

**COMUNE DI SCARPERIA**  
Provincia di Firenze

---

**CAPITOLATO SPECIALE D'APPALTO  
PER LE STRUTTURE E PER I MATERIALI STRUTTURALI**

---

PIANO URBANISTICO ATTUATIVO PER CAMBIO DI DESTINAZIONE D'USO URBANISTICO  
DI PORZIONE DI FABBRICATO DA ARTIGIANALE - INDUSTRIALE A TERZIARIO  
IN LOC. PIANVALLICO (APP. DEL. C.C. N°021 DEL 31/03/2008)

RISTRUTTURAZIONE ED AMPLIAMENTO DI PORZIONE DI IMMOBILE DA DESTINARE A  
CENTRO SERVIZI (E LABORATORI UNIVERSITARI IN COMUNE DI SCARPERIA)

COMMITTENTE: Soc. Pianvallico S.p.A.

IL TECNICO: Ing. Giovanni Lavacchini

novembre 2009

## **RELAZIONE TECNICA GENERALE**

Oggetto della presente pratica è l'ampliamento di un edificio a destinazione industriale posto nel comune di Scarperia, in viale Kennedy. La porzione di nuova realizzazione oggetto della presente relazione si trova sul lato prospiciente la pubblica viabilità. L'edificio è destinato ad accogliere attività direzionali e commerciali e si sviluppa, parallelamente a all'edificio esistente e al viale, su due piani fuori terra; lo stesso numero di piani è attualmente presente nella porzione di edificio esistente attigua alla nuova edificazione. L'intervento comprende la realizzazione di una porzione da realizzarsi in acciaio di 38,40 m per 2,20 m oltre ad un'area dedicata alla distribuzione verticale, una porzione da realizzarsi in c.a. di 4,80 m per 4,00 m e una scala esterna in acciaio posta sul lato nord a servizio della parte esistente. I corpi di nuova realizzazione sono posti ad una distanza pari a circa 10 cm dalle adiacenti pareti dell'edificio esistente per garantire la distanza minima prevista per evitare il fenomeno di martellamento. Inoltre è presente un giunto sismico anche tra le porzioni di nuova realizzazione in c.a. ed acciaio.

Le fondazioni delle sopra citate opere sono realizzate mediante platea nervata in c.a. gettata su un getto di calcestruzzo magro di spessore pari a 10 cm. Le strutture in elevazione del corpo principale sono realizzate con carpenteria metallica di uso corrente; in particolare i pilastri sono costituiti da profili scatolari a sezione quadrata (180x180x8), mentre le travi principali e secondarie sono perlopiù costituite da profili a "doppio T" di tipo IPE. I solai sono in latero-cemento al piano terra, in lamiera grecata e getto di completamento in c.a. al piano primo e al piano di copertura. Il corpo in c.a. comprende il nucleo ascensore, un setto di spessore pari a 26 cm e due pilastri; tali elementi sono tra loro collegati da travi in spessore di solaio e solai in latero-cemento. La scala, posta sul prospetto nord, è realizzata mediante quattro pilastri a sezione scatolare in acciaio collegati tra loro dalle rampe (profili UPN 280) e da travi poste in sommità sul perimetro (IPE 180). La scala, come già detto in precedenza, serve l'edificio esistente ed è quindi posta in adiacenza ad esso; anche in questo caso è previsto un giunto sismico di adeguate dimensioni.

L'edificio in esame è ubicato in zona sismica **2**, quindi il grado di sismicità è pari a:  $S = 9$  [coefficiente di intensità sismica  $C = (S-2)/100 = 0,07$ ].

Gli effetti dell'azione sismica sono stati valutati mediante l'analisi dinamica modale con spettro di risposta dell'intero edificio mediante un programma di calcolo automatico e le verifiche sono state effettuate mediante il metodo delle tensioni ammissibili.

Il progetto è stato effettuato con i criteri antisismici previsti dal Decreto Ministeriale del 16 gennaio 1996 "Norme Tecniche per le Costruzioni in Zone Sismiche" oltre che con le altre normative vigenti in materia di progettazione di edifici in c.a. ed acciaio.

## **RELAZIONE SUI CALCOLI**

### **1. NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO**

- Legge 1086 del 1971, "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso e a struttura metallica".
- Legge 64, 2 Luglio 1974, "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche".
- D.M. 09/01/96: "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche".
- D.M. 16/01/1996: "Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi".
- D.M. 16/01/96: "Norme tecniche relative alle costruzioni sismiche".
- CNR 10011-97: "Costruzioni di acciaio – Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo, e la manutenzione".
- Circolare n. 156, 4 Luglio 1996, "Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e dei sovraccarichi".

### **2. ANALISI DEI CARICHI**

#### **2.1 Azione del vento**

L'azione del vento riveste un ruolo importante quando questo investe i lati lunghi dell'edificio. La pressione del vento sulla superficie considerata viene calcolata per mezzo della seguente formula:

$$p = q_{ref} \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d$$

dove:  $C_e$  = coefficiente di esposizione,

$C_p$  = coefficiente di forma,

$C_d$  = coefficiente dinamico,

$q_{ref}$  = pressione cinetica di riferimento (N/m<sup>2</sup>).

La pressione cinetica di riferimento viene determinata per mezzo della velocità di riferimento  $v_{ref}$  del vento, la quale viene fornita dalla normativa in funzione della zona in cui si realizza l'opera. Nel caso presente si considera la zona 2 (vedi figura sottostante), per la quale risulta:

$$q_{ref} = v_{ref}^2 / 1.6 \quad (\text{N/m}^2)$$

zona 3  $v_{ref} = v_{ref,0} = 27 \text{ m/s}$

da cui  $q_{ref} = 0,456 \text{ kN/m}^2$

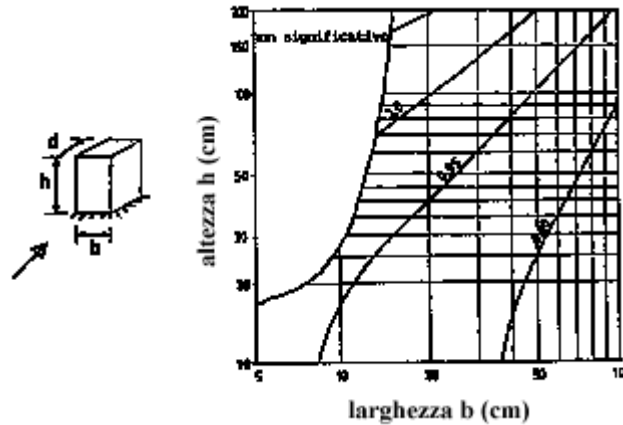


Categorie di esposizione del sito	$k_r$	$z_0$ (m)	$z_{min}$ (m)
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

Il coefficiente di esposizione  $c_e$  è stato ottenuto in corrispondenza della categoria di esposizione III:

$$c_e = 2,02$$

Per il coefficiente dinamico è stato assunto un valore pari a  $c_d = 1,00$  (vedi anche figura seguente).



In definitiva è stato trovato il seguente valore massimo per la pressione del vento:

$$p' = q_{ref} C_e C_d = 0.921 \text{ kN/m}^2 \text{ (circa } 92 \text{ kg/m}^2\text{)}.$$

Nel modello agli elementi finiti tale pressione è stata modellata come carico uniformemente distribuito  $q$  su un elemento lineare (*frame*) ed il valore di questo è stato determinato in funzione dell'area di influenza degli elementi verticali.

Infine per gli elementi sopravvento, cioè per la superfici direttamente investite dal vento, si è assunto un coefficiente di forma pari a  $c_p = 0.8$ , per cui:

$$p = q_{ref} C_e C_p C_d = 0,737 \text{ kN/m}^2 \text{ (circa } 74 \text{ kg/m}^2\text{)}$$

Il carico a metro lineare sulle colonne viene valutato per mezzo della seguente:

$$p_{l,w} = q_c \cdot i \text{ [kN/m]}$$

Ad esempio:

per i pilastri centrali,  $i = 3,67 \text{ m}$ ,  $q = 0,737 \cdot 3,67 = 2,70 \text{ kN/m}$ ,

per i pilastri laterali,  $i = 1,835 \text{ m}$ ,  $q = 0,737 \cdot 1,835 = 1,40 \text{ kN/m}$ .

### Azione tangenziale del vento

L'azione tangente per unità di superficie parallela alla direzione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_{ref} C_e C_f$$

dove  $c_f$  è il coefficiente di attrito, funzione della scabrezza della superficie sulla quale il vento esercita l'azione tangente. Si assume un valore di tale coefficiente pari a  $c_f = 0,04$ . In conclusione risulta:

$$p = q_{ref} C_e C_f = 0,0368 \text{ kN/m}^2 \text{ (circa } 3,7 \text{ kg/m}^2\text{)}.$$

## 2.2 Carico accidentale della neve

Il carico neve sulle coperture sarà valutato con la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} = 1.5 \text{ kN/m}^2$$

dove:  $q_s$  è il carico neve sulla copertura,

$\mu_i$  è il coefficiente di forma della copertura,

$q_{sk}$  è il valore di riferimento del carico neve al suolo.

Il carico a metro lineare sulle travi di copertura viene valutato per mezzo della seguente:

$$q_{l,s} = q_s \cdot i \text{ [kN/m]}$$

Ad esempio per  $i = 1.23 \text{ m}$ , si ha  $q_{l,s} = 1.50 \times 1.23 = 1.85 \text{ kN/m}$ .

## 2.3 Carico permanente del solaio al piano terra

Il solaio del piano terra è costituito da pannelli prefabbricati con travetti gettati in opera ed interposti elementi di alleggerimento, di spessore 20 cm (16+4, dove 16 cm è l'altezza del travetto e 4 cm quella della soletta). Il suo peso è stato valutato come segue:

peso proprio solaio	2.50 kN/m <sup>2</sup>
massetto e pavimentazione	0.80 kN/m <sup>2</sup>
tramezzi	1.00 kN/m <sup>2</sup>
-----	
<b>totale pesi propri e permanenti</b>	<b>4.30 kN/m<sup>2</sup></b>
<b>sovraccarico</b>	<b>3.00 kN/m<sup>2</sup></b>

## 2.4 Carico permanente del solaio al 1° piano – edificio in acciaio

Il solaio del 1° piano è realizzato in lamiera con getto di calcestruzzo per uno spessore totale di 14cm. Il suo peso è stato valutato come segue:

peso proprio solaio	2.00 kN/m <sup>2</sup>
massetto e pavimentazione	0.80 kN/m <sup>2</sup>
tramezzi	1.00 kN/m <sup>2</sup>
-----	
<b>totale pesi propri e permanenti</b>	<b>3.80 kN/m<sup>2</sup></b>
<b>sovraccarico</b>	<b>3.00 kN/m<sup>2</sup></b>

Il carico a metro lineare sulle travi IPE140 viene valutato per mezzo della seguente:

$$q_{l,c} = q_c \times i \text{ [kN/m]}$$

Ad esempio per  $i = 1.23 \text{ m}$ , si ha:

$$q_{pp+perm} = 3.80 \times 1.23 = 4.70 \text{ kN/m,}$$

$$q_{acc} = 3.00 \times 1.23 = 3.70 \text{ kN/m.}$$

## 2.5 Carico permanente della copertura – edificio in acciaio

Anche il solaio di copertura è realizzato in lamiera con getto di calcestruzzo per uno spessore totale di 14cm. Il suo peso è stato valutato come segue:

peso proprio solaio	2.00 kN/m <sup>2</sup>
finitura	1.00 kN/m <sup>2</sup>
-----	
<b>totale pesi permanenti</b>	<b>3.00 kN/m<sup>2</sup></b>
 sovraccarico (neve)	 <b>1.50 kN/m<sup>2</sup></b>

Il carico a metro lineare sulle travi IPE120 viene valutato come precedentemente descritto.

Ad esempio per  $i = 1.23 \text{ m}$ , si ha:

$$q_{pp+perm} = 3.00 \times 1.23 = 3.70 \text{ kN/m,}$$

$$q_{acc} = 1.50 \times 1.23 = 1.85 \text{ kN/m.}$$

## 2.6 Carico permanente del solaio al 1° piano – edificio in c.a.

Il solaio del 1° piano è realizzato in latero-cemento costituito da travetti gettati in opera ed interposti elementi di alleggerimento, inoltre è presente una soletta a completamento. Lo spessore totale di tale solaio è pari a 18 cm (14+4 cm).

peso proprio solaio	2.50 kN/m <sup>2</sup>
massetto e pavimentazione	1.00 kN/m <sup>2</sup>
-----	
<b>totale pesi propri e permanenti</b>	<b>2.50 kN/m<sup>2</sup></b>
 sovraccarico	 <b>3.00 kN/m<sup>2</sup></b>

## 2.7 Carico permanente della copertura – edificio in c.a.

Il solaio del 1° piano è realizzato in latero-cemento costituito da travetti gettati in opera ed interposti elementi di alleggerimento, inoltre è presente una soletta a completamento. Lo spessore totale di tale solaio è pari a 18 cm (14+4 cm).

peso proprio solaio	2.50 kN/m <sup>2</sup>
finitura	1.00 kN/m <sup>2</sup>
-----	
<b>totale pesi propri e permanenti</b>	<b>2.50 kN/m<sup>2</sup></b>
 sovraccarico	 <b>1.50 kN/m<sup>2</sup></b>

## 2.8 Carico permanente ballatoio e scale esterne

Le parti esterne degli orizzontamenti sono realizzati con un grigliato metallico su quale è posto un rivestimento ligneo. Il suo peso è stato valutato come segue:

peso proprio grigliato e rivestimento	0.80 kN/m <sup>2</sup>
-----	
totale pesi permanenti	<b>0.80 kN/m<sup>2</sup></b>
sovraccarico	<b>4.00 kN/m<sup>2</sup></b>

## 2.9 Sovraccarico Accidentale

La Normativa fornisce i valori dei carichi di esercizio per le diverse categorie di edifici e destinazioni d'uso. Nell'edificio in oggetto si individuano i seguenti carichi di esercizio.

Categoria	Tipo di locale	q <sub>k</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	Q <sub>k</sub> [kN]	H <sub>k</sub> [kN/m]
2	Ambienti suscettibili di affollamento (ristoranti, caffè, banche, ospedali, uffici aperti al pubblico) e relativi terrazzi a livello praticabili	3.00	2.00	1.00
5	Balconi, ballatoi e scale comuni (esclusi quelli pertinenti alla categoria 4)	4.00	2.00	1.50

Tabella 1 – Carichi di esercizio.

## 2.10 Azione sismica

Gli effetti sismici sono stati valutati mediante un'analisi dinamica della struttura considerata in campo elastico lineare. Questa è stata eseguita con il metodo della analisi modale adottando per lo spettro di risposta, in termini di accelerazione, l'espressione:

$$\frac{a}{g} = \beta \cdot \varepsilon \cdot C \cdot I \cdot R$$

a è l'accelerazione,

g è l'accelerazione di gravità,

$\beta = 1.2$  è il coefficiente di struttura (questo valore è dovuto al fatto che la resistenza della struttura alle azioni orizzontali è affidata principalmente ad elementi di controvento),

$\varepsilon = 1$  è il coefficiente di fondazione,

C è il coefficiente di intensità sismica = (S-2)/100,

S=9,

I=1 è il coefficiente di protezione sismica.

Nelle suddette espressioni R si riferisce alla risposta strutturale tenendo conto del periodo proprio della struttura e definisce lo spettro di risposta normalizzato, C definisce l'intensità dello spettro in relazione alla sismicità del sito considerato. In tali espressioni generali non compaiono i coefficienti  $\beta$  e  $\epsilon$  che vengono introdotti ai par. C.6.1.1 e C.6.2, relativi rispettivamente alla valutazione delle forze statiche equivalenti ed all'analisi dinamica nel caso di edifici con strutture intelaiate.

$\beta$  il coefficiente di struttura che può essere assunto pari a 1 o, "nel caso nella struttura siano presenti elementi irrigidenti verticali su cui prevalentemente si distribuiscono le azioni orizzontali, pari a 1.2."

Il coefficiente  $\epsilon$ , detto coefficiente di fondazione, ha invece lo scopo di incrementare l'azione sismica di progetto per tenere conto degli effetti di amplificazione che possono verificarsi nei terreni soffici.

Circa la scelta del valore da attribuire al coefficiente di fondazione  $\epsilon$  il D.M. 16.01.96 al par. C.6.1.1 prescrive che esso si assume di regola pari a 1; in presenza di stratigrafie caratterizzate da depositi alluvionali di spessore variabile da 5 a 20 metri, soprastanti terreni coesivi o litoidi con migliori caratteristiche meccaniche, esso si assumerà pari a 1.3.

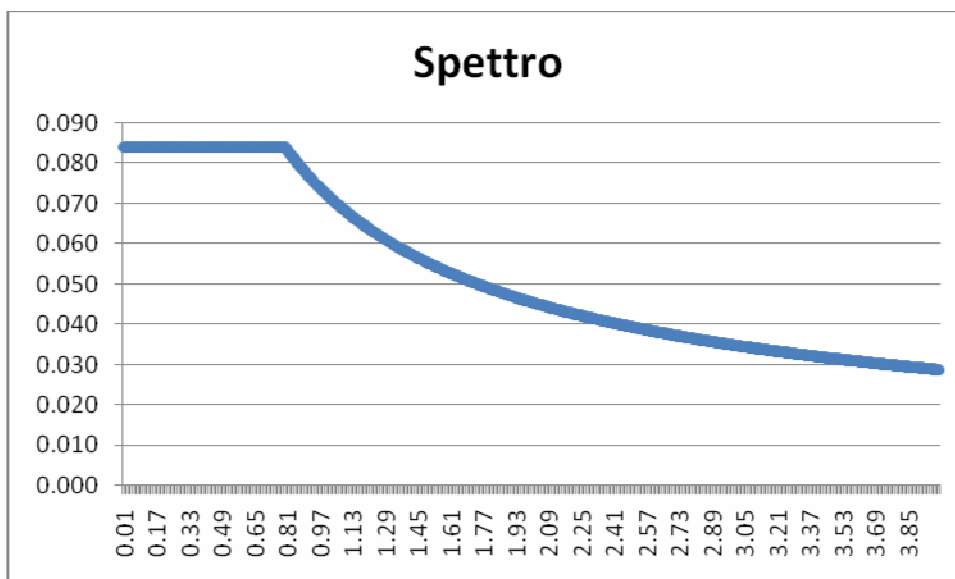


Figura 1 – Spettro.

## 2.11 Combinazioni di carico

### Combinazione 1

Peso proprio + Carichi permanenti + Sovraccarico accidentale + Carico neve

### Combinazione 2

Peso proprio + Carichi permanenti + Sovraccarico accidentale + Carico neve + Azione del vento in direzione trasversale

### Combinazione 3

*Peso proprio + Carichi permanenti + Sovraccarico accidentale + Carico neve + Azione del sisma in direzione longitudinale*

### Combinazione 4

*Peso proprio + Carichi permanenti + Sovraccarico accidentale + Carico neve + Azione del sisma in direzione trasversale*

## 3. PROFILATI UTILIZZATI

### 3.1. Travi longitudinali 1° piano

#### IPE 180

$$A = 2390 \text{ mm}^2$$

$$J_x = 13170000 \text{ mm}^4$$

$$J_y = 1010000 \text{ mm}^4$$

$$W_x = 146000 \text{ mm}^3$$

$$W_y = 22200 \text{ mm}^3$$

### 3.2. Travi trasversali 1° piano

#### IPE 140

$$A = 1640 \text{ mm}^2$$

$$J_x = 5410000 \text{ mm}^4$$

$$J_y = 449000 \text{ mm}^4$$

$$W_x = 77300 \text{ mm}^3$$

$$W_y = 12300 \text{ mm}^3$$

### 3.3. Travi longitudinali piano di copertura

#### IPE 160

$$A = 2010 \text{ mm}^2$$

$$J_x = 8690000 \text{ mm}^4$$

$$J_y = 683000 \text{ mm}^4$$

$$W_x = 109000 \text{ mm}^3$$

$$W_y = 16700 \text{ mm}^3$$

### **3.4. Travi trasversali piano di copertura**

#### **IPE 120**

$$A = 1320 \text{ mm}^2$$

$$J_x = 3180000 \text{ mm}^4$$

$$J_y = 277000 \text{ mm}^4$$

$$W_x = 53000 \text{ mm}^3$$

$$W_y = 8650 \text{ mm}^3$$

### **3.5. Diagonali di controvento**

#### **Angolare 60x60x6**

$$A = 691 \text{ mm}^2$$

$$J_x = 228000 \text{ mm}^4$$

$$J_y = 228000 \text{ mm}^4$$

$$W_x = 5290 \text{ mm}^3$$

$$W_y = 5290 \text{ mm}^3$$

$$\rho_x = 18,2 \text{ mm}$$

$$\rho_y = 18,2 \text{ mm}$$

### **3.6. Arcarecci esterni – ballatoio - 1° piano**

#### **T a sezione variabile – incastro**

$$A = 3500 \text{ mm}^2$$

$$J_x = 11190881 \text{ mm}^4$$

$$J_y = 4874167 \text{ mm}^4$$

$$W_x = 85231 \text{ mm}^3$$

$$W_y = 54157 \text{ mm}^3$$

$$\rho_x = 56,5 \text{ mm}$$

$$\rho_y = 3,73 \text{ mm}$$

#### **T a sezione variabile – appoggio**

$$A = 2900 \text{ mm}^2$$

$$J_x = 3582098 \text{ mm}^4$$

$$J_y = 4869167 \text{ mm}^4$$

$$W_x = 23535 \text{ mm}^3$$

$$W_y = 54102 \text{ mm}^3$$

$$\rho_x = 35,1 \text{ mm}$$

$$\rho_y = 4,10 \text{ mm}$$

### **3.7. Trave esterna**

#### **UPN 120**

$$A = 1700 \text{ mm}^2$$

$$J_x = 3640000 \text{ mm}^4$$

$$J_y = 431000 \text{ mm}^4$$

$$W_x = 60700 \text{ mm}^3$$

$$W_y = 11100 \text{ mm}^3$$

### **3.8. Pilastro**

#### **Tubolare a sezione quadrata - 180 mm, sp. 8mm**

$$A = 5724 \text{ mm}^2$$

$$J_x = 28320000 \text{ mm}^4$$

$$J_y = 28320000 \text{ mm}^4$$

$$W_x = 314000 \text{ mm}^3$$

$$W_y = 314000 \text{ mm}^3$$

$$\rho_x = 70,0 \text{ mm}$$

$$\rho_y = 70,0 \text{ mm}$$

### **3.9. Pilastrini tubolari esterni**

#### **Tubolare a sezione circolare - 152,4 mm, sp. 4mm**

$$A = 1860 \text{ mm}^2$$

$$J_x = 5140000 \text{ mm}^4$$

$$J_y = 5140000 \text{ mm}^4$$

$$W_x = 67400 \text{ mm}^3$$

$$W_y = 67400 \text{ mm}^3$$

$$\rho_x = 52,5 \text{ mm}$$

$$\rho_y = 52,5 \text{ mm}$$

### **3.10. Traversi tubolari esterni di facciata**

#### **Tubolare a sezione circolare - 114,3 mm, sp. 3,2mm**

$$A = 1120 \text{ mm}^2$$

$$J_x = 1720000 \text{ mm}^4$$

$$J_y = 1720000 \text{ mm}^4$$

$$W_x = 30200 \text{ mm}^3$$

$$W_y = 30200 \text{ mm}^3$$

$$\rho_x = 39,3 \text{ mm}$$

$$\rho_y = 39,3 \text{ mm}$$

### 3.11. Trave scale

#### UPN 280

$$A = 5340 \text{ mm}^2$$

$$J_x = 62760000 \text{ mm}^4$$

$$J_y = 3980000 \text{ mm}^4$$

$$W_x = 448000 \text{ mm}^3$$

$$W_y = 57200 \text{ mm}^3$$

## 4. RISULTATI ANALISI MODALE

Di seguito sono riportati i risultati ottenuti per l'analisi dinamica modale:

TABLE: Modal Participating Mass Ratios							
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0.284	0.605	0.023	0.605	0.023
MODAL	Mode	2	0.247	0.219	0.140	0.823	0.164
MODAL	Mode	3	0.211	0.004	0.105	0.827	0.269
MODAL	Mode	4	0.208	0.000	0.000	0.827	0.269
MODAL	Mode	5	0.194	0.001	0.053	0.828	0.322
MODAL	Mode	6	0.192	0.000	0.021	0.829	0.343
MODAL	Mode	7	0.190	0.000	0.000	0.829	0.343
MODAL	Mode	8	0.187	0.002	0.085	0.831	0.428
MODAL	Mode	9	0.184	0.000	0.000	0.831	0.428
MODAL	Mode	10	0.179	0.000	0.001	0.831	0.429
MODAL	Mode	11	0.178	0.006	0.405	0.836	0.834
MODAL	Mode	12	0.177	0.000	0.000	0.836	0.834
MODAL	Mode	13	0.164	0.000	0.000	0.836	0.834
MODAL	Mode	14	0.163	0.000	0.000	0.836	0.834
MODAL	Mode	15	0.163	0.000	0.000	0.836	0.834
MODAL	Mode	16	0.162	0.000	0.000	0.836	0.834
MODAL	Mode	17	0.162	0.000	0.000	0.836	0.834
MODAL	Mode	18	0.160	0.000	0.000	0.836	0.835
MODAL	Mode	19	0.158	0.000	0.000	0.836	0.835
MODAL	Mode	20	0.157	0.000	0.000	0.836	0.835
MODAL	Mode	21	0.157	0.000	0.000	0.836	0.835
MODAL	Mode	22	0.155	0.000	0.001	0.837	0.836

MODAL	Mode	23	0.151	0.000	0.000	0.837	0.836
MODAL	Mode	24	0.150	0.000	0.012	0.837	0.847
MODAL	Mode	25	0.148	0.000	0.007	0.837	0.854
MODAL	Mode	26	0.148	0.000	0.000	0.837	0.854
MODAL	Mode	27	0.147	0.000	0.000	0.837	0.854
MODAL	Mode	28	0.147	0.000	0.000	0.837	0.854
MODAL	Mode	29	0.147	0.000	0.000	0.837	0.854
MODAL	Mode	30	0.147	0.000	0.001	0.837	0.855
MODAL	Mode	31	0.145	0.000	0.003	0.837	0.858
MODAL	Mode	32	0.145	0.000	0.000	0.837	0.858
MODAL	Mode	33	0.143	0.000	0.000	0.837	0.858
MODAL	Mode	34	0.140	0.000	0.000	0.837	0.858
MODAL	Mode	35	0.138	0.000	0.000	0.837	0.858

**TABLE: Modal Participating Mass Ratios**

<b>OutputCase</b>	<b>StepType</b>	<b>StepNum</b>	<b>Period</b>	<b>UX</b>	<b>UY</b>	<b>SumUX</b>	<b>SumUY</b>
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	36	0.137	0.000	0.000	0.837	0.858
MODAL	Mode	37	0.135	0.000	0.000	0.837	0.858
MODAL	Mode	38	0.134	0.005	0.016	0.842	0.874
MODAL	Mode	39	0.130	0.001	0.041	0.842	0.915
MODAL	Mode	40	0.128	0.000	0.001	0.842	0.916
MODAL	Mode	41	0.128	0.000	0.000	0.842	0.916
MODAL	Mode	42	0.127	0.000	0.000	0.843	0.916
MODAL	Mode	43	0.126	0.000	0.000	0.843	0.916
MODAL	Mode	44	0.122	0.000	0.001	0.843	0.917
MODAL	Mode	45	0.115	0.000	0.000	0.843	0.917
MODAL	Mode	46	0.113	0.000	0.000	0.843	0.917
MODAL	Mode	47	0.111	0.000	0.000	0.843	0.917
MODAL	Mode	48	0.111	0.000	0.000	0.843	0.917
MODAL	Mode	49	0.110	0.000	0.000	0.843	0.917
MODAL	Mode	50	0.110	0.000	0.000	0.843	0.917
MODAL	Mode	51	0.109	0.000	0.000	0.843	0.917
MODAL	Mode	52	0.108	0.000	0.000	0.843	0.918
MODAL	Mode	53	0.108	0.000	0.000	0.843	0.918
MODAL	Mode	54	0.106	0.000	0.000	0.843	0.918
MODAL	Mode	55	0.106	0.000	0.000	0.843	0.918
MODAL	Mode	56	0.105	0.000	0.000	0.843	0.918
MODAL	Mode	57	0.105	0.000	0.000	0.843	0.918
MODAL	Mode	58	0.105	0.000	0.000	0.843	0.918
MODAL	Mode	59	0.105	0.000	0.000	0.843	0.918
MODAL	Mode	60	0.104	0.000	0.000	0.844	0.918
MODAL	Mode	61	0.104	0.000	0.000	0.844	0.918
MODAL	Mode	62	0.104	0.000	0.000	0.844	0.918
MODAL	Mode	63	0.104	0.000	0.000	0.844	0.918
MODAL	Mode	64	0.104	0.000	0.000	0.844	0.918

MODAL	Mode	65	0.104	0.000	0.000	0.844	0.918
MODAL	Mode	66	0.104	0.000	0.000	0.844	0.918
MODAL	Mode	67	0.104	0.000	0.000	0.844	0.918
MODAL	Mode	68	0.104	0.000	0.000	0.844	0.918
MODAL	Mode	69	0.104	0.000	0.000	0.844	0.918
MODAL	Mode	70	0.104	0.000	0.000	0.844	0.918
MODAL	Mode	71	0.104	0.000	0.000	0.844	0.918
MODAL	Mode	72	0.104	0.000	0.000	0.844	0.918
MODAL	Mode	73	0.104	0.000	0.000	0.844	0.918
MODAL	Mode	74	0.104	0.013	0.000	0.856	0.918
MODAL	Mode	75	0.103	0.000	0.000	0.856	0.918

Per attivare l'85% della massa in entrambe le direzioni principali sono necessarie 74 forme modali.

Di seguito si riporta la deformata relativa alle prime forme modali significative.

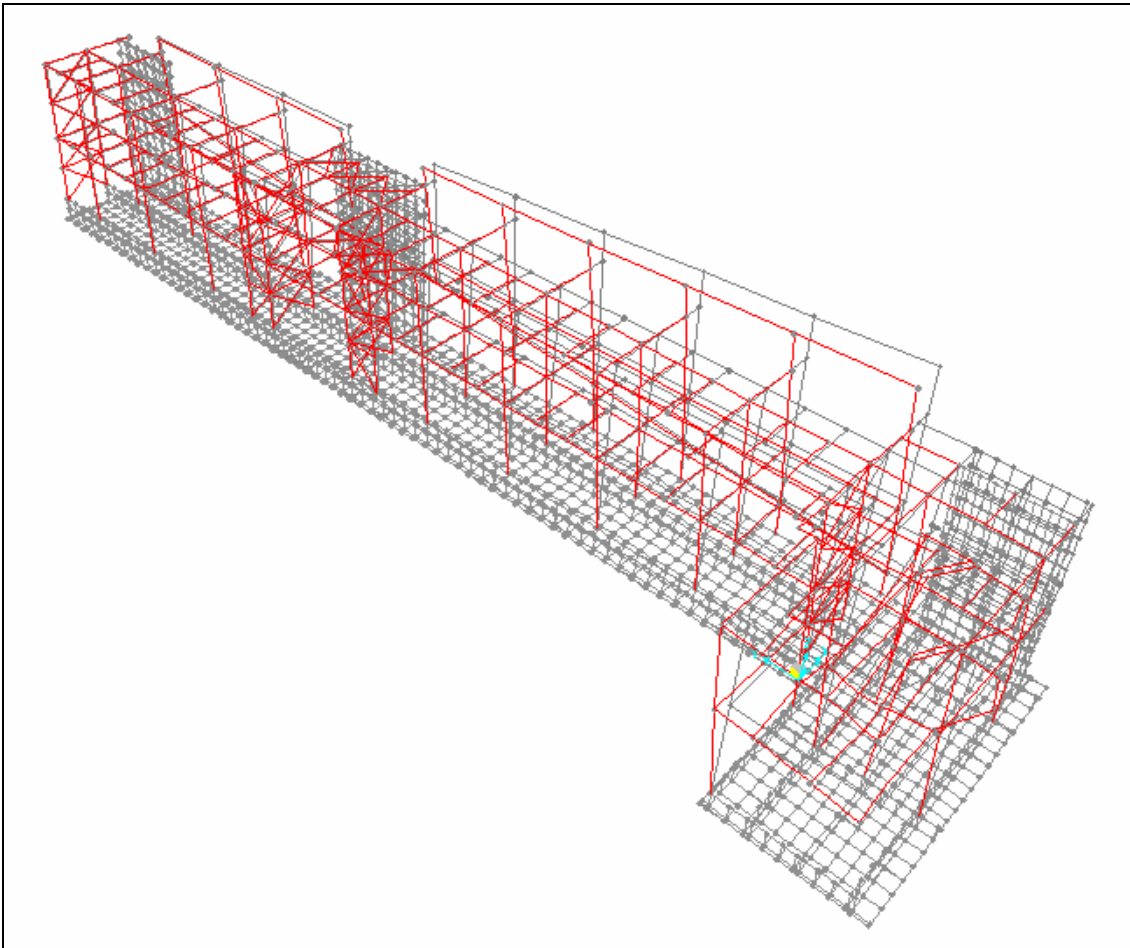


Figura 2 – 1° modo di vibrazione, vista tridimensionale.

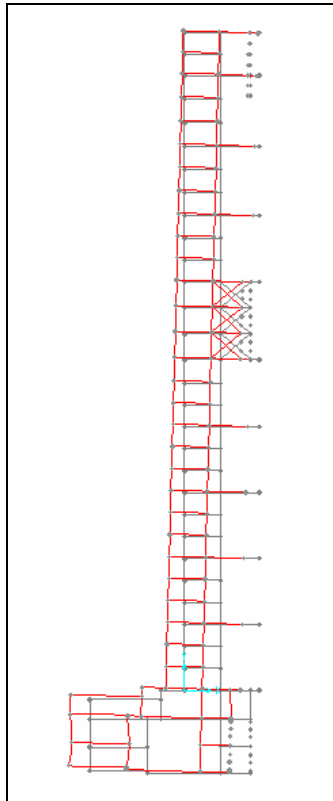


Figura 3 – 1° modo di vibrazione, vista in pianta.

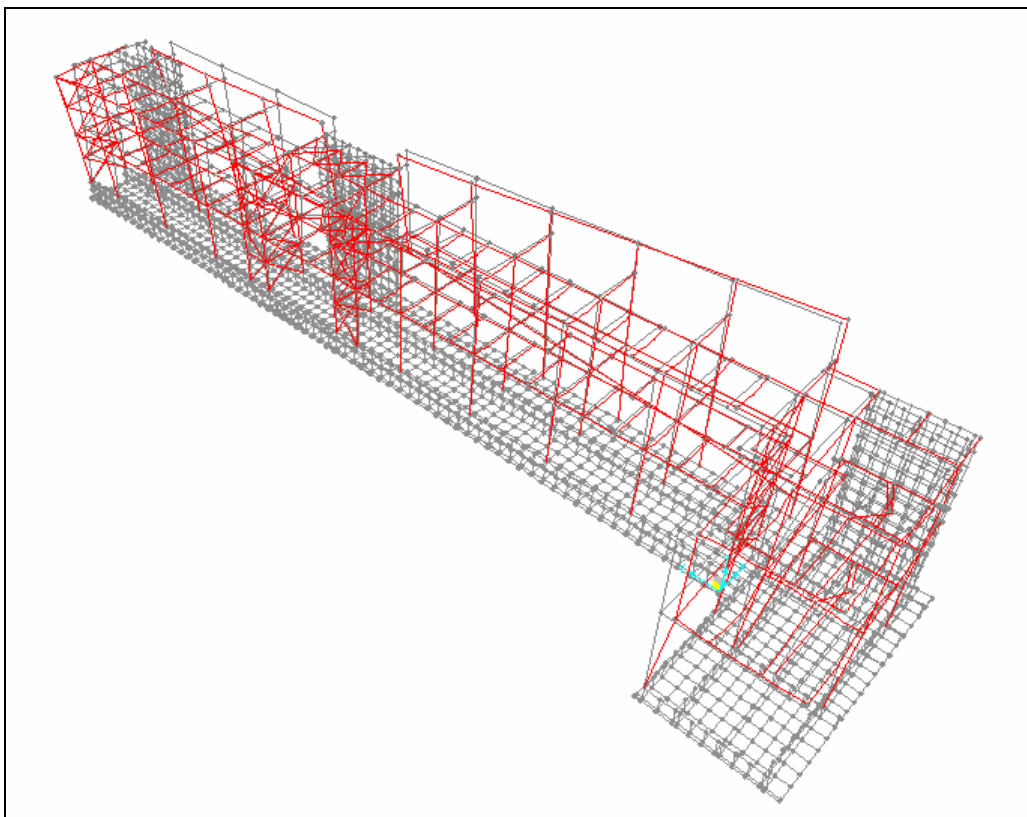


Figura 4 – 2° modo di vibrazione, vista tridimensionale.

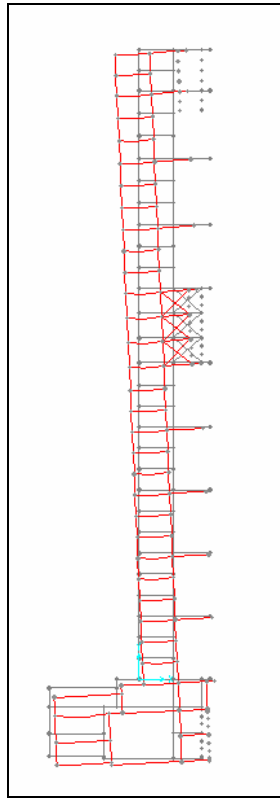


Figura 5 – 2° modo di vibrazione, vista in pianta.

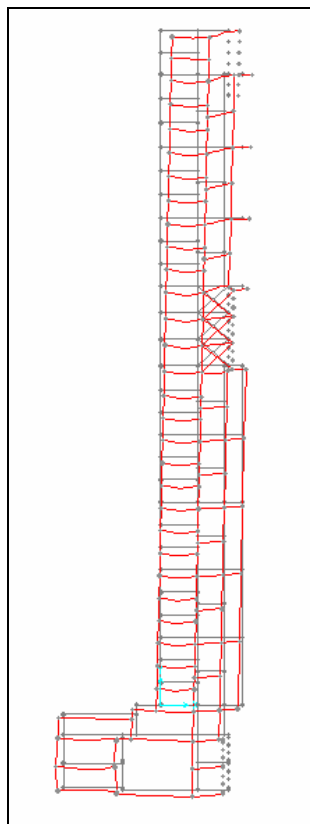


Figura 6 – 3° modo di vibrazione, vista in pianta.

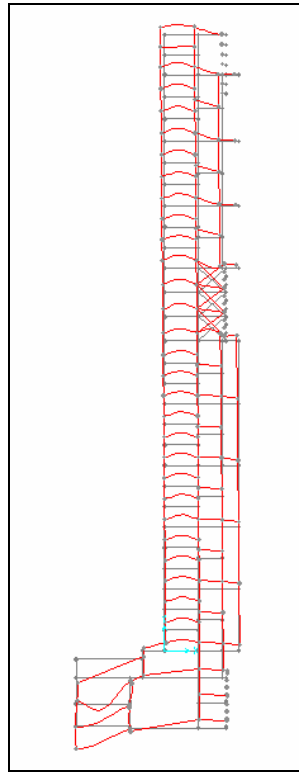


Figura 7 – 11° modo di vibrazione, vista in pianta.

## 5. MODELLAZIONE AGLI ELEMENTI FINITI

La modellazione dell'edificio in acciaio e della scala esterna in acciaio è stata eseguita tramite il codice di calcolo SAP2000® Advanced 10.0.1 (SAP2000 Integrated Finite Element Analysis and Design of Structure, Computers and Structures, Inc. Berkeley, California, USA). Tale programma opera con il metodo agli elementi finiti e si basa sul concetto di discretizzazione della struttura, cioè sulla rappresentazione di essa attraverso dei nodi tra loro collegati da elementi con determinate caratteristiche di rigidità e massa definite dall'utente. Il modello fornisce una risposta tanto più accurata e precisa quanto più tali elementi sono di dimensione ridotta e tanto più i nodi sono vicini. D'altra parte i tempi di calcolo di un elaboratore elettronico e conseguentemente i tempi del lavoro da svolgere sono direttamente proporzionali alla raffinatezza del modello. Uno degli obiettivi del lavoro di modellazione è stato dunque il raggiungimento di un buon compromesso in tale senso, tenuto conto anche delle rilevanti dimensioni dell'edificio.

Il programma di calcolo SAP2000® permette la rappresentazione della struttura per mezzo di 4 tipi di oggetti: punti, linee, aree e solidi. Per i modelli impiegati nel presente lavoro, è stato fatto ricorso ai tre seguenti tipi di oggetti:

- *Frame*, che rientrano nella categoria degli oggetti linea,
- *Area* (comunemente chiamati anche *Shell*),
- *Joint*, che sono automaticamente creati alle estremità o agli angoli dei due elementi precedenti, oltre che poter essere aggiunti al modello.

Segue adesso una breve descrizione delle proprietà e caratteristiche di tali elementi, utile per comprendere la fase di modellazione.

Gli elementi *Frame* possono essere sollecitati da forze assiali, flessionali, torsionali e di taglio. Ogni elemento *Frame* possiede proprietà geometriche e meccaniche che gli derivano dall'assegnazione di una sezione trasversale e di un materiale, è modellato come un segmento congiungente due nodi (*Joints*) ed è dotato di un proprio sistema di coordinate per la definizione delle proprietà della sezione, dei carichi e per l'interpretazione dei risultati. Le forze interne dell'elemento sono quelle che risultano dall'integrazione delle tensioni sulla sezione trasversale dell'elemento. Dotando il *Frame* di rilasci alle estremità, è possibile fargli assumere particolari condizioni vincolari; infatti è possibile definire, oltre a vincoli modellati come incastri, le cerniere e incastri semirigidi. Inoltre, il programma permette di tener conto del collegamento tra i vari elementi *Frame*, come per esempio il nodo trave-pilastro, tramite il comando *End Length Offsets* che, in modalità automatica o manuale, assegna alle estremità degli elementi *Frame* una zona (eventualmente rigida, come in questo caso) che non è considerata nel calcolo delle deformazioni elastiche, riducendo in tal modo la lunghezza libera d'inflessione; nei modelli realizzati, questa funzione è stata assegnata a tutti gli elementi *Frame*.

Gli elementi *Shell* sono elementi di superficie impiegati per modellare zone che possono avere un comportamento a piastra ed a lastra. Ogni elemento *Shell* possiede proprietà geometriche e meccaniche che gli derivano dall'assegnazione di uno spessore e di un materiale, è modellato come un'area congiungente tre o quattro nodi (*Joints*) ed è dotato di un proprio sistema di coordinate per la definizione delle proprietà della sezione, dei carichi e per l'interpretazione dei risultati. Le forze interne dell'elemento sono quelle che risultano dall'integrazione delle tensioni sullo spessore dell'elemento e sono forze e momenti per unità di lunghezza. Particolare attenzione nella modellazione con gli elementi *Shell* va prestata alla suddivisione in *mesh*, cioè in maglie, in quanto, affinché il modello fornisca risultati veritieri è necessario che le dimensioni delle *mesh* siano più piccole possibile, soprattutto laddove ci sono concentrazioni di tensioni; tuttavia, una suddivisione troppo fitta comporta, un aumento degli elementi del modello e quindi un incremento dei tempi di calcolo.

Gli elementi *Joint* sono automaticamente generati congiuntamente agli elementi *Frame* e *Shell*, ma possono anche essere aggiunti al modello, ad esempio per attribuire ad esso delle proprietà laddove non sono presenti altri oggetti (*Special Joint*).

Per la modellazione degli elementi costituenti l'edificio in esame, in via generale, sono state fatte le assunzioni riportate nella tabella seguente:

elemento	modello
pilastrini	<i>frame</i>
travi	
pareti in c.a.	<i>shell</i>
platea di fondazione e relative nervature	

Tabella 2 – Schematizzazione della modellazione.

La struttura di fondazione è stata schematizzata mediante elementi bidimensionali tipo *shell* su suolo elastico. La dimensione della *mesh* adottata è indicativamente di circa 55 cm; tale scelta rappresenta un buon compromesso tra tempi di elaborazione del calcolatore e bontà dei risultati. L'interazione terreno-struttura, come già detto precedentemente, è stata schematizzata attraverso la costante di sottofondo K, la quale è stata assunta pari a 4 kg/cm<sup>3</sup> in condizioni statiche e 12 kg/cm<sup>3</sup> in condizioni sismiche.

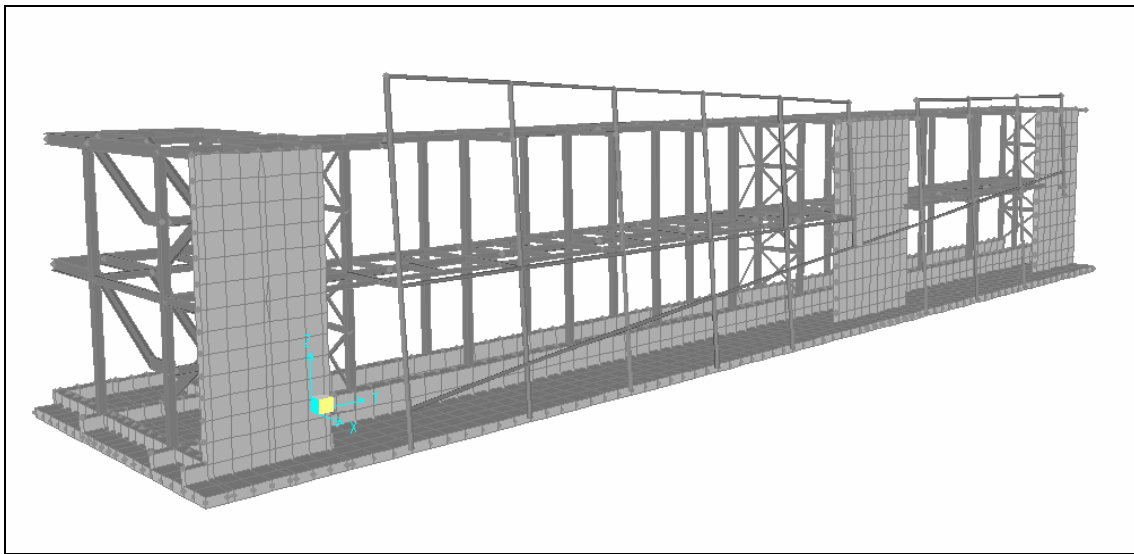
Inoltre occorre precisare che in fase di modellazione sono state seguite tutte le prescrizioni previste dalle normative e le regole dettate dal buonsenso; infatti è stato creato un modello tridimensionale in grado di rappresentare in modo adeguato le effettive distribuzioni spaziali di massa, rigidità e resistenza. Inoltre, in particolare:

- gli elementi non strutturali, come tamponature e tramezzi, sono stati rappresentati unicamente in termini di massa, considerando nullo il loro contributo alla rigidità ed alla resistenza del sistema strutturale;
- gli impalcati sono stati considerati infinitamente rigidi nel loro piano quando dotati di soletta di almeno 4 cm;

- l'azione sismica è stata modellata attraverso lo spettro di risposta;

In una fase successiva, sui valori di output forniti dal programma, è stata condotta un'analisi critica per verificare la bontà della modellazione; in particolare, per alcuni elementi scelti a campione, sono stati verificati con metodi manuali, secondo le regole della tecnica della costruzioni, i valori delle sollecitazioni.

Di seguito si riportano alcune viste significative del modello agli elementi finiti impiegato nella fase di analisi.



*Figura 8 – Modello agli elementi finiti – vista del fronte.*

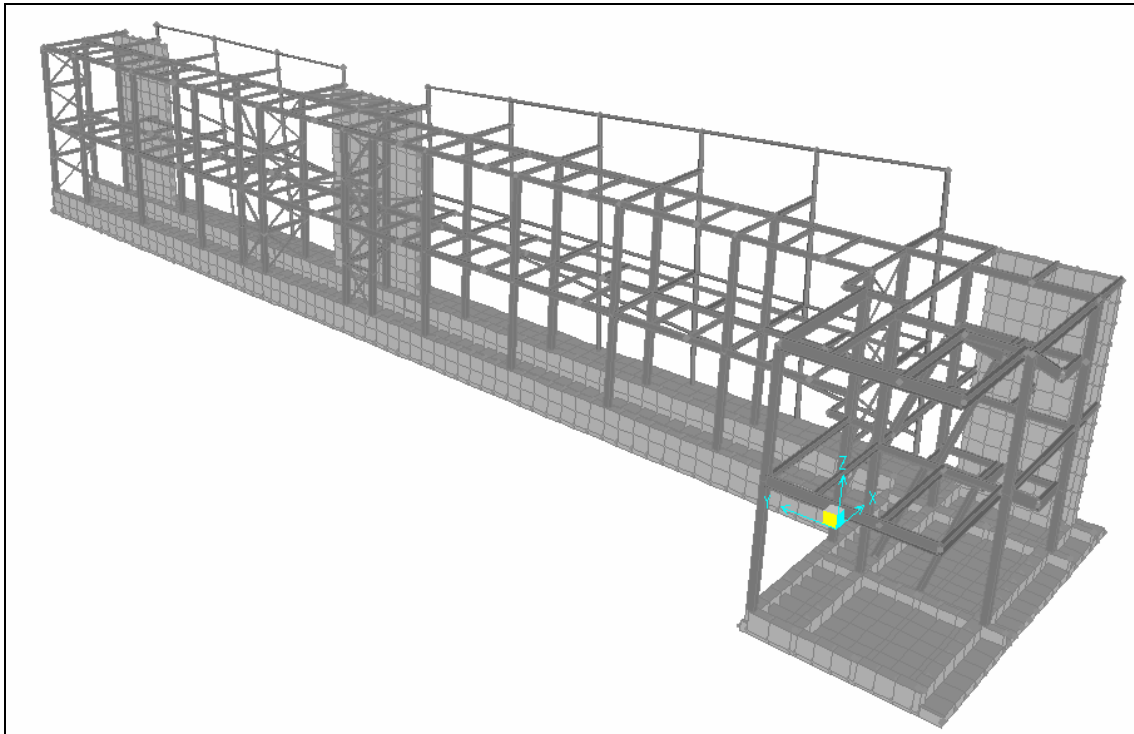


Figura 9 – Modello agli elementi finiti – vista del lato adiacente all'edificio esistente.

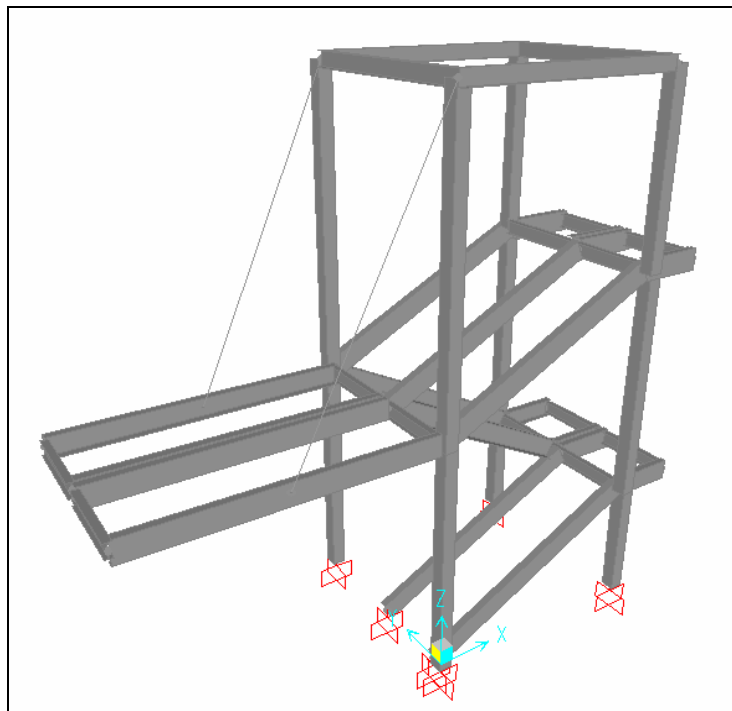


Figura 10 – Modello agli elementi finiti – vista della scala esterna in acciaio.

La modellazione della parte di edificio in c.a. è stata eseguita tramite il programma MODEST® v. 7.15, al quale è affiancato il codice di calcolo SAP2000® Advanced v. 10.0.1 come solutore.

Per le modalità e le tecniche di modellazione vale quanto già detto in precedenza. In particolare: travi e pilastri sono stati modellati mediante elementi *frames*, la platea di fondazione e le nervature di irrigidimento, il

setto e il nucleo ascensore sono stati modellati mediante elementi bidimensionali tipo *shell*. Anche in questo caso è stata schematizzata l'interazione terreno – strutture di fondazione mediante suolo elastico. La dimensione adottata per la *mesh* con cui sono stati suddivisi gli elementi bidimensionali è indicativamente di circa 50 cm; tale scelta rappresenta un buon compromesso tra tempi di elaborazione del calcolatore e bontà dei risultati. L'interazione terreno-struttura, come già detto precedentemente, è stata schematizzata attraverso la costante di sottofondo K, la quale è stata assunta pari a 4 kg/cm<sup>3</sup> in condizioni statiche e 12 kg/cm<sup>3</sup> in condizioni sismiche. Il modulo di elasticità è stato assunto pari a  $E_C = 5700 \cdot \sqrt{R_{ck}} = 31220 \text{ N/mm}^2 = 312200 \text{ kg/cm}^2$ .

Maggiori dettagli circa la geometria dell'edificio sono riportati in allegato nel fascicolo dei calcoli relativo alla porzione in c.a.

I carichi sono stati assegnati direttamente ai solai; il programma provvede automaticamente a ripartire i carichi ad essi assegnati agli elementi *frames* in funzione dell'area di influenza. L'azione sismica è stata modellata mediante spettro di risposta come precedentemente illustrato.

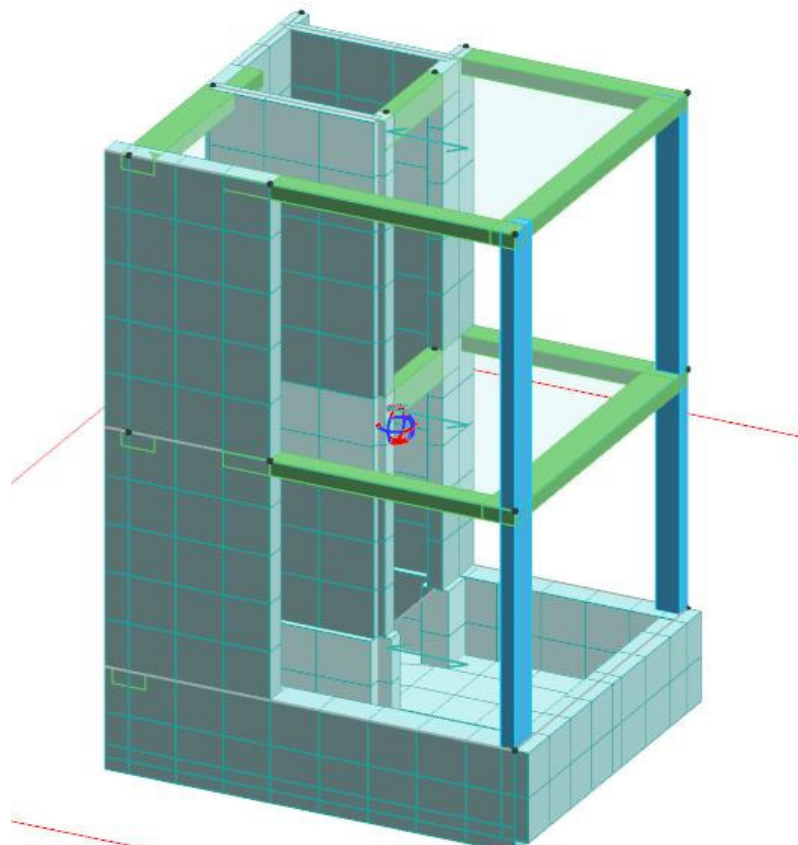


Figura 11 – Modello agli elementi finiti – vista tridimensionale del corpo in c.a.

## 6. VERIFICHE DI RESISTENZA E STABILITA' DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI IN ACCIAIO

### 6.1. PILASTRI

La verifica di stabilità locale del montante viene condotta attraverso la classica relazione valida per elementi pressoinflessi:

$$\omega \cdot \frac{N}{A} + \frac{M_{eq}}{\psi \cdot W \left( 1 - 1.5 \cdot \frac{N}{N_{cr}} \right)} \leq \sigma_{adm}$$

dove il coefficiente di amplificazione  $\omega$  viene determinato per mezzo delle CNR 10011 in funzione della snellezza  $\lambda$  dell'elemento. Per determinare la snellezza dell'elemento è opportuno fare riferimento alle lunghezze libere di inflessione, valutate in funzione dello schema statico. Di seguito sono riportate le lunghezze libere di inflessione per i principali schemi statici.

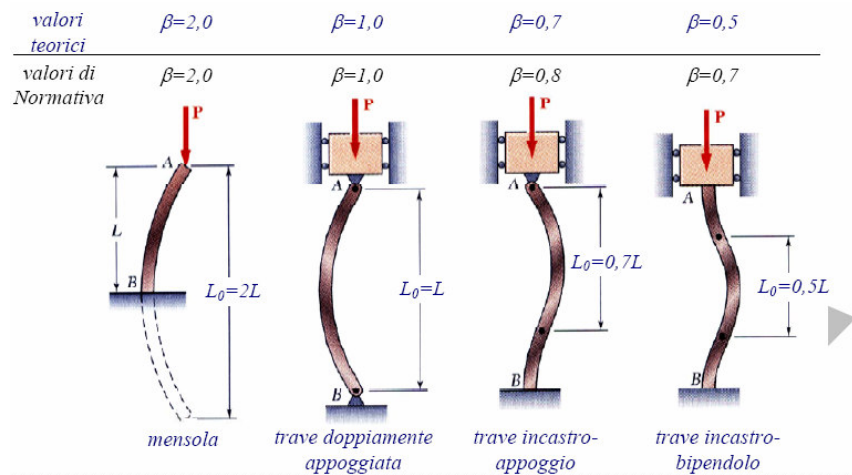


Figura 12 – Lunghezza libera di inflessione per gli schemi statici più impiegati.

Determinazione della snellezza del pilastro del P.T. (H1 = 2.98m):

$\rho_x = \rho_y$ (mm)	$L_{ox} = L_{oy}$ (mm)	$\lambda_x = \lambda_y$	$\omega_x = \omega_y$	$\sigma_{crit,x} = \sigma_{crit,y}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$N_{crit,x} = N_{crit,y}$ (kN)
70.0	2384	34	1.05	1759	10069

Determinazione della snellezza del pilastro del 1°P (H2 = 3.35m):

$\rho_x = \rho_y$ (mm)	$L_{ox} = L_{oy}$ (mm)	$\lambda_x = \lambda_y$	$\omega_x = \omega_y$	$\sigma_{crit,x} = \sigma_{crit,y}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$N_{crit,x} = N_{crit,y}$ (kN)
70.0	2680	38	1.06	1408	8059

I valori delle caratteristiche di sollecitazione sono stati ottenuti direttamente dal modello agli elementi finiti.

**Tabella – Risultati delle Verifiche sui pilastri**

COMB	P (N)	M2 (Nmm <sup>2</sup> )	M3 (Nmm <sup>2</sup> )	Pcr (N/mm <sup>2</sup> )	$\omega N/A$ (N/mm <sup>2</sup> )	$M2eq/(W^*1-vP/Pcr)$ (N/mm <sup>2</sup> )	$M3eq/(W^*1-vP/Pcr)$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma$ (N/mm <sup>2</sup> )
COMB 1	-76360	-156400	-275600	10068516	14.0	0.4	0.7	15.1
COMB 1	-48349	-569100	-444600	10068516	8.9	1.4	1.1	11.3
COMB 1	-46283	135000	3825400	10068516	8.5	0.3	9.2	18.0
COMB 2	-76361	-70400	-5099600	10068516	14.0	0.2	12.3	26.5
COMB 2	-15205	-204400	-1500	8059392	2.8	0.5	0.0	3.3
COMB 2	-39259	-137500	-6016900	10068516	7.2	0.3	14.5	22.0
COMB 3	-99180	-378900	-3751900	10068516	18.2	0.9	9.1	28.2
COMB 3	-72358	-855700	-3915400	10068516	13.3	2.1	9.5	24.8
COMB 4	-79091	-617100	-1559500	10068516	14.5	1.5	3.8	19.8
COMB 4	-55405	-1062700	-1495000	10068516	10.2	2.6	3.6	16.3
COMB 4	-41123	349400	3867800	10068516	7.5	0.8	9.3	17.7

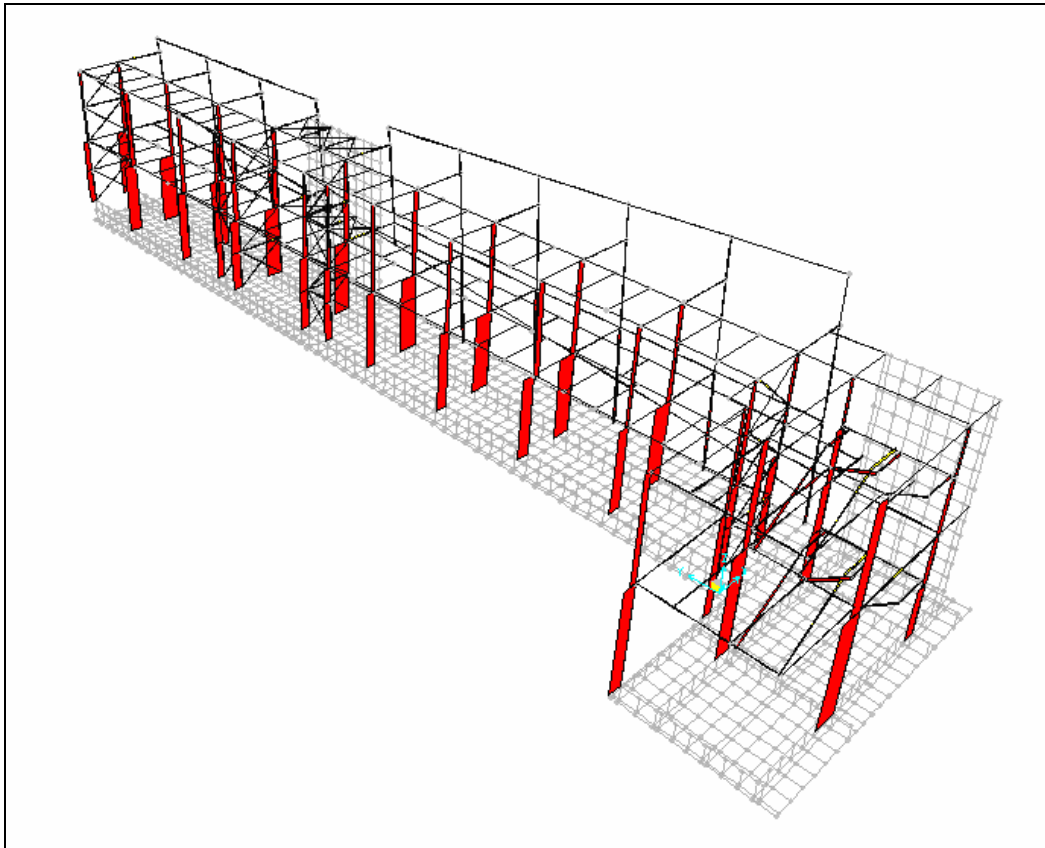


Figura 13 – Andamento dello sforzo normale per la combinazione 1.

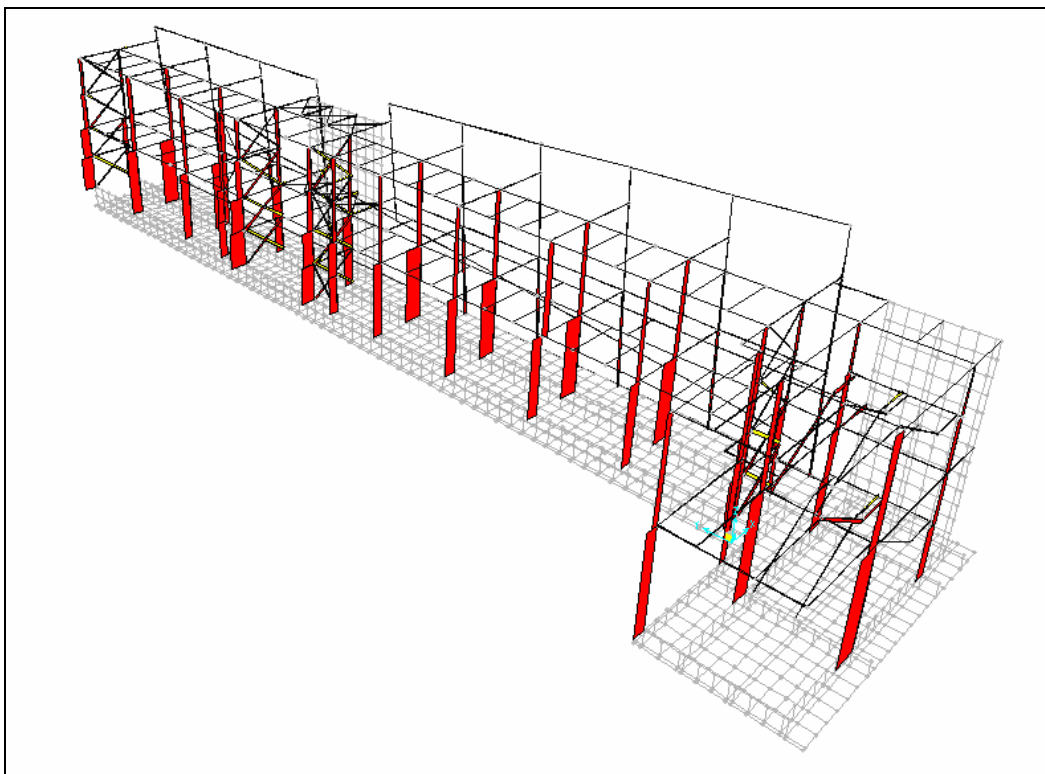


Figura 14 – Andamento dello sforzo normale per la combinazione 2.

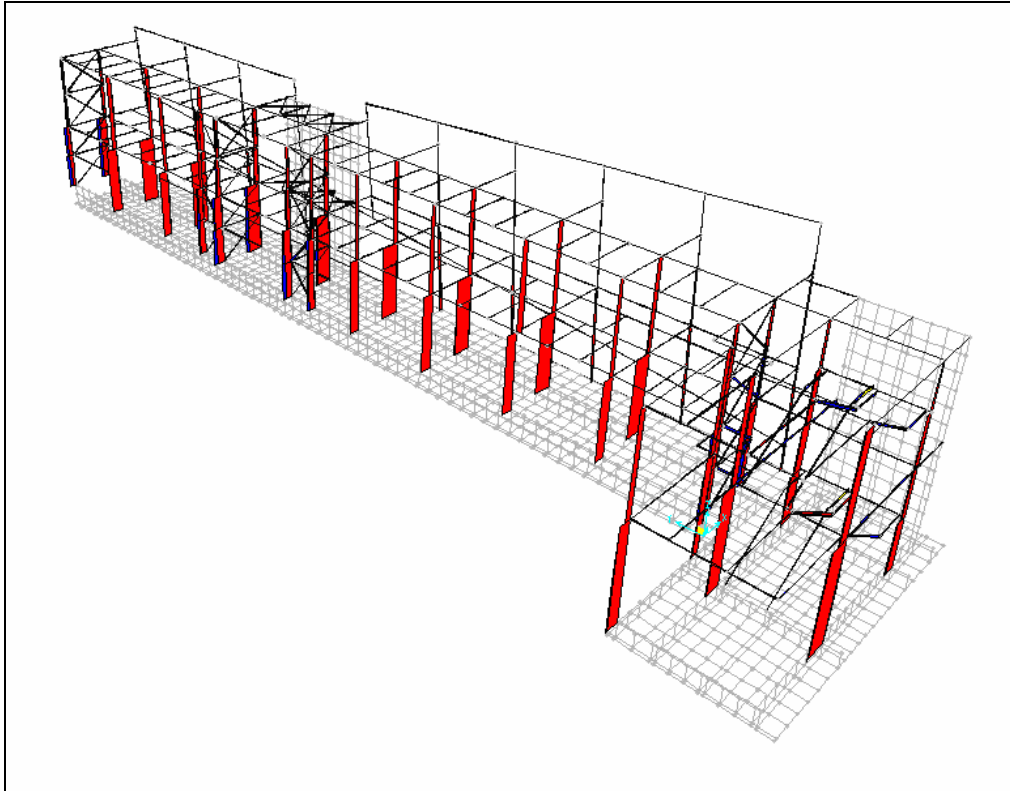


Figura 15 – Andamento dello sforzo normale per la combinazione 3.

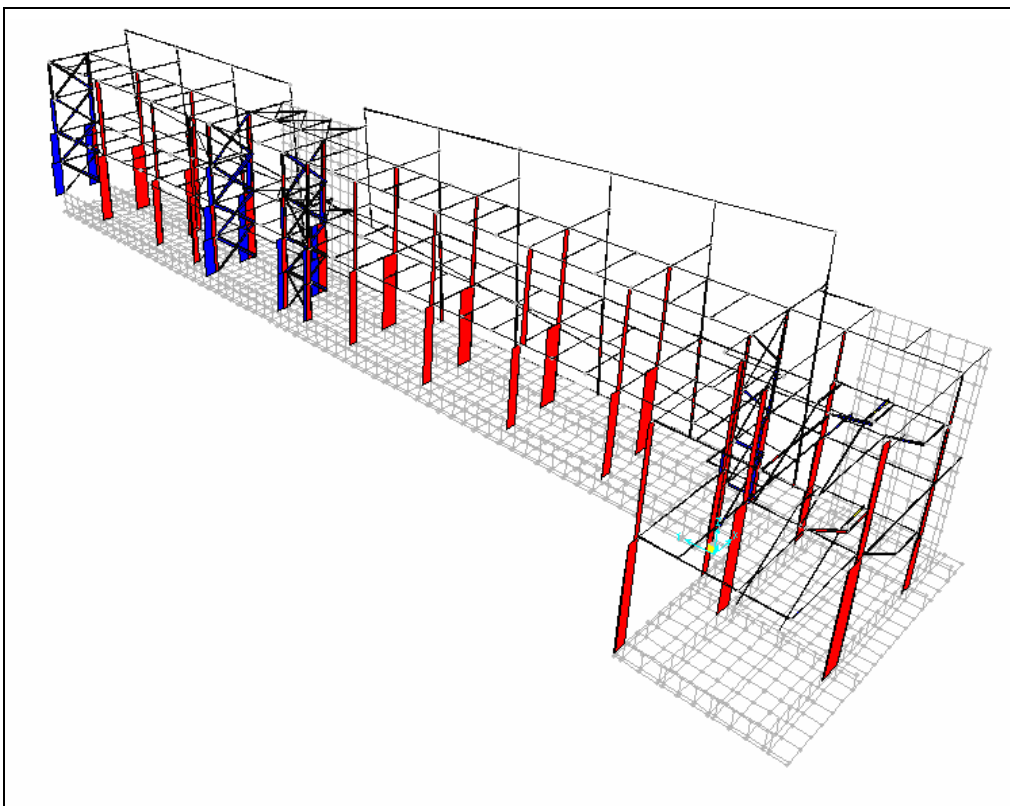


Figura 16 – Andamento dello sforzo normale per la combinazione 4.

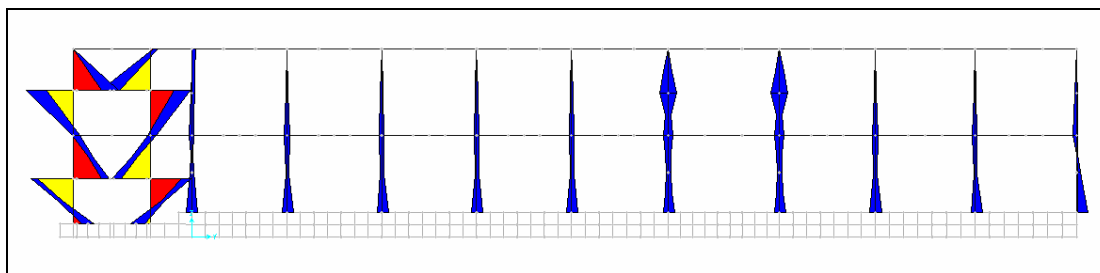


Figura 17 – Andamento dello momento flettente sui pilastri per la combinazione 3.

## 6.2. TRAVI 1° PIANO

### TRAVE CENTRALE longitudinale IPE 180

La campata che presenta il momento massimo è ovviamente quella con luce maggiore (circa 3.95 m). Il momento massimo per tale elemento è pari a:

23032200 N · mm; si ricorda che  $W_x = 146000 \text{ mm}^3$ .

Per cui la verifica di resistenza fornisce:  $\frac{M}{W} = \frac{23032200}{146000} = 156 \text{ N / mm}^2 < \sigma_{adm}$ .

Anche la verifica di deformabilità fornisce esito positivo; la freccia massima valutata per i soli carichi accidentali, come previsto dalla normativa, è pari a 0.62 cm; per cui:

$f = 0.62 \text{ cm} \approx l/635 < l/400 = 0.98 \text{ cm}$ .

### TRAVE TRASVERSALE IPE 140

La trave che presenta il momento massimo è ovviamente quella con l'area di influenza maggiore (circa 1.32 m), ovvero quella che poggia sulla trave longitudinale con luce maggiore. Il momento massimo per tale elemento è pari a: 5064400 N · mm; si ricorda che  $W_x = 77300 \text{ mm}^3$ .

Per cui la verifica di resistenza fornisce:  $\frac{M}{W} = \frac{5064400}{77300} = 66 \text{ N / mm}^2 < \sigma_{adm}$ .

Per quanto riguarda la verifica di deformabilità, la freccia massima valutata per i soli carichi accidentali è pari a 0.2 cm; per cui, essendo la luce pari a 2.02m:

$f = 0.2 \text{ cm} < l/400 = 0.505 \text{ cm}$ .

### TRAVE ESTERNA UPN 120

L'elemento maggiormente sollecitato è ovviamente quella con la luce maggiore (circa 3.95 m). Il momento massimo per tale elemento è pari a:

6951000 N · mm; si ricorda che  $W_x = 60700 \text{ mm}^3$ .

Per cui la verifica di resistenza fornisce:  $\frac{M}{W} = \frac{6951000}{60700} = 115 N / mm^2 < \sigma_{adm}$ .

La freccia massima valutata per i soli carichi accidentali, come previsto dalla normativa, è pari a 0.95 cm; per cui:

$$f = 0.95 \text{ cm} \approx < l/400 = 0.988 \text{ cm}.$$

### TRAVE ESTERNA A "T" A SEZIONE VARIABILE

L'elemento maggiormente sollecitato è ovviamente quella con l'area di influenza maggiore (circa 1.32 m). Il momento massimo per tale elemento è pari a:

7307000 N·mm all'incastro, e 8153700 N·mm in campata, nel punto in cui scarica la trave esterna UPN 120. La trave presenta una sezione variabile lungo l'estensione, che decresce dall'incastro verso l'appoggio esterno costituito dal tubolare a sezione circolare Ø152,4 – sp. 4mm. Per questo motivo è possibile compiere la verifica solo per la sezione di mezzzeria.

Le principali caratteristiche statiche della sezione in esame sono:

$$A = 3147 \text{ mm}^2,$$

$$J_x = 60844061 \text{ mm}^4,$$

$$W_x = 55976 \text{ mm}^3;$$

Per cui la verifica di resistenza fornisce:  $\frac{M}{W} = \frac{8153700}{55976} = 145 N / mm^2 < \sigma_{adm}$ .

La freccia massima valutata per i soli carichi accidentali, come previsto dalla normativa, è pari a 0.35 cm; per cui, essendo la luce pari a 2.38m circa:

$$f = 0.35 \text{ cm} \approx < l/400 = 0.595 \text{ cm}.$$

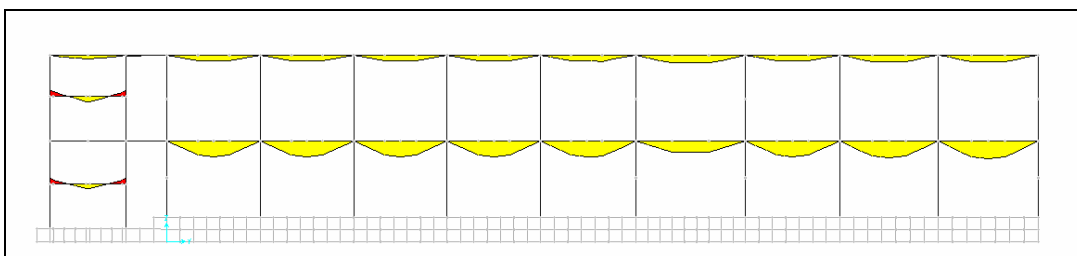


Figura 18 – Andamento dello momento flettente sulle travi per la combinazione 1.

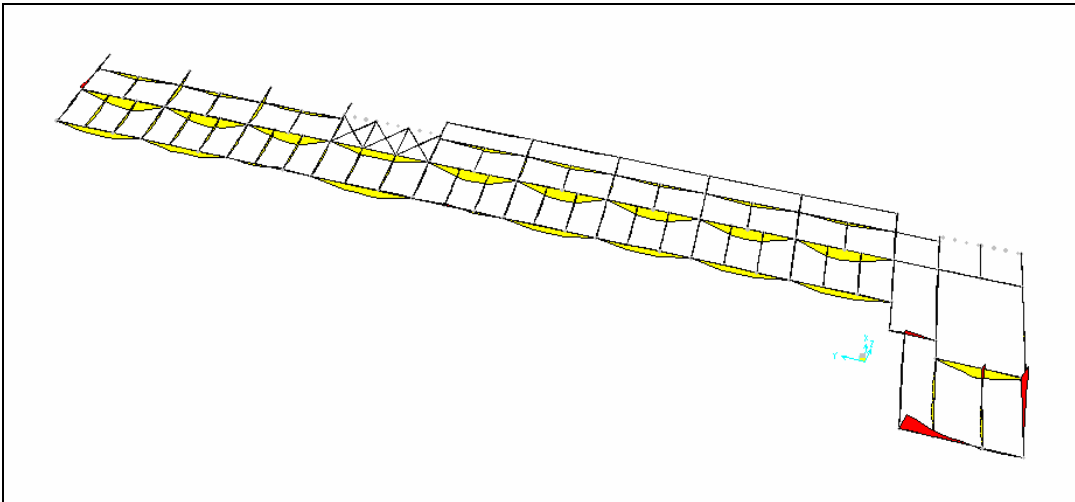


Figura 19 – Andamento dello momento flettente sulle travi per la combinazione 1.

### 6.3. TRAVI PIANO DI COPERTURA

#### TRAVE CENTRALE longitudinale IPE 160

Anche per il piano di copertura la campata che presenta il momento massimo è ovviamente quella con luce maggiore (circa 3.95 m). Il momento massimo per tale elemento è pari a:

10098900 N·mm; si ricorda che  $W_x = 109000 \text{ mm}^3$ .

$$\text{Per cui la verifica di resistenza: } \frac{M}{W} = \frac{10098900}{109000} = 93 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{adm}.$$

Anche la verifica di deformabilità fornisce esito positivo; la freccia massima valutata per i soli carichi accidentali, come previsto dalla normativa, è pari a 0.25 cm; per cui:

$$f = 0.25 \text{ cm} \approx l/1576 < l/400 = 0.98 \text{ cm}.$$

#### TRAVE TRASVERSALE IPE 120

La trave che presenta il momento massimo è ovviamente quella con l'area di influenza maggiore (circa 1.32 m), ovvero quella che poggia sulla trave longitudinale con luce maggiore. Il momento massimo per tale elemento è pari a: 3521600 N·mm; si ricorda che  $W_x = 53000 \text{ mm}^3$ .

$$\text{Per cui la verifica di resistenza fornisce: } \frac{M}{W} = \frac{3521600}{53000} = 65 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{adm}.$$

Per quanto riguarda la verifica di deformabilità, la freccia massima valutata per i soli carichi accidentali è pari a 0.12 cm; per cui, essendo la luce pari a 2.02m:

$$f = 0.12 \text{ cm} < l/400 = 0.505 \text{ cm}.$$

## 6.4. ELEMENTI DI CONTROVENTO

### DIAGONALE Angolare 60x60x6

I diagonali impiegati per i controventi orizzontali e verticali, sia longitudinali che trasversali, sono realizzati tutti con lo stesso profilo: l'angolare 60x60x6. Di seguito è riportata la verifica condotta sull'elemento più sollecitato, un elemento al piano terra appartenente al telaio adiacente il vano scala. Tale elemento, oltre ad essere quello soggetto al massimo sforzo normale di compressione, è anche tra quelli con lunghezza libera di inflessione maggiore. Lo sforzo assiale, per la combinazione 2, è pari a 1161.6 kg = 11616 N. La verifica

risulta per cui:  $\omega \cdot \frac{N}{A} = 56 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{adm}$ .

## 6.5. VERIFICA DEI SOLAI

### SOLAIO A TRAVETTI DEL PIANO TERRA

Il solaio a travetti del piano terra, costituito da pannelli prefabbricati, è armato con 1 $\phi$ 8 disposto in aggiunta all'armatura già presente nel pannello, supposta in questa fase pari a 2 $\phi$ 5.

DATI:

interasse travetti = 50 cm,

h = 20 cm (16+4cm)

b<sub>0</sub> = 12 cm,

d = 17 cm,

q = (4.30 + 3.00) kN/m<sup>2</sup> = 7.30 kN/m<sup>2</sup> (p.p. + perm. Portati + sovrac. Acc.)

A<sub>f</sub> = 1 $\phi$ 8 + 2 $\phi$ 5 = 0.89 cm<sup>2</sup>/travetto > 0,07 h = 1,4 cm<sup>2</sup>/metro

l ≈ 1,75 m

VERIFICA:

q\* = 7.30 x 0.50 = 3.65 kN/m<sup>2</sup> per travetto,

T = 3.65 x 1,75/2 = 3.20 kN per travetto,

M = 3.65 x 1,75<sup>2</sup>/8 = 1.40 kN·m per travetto

$\sigma_c = 1.3 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{c,adm}$

$\sigma_f = 98 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{f,adm}$

$\tau = 3200\text{N}/(120 \times 0,9 \times 170)\text{mm}^2 = 0.17 \text{ N/mm}^2 < \tau_{c0}$ .

La verifica del solaio in esame, a favore di sicurezza, è stata compiuta senza considerare la presenza della rete elettrosaldata posta all'estradosso del solaio.

### SOLAIO IN LAMIERA GRECATA DEL 1° PIANO E DEL PIANO DI COPERTURA

DATI:

interasse nervature = 15 cm,

$$h = 9.5 \text{ cm (5.5+4cm)}$$

$$b_0 = 6 \text{ cm,}$$

$$d = 7.5 \text{ cm,}$$

$$q = (3.8 + 3.00) \text{ kN/m}^2 = 6.80 \text{ kN/m}^2 \text{ (p.p. + perm. Portati + sovrac. Acc.)}$$

$$A_f = 1\phi 8 = 1,52 \text{ cm}^2/\text{travetto} > 0,07 h = 1,4 \text{ cm}^2/\text{metro}$$

$$l \approx 1,25 \text{ m}$$

VERIFICA:

$$q^* = 6.80 \times 0.15 = 1.02 \text{ kN/m}^2 \text{ per nervatura,}$$

$$T = 1.02 \times 1,25/2 = 0.64 \text{ kN per nervatura,}$$

$$M = 1.02 \times 1,25^2/8 = 0.20 \text{ kN} \cdot \text{m per nervatura,}$$

$$\sigma_c = 1.94 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{c,adm}$$

$$\sigma = 64 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{adm}$$

$$\tau = 640\text{N}/(60 \times 0,9 \times 75)\text{mm}^2 = 0.16 \text{ N/mm}^2 < \tau_{c0}.$$

Anche in questo caso la verifica del solaio è stata compiuta senza considerare la presenza della rete elettrosaldata posta all'estradosso del solaio.

## 6.6. ELEMENTI COSTITUENTI IL VANO SCALA COLLEGATO ALL'EDIFICIO

### TRAVE TIPO IPE 180 – 1° PIANO

Di seguito, a titolo di esempio, si riporta la verifica relativa alla trave IPE 180 più sollecitata. L'elemento maggiormente sollecitato si trova nella parte centrale del pianerottolo del 1° piano. La lunghezza di tale elemento è di 3.19m.

Il momento massimo per tale elemento è pari a: 8449400 N·mm; si ricorda che  $W_x = 146000 \text{ mm}^3$ .

$$\text{Per cui la verifica di resistenza fornisce: } \frac{M}{W} = \frac{8449400}{146000} = 58 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{adm}.$$

Anche la verifica di deformabilità fornisce esito positivo; la freccia massima valutata per i soli carichi accidentali, come previsto dalla normativa, è pari a 0.36 cm; per cui:

$$f = 0.36 \text{ cm} \approx l/885 < l/400 = 0.7975 \text{ cm.}$$

### PILASTRO ESTERNO LATO PIANEROTTOLO

La verifica di stabilità qui riportata è relativa al pilastro maggiormente sollecitato; inoltre la verifica viene condotta, analogamente a quanto precedentemente illustrato in merito alla verifica dei pilastri, attraverso la formula relativa agli elementi presso inflessi:

$$\omega \cdot \frac{N}{A} + \frac{M_{eq}}{\psi \cdot W \left( 1 - 1.5 \cdot \frac{N}{N_{cr}} \right)} \leq \sigma_{adm}$$

La procedura seguita per la verifica di questo pilastro è analoga a quanto già mostrato nella parte delle verifiche dei pilastri. In questo caso la sua lunghezza è circa 3.45m, da cui  $\lambda \approx 39$  e conseguentemente  $\omega = 1.07$

I valori delle sollecitazioni per la combinazione più gravosa (Combinazione 4, quella che include l'azione sismica lungo la direzione lunga dell'edificio) assumono i seguenti valori:

$$N = 89154 \text{ N},$$

$$M_2 = 575700 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$M_3 = 615100 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

Per cui:

$$\omega \cdot \frac{N}{A} + \frac{M_{eq}}{\psi \cdot W \left( 1 - 1.5 \cdot \frac{N}{N_{cr}} \right)} = 18,2 \text{ N} / \text{mm}^2 \leq \sigma_{adm}$$

### TRAVE UPN 280

L'elemento UPN 280 per il vano scala è un profilo largamente impiegato; infatti è utilizzato per esempio sia per la trave delle scale, il cosciale su cui insistono i gradini, sia per la trave che chiude il pianerottolo, su cui insistono le travi che portano le rampe.

La trave che costituisce la rampa è soggetta ad un momento flettente pari a:  $M = 23713500 \text{ N} \cdot \text{mm}$ .

La trave posta a chiusura del pianerottolo è soggetta ad un momento flettente pari a:  $M = 30562700 \text{ N} \cdot \text{mm}$ .

La verifica di resistenza viene condotta sulla trave soggetta al maggior momento flettente:

$$\frac{M}{W} = \frac{30562700}{448000} = 68 \text{ N} / \text{mm}^2 < \sigma_{adm}.$$

L'abbassamento dell'estremo libero dovuto ai soli carichi accidentali è pari a 1.12 cm. La trave è lunga 3.95 m.

Per cui la verifica di deformabilità:

$$f = 1.12 \text{ cm} < 2 \cdot l / 400 = 1.975 \text{ cm}.$$

Per la trave che porta la scala, rappresentando uno sbalzo di 3.19m di luce ed essendo direttamente caricata, viene anche condotta una verifica sismica verticale. Nella figura seguente è riportato il diagramma qualitativo del momento flettente.

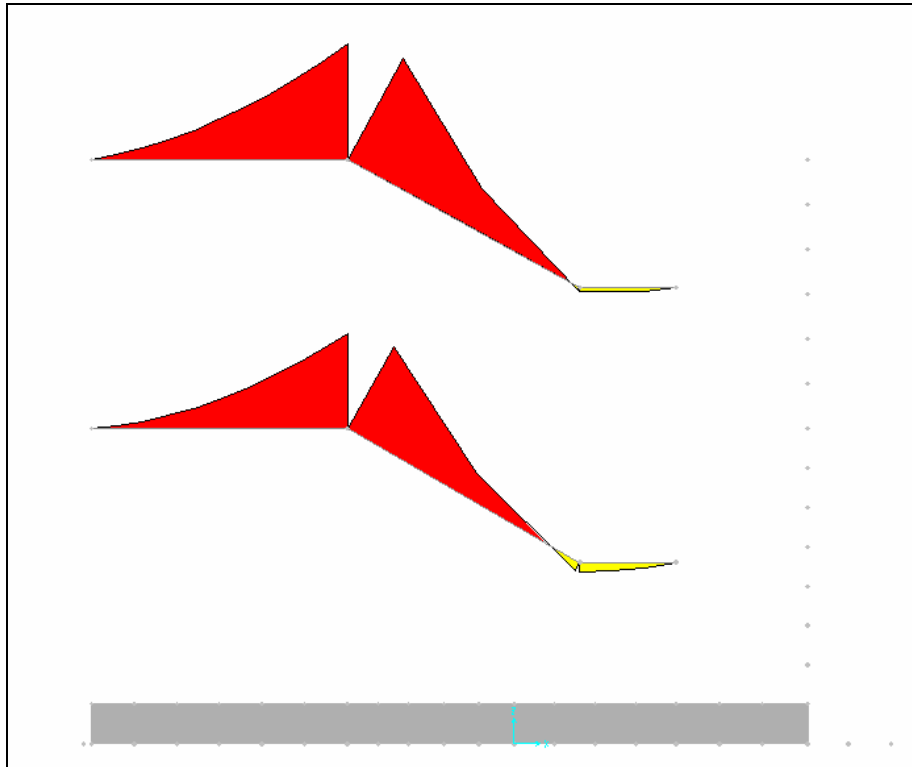


Figura 20 – Andamento del momento flettente per le travi porta-scala.

Lo schema di calcolo assunto per la verifica sismica verticale è quello della mensola, ovvero quello di una trave incastrata ad un estremo e libera dall'altro, soggetta ad un carico distribuito dovuto al peso proprio, ai carichi permanenti portati ed al sovraccarico accidentale.

CARICO DISTRIBUITO:

p.p. UPN 280		420	N/m
carichi permanenti aggiuntivi	$(0.65m \cdot 800N/m^2)$	<u>520</u>	<u>N/m</u>
		G = 940	N/m

sovraccarico accidentale	$Q_A = (0.65m \cdot 4000N/m^2)$	<u>2600</u>	<u>N/m</u>
Totale	Q =	3540	N/m

Il carico totale vale per cui:

$$Q = G + Q_A = 3540 \text{ N/m}$$

Il carico sismico distribuito verticale vale:

$$Q_{V, \text{sis}} = 0,4 \cdot (G + 0,5Q_A) = 0,4 \cdot (940 + 0,5 \cdot 2600) = 896 \text{ N/m}$$

Il carico distribuito al metro lineare vale perciò:

$$Q_{tot} = Q + Q_{V, sis} = G + Q_A + Q_{V, sis} = 940 + 2600 + 896 = 4336 \text{ N/m}$$

Considerando che la luce di calcolo dello sbalzo è di circa 3.20 m ml, il taglio e il momento all'incastro risultano:

$$T_{MAX} = Q_{tot} \cdot l = 4336 \cdot 3.20 \approx 13875 \text{ N}$$

$$M_{MAX} = Q_{tot} \cdot l^2 / 2 = (4336 \cdot 3.20^2) / 2 \approx 22200 \text{ N} \cdot \text{m} = 22200320 \text{ N} \cdot \text{mm}.$$

Per cui la verifica è:  $\frac{M}{W} = \frac{222003200}{448000} = 50 \text{ N} / \text{mm}^2 < \sigma_{adm}.$

## 6.7. ELEMENTI COSTITUENTI IL VANO SCALA ESTERNO ALL'EDIFICIO

Anche la scala esterna all'edificio è realizzata in acciaio, per cui per quanto riguarda le modalità di verifica vale quanto già detto in precedenza. Di seguito si riporta l'andamento dei diagrammi dello sforzo normale e del momento flettente.

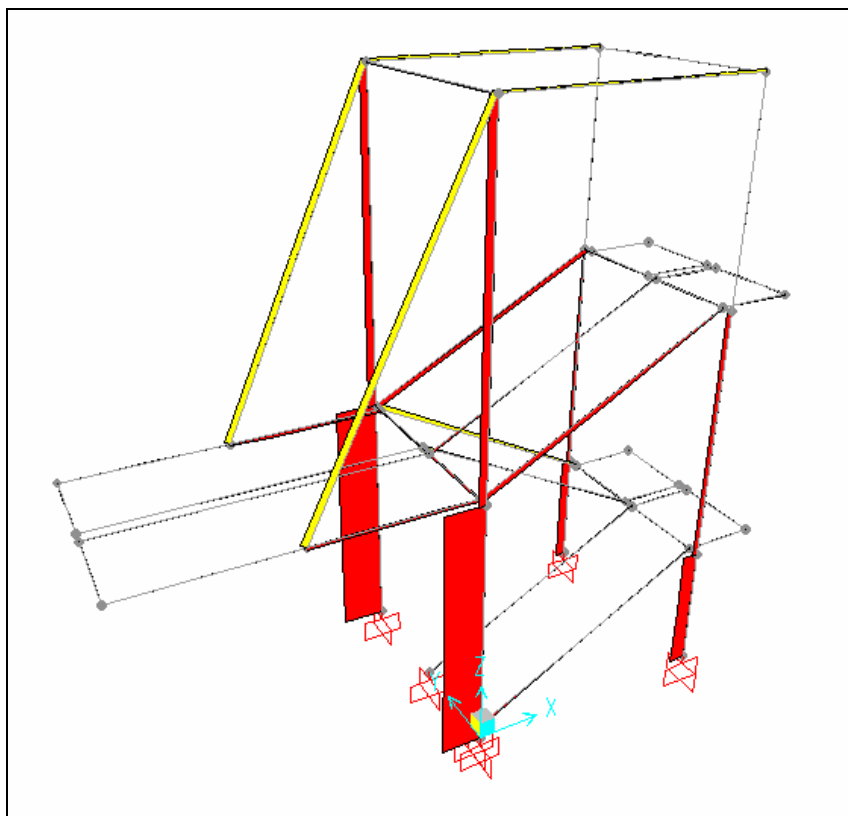


Figura 21 – Andamento dello sforzo normale per gli elementi costituenti la scala esterna.

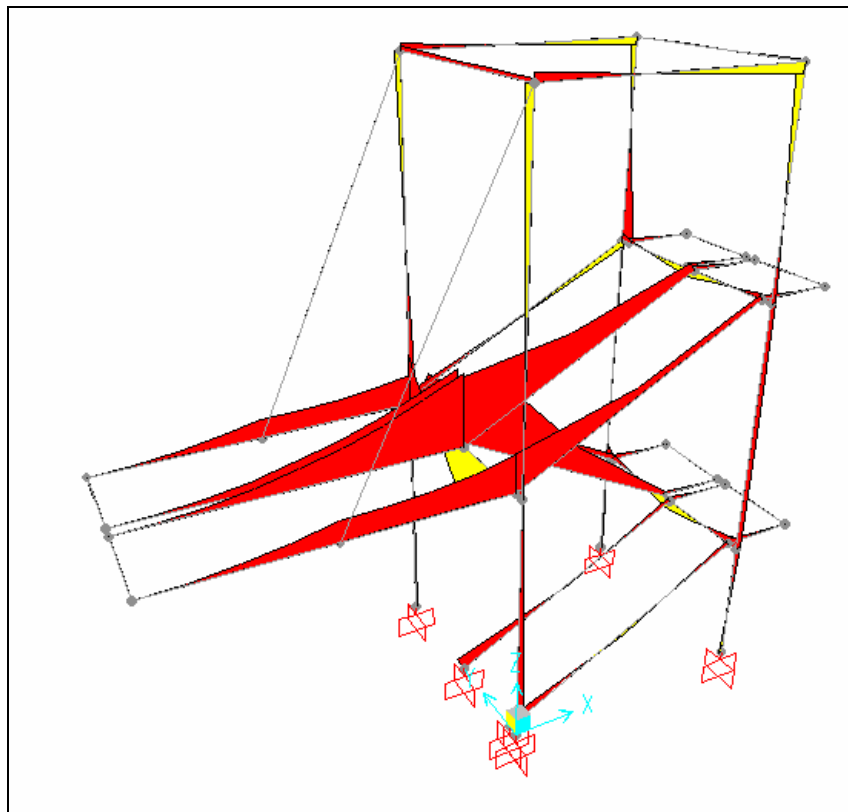


Figura 22 – Andamento del momento flettente per gli elementi costituenti la scala esterna.

### TRAVE TIPO IPE 180 – 1° PIANO

Di seguito, a titolo di esempio, si riporta la verifica relativa alla trave IPE 180 più sollecitata. L'elemento maggiormente sollecitato si trova sul pianerottolo lungo, tra i due pilastri scatolari.

Il momento massimo per tale elemento è pari a: 15316300 N·mm; si ricorda che  $W_x = 146000 \text{ mm}^3$ .

Per cui la verifica di resistenza fornisce:  $\frac{M}{W} = \frac{15316300}{146000} = 105 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{adm}$ .

Anche la verifica di deformabilità fornisce esito positivo; la freccia massima valutata per i soli carichi accidentali, come previsto dalla normativa, è pari a 0.3 cm; per cui:

$$f = 0.3 \text{ cm} \approx l/870 < l/400 = 0.65 \text{ cm}.$$

### TRAVE UPN 280

La trave che costituisce la rampa è soggetta ad un momento flettente pari a:

$$M = 21765000 \text{ N}\cdot\text{mm}.$$

Per cui la verifica di resistenza fornisce:  $\frac{M}{W} = \frac{21765000}{448000} = 49 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{adm}$ .

Anche la verifica di deformabilità fornisce esito positivo; la freccia massima valutata per i soli carichi accidentali, come previsto dalla normativa, è pari a 1.42 cm; la luce dell'elemento a sbalzo è pari a 3.71m; per cui:

$$f = 1.42 \text{ cm} < 2 \cdot l/400 = 1.855 \text{ cm.}$$

Anche in questo caso per la trave che porta la scala che costituisce uno sbalzo di luce pari a circa 3.70m viene condotta una verifica sismica verticale.

Lo schema di calcolo assunto in fase di verifica e le altre considerazioni sono del tutto analoghi a quelli illustrati precedentemente.

CARICO DISTRIBUITO:

p.p. UPN 280		420	N/m
carichi permanenti aggiuntivi	(0.55m · 800N/m <sup>2</sup> )	<u>440</u>	<u>N/m</u>
		G = 860	N/m
sovraccarico accidentale	Q <sub>A</sub> = (0.55m · 4000N/m <sup>2</sup> )	<u>2200</u>	<u>N/m</u>
Totale	Q =	3060	N/m

Il carico totale vale per cui:

$$Q = G + Q_A = 3060 \text{ N/m}$$

Il carico sismico distribuito verticale vale:

$$Q_{V, \text{sis}} = 0,4 \cdot (G + 0,5Q_A) = 0,4 \cdot (860 + 0,5 \cdot 2200) = 784 \text{ N/m}$$

Il carico distribuito al metro lineare vale perciò:

$$Q_{\text{tot}} = Q + Q_{V, \text{sis}} = G + Q_A + Q_{V, \text{sis}} = 860 + 2200 + 784 = 3844 \text{ N/m}$$

Considerando che la luce di calcolo dello sbalzo è di circa 3.20 m ml, il taglio e il momento all'incastro risultano:

$$T_{\text{MAX}} = Q_{\text{tot}} \cdot l = 3844 \cdot 3.71 \approx 14261 \text{ N}$$

$$M_{\text{MAX}} = Q_{\text{tot}} \cdot l^2/2 = (3844 \cdot 3.71^2)/2 \approx 26455 \text{ N} \cdot \text{m} = 26454600 \text{ N} \cdot \text{mm.}$$

Per cui la verifica è:  $\frac{M}{W} = \frac{26454600}{448000} = 59 \text{ N} / \text{mm}^2 < \sigma_{\text{adm}}$ .

## **PILASTRI**

I pilastri costituenti la struttura in esame risultano dall'analisi notevolmente meno sollecitati degli altri verificati. Conseguentemente un questa sede si omette di riportare la verifica.

## **TIRANTI IN ACCIAIO**

Lo sforzo massimo di trazione sui pendini che sostengono lo sbalzo è di 7416 N.

Per soddisfare la sicurezza è sufficiente impiegare un diametro  $\emptyset$  pari a 10 mm.

## **7. VERIFICA DEI COLLEGAMENTI**

### **COLLEGAMENTO PILASTRO - FONDAZIONE**

I pilastri, dopo aver assorbito le azioni orizzontali e verticali che gravano sull'edificio, hanno la funzione di trasmettere adeguatamente tali azioni al terreno attraverso le strutture di fondazione realizzate in cemento armato. Affinché la fondazione possa assorbire le sollecitazioni trasmesse dai pilastri è necessario realizzare un'adeguata area di contatto tra la base della colonna e la fondazione tramite un piastra di fondazione, saldata alla base della colonna, realizzata in acciaio.

La giunzione di base viene studiata come una sezione rettangolare pressoinflessa in cemento armato ad armatura semplice, avente le dimensioni della piastra di base e dove l'armatura è costituita dai tirafondi; la sezione è considerata reagente solo a compressione.

La geometria adottata per la piastra di base è schematicamente riportata nella figura seguente.

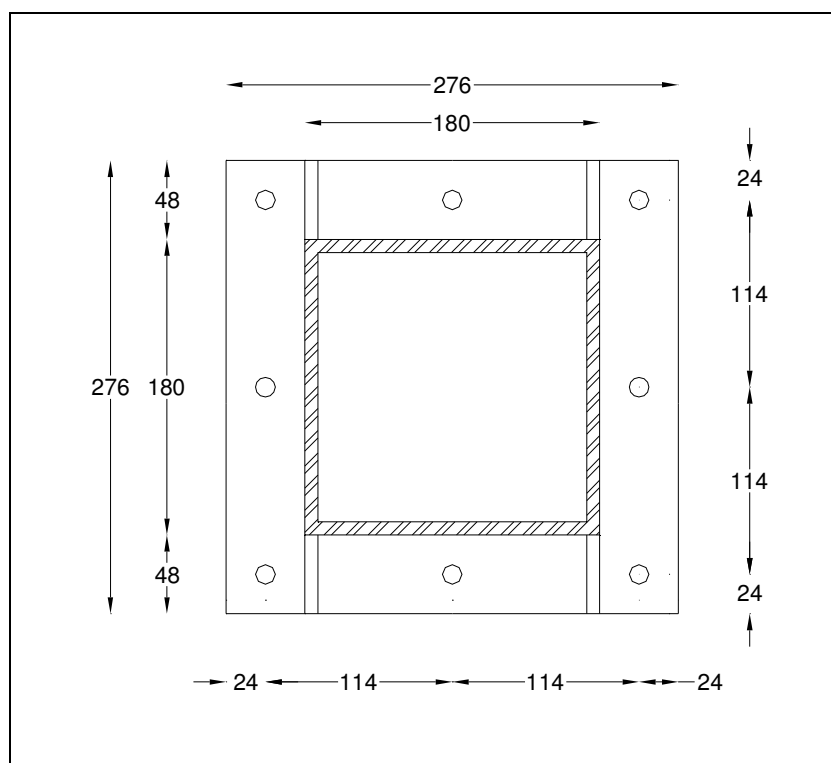


Figura 23 – Geometria della piastra di fondazione.

Di seguito si riporta il valore delle tensioni sul calcestruzzo e sull'acciaio dei tirafondi per le condizioni più significative.

**Tabella – Risultati delle Verifiche sul giunto di base**

COMB	P (N)	V2 (N)	V3 (N)	M2 (Nmm <sup>2</sup> )	M3 (Nmm)	$\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_f$ (N/mm <sup>2</sup> )
COMB 1	-46283	-2821.4	-236.3	135000	3825400	1.8	7.8
COMB 2	-76361	-5114.8	-7.5	-70400	-5099600	2.5	4.7
COMB 2	-39259	-6648.3	-32.8	-137500	-6016900	2.8	36.1
COMB 3	-72358	-2822.1	-370.8	-855700	-3915400	2.1	0.1
COMB 4	-41123	-2672.1	-6.7	349400	3867800	1.8	10.9

VERIFICA DEL CORDONE DI SALDATURA

Per il trasferimento delle sollecitazioni dalla colonna (a sezione scatolare 180x180 sp. 8 mm) alla piastra di fondazione si dispongono saldature a cordone d'angolo (con lato b = 8 mm e sezione di gola a = 5,66 mm). Anziché condurre lo studio di questa giunzione secondo la trattazione teorica rigorosa, comunque svolta anche se non riportata nella presente relazione, si impiega un metodo di verifica più realistico,

Per la verifica della saldatura della colonna alla piastra di fondazione si impiega un metodo comunemente usato nella pratica della progettazione strutturale. Il procedimento si basa sulle seguenti ipotesi:

- Lo sforzo normale  $N$  è trasmesso dalla colonna alla piastra di base per contatto;
- Il momento flettente  $M$  è assorbito dai 2 cordoni aventi lunghezza pari a  $L_{eff} \approx 150$  mm e disposti con l'asse forte nella direzione perpendicolare all'asse di inflessione;
- Lo sforzo di taglio  $T$  è assorbito, a favore di sicurezza, esclusivamente dai due cordoni  $L_{eff} \approx 150$  mm disposti lungo la direzione del taglio.

Alla luce delle ipotesi fatte si considera che la giunzione sia soggetta solo ad azione tagliante  $T$  e momento flettente  $M$  che comportano, sulla sezione resistente della saldatura l'insorgere rispettivamente delle tensioni tangenziali  $\tau_{//}$  e di quelle normali  $\sigma_{\perp}$ . La verifica riportata di seguito è riferita al caso più gravoso (COMB 2).

Le tensioni tangenziali  $\tau_{//}$  risultano:

$$\tau_{//} = \frac{V_2}{2 \cdot a \cdot L_3} = 4 \text{ N/mm}^2 < 0,7 \cdot c_{adm} = 133 \text{ N/mm}^2.$$

Le tensioni normali  $\sigma_{\perp}$  sono pari a:

$$- J = 2 \times \left[ \frac{1}{12} \cdot L_{eff} \cdot a^3 + L_{eff} \cdot a \cdot \left( \frac{H_C}{2} + \frac{a}{2} \right)^2 \right] \approx 14636000 \text{ mm}^4,$$

$$- y_{MAX} = 92,83 \text{ mm},$$

$$- M = 6016900 \text{ N} \cdot \text{mm},$$

$$- \sigma_{\perp} = \frac{M}{J} \cdot y_{MAX} = 38 \text{ kg/cm}^2 < 0,7 \cdot c_{adm} = 133 \text{ N/mm}^2.$$

$$\text{Per cui: } \sigma_{id} = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + \tau_{//}^2} = 38,4 \text{ N/mm}^2 < 0,7 \cdot c_{adm} = 133 \text{ N/mm}^2.$$

## COLLEGAMENTO PILASTRO - TRAVE IPE180

La giunzione in esame deve trasferire la reazione verticale della trave longitudinale IPE180 al pilastro (profilo scatolare a sezione quadrata 180x180 sp. 8mm). La giunzione viene realizzata con due squadrette a L preforate e saldate sul lato del pilastro. Il trasferimento della reazione tra la trave e le squadrette è assicurata da 6 bulloni di classe 8.8 di 12 mm di diametro ( $A_{b,res} = 84 \text{ mm}^2$ ). La saldatura delle squadrette al pilastro è realizzata mediante un cordone d'angolo con lato  $b = 5$  mm e altezza della sezione di gola pari a  $a = 3,536$  mm. Lo spessore delle piastre costituenti le squadrette è pari a 5 mm. La forza trasmessa è pari a  $F = 1684 \text{ kg} = 16840 \text{ N}$ .

## VERIFICA DEL BULLONE

La tensione tangenziale massima sui bulloni è pari:

$$\tau_b = \frac{F}{n_b \cdot A_{b,res}} = 17 \text{ N/mm}^2 < \tau_{b,adm.}$$

In via cautelativa la verifica è stata condotta considerando l'area resistente del bullone, mettendo in conto la possibilità che le spire della filettatura possano essere coinvolte nella giunzione.

Il numero dei bulloni  $n_b$  è pari a 6, ma occorre tenere in conto che lavorano a taglio due sezioni per ogni bullone.

#### VERIFICA A TAGLIO DELLE LAMIERE

Avendo rispettato le distanze minime previste per la distanza dei fori dal bordo e tra due fori contigui, non si rende necessaria alcuna verifica.

#### VERIFICA DELLA PIASTRA PER TRAZIONE

La verifica di resistenza della piastra di nodo serve per accertarsi che la giunzione sia proporzionata e dimensionata in modo da garantire una corretta diffusione degli sforzi. Come per le giunzioni saldate è necessario individuare un'area di influenza della giunzione, ovvero quell'area all'interno della quale si suppone che si propaghino gli sforzi. Tale area si determina mandando delle rette a 30° dal foro di una estremità fino all'intersezione con la retta avente direzione ortogonale all'asse di foratura e passante per il centro del foro all'altra estremità.

Dalle tavole allegate è possibile ricavare la geometria della piastra e dell'intero collegamento. La verifica va condotta su una sezione pari allo spessore pari a 5 mm per la larghezza della piastra (92 mm); occorre inoltre tenere conto della detrazione dovuta alla foratura e del fatto che le piastre del collegamento sono in numero pari a 2.

Per cui la verifica risulta:

$$\sigma_{id} = \frac{F}{2 \cdot (b - 2 \cdot d) \cdot t} = 25,5 \text{ N/mm}^2 \ll \sigma_{adm.}$$

#### VERIFICA A RIFOLLAMENTO

La verifica a rifollamento viene condotta sull'anima della trave IPE180 dato che rappresenta l'elemento collegato con il minor spessore (5,3 mm).

$$\sigma_{rif} = \frac{F}{n_b \cdot d \cdot t_{min}} \leq \alpha \cdot \sigma_{adm.}$$

dove  $\alpha = \frac{a}{d} \leq 2,5$ ,  $a$  è la distanza del centro del foro dal bordo e  $d$  è il diametro del foro.

$$\sigma_{rif} = \frac{F}{n_b \cdot d \cdot t_{min}} = 44,1 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{adm} \ll \alpha \cdot \sigma_{adm.}$$

### VERIFICA DEL CORDONE DI SALDATURA

Lo sforzo di taglio  $F = 1684 \text{ kg} = 16840 \text{ N}$  assorbito dai due cordoni  $L = 140 \text{ mm}$ , e  $L_{eff} = 130 \text{ mm}$ , induce tensioni tangenziali  $\tau_{//}$ ; il momento flettente  $M = F \cdot e$ , originato dall'eccentricità del baricentro della bullonatura rispetto al piano di saldatura, induce tensioni normali  $\sigma_{\perp}$ . L'eccentricità  $e$  è pari a 54 mm per cui il momento sollecitante è pari a circa  $M = 910 \cdot 000 \text{ N} \cdot \text{mm}$ .

Le tensioni tangenziali  $\tau_{//}$  sono pari a:

$$\tau_{//} = \frac{F}{2 \cdot a \cdot L_{eff}} = 18,3 \text{ N/mm}^2 < 0,7 \cdot \sigma_{adm} = 133 \text{ N/mm}^2;$$

Le tensioni normali  $\sigma_{\perp}$  sono pari a:

$$\sigma_{\perp} = \frac{M}{J} \cdot y_{MAX} = \frac{3 \cdot M}{a \cdot l_{eff}^2} = 45,7 \text{ N/mm}^2 < 0,7 \cdot \sigma_{adm} = 133 \text{ N/mm}^2.$$

Per cui:  $\sigma_{id} = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + \tau_{//}^2} = 49,2 \text{ N/mm}^2 < 0,7 \cdot \sigma_{adm} = 133 \text{ N/mm}^2.$

### **COLLEGAMENTO TRAVE IPE180 - TRAVE IPE140**

La giunzione in esame deve trasferire la reazione verticale della trave trasversale IPE140 alla trave longitudinale IPE180. La giunzione viene realizzata con due squadrette a L, preforate su entrambi i lati. Il trasferimento della reazione tra la trave e le squadrette è assicurata da 2 bulloni di classe 8.8 di 12 mm di diametro ( $A_{b,res} = 84 \text{ mm}^2$ ). Le squadrette trasferiscono la reazione alla trave longitudinale attraverso 4 bulloni di classe 8.8 di 12 mm di diametro ( $A_{b,res} = 84 \text{ mm}^2$ ). La forza massima trasmessa all'appoggio è pari a  $F = 873 \text{ kg} = 8732 \text{ N}$ .

### VERIFICA DELLA BULLONATURA: IPE140 - SQUADRETTE

#### VERIFICA DEL BULLONE

La tensione tangenziale massima sui bulloni è pari:

$$\tau_b = \frac{F}{n_b \cdot A_{b,res}} = 26 \text{ N/mm}^2 < \tau_{b,adm}.$$

In via cautelativa la verifica è stata condotta considerando l'area resistente del bullone, mettendo in conto la possibilità che le spire della filettatura possano essere coinvolte nella giunzione.

#### VERIFICA A TAGLIO DELLE LAMIERE

Avendo rispettato le distanze minime previste per la distanza dei fori dal bordo e tra due fori contigui, non si rende necessaria alcuna verifica.

#### VERIFICA DELLA PIASTRA PER TRAZIONE

La verifica di resistenza della piastra di nodo serve per accertarsi che la giunzione sia proporzionata e dimensionata in modo da garantire una corretta diffusione degli sforzi. Come per le giunzioni saldate è necessario individuare un'area di influenza della giunzione, ovvero quell'area all'interno della quale si suppone che si propaghino gli sforzi. Tale area si determina mandando delle rette a 30° dal foro di una estremità fino all'intersezione con la retta avente direzione ortogonale all'asse di foratura e passante per il centro del foro all'altra estremità.

Dalle tavole allegate è possibile ricavare la geometria della piastra e dell'intero collegamento. La verifica va condotta su una sezione pari allo spessore pari a 4 mm per la larghezza all'interno della quale avviene la diffusione degli sforzi (50 mm); occorre inoltre tenere conto della detrazione dovuta alla foratura e del fatto che le piastre del collegamento sono in numero pari a 2.

Per cui la verifica risulta:

$$\sigma_{id} = \frac{F}{2 \cdot (b - d) \cdot t} = 59 \text{ N/mm}^2 \ll \sigma_{adm}$$

#### VERIFICA A RIFOLLAMENTO

La verifica a rifollamento viene condotta sull'anima della trave IPE140 dato che rappresenta l'elemento collegato con il minor spessore (4,7 mm).

$$\sigma_{rif} = \frac{F}{n_b \cdot d \cdot t_{\min}} \leq \alpha \cdot \sigma_{adm}$$

dove  $\alpha = \frac{a}{d} \leq 2,5$ , a è la distanza del centro del foro dal bordo e d è il diametro del foro.

$$\sigma_{rif} = \frac{F}{n_b \cdot d \cdot t_{\min}} = 155 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{adm} \ll \alpha \cdot \sigma_{adm}$$

#### VERIFICA DELLA BULLONATURA: IPE180 – SQUADRETTE

##### VERIFICA DEL BULLONE

La tensione tangenziale massima sui bulloni è pari:

$$\tau_b = \frac{F}{n_b \cdot A_{b,res}} = 26 \text{ N/mm}^2 < \tau_{b,adm}$$

In via cautelativa la verifica è stata condotta considerando l'area resistente del bullone, mettendo in conto la possibilità che le spire della filettatura possano essere coinvolte nella giunzione.

La tensione normale massima sui bulloni è pari:  $c_b = 75 \text{ N/mm}^2 < \tau_{b,adm}$ .

Nel caso di presenza contemporanea di sforzi normali e assiali deve risultare:

$$\left( \frac{\sigma_b}{\sigma_{b,adm}} \right)^2 + \left( \frac{\tau_b}{\tau_{b,adm}} \right)^2 = 0,05 < 1, \text{ la verifica risulta ampiamente soddisfatta.}$$

La verifica della piastra a trazione e la verifica a rifollamento non vengono condotte per questa parte di giunzione dato che gli spessori sono uguali o superiori a quelli delle verifiche precedenti.

### **COLLEGAMENTO PILASTRO - TRAVE IPE140**

La giunzione in esame deve trasferire la reazione verticale della trave trasversale IPE140 al pilastro (profilo scatolare a sezione quadrata 180x180 sp. 8mm). La giunzione viene realizzata con due squadrette a L preforate e saldate sul lato del pilastro. Il trasferimento della reazione tra la trave e le squadrette è assicurata da 4 bulloni di classe 8.8 di 12 mm di diametro ( $A_{b,res} = 84 \text{ mm}^2$ ). La saldatura delle squadrette al pilastro è realizzata mediante un cordone d'angolo con lato  $b = 5 \text{ mm}$  e altezza della sezione di gola pari a  $a = 3,536 \text{ mm}$ . Lo spessore delle piastre costituenti le squadrette è pari a  $4 \text{ mm}$ . Lo forza trasmessa è pari a  $F = 997 \text{ kg} = 9974 \text{ N}$ .

### VERIFICA DELLA BULLONATURA: IPE140 - SQUADRETTE

#### VERIFICA DEL BULLONE

La tensione tangenziale massima sui bulloni è pari:

$$\tau_b = \frac{F}{n_b \cdot A_{b,res}} = 14,8 \text{ N/mm}^2 < \tau_{b,adm}.$$

In via cautelativa la verifica è stata condotta considerando l'area resistente del bullone, mettendo in conto la possibilità che le spire della filettatura possano essere coinvolte nella giunzione.

#### VERIFICA A TAGLIO DELLE LAMIERE

Avendo rispettato le distanze minime previste per la distanza dei fori dal bordo e tra due fori contigui, non si rende necessaria alcuna verifica.

#### VERIFICA DELLA PIASTRA PER TRAZIONE

La verifica di resistenza della piastra di nodo serve per accertarsi che la giunzione sia proporzionata e dimensionata in modo da garantire una corretta diffusione degli sforzi. Come per le giunzioni saldate è necessario individuare un'area di influenza della giunzione, ovvero quell'area all'interno della quale si suppone che si propaghino gli sforzi. Tale area si determina mandando delle rette a  $30^\circ$  dal foro di una estremità fino all'intersezione con la retta avente direzione ortogonale all'asse di foratura e passante per il centro del foro all'altra estremità.

Dalle tavole allegate è possibile ricavare la geometria della piastra e dell'intero collegamento. La verifica va condotta su una sezione pari allo spessore pari a  $4 \text{ mm}$  per la larghezza all'interno della quale avviene la diffusione degli sforzi ( $90 \text{ mm}$ ); occorre inoltre tenere conto della detrazione dovuta alla foratura e del fatto che le piastre del collegamento sono in numero pari a 2.

Per cui la verifica risulta:

$$\sigma_{id} = \frac{F}{2 \cdot (b - 2 \cdot d) \cdot t} = 19,5 \text{ N/mm}^2 \ll \sigma_{adm} \dots$$

#### VERIFICA A RIFOLLAMENTO

La verifica a rifollamento viene condotta sull'anima della trave IPE140 dato che rappresenta l'elemento collegato con il minor spessore (4,7 mm).

$$\sigma_{rif} = \frac{F}{n_b \cdot d \cdot t_{\min}} \leq \alpha \cdot \sigma_{adm}$$

dove  $\alpha = \frac{a}{d} \leq 2,5$ , a è la distanza del centro del foro dal bordo e d è il diametro del foro.

$$\sigma_{rif} = \frac{F}{n_b \cdot d \cdot t_{\min}} = 44,2 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{adm} \ll \alpha \cdot \sigma_{adm} \dots$$

#### VERIFICA DELLA SALDATURA: IPE140 – PILASTRO

##### VERIFICA DEL CORDONE DI SALDATURA

Lo sforzo di taglio  $F = 997 \text{ kg} = 9974 \text{ N}$  assorbito dai due cordoni  $L = 94 \text{ mm}$ , e  $L_{eff} = 85 \text{ mm}$  circa, induce tensioni tangenziali  $\tau_{//}$ ; il momento flettente  $M = F \cdot e$ , originato dall'eccentricità del baricentro della bullonatura rispetto al piano di saldatura, induce tensioni normali  $\sigma_{\perp}$ . L'eccentricità e è pari a 54 mm per cui il momento sollecitante è pari a circa  $M = 538 \cdot 596 \text{ N} \cdot \text{mm}$ .

Le tensioni tangenziali  $\tau_{//}$  sono pari a:

$$\tau_{//} = \frac{F}{2 \cdot a \cdot L_{eff}} = 16,6 \text{ N/mm}^2 < 0,7 \cdot \sigma_{adm} = 133 \text{ N/mm}^2;$$

Le tensioni normali  $\sigma_{\perp}$  sono pari a:

$$\sigma_{\perp} = \frac{M}{J} \cdot y_{MAX} = \frac{3 \cdot M}{a \cdot l_{eff}^2} = 63,2 \text{ N/mm}^2 < 0,7 \cdot \sigma_{adm} = 133 \text{ N/mm}^2.$$

Per cui:  $\sigma_{id} = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + \tau_{//}^2} = 65,4 \text{ N/mm}^2 < 0,7 \cdot \sigma_{adm} = 133 \text{ N/mm}^2.$

#### **COLLEGAMENTO PILASTRO - TRAVE A T**

La giunzione in esame deve trasferire la reazione verticale della trave longitudinale a "T" al pilastro (profilo scatolare a sezione quadrata 180x180 sp. 8mm). La giunzione viene realizzata mediante una flangia saldata ad un estremo della trave. In favore di sicurezza, in fase di modellazione tale giunzione è stata

schematizzata come una cerniera. La bullonatura è quindi sollecitata a solo sforzo tagliante. La forza massima  $F$  a cui il collegamento è sottoposto è pari a  $1250 \text{ kg} = 12500 \text{ N}$ . La bullonatura è costituita da 4 bulloni di classe 8.8 di 16 mm di diametro ( $A_{b,res} = 157 \text{ mm}^2$ ).

#### VERIFICA DEL BULLONE

La tensione tangenziale massima sui bulloni è pari:

$$\tau_b = \frac{F}{n_b \cdot A_{b,res}} = 19,9 \text{ N/mm}^2 < \tau_{b,adm.}$$

In via cautelativa la verifica è stata condotta considerando l'area resistente del bullone, mettendo in conto la possibilità che le spire della filettatura possano essere coinvolte nella giunzione.

### **COLLEGAMENTO DEI PRIFILI AD "L" DEL CONTROVENTO**

La giunzione in esame soggetta a solo sforzo normale è realizzata mediante 2 bulloni di classe 8.8 di 12 mm di diametro ( $A_{b,res} = 84 \text{ mm}^2$ ). La forza massima  $F$  a cui il collegamento è sottoposto è pari a  $1305,4 \text{ kg} = 13054 \text{ N}$ . Visto che l'asse di foratura non coincide con l'asse baricentrico del profilo nella giunzione nasce un momento parassita.

Lo sforzo normale  $F$  induce l'azione tagliante pari a:  $F/n_b$ .

Il momento torcente  $F \cdot e$  induce l'azione tagliante pari a:  $(F \cdot e)/p$  dove  $e$  rappresenta l'eccentricità, ovvero la distanza tra l'asse baricentrico e l'asse di foratura del profilo e  $p = 40 \text{ mm}$  rappresenta la distanza tra i due bulloni.

#### VERIFICA DEL BULLONE

La forza totale di taglio a cui i due bulloni sono soggetti è pari a:

$$T = \frac{F}{n_b} + \frac{F \cdot e}{p} = 11252 \text{ N.}$$

La tensione tangenziale massima sui bulloni risulta pari:

$$\tau_b = \frac{T}{A_{b,res}} = 148 \text{ N/mm}^2 < \tau_{b,adm.}$$

Anche in questo caso, in via cautelativa la verifica è stata condotta considerando l'area resistente del bullone, mettendo in conto la possibilità che le spire della filettatura possano essere coinvolte nella giunzione.

+

## 8. CONTROLLO DEGLI SPOSTAMENTI LATERALI

Di seguito si riporta la configurazione deformata del telaio trasversale che subisce i massimi spostamenti di interpiano. Le deformate riportate solo relative all'azione sismica trasversale e all'azione del vento, anch'essa trasversale.

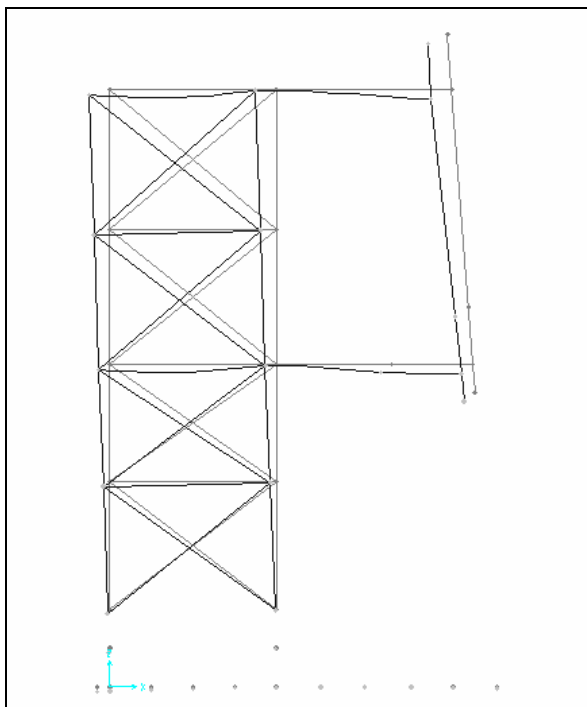


Figura 24 – Deformata conseguente all'azione del vento.

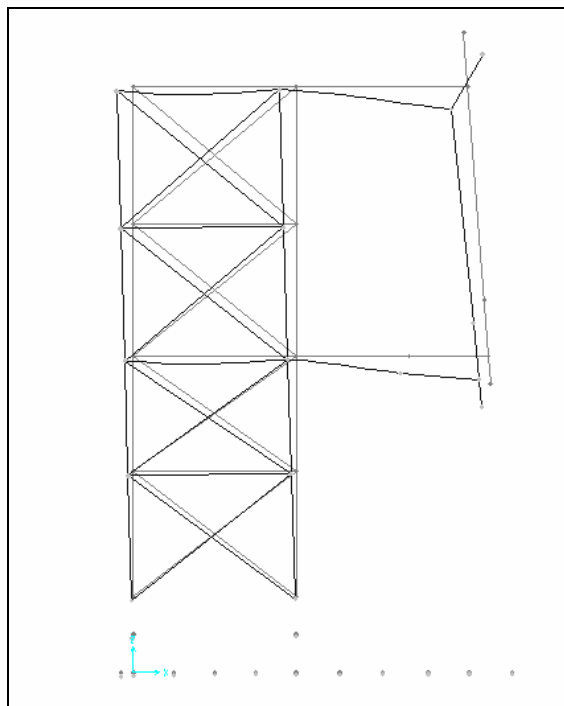


Figura 25 – Deformata conseguente all'azione del sismica trasversale.

Di seguito si riporta la configurazione deformata del telaio longitudinale dovuta all'azione sismica longitudinale.

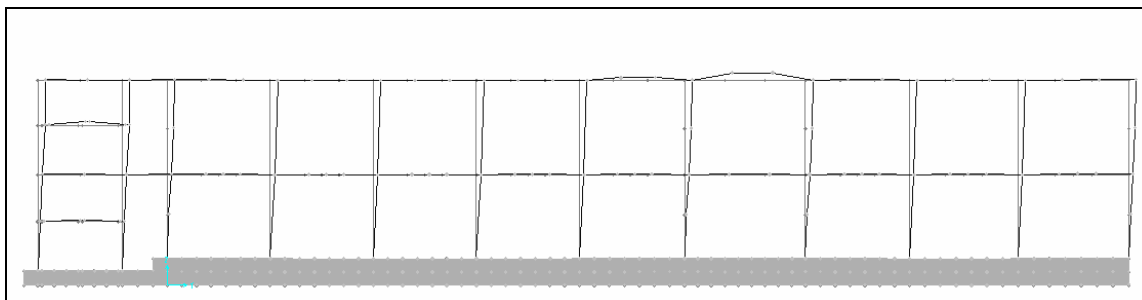


Figura 26 – Deformata del telaio centrale longitudinale conseguente all'azione sismica longitudinale.

Gli spostamenti relativi ed i relativi valori limite assumono i seguenti valori:

	$\Delta_1$ (cm)	$\Delta_{1LIM}$ (cm)	$\Delta_2$ (cm)	$\Delta_{2LIM}$ (cm)
Combinazione 2	0.1832	0.596	0.1625	0.67
Combinazione 3	0.1434	0.596	0.1458	0.67
Combinazione 4	0.08	0.596	0.09	0.67

Tabella 3 – Spostamenti di interpiano derivanti dall'analisi e spostamenti ammissibili.

Dove con l'indice 1 ci si riferisce al 1°livello e con l'indice 2 al 2° livello. Lo spostamento di interpiano limite è stato assunto pari a  $H/500$ .

Per evidenziare il livello di sicurezza nei confronti delle deformazioni laterali si veda la seguente tabella.

	1° Livello	2° Livello
Combinazione 2	H/2172	H/2061
Combinazione 3	H/2775	H/2298
Combinazione 4	H/4975	H/3722

Tabella 4 – Spostamenti di interpiano.

## 9. VERIFICHE DI RESISTENZA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI IN CEMENTO ARMATO

Il progetto e la verifica degli elementi in c.a. è stata condotta mediante il tradizionale metodo  $n$  delle tensioni ammissibili; tale metodo sviluppa una metodologia di calcolo convenzionale pratica e funzionale. Tale metodo è basato sulle seguenti ipotesi:

1. Conservazione delle sezioni piane – ipotesi di Navier: come per le travi di materiale omogeneo e isotropo le sezioni (normali all'asse della trave) si conservano piane;
2. Perfetta aderenza tra acciaio e cls: per ogni sezione le fibre dei due materiali (acciaio e cls) poste a contatto subiscono le stesse deformazioni;
3. Cls non reagente a trazione: agli effetti della resistenza alle tensioni normali le sezioni si considerano costituite dal solo calcestruzzo compresso e dall'acciaio (teso ed eventualmente compresso); ovvero si trascura il contributo del cls soggetto a trazione, che però interviene nella trasmissione degli sforzi di scorrimento;
4. Legame costitutivi:
  - 4.1 Legame costitutivo del calcestruzzo: il cls soggetto a compressione si comporta come un materiale elastico, ovvero si ammette la validità della *Legge di Hooke*.
  - 4.2 Legame costitutivo acciaio: l'acciaio, sia teso, sia compresso è in campo elastico; ovvero, come per il calcestruzzo, si ammette un comportamento elastico lineare analogamente a quanto previsto dalla *Legge di Hooke*.

Ciò implica che le deformazioni e le tensioni sono legate da una legge lineare e che il loro valore, per l'ipotesi 1., è proporzionale alla distanza dall'asse neutro.

Il coefficiente di omogeneizzazione  $n$  definito come  $E_a/E_C$ , ovvero come il rapporto tra il modulo elastico dell'acciaio e quello del cls è assunto, come previsto dalla vigente normativa italiana, pari a 15.

Mentre il valore assunto dal modulo di elasticità dell'acciaio da c.a è costante, essendo il valore di  $E_C$  funzione della resistenza caratteristica cubica,  $E_C = 5700 \cdot \sqrt{R_{ck}}$ , il valore di  $n$  è variabile; in definitiva si può affermare che  $n$  è funzione del tipo di cls. Inoltre il valore del coefficiente di omogeneizzazione è variabile a seconda che si consideri un carico istantaneo o un carico di lunga durata. Il valore consigliato dalla normativa italiana per il coefficiente di omogeneizzazione,  $n = 15$ , rappresenta, indipendentemente dal tipo di calcestruzzo, un valore intermedio tra quello che si ottiene per carichi istantanei e quello per i carichi di lunga durata.

La sicurezza degli elementi strutturali è garantita dal controllo delle tensioni massime presenti sulle sezioni, sia lato cls che lato acciaio, con le tensioni ammissibili.

## **RELAZIONE GEOTECNICA**

Le fondazioni dell'edificio in esame sono realizzate mediante una platea di fondazione di spessore pari a 25 cm; per la parte di edificio con struttura in acciaio la platea è irrigidita da un sistema di travi rovesce ordite nelle due direzioni principali dell'edificio. Tale sistema garantisce una corretta e uniforme ripartizione delle tensioni sul terreno.

Le colonne in acciaio della porzione di edificio in cui la sovrastruttura è realizzata in carpenteria metallica sono ancorate alle nervature della platea mediante appositi tirafondi posizionati all'interno dei getti di calcestruzzo.

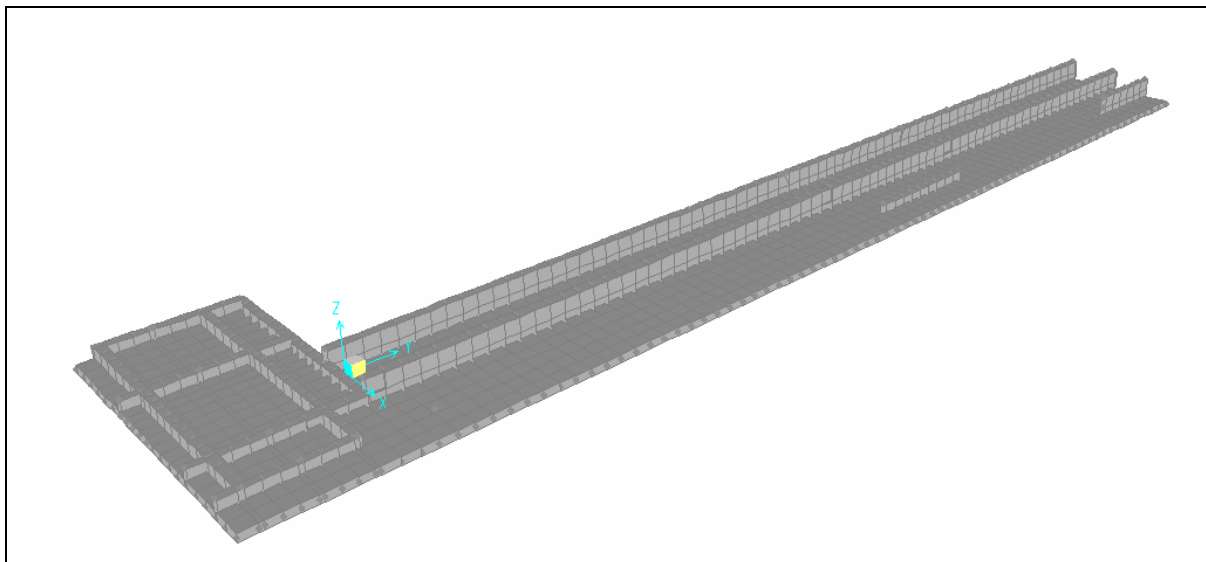
L'interazione terreno-struttura, sia in condizioni statiche che in condizioni dinamiche, è stata considerata mediante la schematizzazione di suolo elastico. La costante di sottofondo  $K$  è stata assunta pari a  $4 \text{ kg/cm}^3$  in condizioni statiche e  $12 \text{ kg/cm}^3$  in condizioni sismiche.

## **RELAZIONE SULLE FONDAZIONI**

La struttura di fondazione, sia per l'edificio in acciaio che per la porzione realizzata in c.a., è stata schematizzata mediante elementi bidimensionali tipo *shell* su suolo elastico. La dimensione della *mesh* adottata è indicativamente di circa 55 cm; tale scelta rappresenta un buon compromesso tra tempi di elaborazione del calcolatore e bontà dei risultati. L'interazione terreno-struttura, come già detto precedentemente, è stata schematizzata attraverso la costante di sottofondo  $K$ , la quale è stata assunta pari a  $4 \text{ kg/cm}^3$  in condizioni statiche e  $12 \text{ kg/cm}^3$  in condizioni sismiche.

In fase di progettazione si scelto di limitare le pressioni di contatto con il terreno a  $1 \text{ kg/cm}^2$ .

Nella figura seguente si può osservare una rappresentazione schematica delle strutture di fondazione: platea in c.a. di 25 cm di spessore irrigidita con travi rovesce per la porzione di edificio realizzata in acciaio. Le nervature presenti sulla platea scongiurano eventuali problemi di punzonamento e di eccessivi picchi tensione sul terreno.



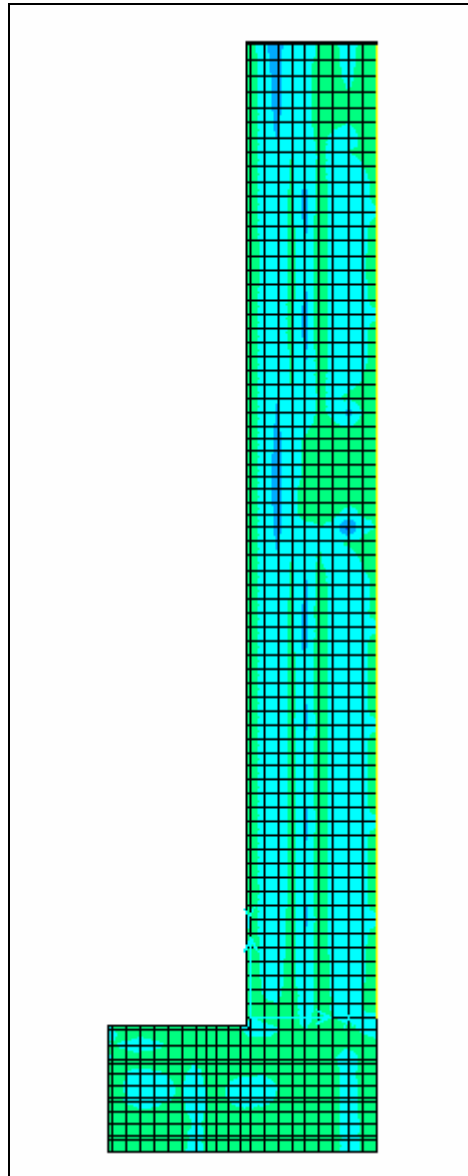
*Figura 1 – Modello agli elementi finiti - fondazioni.*

### **Verifica delle pressioni di contatto**

Le tensioni sul terreno assumono valori limitati vista la leggerezza della struttura. In allegato sono riportate le forze di contatto con il terreno per le condizioni di carico più significative.

Per quanto riguarda l'edificio in acciaio, la pressione massima sul terreno si ha in corrispondenza del telaio controventato posto in adiacenza della porzione di edificio in c.a. La reazione derivante dall'analisi ha il valore di 1232.90 kg = 12329 N. L'area di pertinenza è pari un quadrato di lato pari a 56 cm. La tensione di contatto media,  $\sigma_t$ , è così pari a:  $0.40 \text{ kg/cm}^2 = 0.04 \text{ N/mm}^2$ ; tale valore è inferiore alla tensione ammissibile assunta.

Di seguito è riportata un'immagine con la rappresentazione schematica dell'andamento delle tensioni sulla platea di fondazione inerente l'edificio in acciaio dalla quale se ne evince la omogenea diffusione.



*Figura 2 – Andamento delle tensioni sulla platea di fondazione.*

Per quanto riguarda la porzione in c.a. l'andamento delle tensioni è meno omogeneo vista la presenza contemporanea di pilastri, setto, e nucleo. In condizioni statiche (CC1) la tensione massima sul terreno è pari a  $\sigma_t = 0.70 \text{ kg/cm}^2 = 0.07 \text{ N/mm}^2$ ; in condizioni sismiche, per l'azione sismica trasversale (CC2 – direzione X) la tensione massima sul terreno è pari a  $\sigma_t = 0.86 \text{ kg/cm}^2 = 0.086 \text{ N/mm}^2$ . Tali valori sono compatibili con i valori ammissibili assunti.

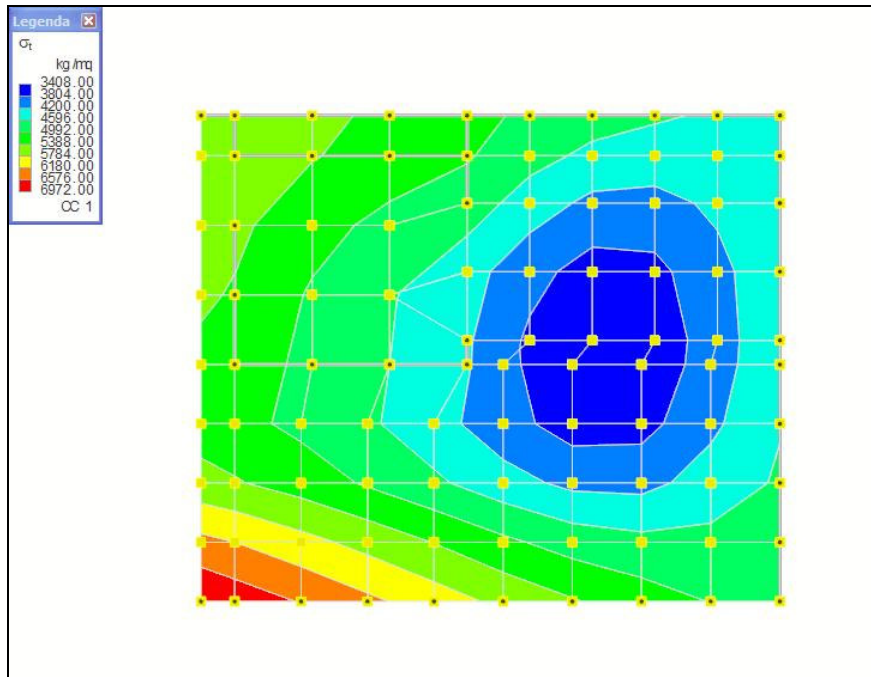


Figura numero 3: Tensioni Terreno CC1

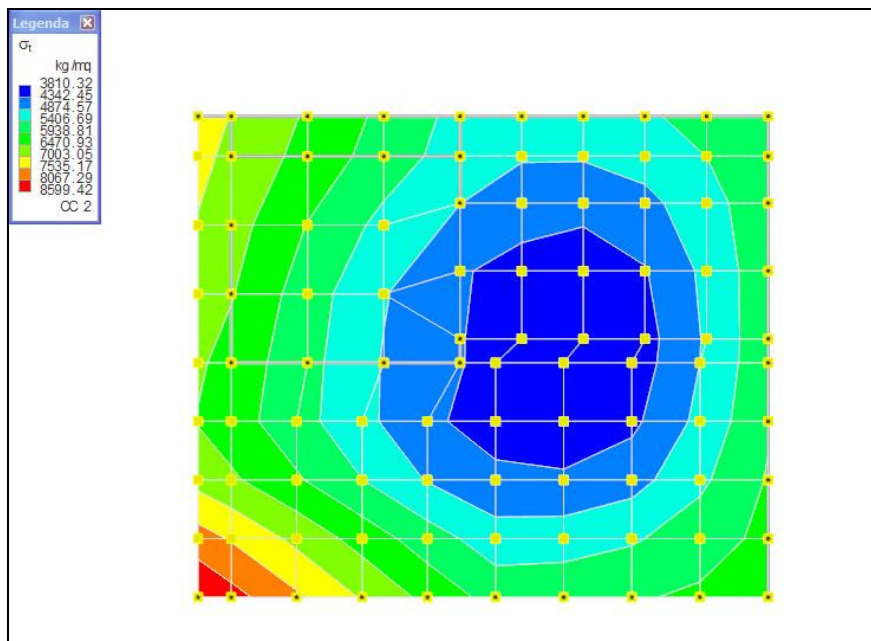


Figura numero 4: Tensioni Terreno CC2

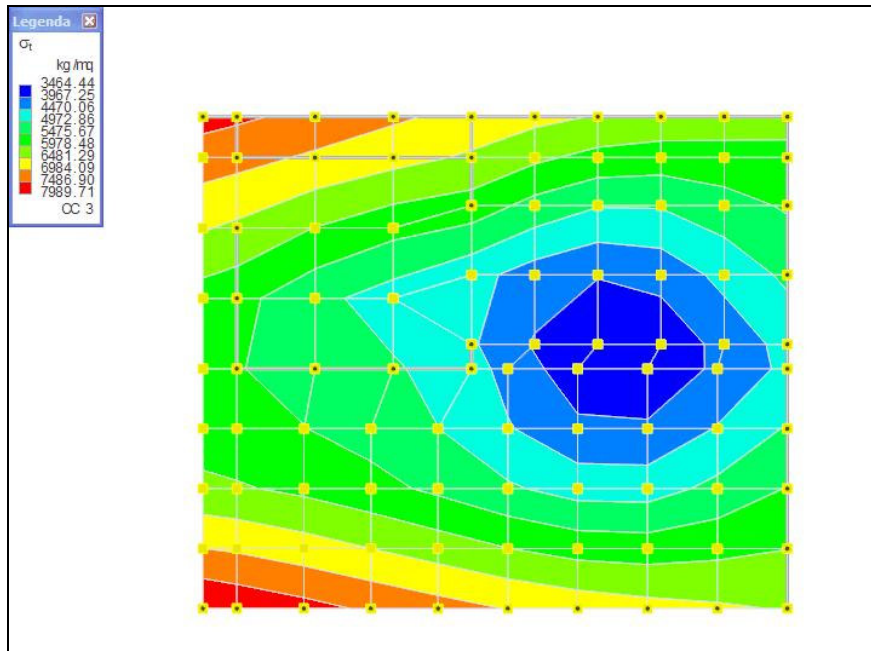


Figura numero 5: Tensioni Terreno CC3

### Verifica della Platea

La platea di fondazione ha uno spessore di 25 cm ed è armata in entrambe le direzioni, sia superiormente che inferiormente con  $\phi 14/20$ ".

Di seguito si riporta la verifica relativa ad una sezioni maggiormente significative, ovvero quella posta nella zona centrale dell'edificio in acciaio in corrispondenza dei sistemi di controvento. La sollecitazione flessionale massima si ha in condizioni sismiche; il momento sollecitante è pari a  $419 \text{ kg}\cdot\text{m/m} = 4,2 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$ . La verifica sulla sezione rettangolare doppiamente armata fornisce i seguenti risultati:

$$\sigma_c = -7,1 \text{ kg/cm}^2 = -0,7 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{c,adm},$$

$$\sigma_f = 289 \text{ kg/cm}^2 = 28,9 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{s,adm},$$

$x = 5,63 \text{ cm}$ , posizione asse neutro.

La verifica risulta ampiamente soddisfatta.

Per la platea della porzione in c.a. le verifiche sono condotte automaticamente dal programma; le verifiche relative sono riportate nel fascicolo dei calcoli.

## RELAZIONE SUI MATERIALI

- Per i profili della struttura in carpenteria metallica si utilizza :

### **ACCIAIO Fe 430 B**

con:  $E=206000 \text{ N/mm}^2$  (Modulo di elasticità normale);  
 $G=80000 \text{ N/mm}^2$  (Modulo di elasticità tangenziale).

- **Caratteristiche del materiale secondo le norme UNI 10011 e D.M. 09/01/96:** *“Norme tecniche per il calcolo, l’esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche”.*

Tipo di acciaio	Carico unitario di snervamento (N/mm <sup>2</sup> )	Carico unitario di rottura (N/mm <sup>2</sup> )
<b>Fe 430 (S275)</b>	<b>≥ 275</b>	<b>≥ 430</b>

Il coefficiente di dilatazione termica è pari a  $11,6 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ .

- Per le unioni si usano bulloni ad alta resistenza di classe 8.8, per i quali:

Classe vite	$f_{adm}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_{adm}$ (N/mm <sup>2</sup> )
<b>8.8</b>	<b>373</b>	<b>264</b>

- Il procedimento di saldatura:
  - Manuale con elettrodi E44-4B UNI 5132 per Fe 360 e 430
  - Automatico ad arco sommerso.
  - Automatico o semiautomatico sotto protezione di gas.
- Per le strutture di fondazione della parte di edificio in acciaio, per i solai e per la porzione in c.a. si usa:

**CALCESTRUZZO  $R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$ .**

Le tensioni ammissibili normali e tangenziali nel conglomerato assunte in fase di calcolo hanno i seguenti valori:

$$\bar{\sigma}_C = \sigma_{C,adm} = 6 + \frac{R_{CK} - 15}{4} = 9,75 \text{ N/mm}^2,$$

$$\bar{\sigma}_C = 0,7 \times \bar{\sigma}_C = 6,8 \text{ N/mm}^2, \text{ per spessori } \geq 25 \text{ cm},$$

$$\bar{\tau}_{C0} = \tau_{C,adm} = 0,4 + \frac{R_{CK} - 15}{75} = 0,6 \text{ N/mm}^2,$$

$$\bar{\tau}_{C1} = 1,4 + \frac{R_{CK} - 15}{35} = 1,8 \text{ N/mm}^2.$$

- Per l'armatura del cemento armato si usano barre ad aderenza migliorata controllate in stabilimento del tipo:

**FeB44K**

La tensione ammissibile è assunta pari a  $\sigma_{s,adm} = 2'600 \text{ kg/cm}^2 = 260 \text{ N/mm}^2$ .

## **CAPITOLATO SPECIALE MATERIALI**

### **QUALITA', PROVENIENZA E PROVE DEI MATERIALI**

I materiali occorrenti per la costruzione delle opere d'arte proverranno da quelle località che l'Impresa riterrà di sua convenienza, purché ad insindacabile giudizio della D.L. siano riconosciuti della migliore qualità della specie e rispondano ai requisiti appresso indicati.

Quando la D.L. avrà rifiutata qualche provvista perché ritenuta a suo giudizio insindacabile non idonea ai lavori, l'Impresa dovrà sostituirla con altra che risponda ai requisiti voluti, ed i materiali rifiutati dovranno essere immediatamente allontanati dalla sede del lavoro o dai cantieri a cura e spese dell'Impresa.

Malgrado l'accettazione dei materiali da parte della D.L., l'Impresa resta totalmente responsabile della riuscita delle opere anche per quanto può dipendere dai materiali stessi.

a) Acqua. - L'acqua dovrà essere dolce, limpida e scevra da materie terrose, da cloruri e da solfati.

b) Calce. - Le calci aeree ed idrauliche dovranno rispondere ai requisiti di accettazione di cui alle norme vigenti. La calce grassa in zolle dovrà provenire da calcari puri, essere di recente e perfetta cottura, di colore uniforme, non bruciata, né vitrea, né pigra ad idratarsi ed infine di qualità tale che, mescolata con la sola quantità d'acqua dolce necessaria alla estinzione, si trasformi completamente in una pasta soda a grassello tenuissimo, senza lasciare residui maggiori del 5% dovuti a parti non bene decarburate, siliciose od altrimenti inerti.

c) Leganti idraulici. - Le calci idrauliche, i cementi e gli agglomeranti cementizi a rapida o lenta presa da impiegare per qualsiasi lavoro, dovranno corrispondere a tutte le particolari prescrizioni di accettazione di cui alla L. 2 maggio 1965, n. 595, e al D.M. 3 giugno 1968 come modificato dal D.M. 20 novembre 1984, nonché a quanto prescritto dal presente Capitolato speciale. Essi dovranno essere conservati in magazzini coperti su tavolati in legno ben riparati dall'umidità.

d) Pozzolana. - La pozzolana sarà ricavata da strati mondi da cappellaccio ed esente da sostanze eterogenee o di parti inerti; qualunque sia la sua provenienza dovrà rispondere a tutti i requisiti prescritti dal R.D. 16 novembre 1939, n. 2230. Per la misurazione, sia a peso che a volume, dovrà essere perfettamente asciutta.

e) Ghiaia, pietrisco e sabbia. - Le ghiaie, i pietrischi e le sabbie da impiegare nella formazione dei calcestruzzi dovranno corrispondere alle condizioni di accettazione considerate nelle norme di cui al R.D. 16 novembre 1939, nn. 2228 e 2229, nonché dal D.M. 9 gennaio 1996, Allegato 1. Le ghiaie ed i pietrischi dovranno essere costituiti da elementi omogenei derivanti da rocce resistenti il più possibile omogenee e non gelive; tra le ghiaie si escluderanno quelle contenenti elementi di scarsa resistenza meccanica, facilmente sfaldabili o rivestite da incrostazioni o gelive. La sabbia da impiegarsi nelle murature o nei calcestruzzi dovrà essere assolutamente scevra da materie terrose ed organiche e ben lavata. Dovrà essere preferibilmente di qualità silicea proveniente da rocce aventi alta resistenza alla compressione. Dovrà avere forma angolosa ed avere elementi di grossezza variabile da mm 1 a mm 5. L'accettabilità della sabbia dal punto di vista del contenuto di materie organiche verrà definita con i criteri indicati nell'Allegato 1 del D.M. 3 giugno 1968 sui requisiti di accettazione dei cementi. La granulometria degli aggregati litici per i conglomerati sarà prescritta dalla Direzione dei lavori in base alla destinazione, al dosaggio ed alle condizioni della messa in opera dei calcestruzzi. L'impresa dovrà garantire la costanza delle caratteristiche della granulometria per ogni lavoro. Per lavori di notevole importanza l'impresa dovrà disporre della serie dei vagli normali atti a consentire alla Direzione dei lavori i normali controlli. In linea di massima, per quanto riguarda la dimensione degli elementi dei pietrischi e delle ghiaie, questi dovranno essere da mm 40 a mm 71 (trattenuti dal crivello 40 U.N.I. e passanti da quello 71 U.N.I. n. 2334) per lavori correnti di fondazioni, elevazione, muri di sostegno: da mm 40 a mm 60 (trattenuti dal crivello 40 U.N.I., e passanti da quello 60 U.N.I. n. 2334) se si tratta di volti, di getti di un certo spessore; da mm 25 a mm 40 (trattenuti dal crivello 25 U.N.I. e passanti da quello 40 U.N.I. n. 2334) se si tratta di volti o getti di limitato spessore costituite da elementi omogenei derivati da rocce durissime di tipo costante, e di natura consimile fra loro, escludendosi quelle contenenti elementi di scarsa resistenza meccanica o sfaldabili facilmente, o gelide o rivestite di incrostazioni. Il pietrisco, il pietrischetto e la graniglia, secondo il tipo di massiccata da eseguire, dovranno provenire dalla spezzatura di rocce durissime, preferibilmente silicee, a struttura microcristallina, o calcari puri durissimi e di alta resistenza alla compressione, all'urto, alla abrasione, al gelo ed avranno spigolo vivo: e dovranno essere scevri di materie terrose, sabbia o comunque materie eterogenee. Sono escluse le rocce marnose. Dovranno corrispondere alle norme di cui al Fascicolo n. 4 - Ed. 1953 del CNR, mentre i ghiaietti per pavimentazione alla "Tabella U.N.I. 2710" ed giugno 1945. Qualora la roccia provenga da cave nuove o non accreditate da esperienze specifiche di enti pubblici e che per natura o formazione non diano affidamento sulle sue caratteristiche, è necessario effettuare su campioni prelevati in cava, che siano significativi ai fini della coltivazione della cava, prove di compressione e di gelività. Quando non sia possibile ottenere il pietrisco da cave di roccia, potrà essere consentita per la

formazione di esso la utilizzazione di massi sparsi in campagna o ricavabili da scavi, nonché di ciottoloni o di massi ricavabili da fiumi o torrenti sempre che siano provenienti da rocce di qualità idonea.

I materiali su indicati, le sabbie e gli additivi dovranno corrispondere alle norme di accettazione del fascicolo n. 4 ultima edizione, del Consiglio Nazionale delle Ricerche. Rispetto ai crivelli U.N.I. 2334, i pietrischi saranno quelli passanti dal crivello 71 U.N.I. e trattenuti dal crivello 25 U.N.I. I pietrischetti quelli passanti dal crivello 25 U.N.I. e trattenuti dal crivello 10 U.N.I. le graniglie quelle passanti dal crivello 10 U.N.I. e trattenute dallo staccio 2 U.N.I. 2332. Di norma si useranno le seguenti pezzature:

- 1) pietrisco da 40 a 71 mm ovvero da 40 a 60 mm se ordinato, per la costruzione di massicciate all'acqua cilindrate;
- 2) pietrisco da 25 a 40 mm (eccezionalmente da 15 a 30 mm granulometria non unificata) per la esecuzione di ricarichi di massicciate e per i materiali di costipamento di massicciate (mezzanello);
- 3) pietrischetto da 15 a 25 mm per esecuzione di ricarichi di massicciate per conglomerati bituminosi e per trattamenti con bitumi fluidi;
- 4) pietrischetto da 10 a 15 mm per trattamenti superficiali, penetrazioni, semipenetrazioni, e pietrischetti bitumati;
- 5) graniglia normale da 5 a 10 mm per trattamenti superficiali, tappeti bitumati, strato superiore di conglomerati bituminosi;
- 6) graniglia minuta da 2 a 5 mm di impiego eccezionale e previo specifico consenso della Direzione dei lavori per trattamenti superficiali; tale pezzatura di graniglia, ove richiesta, sarà invece usata per conglomerati bituminosi. Nella fornitura di aggregato grosso per ogni pezzatura sarà ammessa una percentuale in peso non superiore al 5% di elementi aventi dimensioni maggiori o minori di quelle corrispondenti ai limiti della prescelta pezzatura, purché, per altro, le dimensioni di tali elementi non superino il limite massimo o non siano oltre il 10% inferiori al limite minimo della pezzatura fissata. Gli aggregati grossi non dovranno essere di forma allungata o appiattita (lamellare).

f) Pietrame. - Le pietre naturali da impiegarsi nella muratura e per qualsiasi altro lavoro dovranno corrispondere ai requisiti richiesti dalle norme in vigore e dovranno essere a grana compatta ed ognuna monda da cappellaccio, esenti da piani di sfaldamento, senza screpolature, peli, venature, interclusioni di sostanze estranee; dovranno avere dimensioni adatte al particolare loro impiego ed offrire una resistenza proporzionata alla entità della sollecitazione cui devono essere assoggettate. Saranno escluse le pietre alterabili dall'azione degli agenti atmosferici e dell'acqua corrente. Le pietre da taglio, oltre a possedere gli accennati requisiti e caratteri generali, dovranno essere sonore alla percussione, immuni da fenditure e litoclasti e di perfetta lavorabilità. Dovranno corrispondere alle norme di cui al R.D. 16 novembre 1939, n. 2232. Il porfido dovrà presentare una resistenza alla compressione non inferiore a kg 1600 per

cmq e una resistenza all'attrito radente (Dorry) non inferiore a quella del granito di S. Fedelino, preso come termine di paragone.

g) Mattoni. - I mattoni dovranno essere ben formati con facce regolari, a spigoli vivi, di grana fina, compatta ed omogenea; presentare tutti i caratteri di una perfetta cottura, cioè essere duri, sonori alla percussione e non vetrificati; essere esenti da calcinelli e scevri da ogni difetto che possa nuocere alla buona riuscita delle murature; aderire fortemente alle malte; essere resistenti alla cristallizzazione dei solfati alcalini; non contenere solfati solubili od ossidi alcalino-terrosi, ed infine non essere eccessivamente assorbenti. I mattoni di uso corrente dovranno essere parallelepipedi, di lunghezza doppia della larghezza, di modello costante e presentare, sia all'asciutto che dopo prolungata immersione nell'acqua, una resistenza minima allo schiacciamento di almeno kg 160 per cmq.

I laterizi da impiegarsi nelle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche dovranno rispondere alle caratteristiche di cui all'allegato 7 del D.M. 9 gennaio 1996. I mattoni e blocchi artificiali pieni e semipieni da impiegarsi nelle costruzioni sismiche dovranno essere della tipologia di cui all'Allegato 1 del D.M. 24 gennaio 1986, e dovranno avere le percentuali di foratura e le caratteristiche per l'accettazione ivi previste; ai fini dell'accettazione della fornitura, l'Appaltatore sottoporrà al Direttore dei lavori la certificazione di cui al detto Allegato 1.

Saranno osservate le norme U.N.I. 8942/1-3 ediz. 86 per laterizi per murature, nonché U.N.I. 5967-67 per mattoni forati, U.N.I. 2619-44, 2620-44 per laterizi da copertura, U.N.I. 2105, 2106, 2107 per tavelle e tavelloni, nonché le prescrizioni di cui al R.D. 16 novembre 1939, n. 2233.

#### h) Materiali ferrosi

I materiali ferrosi da impiegare nei lavori dovranno essere esenti da scorie, soffiature, brecciate, paglie o da qualsiasi altro difetto apparente o latente di fusione, laminazione, trafilatura, fucinatura e simili. Essi dovranno rispondere a tutte le condizioni previste nel D.M. 29 febbraio 1908, modificate dal R.D. 15 luglio 1925 e dalle norme U.N.I., e presentare inoltre, a seconda della loro qualità, i seguenti requisiti:

1° Ferro. - Il ferro comune dovrà essere di prima qualità, eminentemente duttile e tenace e di marcatissima struttura fibrosa. Esso dovrà essere malleabile, liscio alla superficie esterna, privo di screpolature, senza saldature aperte e senza altre soluzioni di continuità.

2° Acciaio dolce laminato. - L'acciaio extradolce laminato (comunemente chiamato ferro omogeneo) dovrà essere eminentemente dolce e malleabile, perfettamente lavorabile a freddo ed a caldo, senza presentare screpolature od alterazioni; dovrà essere saldabile e non suscettibile di prendere la tempra. Alla rottura dovrà presentare struttura finemente granulata.

3° Acciaio fuso in getti. - L'acciaio in getti per cuscinetti, cerniere, rulli di ponti e per qualsiasi altro lavoro, dovrà essere di prima qualità, esente da soffiature e da qualsiasi altro difetto.

4° Acciaio per cemento armato. - L'acciaio impiegato nelle strutture in conglomerato cementizio armato dovrà rispondere alle prescrizioni di cui al D.M. 9 gennaio 1996, Parte Prima, punto 2.2. se normale, e punto 2.3 se precompresso, nonché alle prescrizioni di cui agli allegati della circolare applicativa. Il Direttore dei lavori, a suo insindacabile giudizio, effettuerà i controlli in cantiere, a norma dei punti 2.2.8.4. e 2.3.3.1 della suddetta Parte Prima.

5° Acciaio per strutture metalliche. - L'acciaio impiegato nelle strutture metalliche dovrà rispondere alle prescrizioni di cui al D.M. 9 gennaio 1996 punto 2 per acciaio laminato, per acciaio per getti, per acciaio per strutture saldate; gli elettrodi per saldature dovranno rispondere alle prescrizioni ivi contenute e così i bulloni e i chiodi; la fornitura dovrà essere accompagnata dalla certificazione di cui al D.M. 9 gennaio 1996. Il Direttore dei lavori, qualora lo ritenga opportuno, ed a suo insindacabile giudizio, potrà effettuare controlli, a norma del suddetto Allegato 8, anche su prodotti qualificati.

7° Legname. - I legnami, da impiegare in opere stabili o provvisorie, di qualunque essenza essi siano, dovranno rispondere a tutte le prescrizioni di cui al D.M. 30 ottobre 1912, saranno provveduti fra le più scelte qualità della categoria prescritta e non presenteranno difetti incompatibili con l'uso cui sono destinati. Il legname si distinguerà, secondo le essenze e la resistenza di cui è dotato, in dolce e forte: si riterranno dolci il pioppo, l'ontano, l'abete, il pino nostrano, il tiglio, il platano, il salice, l'acero; mentre si riterranno forti la quercia, il noce, il frassino, l'olmo, il cipresso, il castagno, il larice, il pino svedese, il faggio.

Il tavolame dovrà essere ricavato dalle travi più dritte, affinché le fibre non riescano mozze alla sega e si ritirino nelle connessioni.

I legnami rotondi o pali dovranno provenire dal vero tronco dell'albero e non dai rami, sufficientemente dritti, in modo che la congiungente i centri delle due basi non debba uscire in alcun punto del palo; dovranno essere scortecciati per tutta la loro lunghezza e conguagliati alla superficie; la differenza fra i diametri medi delle estremità non dovrà oltrepassare i 15 millesimi della lunghezza, né il quarto del maggiore dei 2 diametri.

Nei legnami grossolanamente squadri ed a spigolo smussato, tutte le facce dovranno essere spianate e senza scarniture, tollerandosene l'alburno o lo smusso in misura non maggiore di un sesto del lato della sezione trasversale.

I legnami a spigolo vivo dovranno essere lavorati e squadri a sega con le diverse facce esattamente spianate, senza rientranze o risalti, e con gli spigoli tirati a filo vivo, senza l'alburno, né smussi di sorta. I legnami composti avranno le seguenti caratteristiche:

## CONGLOMERATI CEMENTIZI

L'esecuzione delle singole opere dovrà corrispondere ai disegni ed ai particolari forniti dall'Amministrazione per le opere o parte di opere completamente progettate, compresi i calcoli statici redatti dall'Amministrazione e verificati dall'Impresa, o secondo i calcoli redatti dall'Impresa attenendosi agli schemi e disegni che compongono il progetto ed alle norme che saranno in proposito impartite dalla D.L. per le altre opere.

Sugli appositi libri di cantiere dovranno figurare le date sia dell'inizio che della fine dei getti, quella del disarmo e, nel caso di getti eseguiti in stagione invernale, le temperature minime giornaliere misurate in cantiere.

L'Impresa sarà tenuta a presentare all'esame della D.L., in tempo utile rispetto all'inizio dei getti:

- i campioni dei materiali che intende impiegare, indicando provenienza, tipo e qualità dei medesimi;
- la composizione granulometrica di ogni tipo di calcestruzzo;
- i risultati delle prove sui cubetti di calcestruzzo, nella serie, nelle misure e con le modalità prescritte dalle norme in vigore.

La D.L. si riserva ogni giudizio in merito.

Nella scelta dei materiali verranno osservate le norme già precedentemente specificate nel presente Capitolato.

Per le opere in cemento armato la qualità dei materiali sarà quella indicata dai disegni esecutivi o da apposite relazioni sui materiali.

Dovranno comunque essere previste le seguenti resistenze caratteristiche:

- a) calcestruzzo per l'esecuzione di opere di fondazione  $R_{ck} = 350 \text{ kg/cm}^2$
- c) calcestruzzo per l'esecuzione delle opere in elevazione  $R_{ck} = 350 \text{ kg/cm}^2$
- d) calcestruzzo per l'esecuzione delle solette collaboranti  $R_{ck} = 350 \text{ kg/cm}^2$

- Calcestruzzi armati e non armati.

Nella confezione e posa in opera dei calcestruzzi si osserveranno le seguenti prescrizioni:

- Cemento:

Il cemento sarà del tipo Portland o Pozzolatico e l'Impresa dovrà approvvigionarsene presso cementerie che diano piena garanzia di bontà, costanza nelle caratteristiche e continuità della fornitura. Al fine di ottenere l'approvazione del cemento da parte della D.L., sarà necessaria una precisa dichiarazione della cementeria che si impegni perché i requisiti chimico-fisici di ogni singola fornitura corrispondano a quanto prescritto nelle norme per l'accettazione di leganti idraulici.

L'Impresa sarà tenuta comunque a far controllare periodicamente le qualità del cemento presso un Laboratorio ufficiale.

- Dosaggio del cemento:

Dovrà essere scelto in relazione alla resistenza richiesta per il conglomerato.

- Composizione granulometrica degli aggregati:

Dovrà essere fissata secondo curve proposte dall'Impresa ed approvate dalla Direzione Lavori, così da ottenere i requisiti di resistenza richiesti.

Per ogni tipo di calcestruzzo si dovranno impiegare perlomeno tre classi di inerti in modo da ottenere la granulometria stabilita.

- Rapporto acqua-cemento:

Dovrà essere mantenuto costante entro i limiti prescritti dalla Direzione Lavori, tenendo conto oltre che del contenuto di acqua dell'impasto, anche dell'umidità naturale dell'inerte. Un eventuale maggior contenuto di acqua, richiederà, per mantenere costante il rapporto acqua-cemento, un aumento nel dosaggio di cemento che sarà a carico esclusivo dell'Impresa.

- Resistenza dei calcestruzzi: controllo preventivo

Per il controllo della resistenza dei calcestruzzi, saranno eseguiti cubetti di prova preventivamente all'esecuzione dei getti, con calcestruzzo espressamente confezionato in base alle norme sopracitate.

Le prove saranno effettuate secondo quanto previsto nel D.M. 9.1.1996 All. 2

Indipendentemente dalle prove di laboratorio convenzionali, o comunque prescritte dalle norme vigenti, la D.L. si riserva di eseguire sugli impasti tutte le prove che riterrà opportune utilizzando qualsiasi tipo di apparecchiatura da essa ritenuta adatta ai fini del controllo.

Gli oneri e le spese di tutte le suddette operazioni saranno a carico dell'Impresa.

- Confezione e trasporto:

La confezione dei conglomerati dovrà essere eseguita con mezzi meccanici, e la dosatura di tutti i vari componenti la miscela dovrà essere effettuata a peso. Per le opere di minore importanza la D.L. potrà tuttavia consentire, a suo insindacabile giudizio, la dosatura a volume.

L'impasto dovrà presentare composizione omogenea ed uniforme in ogni sua parte ed essere dotato di buona lavorabilità così da dare opere finite esenti da vespai o da altri difetti.

Qualora la D.L. lo ritenesse necessario, la lavorabilità del calcestruzzo potrà essere migliorata mediante l'uso di opportuni aeranti e fluidificanti il cui tenore in peso non potrà essere comunque superiore al 3% del peso del cemento.

Il tipo degli additivi dovrà essere preventivamente approvato dalla D.L. La spesa per questi additivi rimarrà sempre a carico dell'Impresa.

La confezione ed il getto del calcestruzzo dovranno essere sospesi nel caso che la temperatura raggiungesse valori inferiori a 0°C salvo diverse disposizioni che la D.L. potesse dare volta per volta, prescrivendo, in tal caso, le norme e gli accorgimenti cautelativi da adottare.

In ogni caso è escluso l'uso di anticongelanti per le strutture armate o che comunque contengano o siano a contatto con strutture metalliche.

Il trasporto dei calcestruzzi dagli impianti di confezionamento ai luoghi di impiego dovrà essere effettuato con mezzi idonei al fine di evitare la possibilità di separazione dei singoli componenti o comunque tali da evitare ogni possibilità di deterioramento del calcestruzzo medesimo e soprattutto ogni inizio di presa prima della messa in opera.

Saranno, per esempio, accettabili, a secondo della lunghezza e della durata del trasporto, le autobetoniere, le benne a scarico di fondo, le pompe, i nastri trasportatori; non potranno essere ammessi agli autocarri a cassone, ribaltabili o non, gli scivoli e le canale.

- Casseforme e loro armature e centinature:

Per le casseforme e loro armature e centinature l'Impresa potrà adottare il sistema ritenuto più idoneo e conveniente a patto che, rispettando rigorosamente le misure progettuali delle opere, non costituisca in alcun modo un pericolo per le opere e per gli uomini impiegati nei vari lavori, compresi quelli di disarmo.

Particolare cura si dovrà osservare nella preparazione delle armature e casseforme per poter ottenere superfici lisce e regolari e sagome conformi alle misure prescritte.

La D.L. allo scopo di evitare pericoli, potrà ordinare modifiche senza con ciò assumere responsabilità, che rimangono invece ad esclusivo carico dell'Impresa.

Nella progettazione ed esecuzione di armature e centinature l'Impresa dovrà osservare le norme ed i vincoli imposti dalle competenti Autorità.

Anche per le operazioni di disarmo varranno, oltre alle norme vigenti in materia di cui al D.M. 27 luglio 1988, le prescrizioni emanate dalla D.L. e, nella costruzione delle armature e centinature, l'Impresa è tenuta a prendere gli opportuni accorgimenti affinché in ogni punto della struttura l'abbassamento possa verificarsi simultaneamente.

- Posa in opera del calcestruzzo:

I getti potranno essere iniziati solo dopo verifica degli scavi e delle casseforme da parte della D.L.

Verranno eseguiti curando in ogni momento che non si verifichino cedimenti nel piano di posa o spostamenti delle armature.

Il costipamento verrà attuato mediante vibrazione.

La vibrazione deve essere fatta per strati di conglomerato dello spessore che verrà indicato dalla Direzione dei lavori e comunque non superiore a centimetri 15 ed ogni strato non dovrà essere vibrato oltre un'ora dopo il sottostante. I mezzi da usarsi per la vibrazione potranno essere interni ovvero esterni da applicarsi alla superficie esterna del getto o alle casseforme. I primi sono in genere più efficaci, si deve però evitare che essi provochino spostamenti nelle armature. La vibrazione superficiale viene di regola applicata alle solette di piccolo e medio spessore (massimo cm 20).

Quando sia necessario vibrare la cassaforma è consigliabile fissare rigidamente il vibratore alla cassaforma stessa che deve essere opportunamente rinforzata. Sono da consigliarsi vibratorii a frequenza elevata (da 4000 a 12.000 cicli al minuto ed anche più).

I pervibratori vengono immersi nel getto e ritirati lentamente in modo da evitare la formazione dei vuoti: nei due percorsi si potrà avere una velocità media di 8-10 cm/sec e lo spessore del singolo strato dipende dalla potenza del vibratore e dalla dimensione dell'utensile.

Il raggio di azione viene rilevato sperimentalmente caso per caso e quindi i punti di attacco vengono distanziati in modo che l'intera massa risulti lavorata in maniera omogenea (distanza media cm 50). Si dovrà mettere particolare cura per evitare la segregazione del conglomerato; per questo esso dovrà essere asciutto con la consistenza di terra umida debolmente plastica. La granulometria dovrà essere studiata anche in relazione alla vibrazione: con malta in eccesso si ha sedimentazione degli inerti strati di diversa pezzatura, con malta in difetto si ha precipitazione della malta e vuoti negli strati superiori. La vibrazione non deve prolungarsi troppo, di regola viene sospesa quando appare in superficie un lieve strato di malta omogenea ricca di acqua. Di mano in mano che una parte del lavoro è finita, la superficie deve essere periodicamente innaffiata affinché la presa avvenga in modo uniforme e, quando occorra, anche coperta con sabbia o tela mantenuta umida per proteggere l'opera da variazioni troppo rapide di temperatura. Le riprese debbono essere, per quanto possibile, evitate. Quando siano veramente inevitabili, si deve umettare la superficie del conglomerato eseguito precedentemente se questo è ancora fresco; dove la presa sia iniziata o fatta si deve raschiare la superficie stessa e, prima di versare il nuovo conglomerato, applicare un sottile strato di malta di cemento e sabbia nelle proporzioni che, a seconda della natura dell'opera, saranno di volta in volta giudicate necessarie dalla Direzione dei lavori, in modo da assicurare un buon collegamento dell'impasto nuovo col vecchio. Si deve fare anche la lavatura se la ripresa non è di fresca data.

Quando l'opera venga costruita per tratti o segmenti successivi, ciascuno di essi deve inoltre essere formato e disposto in guisa che le superfici in contatto siano normali alla direzione degli sforzi a cui la massa muraria, costituita da tratti o segmenti stessi, è assoggettata.

Le pareti dei casseri di contenimento del conglomerato di getto possono essere tolte solo quando il conglomerato abbia raggiunto un grado sufficiente di maturazione da garantire che la solidità dell'opera non abbia per tale operazione a soffrirne neanche minimamente.

Il calcestruzzo impiegato dovrà presentare grande compattezza ed impermeabilità.

Le superfici dei getti, dopo la sformatura, dovranno risultare perfettamente piane senza irregolarità di sorta, e tali comunque da non richiedere alcun tipo di intonaco. In particolare, dovrà notarsi la orizzontalità e la corrispondenza dei giunti delle tavole o dei pannelli metallici nella faccia vista dei muri di sostegno, delle spalle dei ponti o di altre opere simili. Specialmente nei muri di sostegno dovrà curarsi la ripresa orizzontale dei giunti.

Anche nell'esecuzione dei giunti di dilatazione dovranno essere eseguite tutte le regole, senza trascurare il lato estetico, particolarmente importante in questo genere di lavori.

L'onere relativo ai giunti è compreso nei prezzi unitari per cui è ad esclusivo carico dell'Impresa.

#### - Stagionatura:

Durante il periodo di stagionatura i getti dovranno essere preservati da possibilità di urti, vibrazioni e sollecitazioni di ogni genere.

L'Impresa dovrà inoltre prendere le precauzioni idonee ad evitare un rapido prosciugamento delle superfici dei getti ed osservare tutte le prescrizioni che proverranno dalla D.L..

La D.L. avrà la piena facoltà di prelevare, quando lo ritenga opportuno, campioni di materiale o di conglomerato da sottoporre ad esami e prove di laboratorio. Potranno anche essere prelevati campioni di muratura già stagionata per effettuare su di essi le prove di compressione.

Sia per le prove che per i prelevamenti varranno le "Norme per l'esecuzione delle opere in conglomerato cementizio semplice o armato" di cui al D.M. 9.1.1996

Il numero e la frequenza delle prove verranno stabiliti dalla D.L. secondo l'importanza ed il tipo dei lavori.

Le prove verranno eseguite a spese dell'Impresa e le modalità di esse saranno fissate dalla Direzione dei lavori. Nel caso la resistenza dei provini assoggettati a prove nei laboratori di cantiere risulti inferiore a quello indicato nei disegni approvati dal Direttore dei lavori, questi potrà, a suo insindacabile giudizio, ordinare la sospensione dei getti dell'opera interessata, in attesa dei risultati delle prove dei laboratori ufficiali.

Qualora anche tale valore fosse inferiore a quello di progetto occorre procedere, a cura e spese dell'Appaltatore, ad un controllo teorico e/o sperimentale della struttura interessata dal quantitativo di calcestruzzo carente, sulla base della resistenza ridotta, oppure ad una verifica della resistenza con prove complementari, o con prelievo di provini per carotaggio direttamente dalle strutture, oppure con altri strumenti e metodi di gradimento dalla Direzione lavori. Tali controlli formeranno oggetto di apposita relazione nella quale sia dimostrato che, ferme restando le ipotesi di vincolo e di carico delle strutture, la resistenza caratteristica è ancora compatibile con le sollecitazioni di progetto, secondo la destinazione d'uso dell'opera e in conformità delle leggi in vigore.

Se tale relazione sarà approvata dal Direttore dei lavori il calcestruzzo verrà contabilizzato in base al valore della resistenza caratteristica risultante.

Qualora tale resistenza non risulti compatibile con le sollecitazioni di progetto, l'Appaltatore sarà tenuto a sua cura e spese, alla demolizione e rifacimento dell'opera oppure all'adozione di quei provvedimenti che la Direzione dei lavori riterrà di approvare formalmente.

Nessun indennizzo o compenso sarà dovuto all'Appaltatore se il valore della resistenza caratteristica del calcestruzzo risulterà maggiore di quanto previsto.

Oltre ai controlli relativi alla resistenza caratteristica di cui sopra, il Direttore dei lavori potrà, a suo insindacabile giudizio, e a complete spese dell'Appaltatore, disporre tutte le prove che riterrà necessarie, e in particolare le seguenti:

- a) prova del cono di cui all'App. E della U.N.I. 7163-79;
- b) prova del dosaggio di cemento di cui alla U.N.I. 6393-72 e alla U.N.I. 6394-69;

- c) prova del contenuto d'aria di cui alla U.N.I. 6395-72;
- d) prova del contenuto di acqua;
- e) prova di omogeneità in caso di trasporto con autobetoniera;
- f) prova di resistenza a compressione su campioni cilindrici prelevati con carotaggio da strutture già stagionate;
- g) prova di resistenza a compressione con sclerometro.

## **FERRO PER L'ARMATURA DEL CALCESTRUZZO**

Il ferro per l'armatura del calcestruzzo sarà costituito da barre di acciaio tondo, da barre di acciaio ad aderenza migliorata, da fili di acciaio armonico e dovrà avere le caratteristiche di cui al D.M. vigente al momento dell'appalto.

Il diametro dei ferri non potrà essere superiore a 30 mm.

Il ferro delle armature dovrà essere esente da olio, vernici, grasso, scaglie di fucinazione e ruggine sparsa o permanente al momento della posa in opera.

Qualora la piegatura fosse necessaria, le barre dovranno essere piegate a regola d'arte, a freddo. Le barre presentanti fessure o fenditure alla piegatura saranno rifiutate.

Tutta l'armatura dovrà essere posta in opera accuratamente nelle posizioni indicate nei disegni e solidamente mantenute durante le operazioni di gettata e di costipamento del calcestruzzo.

I tondini saranno legati alle intersezioni e la distanza dalle pareti delle casseforme e tra i vari strati della armatura dovrà essere assicurata da opportuni tiranti, blocchetti di malta prefabbricata, distanziatori, ganci di sospensione o altri dispositivi approvati.

La posa in opera e la legatura di qualsiasi sezione dell'armatura dovrà essere approvata dalla D.L. prima di procedere alla gettata del calcestruzzo.

## **ACCIAIO**

Le strutture in acciaio dovranno rispondere alle norme seguenti: D.M. 4 maggio 1990; Circ. Min. LL. PP. n. 20977 dell'11 novembre 1980; D.M. 9 gennaio 1996. L'Appaltatore è tenuto a presentare, a sua cura e spese e con la firma del progettista e la propria, prima della fornitura dei materiali e in tempo utile per l'esame e l'approvazione del Direttore dei lavori: il progetto esecutivo e la relazione tecnica completa dei calcoli di stabilità, con le verifiche anche per la fase di trasporto e messa in opera; il progetto esecutivo delle opere di fondazione e degli apparecchi di appoggio della struttura; il progetto delle saldature, per il quale è fatto obbligo all'Appaltatore di avvalersi, a sua cura e spese, della consulenza dell'Istituto Italiano della Saldatura (I.I.S.), oppure del Registro Italiano Navale (R.I.NA), con la redazione di apposita relazione da allegare al progetto.

### Elementi strutturali in acciaio

L'Appaltatore dovrà comunicare per iscritto al Direttore dei lavori, prima dell'approvvigionamento, la provenienza dei materiali, in modo da consentire i controlli, anche nell'officina di lavorazione, secondo quanto prescritto dal D.M. 9 gennaio 1996, dalle norme U.N.I. e da altre norme eventualmente interessanti i materiali di progetto.

Il Direttore dei lavori si riserva il diritto di far eseguire un premontaggio in officina per quelle strutture o parti di esse che riterrà opportuno, procedendo all'accettazione provvisoria dei materiali entro 10 giorni dalla comunicazione dell'Appaltatore di ultimazione dei vari elementi. Prima del collaudo finale l'Appaltatore dovrà presentare una relazione dell'I.I.S. (o del R.I.N.A.) che accerti i controlli effettuati in corso d'opera sulle saldature e relative modalità e strumentazioni.

Durante le varie fasi, dal carico al trasporto, scarico, deposito, sollevamento e montaggio, si dovrà avere la massima cura affinché non vengano superati i valori di sollecitazione, sia generali, sia locali, indotti dalle varie operazioni rispetto a quelli verificati nel progetto per ciascuna singola fase, ad evitare deformazioni che possano complicare le operazioni finali di messa in opera.

Particolari cautele saranno attuate ad evitare effetti deformativi dovuti al contatto delle funi e apparecchi di sollevamento.

I fori che risultino disassati andranno alesati, e qualora il diametro del foro risulti superiore anche alla tolleranza di cui al D.M. 9 gennaio 1996, si avrà cura di impiegare un bullone di diametro superiore. Nei collegamenti in cui l'attrito contribuisce alla resistenza di calcolo dell'elemento strutturale si prescrive la sabbiatura a metallo bianco non più di due ore prima dell'unione. Nelle unioni bullonate l'Appaltatore effettuerà un controllo di serraggio sul 10% del numero dei bulloni alla presenza del Direttore dei lavori.

