

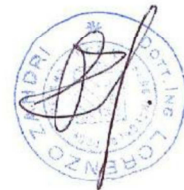
COMUNE DI FANO

(Provincia di Pesaro e Urbino)

OGGETTO: LAVORI DI DEMOLIZIONE E RICOSTRUZIONE COPERTURA TRIBUNA CENTRALE STADIO MANCINI DI FANO

RELAZIONE SPECIALISTICA STRUTTURALE

STUDIO TECNICO: DOTT. ING. LORENZO ZANDRI
ZNDLNZ46D01D488E
VIA DE' BORGOGELLI 30 FANO (PU) 61032
0721.802635/ 320.1574635



STUDIO TECNICO: DOTT. ING. LORENZO ZANDRI
ZNDLNZ46D01D488E
VIA DE' BORGOGELLI 30 FANO (PU) 61032
0721.802635/ 320.1574635



OGGETTO: DEMOLIZIONE E RICOSTRUZIONE COPERTURA TRIBUNA CENTRALE STADIO MANCINI
DI FANO

RELAZIONE SPECIALISTICA STRUTTURALE

Capitolo 1. Relazione generale

La presente relazione si riferisce al progetto strutturale delle opere di seguito descritte inquadrando tale progetto in relazione alle normative citate.

1.1. Descrizione generale dell'opera

1.1.1. Caratteristiche della costruzione

1.1.1.1. Localizzazione

L'edificio in esame è ubicato nel comune di Fano, in provincia di Pesaro e Urbino, nella regione Marche

Il comune di Fano è in zona 2 secondo l'OPCM 3274 e succ. modificazioni.

L'edificio in esame verrà costruito a una quota di 12 m. s. l. m., ad una distanza di 5 km dalla costa.

1.1.1.2. Descrizione

La struttura è in acciaio e comprende tredici telai trasversali, costituiti da colonne a doppia sezione scatolare rettangolare. Nella parte terminale esse assumono una forma tronco piramidale, divenendo il vertice in cui convergono i tiranti che agganciano le travi scatolari che sostengono la copertura in arcarecci e pannelli di lamiera. La struttura è stabilizzata da un tirante verticale posteriore, che come quelle in copertura è realizzato con uno scatolare di sezione quadrata.

Le fondazioni sono costituite da pali trivellati del diametro di 60cm, ai quali, tramite piastre e tirafondi, sono fissati le colonne e i tiranti verticali.

1.2. Caratteristiche geologiche del sito

Per quanto attiene le caratteristiche geologiche del sito si fa riferimento alla relazione geologica.

1.3. Classe d'uso della costruzione e vita utile di servizio

La costruzione, soggetta ad azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, è definita con una classe d'uso III e cioè :

"Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi."

Con una vita nominale di 50 anni, un coefficiente d'uso pari a 1,5 e un periodo di riferimento per l'azione sismica pari a $V_R=75$

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE IN ELEVAZIONE

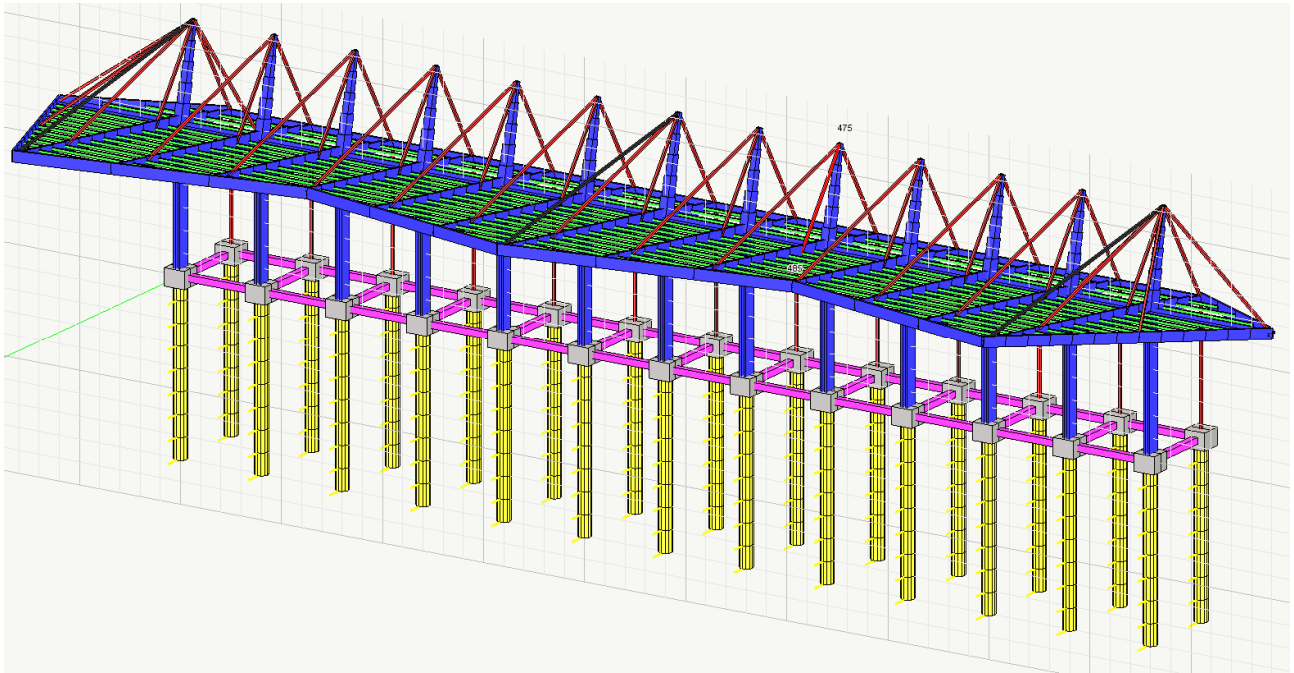
1. Concezione strutturale

In questo capitolo sono indicati i criteri che sono stati alla base della concezione strutturale.

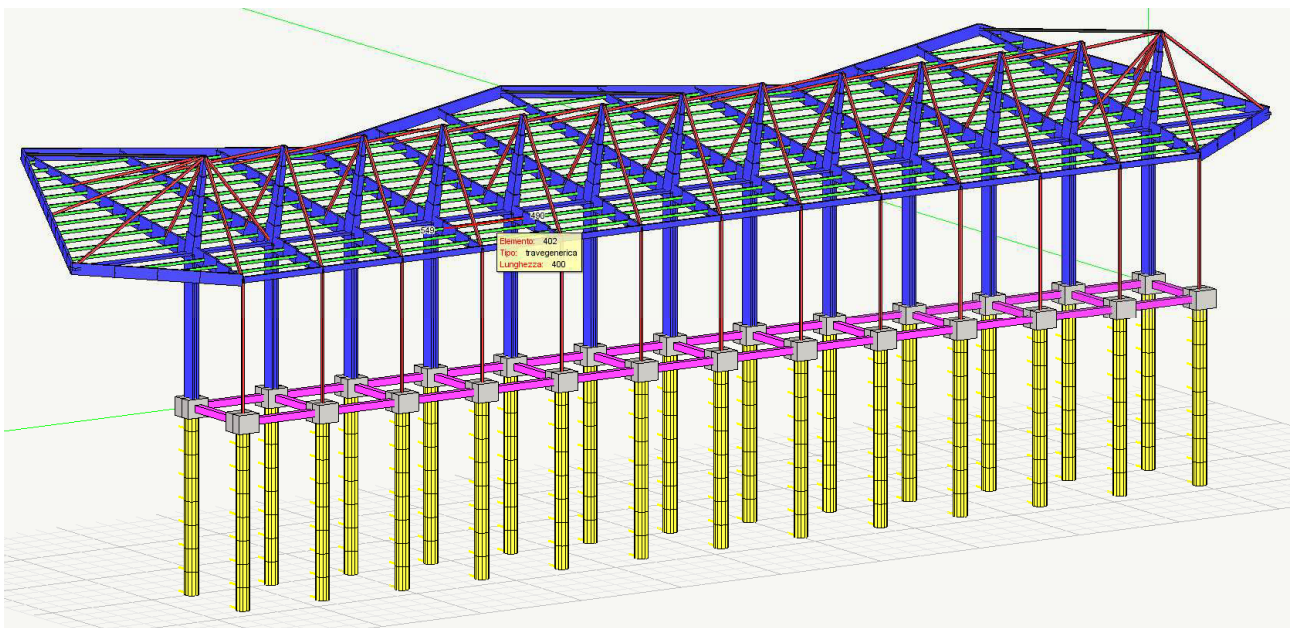
Di seguito si riporta una breve descrizione della struttura.

Struttura intelaiata in acciaio S275 JR.

Dal punto di vista strutturale l'edificio in oggetto è organizzato come telaio di un piano e più campate.



Vista anteriore



Vista posteriore

La struttura è realizzata con criteri tali da permetterne una bassa capacità dissipativa e quindi rientrare nella classe di duttilità alta CD"B". (DM 17/01/2018).

2. Normative applicate

Le normative prese a riferimento nella stesura della presente relazione sono:

D.M. 17/01/2018 "Norme tecniche per le costruzioni"

Circolare 26/02/2009 "Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al DM 14/01/2008"

3. Unità di misura e simbologia

Nei calcoli della relazione si farà uso di unità di misura congruenti con le unità di misura utilizzate nei programmi di calcolo e verifica utilizzati, nella fattispecie quelle utilizzate nel programma Nòlian:

per i carichi:	kg/cm
per i momenti:	kgxcm
per i tagli e sforzi normali:	kg
per le tensioni:	kg/cm ²
per gli spostamenti	cm

4. Misura della sicurezza

In questo capito sono indicati i criteri adottati per le misure della sicurezza.

4.1. Criteri di calcolo

I calcoli e le verifiche sono condotti con il *criterio semiprobabilistico degli stati limite* secondo i metodi indicati nelle norme indicate nel capitolo Normative Applicate.

4.2. Coefficienti parziali dei carichi

Si riportano i coefficienti di combinazione utilizzati

	g1	g2	y0	y1	y2	y3
Combinazione	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Permanente	1.3	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Permanente non strutt.	1.5	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Sismico SLV	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Sismico SLD	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Sismico SLO	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Sismico SLC	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Torcente SLV	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Torcente SLD	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Torcente SLO	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Torcente SLC	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Cat. A: Residenziale	1.5	1.0	0.7	0.5	0.3	0.3
Cat. B: Uffici	1.5	1.0	0.7	0.5	0.3	0.3
Cat. C: Affollamento	1.5	1.0	0.7	0.7	0.6	0.6
Cat. D: Commerciale	1.5	1.0	0.7	0.7	0.6	0.6
Cat. E: Magazzini	1.5	1.0	1.0	0.9	0.8	0.8
Cat. F: Rimesse (<30kN)	1.5	1.0	0.7	0.7	0.6	0.6
Cat. G: Rimesse (>30kN)	1.5	1.0	0.7	0.5	0.3	0.3
Cat. H: Copertura	1.5	1.0	0.0	0.0	0.0	0.2
Neve (q<1000)	1.5	1.0	0.5	0.2	0.0	0.0
Neve (q>1000)	1.5	1.0	0.7	0.5	0.2	0.0
Vento	1.5	0.0	0.6	0.2	0.0	0.0
Temperatura	1.5	0.0	0.6	0.5	0.0	0.0

dove:

□₁ è il coefficiente parziale per i carichi permanenti

- ψ_2 è il coefficiente parziale per i carichi permanenti in fase di sisma
- ψ_0 è il coefficiente parziale per i carichi variabili in caso di combinazione "rara"
- ψ_1 è il coefficiente parziale per i carichi variabili in caso di combinazione "frequente"
- ψ_2 è il coefficiente parziale per i carichi variabili in caso di combinazione "quasi permanente"
- ψ_3 è il coefficiente parziale per i carichi variabili in caso di combinazione con il sisma

4.3. Coefficienti di combinazione dei carichi permanenti, variabili

Si riporta la Tab. 2.6.1 delle Norme tecniche delle costruzioni. In essa sono contenuti i coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente ψ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli sfavorevoli	ψ_{G1}	0,9 1,1	1,0 1,3	1,0 1,0
Carichi permanenti non strutturali(1)	favorevoli sfavorevoli	ψ_{G2}	0,0 1,5	0,0 1,5	0,0 1,3
Carichi variabili	favorevoli sfavorevoli	ψ_{Qi}	0,0 1,5	0,0 1,5	0,0 1,3
(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.					

Nella Tab. 2.6.1 il significato dei simboli è il seguente:

- ψ_{G1} coefficiente parziale del peso proprio della struttura, nonché del peso proprio del terreno e dell'acqua, quando pertinenti;
- ψ_{G2} coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;
- ψ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili.

Nel caso in cui l'azione sia costituita dalla spinta del terreno, per la scelta dei coefficienti parziali di sicurezza valgono le indicazioni riportate nel Cap. 6.

Il coefficiente parziale della precompressione si assume pari a $\psi_P = 1,0$.

5. Schematizzazione della struttura

In questo capitolo sono riportati i criteri seguiti nella schematizzazione della struttura, dei vincoli, e delle sconnessioni con particolare attenzione rivolta ai problemi riguardanti l'interazione tra terreno e struttura.

5.1. Il modello della struttura

Il modello è costituito da 805 nodi e da 1100 elementi.

Nel modello vi sono:

1100.0 elementi lineari a due nodi

Il tipo di elementi impiegati è il seguente:

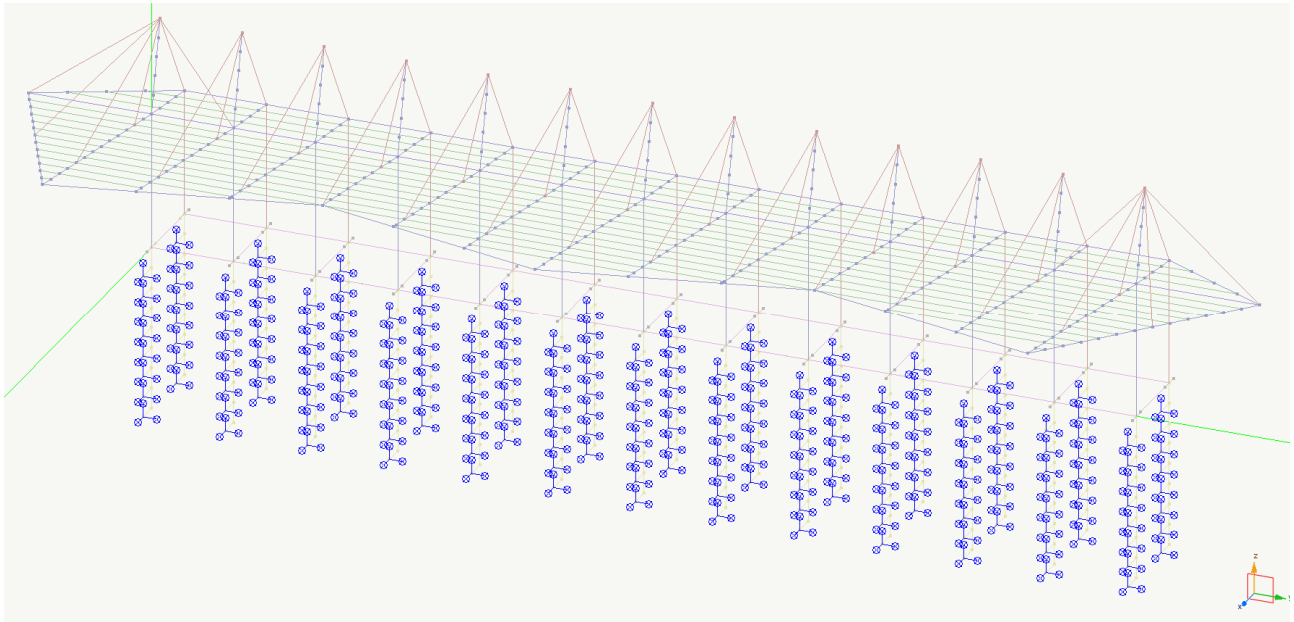
595.0 elementi trave a sezione generica

89.0 elementi trave a sezione rettangolare

208.0 elementi travi poligonali

208.0 elementi boundary

I vincoli esterni imposti alla struttura sono riportati nel seguente schema di vincolamento della struttura.



Nella struttura non è stato impiegato il metodo Master-Slave per modellare impalcati rigidi.

6. Azioni

In questo capitolo vengono definite le azioni di progetto utilizzate nella struttura.

6.1. Carichi permanenti e variabili

6.1.1. Peso proprio della struttura

Il peso proprio della struttura viene calcolato automaticamente in funzione dei pesi specifici di ogni singolo materiale utilizzato e delle dimensioni delle sezioni.

I valori dei pesi specifici utilizzati sono in accordo con la tabella 3.1.I del DM 17/01/2018.

6.1.2. Carichi permanenti e variabili unitari agenti sui solai (P.to 3.1 DM 17/01/2018)

Di seguito vengono riportati i carichi permanenti e variabili unitari agenti sui diversi solai della struttura. I carichi variabili sono in accordo con la tabella 3.1.II e l'incidenza dei divisori interni è valutata in accordo col P.to 3.1.3.1. del DM17/01/2018.

Solaio copertura

Totale carichi strutturali (G1) :		50kg/m ²
Totale carichi non strutturali (G2) :		7850kg/m ³
		30 kg/m ²
Variabili:	Neve	120kg/m ²

6.2. Forze indotte dalla pressione del terreno

In caso di presenza delle pareti del cantinato le spinte del terreno sono calcolate considerando una distribuzione lineare crescente con la profondità ottenute dalle tensioni litostatiche moltiplicate per un opportuno coefficiente di spinta orizzontale K valutato caso per caso in funzione dell'angolo di attrito del terreno posto a tergo delle pareti. La spinta dovuta al carico variabile sul terrapieno viene calcolata moltiplicando tale carico per il medesimo coefficiente K.

6.3. Forze indotte dalla pressione dell'acqua

In caso di presenza delle pareti del cantinato in falda, le spinte dell'acqua sono calcolate considerando una

distribuzione lineare crescente con la profondità ottenute dalle pressioni verticali dell'acqua moltiplicate per un opportuno coefficiente di spinta orizzontale $K=1.00$

6.4. Azione da sisma

6.4.1. Localizzazione geografica

L'edificio sorge nel comune di Roma ed ha le seguenti coordinate geografiche:

Latitudine	Longitudine
43.844	13.018

6.4.2. Categoria del sottosuolo

Il sottosuolo è stato classificato di categoria B: Depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille consistenti.

6.4.3. Categoria topografica

Il sottosuolo è stato classificato di categoria T1: superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i = 15^\circ$.

6.4.4. Classe di duttilità

La struttura dell'edificio è realizzata con strutture a telaio di un piano ed è stata progettata con i criteri specifici della classe di duttilità bassa.

6.4.5. Regolarità della struttura

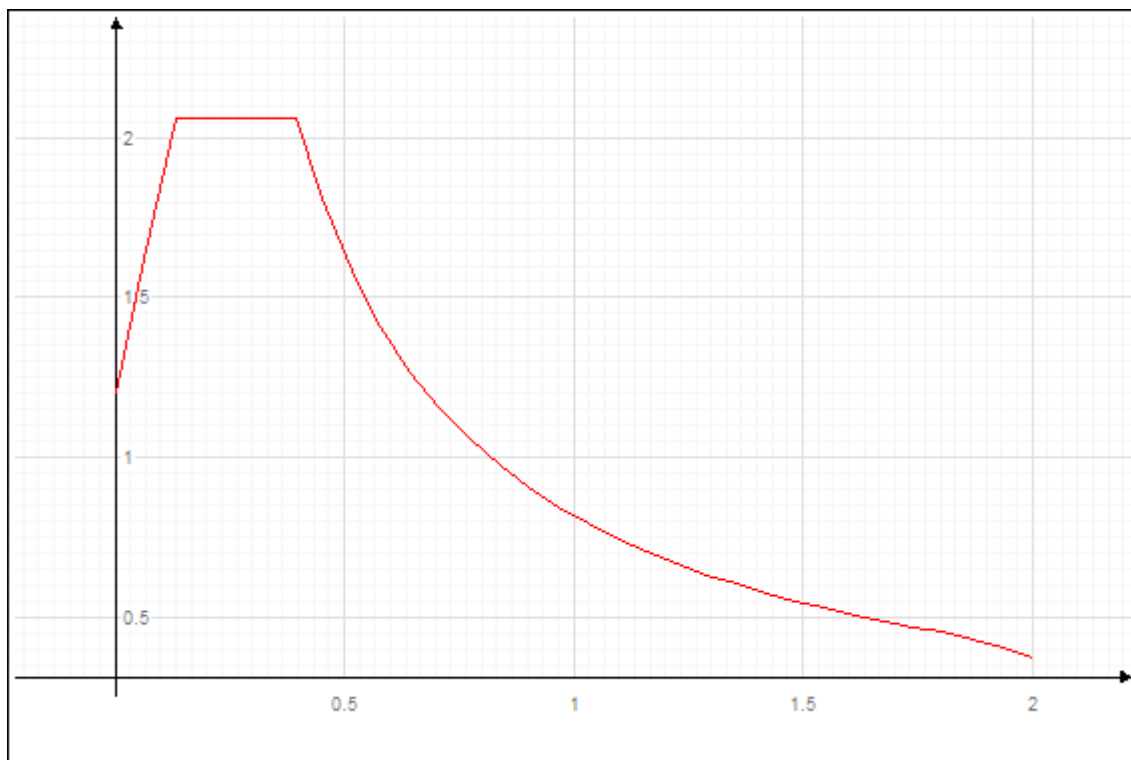
La struttura in esame per le sue particolarità è stata considerata dal progettista, non regolare in pianta e non regolare in elevazione.

6.4.6. Analisi spettrale

L'analisi spettrale è condotta per le seguenti condizioni dinamiche:

Nome della condizione dinamica	Nome dello spettro	Acc. X	Acc. Y	Acc. Z	
Dinamica SLDh X	SLDh	59.223	0.000	0.000	
Dinamica SLDh Y	SLDh	0.000	59.223	0.000	
Dinamica SLVh X	SLVh	177.161	0.000	0.000	
Dinamica SLVh Y	SLVh	0.000	177.161	0.000	
Dinamica SLOh X	SLOh	45.368	0.000	0.000	
Dinamica SLOh Y	SLOh	0.000	45.368	0.000	

Sono stati impiegati i seguenti spettri di risposta:

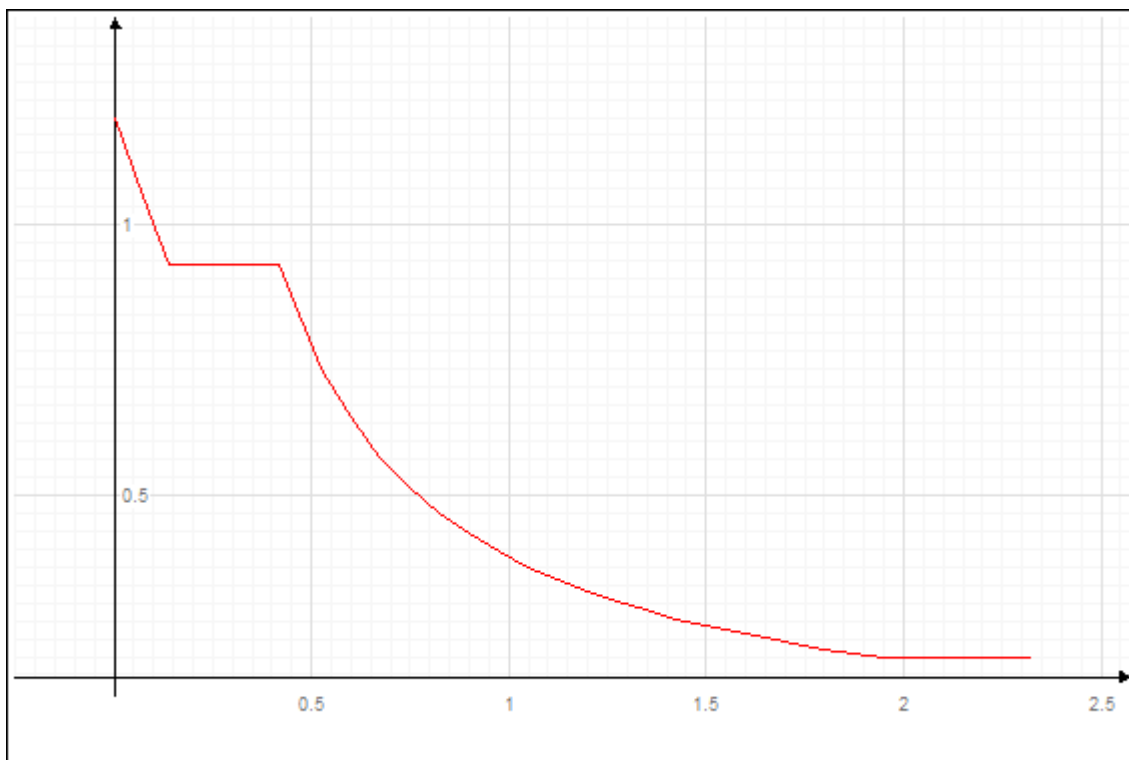


Spettro: SLDh.

I parametri utilizzati per la generazione dello spettro su riportato sono riassunti nella seguente tabella:

Tipo	Ag/g	Tc	Fo	S	Fattore di comportamento q
Stato Limite di Danno	0.060	0.279	2.581	1.200	1.500

dove: Ag/g è la accelerazione parametrica, tc è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, Fo è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, $S=S_s \cdot S_c$ è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche.

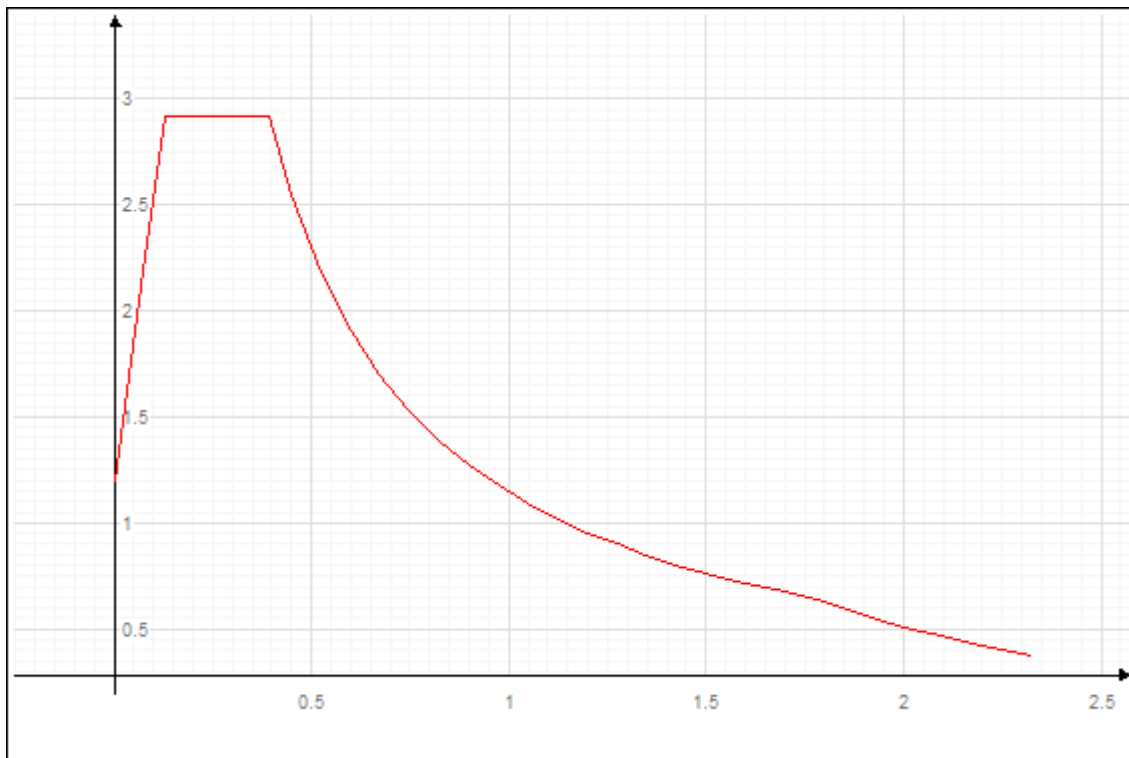


Spettro: SLVh.

I parametri utilizzati per la generazione dello spettro su riportato sono riassunti nella seguente tabella:

Tipo	A_g/g	T_c	F_0	S	Fattore di comportamento q
Stato Limite di salvaguardia della Vita	0.181	0.297	2.469	1.200	3.200

dove: A_g/g è la accelerazione parametrica, t_c è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, F_0 è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, $S=S_s \cdot S_c$ è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche.



Spettro: SLOh.

I parametri utilizzati per la generazione dello spettro su riportato sono riassunti nella seguente tabella:

Tipo	A_g/g	T_c	F_o	S	Fattore di comportamento q
Stato Limite di Operatività	0.046	0.275	2.435	1.200	1.000

dove: A_g/g è la accelerazione parametrica, t_c è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, F_o è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, $S=S_s \cdot S_c$ è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche.

6.5. Azione della neve

L'area oggetto dell'intervento è classificata dalla vigente normativa in zona III ed ha una altezza del suolo a_s sul livello del mare pari a 10.000m.

In base a ciò il carico di neve al suolo $q_{sk}=1.500\text{KN/mq}$.

Il carico neve sulla copertura q_s viene determinato come:

$$q_s=m \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

in cui m è il coefficiente di forma della copertura, che dipende dall'inclinazione del piano di falda della copertura stessa, C_E è il coefficiente di esposizione, C_t è il coefficiente termico.

Nel caso in esame tale angolo è sempre compreso tra 0° e 30° cui corrisponde un valore di m pari a 0.80.

Per un ambiente con topografia normale si assume C_E (coefficiente di esposizione) = 1.00

In assenza di specifici studi il coefficiente termico $C_t = 1.00$

Il carico neve sulla copertura senza tenere conto di particolari analisi di accumulo della neve vale quindi:

$$q_s = 0.80 \cdot 1.500 = 1.20 \text{ KN/mq.}$$

6.6. Azione del vento

L'azione del vento è calcolata secondo quanto previsto dal DM 17/01/2018 al punto 3.3.

6.6.1. Definizione della zona (macrozonazione)

La determinazione dell'azione del vento sulla costruzione parte dalla individuazione della velocità di riferimento V_b . In mancanza di specifiche ed adeguate indagini statistiche tale valore non può essere inferiore al valore fornito dall'espressione:

$$V_b = V_{b,0} \cdot c_a \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

dove:

$V_{b,0}$ è la velocità base di riferimento al livello del mare, assegnata nella Tab. 3.3.I delle NTC in funzione della zona in cui sorge la costruzione;

c_a è il coefficiente di altitudine fornito dalla relazione:

$$\begin{aligned} c_a &= 1 & \text{per } a_s \leq a_0 \\ c_a &= 1 + K_s(a_s/a_0 - 1) & \text{per } a_0 \leq a_s \leq 1500 \text{ m} \end{aligned}$$

a_0 , K_s : sono parametri forniti dalla tabella 3.3.I NTC 2018 legati alla regione in cui sorge la costruzione
 a_s è l'altitudine sul livello del mare (in m) del sito dove sorge la costruzione

nel caso in esame:

Regione	a_s
Marche	10.000

Da cui si ricava

zona	$V_{b,0}(\text{m/s})$	$a_0(\text{m})$	K_s	c_a
3.000	27.000	500.000	0.370	1.000

e quindi:

$$V_b = 27.000$$

6.6.2. Periodo di ritorno

In mancanza di specifiche ed adeguate indagini statistiche, la velocità di riferimento del vento $V_R(T_R)$ riferita ad un generico periodo di ritorno è data dall'espressione:

$$V_r = V_b \cdot c_r$$

dove:

V_b = velocità di riferimento ($T_R = 75$ anni)

$$\alpha_R = 0.75 \sqrt{1 - 0.2 \cdot \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T_R} \right) \right]}$$

per:

$T_R=75$ anni

$C_R=1.001$

si ha:

$$V_b=1.001 \times 27.000=27.020 \text{ m/s}$$

6.6.3. Coefficiente di esposizione

Il coefficiente di esposizione dipende dall'altezza. in assenza di analisi specifiche la formula da utilizzare è:

$$C_e(z)=k_r^2 C_t \ln(z/z_0) \ln[7+C_t \ln(z/z_0)]$$
$$C_e(z)=C_e(z_{\min})$$

nel nostro caso:

Zona	Rugosità	Categoria
3.000	A	I

Categoria	k_r	$Z_0(\text{m})$	$Z_{\min}(\text{m})$
I	0.170	0.010	2.000

Il coefficiente di esposizione delle pressioni è pari a :

$$C_e(18.900)=3.171$$

$$C_e(2.000)=1.883$$

6.6.4. Pressione cinetica del vento

La pressione cinetica di riferimento

$$q_r=1/2 * \rho * V_r^2=$$

dove ρ =densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1,25 kg/m³

V_r = Velocità di riferimento

$$q_r=456.294 \text{ N/m}^2$$

6.6.5. Pressione del vento

Per l'edificio in esame di altezza pari a 11.000m il valore di c_p è funzione della struttura.

In questo caso:

$c_p=+0.8$ pareti sopravvento

$c_p=-0.4$ pareti sottovento e copertura piana o con inclinazione < 20°

da cui si ottiene la pressione del vento:

- per pareti sopravvento

$$p_f(18.900)=C_p * C_e * q_b=1157.570 \text{ N/m}^2$$

$$p_f(2.000)=C_p * C_e(z_{\min}) * q_b=687.410 \text{ N/m}^2$$

- pareti sottovento e copertura piana o con inclinazione < 20°

$$p_f(18.900)=c_p \cdot c_e \cdot q_b = -578.785 \text{ N/m}^2$$

$$p_f(2.000)=c_p \cdot c_e(z_{\min}) \cdot q_b = -343.705 \text{ N/m}^2$$

6.6.6. Azione del vento e azione sismica

Ritenendo che il vento non sia trascurabile rispetto all'azione sismica i valori sopra calcolati sono stati assegnati alla struttura mediante le opportune condizioni di carico descritte nella presente relazione.

6.7. Azioni eccezionali

Vista la concezione strutturale dell'edificio, i materiali e i dettagli costruttivi adottati si ritiene di non dover effettuare verifiche specifiche nei riguardi delle azioni eccezionali quali urto, esplosione e incendio.

6.8. Ripartizione dei carichi unitari dei solai

In questa struttura i solai non sono modellati come elementi strutturali. Pertanto i carichi agenti sui solai devono essere attribuiti agli elementi strutturali di competenza. I carichi agenti sui solai sono quindi ripartiti sulle travi sulle quali insistono secondo i casi a giudizio del progettista o con un modello a trave continua o mediante ripartizione per aree di influenza.

6.9. Tipizzazione di carichi

Nella seguente tabella si riporta la associazione delle condizioni di carico ai tipi di carico che sono stati utilizzati nel presente progetto ai fini della generazione delle corrette combinazioni di carico.

Nome carico	Tipo carico associato
(1) VENTO	Vento
(1) NEVE	Neve ($q < 1000$)
(1) PERM. NON STRUTT.	Permanente non strutt.
(1) PESO PROPRIO	Permanente
(1) Dinamica SLDh X	Sismico SLD
(1) Dinamica SLDh Y	Sismico SLD
(1) Dinamica SLVh X	Sismico SLV
(1) Dinamica SLVh Y	Sismico SLV
(1) Dinamica SLOh X	Sismico SLO
(1) Dinamica SLOh Y	Sismico SLO

6.10. Sistema di masse corrispondenti alle azioni statiche

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_k + \sum (\psi_{Ei} \cdot Q_{ki})$$

ψ_{Ei} è il coefficiente di combinazione dell'azione variabile Q_i che tiene conto che tutti i carichi $\psi_{Ei} \cdot Q_{ki}$ siano presenti sull'intera struttura in occasione del sisma e si ottiene moltiplicando ψ_{2i} per ϕ .

I valori di ψ_{2i} , ϕ sono riportati nel capitolo della Misura della Sicurezza.

6.10.1. Distribuzione accidentale delle masse

Gli effetti torsionali accidentali sono tenuti in conto applicando ad ogni piano un momento torcente calcolato come:

$$M_i = F_i \times e_{ai}$$

dove:

F_i sono le forze statiche equivalenti al sisma calcolate in base a quanto definito al punto 7.3.3.2 del DM 17/01/2018

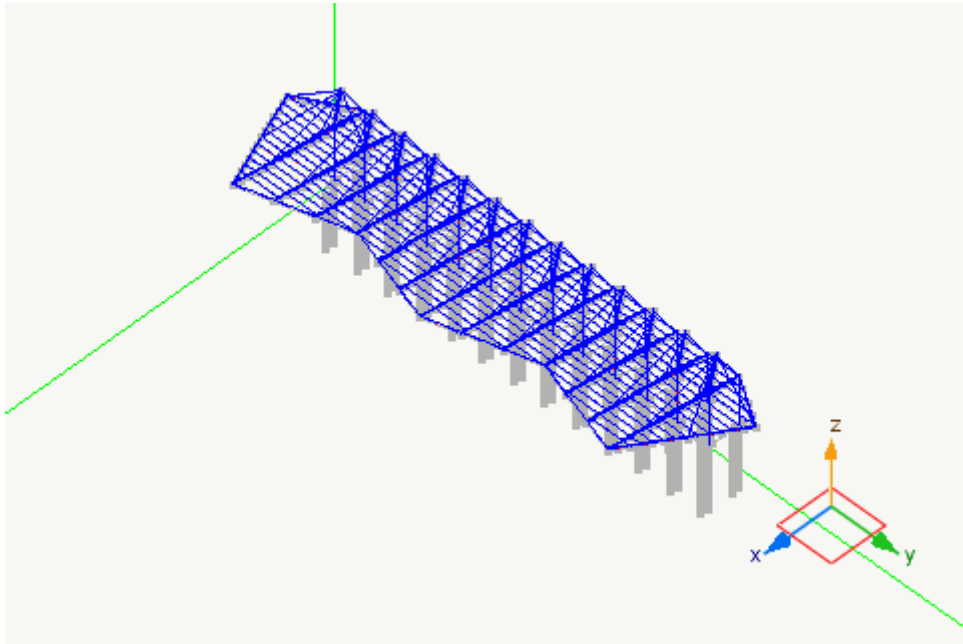
e_{ai} è l'eccentricità definita al punto 7.2.6 del DM 17/01/2018

6.11. Condizioni di carico

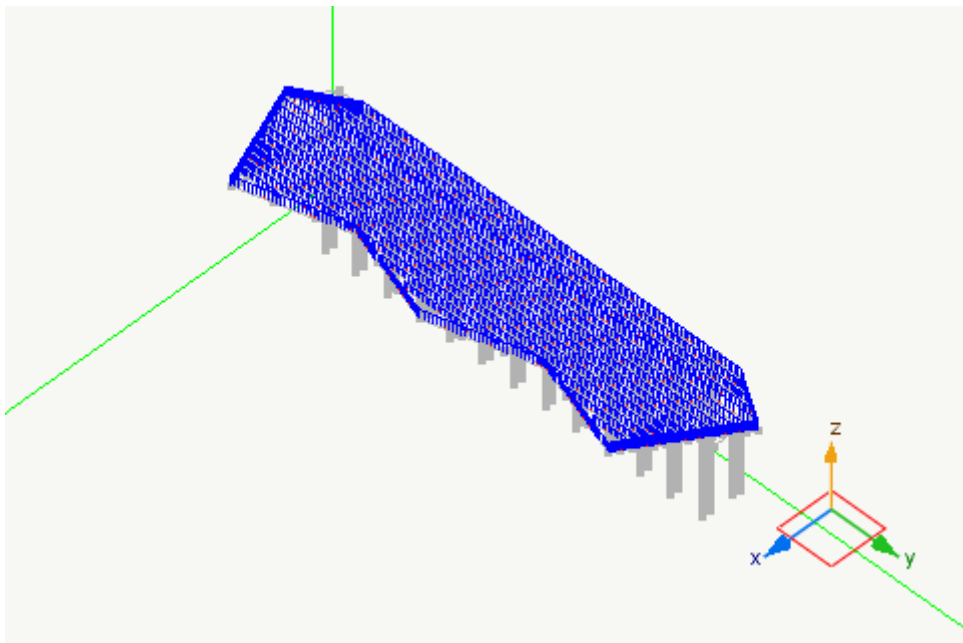
I nomi delle condizioni di carico statiche impiegate sono i seguenti:

- 1) PESO PROPRIO
- 2) PERM. NON STRUTT.
- 3) NEVE
- 4) VENTO

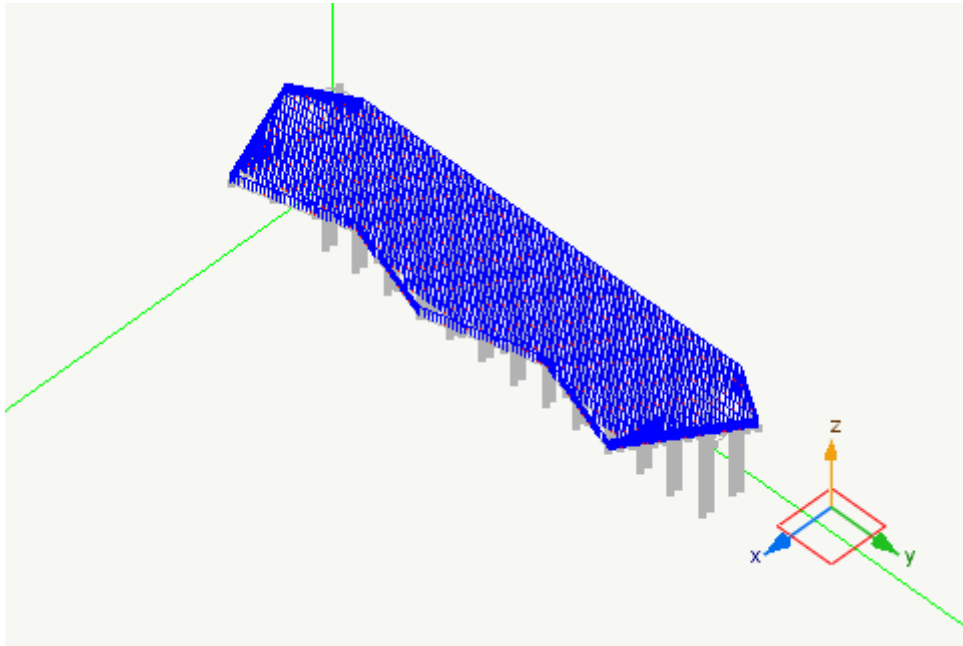
Di seguito si riportano i grafici dei carichi delle condizioni di carico statiche enumerate sopra:



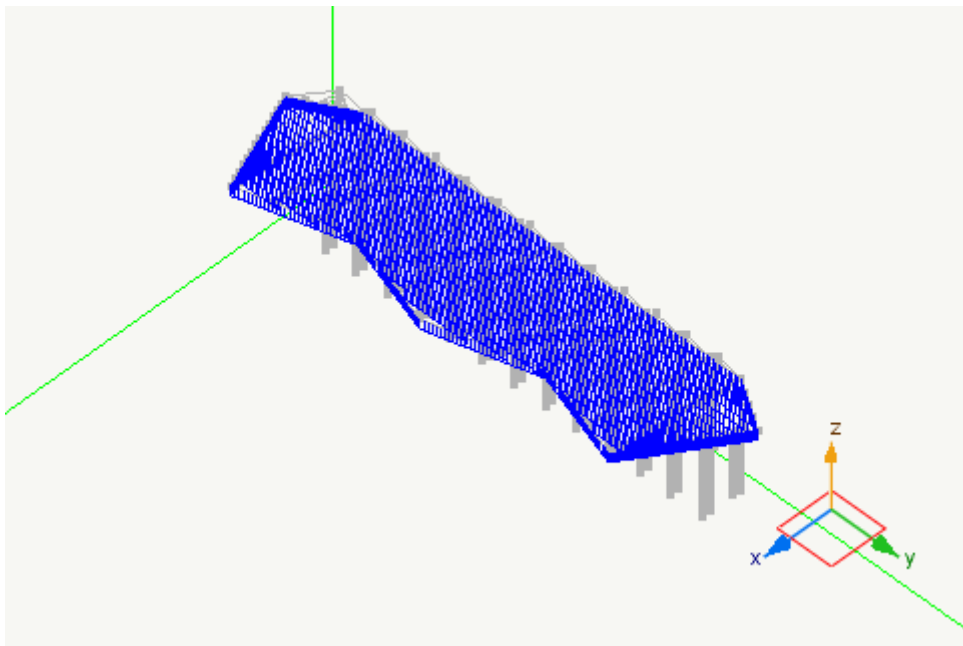
Condizione di carico: PESO PROPRIO: Grafico dei carichi



Condizione di carico: PERM. NON STRUTT.: Grafico dei carichi



Condizione di carico: NEVE: Grafico dei carichi



Condizione di carico: VENTO: Grafico dei carichi

6.12. Le combinazioni di carico

Per le strutture metalliche sono state prese in considerazione le combinazioni di carico di seguito elencate.

Le combinazioni di danno considerate sono:

- 0.30 * (1) Dinamica SLDh Y + 1.00 * (1) PESO PROPRIO + -1.00 * (1) Dinamica SLDh X
- 0.30 * (1) Dinamica SLDh Y + 1.00 * (1) PESO PROPRIO + 1.00 * (1) Dinamica SLDh X
- 0.30 * (1) Dinamica SLDh Y + 1.00 * (1) PESO PROPRIO + -1.00 * (1) Dinamica SLDh X
- 0.30 * (1) Dinamica SLDh Y + 1.00 * (1) PESO PROPRIO + 1.00 * (1) Dinamica SLDh X
- 0.30 * (1) Dinamica SLDh X + 1.00 * (1) PESO PROPRIO + -1.00 * (1) Dinamica SLDh Y
- 0.30 * (1) Dinamica SLDh X + 1.00 * (1) PESO PROPRIO + 1.00 * (1) Dinamica SLDh Y
- 0.30 * (1) Dinamica SLDh X + 1.00 * (1) PESO PROPRIO + -1.00 * (1) Dinamica SLDh Y
- 0.30 * (1) Dinamica SLDh X + 1.00 * (1) PESO PROPRIO + 1.00 * (1) Dinamica SLDh Y

Per gli elementi in cemento armato monodimensionali sono state prese in considerazione le combinazioni di carico di seguito elencate.

Le combinazioni di carico di servizio considerate sono le seguenti:

1.00 * (1) PERM. NON STRUTT. + 1.00 * (1) PESO PROPRIO
0.20 * (1) VENTO + 1.00 * (1) PERM. NON STRUTT. + 1.00 * (1) PESO PROPRIO
0.20 * (1) NEVE + 1.00 * (1) PERM. NON STRUTT. + 1.00 * (1) PESO PROPRIO
1.00 * (1) PERM. NON STRUTT. + 1.00 * (1) PESO PROPRIO
1.00 * (1) VENTO + 0.50 * (1) NEVE + 1.00 * (1) PERM. NON STRUTT. + 1.00 * (1) PESO PROPRIO
0.60 * (1) VENTO + 1.00 * (1) NEVE + 1.00 * (1) PERM. NON STRUTT. + 1.00 * (1) PESO PROPRIO
1.00 * (1) PERM. NON STRUTT. + 1.00 * (1) PESO PROPRIO

Le combinazioni di carico di danno considerate sono le seguenti:

-0.30 * (1) Dinamica SLDh Y + 1.00 * (1) PESO PROPRIO + -1.00 * (1) Dinamica SLDh X
-0.30 * (1) Dinamica SLDh Y + 1.00 * (1) PESO PROPRIO + 1.00 * (1) Dinamica SLDh X
0.30 * (1) Dinamica SLDh Y + 1.00 * (1) PESO PROPRIO + -1.00 * (1) Dinamica SLDh X
0.30 * (1) Dinamica SLDh Y + 1.00 * (1) PESO PROPRIO + 1.00 * (1) Dinamica SLDh X
-0.30 * (1) Dinamica SLDh X + 1.00 * (1) PESO PROPRIO + -1.00 * (1) Dinamica SLDh Y
-0.30 * (1) Dinamica SLDh X + 1.00 * (1) PESO PROPRIO + 1.00 * (1) Dinamica SLDh Y
0.30 * (1) Dinamica SLDh X + 1.00 * (1) PESO PROPRIO + -1.00 * (1) Dinamica SLDh Y
0.30 * (1) Dinamica SLDh X + 1.00 * (1) PESO PROPRIO + 1.00 * (1) Dinamica SLDh Y
-0.30 * (1) Dinamica SLDh Y + 1.00 * (1) PERM. NON STRUTT. + 1.00 * (1) PESO PROPRIO + -1.00 * (1) Dinamica SLDh X
-0.30 * (1) Dinamica SLDh Y + 1.00 * (1) PERM. NON STRUTT. + 1.00 * (1) PESO PROPRIO + 1.00 * (1) Dinamica SLDh X
0.30 * (1) Dinamica SLDh Y + 1.00 * (1) PERM. NON STRUTT. + 1.00 * (1) PESO PROPRIO + -1.00 * (1) Dinamica SLDh X
0.30 * (1) Dinamica SLDh Y + 1.00 * (1) PERM. NON STRUTT. + 1.00 * (1) PESO PROPRIO + 1.00 * (1) Dinamica SLDh X
-0.30 * (1) Dinamica SLDh X + 1.00 * (1) PERM. NON STRUTT. + 1.00 * (1) PESO PROPRIO + -1.00 * (1) Dinamica SLDh Y
-0.30 * (1) Dinamica SLDh X + 1.00 * (1) PERM. NON STRUTT. + 1.00 * (1) PESO PROPRIO + 1.00 * (1) Dinamica SLDh Y
0.30 * (1) Dinamica SLDh X + 1.00 * (1) PERM. NON STRUTT. + 1.00 * (1) PESO PROPRIO + -1.00 * (1) Dinamica SLDh Y
0.30 * (1) Dinamica SLDh X + 1.00 * (1) PERM. NON STRUTT. + 1.00 * (1) PESO PROPRIO + 1.00 * (1) Dinamica SLDh Y

Le combinazioni di progetto considerate sono:

-0.30 * (1) Dinamica SLVh Y + 1.00 * (1) PESO PROPRIO + -1.00 * (1) Dinamica SLVh X
-0.30 * (1) Dinamica SLVh Y + 1.00 * (1) PESO PROPRIO + 1.00 * (1) Dinamica SLVh X
0.30 * (1) Dinamica SLVh Y + 1.00 * (1) PESO PROPRIO + -1.00 * (1) Dinamica SLVh X
0.30 * (1) Dinamica SLVh Y + 1.00 * (1) PESO PROPRIO + 1.00 * (1) Dinamica SLVh X

$-0.30 * (1) \text{ Dinamica SLVh X} + 1.00 * (1) \text{ PESO PROPRIO} + -1.00 * (1) \text{ Dinamica SLVh Y}$
 $-0.30 * (1) \text{ Dinamica SLVh X} + 1.00 * (1) \text{ PESO PROPRIO} + 1.00 * (1) \text{ Dinamica SLVh Y}$
 $0.30 * (1) \text{ Dinamica SLVh X} + 1.00 * (1) \text{ PESO PROPRIO} + -1.00 * (1) \text{ Dinamica SLVh Y}$
 $0.30 * (1) \text{ Dinamica SLVh X} + 1.00 * (1) \text{ PESO PROPRIO} + 1.00 * (1) \text{ Dinamica SLVh Y}$
 $1.50 * (1) \text{ VENTO} + 0.75 * (1) \text{ NEVE} + 1.00 * (1) \text{ PESO PROPRIO}$
 $0.90 * (1) \text{ VENTO} + 1.50 * (1) \text{ NEVE} + 1.00 * (1) \text{ PESO PROPRIO}$
 $1.00 * (1) \text{ PESO PROPRIO}$
 $-0.30 * (1) \text{ Dinamica SLVh Y} + 1.00 * (1) \text{ PERM. NON STRUTT.} + 1.00 * (1) \text{ PESO PROPRIO} + -1.00 * (1) \text{ Dinamica SLVh X}$
 $-0.30 * (1) \text{ Dinamica SLVh Y} + 1.00 * (1) \text{ PERM. NON STRUTT.} + 1.00 * (1) \text{ PESO PROPRIO} + 1.00 * (1) \text{ Dinamica SLVh X}$
 $0.30 * (1) \text{ Dinamica SLVh Y} + 1.00 * (1) \text{ PERM. NON STRUTT.} + 1.00 * (1) \text{ PESO PROPRIO} + -1.00 * (1) \text{ Dinamica SLVh X}$
 $0.30 * (1) \text{ Dinamica SLVh Y} + 1.00 * (1) \text{ PERM. NON STRUTT.} + 1.00 * (1) \text{ PESO PROPRIO} + 1.00 * (1) \text{ Dinamica SLVh X}$
 $-0.30 * (1) \text{ Dinamica SLVh X} + 1.00 * (1) \text{ PERM. NON STRUTT.} + 1.00 * (1) \text{ PESO PROPRIO} + -1.00 * (1) \text{ Dinamica SLVh Y}$
 $-0.30 * (1) \text{ Dinamica SLVh X} + 1.00 * (1) \text{ PERM. NON STRUTT.} + 1.00 * (1) \text{ PESO PROPRIO} + 1.00 * (1) \text{ Dinamica SLVh Y}$
 $0.30 * (1) \text{ Dinamica SLVh X} + 1.00 * (1) \text{ PERM. NON STRUTT.} + 1.00 * (1) \text{ PESO PROPRIO} + -1.00 * (1) \text{ Dinamica SLVh Y}$
 $0.30 * (1) \text{ Dinamica SLVh X} + 1.00 * (1) \text{ PERM. NON STRUTT.} + 1.00 * (1) \text{ PESO PROPRIO} + 1.00 * (1) \text{ Dinamica SLVh Y}$
 $1.50 * (1) \text{ VENTO} + 0.75 * (1) \text{ NEVE} + 1.50 * (1) \text{ PERM. NON STRUTT.} + 1.30 * (1) \text{ PESO PROPRIO}$
 $0.90 * (1) \text{ VENTO} + 1.50 * (1) \text{ NEVE} + 1.50 * (1) \text{ PERM. NON STRUTT.} + 1.30 * (1) \text{ PESO PROPRIO}$
 $1.50 * (1) \text{ PERM. NON STRUTT.} + 1.30 * (1) \text{ PESO PROPRIO}$

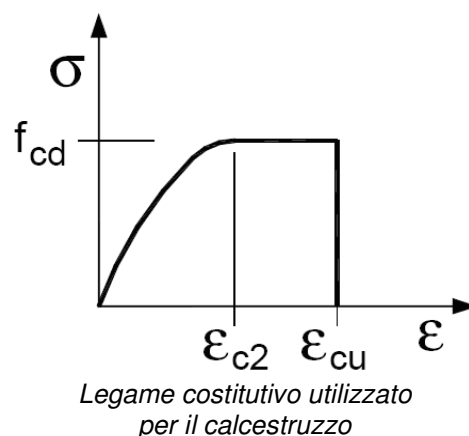
7. Legami costitutivi

In questo capitolo sono riportati i legami costitutivi adottati per la modellazione dei materiali e dei terreni.

7.1. Elementi monodimensionali

7.1.1. Conglomerato cementizio

Nella figura di seguito è rappresentato il legame costitutivo σ - ϵ adottato per il calcestruzzo negli elementi



I valori delle deformazioni utilizzati sono i seguenti:

ϵ_{c2}	ϵ_{cu}

Calcestruzzo fondazioni;

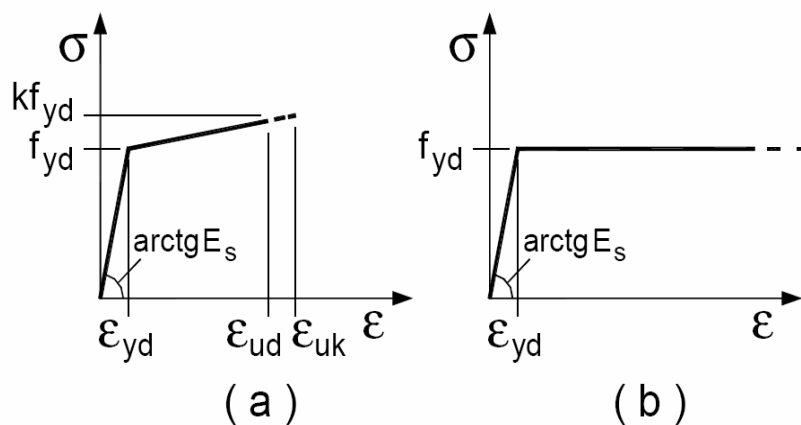
<i>Calcestruzzo tipo</i>	<i>C25/30</i>
Resistenza caratteristica cubica R_{ck}	300 kg/cm ²
Resistenza caratteristica cilindrica	249 kg/cm ²
Coeff. sicurezza parziale per il calcestruzzo	1.5
Resistenza di calcolo f_{cd}	141.10 kg/cm ²
Resistenza di calcolo a trazione f_{ctd}	12.02 kg/cm ²
Modulo elastico E	314478.0 kg/cm ²
Modulo di elasticità tangenziale G	157236.0 kg/cm ²

Calcestruzzo travi alte;

<i>Calcestruzzo tipo</i>	<i>C28/35</i>
Resistenza caratteristica cubica R_{ck}	357 kg/cm ²
Resistenza caratteristica cilindrica	296 kg/cm ²
Coeff. sicurezza parziale per il calcestruzzo	1.5
Resistenza di calcolo f_{cd}	167.86 kg/cm ²
Resistenza di calcolo a trazione f_{ctd}	13.49 kg/cm ²
Modulo elastico E	332306.21893716 kg/cm ²
Modulo di elasticità tangenziale G	166153.10946858 kg/cm ²

7.1.2. Acciaio da cemento armato

Il legame costitutivo dell'acciaio utilizzato nel calcolo negli elementi monodimensionali è definito come una bilatera con o senza incrudimento.



Legame costitutivo utilizzato per l'acciaio
Acciaio utilizzato per: Calcestruzzo fondazioni

Acciaio tipo
 Resistenza di snervamento f_{yk}

B450C
 4500.0 kg/cm²

Coeff. sicurezza parziale per l'acciaio	1.15
Resistenza di calcolo fyd	3913.04 kg/cm ²

Acciaio utilizzato per: Calcestruzzo travi alte

<i>Acciaio tipo</i>	<i>B450C</i>
Resistenza di snervamento fyk	4588.7229585 kg/cm ²
Coeff. sicurezza parziale per l'acciaio	1.15
Resistenza di calcolo fyd	3990.19 kg/cm ²

7.1.2.1. Rete elettrosaldata per elementi in c.a. e c.a.p.

Per le reti e i tralicci elettrosaldati si utilizzeranno gli acciai tipo B450C e B450A.

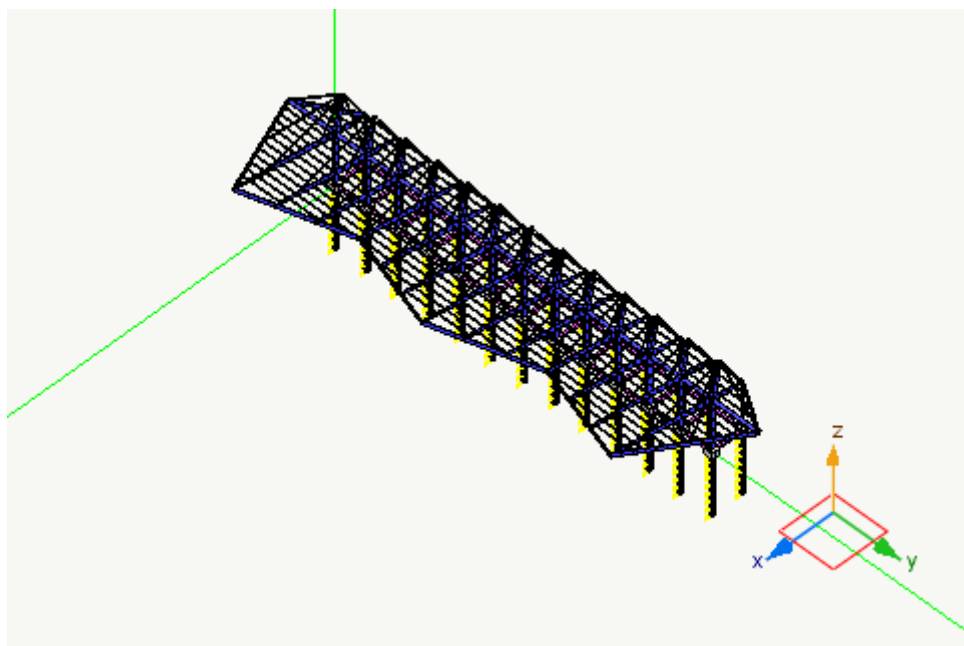
7.2. Terreno di fondazione

Il terreno è considerato a comportamento elastico lineare.

Per l'analisi strutturale si fa uso del modulo di reazione (coefficiente di sottofondo) ks pari a 5.000kg / cm³.

8. Rappresentatività del modello

La rappresentatività dei risultati ottenuti è in primo luogo assicurata dal metodo adottato che è il Metodo degli Elementi Finiti che non richiede delle significative semplificazioni del modello strutturale. Tale metodo ha permesso infatti di rappresentare tutte le particolarità strutturali con l'opportuna adeguatezza. Il modello strutturale utilizzato corrisponde inoltre alle concezioni e alle esigenze di analisi in quanto il programma di calcolo adottato per trattarlo, consente una completa verifica e diagnosi sul modello stesso di elementi finiti non avendo fasi intermedi di automazione che possano rendere poco identificabile il modello adottato.



9. Analisi condotta con ausilio di elaboratore

L'analisi è stata condotta con l'ausilio dell'elaboratore tramite il programma di calcolo Nòlian prodotto dalla Softing srl. Le caratteristiche identificative di tale programma e le caratteristiche di affidabilità sono raccolte in un apposito documento allegato.

La rappresentatività dei risultati ottenuti è in primo luogo assicurata dal metodo adottato che è il Metodo degli Elementi Finiti che non richiede delle significative semplificazioni del modello strutturale. Inoltre, come si evince dal documento relativo allegato, Nòlian è sottoposto a procedure di validazione e alcuni test di validazione e sono presenti nel documento stesso. Inoltre Nòlian è dotato di procedure automatiche di test che possono essere attivate da chiunque per verificare la corrispondenza dei risultati ai principali benchmark internazionali di validazione.

9.1. tipo di analisi svolta

Per la struttura in esame sono state eseguite:

Una analisi statica lineare per i carichi statici verticali ed orizzontali

Una analisi dinamica spettrale

10. Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

Programma di calcolo e post processori	All-In-One
Produttore	Softing s.r.l.
Versione	EWS 47 (24.09.2018) build 7266
Licenza	Licenza 2023

Programma di calcolo e post processori	All-In-One
Produttore	Softing s.r.l.
Versione	EWS 47 (24.09.2018) build 7266
Licenza	Licenza 2023

Programma di calcolo e post processori	All-In-One
Produttore	Softing s.r.l.
Versione	EWS 47 (24.09.2018) build 7266
Licenza	Licenza 2023

11. Affidabilità dei codici utilizzati

Le caratteristiche di affidabilità sono raccolte in un apposito documento allegato alla presente relazione di calcolo

12. Validazione dei codici

Vista la dimensione contenuta dell'opera, non si ritiene necessaria una validazione indipendente del calcolo strutturale.

La rappresentatività dei risultati ottenuti è in primo luogo assicurata dal metodo adottato che è il Metodo degli Elementi Finiti che non richiede delle significative semplificazioni del modello strutturale. Inoltre, come si evince dal documento relativo alla validazione lineare allegato, Nòlian è sottoposto a procedure di validazione e alcuni test di validazione e sono presenti nel documento stesso. Inoltre Nòlian è dotato di procedure automatiche di test che possono essere attivate da chiunque per verificare la corrispondenza dei risultati ai principali benchmark internazionali di validazione.

13. Presentazione dei risultati delle analisi

13.1. Risultati della analisi statica

Sulla struttura in esame è stata eseguita l'analisi statica. Nella tabella seguente si riassumono le informazioni principali:

Larghezza della semibanda della matrice	276.000
Numero di equazioni, o di righe e colonne della matrice	3582.000
numero di blocchi in cui la matrice è stata divisa	1.000
numero di equazioni di ogni blocco in cui la matrice è stata divisa	3582.000
zero algoritmico	0.000
tempo in secondi impiegato per	0.367

13.2. Risultati dell'analisi modale

Sulla struttura in esame è stata eseguita l'analisi modale. L'analisi modale consiste nel determinare le frequenze e modi propri di vibrare di un sistema a più gradi di libertà. Siano \mathbf{k} e \mathbf{m} rispettivamente le matrici di rigidità e di massa della struttura da analizzare. Se si indica con ω_n e ϕ_n rispettivamente frequenze e modi propri di vibrare, si può scrivere la relazione che ci fornisce la dinamica delle strutture che lega le grandezze appena citate:

$$[\mathbf{k} - \omega_n^2 \mathbf{m}] \phi_n = 0$$

Chiaramente \mathbf{k} e \mathbf{m} sono termini noti in quanto ricavati a priori dalle caratteristiche del sistema strutturale, ω_n e ϕ_n sono incognite. La precedente espressione può essere riscritta nel seguente modo:

$$\mathbf{k} \phi_n = \omega_n^2 \mathbf{m} \phi_n$$

questo rappresenta un problema agli autovalori e autovettori generalizzato e può essere ricondotto nella forma standard semplicemente premoltiplicando per la matrice inversa di \mathbf{m}

$$\mathbf{m}^{-1} \mathbf{k} \phi_n = \omega_n^2 \phi_n$$

La forma standard del problema è:

$$\mathbf{A} \phi = \lambda \phi$$

L'analisi modale, quindi, consiste nella risoluzione di un problema di autovalori e autovettori.

Il numero degli autovalori calcolati è pari a 32.000 e la tabella che segue contiene i valori dei periodi propri:

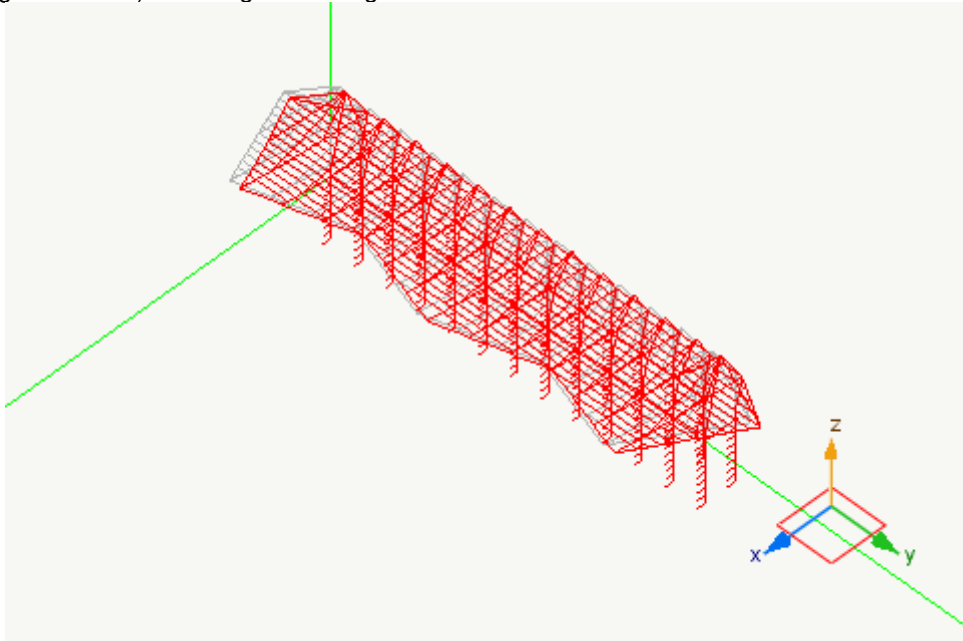
Modo	Periodo	Var. percentuale	Masse eccitate
1	1.939	0.000	45.462
2	0.483	75.110	0.573
3	0.376	22.110	32.469
4	0.337	10.340	0.182
5	0.322	4.570	15.151
6	0.294	8.680	0.001
7	0.240	18.130	0.002
8	0.234	2.870	0.087
9	0.225	3.460	0.004
10	0.223	1.310	0.001
11	0.222	0.370	0.006
12	0.222	0.070	0.006
13	0.220	0.550	0.000
14	0.219	0.510	0.001
15	0.210	4.260	0.004
16	0.205	2.340	0.017
17	0.201	2.040	0.988
18	0.185	7.910	0.048
19	0.182	1.380	0.000
20	0.144	21.290	0.000
21	0.139	2.870	0.000
22	0.137	1.610	0.022
23	0.116	15.410	0.001
24	0.113	2.700	0.000
25	0.100	11.120	0.000
26	0.097	3.680	0.000
27	0.090	6.620	0.000
28	0.073	18.630	0.001
29	0.055	24.550	0.003
30	0.052	6.800	0.000

31	0.051	0.880	0.001
32	0.048	6.730	0.002

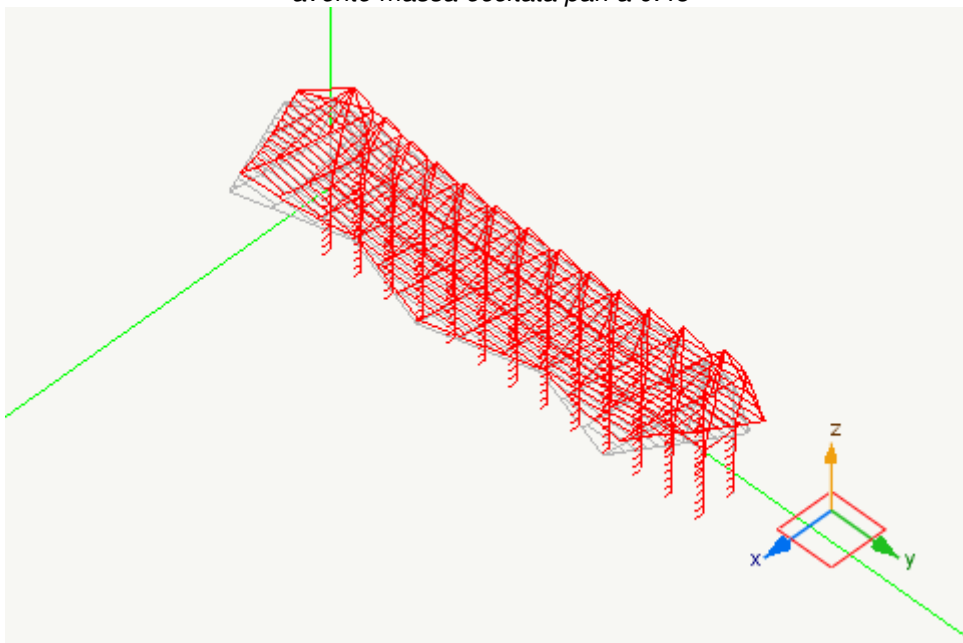
La somma delle masse relative eccitate dai modo considerati e' il 95.030% delle masse totali maggiore del 85% della massa totale e quindi il punto 7.3.3.1 della normativa risulta verificato

Siccome la variazione percentuale minima tra i periodi nel modello con spostamento è del 0.070% ed è inferiore al 10% si utilizza nel calcolo delle azioni sismiche la combinazione quadratica completa (CQC).

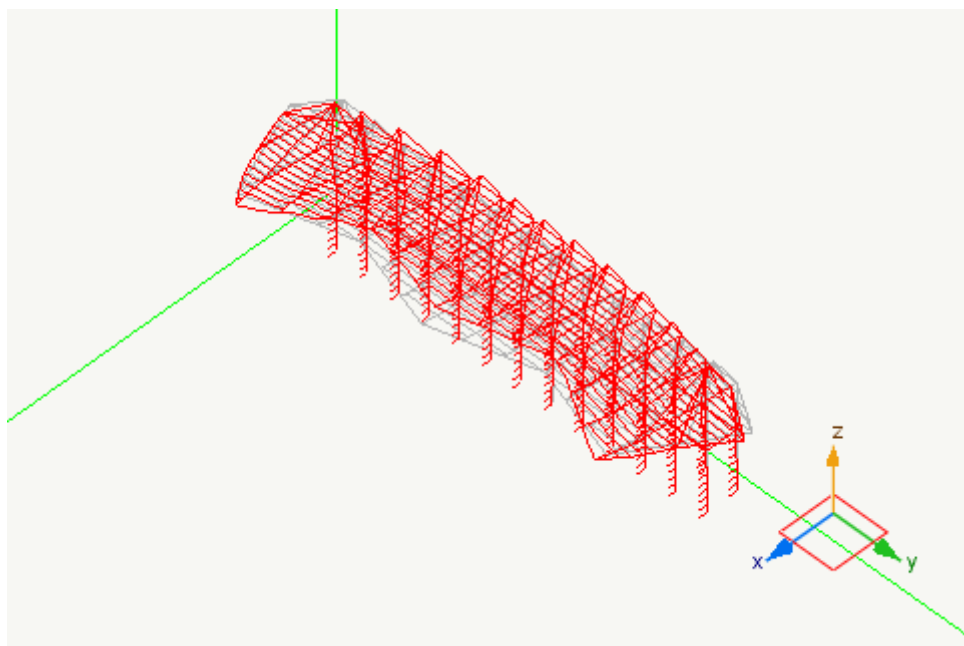
Si riportano le forme modali della struttura relative agli autovettori più significativi (solo i modi con masse eccitare maggiori del 5%) nei diagrammi seguenti.



*Rappresentazione della forma modale relativa al modo 1.0
avente massa eccitata pari a 0.45*



*Rappresentazione della forma modale relativa al modo 3.0
avente massa eccitata pari a 0.32*



*Rappresentazione della forma modale relativa al modo 5.0
avente massa eccitata pari a 0.15*

14. Valutazione dei risultati e giudizio motivato sulla loro accettabilità

Il software utilizzato permette di modellare analiticamente il comportamento fisico della struttura utilizzando la libreria disponibile di elementi finiti.

Le funzioni di visualizzazione ed interrogazione sul modello permettono di controllare sia la coerenza geometrica che le azioni applicate rispetto alla realtà fisica.

Inoltre la visualizzazione ed interrogazione dei risultati ottenuti dall'analisi quali sollecitazioni, tensioni, deformazioni, spostamenti, reazioni vincolari hanno permesso un immediato controllo con i risultati ottenuti mediante schemi semplificati di cui è nota la soluzione in forma chiusa nell'ambito della Scienza delle Costruzioni.

Si è inoltre controllato che le reazioni vincolari diano valori in equilibrio con i carichi applicati, in particolare per i valori dei taglianti di base delle azioni sismiche si è provveduto a confrontarli con valori ottenuti da modelli semplificati.

Le sollecitazioni ottenute sulle travi per i carichi verticali direttamente agenti sono stati confrontati con semplici schemi a trave continua.

Per gli elementi inflessi di tipo bidimensionale si è provveduto a confrontare i valori ottenuti dall'analisi con i valori di momento flettente ottenuti con gli schemi semplificati della Tecnica delle Costruzioni.

Si è inoltre verificato che tutte le funzioni di controllo ed autodiagnostica del software abbiano dato esito positivo.

Ciò quanto dovuto.

RELAZIONE SUI MATERIALI

1. Materiali strutturali di riferimento

Nella presente relazione sono riportati i materiali strutturali utilizzati per la struttura in oggetto.

1.1. Calcestruzzo e armatura per il cemento armato

I calcestruzzi utilizzati per la struttura oggetto della presente relazione sono i seguenti

Calcestruzzo fondazioni

<i>Calcestruzzo tipo</i>	<i>C25/30</i>
Resistenza caratteristica cubica R_{ck}	300 kg/cm ²
Resistenza caratteristica cilindrica f_{ck}	249 kg/cm ²
Coeff. sicurezza parziale per il calcestruzzo	1.5
Resistenza di calcolo f_{cd}	141.10 kg/cm ²
Resistenza di calcolo a trazione f_{ctd}	12.02 kg/cm ²
Modulo elastico E	314478 kg/cm ²
Modulo di elasticità tangenziale G	157236 kg/cm ²

<i>Acciaio tipo</i>	<i>B450C</i>
Resistenza di snervamento f_{yk}	4500 kg/cm ²
Coeff. sicurezza parziale per l'acciaio	1.15
Resistenza di calcolo f_{yd}	3913 kg/cm ²

Leganti:

Per la produzione di calcestruzzo della struttura in oggetto sono idonei si utilizzerà cemento 425 R dosato a 300 kg/mc di impasto con rapporto A/C=0.5

Aggregati:

Per la produzione di calcestruzzo della struttura in oggetto sono idonei gli aggregati ottenuti dalla lavorazione di materiali naturali, artificiali con opportuna granulometria.

1.2. Acciai strutturali

1.2.1. Acciaio laminato a caldo per profili a sezione aperta

Acciaio laminato a caldo, per profilati, barre, larghi piatti, lamiere secondo	UNIEN10025-2	S275
Tensione di snervamento $t \leq 40\text{mm}$	f_{yk}	275.000
Tensione di rottura a trazione $t \leq 40\text{mm}$	f_{tk}	430.000
Tensione di snervamento $40\text{mm} < t \leq 80\text{mm}$	f_{yk}	225.000
Tensione di rottura a trazione $40\text{mm} < t \leq 80\text{mm}$	f_{tk}	225.000

dove t = spessore nominale dell'elemento

Per le zone dissipative si applicano le seguenti regole aggiuntive:

- per gli acciai da carpenteria il rapporto fra i valori caratteristici della tensione di rottura f_{tk} (nominale) e la tensione di snervamento f_{yk} (nominale) deve essere maggiore di 1,20 e l'allungamento a rottura A5, misurato su provino standard, deve essere non inferiore al 20%;
- la tensione di snervamento massima $f_{y,max}$ deve risultare $f_{y,max} \leq 1,2 f_{yk}$;

1.2.2. Acciaio laminato a caldo per profili a sezione cava

Acciaio laminato a caldo per profilati cavi secondo	UNI EN 10210-1	S275H
Tensione di snervamento $t \leq 40\text{mm}$	f_{yk}	275.000
Tensione di rottura a trazione $t \leq 40\text{mm}$	f_{tk}	430.000
Tensione di snervamento $40\text{mm} < t \leq 80\text{mm}$	f_{yk}	255.000
Tensione di rottura a trazione $40\text{mm} < t \leq 80\text{mm}$	f_{tk}	255.000

dove t = spessore nominale dell'elemento

Per le zone dissipative si applicano le seguenti regole aggiuntive:

- per gli acciai da carpenteria il rapporto fra i valori caratteristici della tensione di rottura f_{tk} (nominale) e la tensione di snervamento f_{yk} (nominale) deve essere maggiore di 1,20 e l'allungamento a rottura A_5 , misurato su provino standard, deve essere non inferiore al 20%;
- la tensione di snervamento massima $f_{y,max}$ deve risultare $f_{y,max} \leq 1,2 f_{yk}$;

1.2.3. Saldature

Si impiegheranno per la saldatura manuale ad arco elettrodi omologati secondo UNI EN 499. Come richiesto dalla normativa vigente caratteristiche duttilità, snervamento, tenacità e resistenza in zona fusa e in zona termica alterata dovranno essere non inferiori alle caratteristiche meccaniche del materiale di base.

La composizione chimica degli acciai utilizzati e il processo di saldatura sono regolati ai punti 11.3.4.4.1 e 11.3.4.5 delle NTC

1.2.4. Viti e bulloni

Si utilizzeranno viti e bulloni ad alta resistenza conformi per le caratteristiche dimensionali alle norme UNI EN ISO 4016:2002 e UNI 5592:1968. appartenenti alle sottoindicate classi delle UNI EN ISO 898-1:2001 associate nel modo indicato:

Viti	tipo	8.800
Bulloni	tipo	8.000