglio orizzontale vale:  $V_{Sd} = 1349 \text{ daN}$

Lo sforzo di trazione vale:  $N_{Sd} = 395 \text{ daN}$

La verifica del collegamento viene condotta con il software Profis Anchor di Hilti.

Protocollo Comune di Venezia c\_1736 PG/2026/0113526 del 27/02/2026 - Pag. 45 di 59

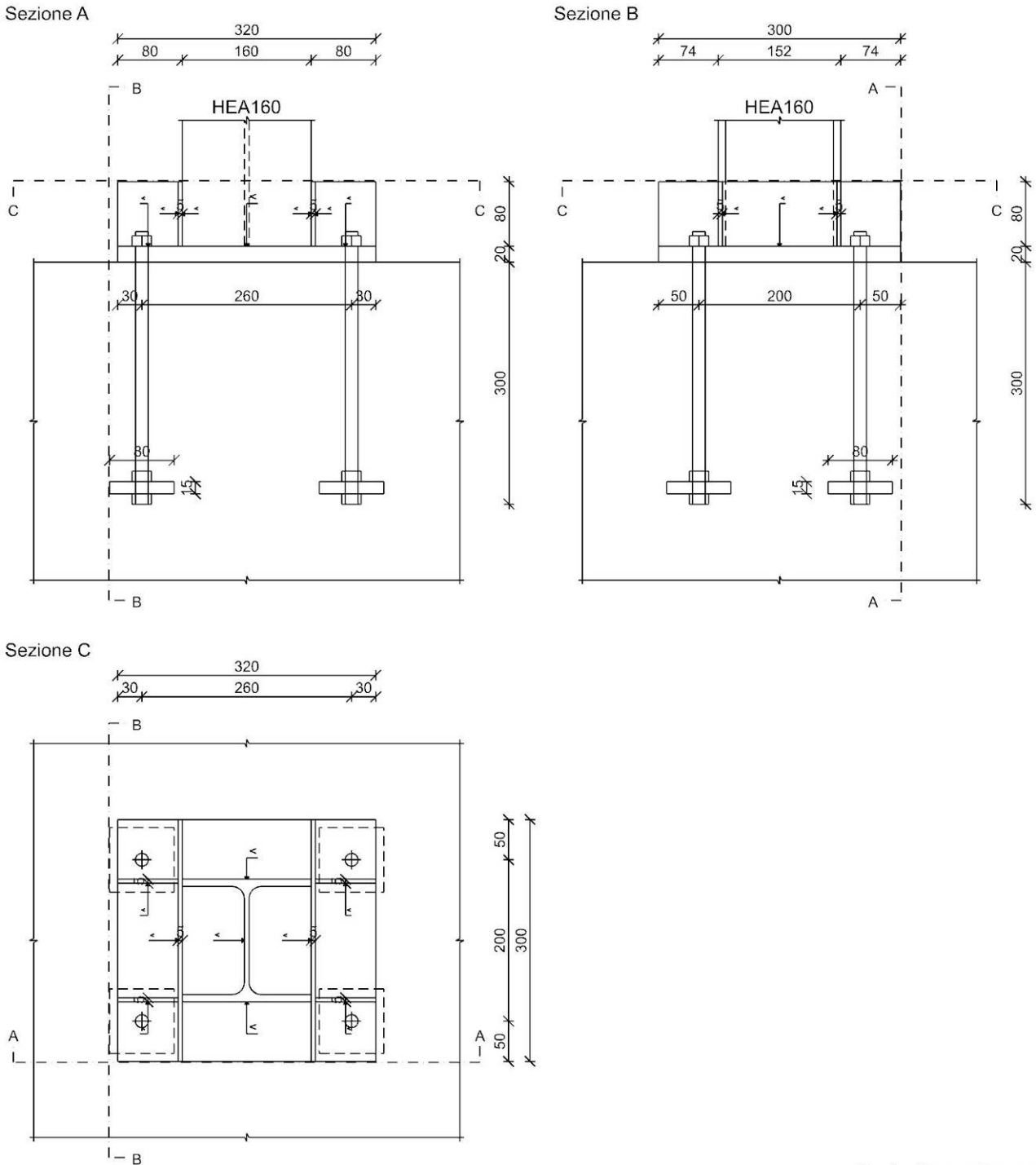


La verifica è soddisfatta.

**3.3.7 Verifica collegamento di base.**

Anche in questo caso lo schema adottato prevede che una colonna risulti compressa e l'altra tesa; il collegamento è realizzato con una piastra nervata di base, sp.15 mm, e n.4 tirafondi a barra filettata M16-8.8, inghisati alla fondazione per una profondità di 30 cm e con terminazione a contropiastra quadrata 80x80x10 mm.

Si riporta la verifica del collegamento, effettuata mediante il postprocessore specifico di Sismicad.



Quote disegno in mm

**3.3.7.1 Dati generali**

Piastre e ancoranti

Piastra materiale S275 (fy = 27.5; fu = 43) spessore: 20

Irrigidimenti superiori materiale S275 (fy = 27.5; fu = 43) spessore: 5

Ancoranti di tipo Tirafondo barre alta resistenza M16 classe EC 8.8 (fub = 80) attivi solo a trazione sollecitati sul filetto

Diametro fori 17

Ancoraggio con rosette materiale S275 (fy = 27.5; fu = 43) spessore: 15

N° tirafondi: 4

Computo dei pesi

Piastra: 15.07

Irrigidimento superiore: 1.41

Rosette: 3.01

Tirafondi: 2.54

Peso totale della connessione: 22.04

Esposizione a fenomeni corrosivi o ambientali

Collegamento esposto a fenomeni corrosivi o ambientali

Riferimenti per le verifiche

Direzione X: direzione ortogonale all'asse dell'elemento portato e giacente nel piano delle ali dell'elemento portato.

Direzione Y: direzione ortogonale all'asse dell'elemento portato e giacente nel piano dell'anima dell'elemento portato.

Indici degli ancoranti: l'ancorante con indice 1 è quello con coordinata x minima e y massima, gli indici aumentano progressivamente con le colonne e successivamente con le righe di ancoranti.

Caratteristiche elementi collegati

Coll.	Elemento portato	Elemento portante		Aste collegate	
		Descrizione	Profilo	Materiale	Descrizione
1	Colonna in acciaio tronco Fondazione - Piano 5 (1004.2; -26.2) [cm]	HEA16 0	S275	Trave C.A. livello Fondazione (1003.9; -78.2) (1004.1; 266.8) [cm]	C25/30

Sollecitazioni di verifica nelle combinazioni

Coll.	Comb.	F1	F2	F3	M1	M2	M3
1	SLU 2	-7303	76	0	0	-318	0
1	SLU 8	14312	-214	0	0	-141	0
1	SLV 14	2887	-37	271	303	-202766	0
1	SLV 16	4219	-95	271	303	-202641	0

3.3.7.2 Verifiche delle distanze dai bordi degli ancoranti Tab.4.2.XVIII NTC18

Piatto	Direzione della forza	Verifica e1 minima			Verifica e1 massima			Verifica e2 minima			Verifica e2 massima		
		e1,min.	e1,min,lim.	Verifica	e1,max.	e1,max,lim.	Verifica	e2,min.	e2,min,lim.	Verifica	e2,max.	e2,max,lim.	Verifica
1	Y	50	20.4	Si	50	120	Si	30	20.4	Si	30	120	Si
1	X	30	20.4	Si	30	120	Si	50	20.4	Si	50	120	Si

3.3.7.3 Verifiche degli interassi degli ancoranti Tab.4.2.XVIII NTC18

Piatto	Direzione della forza	Verifica p1 minimo			Verifica p1 massimo			Verifica p2 minimo			Verifica p2 massimo		
		p1,min.	p1,min,lim.	Verifica	p1,max.	p1,max,lim.	Verifica	p2,min.	p2,min,lim.	Verifica	p2,max.	p2,max,lim.	Verifica
1	Y	200	37.4	Si				260	40.8	Si			
1	X	260	37.4	Si				200	40.8	Si			

3.3.7.4 Verifiche degli ancoranti

## Verifica a taglio degli ancoranti §4.2.8.1.1 NTC18

Fv,Ed	Fv,Rd	av	Area resistente	ftbk	ab	fyb	F1,vb, Rd	F2,vb, Rd	Tipo collegamento	$\beta$ lf	Comb.	Coll.	Sfrutt.	Verifica
72	2436	0.6	157	80	0.0025	64	60.288	24.919	Lungo	0.98	SLV 16	1	0.0297	Si

## Verifiche a trazione degli ancoranti §4.2.8.1.1 NTC18

Ft,Ed	Ft,Rd	k2	ftbk	A.res.t	Comb.	Coll.	Sfrutt.	Verifica
3578.2	9043.2	0.9	80	157	SLU 8	1	0.3957	Si

## Verifiche a trazione e taglio degli ancoranti §4.2.8.1.1 NTC18 § 6.2.2(7) EN 1993-1-8:2005 + AC:2009

Ft,Ed	Ft,Rd	k2	Fv,Ed	Fvb,Rd	F1,vb,Rd	F2,vb,Rd	A.res.t	A.res.v	Comb.	Coll.	Sfrutt.	Verifica
3578.2	9043.2	0.9	53.6	2491.9	6028.8	2491.9	157	157	SLU 8	1	0.3041	Si

## Verifiche a rifollamento §4.2.8.1.1 NTC18

Dir.	Fv,Ed	Fb,Rd	k	$\alpha$	ftk	t	d	X	Y	Comb.	Coll.	Sfrutt.	Verifica
X	68	16188	2.5	0.588	43	20	16	-130	100	SLV 14	1	0.0042	Si
Y	54	26980	2.5	0.98	43	20	16	-130	100	SLU 8	1	0.002	Si

## Verifica a block tearing § 3.10.2 EN 1993-1-8:2005 + AC:2009

FvEdX	Veff,RdX	Ant,X	Anv,X	FvEdY	Veff,RdY	Ant,Y	Anv,Y	Indici bulloni	Tipo di verifica	fu	fy	Elemento	Comb.	Coll.	Sfrutt.	Verifica
68	20778	830	430	23	19946	430	830	2	CE	43	27.5	1	SLV 16	1	0.0044	Si

## Verifica a punzonamento §4.2.8.1.1 NTC18

Ft,Ed	Bp,Rd	dm	tp	ftk	Comb.	Coll.	Sfrutt.	Verifica
3578	31124	24	20	43	SLU 8	1	0.115	Si

## Verifica pressione sulla piastra di ancoraggio del tirafondo § 6.2.6.12 (6) EN 1993-1-8:2005 + AC:2009

NEd	A netta	$\sigma$ Ed	fcd	Comb.	Coll.	Sfrutt.	Verifica
35782.5	6199	0.5772	1.411	SLU 8	1	0.4091	Si

3.3.7.5 Verifiche di resistenzaPiatto della rosetta

## Verifica a taglio in direzione X/M §4.2.4.1.2.4 NTC18

VEd	Vc, Rd	Av	Comb.	Coll.	Sfrutt.	Verifica
1847	14289	945	SLU 8	1	0.1293	Si

## Verifica a presso/tenso flessione retta Y §§ 4.2.4.1.2.3 - 4.2.4.1.2.6 - 4.2.4.1.2.7 - 4.2.4.1.2.8 NTC18

Cl	Sforzo normale			Momento My				px	py	Comb.	Coll.	Sfrutt.	Verifica
	NEd	NRd	Rid. NRd da VEd	My,Ed	My,Rd	Rid. My,Rd da VEd	Rid. My,Rd da NEd						
1				36943	92813	1	1	0	0	SLU 8	1	0.398	Si

Irrigidimento superiore

## Verifica a taglio in direzione Y/N §4.2.4.1.2.4 NTC18

VEd	Vc,Rd	Av	Comb.	Coll.	Sfrutt.	Verifica
-3578	5444	360	SLU 8	1	0.6573	Si

## Verifica a presso/tenso flessione retta X §§ 4.2.4.1.2.3 - 4.2.4.1.2.6 - 4.2.4.1.2.7 - 4.2.4.1.2.8 NTC18

Cl	Sforzo normale			Momento Mx				px	py	Comb.	Coll.	Sfrutt.	Verifica
	NEd	NRd	Rid. NRd da VEd	Mx,Ed	Mx,Rd	Rid. Mx,Rd da VEd	Rid. Mx,Rd da NEd						
1				161021	819640	0.9	1	0	0.1	SLU 8	1	0.1965	Si

3.3.7.6 Verifica delle saldatureCaratteristiche delle saldature

Tipo di saldatura tra piastra, asta portata ed eventuali irrigidimenti: Completa penetrazione

Le saldature a completa penetrazione e a completo ripristino di resistenza non necessitano di verifiche §4.2.8.2.1 NTC18

### 3.3.7.7 Verifica resistenza elastica a momento della piastra

mEd	Spessore	W elastico	f <sub>yd</sub>	mRd	Comb.	Coll.	Sfrutt.	Verifica
1193	20	67	26.1905	1746	SLU 8	1	0.6833	Si

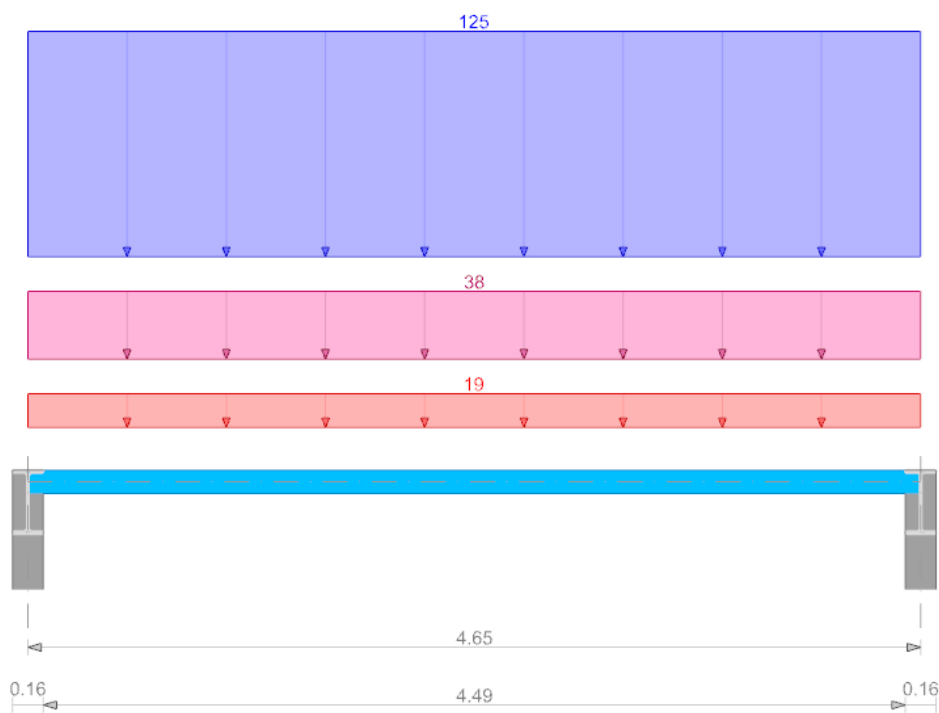
### 3.3.7.8 Verifica pressione della piastra sul calcestruzzo § 6.2.5 (7) EN 1993-1-8:2005 + AC:2009

σ <sub>c,Ed</sub>	c	f <sub>jd</sub>	Comb.	Coll.	Sfrutt.	Verifica
-0.0958	35.2	1.7506	SLU 2	1	0.0547	Si

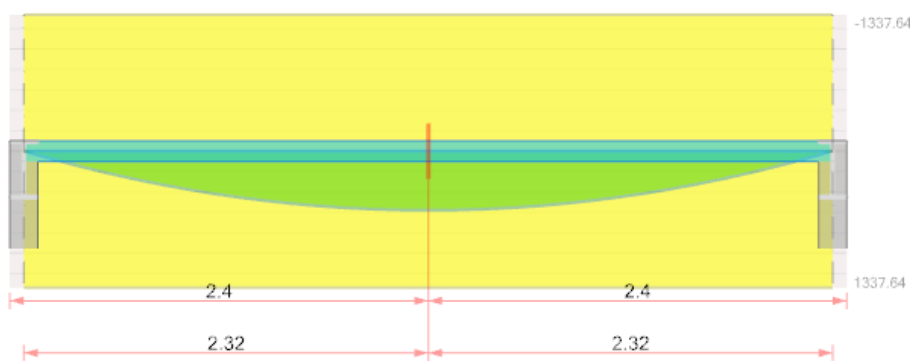
### 3.3.8 Verifica ordito di copertura

L'ordito è costituito da profili in tubo quadro 120x80x4 ad interasse di 125 cm, calcolati secondo lo schema di trave su 2 appoggi ad interasse 4,65m.

Si riportano le rappresentazioni grafiche delle verifiche più significative condotte.



Schemi di carico



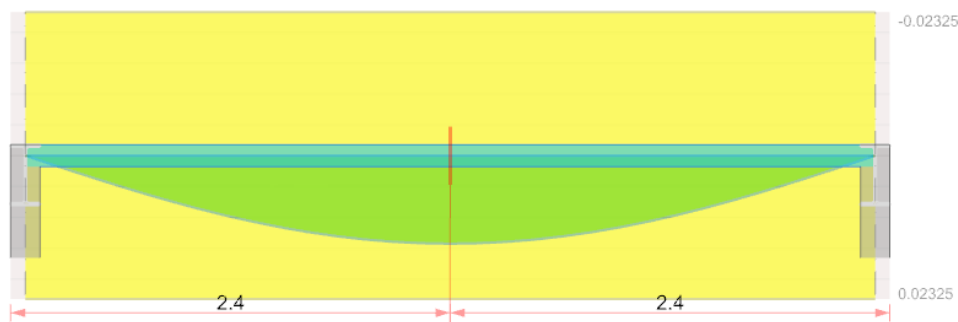
Verifica di flessione

Sezione in campata 1, X rel. 2.325, X ass. 2.405

Verifica stato limite ultimo

$M_{x,Rd+} = 1337.64$   
 $M_{x,Ed+} = 579.75 < M_{x,Rd+}$

$M_{x,Rd-} = -1337.64$   
 $M_{x,Ed-} = 0$



Sezione in campata 1, X rel. 2.325, X ass. 2.405	
Verifica freccia rara	
Limite+ = 0.02325	Freccia+ = 0.014272 < Limite+
Limite- = -0.02325	Freccia- = 0.004429

Verifica di deformazione

Sull'elemento a sbalzo (luce di 1,7 m) la sollecitazione è inferiore, mentre è superiore la sollecitazione sui giunti bullonati. Si verifica quindi il collegamento in questa condizione, più gravosa.

Carico agente SLU:  $q_{slu} = 1,3 \times 19 + 1,5 \times 38 + 1,5 \times 125 = 269 \text{ daN/m}$

Momento flettente:  $M_{Sd} = 269 \times 1,7^2 / 2 = 389 \text{ daNm}$

Sforzo di taglio:  $V_{Sd} = 269 \times 1,7 = 457 \text{ daN}$

Il collegamento è costituito da 2 bulloni M12-8.8 a due sezioni resistenti, con interasse di 65 mm

Su ciascuna sezione resistente agisce quindi:

Azione di taglio verticale:  $f_{z,Sd} = 457 / 4 = 114 \text{ daN}$

Azione di taglio orizzontale:  $f_{h,Sd} = 38900 / 6,5 / 2 = 2992 \text{ daN}$

L'azione tagliante vale complessivamente:  $f_{v,Sd} = 2992^2 + 114^2 = 2994 \text{ daN}$

Resistenza a trazione M12:  $f_{t,Rd} = 0,6 f_t A_{res} / 1,25 = 0,6 \times 8000 \times 0,84 / 1,25 = 3226 \text{ daN} > 2994 \text{ daN}$

Resistenza a rifollamento:  $f_{bd} = k \alpha t d f_{yk} / 1,05 = 2,5 \times 1 \times 0,4 \times 1,2 \times 4300 / 1,25 = 4128 \text{ daN} > 2994 \text{ daN}$

La verifica è soddisfatta.

### 3.3.9 Verifica controventi di falda.

Sono realizzati con tiranti in tondo da 12 mm, ancorati alle travi mediante paletta di sp.8 mm e un bullone M16-8.8 a taglio.

Le sollecitazioni si prendono dai risultati di modello e si raddoppiano, in considerazione del fatto che i tiranti compressi si instabilizzeranno e quindi daranno contributo nullo.

La massima trazione agente vale:  $N_{Sd} = 2 \times 227 = 454 \text{ daN}$

Resistenza a trazione tondo 12 mm:  $f_{t,Rd} = f_y A / 1,05 = 2750 \times 1,13 / 1,05 = 2959 \text{ daN} > 454 \text{ daN}$

Resistenza a trazione filetto M12:  $f_{t,Rd} = 0,6 f_t A_{res} / 1,25 = 0,6 \times 4300 \times 0,84 / 1,25 = 1733 \text{ daN} > 454 \text{ daN}$

Resistenza a taglio M16:  $f_{v,Rd} = 0,6 f_t A_{res} / 1,25 = 0,6 \times 8000 \times 1,57 / 1,25 = 6023 \text{ daN} > 454 \text{ daN}$

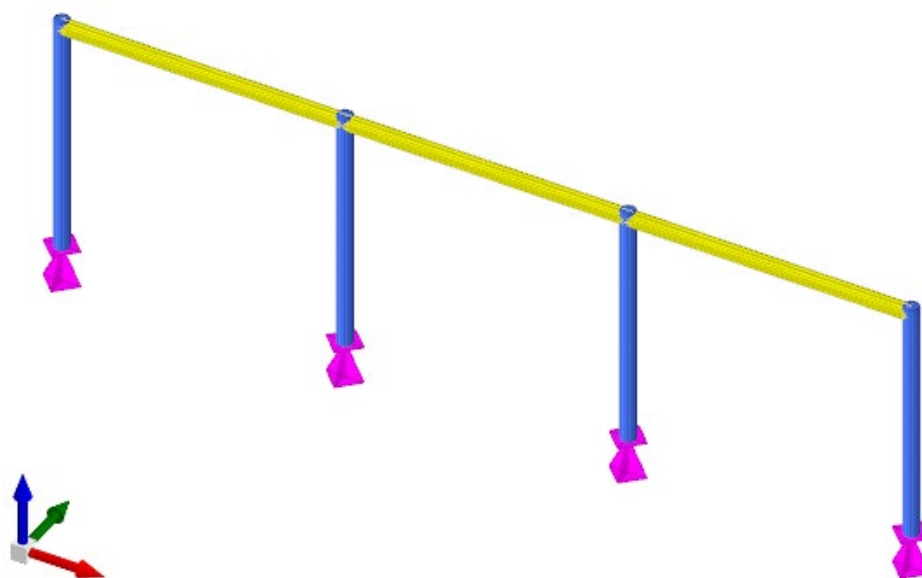
Le verifiche sono soddisfatte.

### 3.4 Verifica del parapetto metallico

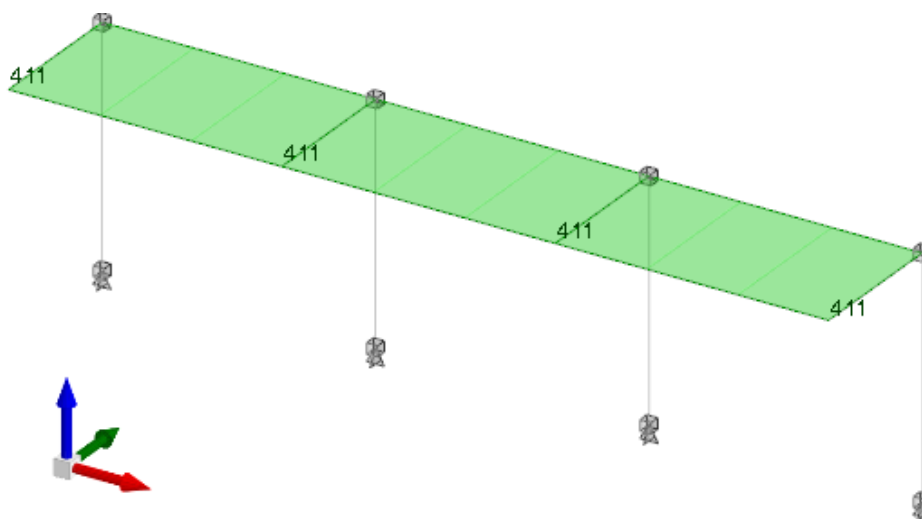
Per il dimensionamento delle strutture principali del parapetto metallico si redige un modello ad elementi finiti che riproduce un pannello tipo, così caratterizzato:

- Montanti e corrimano in tubo tondo 76.1x6.0 mm in acciaio S275-JR
- Luce complessiva 4,5m, interasse montanti 1,5 m, altezza parapetto 1,20 m + 0,10 m (metà spessore soletta)
- Azione spingente sul corrimano di 300 daN/m, peso verticale 30 daN/m

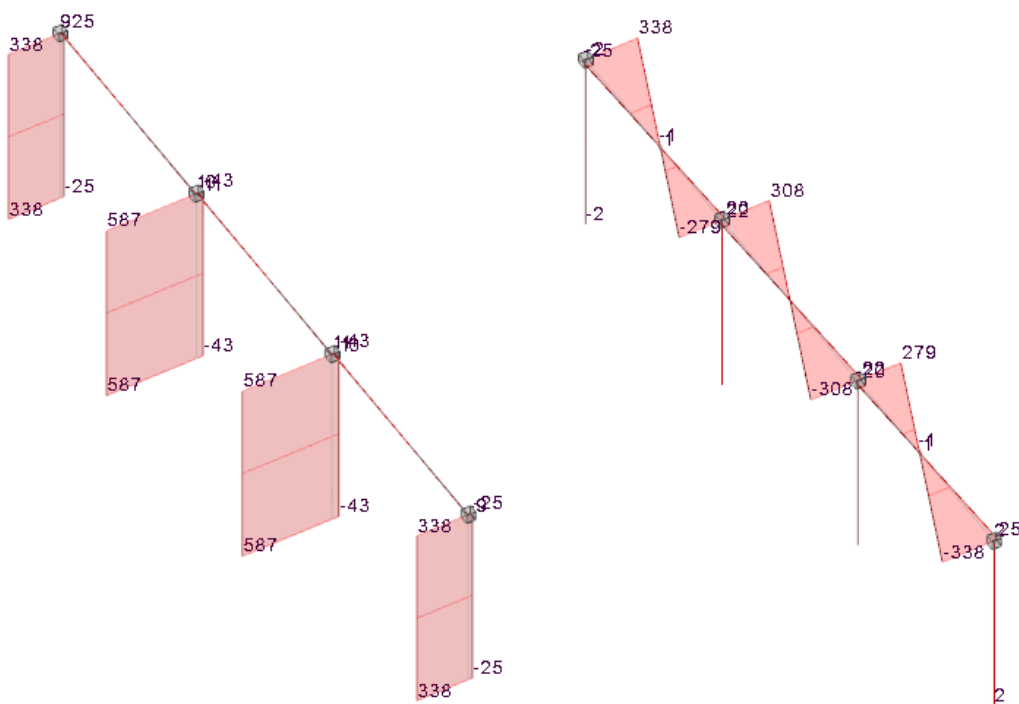
Si riportano alcune immagini esplicative del modello utilizzato.



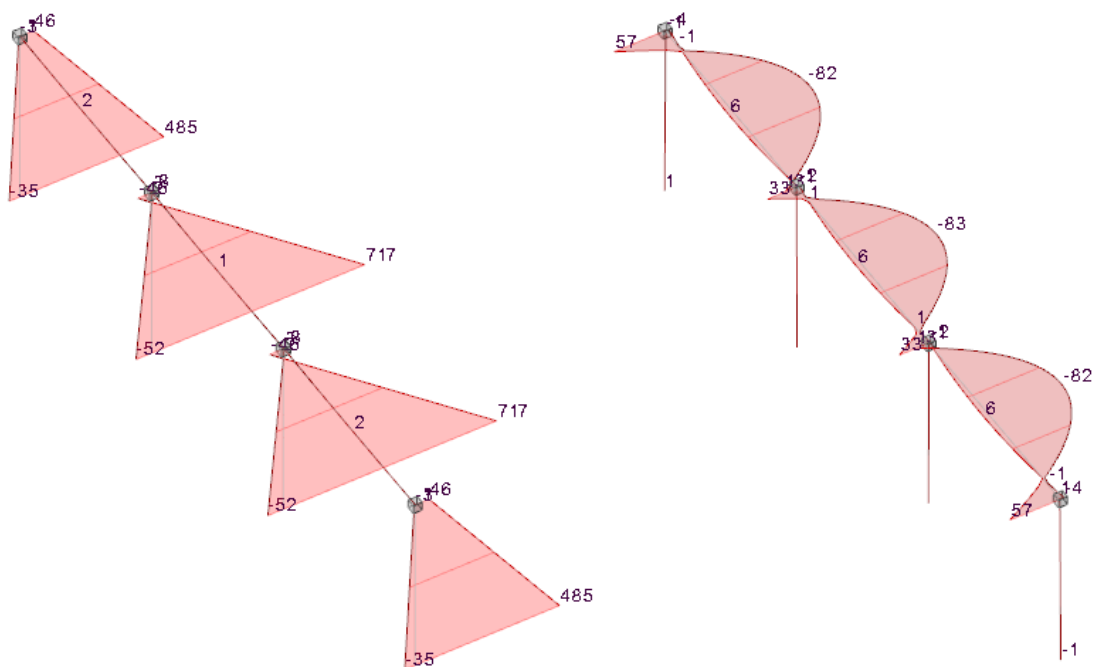
*Modello Strutturale*



*Carichi massimi allo SLU*



Diagrammi di taglio (daN)



Diagrammi di momento flettente (daNm)

L'elemento più sollecitato è il montante centrale, di cui si riporta l'estratto del tabulato di verifica.

### 3.4.1.1 Caratteristiche geometriche

Lunghezza: 130

Nodo iniziale: 3 Nodo finale: 7

Cerniera iniziale: No Cerniera finale: No

Sovraresistenza: 0% Sisma Z: No

### 3.4.1.2 Caratteristiche della sezione

Sezione	Rotazione	Area	Jx	Jy	ix	iy	Wx	Wy	Wplx	Wply
EN10219 76,1x6	0	13.21	81.76	81.76	2.49	2.49	21.49	21.49	29.56	29.56

### 3.4.1.3 Verifiche di resistenza

#### Verifiche a forza assiale §4.2.4.1.2.1 - §4.2.4.1.2.2 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	NEd	Nc,Rd	Nt,Rd	Riduzione da taglio	px	py	Verifica
0	SLU 8	0.001	1	-38.7	34606.9		1	0	0	Si

#### Verifica a taglio Y §4.2.4.1.2.4 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento	VEd	Vc,Rd	Av	Interazione taglio-torsione	Riduzione torsione	Verifica
130	SLU 8	0.047	587.2	12362.3	8.41	Considerata	0.97	Si

#### Verifica a torsione §4.2.4.1.2.5 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento torsione	TEd	TRd	Riduzione taglio resistente	Sfruttamento taglio-torsione	τEd,totale	τRd	Verifica
130	SLU 8	0.028	1968.3	70030.9	Considerata				Si

#### Verifica a presso/tenso flessione retta X §§ 4.2.4.1.2.3 - 4.2.4.1.2.6 - 4.2.4.1.2.7 - 4.2.4.1.2.8 NTC18

Verifiche eseguite utilizzando la formula conservativa (6.2) §6.2.1 EN 1993-1-1:2005.

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	NEd	NRd	Rid. NRd da VEd	Mx,Ed	Mx,Rd	Rid. Mx,Rd da VEd	Rid. Mx,Rd da NEd	px	py	Verifica
0	SLU 8	0.927	1	-38.7	34606.9	1	-71698	77409	1		0	0	Si

#### Verifica a presso/tenso flessione deviata §§ 4.2.4.1.2.3 - 4.2.4.1.2.6 - 4.2.4.1.2.7 - 4.2.4.1.2.8 NTC18

Verifiche eseguite utilizzando la formula conservativa (6.2) §6.2.1 EN 1993-1-1:2005.

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	NEd	NRd	Rid. NRd da VEd	Mx,Ed	Mx,Rd	My,Ed	My,Rd	Rid. Mx,Rd da VEd	Rid. Mx,Rd da NEd	Rid. My,Rd da VEd	Rid. My,Rd da NEd	α	β	px	py	Verifica
130	SLU 8	0.061	1	-21.2	34606.9	1	4636	77409	-26	77409	1		1				0	0	Si

### 3.4.1.4 Verifiche ad instabilità

#### Caratteristiche iniziali

Membratura principale per controllo snellezza; Calcolo di snellezze ed N critici condotti secondo gli assi principali;

Curva X: c; Curva Y: c;

#### Dati per instabilità attorno a x

##### Controllo della snellezza secondo §4.2.4.1.3.1 NTC18

Numero rit.	Presente	Ascissa	Campata	βx/m	Vincolo a entrambi estremi	λx/m	λVer
1	Si	0					
			1-2		2	104.5	Si, (<200)
2	Si	130					

#### Dati per instabilità attorno a y

##### Controllo della snellezza secondo §4.2.4.1.3.1 NTC18

Numero rit.	Presente	Ascissa	Campata	βy/n	Vincolo a entrambi estremi	λy/n	λVer
1	Si	0					
			1-2		2	104.5	Si, (<200)
2	Si	130					

#### Verifica di stabilità per pressoflessione §C.4.2.4.1.3.3.2 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	NEd	NRk	Mx,Ed max	Mx,Rk	My,Ed max	My,Rk	χx	χy	kxx	kxy	kyy	χLT	Verifica

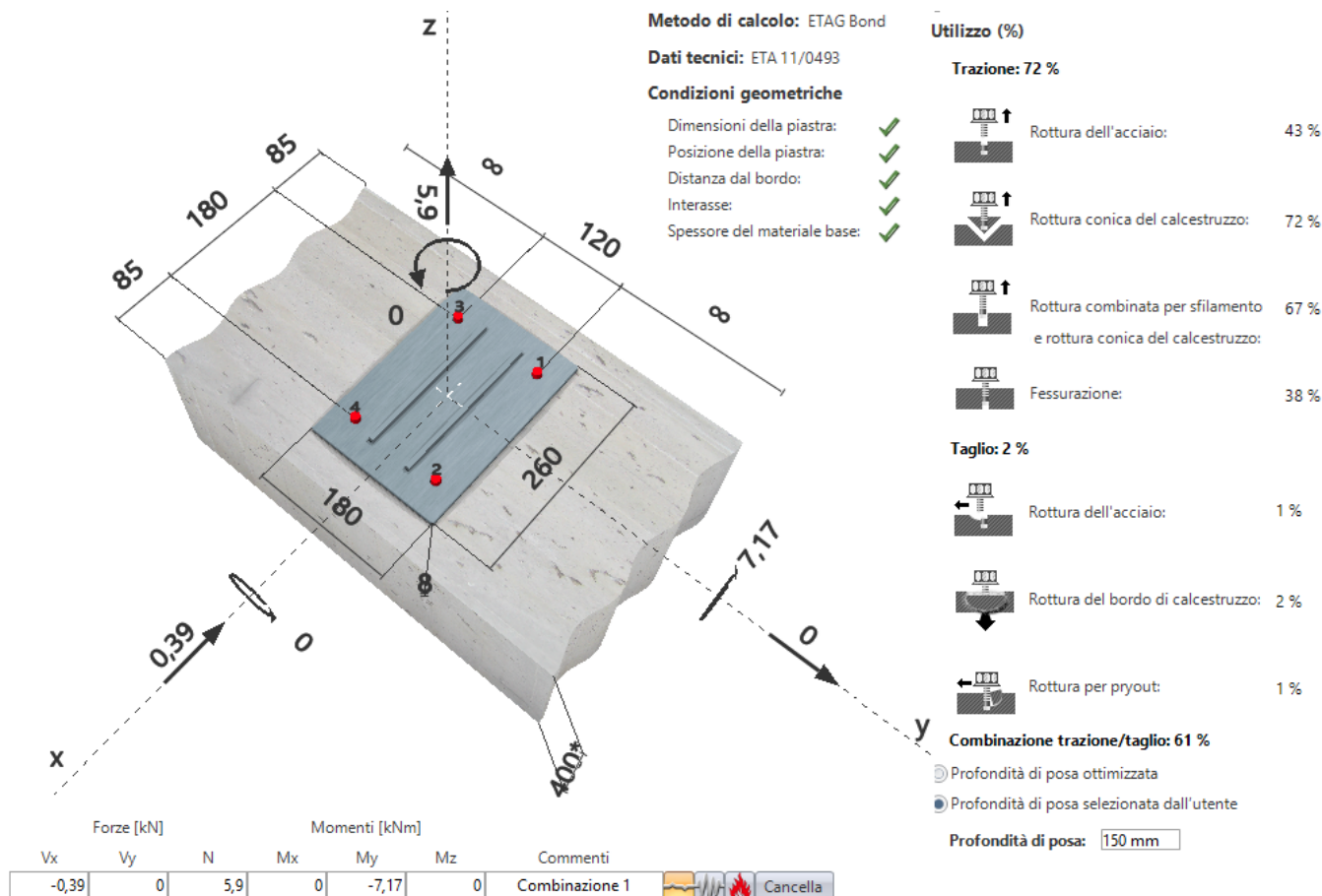
0	SLU 8	0.838	1	-38.7	36337.2	71698	81279.2	25.5	81279.2	0.432	0.432	0.902	0.541	0.541	0.902		Si
---	-------	-------	---	-------	---------	-------	---------	------	---------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	--	----

### 3.4.2 Verifica ancoraggio montanti

Il montante è vincolato alla trave in c.a. di sezione 20x35 cm, e alla soletta di calpestio della tribuna, mediante una piastra di sp.8mm e n.4 barre fil.M12-8.8 inghisate per una profondità di 150 mm mediante resina Hilti Hit-HY200A. Si riporta l'estratto della verifica condotta mediante in software Profis Anchor di Hilti.

#### 1 Dati da inserire

**Tipo e dimensione dell'ancorante:** HIT-HY 200-A + HIT-V (8.8) M12  
**Profondità di posa effettiva:**  $h_{ef,act} = 150 \text{ mm}$  ( $h_{ef,limit} = - \text{ mm}$ )  
**Materiale:** 8.8  
**Certificazione No.:** ETA 11/0493  
**Emesso l Valido:** 03/02/2017 | -  
**Prova:** metodo di calcolo ETAG BOND (EOTA TR 029)  
**Fissaggio distanziato:**  $e_b = 0 \text{ mm}$  (Senza distanziamento);  $t = 8 \text{ mm}$   
**Piastra d'ancoraggio:**  $l_x \times l_y \times t = 260 \text{ mm} \times 180 \text{ mm} \times 8 \text{ mm}$ ; (Spessore della piastra raccomandato: non calcolato)  
**Profilo:** Doppia Barra d'acciaio; (L x W x T) = 200 mm x 60 mm x 6 mm  
**Materiale base:** non fessurato calcestruzzo, C30/37,  $f_{c,cube} = 37,00 \text{ N/mm}^2$ ;  $h = 400 \text{ mm}$ , Temp. Breve/Lungo: 0/0 °C  
**Installazione:** Foro eseguito con perforatore, Condizioni di installazione: saturo d'acqua  
**Armatura:** nessuna armatura o interasse tra le armature  $\geq 150 \text{ mm}$  (qualunque  $\emptyset$ ) o  $\geq 100 \text{ mm}$  ( $\emptyset \leq 10 \text{ mm}$ ) con armatura di bordo longitudinale  $d \geq 12$



La verifica è soddisfatta anche nella zona di accoppiamento dei due montanti laterali, per cui la sollecitazione flessionale vale  $M = 2x485 = 970 \text{ daNm}$  e quindi l'indice di sfruttamento peggiore vale  $i = 72\% \times (970/717) = 97\%$ .

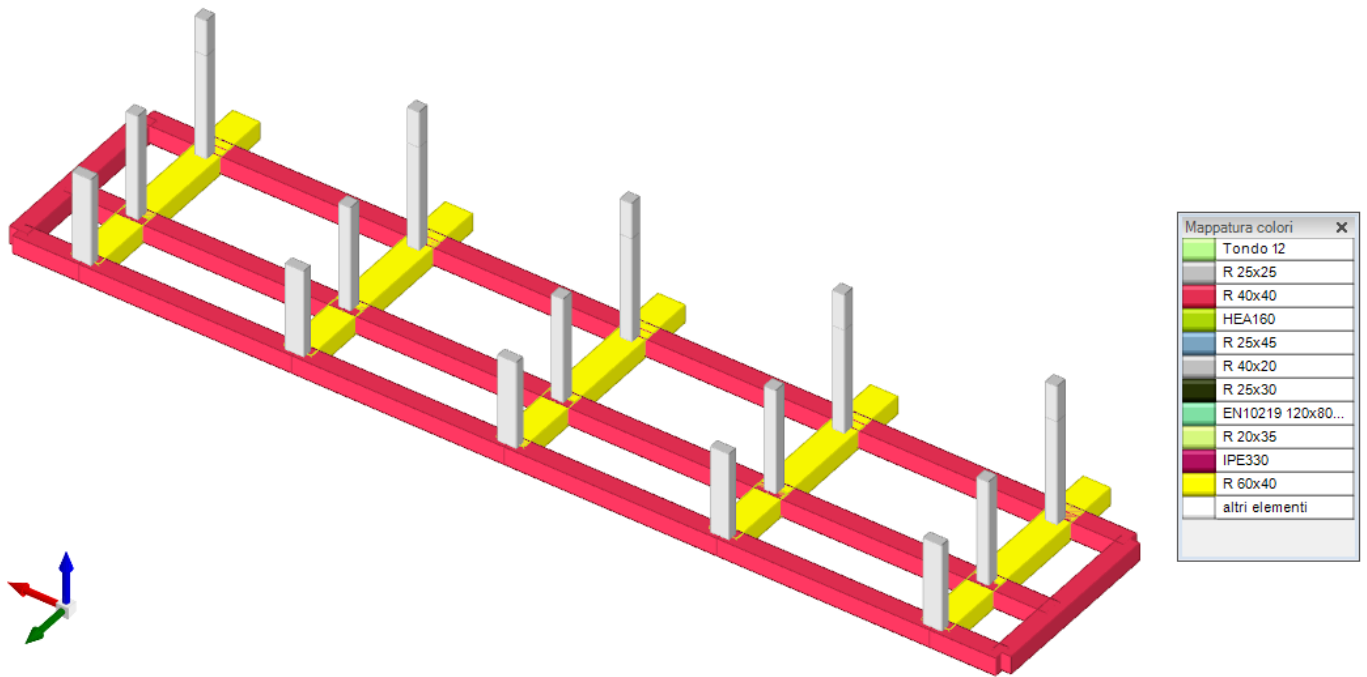
## CAP.4 VERIFICA DELLE FONDAZIONI

Per il dimensionamento e verifica delle fondazioni si tengono in considerazione le caratteristiche di deformabilità del suolo, impiegando una costante di Winkler  $k_w = 3,0 \text{ kg/cmc}$ .

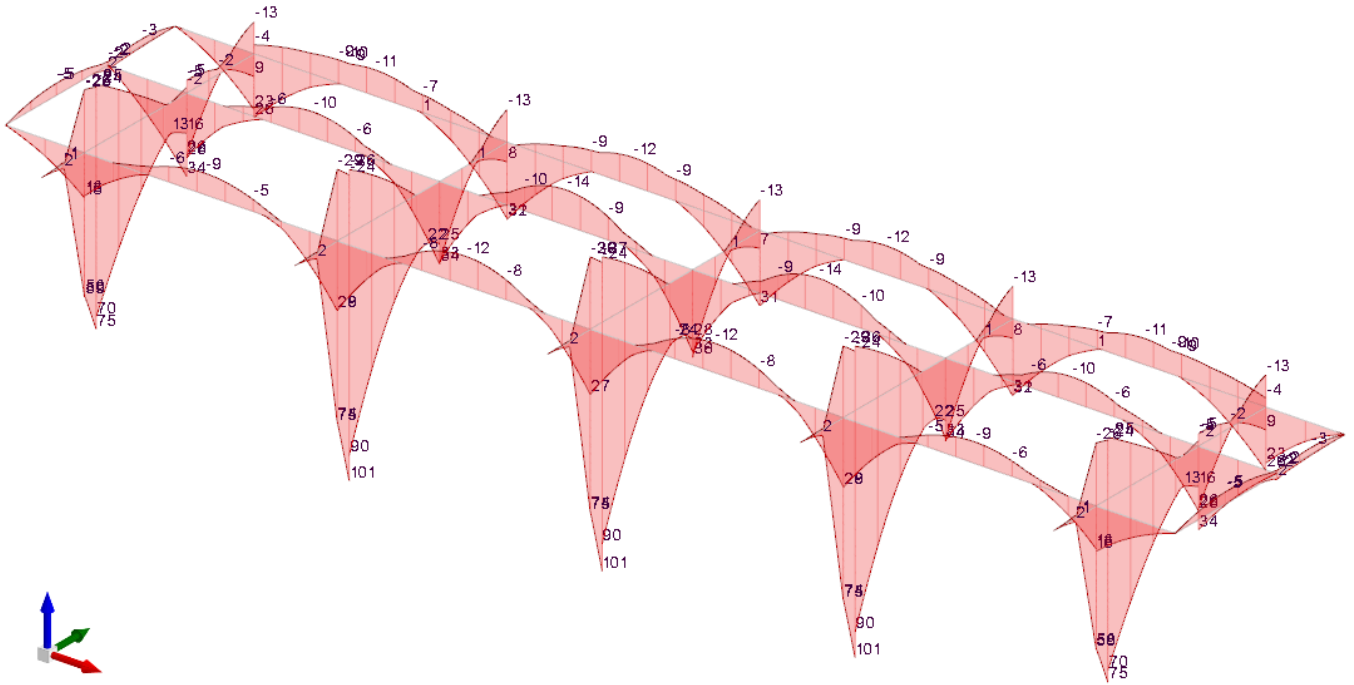
I tabulati di calcolo non vengono allegati alla presente per brevità. Ma si riportano immagini ed estratti di verifica degli elementi strutturali in corrispondenza dei punti maggiormente sollecitati. I documenti completi sono comunque disponibili e verificabili presso il sottoscritto progettista.

### 4.1 Modellazione e risultati generali

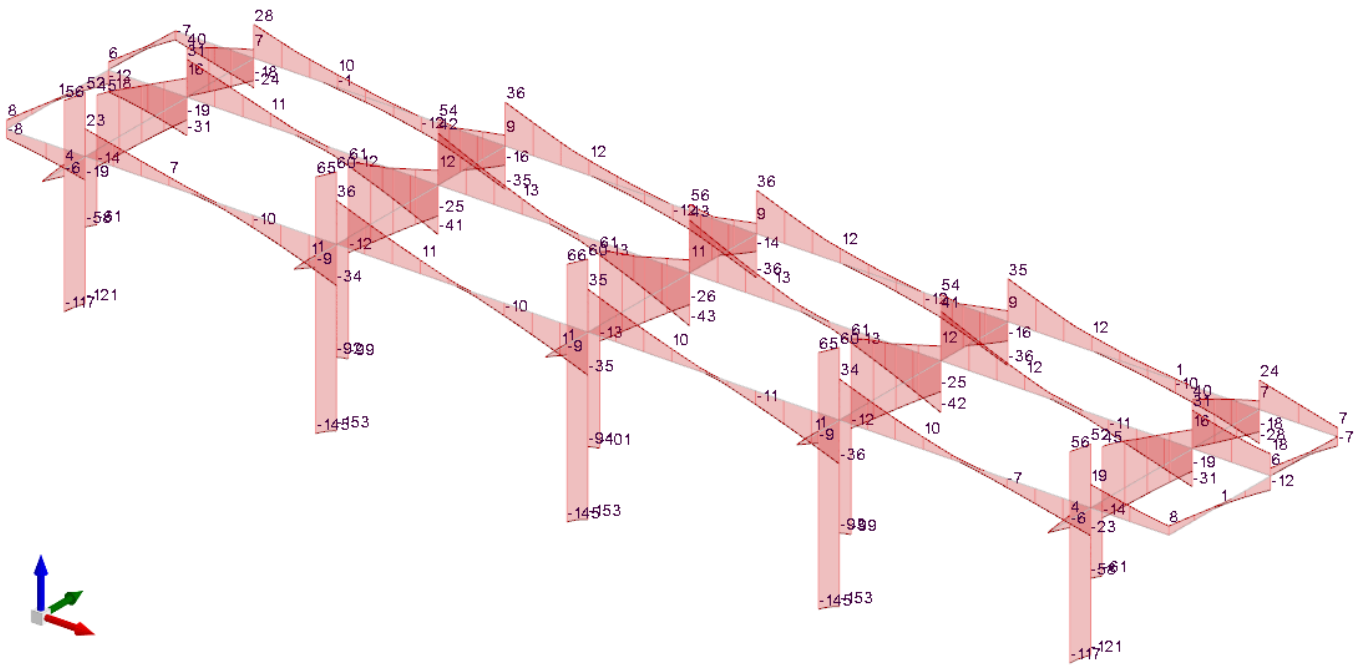
La fondazione sarà del tipo a travi rovesce di sezione rettangolare 40x40 e 60x40, poggiante su magrone di livellamento. Sarà impostata a -65 cm dal p.c. (quota sotto magrone).



Si riportano i diagrammi delle sollecitazioni più significative agli SLU/SLV.



Inviluppo Momenti flettenti M3 SLU-SLV (kN,m)



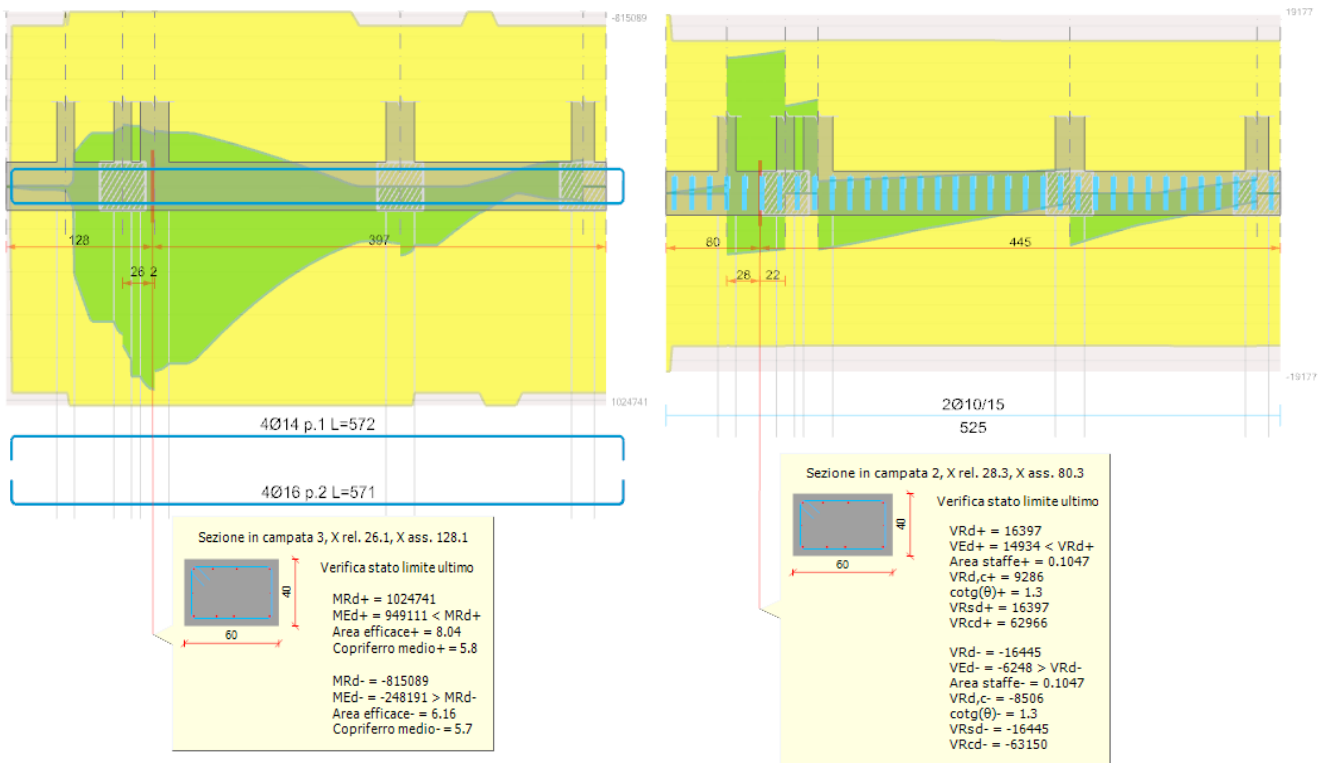
Inviluppo Sforzo di taglio F2 SLU-SLV (kN)

4.2 Verifiche consuntive travate C.A.

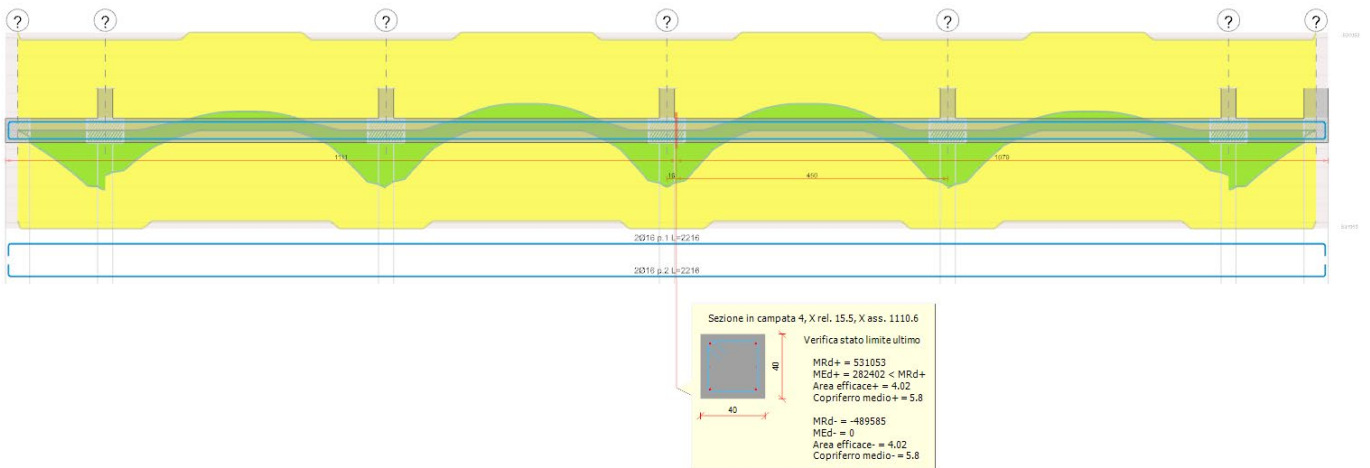
Verifica	Sicurezza minima	Verifica a flessione	Verifica a taglio	Verifica di portanza	Verifica di scorrimento
T1-X5	1.667	1.667	2.486		
T-X3	2.984	3.471	2.984		
T-Y6	1.899	3.871	1.899		
TF-Y4	1.078	1.078	1.079	7.42	
F-X5	1.713	1.713	2.369	7.182	
TF-Y7	8.513	10.484	8.513	11.352	
TF-X2	1.953	1.953	2.239	8.717	

Verifica	Sicurezza minima	Verifica a flessione	Verifica a taglio	Verifica di portanza	Verifica di scorrimento
TF-X4	1.652	1.652	1.901	6.827	
TF-Y1	8.54	10.504	8.54	11.355	
TF-Y3	1.083	1.085	1.083	7.469	
TF-Y2	1.369	1.445	1.369	8.403	
TF-Y6	1.369	1.445	1.369	8.32	
TF-Y5	1.083	1.085	1.083	7.39	
T-Y5	1.315	1.866	1.315		
T-Y4	1.228	1.847	1.228		
T-Y3	1.312	1.867	1.312		
T-Y2	1.917	3.976	1.917		

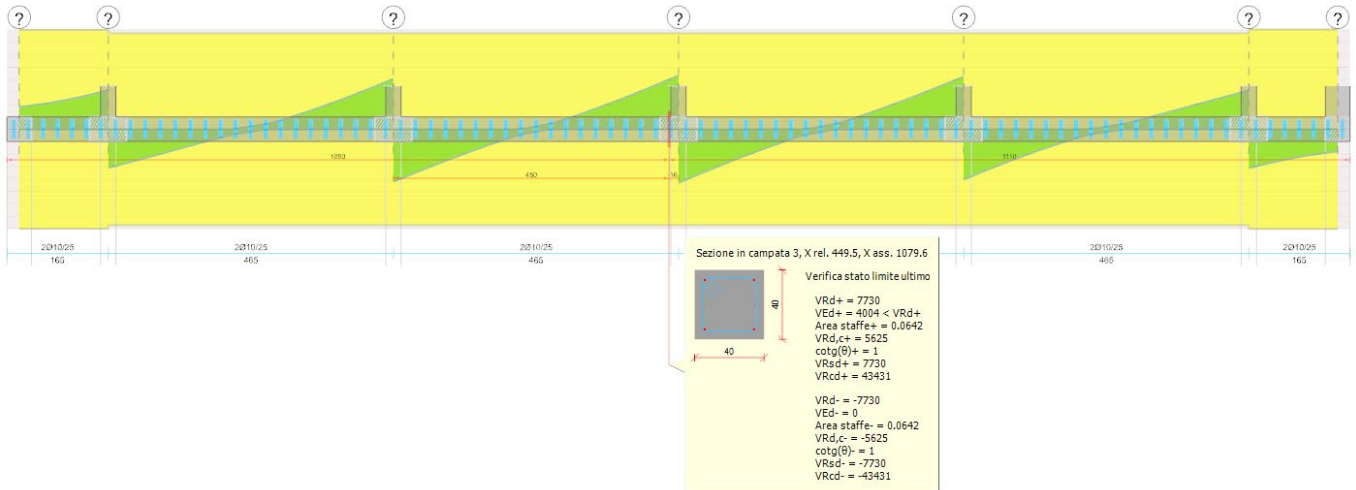
Si riportano i diagrammi di verifica a pressoflessione e taglio delle fondazioni più sollecitate per ciascuna tipologia adottata.



Verifica a pressoflessione e taglio trave T-Y4



Verifica a pressoflessione trave F-X4



Verifica a taglio trave F-X4

### 4.3 Verifica del suolo di fondazione

#### 4.3.1 Caratteristiche del terreno

Come precedentemente esposto, non sono state effettuate indagini geotecniche nel sito in esame, si è quindi proceduto ad una valutazione delle pressioni sul terreno generate dal nuovo fabbricato ed adottato dei criteri di sicurezza ad ampio margine di sicurezza in base alle conoscenze del progettista strutturale.

La stima della capacità portante del suolo è stata quindi stimata pari a:

Carico limite di rottura

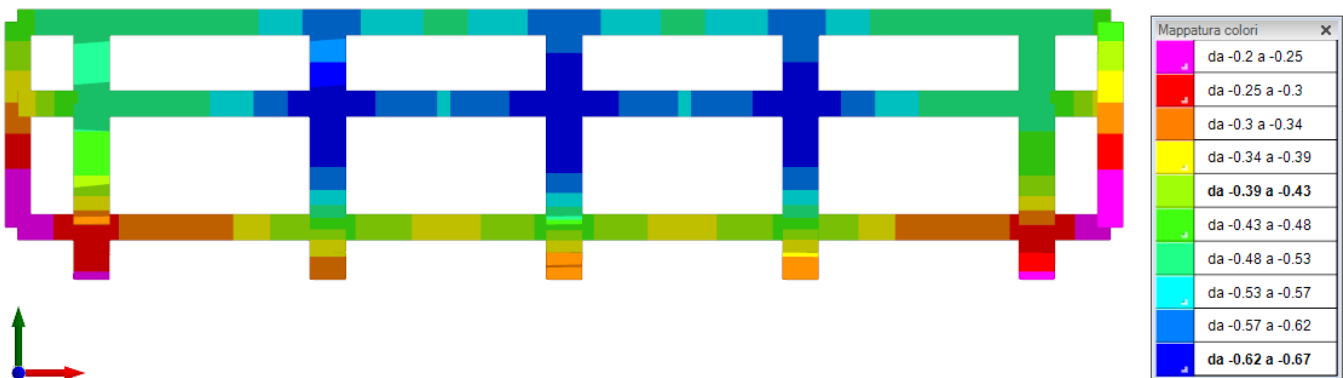
$$\sigma_{lim} = 2,00 \text{ daN/cm}^2$$

Capacità portante SLU

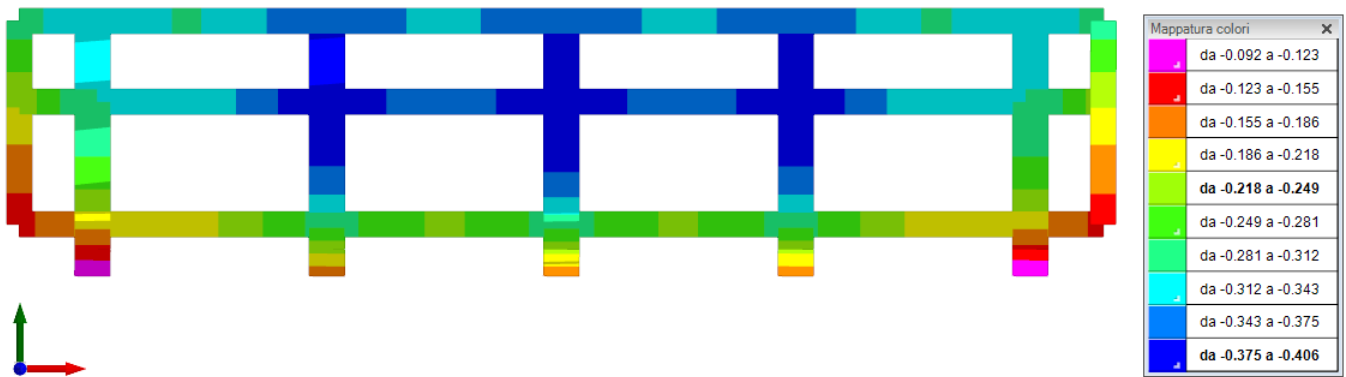
$$\sigma_{Rd} = 2,00/\gamma_R = 0,87 \text{ daN/cm}^2$$

#### 4.3.2 Verifiche di capacità portante

Si riportano i grafici con le pressioni massime e minime sul terreno nelle combinazioni agli Stati Limite Ultimi e agli Stati Limite di Esercizio quasi permanenti.



Pressioni massime sul terreno SLU/SLV [daN,cm]



*Pressioni massime sul terreno SLE q.perm [daN/cm]*

La massima pressione allo SLU/SLV è pari a:  $\sigma_{sd} = 0,67 \text{ daN/cm}^2$   $< \sigma_{Rd} = 0,87 \text{ daN/cm}^2$

Trattasi di valori di pressione di entità limitata, che si ritengono compatibili con il suolo di fondazione presente in sito.

Per quanto concerne la determinazione dei cedimenti, si fa riferimento alle pressioni a lungo termine.

La massima pressione allo SLE q.perm è pari a:  $\sigma_{sd} = 0,41 \text{ daN/cm}^2$  nel punto più sollecitato

Vista la rigidità intrinseca dell'edificio, la sua scolarità, data anche dai muri di tamponamento, l'omogeneità di distribuzione delle pressioni e l'esiguità del loro valore, possiamo ritenere che i cedimenti saranno di entità contenuta e compatibili con l'utilizzo del fabbricato.

#### 4.3.3 Prescrizioni per la sicurezza durante gli scavi

Il presente documento NON comprende il dimensionamento delle opere provvisorie necessarie al sostegno e la messa in sicurezza degli scavi, che analogamente ai sistemi di drenaggio ed emungimento delle acque **dovranno essere valutati dal progettista e dall'esecutore delle opere di contenimento degli scavi e di emungimento dell'acqua, affinché le stesse non arrechino danno alle circostanti preesistenze quali marciapiedi, strade ed edifici.**