

Dott. Ing. Marco Rota Nodari

PROGETTAZIONE CIVILE & INDUSTRIALE

Via Martino Zanchi nr.85

24022 Alzano Lombardo (BG)

Cell: 349 / 0687725

Tel: 035 / 0299097

e-mail: mail@studiorotanodari.com



TRIBUNA CLASSE "2M5/1" CON COPERTURA

Relazione di calcolo



Cantiere:

Via Terzaghi

20157 Milano (MI)

Cliente:

Art Edil di Campenni Rocco & C. Srl

Via Catello 46

24030 Villa d'Adda (BG)

Alzano Lombardo (BG), 24 luglio 2015

Ns. Prot. 15_28

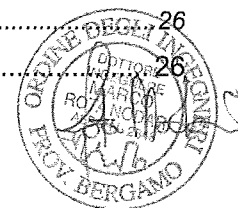
SOMMARIO

1. DESCRIZIONE GENERALE.....	6
2. NORMATIVA.....	8
3. MATERIALI.....	8
4. DEFINIZIONE DEI CARICHI	8
4.1. CARICHI GRAVITAZIONALI	8
4.2. CARICHI VARIABILI	8
4.3. VENTO	9
4.4. NEVE	9
4.5. AZIONE SISMICA	10
4.6. DILATAZIONI TERMICHE	11
5. COMBINAZIONI DI CARICO	11
6. CRITERI DI VERIFICA	12
7. SOFTWARE.....	13
8. MODELLO NUMERICO.....	13
9. REAZIONI VINCOLARI.....	14
10. VERIFICHE GLOBALI	15
10.1. VERIFICHE DEGLI SFORZI.....	15
10.1.1. Indici di resistenza allo SLU	15
10.1.2. Indici di stabilità allo SLU.....	16
10.2. VERIFICA DELLE DEFORMAZIONI.....	17
10.2.1. Travi longitudinali di copertura.....	17
10.2.2. Travi trasversali e spostamenti laterali della copertura	18
11. VERIFICHE LOCALI	19
11.1. ARcarecci.....	19
11.2. PANCHETTE	20
11.3. PIANO DI CALPESTIO	21
11.4. SPONDE E PARAPETTI	22



Dott. Ing. Marco Rota Nodari
Studio di Progettazione
Via Martino Zanchi nr.85
24022 Alzano Lombardo (BG)
Cell.: 349 / 0687725
Fax: 035 / 0299097
e.mail: ing.rotanodari@tiscali.it

11.4.1.	Sponda laterale	22
11.4.2.	Parapetti anteriori	22
11.4.3.	Parapetti posteriori	23
11.5.	COLLEGAMENTI	25
11.5.1.	Collegamento triangolo di controvento - montante.....	25
11.5.2.	Collegamento trave longitudinale e montanti anteriori di copertura.....	26
11.6.	VERIFICA DEL NODO DI BASE DELLE COLONNE DELLA COPERTURA.....	26



RELAZIONE DI CALCOLO

OGGETTO

Tribuna classe "2M5/1" con copertura

CANTIERE

*Via Terzaghi
20157 Milano (MI)*

COMMITTENTE

*Art Edil di Campennì Rocco & C. Srl
Via Catello 46
24030 Villa d'Adda (BG)*

1. DESCRIZIONE GENERALE

L'oggetto della presente relazione è una tribuna prefabbricata con annessa copertura, entrambe strutture reticolari costituite da profili cavi in acciaio, prodotte da "CeTa SpA", posti nel comune di Milano (MI). In particolare si identificano i seguenti elementi:

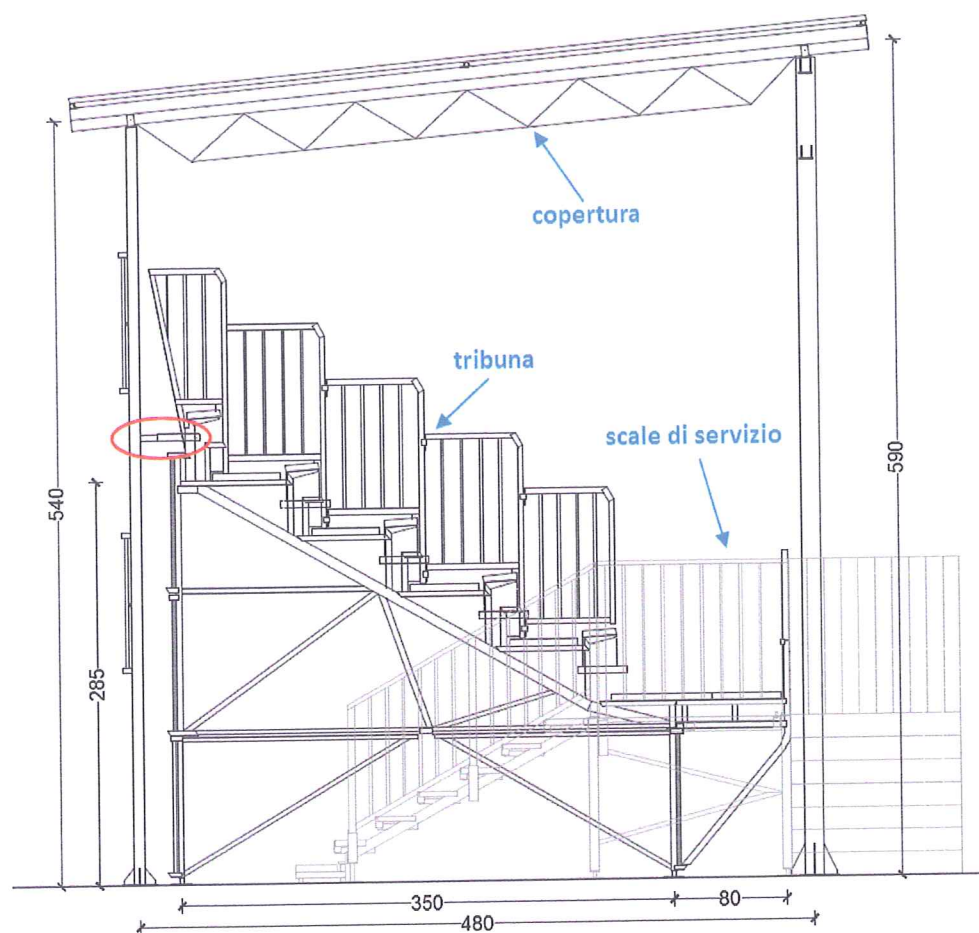
- Copertura modulare, di dimensioni massime in pianta di m 5.70 x 12.60 e di altezza media m 5.55. È sorretta da 8 montanti posteriori, posti a un passo di 1.575 m, e da 2 montanti anteriori a un passo di 7.875 m. Una serie di travi longitudinali a sostegno dell'arcarecciatura poggiano anteriormente su delle travi tralicciate, mentre posteriormente direttamente sui montanti. Il manto di copertura soprastante l'arcarecciatura è costituito da lamiere tipo EGB 401 da 2900 sp. 0.6mm. La copertura è inclinata di 5° rispetto all'orizzontale;
- Tribuna CETA serie "2M5/1", la cui struttura è realizzata con elementi metallici standardizzati costruiti in acciaio S235JR e S235JRH tra loro assemblabili. Ha dimensioni massime in pianta di m 4.80 x 11.03, per un'altezza massima di m 3.00 ed è formata da 8 telai trasversali distanziati m 1.575 l'uno dall'altro. Ciascuna capriata del telaio è destinata a sostenere 5 file di posti a sedere, i cui gradoni hanno pedata di 70 cm e alzata di 40 cm. I telai sono tra loro vincolati con controventature longitudinali triangolari poste in linea con i montanti dei telai, oltre che dai piani di calpestio, dalle panchette di seduta e dagli elementi fermapiede. Gli elementi, sia trasversali che longitudinali, sono tra loro collegati in una predeterminata successione autobloccandosi l'un l'altro, al fine di impedirne il casuale disimpegno. Ogni elemento è protetto contro la corrosione mediante zincatura a caldo.
- 2 scale di accesso indipendenti, costituite da una rampa a 6 gradini in lamiera d'acciaio sagomata. Sono anch'esse costituite da elementi metallici standardizzati costruiti in acciaio S235JR e S235JRH tra loro assemblabili.

La copertura è connessa alla tribuna mediante giunti strutturali. Le seguenti figure rappresentano viste prospettica e in pianta della strutture, in cui sono identificabili gli elementi sopra descritti, nonché i punti di connessione strutturale (in rosso) tra elementi diversi.

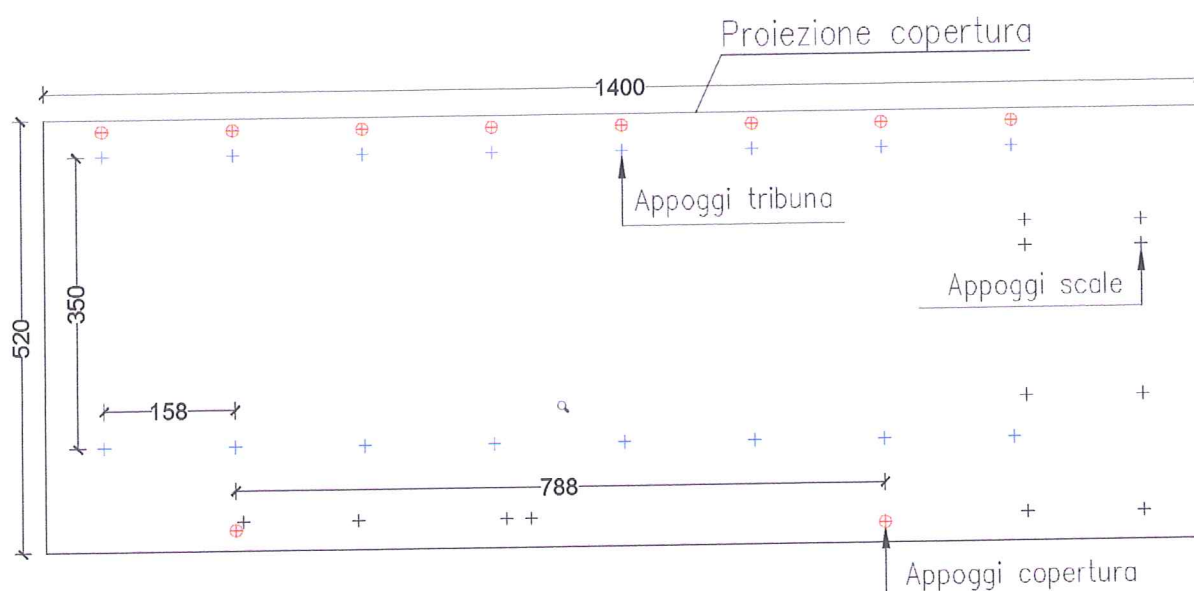
Per maggiori dettagli, va fatto riferimento alle tavole di progetto, che si considerano integranti alla presente relazione.

Nella presente relazione di calcolo vengono richiamate le normative tecniche vigenti e precisati i criteri di calcolo, le analisi dei carichi, le ipotesi di carico, le caratteristiche prescritte per i materiali, i criteri di sicurezza e di verifica. In particolare vengono riportate le verifiche degli elementi strutturali più sollecitati.

TRIBUNA CLASSE "2M5/1" CON COPERTURA



Vista prospettica [misure in cm]



Schema della disposizione degli appoggi montanti in pianta [misure in cm]

2. NORMATIVA

La relazione di calcolo è condotta in osservanza alle seguenti norme legislative e di buona tecnica:

- Norme tecniche per le costruzioni (N.T.C 2008) di cui al Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008 (G.U. 14 febbraio 2008)
- Circolare n.617 del 2 febbraio 2009 – Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove Norme tecniche per le costruzioni" (N.T.C 2008) di cui al D. M. 14 gennaio 2008.
- UNI EN 1993: (Eurocodice 3) – Progettazione delle strutture di acciaio;
- UNI 9217 Impianti sportivi e Tribune – Caratteristiche e prescrizioni generali

3. MATERIALI

Acciaio da carpenteria:

- profilati a caldo in acciaio S235JR e S235JRH in accordo alla EN 10025
- Tensione di rottura a trazione: $f_{tk}=360 \text{ N/mm}^2$
- Tensione di snervamento: $f_{yk}=235 \text{ N/mm}^2$
- Modulo di elasticità: $E=206000 \text{ N/mm}^2$
- Acciaio per bulloneria classe 8.8

4. DEFINIZIONE DEI CARICHI

4.1. CARICHI GRAVITAZIONALI

In accordo a quanto esposto nel capitolo 2 delle Norme Tecniche, i carichi considerati sono i seguenti:

- Carichi permanenti strutturali (g_1): computati in automatico dal software di calcolo.
- Carichi permanenti non strutturali (g_2):
 - peso delle sedute: 36.50 daN/m²
 - carico della lamiera di copertura: 12.00 daN/m²

4.2. CARICHI VARIABILI

Descrizione	Valore
Verticali ripartiti su tribune a posti liberi (Tabella 3.1.II NTC)	500 daN/m ²
Azioni dinamiche verticali (UNI 9217)	30 daN/m ²
Azioni orizzontali in direzione perpendicolare alle file dei posti a sedere (UNI 9217)	15 daN/m ²
Azioni orizzontali in direzione parallela alle file dei posti a sedere (UNI 9217)	30 daN/m ²
Azioni orizzontali sui parapetti (Tabella 3.1.II NTC)	200 daN/m

TRIBUNA CLASSE "2M5/1" CON COPERTURA

4.3. VENTO

La tabella di seguito riassume i parametri assunti per la definizione dell'azione del vento sulle porzioni di struttura. In particolare, si assume che il vento colpisca, oltre che la copertura in lamiera, anche i tamponamenti verticali in lamiera pressopiegata che coprono le alzate dei gradoni.

Località:	Milano
Provincia:	MI
Regione:	Lombardia – Zona 1
Altezza massima della struttura da terra:	3.30 m
Altitudine:	122 m s.l.m.

Parametro		Riferimento NTC	Valore
Parametri legati alla zona	$V_{b,0}$	§3.3.2	25 m/s
	a_0	§3.3.2	1000 m
	k_a	§3.3.2	0.010 1/s
Velocità di riferimento	$v_b(T_R)$	§3.3.2	25 m/s
Pressione cinetica di riferimento	q_b	§3.3.6	39 daN/m ²
Categoria di esposizione del sito		Figura 3.3.2	V
Classe di rugosità del terreno		§3.3.7	A
Parametri per la definizione di c_e	k_r	Tabella 3.3.II	0.23 ==
	z_0	Tabella 3.3.II	0.70 m
	z_{min}	Tabella 3.3.II	12 m
Coefficiente di esposizione	c_e	§3.3.7	1.5 ==
Coefficiente dinamico	c_d	§3.3.8	1.0 ==
Coefficiente di forma per i tamponamenti verticali	c_p	C3.3.10	± 1.20 ==
Coefficiente di forma per la copertura	$c_{p,h}$	C3.3.10.3.1	± 1.29 ==
Pressione del vento su superfici verticali	$p_{v,v}$	§3.3.4	± 70.20 daN/m ²
Pressione del vento su superfici verticali	$p_{v,h}$	§3.3.4	± 75.47 daN/m ²

4.4. NEVE

La tabella di seguito riassume i parametri assunti per la definizione del carico neve sulla copertura.

Località:	Milano
Provincia:	Milano - Zona I, alpina
Regione:	Lombardia
Altitudine:	121 m s.l.m.

TRIBUNA CLASSE "2M5/1" CON COPERTURA

Parametro		Riferimento NTC	Valore
Valore caratteristico del carico neve al suolo	q_{ak}	§3.4.2	150 daN/m ²
Coefficiente di esposizione	C_e	§3.4.3	1,1 ==
Coefficiente termico	C_t	§3.4.4	1,0 ==
Angolo di falda rispetto all'orizzontale	α	§3.4.5.1	0 °
Coefficiente di forma	μ_i	§3.4.5.1	0,8 ==
Carico neve su copertura	q_s	§3.4.1	132 daN/m ²

4.5. AZIONE SISMICA

Alla data odierna il sito ricade in Zona sismica 4, secondo la DGR 14964 del 07/11/03 della Regione Lombardia. E' prevista però una riclassificazione, recepita dalla Regione con la DGR 2129 del 11/07/14, che prevede che il sito ricada in Zona 3 (zona a bassa sismicità). Con il DGR 2489 del 10/10/2014 viene differito il termine di entrata in vigore della riclassificazione al 14/10/2015, con disposizione che *"nelle more dell'entrata in vigore, nei Comuni riclassificati dalla Zona 4 alla Zona 3 [...] tutti i progetti riguardanti nuove costruzioni siano redatti in linea con le norme tecniche vigenti [...] nelle Zone 3"*.

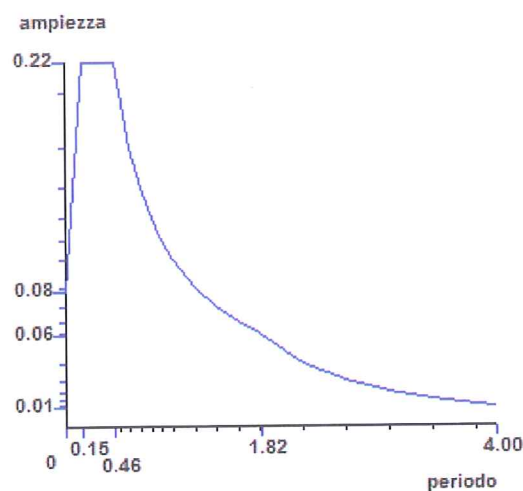
Pur non trattandosi di intervento di nuova costruzione, l'oggetto della presente relazione è stato considerato in Zona 3, secondo la nuova riclassificazione sismica in vigore dal 14/10/2015. Pertanto, di seguito vengono riassunti i parametri assunti per la definizione dell'azione sismica di progetto.

Località: Milano (MI), zona sismica 3
 Vita nominale: 50 anni
 Classe d'uso: III
 Coefficiente d'uso: $C_U=1.5$
 Vita di riferimento: $V_R=V_N \cdot C_U=75$ anni

Parametro		Riferimento NTC	Valore
Accelerazione orizzontale massima al sito (SLV)	a_g	§3.2	0.054655 g
Valore massimo del fattore di amplificazione (SLV)	F_0	§3.2	2.42 ==
Periodo di inizio del tratto a velocità costante (SLV)	T^*_c	§3.2	0.29 ==
Categoria di sottosuolo		Tabella 3.2.II	C ==
Categoria topografica		Tabella 3.2.IV	T1 ==
Regolarità in altezza		§7.2.2	NO
Valore massimo del fattore di struttura	q_0	§7.3.1	1.0 ==
Fattore riduttivo del fattore di struttura	K_R	§7.3.1	1.0 ==

TRIBUNA CLASSE "2M5/1" CON COPERTURA

Di seguito viene riportato lo spettro di progetto SLV orizzontale adottato.



Spettro SLV orizzontale

4.6. DILATAZIONI TERMICHE

Si trascurano le azioni generate dalle dilatazioni termiche nella struttura, in quanto si considerano assorbite dai giochi presenti tra i vari elementi della struttura.

5. COMBINAZIONI DI CARICO

Le azioni agenti sulla struttura sono combinate in base alle prescrizioni delle N.T.C. di cui al Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008. In particolare, le combinazioni di carico adottate sono quelle definite al paragrafo 2.5.3. Si riportano di seguito le espressioni generiche delle combinazioni di carico.

Combinazione fondamentale, impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$F_d = \gamma_{G1} \times G_1 + \gamma_{G2} \times G_2 + \gamma_{q1} \times Q_{k1} + \sum_{i=2}^{i=n} \gamma_{qi} (\psi_{0i} \times Q_{ki})$$

Combinazione caratteristica (rara), impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$F_d = G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum_{i=2}^{i=n} \psi_{0i} \times Q_{ki}$$

Combinazione sismica dei carichi (SLV):

$$E_d = E + G_1 + G_2 + \psi_{2i} \times Q_{ki}$$

TRIBUNA CLASSE "2M5/1" CON COPERTURA

intendendo con:

$G_1 =$	carichi permanenti strutturali
$G_2 =$	carichi permanenti non strutturali
$Q_{1k} =$	azioni variabile principale
$Q_{ik} =$	azioni variabili tra loro indipendenti
$E =$	azione sismica
$\gamma_{G1}, \gamma_{G2}, \gamma_{Q1} =$	coefficienti parziali per le azioni
$\psi_{0i}, \psi_{2i} =$	coefficienti parziali di combinazione

Di seguito i coefficienti considerati per le azioni, come previsto dalle Tabelle 2.5.I e 2.6.I della Norma:

Carico		Coefficiente parziale	STR
Permanente strutturale	favorevoli	γ_{G1}	1.0
	sfavorevoli		1.3
Permanente non strutturale	favorevoli	γ_{G2}	0.0
	sfavorevoli		1.3
Variabili	favorevoli	γ_{Q1}	0.0
	sfavorevoli		1.5
Variabili folla		$\psi_{0i} (\psi_{2i})$	0.7 (0.6)
Neve		$\psi_{0i} (\psi_{2i})$	0.5 (0.0)
Vento		$\psi_{0i} (\psi_{2i})$	0.6 (0.0)

6. CRITERI DI VERIFICA

Tutti gli elementi strutturali sono stati verificati con il metodo semi-probabilistico agli stati limite secondo quanto indicato dalla normativa vigente. In particolare, le verifiche sono state eseguite prendendo in esame gli stati limite ultimi e considerando le combinazioni di carico più gravose per le singole sezioni.

L'analisi sismica che si è scelto di adottare è di tipo dinamica lineare a spettro di risposta, come previsto al 7.3.3.1 delle Norme Tecniche. Si assume un comportamento strutturale non dissipativo della struttura, pertanto le analisi e le verifiche sono state condotte considerando la struttura in classe di duttilità bassa (CD "B"). Sono stati considerati tutti modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale fosse superiore all'85%. Gli effetti relativi ai singoli modi di vibrare sono stati combinati adottando la combinazione quadratica completa (SRSS). Gli effetti sulla struttura dovute alle differenti direzioni dell'azione sismica sono combinati applicando l'espressione 7.3.15 delle NTC.

TRIBUNA CLASSE “2M5/1” CON COPERTURA

Gli effetti dell'azione sismica vengono valutati tenendo conto delle masse associate ai carichi gravitazionali secondo la combinazione al §3.2.4 delle NTC:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

In cui il valore del coefficiente ψ_{2j} è in accordo alla Tabella 2.5.1.

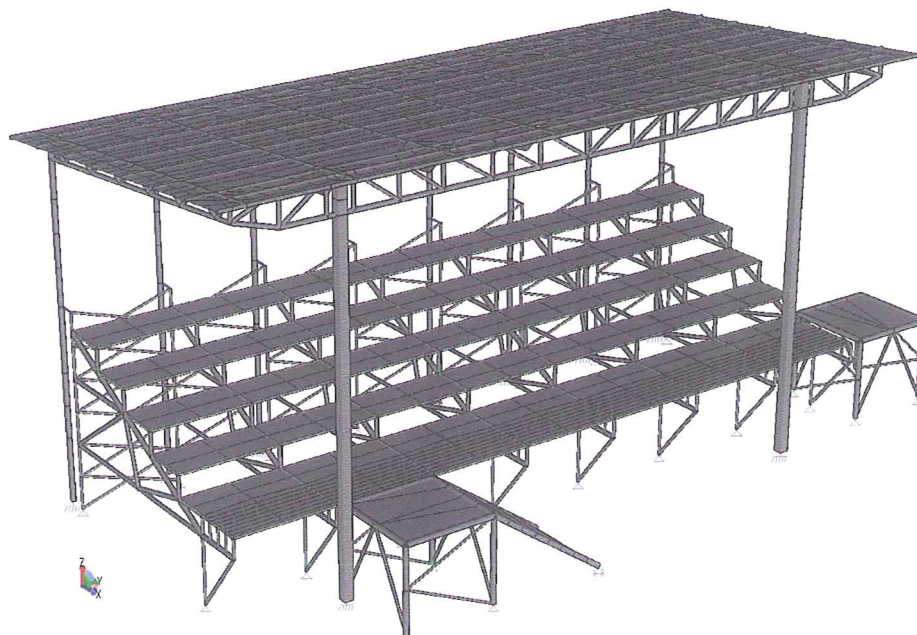
7. SOFTWARE

L'analisi numerica è stata condotta utilizzando il seguente software per il calcolo strutturale:

- Modellatore strutturale: MasterSap Versione 27.00
- Solutore: LiFE
- Numero di licenza d'uso: 37025 del 31/01/2014.

8. MODELLO NUMERICO

Al fine di determinare la risposta della struttura sotto le azioni di progetto, è stato realizzato un modello numerico spaziale della struttura. Nella figura di seguito è rappresentato il modello in questione.



Vista assonometrica del modello numerico della struttura

Il modello è realizzato mediante elementi finiti lineari (individuati da una coppia di punti) e bidimensionali

TRIBUNA CLASSE "2M5/1" CON COPERTURA

(individuati da tre o più punti).

A ciascun elemento monodimensionale sono state assegnate le caratteristiche meccaniche dei materiali e geometriche delle sezioni degli elementi strutturali reali. Gli elementi bidimensionali (shell) sono serviti invece solamente ad attribuire i carichi alle superfici, ma non vengono computati in termini di rigidità nell'analisi.

Ai nodi inferiori dei montanti delle tribune sono stati assegnati vincoli alle tre traslazioni (cerniere sferiche), mentre a quelli della copertura vincoli alle tre traslazioni e alle tre rotazioni (incastri).

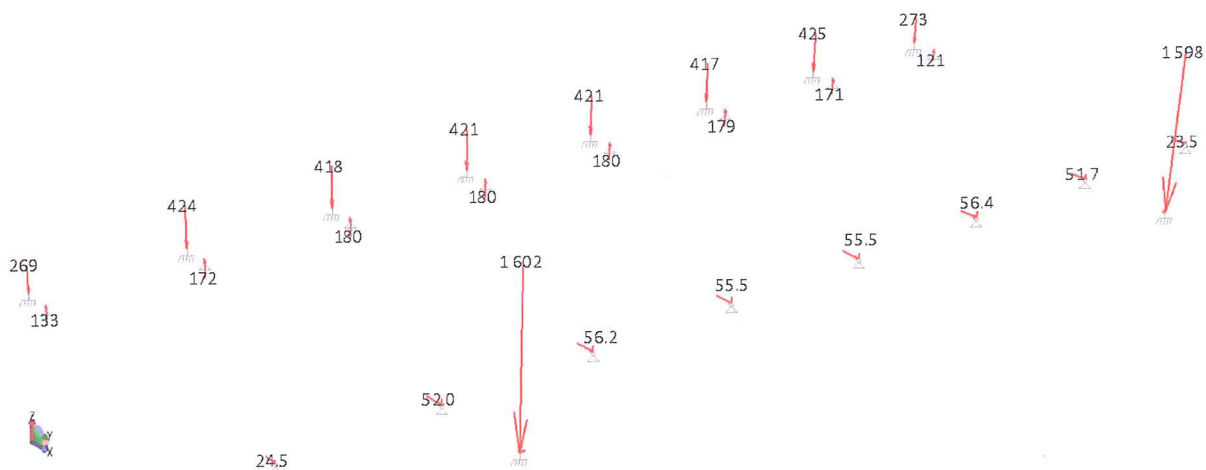
Le connessioni tribuna-copertura sono state modellate mediante elementi "biella", nelle posizioni in cui realmente verrà effettuato il collegamento, in grado di trasferire le azioni tra gli elementi.

9. REAZIONI VINCOLARI

Di seguito vengono riportati i valori massimi delle reazioni verticali al piede dei montanti della struttura oggetto della presente relazione, calcolate in combinazione SLE dei carichi.

La massima azione di taglio orizzontale registrata sul singolo nodo base montante della tribuna vale, in combinazione SLU/SLV dei carichi, $V_{Ed} = 278$ kg.

La struttura andrà opportunamente tassellata in corrispondenza dei punti in cui si registrano le reazioni di trazione al piede, nell'ipotesi che la basetta di appoggio montante non sia reagente a trazione



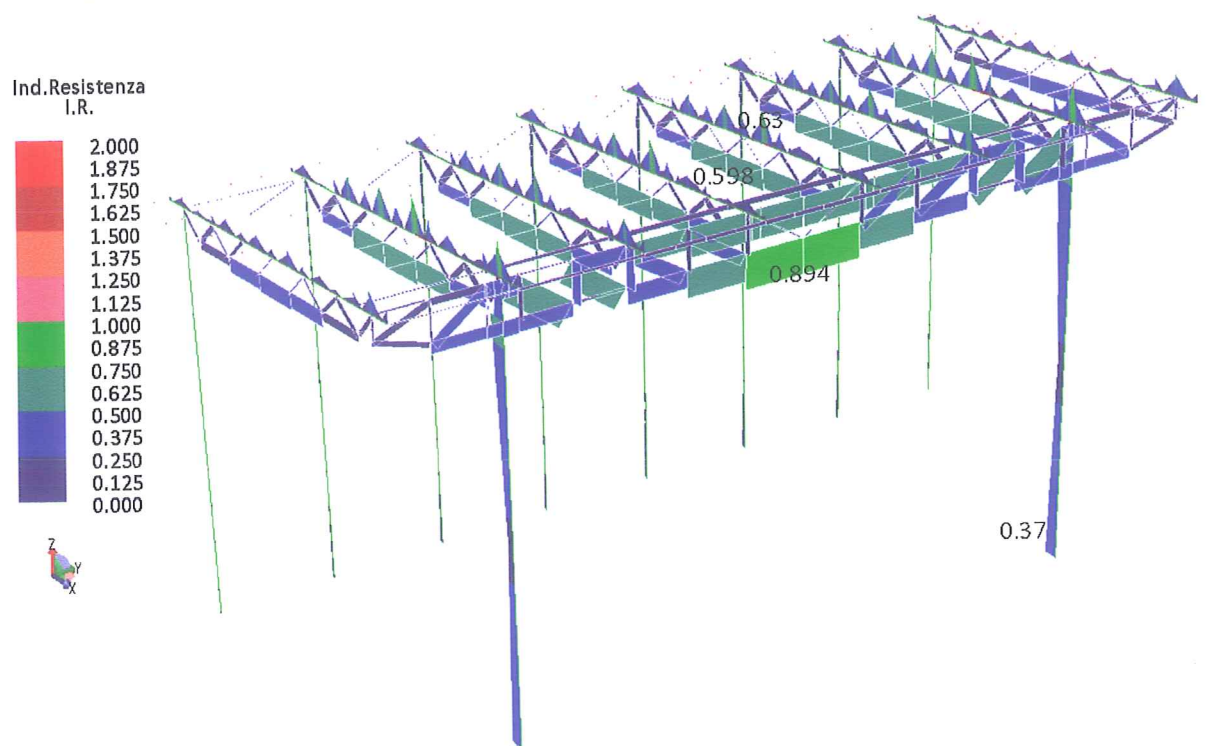
Reazioni al piede alla base dei montanti della tribuna e della copertura (in kg) in combinazione SLU con vento in direzione -X variabile principale. Le azioni di compressione e di trazione sono rappresentate da una freccia rivolta verso l'alto e verso il basso, rispettivamente.

10. VERIFICHE GLOBALI

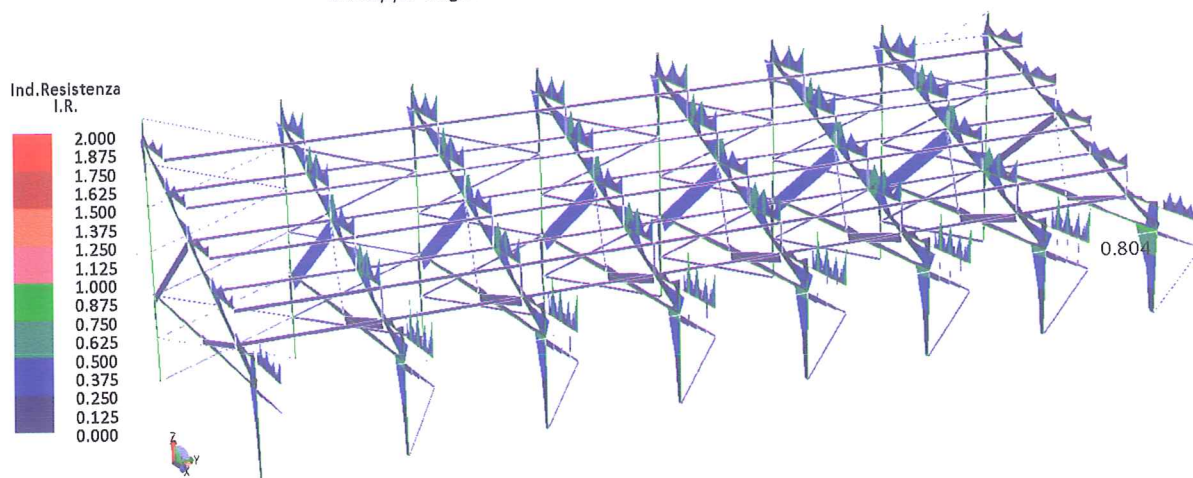
10.1. VERIFICHE DEGLI SFORZI

10.1.1. Indici di resistenza allo SLU

Di seguito vengono riportati i valori degli indici di resistenza calcolati dal software secondo Eurocodice 3 per ciascuna sezione di verifica dei telai in acciaio. Essendo gli indici inferiori ad 1.00, la verifica risulta soddisfatta.

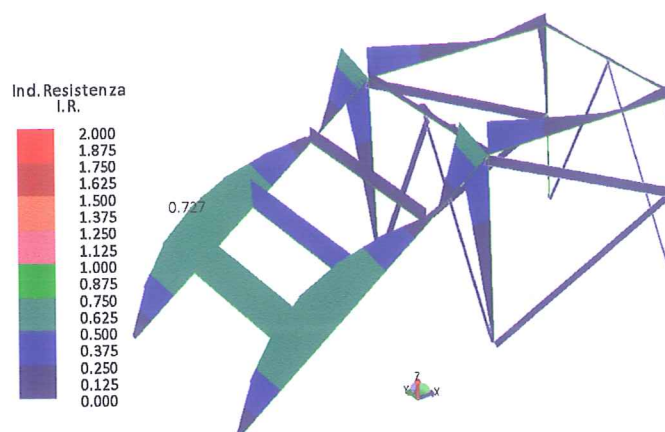


Inviluppo degli indici di resistenza relativi alla copertura



Inviluppo degli indici di resistenza relativi alla tribuna

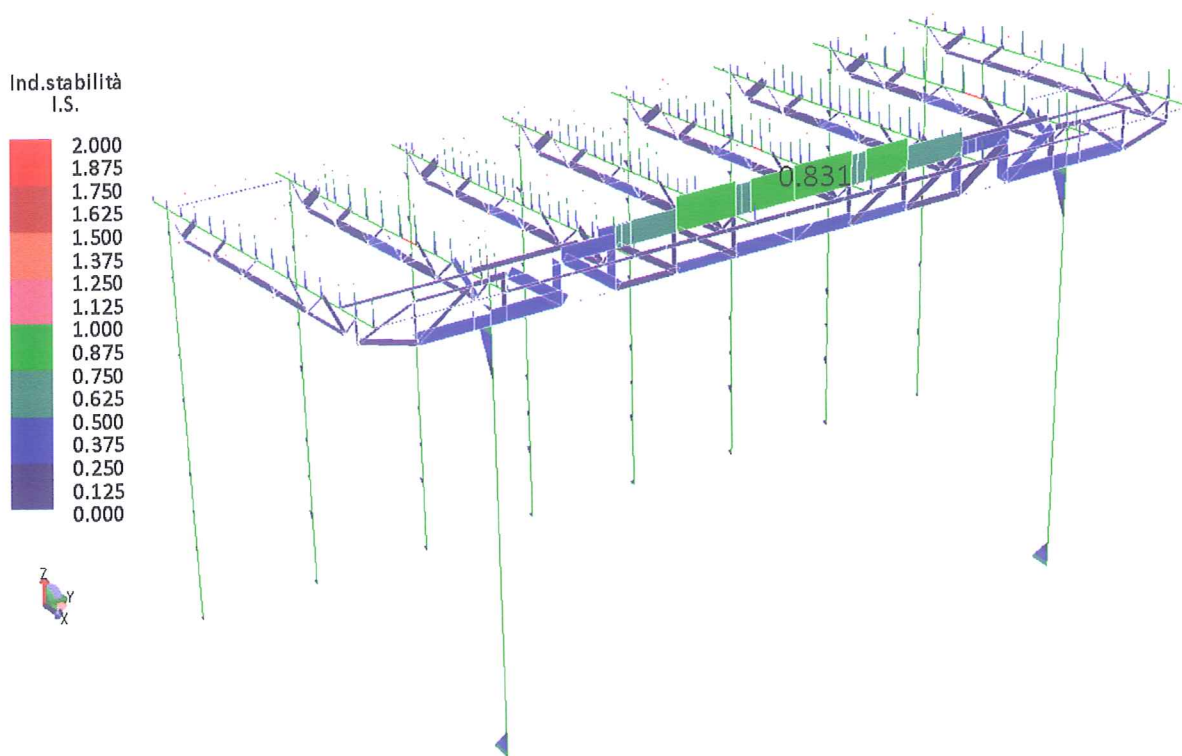
TRIBUNA CLASSE "2M5/1" CON COPERTURA



Inviluppo degli indici di resistenza relativi alla scala

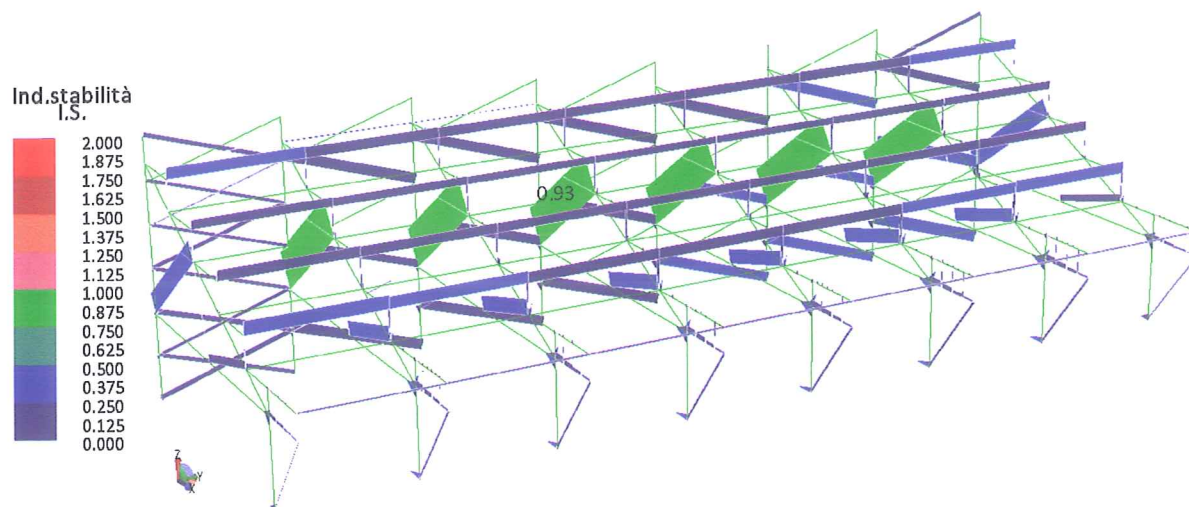
10.1.2. Indici di stabilità allo SLU

Di seguito vengono riportati i valori degli indici di stabilità calcolati dal software secondo Eurocodice 3 per ciascuna sezione di verifica dei telai in acciaio. Essendo gli indici inferiori ad 1.00, la verifica risulta soddisfatta.

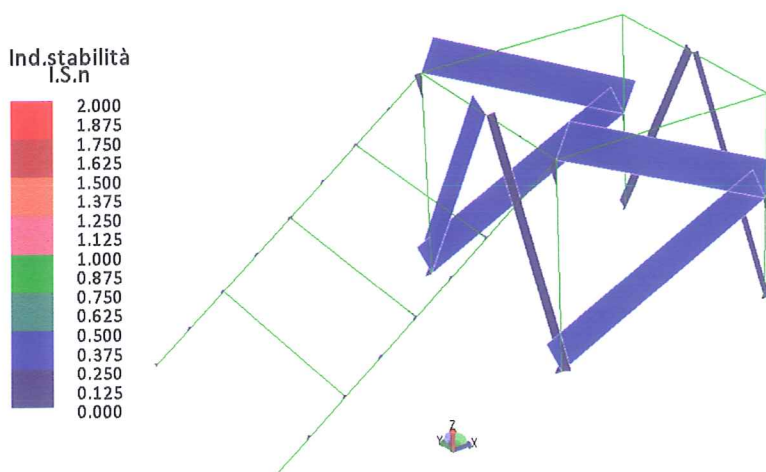


Inviluppo degli indici di instabilità relativi alla copertura

TRIBUNA CLASSE "2M5/1" CON COPERTURA



Inviluppo degli indici di instabilità relativi alla tribuna



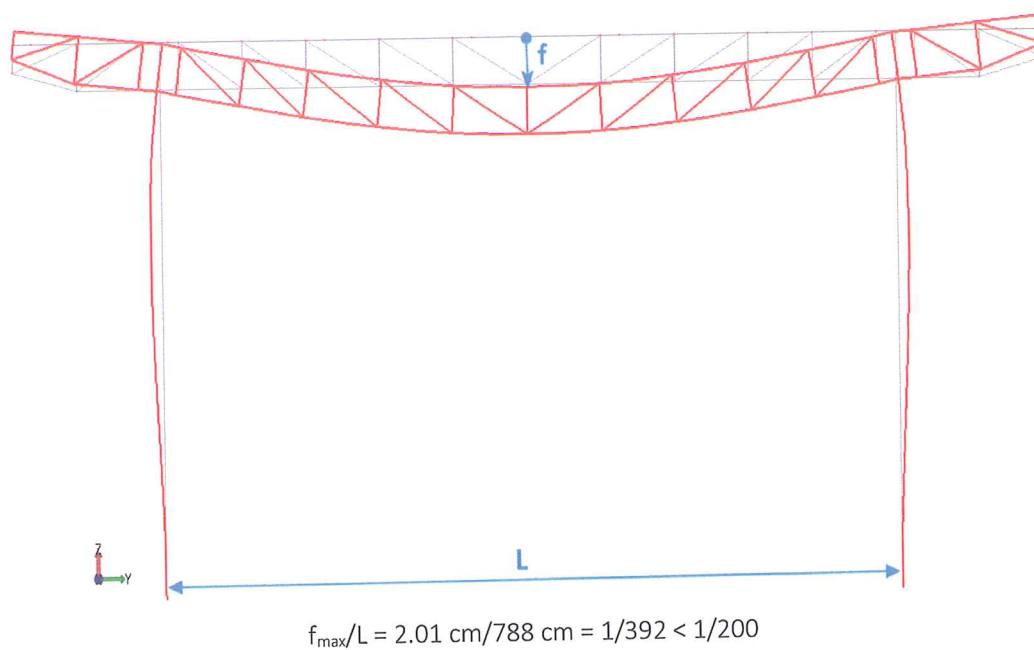
Inviluppo degli indici di instabilità relativi alla scala

10.2. VERIFICA DELLE DEFORMAZIONI

10.2.1. Travi longitudinali di copertura

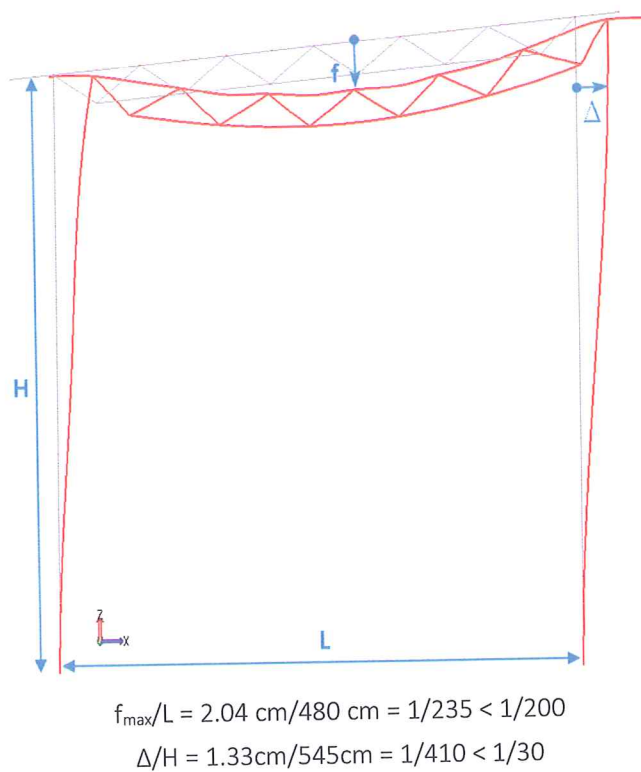
Si verifica che la massima deformazione subita dalle travi di testa della copertura in combinazione SLE dei carichi rispetti i massimi imposti nella tabella 4.2.X delle Norme Tecniche:

TRIBUNA CLASSE "2M5/1" CON COPERTURA



10.2.2. Travi trasversali e spostamenti laterali della copertura

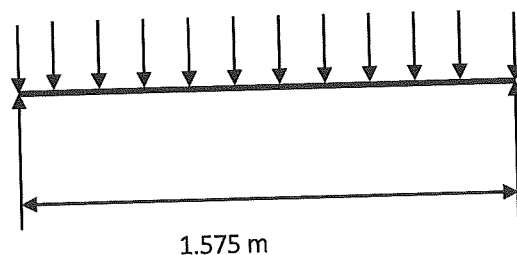
Si verifica che la massima deformazione subita dalle travi di testa della copertura in combinazione SLE dei carichi rispetti i massimi imposti nella tabella 4.2.X delle Norme Tecniche:



11. VERIFICHE LOCALI

11.1. ARCARECCI

Si considerano gli arcarecci semplicemente appoggiati sulle travi traverse e si verifica tale elemento alle azioni di progetto:



Il carico al metro lineare sull'arcareccio in combinazione SLU dei carichi vale:

$$\max \begin{cases} q_1 = [1.3 \cdot (30) + 1.3 \cdot (120 \cdot 0.90) + 1.5 \cdot (755 \cdot 0.90) + 1.5 \cdot 0.5 \cdot (1320 \cdot 0.90)] \frac{N}{m} \cong 2573 \frac{N}{m} \\ q_2 = [1.3 \cdot (30) + 1.3 \cdot (120 \cdot 0.90) + 1.5 \cdot (1320 \cdot 0.90) + 1.5 \cdot 0.6 \cdot (755 \cdot 0.90)] \frac{N}{m} \end{cases}$$

dove 0.90 m è la distanza tra gli arcarecci.

Si utilizza un tubo quadro 40x2:

Modulo plastico a flessione:

$$W_{pl} = 4133 \text{ mm}^3$$

Momento d'inerzia:

$$J = 69400 \text{ mm}^4$$

Momento resistente di progetto:

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \left(\frac{4133 \cdot 235}{1.05} \right) N \cdot mm = 925004 N \cdot mm$$

Momento flettente massimo agente:

$$M_{Ed} = \frac{p \cdot l^2}{8} = \left(\frac{2.573 \cdot 1575^2}{8} \right) N \cdot m \cong 797831 N \cdot mm$$

Indice di resistenza:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \cong 0.86 \leq 1$$

Essendo i valori di sforzo inferiori ai limiti imposti da D.M. 14/01/2008, le verifiche risultano soddisfatte.

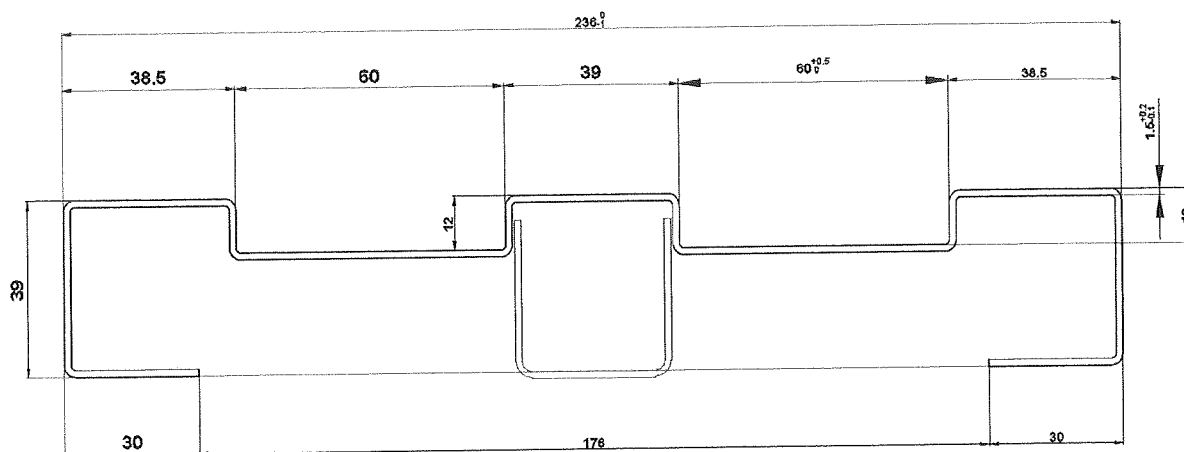
L'inflessione massima del profilo vale:

$$f_{\max} = \frac{5p \cdot l^4}{384EJ} = \left(\frac{5 \cdot 2.57 \cdot 1575^4}{384 \cdot 210000 \cdot 69400} \right) mm \cong 14.2 mm$$

inferiore a 1/100 della luce.

11.2. PANCHETTE

Il manto della panchetta è ricavato da un foglio di lamiera avente spessore pari a 1.5mm. Si verifica tale elemento alle azioni di progetto secondo lo schema di calcolo di trave semplicemente appoggiata agli estremi e soggetta da un carico uniformemente distribuito. Nella figura seguente è rappresentata la sezione semplificata della panchetta.



Di seguito vengono riassunti i valori dei parametri principali utili alla verifica:

$$A = 759.6 \text{ mm}^2;$$

$$J = 143680 \text{ mm}^4;$$

$$Y_6 = 24 \text{ mm}$$

$$\text{Modulo di resistenza flessionale: } W = \frac{J}{Y_{MAX}} = \left(\frac{143680}{24} \right) \text{ mm}^3 = 5986.7 \text{ mm}^3$$

$$\text{Carico utile di progetto} = 5000 \text{ N/m}^2;$$

$$\text{Luce della trave} = 1575 \text{ mm}$$

$$\text{Carico utile sulla trave in combinazione SLE} = q = (5000 \cdot 0.236) \text{ N/m} \cong 1180 \text{ N/m};$$

$$\text{Peso proprio} = \text{trascurabile rispetto al carico variabile};$$

$$E = 206000 \text{ N/mm}^2.$$

$$\text{Momento flettente massimo agente: } M = \frac{q \cdot l^2}{8} = \left(\frac{1.77 \cdot 1575^2}{8} \right) \text{ N} \cdot \text{mm} = 538434 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$\text{Momento resistente di progetto: } M_{c,Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \left(\frac{8074 \cdot 235}{1.05} \right) \text{ N} \cdot \text{mm} = 1807038 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$\text{Indice di resistenza} \quad \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \cong 0.44 \leq 1$$

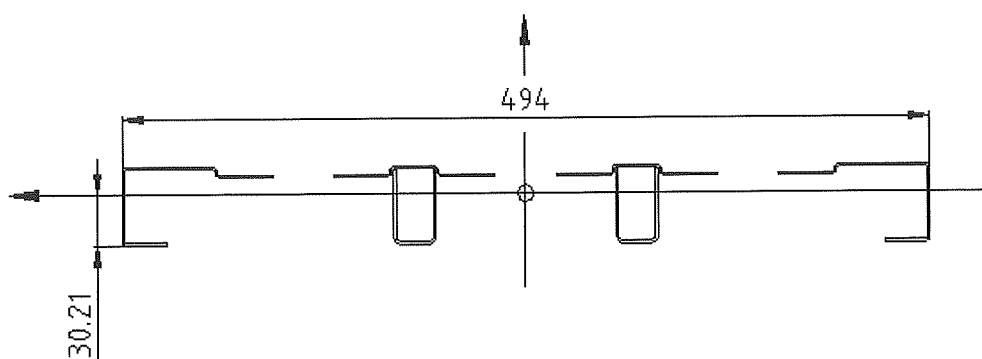
Verifica di deformabilità:

$$f = \frac{5}{384} \frac{q \cdot l^4}{EJ} = \dots = 3.75 \text{ mm} < 9 \text{ mm} = \frac{l}{200} = f_{adm}$$

Essendo i valori di sforzo e deformazione inferiori ai limiti imposti da D.M. 14/01/2008, le verifiche risultano soddisfatte.

11.3. PIANO DI CALPESTIO

Si verifica tale elemento alle azioni di progetto secondo lo schema di calcolo di trave semplicemente appoggiata agli estremi e soggetta da un carico uniformemente distribuito. Nella figura seguente è rappresentata la sezione semplificata del piano di calpestio.



Di seguito vengono riassunti i valori dei parametri principali utili alla verifica:

$$A = 981.8 \text{ mm}^2;$$

$$J = 281931 \text{ mm}^4;$$

$$Y_G = 30.21 \text{ mm}$$

$$\text{Modulo di resistenza flessionale: } W = \frac{J}{Y_{MAX}} = \left(\frac{281931}{30.21} \right) \text{ mm}^3 \cong 9332.4 \text{ mm}^3$$

$$\text{Carico utile di progetto} = 5000 \text{ N/m}^2;$$

$$\text{Luce della trave} = 1575 \text{ mm}$$

$$\text{Carico utile sulla trave } q = 1.5 \cdot (5000 \cdot 0.494) \text{ N/m} \cong 3705 \text{ N/m};$$

Peso proprio = trascurabile rispetto al carico variabile.

$$E = 206000 \text{ N/mm}^2.$$

$$\text{Momento flettente massimo agente: } M = \frac{q \cdot l^2}{8} = \left(\frac{3.705 \cdot 1575^2}{8} \right) \text{ N} \cdot \text{mm} = 1148839 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$\text{Momento resistente di progetto: } M_{c,Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \left(\frac{9332 \cdot 235}{1.05} \right) \text{ N} \cdot \text{mm} = 2088590 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

TRIBUNA CLASSE "2M5/1" CON COPERTURA

Indice di resistenza:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \cong 0.55 \leq 1$$

Verifica di deformabilità:

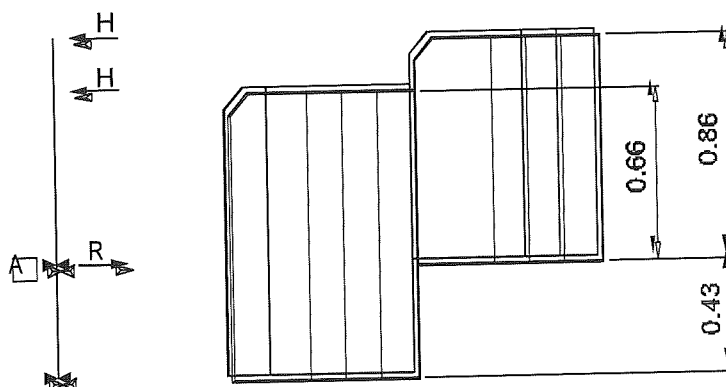
$$f = \frac{5}{384} \frac{q \cdot l^4}{EJ} = \dots = 5.11 \text{ mm} < 7.88 \text{ mm} = \frac{l}{200} = f_{adm}$$

Essendo i valori di sforzo e deformazione inferiori ai limiti imposti da D.M. 14/01/2008, le verifiche risultano soddisfatte.

11.4. SPONDE E PARAPETTI

11.4.1. Sponda laterale

Si verifica tale elemento alle azioni di progetto secondo lo schema di calcolo nella figura seguente:



Il montante della sponda laterale è un tubo quadro 50x2 avente $f_{yk} \cong 360 \text{ N/mm}^2$ (vedi certificati rilasciati dal laboratorio di prova). Di seguito vengono riassunti i valori dei parametri principali utili alla verifica:

Spinta sul corrente, posto all'altezza di 1,00 m sul piano di calpestio: $H = 1.5 \cdot (2000 \cdot 0.35) \text{ N} = 1050 \text{ N}$

Modulo di resistenza flessionale:

$$W_{pl,1} = 6662 \text{ mm}^3$$

Momento resistente di progetto:

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl,1} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \left(\frac{6662 \cdot 360}{1.05} \right) \text{ N} \cdot \text{mm} = 2284114 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

Momento flettente massimo agente:

$$M_{Ed,d} = [1050 \cdot (1.06 + 0.66)] \text{ N} \cdot \text{mm} = 1806000 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

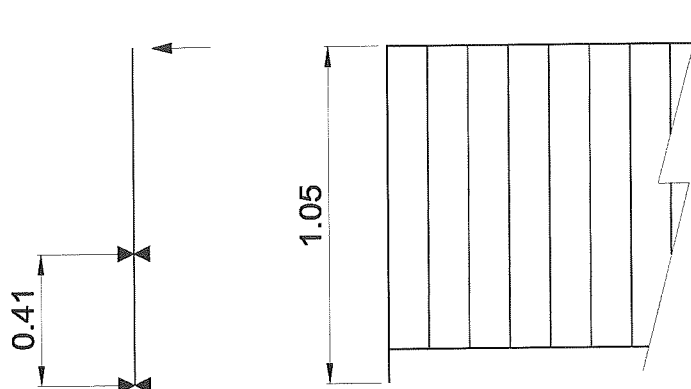
Indice di resistenza: $\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \cong 0.791 \leq 1$

Essendo i valori di sforzo inferiori ai limiti imposti da D.M. 14/01/2008, la verifica risulta soddisfatta.

11.4.2. Parapetti anteriori

Si verifica tale elemento alle azioni di progetto secondo lo schema di calcolo nella figura seguente:

TRIBUNA CLASSE "2M5/1" CON COPERTURA



Di seguito vengono riassunti i valori dei parametri principali utili alla verifica:

Per il corrimano si usa tubo quadro 50x2 avente: $W_{pl,1} = 6662 \text{ mm}^3$ $f_{yk} \cong 360 \text{ N/mm}^2$ (vedi certificati rilasciati dal laboratorio di prova). La spinta che si applica al parapetto, ad un'altezza di 1,05 m sul piano di calpestio, in combinazione SLU dei carichi, vale:

Carico SLU sul corrimano: $q = 1.5 \cdot 2000 \text{ N/m} = 3000 \text{ N/m}$

Momento flettente massimo agente: $M_{E1,d} = \left(\frac{3000 \cdot 1.57^2}{8} \right) \text{ N} \cdot \text{m} \cong 924340 \text{ N} \cdot \text{mm}$

Momento resistente di progetto: $M_{c,Rd} = \frac{W_{pl,1} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \left(\frac{6662 \cdot 360}{1.05} \right) \text{ N} \cdot \text{mm} = 2284114 \text{ N} \cdot \text{mm}$

Indice di resistenza per il corrimano: $\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \cong 0.405 \leq 1$

Per il montante si usa un tubo quadro 50x2:

Modulo di resistenza flessionale: $W_{pl,1} = 6662 \text{ mm}^3$

Momento resistente di progetto: $M_{c,Rd} = \frac{W_{pl,1} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \left(\frac{6662 \cdot 360}{1.05} \right) \text{ N} \cdot \text{mm} = 2284114 \text{ N} \cdot \text{mm}$

Momento flettente massimo agente: $M = \left(1.5 \cdot 2000 \cdot \frac{1.57}{2} \cdot 0.64 \right) \text{ N} \cdot \text{m} = 1507200 \text{ N} \cdot \text{mm}$

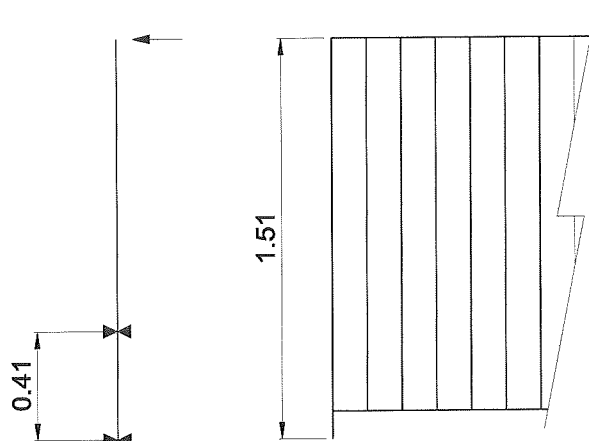
Indice di resistenza: $\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \cong 0.660 \leq 1$

Essendo i valori di sforzo inferiori ai limiti imposti da D.M. 14/01/2008, la verifica risulta soddisfatta.

11.4.3. Parapetti posteriori

Si verifica tale elemento alle azioni di progetto secondo lo schema di calcolo nella figura seguente:

TRIBUNA CLASSE "2M5/1" CON COPERTURA



Di seguito vengono riassunti i valori dei parametri principali utili alla verifica:

Per il corrimano si usa tubo quadro 50x2 avente: $W_{pl,1} = 6662 \text{ mm}^3$ $f_{yk} \cong 360 \text{ N/mm}^2$ (vedi certificati rilasciati dal laboratorio di prova). La spinta che si applica al parapetto, ad un'altezza di 1,05 m sul piano di calpestio, in combinazione SLU dei carichi, vale:

Carico SLU sul corrimano: $q = 1.5 \cdot 2000 \text{ N/m} = 3000 \text{ N/m}$

Momento flettente massimo agente: $M_{E1,d} = \left(\frac{3000 \cdot 1.57^2}{8} \right) \text{ N} \cdot \text{m} \cong 924340 \text{ N} \cdot \text{mm}$

Momento resistente di progetto: $M_{c,Rd} = \frac{W_{pl,1} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \left(\frac{6662 \cdot 360}{1.05} \right) \text{ N} \cdot \text{mm} = 2284114 \text{ N} \cdot \text{mm}$

Indice di resistenza per il corrimano: $\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \cong 0.405 \leq 1$

Per il montante si usa un tubo quadro 50x3 avente $f_{yk} \cong 360 \text{ N/mm}^2$ (vedi certificati rilasciati dal laboratorio di prova):

Modulo di resistenza flessionale: $W_{pl,1} = 6662 \text{ mm}^3$

Momento resistente di progetto: $M_{c,Rd} = \frac{W_{pl,1} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \left(\frac{9387 \cdot 360}{1.05} \right) \text{ N} \cdot \text{mm} = 3218400 \text{ N} \cdot \text{mm}$

Momento flettente massimo agente: $M = \left(1.5 \cdot 2000 \cdot \frac{1.57}{2} \cdot 1.1 \right) \text{ N} \cdot \text{m} = 2590500 \text{ N} \cdot \text{mm}$

Indice di resistenza: $\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \cong 0.805 \leq 1$

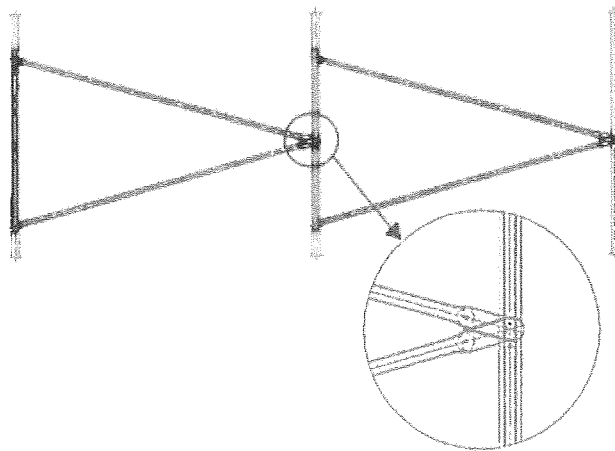
Essendo i valori di sforzo inferiori ai limiti imposti da D.M. 14/01/2008, la verifica risulta soddisfatta.

11.5. COLLEGAMENTI

Di seguito si riportano le verifiche dei collegamenti più sollecitati, relativi alla struttura portante. Si considerano implicitamente soddisfatte le verifiche relative ai restanti collegamenti, in quanto le relative azioni risultano meno significative.

11.5.1. Collegamento triangolo di controvento - montante

Il collegamento è effettuato mediante un bullone M16 classe 8.8 secondo lo schema in figura:



La massima azione tagliante registrata in combinazione SLU/SLV dei carichi, agente sul bullone, vale:

$$V_{Ed} = 2810 \text{ N}$$

Si esegue la verifica a taglio secondo il paragrafo 4.2.8.1.1 del D.M. 14/01/2008:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \left(\frac{137 \cdot 235}{\sqrt{3} \cdot 1.05} \right) N = 17702 N$$

$$V_{Ed} < V_{c,Rd}$$

Si esegue la verifica del collegamento a rifollamento, secondo il paragrafo 4.2.8.1.1 del D.M. 14/01/2008.

La resistenza di calcolo a rifollamento $F_{b,Rd}$ del tubo vale:

$$F_{b,Rd} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}}$$

$$k=2.5$$

$$a=0.29$$

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

$t=14 \text{ mm}$

$$F_{b,Rd} = \left(\frac{2.5 \cdot 0.29 \cdot 235 \cdot 18 \cdot (4 \cdot 3.5)}{1.25} \right) N = 34347 N$$

$$\frac{V_{Ed}}{F_{b,Rd}} = 0.08 \leq 1$$

Essendo gli indici inferiori ad uno, le verifiche risultano soddisfatte.

11.5.2. Collegamento trave longitudinale e montanti anteriori di copertura

Si verifica in questo paragrafo il collegamento tra trave longitudinale e montanti anteriori della copertura, essendo questo il nodo soggetto agli sforzi maggiori.

La trave longitudinale è collegata ai montanti mediante 2 Viti M16 cl 8.8.



La resistenza di calcolo a taglio dell'unione bullonata vale:

$$F_{V,Rd} = \frac{0.6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res}}{\gamma_{M2}} = \left(\frac{0.6 \cdot 800 \cdot (2 \cdot 157)}{1.25} \right) N = 120576 N$$

La massima azione assiale sul corrente in combinazione SLU dei carichi vale: $F_{V,Ed} = 42000 N$

$$\frac{F_{V,Ed}}{F_{V,Rd}} \cong 0.34 \leq 1 \rightarrow \text{Verifica soddisfatta!}$$

11.6. VERIFICA DEL NODO DI BASE DELLE COLONNE DELLA COPERTURA

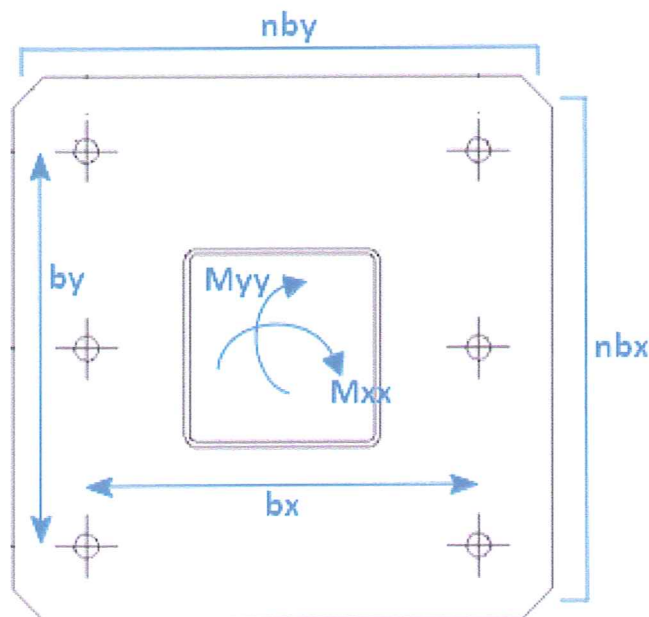
I montanti della copertura sono ancorati a terra per evitare che il vento provochi trascinamenti, ribaltamenti o sollevamenti della struttura. Si verifica il collegamento a terra dei montanti anteriori, che subiscono le

TRIBUNA CLASSE "2M5/1" CON COPERTURA

forze di trazione più significative (vedi capitolo 9). La verifica viene condotta a pressoflessione, mentre si omette la verifica a taglio, dato che l'azione tagliante assume un valore molto basso. Si ritiene comunque la verifica soddisfatta. Le reazioni vincolari massime dei montanti anteriori in combinazione SLU dei carichi si ottengono dal modello numerico per le varie direzioni degli assi cartesiani (vedi capitolo 8), e valgono:

Azione assiale di trazione: $N_{Ed} = 1602 \text{ kg}$
 Momento agente secondo la direzione X-X: $M_{Ed,X-X} = 27070 \text{ kgcm}$
 Momento agente secondo la direzione Y-Y: $M_{Ed,Y-Y} = 16690 \text{ kgcm}$

La piastra di base è schematizzata in pianta nella figura seguente:



Si considerano le seguenti caratteristiche della connessione:

L'azione di trazione sul singolo tassello in direzione X è data dalla somma, in combinazione SLU dei carichi:

$$N_X = N_{Traz} + N_{Mf}$$

$$N_{Traz} \frac{N_{Tot}}{6} \cong \frac{10190N}{6} \cong 170N$$

$$N_{Mf} = \frac{M_{xx}}{nbx \cdot bx} = \frac{270700Ncm}{3 \cdot 30cm} \cong 3007N$$

$$N_X = (3007 + 170)N = 3177N$$

TRIBUNA CLASSE "2M5/1" CON COPERTURA

L'azione di trazione sul singolo tassello in direzione Y è data dalla somma, in combinazione SLU dei carichi:

$$N_Y = N_{Traz} + N_{Mf}$$

$$N_{Traz} \frac{N_{Tot}}{6} \cong \frac{10190N}{6} \cong 170N$$

$$N_{Mf} = \frac{M_{yy}}{n_{by} \cdot b_y} = \frac{166900Ncm}{2 \cdot 30cm} \cong 2782N$$

$$N_Y = (2782 + 170)N = 2952N$$

Utilizzando barre filettate M12 con ancorante chimico tipo BOSSONG BCR 300 V-PLUS (Profondità effettiva di ancoraggio hef=80mm minimo) o di caratteristiche prestazionali migliori, il collegamento risulta in sicurezza. Infatti, da scheda tecnica del produttore, i seguenti carichi ammissibili del connettore risultano inferiori a quelli agenti (per calcestruzzo C20/25 non fessurato):

Nrec = 23700 N c.a.d. 17000

Vrec = 23300 N c.a.d. 12500

Alzano Lombardo (BG), 24 luglio 2015

Il Tecnico

Dott. Ing. Marco Rota Nodari

