

LARCHER

Larcher Maschinenbau GmbH

Larcher costruzioni
meccaniche S.r.l.

Relazione di calcolo struttura metallica palco
auditorium San Romano

Piazza San Romano, 55100 Lucca (Lu)

Lana, agosto 2024

Dott. Ing Marco Giorgio Filipazzi

A handwritten signature in black ink that reads "Marco Filipazzi". The signature is written in a cursive, flowing style.

Sommario	
01 Descrizione.....	5
02 Normative di riferimento	7
03 Ipotesi generali.....	9
03.1 Generale.....	9
03.2 Valutazione della sicurezza	9
03.3 Software di calcolo.....	9
04 Azioni sulla struttura.....	11
04.1 Classificazione delle azioni secondo la variazione della loro intensità nel tempo	11
04.1.1 Carichi permanenti (G).....	11
04.1.2 Carichi variabili (Q).....	11
04.2 Combinazione delle azioni	11
04.3 Valori dei coefficienti di sicurezza.....	11
04.3.1 Coefficienti parziali di sicurezza dei materiali.....	12
04.4 Valori di coefficienti di combinazione.....	12
05 Analisi dei carichi	13
05.1 Peso proprio degli elementi strutturali.....	13
05.2 Peso proprio degli elementi non strutturali e carichi accidentali.....	13
06 Materiali.....	15
06.1 Acciai laminati.....	15
06.2 Legno lamellare.....	15
07 Pedana palco.....	17
07.1 Descrizione del modello di calcolo.....	17
07.2 Caratteristiche delle sezioni.....	19
07.2.1 Profilo rettangolare 80X40 spessore 3.....	19
07.2.2 Profilo rettangolare 50X50 spessore 3.....	20
07.2.3 Profilo quadrato 40x40 spessore 2	20
07.3 Caso di carico 1	20
07.3 .1 Reazioni vincolari	20
07.3.2 Deformazioni.....	21
07.4 Caso di carico 2	21
07.4.1 Reazioni vincolari	22
07.4.2 Deformazioni.....	22
07.5 Verifica strutturale caso di carico 1	23
07.5.1 Azioni interne.....	23
07.5.2 Verifica profilo 80X40 spessore 3	25

07.5.3 Verifica profilo 50X50 spessore 3	27
07.5.4 Verifica profilo 40X40 spessore 2	28
07.6 Verifica strutturale caso di carico 2	30
07.6.1 Azioni interne	30
07.6.2 Verifica profilo 80X40 spessore 3	32
07.6.3 Verifica profilo 50X50 spessore 3	34
07.6.4 Verifica profilo 40X40 spessore 2	35
08 Verifica tavolato in legno	37
08.1 Ipotesi di calcolo	37
08.2 Carichi nominali	37
08.3 Azioni interne	38
08.3.1 Azione assiale	38
08.3.2 Taglio	38
08.3.3 Momento	38
08.6 Verifica a flessione	38
09 Verifica parapetti	41
09.1 Descrizione modello	41
09.2 Reazioni vincolari	41
09.3 Deformazioni	42
09.4 Verifica profili parapetto	42
09.5 Verifica viti fissaggio parapetto	44
09.5.1 Verifica a taglio vite	45
09.5.2 Verifica rifollamento lamiera	45
10 Riepilogo	47
11 Conclusioni	49

01 Descrizione

Scopo del presente lavoro è la verifica strutturale delle strutture metalliche di fornitura “Larcher costruzioni meccaniche s.r.l.” presso l’auditorium San Romano di Lucca (Lu).
In Figura 1 e Figura 2 una panoramica.

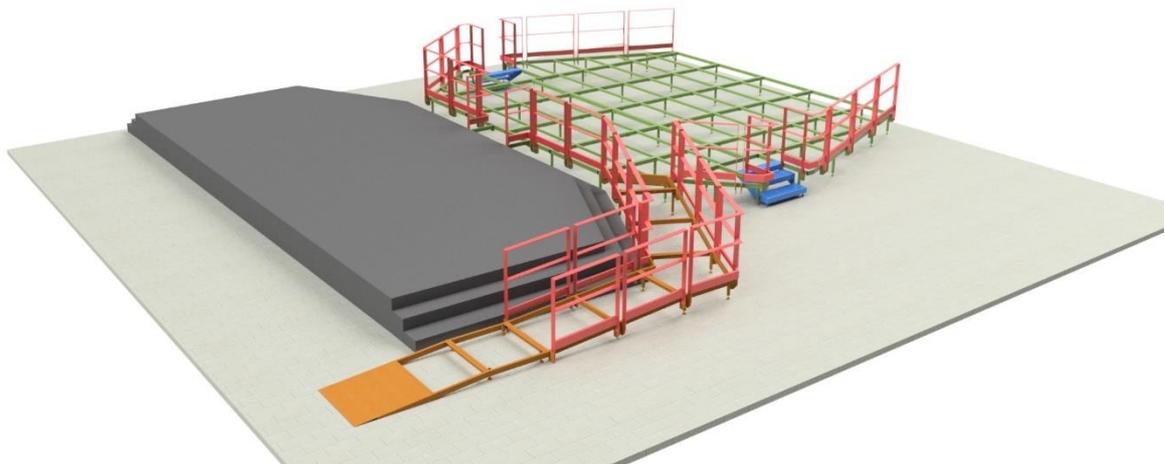


Figura 1



Figura 2

Esse consistono in:

- Pedane modulari (strutture verdi in Figura 1 e Figura 2)
- Scale di accesso (strutture blu in Figura 1 e Figura 2)
- Parapetti metallici (strutture rosse in Figura 1 e Figura 2)

02 Normative di riferimento

La progettazione delle opere strutturali è stata svolta nel rispetto del D.M. 17/01/2018 “Norme Tecniche per le Costruzioni”, nel seguito richiamata NTC 2018.

Circa le indicazioni applicative per l’ottenimento delle prescritte prestazioni, per quanto non espressamente specificato nella NTC 2018, si è fatto riferimento a normative di comprovata validità e ad altri documenti tecnici (NTC 2018, § 1), in particolare agli Eurocodici con le relative Appendici Nazionali.

- La progettazione strutturale è stata elaborata nel pieno rispetto delle seguenti normative nazionali: Decreto del Ministero delle Infrastrutture 17 Gennaio 2018 – Approvazione delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2018)
- Circolare del Ministero delle Infrastrutture 2 Febbraio 2009, n. 617 – Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 Gennaio 2008 (Circ. NTC 2008)
- D.M. 16 febbraio 2007: Classificazione di resistenza al fuoco di prodotti ed elementi costruttivi di opere da costruzione;

La progettazione strutturale è stata elaborata nel pieno rispetto delle seguenti normative europee:

- UNI EN 1990:2006 Eurocodice 0 Criteri generali di progettazione strutturale;
- UNI EN 1991-1-1:2004 Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture Parte 1-1: Azioni in generale – Pesì per unità di volume, pesì propri e sovraccarichi per gli edifici;
- UNI EN 1992-1-2:2005 Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo Parte 1-2: Regole generali – Progettazione strutturale contro l’incendio;
- UNI EN 1993-1-1:2014 Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture in acciaio Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;
- UNI EN 1999-1-1:2007 Eurocodice 9 – Progettazione delle strutture di alluminio Parte 1-1: Regole strutturali generali;

03 Ipotesi generali

03.1 Generale

Le opere strutturali sono verificate per gli stati limite ultimi che possono presentarsi, in conseguenza alle diverse combinazioni delle azioni e per gli stati limite di esercizio, definiti in relazione alle prestazioni attese.

03.2 Valutazione della sicurezza

Per la valutazione della sicurezza della struttura si adotta il criterio del metodo semiprobabilistico agli stati limite, basato sull'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza, confrontando la resistenza e l'effetto delle azioni.

Le opere e le varie tipologie strutturali devono possedere i seguenti requisiti:

- Sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU): capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone ovvero comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, ovvero mettere fuori servizio l'opera;
- Sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE): capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio;

Le opere strutturali devono essere verificate:

- Per gli stati limite ultimi che possono presentarsi, in conseguenza alle diverse combinazioni delle azioni;
- Per gli stati limite di esercizio definiti in relazione alle prestazioni attese.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi di resistenza si effettua con il "metodo dei coefficienti parziali" di sicurezza espresso dalla equazione formale: $R_d \geq E_d$ dove:

- R_d è la resistenza di progetto, valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali e ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate;
- E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni, valutato in base ai valori di progetto $F_{dj} = F_{kj} \cdot \gamma_{Fj}$ delle azioni, o direttamente $E_{dj} = E_{kj} \cdot \gamma_{Ej}$.

I coefficienti parziali di sicurezza, γ_{Mi} e γ_{Fj} , associati rispettivamente al materiale i -esimo e all'azione j -esima, tengono in conto la variabilità delle rispettive grandezze e le incertezze relative alle tolleranze geometriche e alla affidabilità del modello di calcolo.

03.3 Software di calcolo

Le analisi e le verifiche delle strutture portanti sono svolte con l'ausilio dei seguenti codici di calcolo. L'affidabilità dei codici utilizzati e l'attendibilità dei risultati ottenuti sono state controllate confrontando i risultati con calcoli ausiliari (NTC 2018, § 10.2).

Autodesk Inventor, modulo simulazione	Analisi agli elementi finiti, Analisi telai
Microsoft Excel	Software per la realizzazione di fogli di calcolo
Microsoft Word	Software per l'elaborazione di testi

Le analisi e le verifiche della struttura sono svolte con l'ausilio dell'analisi IFA di Autodesk Inventor e del modulo FEM di Autodesk Inventor.

04 Azioni sulla struttura

04.1 Classificazione delle azioni secondo la variazione della loro intensità nel tempo

04.1.1 Carichi permanenti (G)

Le azioni agiscono durante tutta la vita nominale della costruzione, la cui variazione d'intensità nel tempo è così piccola e lenta da poterle considerare con sufficiente approssimazione, costanti nel tempo:

- Peso proprio di tutti gli elementi strutturali; forze risultanti dalla pressione dell'acqua: G1 I pesi propri degli elementi strutturali sono determinati in base alle sezioni geometriche e ai pesi specifici corrispondenti, riportati nelle NTC 2018, § 3.1.2, Tab. 3.1.I.
Acciaio 78,50 kN/m³
- Peso proprio di tutti gli elementi non strutturali: G2 I carichi permanenti portati derivano dalle densità dei materiali e sono dedotti dalle stratigrafie dei solai e dai pacchetti portati.

04.1.2 Carichi variabili (Q)

Le azioni variabili sulle strutture o sull'elemento strutturale con valori istantanei possono essere sensibilmente diverse fra loro nel tempo:

- Lunga durata: azioni che agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura.
- Breve durata: azioni che agiscono per un periodo breve rispetto alla vita nominale della struttura.

I valori dei carichi d'esercizio, per le diverse categorie di edifici, sono riportati nelle NTC 2018, § 3.1.4, Tabella 3.1.II.

04.2 Combinazione delle azioni

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

- Combinazione fondamentale – SLU
 $\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \Psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$
- Combinazione caratteristica (rara) – SLE
 $G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + \Psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$
- Combinazione frequente – SLE
 $G_1 + G_2 + P + \Psi_{11} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \Psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$
- Combinazione quasi permanente – SLE
 $G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \Psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$
- Combinazione sismica – SLU e SLE
 $E + G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$
- Combinazione eccezionale – SLU
 $G_1 + G_2 + P + A_d + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$

04.3 Valori dei coefficienti di sicurezza

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{Gi} e γ_{Qi} sono dati dalla NTC 2018, § 2.6.1.

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0.9	1.00	1.00
	Sfavorevole		1.10	1.30	1.00
Carichi permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2}	0.8	0.8	0.8
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3
Carichi variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0.00	0.00	0.00
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3

Tabella 1

Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) sono compiutamente definiti si adottano per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

04.3.1 Coefficienti parziali di sicurezza dei materiali

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza dei materiali γ_i sono dati dalla NTC 2018, § 4.3.3, §4.2.4.1.1, §4.4.6.

Nelle verifiche agli stati limite ultimi si assume:

- γ_c (calcestruzzo) = 1,50
- γ_A (acciaio da carpenteria) = 1,05
- γ_s (acciaio da armatura) = 1,15
- γ_v (connessioni) = 1,25
- γ_{M0} (resistenza delle sezioni) = 1,05
- γ_{M1} (resistenza all'instabilità delle membrature) = 1,05
- γ_{M1} (resistenza all'instabilità delle membrature, ponti) = 1,10
- γ_{M2} (resistenza nei riguardi della frattura delle sezioni tese) = 1,25

04.4 Valori di coefficienti di combinazione

I valori dei coefficienti di combinazione sono dati dalla NTC 2018, § 2.5.2, Tab. 2.5.1.

Categoria	Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
A	Ambienti ad uso residenziale	0.7	0.5	0.3
B	Uffici	0.7	0.5	0.3
C	Ambienti suscettibili ad affollamento	0.7	0.7	0.6
D	Ambienti ad uso commerciale	0.7	0.7	0.6
E	Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1.0	0.9	0.8
F	Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $\leq 30\text{kN}$)	0.7	0.7	0.6
G	Rimesse e parcheggi per autoveicoli di peso $> 30\text{kN}$)	0.7	0.5	0.3
H	Coperture accessibili per sola manutenzione	0.0	0.0	0.0
I	Coperture praticabili	Da valutarsi caso per caso		
K	Coperture per usi speciali (Impianti, eliporti, ...)			
	Vento	0.6	0.2	0.0
	Neve (a quota ≤ 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

Tabella 2

05 Analisi dei carichi

05.1 Peso proprio degli elementi strutturali

Il peso proprio di tutti gli elementi strutturali è valutato in base al peso di unità di volume dei principali materiali strutturali (vedasi NTC 2018, § 3.1.2, Tab. 3.1.I).

05.2 Peso proprio degli elementi non strutturali e carichi accidentali

I carichi permanenti non strutturali e quelli accidentali sono riportati nella seguente Tabella 3.

Carico	Valore di calcolo
Carico su superficie pedana	5 kN/m ²
Carico su lunghezza parapetti	2 kN/m
Carico dovuto al peso dei pannelli	0.5 kN/m ²

Tabella 3

06 Materiali

Le caratteristiche principali dei materiali, usati per la realizzazione delle strutture portanti, sono riportate nei seguenti paragrafi.

06.1 Acciai laminati

L' acciaio deve essere saldabile e qualificato. Si assume per tutte le classi di resistenza i seguenti valori nominali delle proprietà del materiale:

- Modulo elastico $E = 210.000\text{N/mm}^2$
- Coefficiente di Poisson $\nu = 0,15$
- Coefficiente di espansione termica lineare $\alpha = 12 \times 10^{-6}$ per $^{\circ}\text{C}^{-1}$

Norma e qualità degli acciai	Spessore nominale dell'elemento			
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} < t \leq 80$ mm	
	F_{yk} [N/mm^2]	F_{yk} [N/mm^2]	F_{yk} [N/mm^2]	F_{yk} [N/mm^2]
S235	235	360	215	360
S275	275	430	255	410
S355	355	510	335	470

Tabella 4

06.2 Legno lamellare

Tabella B.21-Classi di resistenza per legno lamellare di conifera omogeneo e combinato secondo EN 1194.

Valori caratteristici di resistenza e modulo elastico		GL24h	GL24c	GL28h	GL28c	GL32h	GL32e	GL36h	GL36c
Resistenze (MPa)									
Flessione	$f_{m,g,k}$	24		28		32		36	
Trazione parallela alla fibratura	$f_{t,0,g,k}$	16.5	14.0	19.5	16.5	22.5	19.5	26	22.5
Trazione perpendicolare alla fibratura	$f_{t,90,g,k}$	0.40	0.35	0.45	0.4	0.5	0.45	0.60	0.50
Compressione parallela alla fibratura	$f_{c,0,g,k}$	24.0	21.0	26.5	24.0	29.0	26.5	31.0	29.0
Compressione perpendicolare alla fibratura	$f_{c,90cg,k}$	2.7	2.4	3.0	2.7	3.3	3.0	3.6	3.3
Taglio	$f_{v,g,k}$	2.7	2.2	3.2	2.7	3.8	3.2	4.3	3.8
Modulo elastico (GPa)									
Modulo elastico medio parallelo alle fibre	$E_{0,g,mean}$	11.6	11.6	12.6	12.6	13.7	13.7	14.7	14.7
Modulo elastico caratteristico parallelo alle fibre	$E_{0,g,05}$	9.4	9.4	10.2	10.2	11.1	11.1	11.9	11.9
Modulo elastico medio perpendicolare alle fibre	$E_{90,g,mean}$	0.39	0.32	0.42	0.39	0.46	0.42	0.49	0.46
Modulo di taglio medio	$G_{g,mean}$	0.72	0.59	0.78	0.72	0.85	0.78	0.91	0.85
Massa volumica (kg/m ³)									
Massa volumica caratteristica	$P_{g,k}$	380	350	410	380	430	410	450	430

Tabella 5

07 Pedana palco

07.1 Descrizione del modello di calcolo

Il palco si compone di elementi modulari affiancati (Figura 3).



Figura 3

Per la verifica si considera l'elemento evidenziato in Figura 4 in quanto risulta essere quello dotato di superficie maggiore e affiancato da elementi analoghi.

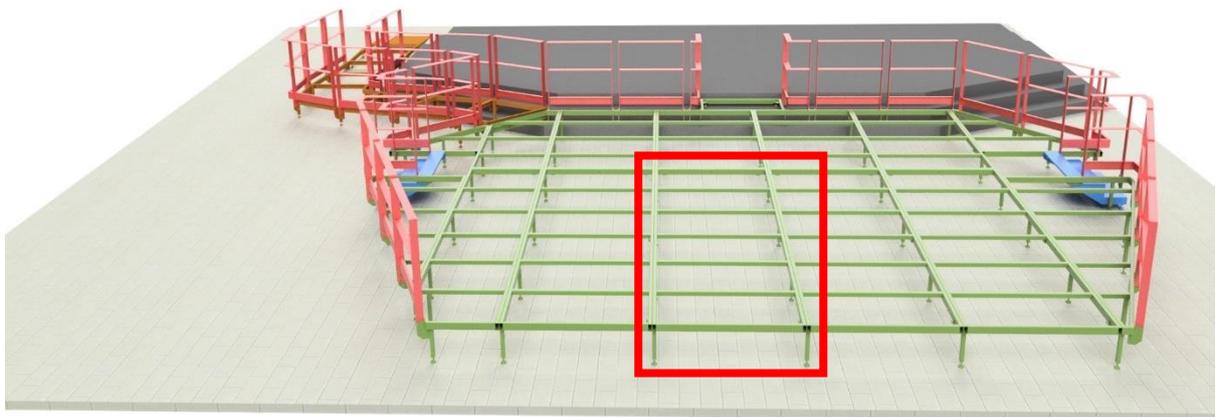


Figura 4

In Figura 5 il particolare studiato

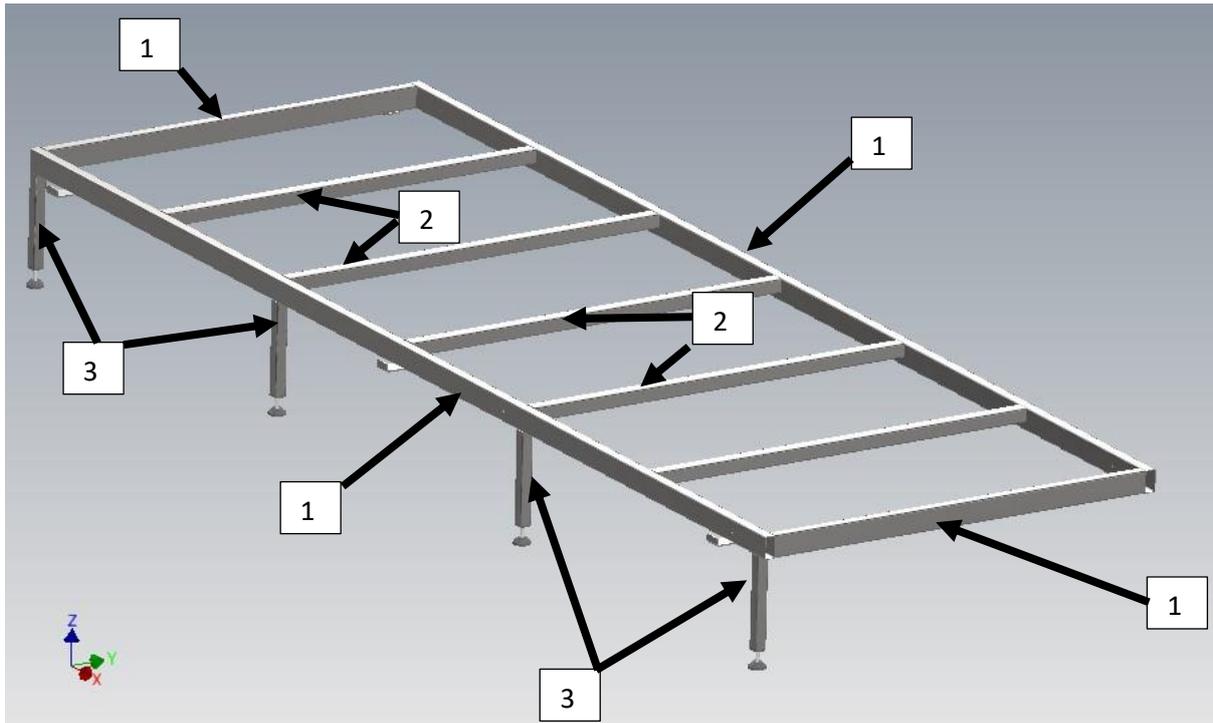


Figura 5

La struttura del modulo si compone di:

- Travi principali, realizzate con profili rettangolari 80X40 spessore 3 mm (1 in Figura 5)
- Travi secondarie, realizzate con profili quadrati 50X50 spessore 3 mm (2 in Figura 5)
- Colonne di appoggio, realizzate con profili quadrati 40X40 spessore 2 (3 in Figura 5)

Nello studio si sono considerati i seguenti carichi casi di carico:

Caso di carico 1, pedana caricata e isolata rispetto alle altre.

Si considerano i seguenti carichi:

- Peso proprio elementi modellati
- Carico uniformemente distribuito $500\text{Kg}/\text{m}^2$
- Carico dovuto al peso dei pannelli pavimento $50\text{ Kg}/\text{m}^2$

Caso di carico 2, pedana caricata e pedane adiacenti anche esse caricate.

Si considerano i seguenti carichi:

- Peso proprio elementi modellati
- Carico uniformemente distribuito $500\text{Kg}/\text{m}^2$
- Carico dovuto al peso dei pannelli pavimento $50\text{ Kg}/\text{m}^2$
- Reazioni vincolari moduli adiacenti

Per la pedana è stato creato un modello in Inventor, sfruttando il modulo IFA, in Figura 6 il modello utilizzato con la numerazione dei vincoli.

Il modello è stato vincolato a terra con dei vincoli di tipo cerniera-carrello.

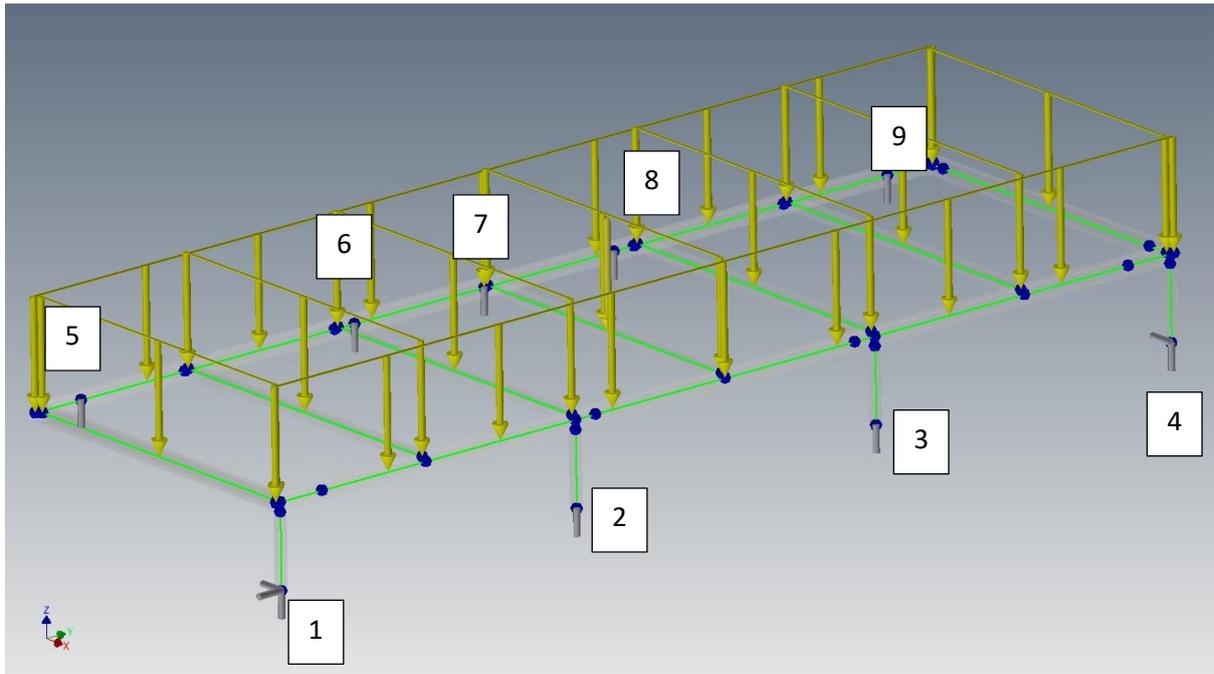


Figura 6

07.2 Caratteristiche delle sezioni

07.2.1 Profilo rettangolare 80X40 spessore 3

In Tabella 6 e Tabella 7 le principali caratteristiche del profilo

Base b: 40 mm	
Altezza h: 80 mm	
Spessore s:3	
Area: 684 mm ²	
$J_{xx} = 558500 \text{ mm}^4$	
$J_{yy} = 184300 \text{ mm}^4$	
$W_{xx,el} = 13962 \text{ mm}^3$	
$W_{yy,el} = 9215 \text{ mm}^3$	
$W_{xx,pl} = 17450 \text{ mm}^3$	
$W_{yy,pl} = 10610 \text{ mm}^3$	
Materiale: S235	
Parametro $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}} = 1$	

Tabella 6

Parte soggetta a flessione	Parte soggetta a compressione	Parte soggetta a flessione e compressione
$\frac{c}{t} = 22 < 72 \cdot \varepsilon$	$\frac{c}{t} = 9 < 33 \cdot \varepsilon$	$\frac{c}{t} = 9 < \frac{396 \cdot \varepsilon}{13 \cdot \alpha - 1} = 72$

Tabella 7

Il profilo risulta di classe 1

07.2.2 Profilo rettangolare 50X50 spessore 3

In Tabella 8 e Tabella 9 le principali caratteristiche del profilo

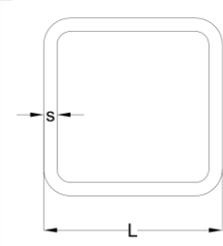
Base L: 50 mm	
Spessore s: 3 mm	
Area: 564 mm ²	
J _{xx} =J _{yy} = 208500 mm ⁴	
W _{xx,el} =W _{yy,el} = 8340 mm ³	
W _{xx,pl} =W _{yy,pl} = 9950 mm ³	
Materiale: S235	
Parametro $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}} = 1$	

Tabella 8

Parte soggetta a flessione	Parte soggetta a compressione	Parte soggetta a flessione e compressione
$\frac{c}{t} = 12 < 72 \cdot \varepsilon$	$\frac{c}{t} = 12 < 33 \cdot \varepsilon$	$\frac{c}{t} = 12 < \frac{396 \cdot \varepsilon}{13 \cdot \alpha - 1} = 72$

Tabella 9

Il profilo risulta di classe 1

07.2.3 Profilo quadrato 40x40 spessore 2

In Tabella 10 e Tabella 11 le principali caratteristiche del profilo

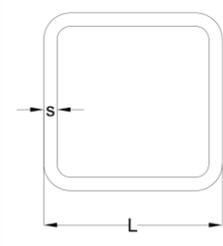
Base L: 40 mm	
Spessore s: 2 mm	
Area: 294 mm ²	
J _{xx} =J _{yy} = 69402 mm ⁴	
W _{xx,el} =W _{yy,el} = 3470 mm ³	
W _{xx,pl} =W _{yy,pl} = 4336 mm ³	
Materiale: S235	
Parametro $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}} = 1$	

Tabella 10

Parte soggetta a flessione	Parte soggetta a compressione	Parte soggetta a flessione e compressione
$\frac{c}{t} = 16 < 72 \cdot \varepsilon$	$\frac{c}{t} = 16 < 33 \cdot \varepsilon$	$\frac{c}{t} = 16 < \frac{396 \cdot \varepsilon}{13 \cdot \alpha - 1} = 72$

Tabella 11

Il profilo risulta di classe 1

07.3 Caso di carico 1

Di seguito i risultati del caso di carico in cui il modulo è considerato isolato rispetto agli altri

07.3 .1 Reazioni vincolari

In Tabella 12 le reazioni vincolari, la numerazione dei vincoli e la disposizione sistema di riferimento in Figura 6.

Vincolo	Reazioni [N]		
	X	Y	Z
1	0	0	2620
2	0	0	6610
3	0	0	6610
4	0	0	2620
5	0	0	3420
6	0	0	5665
7	0	0	250
8	0	0	5665
9	0	0	3420
Totale	0	0	36880

Tabella 12

07.3.2 Deformazioni

In Figura 7 si riportano le deformazioni ai carichi d'esercizio

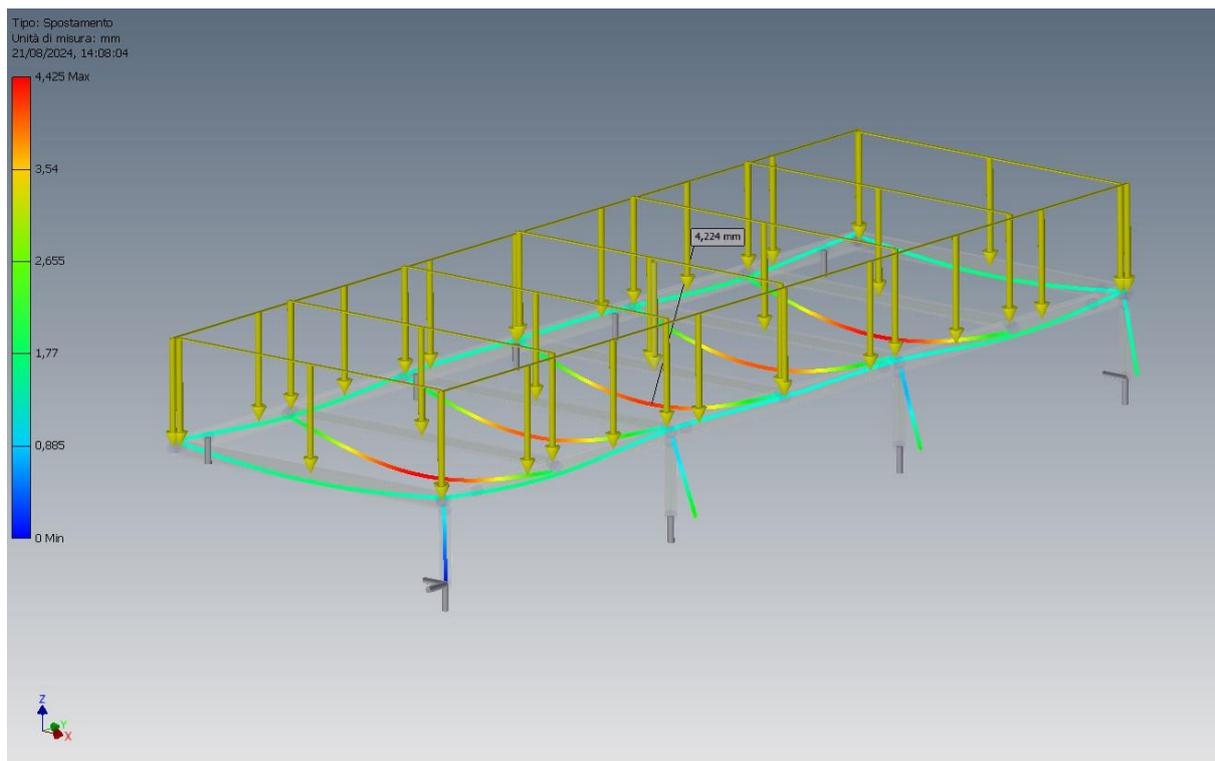


Figura 7

Le deformazioni massime sono inferiori a 5 mm.

07.4 Caso di carico 2

Analogo al caso precedente con l'unica differenza che vengono applicate le forze concentrate in corrispondenza degli appoggi, dovute alla presenza di moduli adiacenti anch'essi caricati.

07.4.1 Reazioni vincolari

In Tabella 13 le reazioni vincolari, la numerazione dei vincoli e la disposizione sistema di riferimento in Figura 6.

Vincolo	Reazioni [N]		
	X	Y	Z
1	0	0	5250
2	0	0	13210
3	0	0	13100
4	0	0	8730
5	0	0	3400
6	0	0	5600
7	0	0	800
8	0	0	4600
9	0	0	7650
Totale	0	0	62340

Tabella 13

07.4.2 Deformazioni

In Figura 8 si riportano le deformazioni ai carichi d'esercizio.

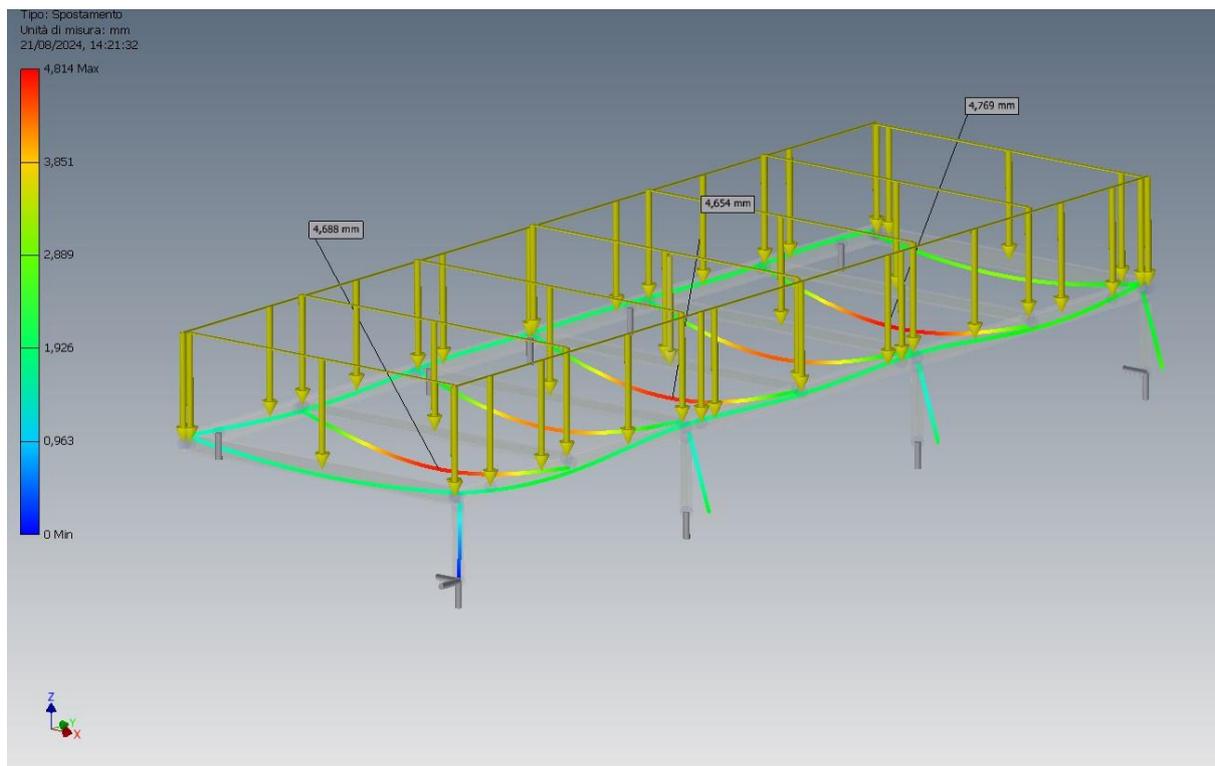


Figura 8

Le deformazioni massime sono inferiori a 5 mm.

07.5 Verifica strutturale caso di carico 1

Di seguito si riportano i grafici delle azioni interne di progetto e si effettuerà la verifica secondo NTC2018.

Sono stati considerati i seguenti fattori di sicurezza parziali sulle azioni.

- Azioni permanenti $\gamma_g=1.3$
- Azioni variabili $\gamma_q=1.5$

07.5.1 Azioni interne

Di seguito i grafici delle azioni interne sulla struttura della pedana.

Per ogni azione interna si riporta una prima immagine globale della struttura, e in seguito il dettaglio della trave più sollecitata per ogni tipologia di profilo

07.5.1.1 Azione assiale

Azioni assiali globali

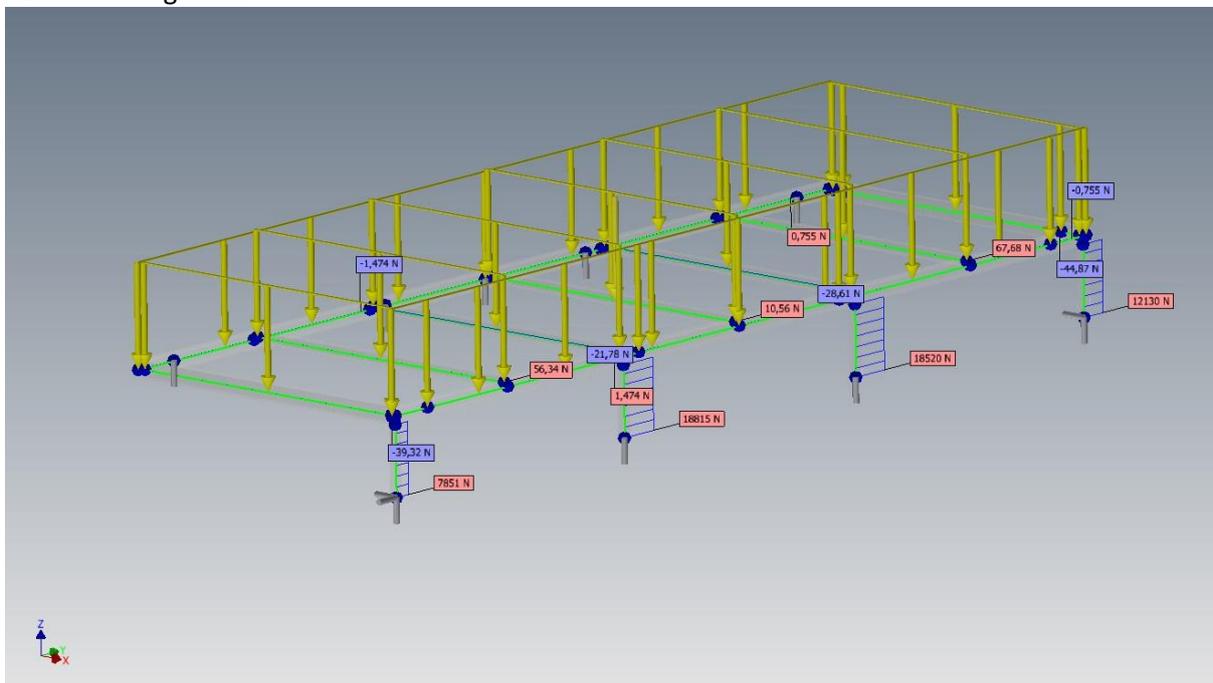


Figura 9

Note: l'azione assiale è presente solamente nei profili 40x40 spessore 2, nei restanti profili presenta valori trascurabili.

07.5.1.2 Taglio

Azioni di taglio globali

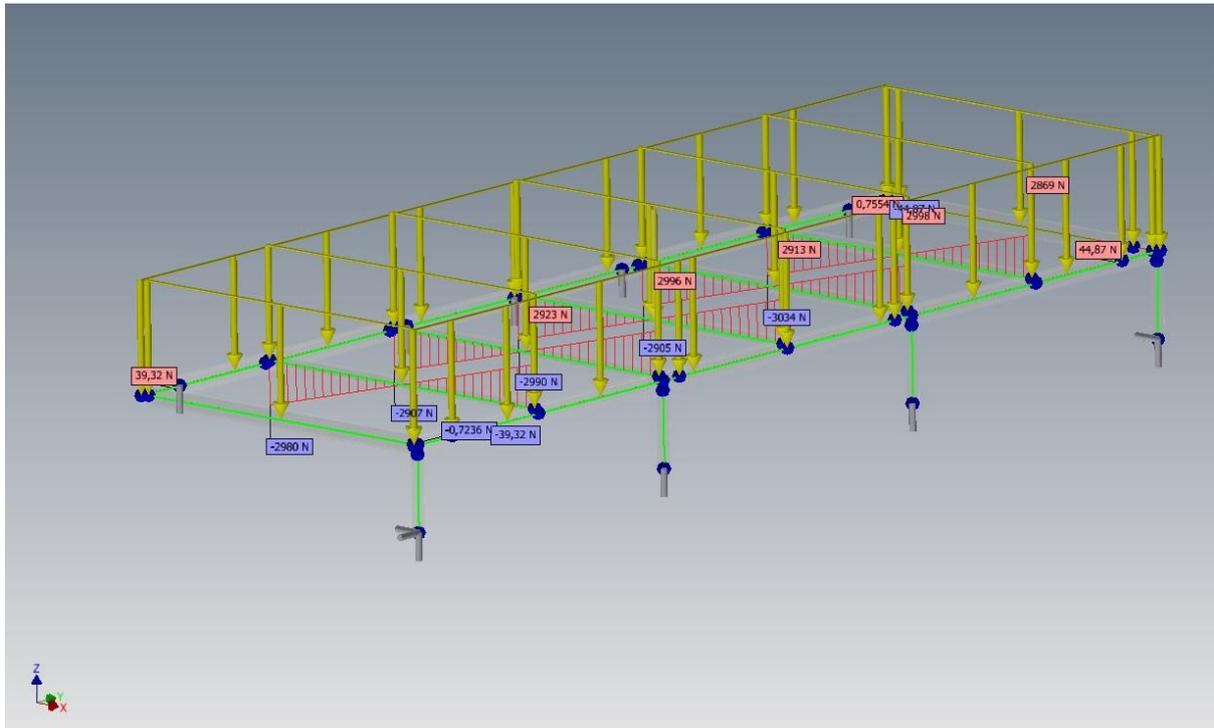


Figura 10

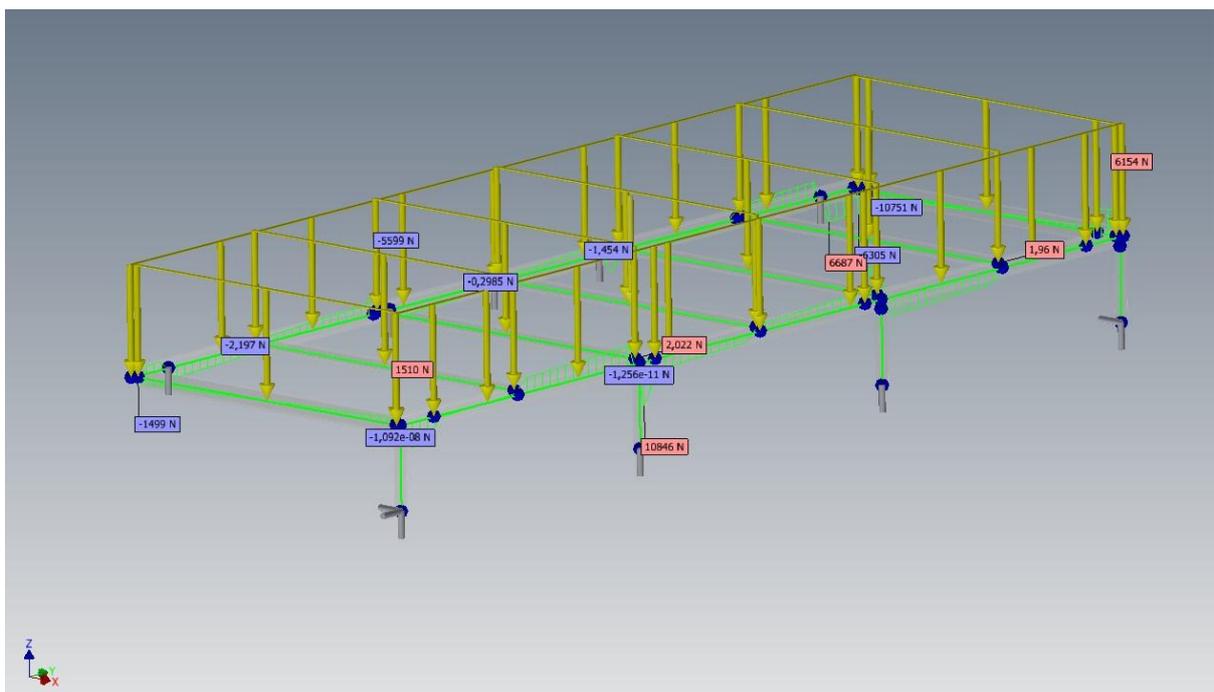


Figura 11

07.5.1.2 Momento flettente

Momenti flettenti globali

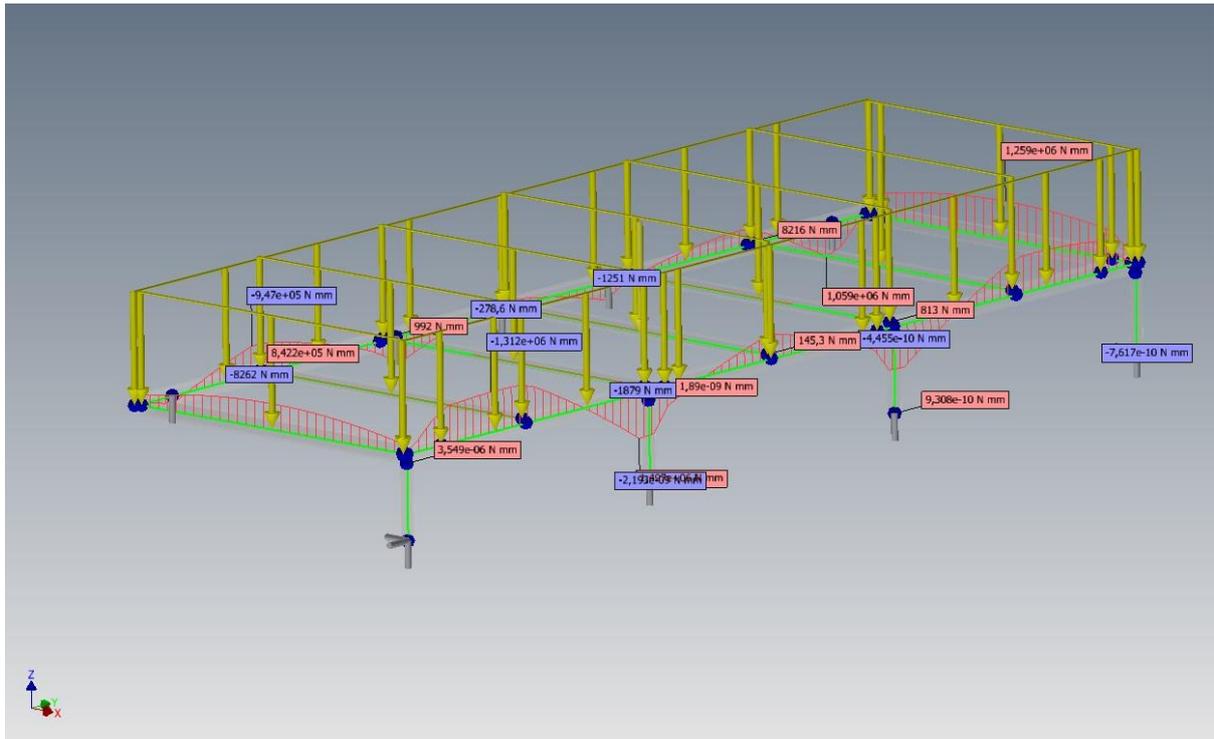


Figura 12

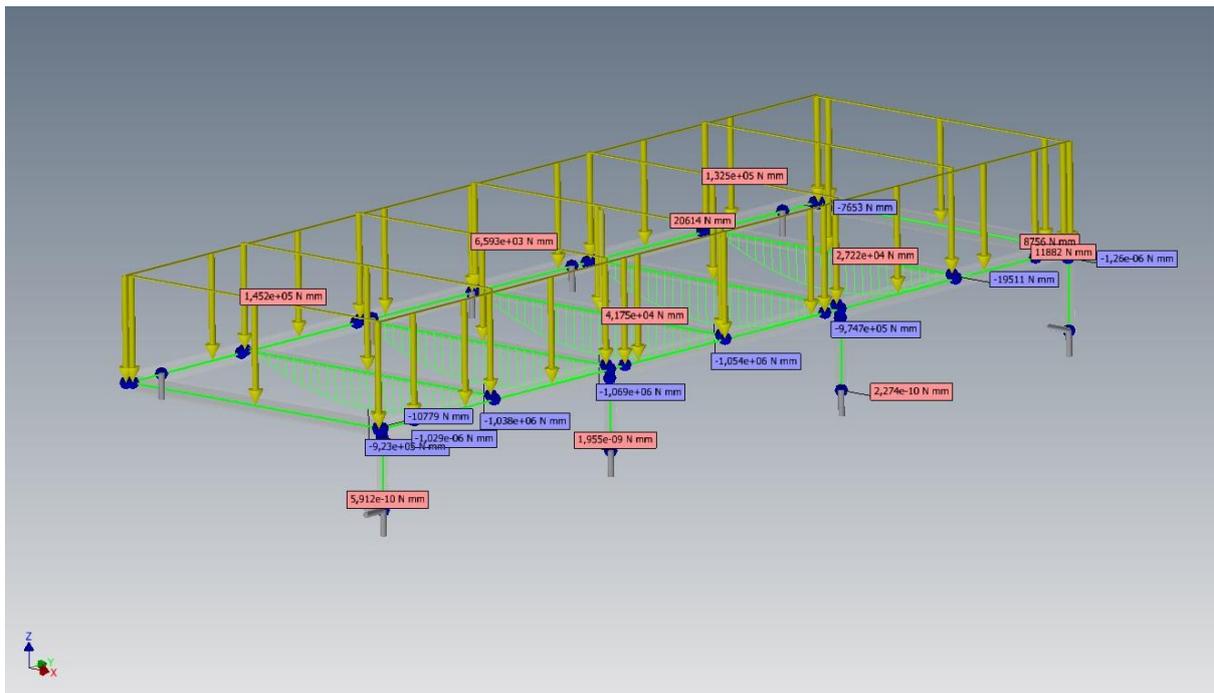


Figura 13

07.5.2 Verifica profilo 80X40 spessore 3

Dai paragrafi precedenti si individua il profilo più sollecitato, di cui si riportano i grafici delle azioni interne e su cui si effettua la verifica.

07.5.2.1 Azioni interne profilo più sollecitato

Azione assiale

L'azione assiale risulta nulla.

Taglio



Figura 14

$V_{Ed,max}=3625$ N

Momento flettente

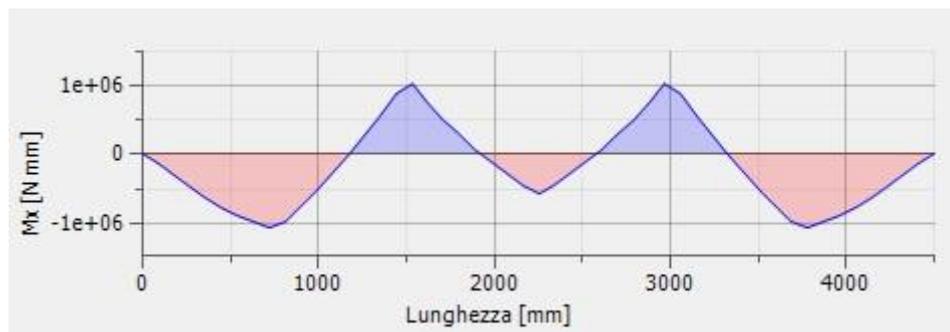


Figura 15

$M_{Ed,max}=1075$ Nm

07.5.2.2 Individuzione del metodo di verifica

L'azione assiale è nulla.

L'influenza del taglio è trascurabile in quanto:

$$V_{Ed} < 0.5V_{c,RD}$$

Dove:

$$V_{c,RD} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 62 \text{ kN}$$

Si effettua quindi una verifica a flessione.

07.5.2.3 Verifica

La sezione risulta verificata se vale:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,RD}} \leq 1$$

Essendo la sezione di classe 1, la resistenza di progetto diventa:

$$M_{c,RD} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 3900 \text{ Nm}$$

Per cui

$$\frac{1075}{3900} = 0.28 < 1$$

La verifica è soddisfatta

07.5.3 Verifica profilo 50X50 spessore 3

Dai paragrafi precedenti si individua il profilo più sollecitato, di cui si riportano i grafici delle azioni interne e su cui si effettua la verifica.

07.4.3.1 Azioni interne profilo più sollecitato

Azione assiale

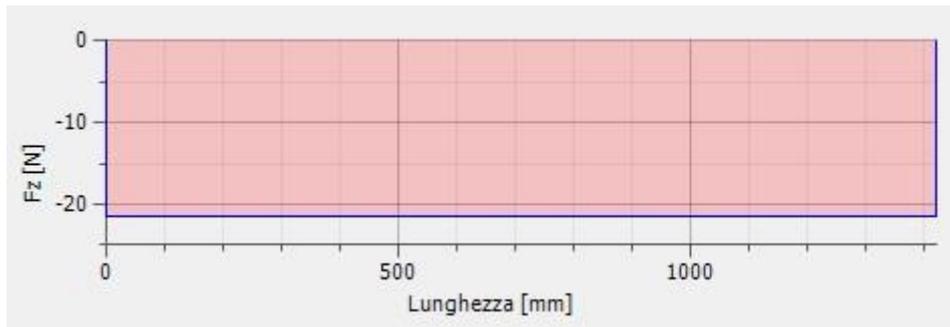


Figura 16

$N_{Ed,max} = -20 \text{ N}$

Taglio

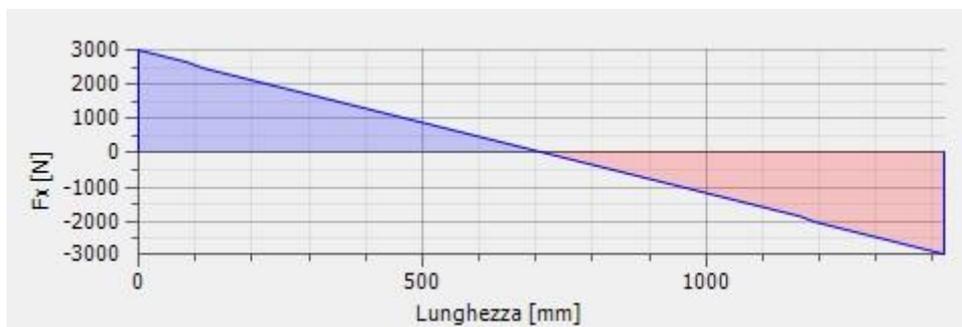


Figura 17

$V_{Ed,max} = 3000 \text{ N}$

Momento flettente

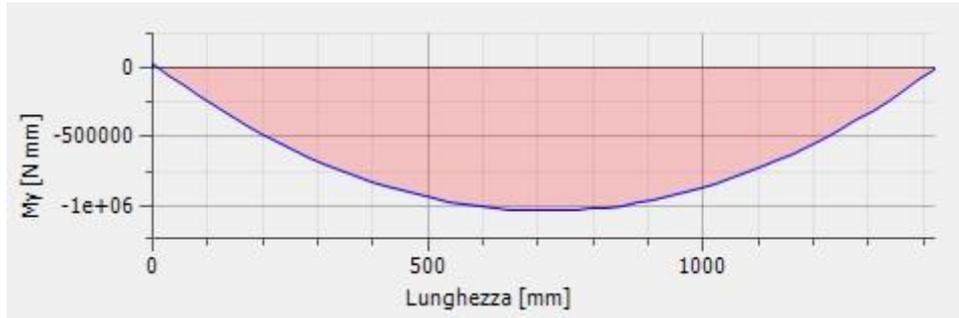


Figura 18

$$M_{Ed,max}=1040 \text{ Nm}$$

07.5.3.2 Individuazione del metodo di verifica

L'influenza del taglio è trascurabile in quanto:

$$V_{Ed} < 0.5V_{c,RD}$$

Dove:

$$V_{c,RD} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 38 \text{ kN}$$

Anche l'azione assiale è trascurabile in quanto

$$N_{c,RD} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 126 \text{ kN}$$

Si effettua quindi una verifica a flessione.

07.5.3.3 Verifica

La sezione risulta verificata se vale:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,RD}} \leq 1$$

Essendo la sezione di classe 1, la resistenza di progetto diventa:

$$M_{c,RD} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 2225 \text{ Nm}$$

Per cui

$$\frac{1040}{2225} = 0.47 < 1$$

La verifica è soddisfatta

07.5.4 Verifica profilo 40X40 spessore 2

Dai paragrafi precedenti si individua il profilo più sollecitato, di cui si riportano i grafici delle azioni interne e su cui si effettua la verifica.

07.5.4.1 Azioni interne profilo più sollecitato

Dai paragrafi precedenti si individua il profilo più sollecitato, di cui si riportano i grafici delle azioni interne e su cui si effettua la verifica.

Azione assiale

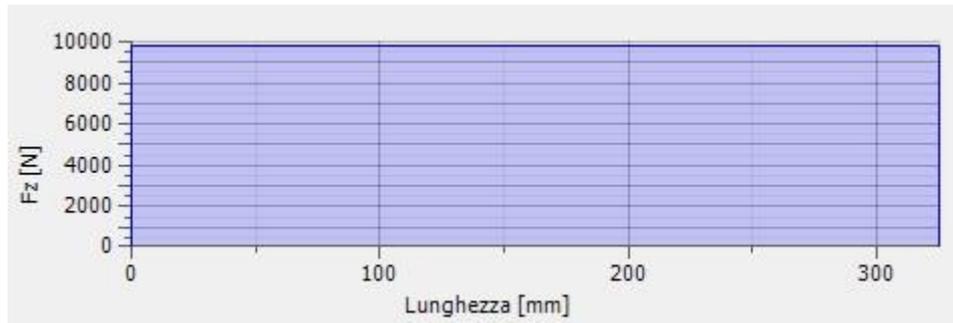


Figura 19

$N_{Ed, max} = 10 \text{ kN}$

Taglio

L'azione di taglio risulta nulla

Momento flettente

Il momento risulta nullo

07.5.4.2 Individuzione del metodo di verifica

Essendo presente solo l'azione assiale si effettua una verifica a compressione

07.5.4.3 Verifica

La verifica è soddisfatta se vale:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} < 1$$

Dove:

$$N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 65 \text{ kN}$$

Per cui

$$\frac{10}{65} = 0.15 < 1$$

La verifica è soddisfatta

La lunghezza del profilo è minore di 450 mm, non ci sono problemi di instabilità per carico di punta in quanto il carico di instabilità a carico di punto risulta maggiore del carico di compressione $N_{c,Rd}$.

07.6 Verifica strutturale caso di carico 2

Di seguito si riportano i grafici delle azioni interne di progetto e si effettuerà la verifica secondo NTC2018.

Sono stati considerati i seguenti fattori di sicurezza parziali sulle azioni.

- Azioni permanenti $\gamma_g=1.3$
- Azioni variabili $\gamma_q=1.5$

07.6.1 Azioni interne

07.6.1.1 Azione assiale

Azioni assiali globali

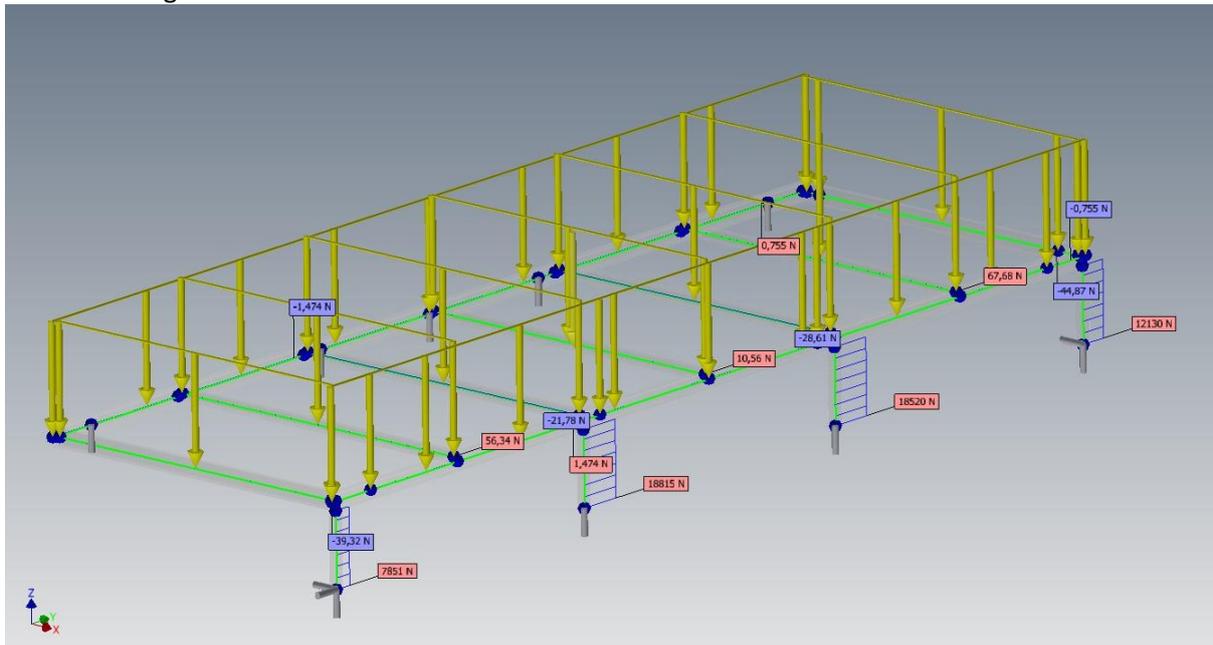


Figura 20

Note: l'azione assiale è presente solamente nei profili 40x40 spessore 2, nei restanti profili presenta valori trascurabili.

07.6.1.2 Taglio

Azioni di taglio globali

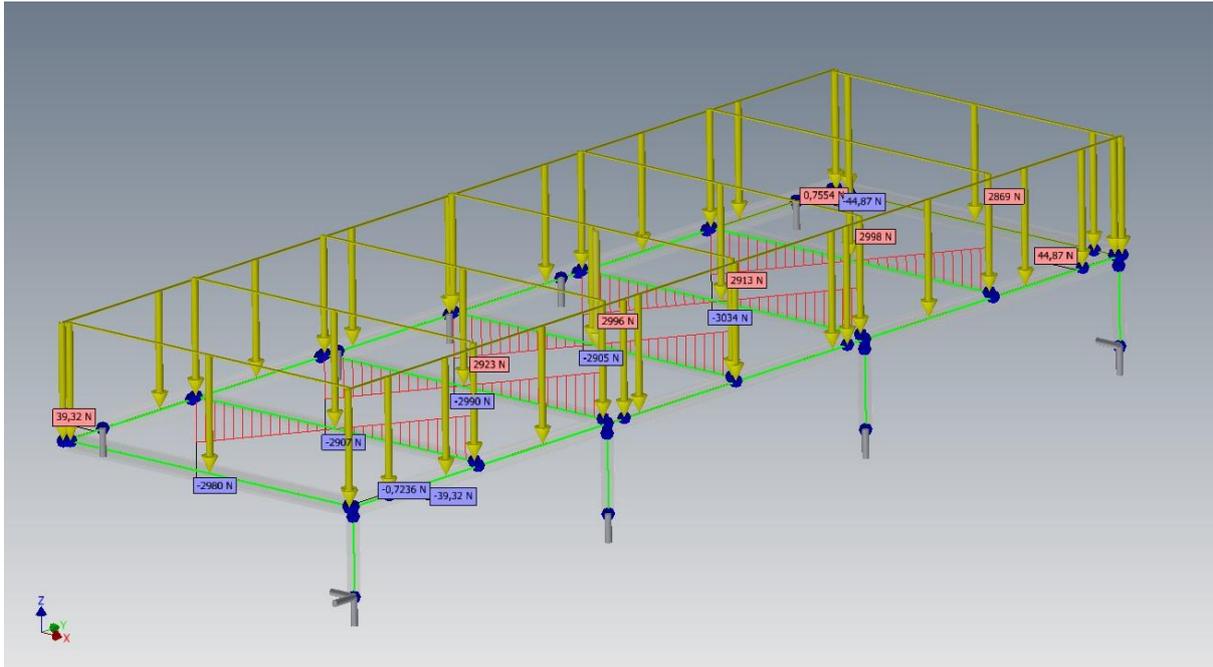


Figura 21

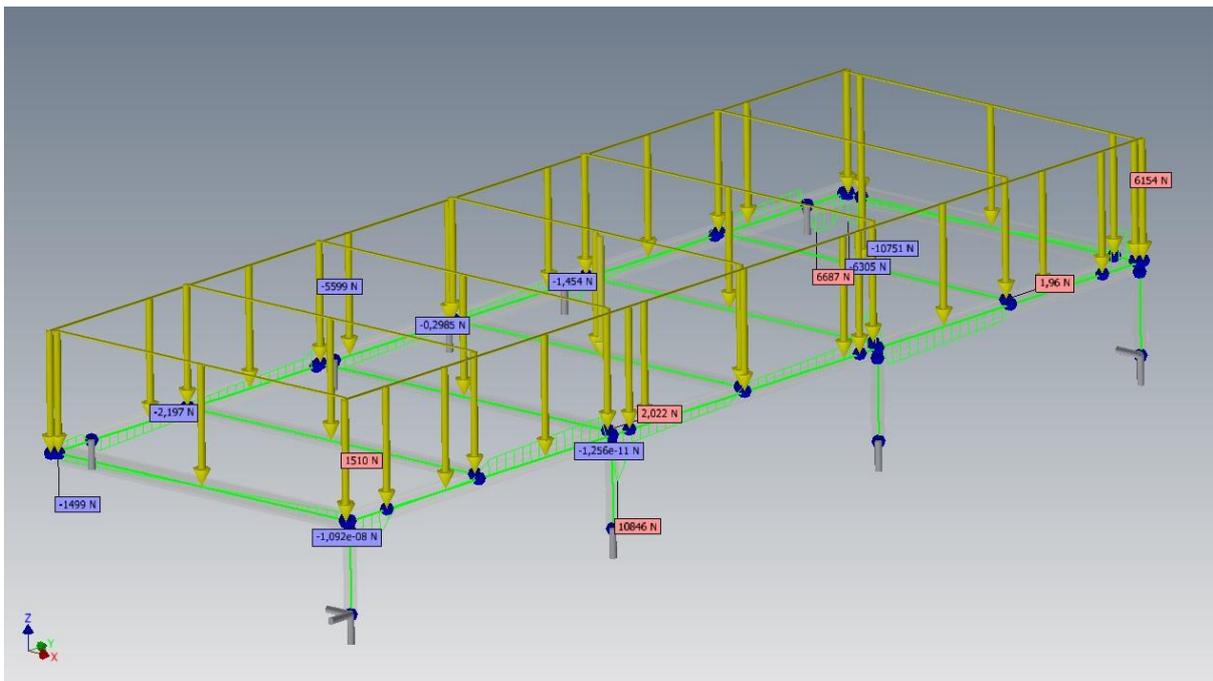


Figura 22

07.6.1.2 Momento flettente

Momenti flettenti globali

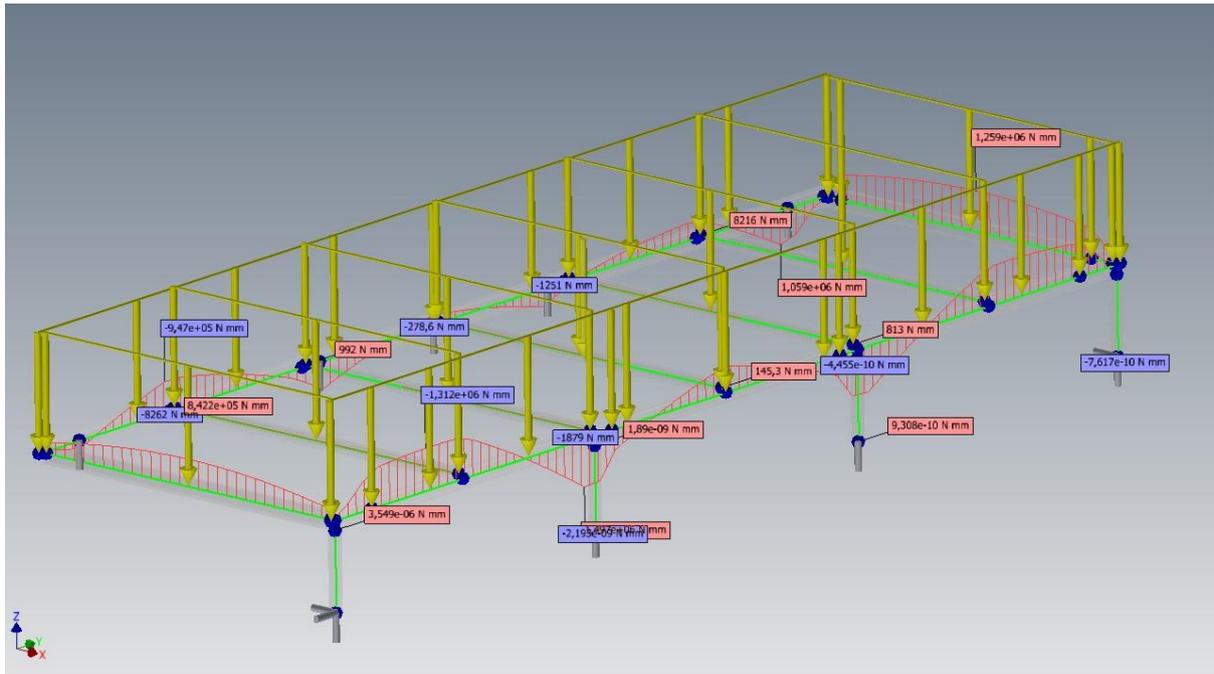


Figura 23

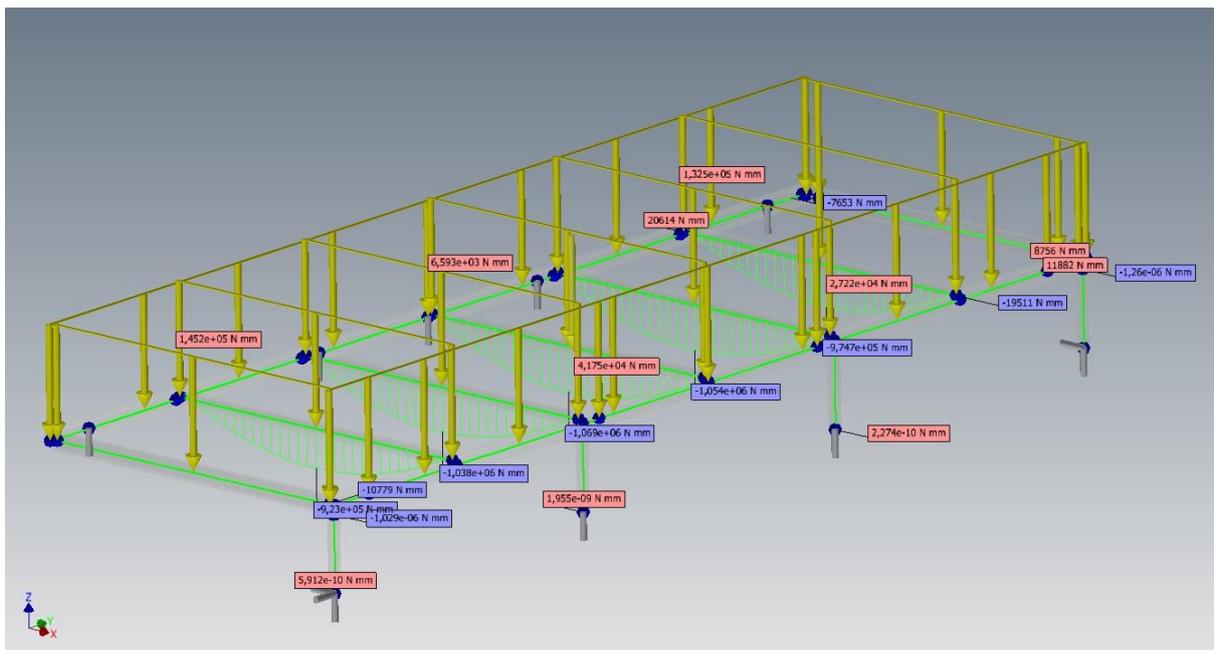


Figura 24

07.6.2 Verifica profilo 80X40 spessore 3

Dai paragrafi precedenti si individua il profilo più sollecitato, di cui si riportano i grafici delle azioni interne e su cui si effettua la verifica.

07.6.2.1 Azioni interne profilo più sollecitato

Azione assiale

L'azione assiale risulta nulla.

Taglio



Figura 25

$V_{Ed,max}=10850$ N

Momento flettente

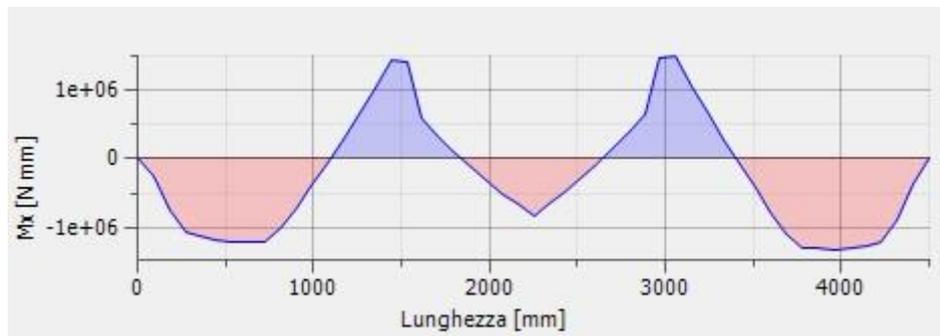


Figura 26

$M_{Ed,max}=1500$ Nm

07.6.2.2 Individuazione del metodo di verifica

L'azione assiale è nulla.

L'influenza del taglio è trascurabile in quanto:

$$V_{Ed} < 0.5V_{c,RD}$$

Dove:

$$V_{c,RD} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 62 \text{ kN}$$

Si effettua quindi una verifica a flessione.

07.6.2.3 Verifica

La sezione risulta verificata se vale:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,RD}} \leq 1$$

Essendo la sezione di classe 1, la resistenza di progetto diventa:

$$M_{c,RD} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 3900 \text{ Nm}$$

Per cui

$$\frac{1500}{3900} = 0.39 < 1$$

La verifica è soddisfatta

07.6.3 Verifica profilo 50X50 spessore 3

Dai paragrafi precedenti si individua il profilo più sollecitato, di cui si riportano i grafici delle azioni interne e su cui si effettua la verifica.

07.6.3.1 Azioni interne profilo più sollecitato

Azione assiale

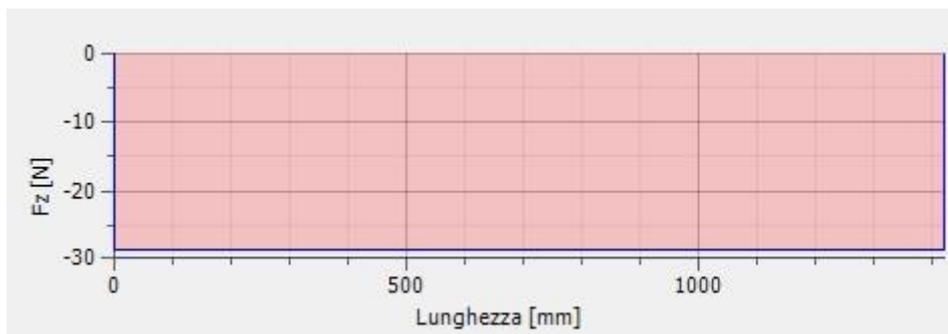


Figura 27

$$N_{Ed,max} = 30 \text{ N}$$

Taglio

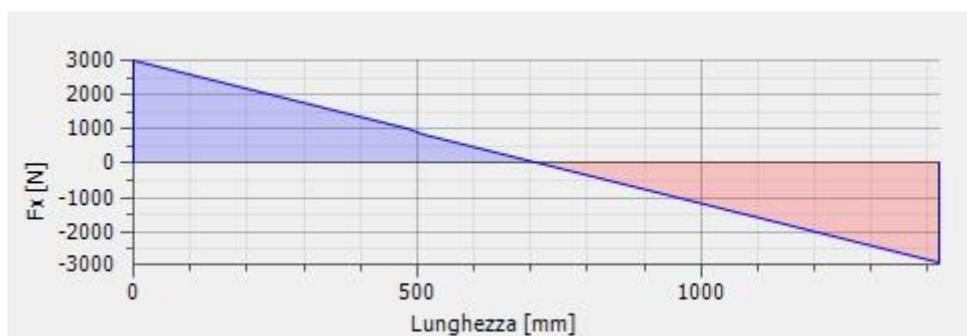


Figura 28

$$V_{Ed,max} = 3000 \text{ N}$$

Momento flettente

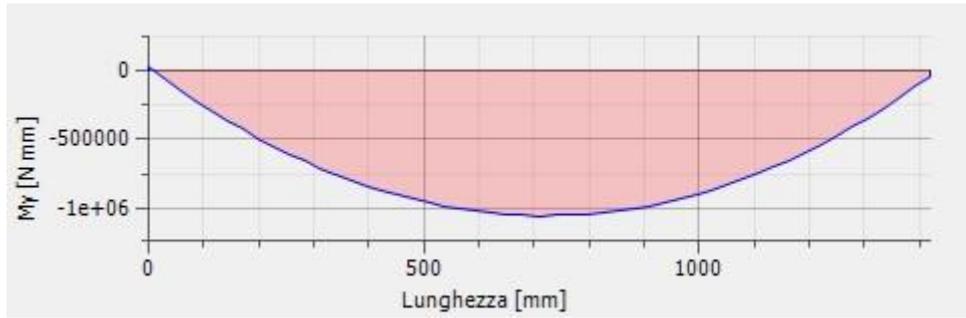


Figura 29

$$M_{Ed,max} = 1055 \text{ Nm}$$

07.6.3.2 Individuazione del metodo di verifica

L'influenza del taglio è trascurabile in quanto:

$$V_{Ed} < 0.5V_{c,RD}$$

Dove:

$$V_{c,RD} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 38 \text{ kN}$$

Anche l'azione assiale è trascurabile in quanto

$$N_{c,RD} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 126 \text{ kN}$$

Si effettua quindi una verifica a flessione.

07.6.3.3 Verifica

La sezione risulta verificata se vale:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,RD}} \leq 1$$

Essendo la sezione di classe 1, la resistenza di progetto diventa:

$$M_{c,RD} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 2225 \text{ Nm}$$

Per cui

$$\frac{1055}{2225} = 0.48 < 1$$

La verifica è soddisfatta

07.6.4 Verifica profilo 40X40 spessore 2

Dai paragrafi precedenti si individua il profilo più sollecitato, di cui si riportano i grafici delle azioni interne e su cui si effettua la verifica.

07.6.4.1 Azioni interne profilo più sollecitato

Azione assiale

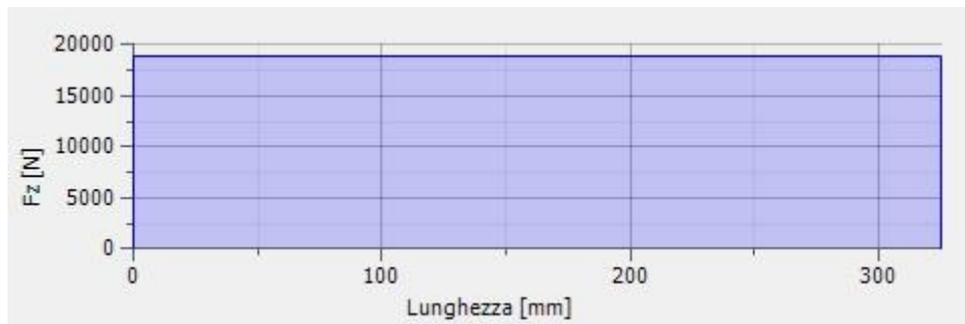


Figura 30

$N_{Ed, max} = 18.8 \text{ kN}$

Taglio

L'azione di taglio risulta nulla.

Momento flettente

Il momento risulta nullo.

07.6.4.2 Individuazione del metodo di verifica

Essendo presente solo l'azione assiale si effettua una verifica a compressione.

07.6.4.3 Verifica

La verifica è soddisfatta se vale:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} < 1$$

Dove:

$$N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 65 \text{ kN}$$

Per cui

$$\frac{18.8}{65} = 0.29 < 1$$

La verifica è soddisfatta

La lunghezza del profilo è minore di 450 mm, non ci sono problemi di instabilità per carico di punta in quanto il carico di instabilità a carico di punta risulta maggiore del carico di compressione $N_{c,Rd}$.

08 Verifica tavolato in legno

08.1 Ipotesi di calcolo

La copertura del pavimento è realizzata in pannelli in legno compensato di spessore 25 mm.

Il produttore dichiara una resistenza a flessione pari a 14.8 MPa.

I pannelli appoggiano direttamente sulla struttura metallica sottostante.

Il modulo che presenta l'area maggiore ha dimensioni 1,5X0.75m.

L'elemento andrebbe modellato come una piastra appoggiata sui quattro lati.

Tuttavia se si immagina che la piastra sia costituita da strisce affiancate nelle due direzioni x e y, le strisce nella direzione x portano la quota parte del carico esterno $b_{z,x}$ mentre quelle in direzione y la quota parte del carico esterno $b_{z,y}$.

Imponendo la congruenza in corrispondenza del centro della piastra, le strisce centrali, x e y hanno lo stesso abbassamento.

A parità di abbassamento in mezzeria, la striscia più corta deve avere una curvatura maggiore e quindi un momento maggiore.

Vale la relazione:

$$\frac{M_x}{M_y} = \frac{l_y^2}{l_x^2}$$

Nel caso in esame

$\frac{l_y^2}{l_x^2}$	$\frac{M_x}{M_y}$
4	0.25

Tabella 14

Si schematizza quindi il pannello come una trave semplicemente appoggiata sul lato corto.



Figura 31

La sezione considerata ha le seguenti proprietà.

Area A	37500 mm ²
Momento di inerzia	1953125 mm ⁴
Modulo di resistenza a flessione	156250 mm ³

Tabella 15

08.2 Carichi nominali

Si considera un carico uniformemente distribuito pari a 5,5 kN/m²

L'area del modulo è pari a:

$$A = 1.5 \cdot 0.75 = 1.125m^2$$

Per cui il carico totale è pari a:

$$Q = 5.5 \cdot A = 6.2 \text{ kN}$$

Ne segue che il carico distribuito è pari a:

$$q = \frac{Q}{L} = 8.3 \text{ N/mm}$$

08.3 Azioni interne

08.3.1 Azione assiale

Non è presente azione assiale

08.3.2 Taglio

Di seguito il grafico dell'andamento dell'azione di taglio

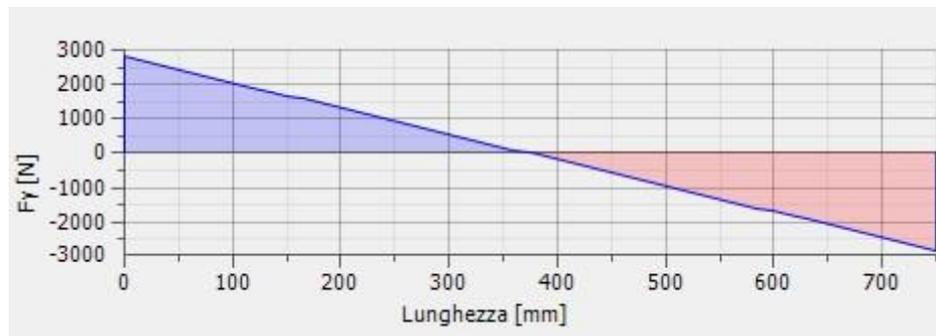


Figura 32

$$V_{\max} = 3100 \text{ N}$$

08.3.3 Momento

Di seguito il grafico dell'andamento del momento flettente

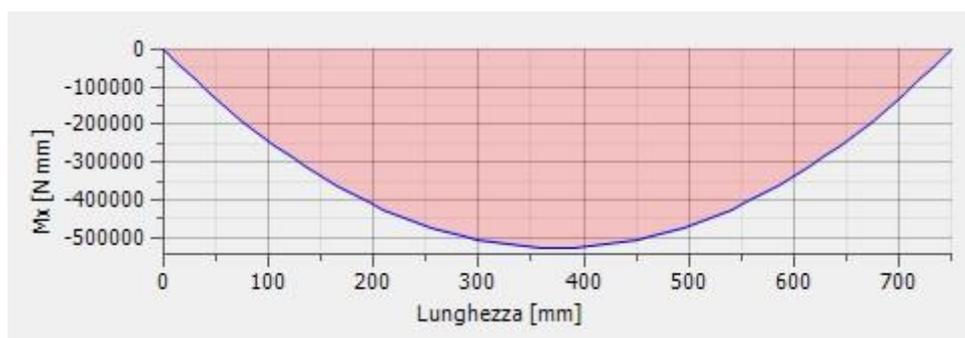


Figura 33

$$M_{\max} = 580 \text{ Nm}$$

08.6 Verifica a flessione

La verifica a flessione risulta soddisfatta se vale:

$$\frac{\sigma_{Ed}}{\sigma_{Rd}} < 1$$

Dove:

- $\sigma_{Ed} = \frac{\gamma_q \cdot M_{max}}{W} = 5.6 \text{ MPa}$
- $\sigma_{Rd} = \frac{k \cdot \sigma_{Rd}}{\gamma_M} = 7.1 \text{ MPa}$

Risulta

$$\frac{\sigma_{Ed}}{\sigma_{Rd}} = \frac{5.6}{7.1} = 0.79 < 1$$

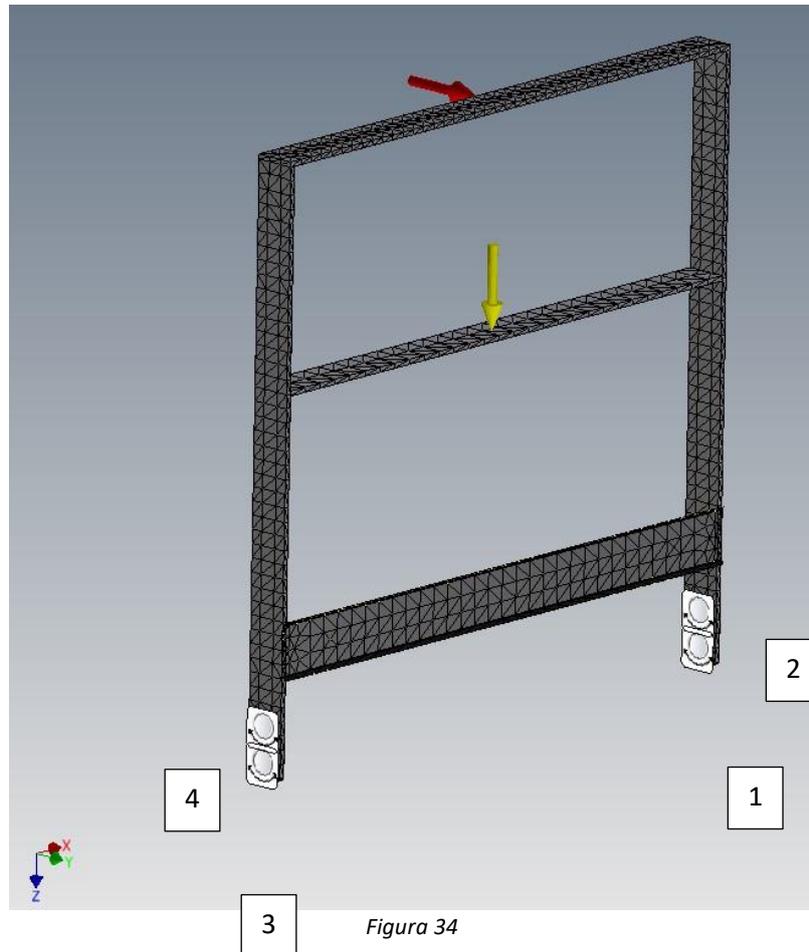
09 Verifica parapetti

09.1 Descrizione modello

I parapetti sono realizzati con un approccio modulare, con gli stessi profili e sezioni.

Si è scelto di studiare il parapetto di lunghezza maggiore.

In Figura 34 il modello adottato per lo studio con evidenziate le forze e i vincoli e la disposizione del sistema di riferimento.



Si sono considerati i seguenti carichi:

- Peso proprio elementi modellati (freccia gialla in Figura 34)
- Spinta equivalente a 200 Kg/m (freccia rossa in Figura 34)

09.2 Reazioni vincolari

Di seguito le reazioni vincolari ai carichi d'esercizio

Vincolo	Forza [kN]		
	X	Y	Z
1	0	19	6
2	0	20.2	6
3	0	19	6
4	0	20.2	6

Tabella 16

09.3 Deformazioni

In Figura 35 i valori di deformazione ai carichi d'esercizio.

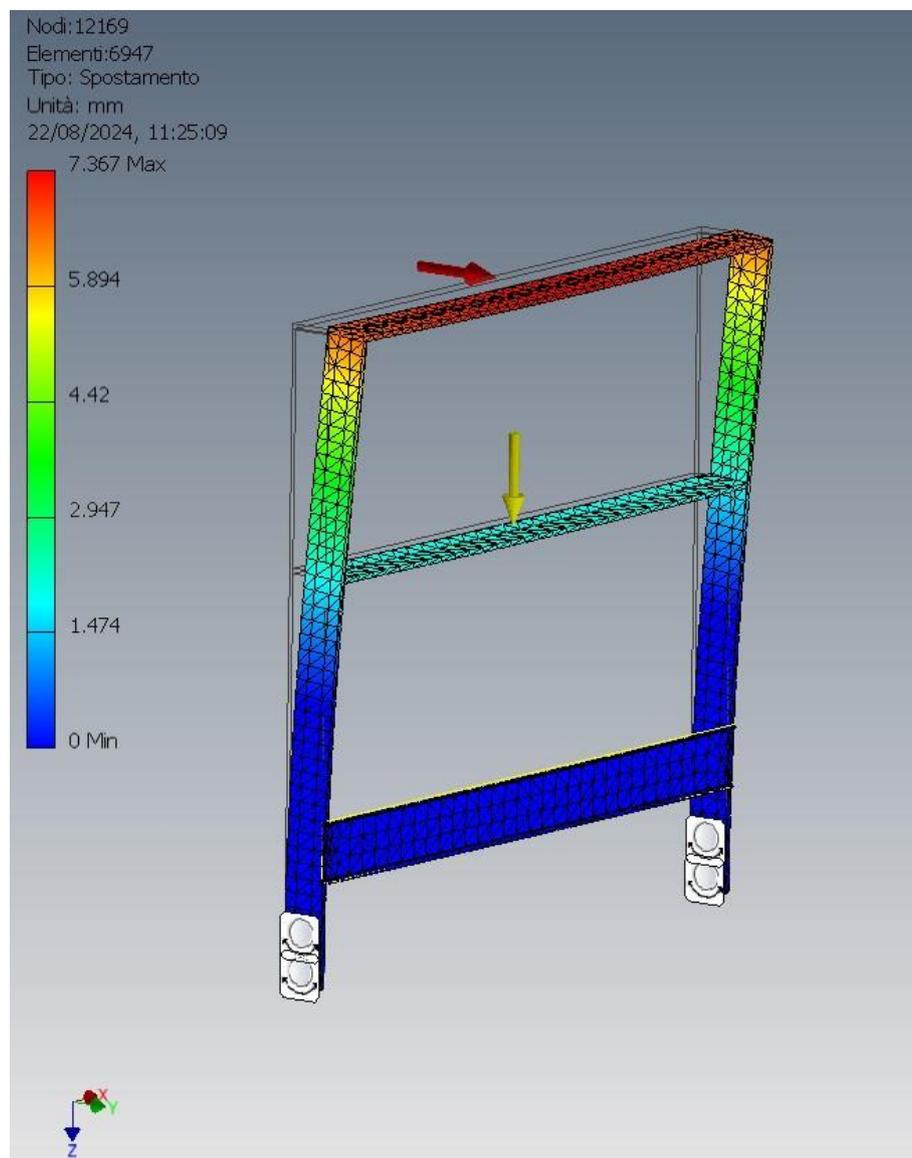


Figura 35

I valori di deformazione massimi sono inferiori ai 8 mm.

09.4 Verifica profili parapetto

La verifica è stata condotta agli stati limite ultimi
Si è considerato la seguente combinazione di carico.

$$\gamma_G \cdot G + \gamma_Q \cdot Q$$

dove:

- $\gamma_G=1.35$
- $\gamma_Q=1.5$

Le verifiche in campo elastico, per gli stati di sforzi piani tipici delle travi, si eseguono con riferimento al seguente criterio:

$$\sigma_{x,ED}^2 + \sigma_{z,ED}^2 - \sigma_{z,ED}\sigma_{x,ED} + 3 \cdot \tau_{ED}^2 \leq (f_{yk}/\gamma_{M0})^2$$

Dove:

- $\sigma_{x,ED}$ è il valore di progetto della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione parallela all'asse della membratura
- $\sigma_{z,ED}$ è il valore di progetto della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione ortogonale all'asse della membratura
- τ_{ED} è il valore di progetto della tensione tangenziale nel punto in esame, agente nel piano della sezione della membratura.

$$\sigma_{ED} = \sqrt{\sigma_{x,ED}^2 + \sigma_{z,ED}^2 - \sigma_{z,ED}\sigma_{x,ED} + 3 \cdot \tau_{ED}^2}$$

$$\sigma_{Ed} < \sigma_{Rd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{355}{1.05} = 338 \text{ MPa}$$

Di seguito i risultati dell'analisi

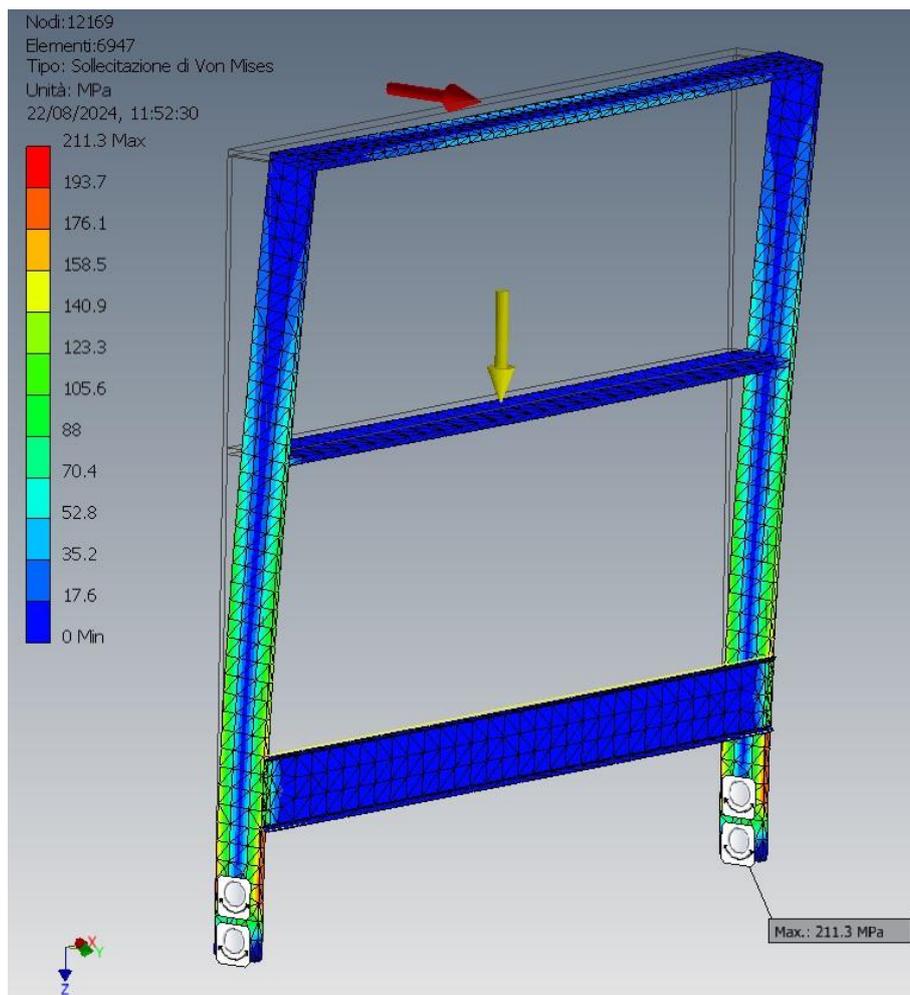


Figura 36

In Figura 36 si nota un picco di sforzo pari a 211 MPa. Analizzando il componente più nello specifico (in Figura 37), si nota che il picco è dovuto a un effetto di intaglio localizzato nel modello in corrispondenza del vincolo.

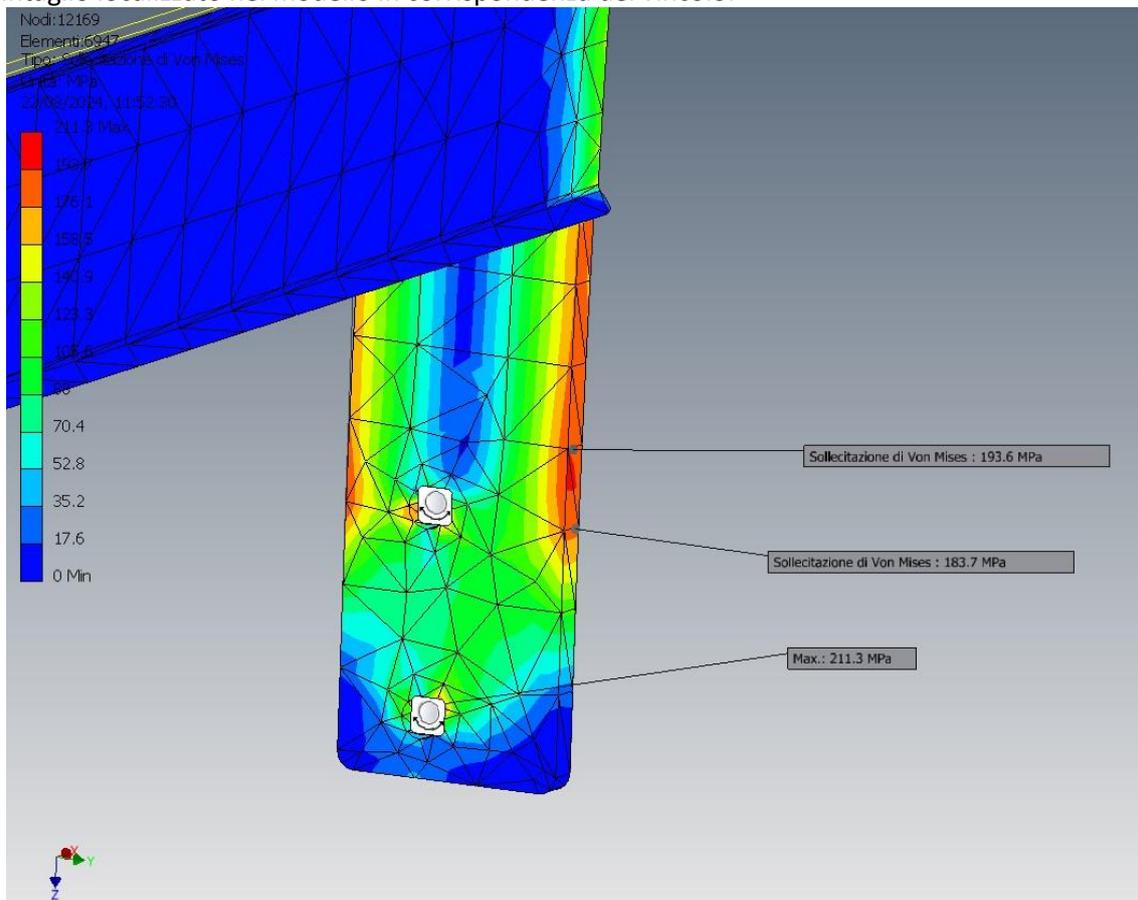


Figura 37

Anche considerando il picco di sforzo, vale la relazione

$$\sigma_{Ed} < \sigma_{Rd} \rightarrow 211 < 338$$

Il componente risulta verificato.

09.5 Verifica viti fissaggio parapetto

Con riferimento alle reazioni vincolari riportate in Tabella 16 si effettua una verifica a taglio del bullone più sollecitato.

Si considera quindi una forza di taglio pari a:

$$F_t = \sqrt{20.2^2 + 6^2} = 21.1 \text{ kN}$$

La forza di progetto è quindi:

$$F_{v,Ed} = \gamma_q \cdot F_t = 31.65 \text{ kN}$$

Le viti utilizzate sono viti M12 classe 8.8 con le seguenti caratteristiche:

Diametro d	12 mm
Area A	113 mm ²
Area resistente A _{res}	85 mm ²

Tabella 17

09.5.1 Verifica a taglio vite

La verifica a taglio è soddisfatta se vale:

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} < 1$$

Dove:

$$F_{v,Rd} = \frac{0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M,b}} = 43.4 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} = \frac{31.65}{43.4} = 0.72 < 1$$

La verifica è soddisfatta.

09.5.2 Verifica rifollamento lamiera

La verifica a rifollamento è soddisfatta se vale.

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{b,Rd}} < 1$$

Dove:

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M,b}} = 85.2 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{b,Rd}} = \frac{31.65}{85.2} = 0.37 < 1$$

La verifica è soddisfatta.

10 Riepilogo

Di seguito una sintesi dei risultati

Pedana palco

Caso di carico 1

Profilo 80X40 spessore 3

$$\frac{1075}{3900} = 0.28 < 1$$

Profilo 50X50 spessore 3

$$\frac{1040}{2225} = 0.47 < 1$$

Profilo 40x40 spessore 2

$$\frac{10}{65} = 0.15 < 1$$

Caso di carico 2

Profilo 80X40 spessore 3

$$\frac{1500}{3900} = 0.39 < 1$$

Profilo 50X50 spessore 3

$$\frac{1055}{2225} = 0.48 < 1$$

Profilo 40X40 spessore 2

$$\frac{18.8}{65} = 0.29 < 1$$

Tavolato in legno

$$\frac{\sigma_{Ed}}{\sigma_{Rd}} = \frac{5.6}{7.1} = 0.79 < 1$$

Parapetti

Profilo parapetto

$$\sigma_{Ed} < \sigma_{Rd} \rightarrow 211 < 338$$

Viti fissaggio

Verifica a taglio bullone

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} = \frac{31.65}{43.4} = 0.72 < 1$$

Verifica rifollamento lamiera

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{b,Rd}} = \frac{31.65}{85.2} = 0.37 < 1$$

11 Conclusioni

Alla luce dei calcoli svolti la struttura del palco si certifica.

- Carico massimo su pavimento del palco 500 Kg/m^2
- Carico massimo su ringhiere 200 Kg/m