



**CITTÀ DI CARPI**

Settore A7 – Restauro, Cultura, Commercio e Promozione  
Economica e Turistica

Progetto A7 n.295/17 Ex Casino Magiera di Budrione. Opere di  
completamento messa in sicurezza (Sisma 2012)  
ID 7090 – COD. REG. 12.518 – CUP C99D17000470002 – CIG 7751668EC8

## PERIZIA DI VARIANTE



### Aggiornamento al PSC

24/10/2019

**PROGETTISTI:**

Progettazione Architettonica:  
**Arch. Alessandro Migliori**



**COLLABORATORI:**

**Arch. Natalia Leone**  
**Arch. Gabriele Marasmi**  
**Arch. Jr. Elena Rizzo**  
**Dott. Andrea Legnini**

Responsabile di Settore A7 ad interim  
**Dott. Mario Ferrari**  
Responsabile Unico di Procedimento  
**Geom. Mirco Massari**



## VALUTAZIONE COSTI DELLA SICUREZZA

Calcolo squadra media

totale uomini/giorni = 140

totale giorni lavorativi = 70

	Costo unitario/mq.	Quantità	Durata mesi	Totali
<b>ACCANTIERAMENTO</b>				
Box	125,00	1	2	250,00
Servizi igienici	198,00	1	2	396,00
Illuminazione di cantiere	30,00	1	2	60,00
<b>SEGNALETICA DI CANTIERE</b>	Costo unitario/mese	Quantità	Durata mesi	Totali
Segnali di divieto	1,85	2	2	7,40
Segnali temporanei	1,00	2	2	4,00
Transenne	2,60	2	2	10,40
<b>ATTREZZATURA PRONTO SOCCORSO</b>	Costo unitario/mese	Quantità	Durata mesi	Totali
Cassetta pronto soccorso	13,00	1	2	26,00
Estintore	2,67	1	2	5,34
<b>FORMAZIONE/INFORMAZIONE</b>	Costo anno/operaio	Quantità	Durata mesi	Totali
	20,00	2	2	80,00
<b>PONTEGGIO E PIANI DI LAVORO PREVISTI NEL PROGETTO ESECUTIVO</b>				Totali 12.565,27
<b>PONTEGGIO E PIANI DI LAVORO PREVISTI NELLA PERIZIA DI VARIANTE</b>				Totali 7.100,00
<b>TOTALE COSTI PER LA SICUREZZA</b>			<b>Euro</b>	<b>20.504,41</b>



# RELAZIONE DI CALCOLO

**UBICAZIONE CANTIERE:** Ex Casino Magiera via Budrione – Migliarina parte Est 26 –  
28 loc. Budrione Carpi

**COMMITTENTE:** Comune di Carpi

**DITTA APPALTATRICE :** Marmioli Srl Bagnolo in Piano (RE)

**DITTA SUB APPALTATRICE:** Grossi Edilnoleggi Srl Via Ugo Bianchi 03 – Sorbolo (PR)

**OGGETTO:** PONTEGGIO DI MANUTENZIONE



01/06/2018

***Nigel Voak*** (I.eng AMIStructE)

***Ingegnere Civile***

Via Socrate Gambetti 2  
42123 Reggio Emilia  
Tel 0522 322528  
Tel cell 335 – 59 14 866  
Email: nigel.voak@alice.it

Ordine Ingegneri Reggio Emilia N° 2142

Institution of Structural Engineers (UK) Membership No: 064219684

## RIFERIMENTO A NORME

Nella stesura delle presenti verifiche si è fatto riferimento alle seguenti norme od istruzioni tecniche.

CNR UNI 10033 - 74	Sistemi d'unità di misura.
CNR - UNI 10011 - 85	Costruzione d'acciaio, istruzioni per il calcolo, esecuzione e la manutenzione.
CNR - UNI 10021 - 85	Struttura d'acciaio per apparecchi di sollevamento. Istruzioni per il calcolo. l'esecuzione e la manutenzione
CNR - UNI 10012 - 85	Carichi sulle costruzioni.
CNR - UNI 10022- 84	Profilati a freddo, istruzioni per l'impiego nelle costruzioni.
CNR - UNI 10024 - 84	Analisi delle strutture mediante elaboratore.

UNI 7876 "Selezione dell'alluminio e delle leghe d'alluminio per impieghi strutturali"

Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo della struttura in cemento armato, normale e precomprese e per le strutture metalliche D.M. 9 gennaio 1996.

Norme Tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi D.M. del 16 gennaio 1996.

Circolare 4 luglio 1996, n 156AA.GG./STC: Istruzione per l'applicazione delle "Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni dei carichi e sovraccarichi" di cui al decreto ministeriale gennaio 1996.

EN 13374 - Sistemi temporanei di protezione dei bordi - Specifica di prodotto, metodi di prova

EN 74-1: Giunti, spinotti e basette per l'utilizzo in strutture di sostegno per opere permanenti e ponteggi - Parte 1: Giunti per tubi - Requisiti e procedimenti di prova

EN 12811-1: Attrezzature provvisorie di lavoro - Parte 1: Ponteggi - Requisiti prestazionali e progettazione generale

EN 12811-2: Attrezzature provvisorie di lavoro - Parte 2: Informazioni sui materiali

EN 12811-3: Attrezzature provvisorie di lavoro - Parte 3: Prove di carico

### Norme Vigenti in Italia Per Ponteggi

- Circolare del Ministero del Lavoro e delle Politiche Sociali, 13 Settembre 2006, n.25. Art 36-quarter, D.Lgs.626/94 e s.m.i. - Obblighi del datore di lavoro relativi all'impiego dei ponteggi - Contenuti minimi del piano di montaggio, uso e smontaggio (Pi.M.U.S)

- Circolare del Ministero del Lavoro e delle Politiche Sociali, 3 Novembre 2006, n.30. Art. 36-quarter, D.Lgs. n.626/94 e s.m.i. - Obblighi del datore di lavoro relativi all'impiego dei ponteggi - Chiarimenti concernenti i ponteggi su ruote (trabattelli) ed altre attrezzature per l'esecuzione di lavori temporanei in quota in relazione agli obblighi di redazione del piano di montaggio, uso e smontaggio (Pi.M.U.S.) e di formazione
- Accordo del 26 Gennaio 2006 tra il Governo, le Regioni e le Province Autonome in attuazione agli articoli 36-quarter, comma 8 e 36-quinques, comma 4 del D.Lgs. 626/94, integrato coi contenuti del D.Lgs. 235/2003 in materia di sicurezza e di salute per l'uso delle attrezzature di lavoro da parte dei lavoratori impiegati in lavori in quota
- Circolare Del Ministero del Lavoro e delle Politiche Sociali, 8 luglio 2004, n.28. Autorizzazione alla costruzione e all'impiego di ponteggi metallici fissi - Chiarimenti concernenti le tolleranze dimensionali dei profili cavi
- D.P.R. 3 Luglio 2003, n.222. Regolamento sui contenuti minimi dei piani di sicurezza nei cantieri temporanei o mobili, in attuazione dell'articolo 31, comma 1, della legge 11 Febbraio 1994 n.109
- Circolare del Ministero del Lavoro e delle Politiche Sociali 23 maggio 2003, n.20. Chiarimenti in relazione all'uso promiscuo dei ponteggi metallici fissi
- Circolare del Ministero del Lavoro e delle Politiche Sociali 29 settembre 2003, n.30. Chiarimenti concernenti la definizione di "fabbricante" di ponteggi metallici fissi di cui all'art.30 del D.P.R. 164/56
- D.Lgs. 8 luglio 2003, n.235. Attuazione della direttiva 2001/45/CE relativa ai requisiti minimi di sicurezza e di salute per l'uso delle attrezzature di lavoro da parte dei lavoratori
- D.Lgs. 23 febbraio 2000, n.38. Disposizioni in materia di assicurazione contro gli infortuni sul lavoro e le malattie professionali, a norma dell'art. 55 della Legge 144/99
- D.Lgs. 19 settembre 2000. Riconoscimento di conformità alle vigenti norme di mezzi e sistemi di sicurezza relativi alla costruzione e all'impiego di un nuovo tipo di impalcato metallico prefabbricato per ponteggi metallici fissi avente piano di calpestio realizzato con pannelli di legno multistrato
- Circolare del Ministero del Lavoro e della Previdenza Sociale 11 luglio 2000, n.46. Verifiche di sicurezza dei ponteggi metallici fissi di cui all'art.30 del D.P.R. 164/56
- Circolare del Ministero del Lavoro e della Previdenza Sociale, 10 luglio 2000, n.44. D.Lgs n.359/99: verifiche e controlli sulle attrezzature di lavoro e modalità di conservazione delle relative documentazioni
- D.Lgs. 4 agosto 1999, n.359 (artt. 2, 7). Attuazione della direttiva 95/63/CE Requisiti minimi di sicurezza e salute per l'uso di attrezzature di lavoro da parte dei lavoratori

- Circolare del Ministero del Lavoro e della Previdenza Sociale, 21 Gennaio 1999, prot.22787/OM-4. Precisazioni e chiarimenti in materia di compilazione delle relazioni tecniche a corredo delle istanze di autorizzazione dei ponteggi metallici fissi
- D. Lgs. 14 agosto 1996, n.494. Attuazione della direttiva 92/57/CEE concernente le prescrizioni minime di sicurezza e di salute da attuare nei cantieri temporanei mobili
- D.Lgs. 17 maggio 1995, n.115 (artt. 1, 2, 3). Attuazione della direttiva 92/59/CEE relativa alla sicurezza generale dei prodotti
- Circolare del Ministero del Lavoro e della Previdenza Sociale 9 febbraio 1995, prot. n.20298/OM-4. Utilizzo di elementi di impalcato metallico prefabbricati di tipo autorizzato in luogo di elementi di impalcato in legname
- D.Lgs. 19 settembre 1994, n.626 (artt. 6, 35, 36). Recepimento della Direttiva Europea 89/321/CEE per il miglioramento della sicurezza dei lavoratori
- D.M. del Ministero del Lavoro e della Previdenza Sociale 22 maggio 1992, n.466. Riconoscimento di efficacia di un sistema individuale anticaduta per gli addetti al montaggio ed allo smontaggio dei ponteggi metallici
- Circolare del Ministero del Lavoro e della Previdenza Sociale 24 ottobre 1991, n.132. Istruzione per la compilazione delle relazioni tecniche per ponteggi metallici fissi a montanti e traversi prefabbricati. Istruzioni di calcolo per ponteggi metallici a elementi prefabbricati e per opere provvisori
- Circolare del Ministero del Lavoro e della Previdenza Sociale 15 maggio 1990, n.44. Aggiornamento delle istruzioni per la compilazione delle relazioni tecniche per ponteggi metallici fissi e telai prefabbricati
- D.M. del Ministero del Lavoro e della Previdenza Sociale 23 marzo 1990, n.115. Riconoscimento di efficacia per ponteggi metallici fissi aventi interasse fra i montanti superiore a metri 1,80
- D.P.R. 24 maggio 1988, n.224. Responsabilità per danno da prodotti difettosi
- Circolare del Ministero del Lavoro e della Previdenza Sociale, 22 Novembre 1985, n.149. Disciplina della costruzione e dell'impiego dei ponteggi metallici fissi
- Circolare del Ministero del Lavoro e della Previdenza Sociale 22 maggio 1982, prot. n.22268/PR-7. Autorizzazione alla costruzione e all'impiego dei ponteggi metallici
- Circolare del Ministero del Lavoro e della Previdenza Sociale, 9 Novembre 1978, n.85. Autorizzazione alla costruzione e all'impiego dei ponteggi metallici, art.30 e segg. D.P.R. 164/56
- D.M. del Ministero del Lavoro e della Previdenza Sociale 2 settembre 1968. Misure tecniche di sicurezza per i ponteggi metallici fissi

- D.P.R. 7 gennaio 1956, n.164 (artt. 7, 30, 37). Norme per la prevenzione degli infortuni sul lavoro e nelle costruzioni
  - D.P.R. 27 aprile 1955, n.547 (art. 374). Norme per la prevenzione degli infortuni sul lavoro
- Norme tecniche per le costruzioni 2008

### Note

Ponteggio con telai Edilponte1 105x180xh200 altezza 7m max e Telai FM 105x180xh200 altezza 7m max Costruzione da libretto.

Costruzione da Libretto.

Sono permesso spostamenti degli ancoraggi restando fermo l'obbligo di avere un ancoraggio ogni 15m<sup>2</sup> di facciata di ponteggio.

Nota bene:

Gli elementi, parasassi elementi longitudinali e piani di calpestio sono in conformità con il libretto di Autorizzazione. Essendo caricati staticamente con un carico previsto nel libretto, sono da considerare verificati senza ulteriore calcolo.

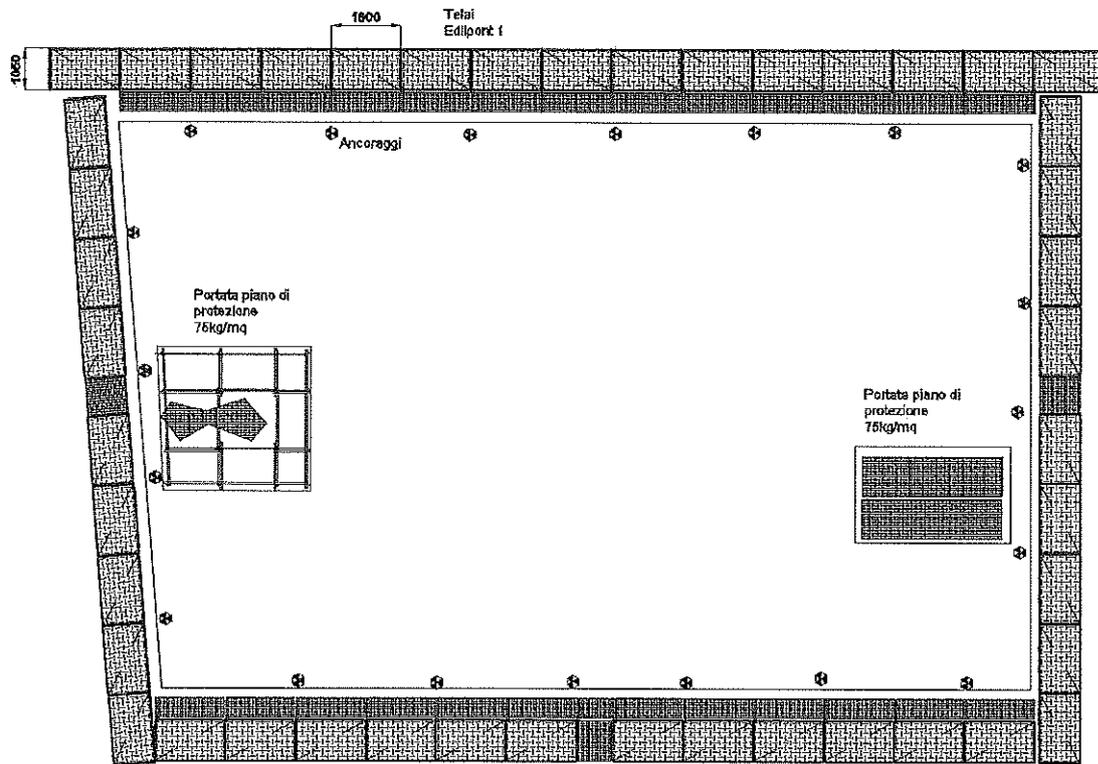
### Ponteggio di Manutenzione

Ponteggio con telai Edilponte1 105x180xh200 altezza 8m max Costruzione da libretto.

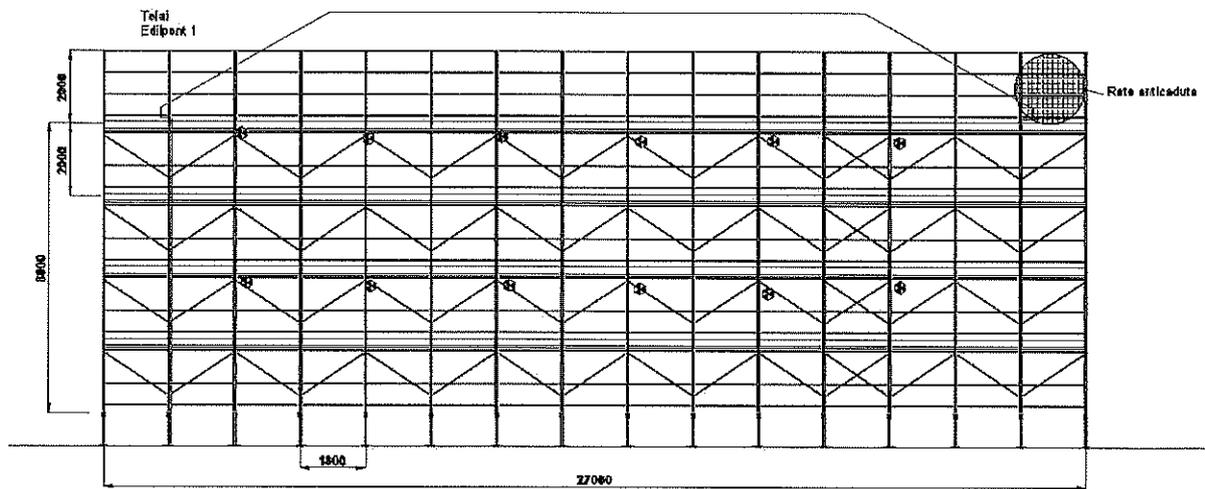
Sono permessi spostamenti degli ancoraggi restando fermo l'obbligo di avere un ancoraggio ogni 15m<sup>2</sup> di facciata di ponteggio.

Tutti gli elementi, telai, elementi longitudinali e piani di calpestio sono in conformità con il libretto di Autorizzazione. Essendo caricati staticamente con un carico previsto nel libretto, sono da considerare verificati senza ulteriore calcolo.

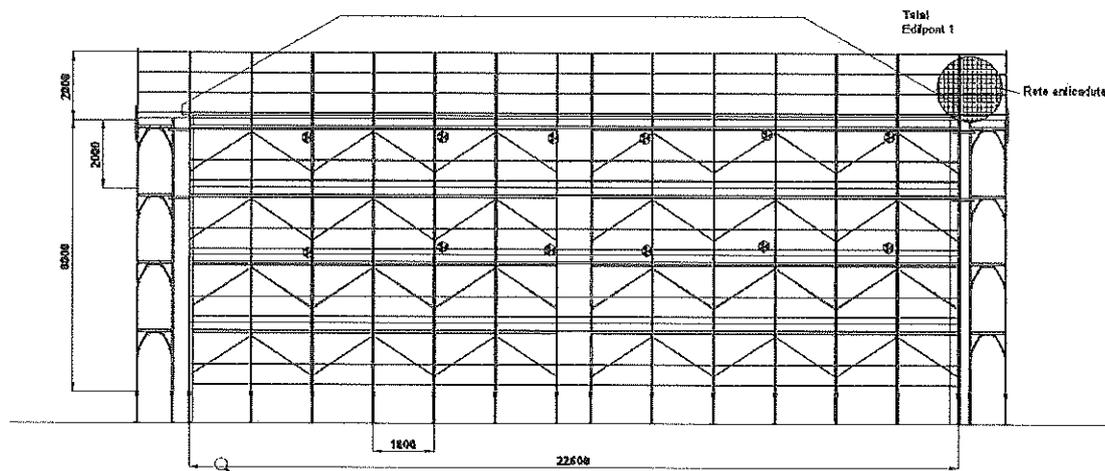
**Verifica Ponteggio Speciale H8m**



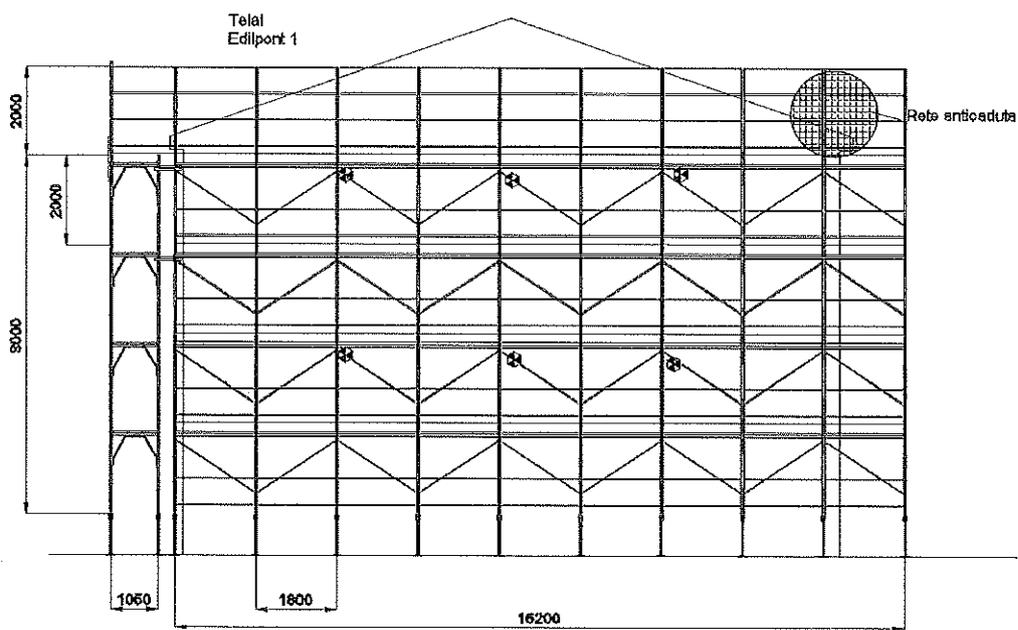
PIANTA



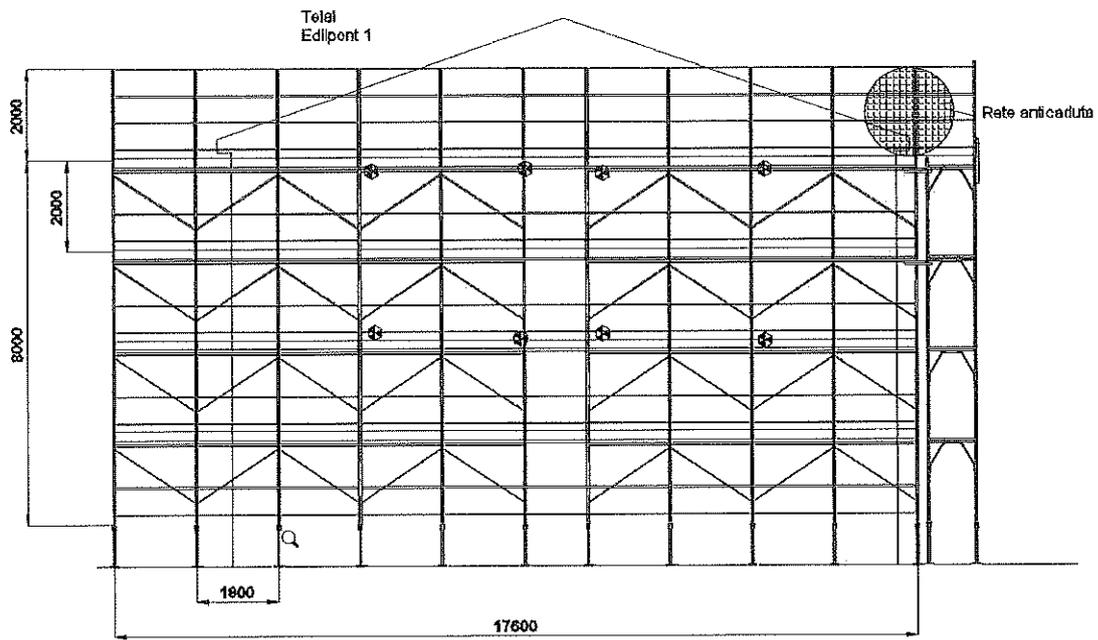
PROSPETTO NORD



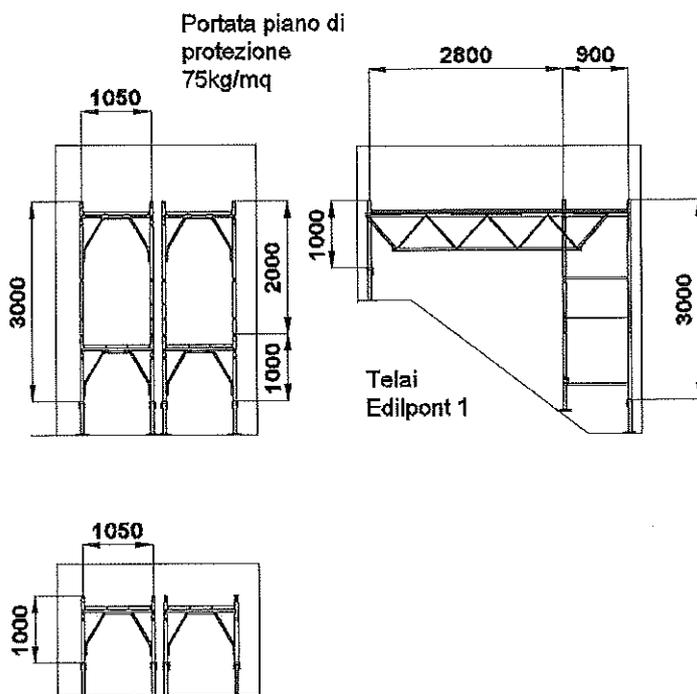
PROSPETTO SUD



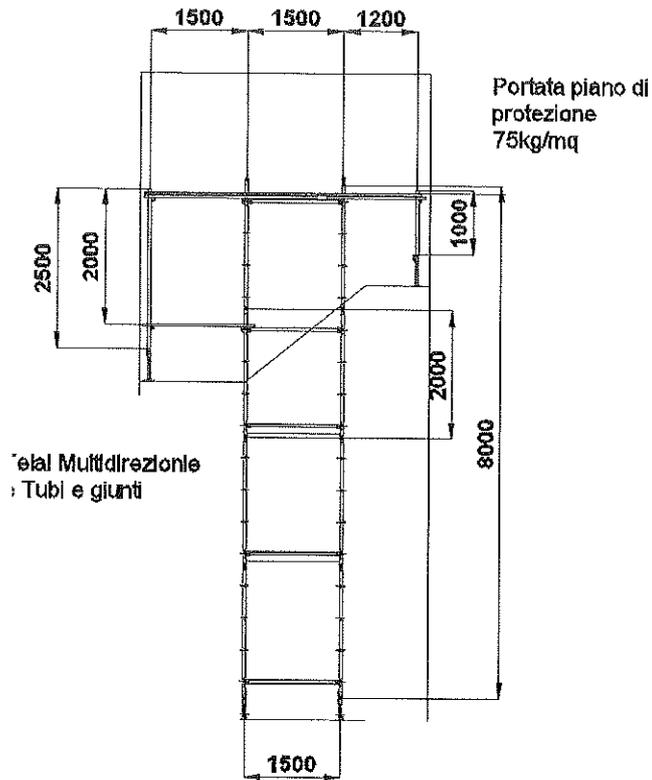
PROSPETTO OVEST



PROSPETTO EST



Ponteggio parassì per vano scala



Ponteggio parassi per vano scala

## Analisi dei carichi elementari

Considerando il peso proprio della parte metallica del ponteggio, per metroquadro di facciata,  $p = 90\text{N/mq}$  ne consegue che il peso proprio, relativo ad un modulo di stilata alta 2 m è:

$$P_p = 90\text{N/mq} \times 1.8\text{m} \times 2\text{m} = 324\text{kg} \text{ o } 0.324\text{kN} \text{ (0.16kN per montante)}$$

Carichi di esercizio nel ponteggio da manutenzione.

Vengono assunte le seguenti ipotesi di carico:

N. 1 impalcato con carico di esercizio di  $1.5\text{kN/mq}$

N. 1 impalcato con carico di esercizio di  $0.75\text{kN/mq}$

N. 2 ripiani di tavolato, con peso proprio, per ripiano, di  $0.16\text{kN/mq}$ .

Diviso per piani con interasse 1800mm:

$$\text{Pes 1} = 1.66\text{kN/m} \times 1.8\text{m} = 2.99\text{kN/m}$$

$$\text{Pes 2} = 0.91\text{kN/m}^2 \times 1.8\text{m} = 1.64\text{kN/m}$$

## **Spinta del vento**

Spinta del vento

Località 2

Categoria di esposizione = 4

Altezza  $H = 8$

Coefficiente  $a_0 = 750\text{m}$

Coefficiente  $K_a = 0,024 \text{ 1/s}$

La velocità di riferimento del vento:  $V_{ref} = 25\text{m/sec}$

Coefficiente  $K_r = 0,22$

Coefficiente  $z_0 = 0,3$

Altezza  $z_{min} = 8$

Coefficiente di esposizione  $C_e(z) = 1,63$

Coefficiente di topografia  $C_t = 1$

La pressione cinetica di riferimento  $Q_{ref} = 390,6\text{N/m}^2$

La pressione del vento è dato dall'espressione:  $P_f = q_{ref} \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d$

Spinta del vento  $P_f$  (senza coefficienti  $C_p$  e  $C_d$ )  $= 390,6\text{N/m}^2 \times 1,63 = 638,4\text{N/m}^2$

La superficie dalla parte metallica di un modulo 2m x 1.8m:

$$\begin{aligned} \text{Telaio: } 4\text{m} \times 0.048\text{m} &= 0.192\text{m}^2 \\ \text{Correnti: } 1.75\text{m} \times 0.026\text{m} \times 2 &= 0.094\text{m}^2 \\ \text{Diagonali in vista: } 2.08\text{m} \times 0.026\text{m} \times 1 &= 0.056\text{m}^2 \\ \text{Diagonali in pianta: } 1.8\text{m} \times 0.026\text{m} \times 1 &= \underline{0.048\text{m}^2} \\ &0.39\text{m}^2 \end{aligned}$$

La superficie dalla piani di calpestio di un modulo 2m x 1.8m:

$$\begin{aligned} \text{Tavola fermapiede: } 0.2\text{m} \times 1.75\text{m} &= 0.35\text{m}^2 \\ \text{Tavola impalcato: } 0.05\text{m} \times 1.75\text{m} &= \underline{0.08\text{m}^2} \\ &= 0.43\text{m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Area totale} = 0.39\text{m}^2 + 0.43\text{m}^2 = 0.82\text{m}^2$$

Considerando un ponteggio nelle condizioni peggiore, eretto a ridosso di una costruzione.  
L'azione di schermo esercitata da detta edificio può essere valutata a 40% di quella relativa al ponteggio isolato.

Pertanto l'azione del vento su un modulo risulta:

$$F_i = 638\text{N/m}^2 \times 0.82\text{m}^2 \times 1.04 = 544\text{N}$$

### **Carichi sulla struttura**

#### Carichi verticali

Carico dovuto all'impalcato caricato:

$$\begin{aligned} \text{Pes 1} &= 1.66\text{kN/m} \times 1.8\text{m} = 2.99\text{kN/m} \\ \text{Pes 2} &= 0.91\text{kN/m}^2 \times 1.8\text{m} = 1.64\text{kN/m} \end{aligned}$$

Carico dovuto al peso proprio

$$P_1 = 0.324\text{kN} \times 0.5 = 0.162\text{kN}$$

L'azione del vento su un modulo risulta:

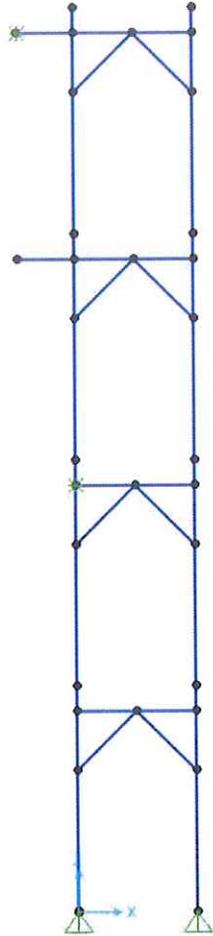
$$F_i = 638\text{N/m}^2 \times 0.82\text{m}^2 \times 1.04 = 544\text{N}$$

### Casi di carico

Caso 1 = carichi verticali

Caso 2 = carichi verticali + vento

Modello Telaio 2D Parziale



Modello 2D Telaio parziale

## Risultati

### Verifica Telaio

#### Verifiche di stabilità

#### Verifiche di stabilità dei montanti

La verifica viene effettuata per valutare la stabilità dei montanti per la più gravosa delle condizioni costituita dagli schemi tipo alti 20 (con parasassi con aggetto pari a 1.8 m).

Il minimo dei carichi di collasso registrato nelle prove condotte presso il laboratorio ENPI di Monte Porzio Catone (vedi certificato ENPI n. 306401 del 15/5/1980) su uno schema significativo di ponteggio, riferito al montante della stilata intermedia è stato:

$$P_{cr} = 73.575 / 2 = 36.79 \text{ kN}$$

A tale carico corrisponde la seguente tensione critica:

$$\sigma_c = P_{cr} / A = 36.79 * 1000 / 414 = 88.86 \text{ N/mm}^2$$

mentre si ha:

$f_y = 235 \text{ N/mm}^2$  (tensione di snervamento del materiale del montante), per cui

$$\sigma_c / f_y = 88.86 / 235 = 0.378$$

Consultando la tabella 7.1, curva a, della CNR 10011/97, si ha :

$$\lambda / \lambda_c = 1.493$$

$$\text{Ora, essendo } \lambda_c = \pi \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3.14 * \sqrt{\frac{206000}{235}} = 93$$

$$\text{si ha, } \lambda = \lambda_c * 1.493 = 139$$

Sempre dalla CNR 10011, tabelle 7-IIa e 7-VII, per  $\lambda = 141$  si ottiene:

$$\omega = 2.61 \quad \sigma_E = 1050 \text{ daN/cm}^2 \quad N_E = \sigma_E * 4.14 = 4347 \text{ daN}$$

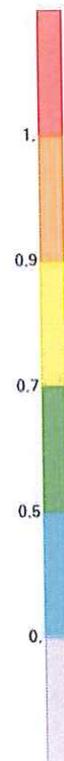
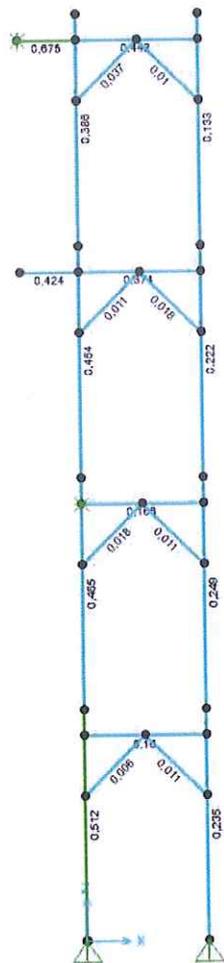
Le verifiche ad instabilità dei montanti, verranno quindi eseguite in base all'espressione:

$$\sigma = \frac{\omega \cdot N}{A} + \frac{M_{eq}}{W \cdot \Phi \left( 1 - \frac{\mu \cdot N}{N_E} \right)} \leq \sigma_{amm}$$

$$139 \times 1.61 = 224 \text{ cm lunghezza di libero inflessione}$$

La struttura è stata modellata e analizzata in due dimensioni con il metodo degli elementi finiti. Vedi gli schemi di carico per le disposizioni dei carichi.

Con calcolo automatico della struttura:



Telaio Verificati

## UNI 10011, Parte 1 di 2

Table: Steel Design 1 - Summary Data - Italian UNI 10011, Part 1 of 2

Frame	DesignSect	DesignType	Status	Ratio	RatioType
2	Tubo 48.3*2.9	Column	No Messages	0,511713	PMM
3	Tubo 48.3*2.9	Column	No Messages	0,23537	PMM
5	Tubo 50*30*2	Beam	No Messages	0,159673	PMM
6	Tubo 33*2.5	Brace	No Messages	0,006407	PMM
7	Tubo 33*2.5	Brace	No Messages	0,011222	PMM
1	Tubo 48.3*2.9	Column	No Messages	0,46528	PMM
4	Tubo 48.3*2.9	Column	No Messages	0,248934	PMM
8	Tubo 50*30*2	Beam	No Messages	0,165946	PMM
9	Tubo 33*2.5	Brace	No Messages	0,01833	PMM
10	Tubo 33*2.5	Brace	No Messages	0,01114	PMM
11	Tubo 48.3*2.9	Column	No Messages	0,453655	PMM
12	Tubo 48.3*2.9	Column	No Messages	0,222035	Shear
13	Tubo 50*30*2	Beam	No Messages	0,373634	PMM
14	Tubo 33*2.5	Brace	No Messages	0,010846	PMM
15	Tubo 33*2.5	Brace	No Messages	0,018047	PMM
16	Tubo 48.3*2.9	Column	No Messages	0,386391	PMM
17	Tubo 48.3*2.9	Column	No Messages	0,132937	PMM
18	Tubo 50*30*2	Beam	No Messages	0,44242	PMM
19	Tubo 33*2.5	Brace	No Messages	0,037219	PMM
20	Tubo 33*2.5	Brace	No Messages	0,00964	PMM
21	Tubo 48.3*2.9	Beam	No Messages	0,674753	PMM
22	Tubo 48.3*2.9	Beam	No Messages	0,423973	PMM

## UNI 10011, Parte 2 di 2

Table: Steel Design 1 - Summary Data - Italian UNI 10011, Part 2 of 2

Frame	Combo	Location mm	ErrMsg	WarnMsg
2	Caso 2	1250	No Messages	No Messages
3	Caso 2	0	No Messages	No Messages
5	Caso 2	0	No Messages	No Messages
6	Caso 2	0	No Messages	No Messages
7	Caso 2	0	No Messages	No Messages
1	Caso 2	0	No Messages	No Messages
4	Caso 2	1250	No Messages	No Messages
8	Caso 2	1050	No Messages	No Messages
9	Caso 2	0	No Messages	No Messages
10	Caso 2	0	No Messages	No Messages
11	Caso 2	1250	No Messages	No Messages
12	Caso 2	1250	No Messages	No Messages
13	Caso 2	0	No Messages	No Messages
14	Caso 1	0	No Messages	No Messages
15	Caso 2	0	No Messages	No Messages
16	Caso 2	0	No Messages	No Messages
17	Caso 2	1775	No Messages	No Messages
18	Caso 1	0	No Messages	No Messages
19	Caso 2	0	No Messages	No Messages
20	Caso 2	0	No Messages	No Messages

Table: Steel Design 1 - Summary Data - Italian UNI 10011, Part 2 of 2

Frame	Combo	Location mm	ErrMsg	WarnMsg
21	Caso 1	0	No Messages	No Messages
22	Caso 2	0	No Messages	No Messages

### Verifica delle diagonali longitudinali (in vista)

Si suppone che le diagonali di facciata stabilizzino entrambi i montanti delle stilate. Chiamato P il carico totale al piede delle stilate, lo sforzo tagliante (fittizio) è  $T = Pw/100$

Per Lambda 138 si ha  $\Omega = 3.05$

$N = 9.6\text{kN}$

$T = 9.6 \times 3.05 / 100 = 0.29\text{kN}$

Poiché la diagonale forma con il piano orizzontale l'angolo di 30 gradi, lo sforzo sulla diagonale è  $t/\cos \theta$ :

$= 0.29\text{kN} / \cos 30 = 0.34\text{kN}$

Verifica con  $L_{eff} = 208\text{cm}$

#### ASTA PRESSOINFLESSA

Descrizione: Diagonale di facciata

Asta

Condizione di carico I

#### CARICHI

Compressione  $N = 0.34\text{kN}$

Momento 3-3  $= 0.0\text{kNm}$

Momento 2-2  $= 0.0\text{kNm}$

Taglio 2  $= 0.0\text{kN}$

Taglio 3  $= 0.0\text{kN}$

#### DATI STATICI SEZIONE

Tubo 26.9\*2.3

Area  $= 1.78\text{cm}^2$

Modulo di resistenza  $W_{xx} = 1.01\text{cm}^3$

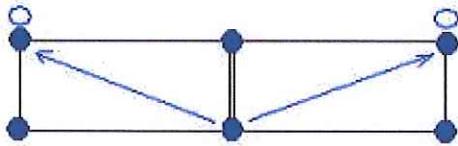
Modulo di resistenza  $W_{yy} = 1.01\text{cm}^3$

Raggio d'inerzia  $I_x = 0.87\text{cm}$

Raggio d'inerzia  $I_y = 0.87\text{cm}$   
 Acciaio tipo Fe360B  
 Sigma ammissibile. Condizione di carico I =  $160.0\text{N/mm}^2$   
 Sigma ammissibile. Condizione di carico II =  $180.0\text{N/mm}^2$   
 Lunghezza libera inflessione dir.2(x) =  $208.0\text{cm}$   
 Beta 2 x L(2) =  $1 \times 208\text{cm}$   
 Lunghezza libera inflessione dir.3(y) =  $208.0\text{cm}$   
 Beta 3 x L(3) =  $1 \times 208\text{cm}$   
 Lambda 2(x) =  $238.11$   
 Lambda 3(y) =  $238.11$   
 Curva A  
 Omega =  $7.02$   
**RISULTATI**  
 Sigma =  $13.47\text{N/mm}^2$   
 Sigma ideale =  $1.9\text{N/mm}^2$

### Verifica delle impalcato metalliche in piano orizzontale all'azione del vento

Le impalcato metalliche in pianta ( 3 unita) vengono verificate per accertare la capacità di trasmettere all'ancoraggio le azioni dovute al vento.



Viene prevista la presenza di un impalcato metallica funzionante come controventamento in pianta a ogni 2 piani di ponteggio con ancoraggio ogni 3 campi.

Carico direzione x =  $544\text{N} \times 2 = 10880\text{N}$

Da un prova di carico ( Vedi Libretto d' Autorizzazione):

Carico di collasso =  $7.02\text{kN}$

Coefficiente di sicurezza =  $7200\text{N}/10884280 = 6.6 > 1.5$

Tavole metalliche verificato

### **Verifica degli ancoraggi:**

Reazione per 1 campo

Gli ancoraggi sono sottoposti all'azione dovuta al vento ed a quella dovuta agli sforzi di stabilizzazione delle stilate.

Sforzo totale sull'ancoraggio

Da quanto sopra si deduce che lo sforzo totale sull'ancoraggio sarà:

$$1.23\text{kN} \times 2 = 2.46\text{kN}$$

Verifica dell'ancoraggio realizzato mediante tubi e giunti ortogonali

Nel caso in cui l'ancoraggio sia realizzato mediante giunti e tubi occorre che questi elementi siano forniti da Ditta autorizzata.

Ammettendo uguale a 10kN il valore medio dei valori frattili 5% risultanti delle prove di scorrimento su giunti non invecchiati con lo sforzo totale sull'ancoraggio su ricavato, si ha un coefficiente di sicurezza e con giunta di sicurezza:

$$v = 10/2.46 = 4.1 \geq 1.5 \text{ OK}$$

### **Verifica degli Impalcati Prefabbricati**

#### **Verifica del impalcato metallico da 1800mm x 490mm**

Caratteristiche delle tavole assunte nel calcolo:

Lunghezza utile  $L = 1800\text{mm}$

Larghezza utile  $= b = 490\text{mm}$

Momento di inerzia  $J = 26.6\text{cm}^4$

Modulo di resistenza  $= W = 8.4\text{cm}^3$

Peso proprio tavola metallica  $= 0.16\text{kN/m}^2$

Sovraccarichi:

Caso 1  $= 1.5\text{kN/m}^2$

Caso 2  $= 1.0\text{kN}$  su un superficie  $200\text{mm} \times 200\text{mm}$

Caso 2  $= 3.0\text{kN}$  su un superficie  $500\text{mm} \times 490\text{mm}$

Caso 3  $= 5.0\text{kN/m} \times 0.4 \times \text{Area}$  ( per semplicità  $5.0\text{kN/m}^2$  dist.)

Caso 1

$$Q = (0.16\text{kN/m}^2 + 1.5\text{kN/m}^2) \times 0.49\text{m} \times 1.8\text{m} = 1.46\text{kN}$$

$$M_{\text{max}} = 1.46\text{kN} \times 1.8\text{m} \times 0.125 = 0.33\text{kNm}$$

$$\sigma = \frac{329\text{Nm}}{8.4\text{cm}^3} = 39\text{N/mm}^2 < 160\text{N/mm}^2 \text{ per Fe360B}$$

Caso 2

$$Q = 0.16\text{kN/m}^2 \times 0.49\text{m} \times 1.8\text{m} = 0.14\text{kN}$$
$$P = 1.0\text{kN}$$

$$M_{\text{max}} = 0.14\text{kN} \times 1.8\text{m} \times 0.125 + 1.0\text{kN} \times 1.8\text{m} \times 0.25 = 0.48\text{kNm}$$

$$\sigma = \frac{482\text{Nm}}{8.4\text{cm}^3} = 57\text{N/mm}^2 < 160\text{N/mm}^2 \text{ per Fe360B}$$

Caso 3

$$Q = 0.16\text{kN/m}^2 \times 0.49\text{m} \times 1.8\text{m} = 0.14\text{kN}$$
$$P = 3.0\text{kN}$$

$$M_{\text{max}} = 0.14\text{kN} \times 1.8\text{m} \times 0.125 + 1.5\text{kN} \times 0.9\text{m} - 1.5\text{kN} \times 0.125 = 1.194\text{kNm}$$

$$\sigma = \frac{1194\text{Nm}}{8.4\text{cm}^3} = 142\text{N/mm}^2 < 160\text{N/mm}^2 \text{ per Fe360B}$$

Caso 4

$$Q = (0.16\text{kN/m}^2 + 5.0\text{kN/m}^2) \times 0.49\text{m} \times 1.8\text{m} = 4.55\text{kN}$$

$$M_{\text{max}} = 4.55\text{kN} \times 1.8\text{m} \times 0.125 = 1.024\text{kNm}$$

$$\sigma = \frac{1024\text{Nm}}{8.4\text{cm}^3} = 121\text{N/mm}^2 < 160\text{N/mm}^2 \text{ per Fe360B}$$

Impalcato verificato

**Ponteggio Verificato**

**Verifica parapetto per caduta dal tetto**

**Verifica del Parapetto**

Parapetto a livello gronda

Essendo il ponteggio di un'altezza minore di 20m e costituito in conformità con il libretto di Autorizzazione non è necessario ulteriore verifiche del ponteggio.

Il ponteggio è da considerare verificato da un punto di vista statico.

Per garantire la sicurezza del personale che lavorano sulla copertura contro la caduta dal alto, sarà da verificare i parapetti in Classe B: EN 13374.

Il parapetto in Classe A sullo ponteggio di testata e da considerare verificato essendo già calcolato per un carico equivalente nel libretto di Autorizzazione.

### **Parapetto Classe B**

Parapetto Classe B

Utilizzo: **coperture con inclinazione minori di 30° senza limitazioni di altezza di caduta;**  
**coperture con inclinazioni minori di 60° se l'altezza di caduta è inferiore a 2 m**

I sistemi di parapetti in classe B devono garantire la resistenza ai carichi statici e a basse forze dinamiche,

I requisiti base sono:

- sostegno della persona che si appoggia sulla protezione;
- fornire un appoggio quando essa cammina lungo il fianco;
- arrestare la caduta di una persona che scivola lungo la superficie inclinata

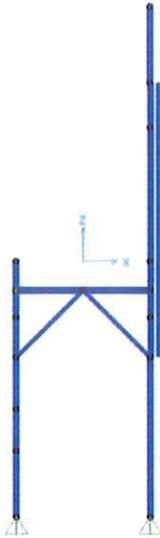
Le prove che il sistema deve sostenere per ottenere la marcatura con la norma UNI EN 13374. sono di tipo statico e dinamico:

<b>Classe A:</b>	• per coperture con inclinazione non superiore a 10°
<b>Classe B</b>	• per coperture con inclinazioni minori di 30° senza limitazioni dell'altezza di caduta • per coperture con inclinazioni minori di 60° se l'altezza di caduta è inferiore a 2 m.
<b>Classe C</b>	• per coperture con inclinazioni comprese tra i 30° e i 45° senza limitazioni dell'altezza di caduta • per coperture con inclinazioni comprese tra i 45° e i 60° se l'altezza di caduta è inferiore a 5 m

Copertura a 26°



## Schema statico parziale con parapetto Edilponte H2000



Telaio + Parapetto H2000 Edilponte – Schema Statico

### Analisi dei carichi elementari

#### **Peso proprio della struttura**

Peso proprio della struttura = 75.8kN/m<sup>3</sup> calcolato automaticamente

#### **Sovraccarichi accidentale**

La normativa richiede una verifica locale del sistema:

#### **Analisi dei Carichi Sulla Struttura**

##### **Classe B**

Vale 1000J a 200mm per una deformazione di 120mm e 500J a 1250mm per una deformazione di 200mm

$$H_i \text{ a quota a } 1000\text{mm} = (500\text{J}/0.2\text{m}) / 1000 = 2.5\text{kN SLU}$$

$$H_{ii} \text{ a quota } 200\text{mm} = (1000\text{J}/0.12\text{m}) / 1000 = 8.33\text{kN SLU}$$

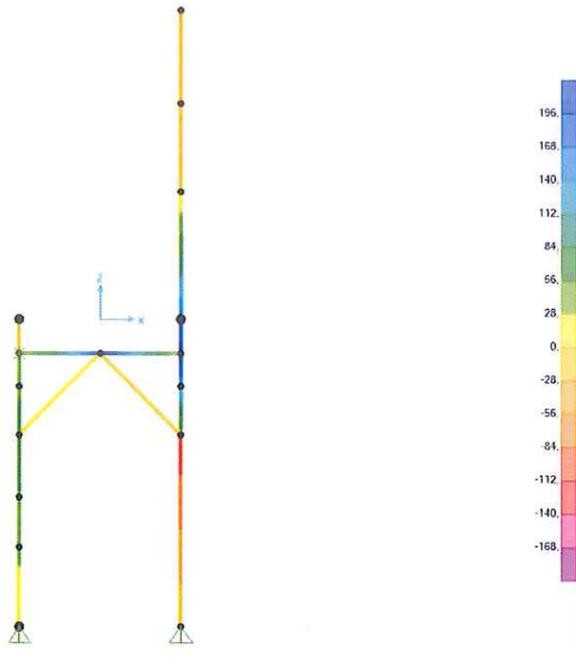
#### **Casi di Carico**

$$\text{Caso 1 } H = H_i = 2.5\text{kN SLU}$$

$$\text{Caso 3 } H = H_{ii} = 8.33\text{kN SLU}$$

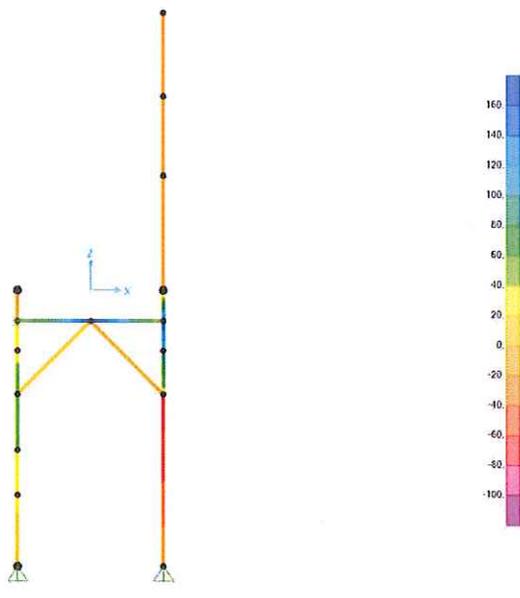
## Risultati

### Caso 1



$$f_y 196 \text{ N/mm}^2 < F_y 235 \text{ N/mm}^2 / 1.05 = 223 \text{ N/mm}^2$$

### Caso 2



$$f_y 160 \text{ N/mm}^2 < F_y 235 \text{ N/mm}^2 / 1.05 = 223 \text{ N/mm}^2$$

**Montante di parapetto verificato**

### **Ponteggi Parasassi Vanno Scale**

Visto le modest tasso di carico imposto sui ponteggi. Quset ponteggi sono da considerare verificato senza ulteriori calcolazioni.

