ISTITUTO ALBERGHIERO "B.BUONTALENTI" di San Bartolo a Cintoia

ADEGUAMENTO PER C.P.I.

ISTITUTO ALBERGHIERO
"B.BUONTALENTI"
Via San Bartolo a Cintoia, 19/a
50142 FIRENZE

CODICE:

CUP: B12B18000000003

CODICE STR:

PROPRIETÁ:
CITTÀ METROPOLITANA
DI FIRENZE

LEGALE RAPPRESENTANTE:
RESPONSABILE DELLA DIREZIONE
Ing. G.P. Cianchi

CITTA' METROPOLITANA DI FIRENZE Direzione Edilizia

data: Dicembre 2017 Approvato con Det./Del. N°
REVISIONE:

responsabile del procedimento
Geom. Daniele Brunori

PROGETTISTA:
Geom Daniele Brunori

PROGETTAZIONI SPECIALISTICHE:

progetto strutturale:
ing. Massimo Iannelli

progetto impianto antincendio:
per.ind. Alessandro Carmannini

progetto sicurezza:
geom. Daniele Brunori

computi metrici:
geom. Daniele Brunori

COLLABORATORI:

rilievi e disegni:
Luciana Pinzani

PROGETTO ESECUTIVO

SCALA ANTINCENDIO
RELAZIONE DI CALCOLO

elaborato n°
AS3

\\FILESRV-CAV1\WORK\ARCHIVIAZIONE IMMOBILI\A_SCOLASTICI\07-BUONTALENTI\VIA_SANBARTOLOCINTOIA\07_CPI_E_PIANO2_2017\ESECUTIVO_2017\AN01_02_03_04_IDRANTI.DWG

Studio:Iannelli Ing. Massimo
Indirizzo:Via Achille Grandi, 18 - 59100 - Prato
Progettista: Dott. Ing. Massimo Iannelli
Tel: 0574 -593722
Cell. 335 349898
Email: iannellimassimo@tiscali.it

Comune di Firenze

Scala antincendio scuola Buontalenti Firenze

Committente: Città Metropolitana di Firenze

RELAZIONE DI CALCOLO

Nome file: Scala Antincendio Scuola Buontalenti 2017_11_18

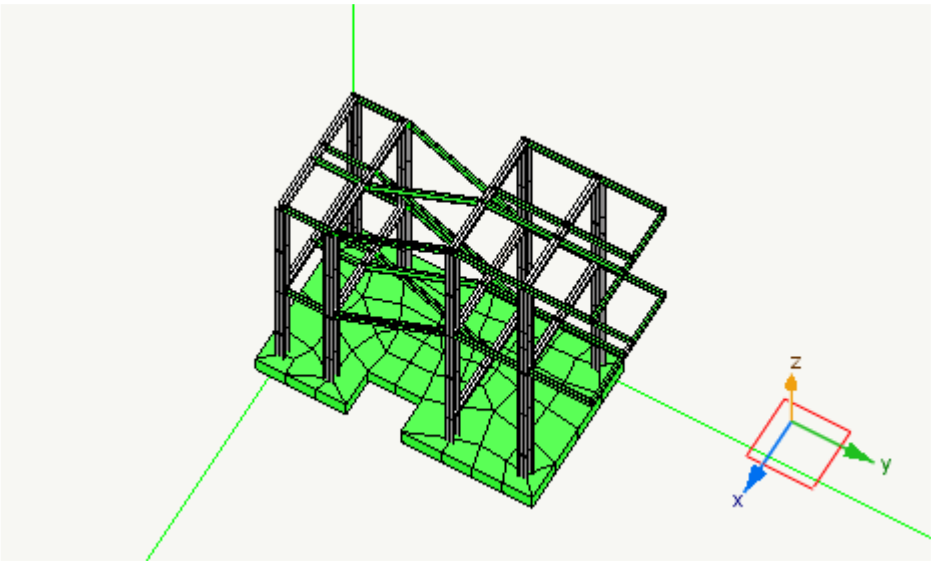
1. Concezione strutturale

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

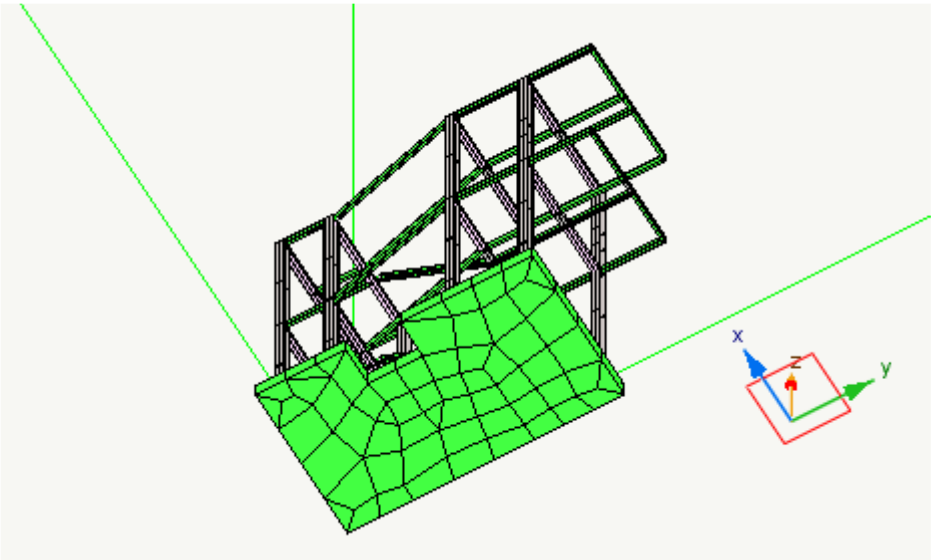
Di seguito si riporta una breve descrizione della struttura.

Struttura intelaiata in acciaio.
Fondazioni superficiali realizzate con platea.

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



Vista anteriore



Vista posteriore

La struttura è realizzata con criteri tali da permetterne una grande capacità dissipativa e quindi rientrare nella classe di duttilità alta CD"A". (DM 14-01-08 - cap. 7.2.1.).

2. Normative applicate

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

1) D.M. 14/01/2008 “Norme tecniche per le costruzioni”
2) Istruzioni per l'applicazione delle "norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 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

	$\gamma 1$	$\gamma 2$	$\psi 0$	$\psi 1$	$\psi 2$	$\psi 3$
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:

γ_1 è il coefficiente parziale per i carichi permanenti

γ_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	EQU	A1 STR	A2 GEO

		γ_F			
Carichi permanenti	favorevoli sfavorevoli	γ_{G1}	0,9 1,1	1,0 1,3	1,0 1,0
Carichi permanenti non strutturali(1)	favorevoli sfavorevoli	γ_{G2}	0,0 1,5	0,0 1,5	0,0 1,3
Carichi variabili	favorevoli sfavorevoli	γ_{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.I il significato dei simboli è il seguente:

γ_{G1} coefficiente parziale del peso proprio della struttura, nonché del peso proprio del terreno e dell'acqua, quando pertinenti;

γ_{G2} coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;

γ_{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 $\gamma_P = 1,0$.

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 e' costituto da 143 nodi e da 168 elementi.

Nel modello vi sono:

109.0 elementi lineari a due nodi

9.0 elementi piani a tre nodi

50.0 elementi piani a quattro nodi

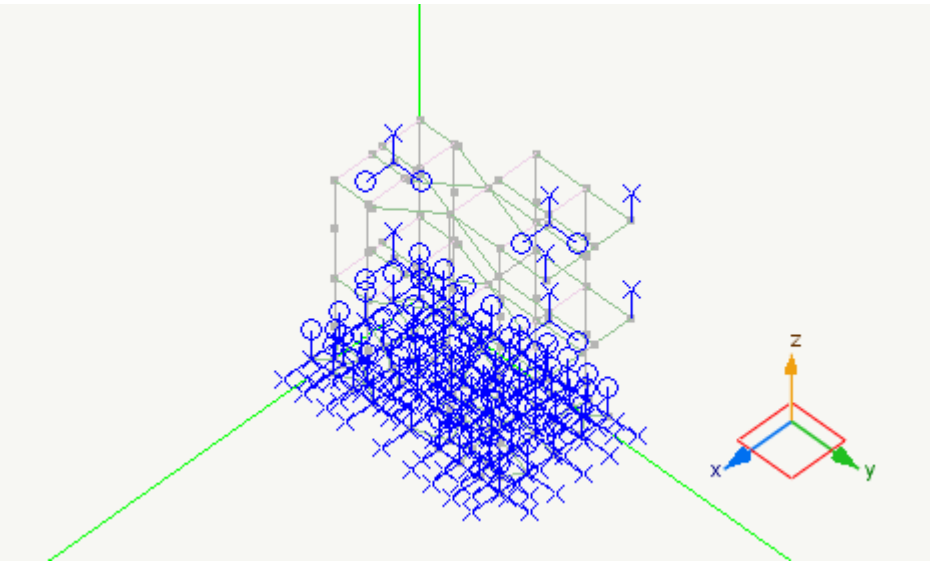
Il tipo di elementi impiegati è il seguente:

103.0 elementi trave a sezione generica

6.0 elementi rigel

59.0 elementi piastra su suolo elastico secondo Winkler

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



Nella struttura 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 14/01/2008.

6.1.2. Carichi permanenti e variabili unitari agenti sui solai (P.to 3.1 DM 14/01/2008)

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 DM14/01/2008.

solaio

peso gradini:	0.0050 kg/cm^2
Variabile:	0.0400 kg/cm^2

proprio

Peso proprio:	0.1000 kg/cm^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 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 Firenze ed ha le seguenti coordinate geografiche:

Latitudine	Longitudine
43.773	11.197

6.4.2. Categoria del sottosuolo

Il sottosuolo è stato classificato di categoria C: Depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate o di argille di media consistenza.

6.4.3. Categoria topografica

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

6.4.4. Classe di duttilità

La struttura dell'edificio è realizzata con Telaio più piani più campate ed è stata progettata con i criteri specifici della classe di duttilità alta.

6.4.5. Regolarità della struttura

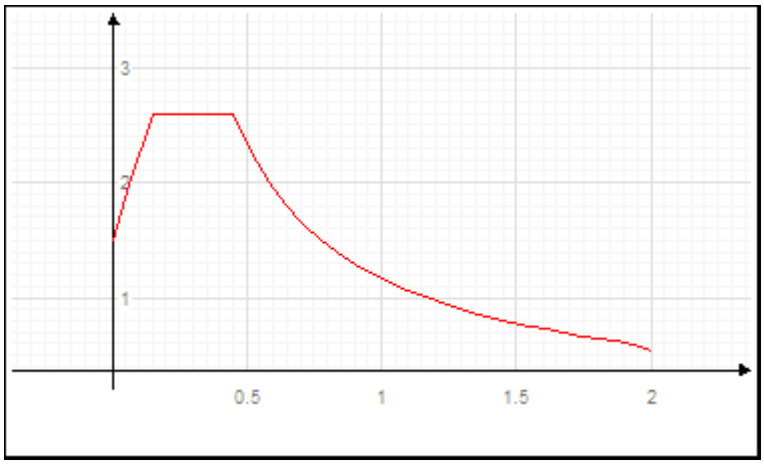
La struttura in esame per le sue particolarità è stata considerata dal progettista, regolare in pianta e regolare in elevazione.

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	68.492	0.000	0.000	
Dinamica SLDh Y	SLDh	0.000	68.492	0.000	
Dinamica SLVh X	SLVh	159.014	0.000	0.000	
Dinamica SLVh Y	SLVh	0.000	159.014	0.000	
Dinamica SLOh X	SLOh	57.227	0.000	0.000	
Dinamica SLOh Y	SLOh	0.000	57.227	0.000	

Sono stati impiegati i seguenti spettri di risposta:

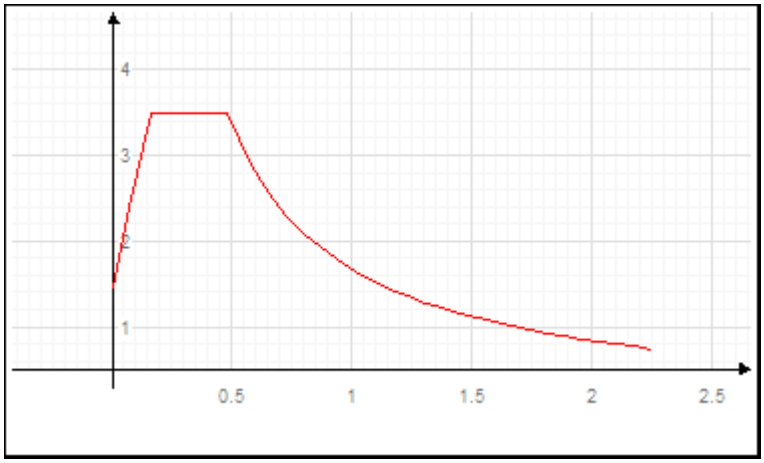


Spettro: SLDh.

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

Tipo	Ag/g	Tc	Fo	S	Fattore di struttura q
Stato Limite di Danno	0.070	0.280	2.604	1.500	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=Ss*Sc è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche.

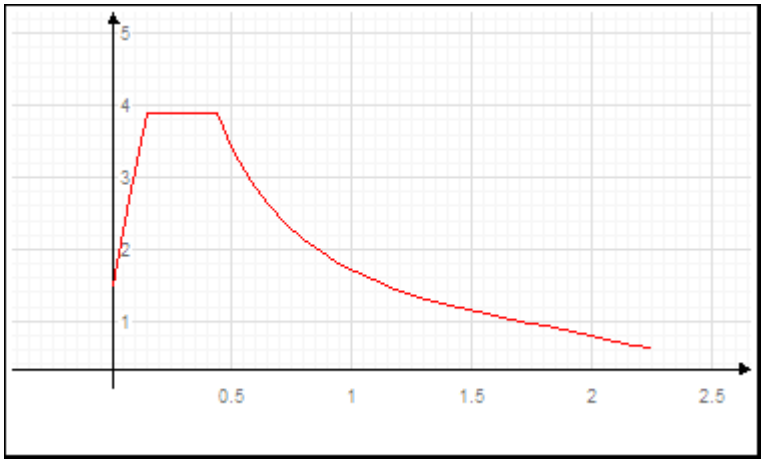


Spettro: SLVh.

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

Tipo	Ag/g	Tc	Fo	S	Fattore di struttura q
Stato Limite di salvaguardia della Vita	0.162	0.308	2.386	1.468	1.000

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=Ss*Sc 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	Ag/g	Tc	Fo	S	Fattore di struttura q
Stato Limite di Operatività	0.058	0.270	2.604	1.500	1.000

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=Ss*Sc è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche.

6.5. Azione del vento

L'azione del vento è calcolata secondo quanto previsto dal DM 14/01/2008 al punto 3.3.

6.5.1. Definizione della zona (macrozonazione)

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

Vb	=	Vb,0	per	as <= a0
Vb	=	Vb,0 + ka (as-a0)	per	a0 < as <= 1500m

dove:

Vb, a0, ka: sono parametri forniti dalla NTC 2008 legati alla regione in cui sorge la costruzione

as è l'altitudine sul livello del mare (in m)

nel caso in esame:

Regione	as
Toscana	41.000

Da cui si ricava

zona	Vb(m/s)	a0(m)	ka(1/s)	Vb
3.000	27.000	500.000	0.020	27.000

6.5.2. Periodo di ritorno

In mancanza di specifiche ed adeguate indagini statistiche, la velocità di riferimento del vento VR(TR) riferita ad un generico periodi di ritorno è data dall'espressione:

$$Vb(TR) = \alpha R \; Vb$$

dove:

Vb=velocità di riferimento (TR=50anni)

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

per:

T_R=50.000 anni
a_R=1.001
si ha:

$$V_R(T_R)=1.001x27.000=27.020m/s$$

6.5.3. Coefficiente di esposizione

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

$$c_e(z)=k_r^2 \, c_t \ln(z/z0) \ln[7+c_t \ln(z/z0)]$$

$$c_e(z=ce(z_{min})$$

nel nostro caso:

Zona	Rugosità	Categoria
3.000	A	I

Categoria	kr	Z_0(m)	Z_{min}(m)
I	0.170	0.010	2.000

Il coefficiente di esposizione delle pressioni è pari a :

$$C_e(8.530)=2.682$$

$$C_e(2.000)=1.883$$

6.5.4. Pressione cinetica del vento

$$q_b= 1/2 * \rho \ Vb(T_R)^2=$$

dove ρ=densità dell'aria = 1,25 kg/m^3

ce= coefficiente di esposizione delle pressioni

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

6.5.5. Pressione del vento

Per l'edificio in esame di altezza pari a 8.530m 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

$$p_f(8.530)=c_p*c_e*q_b=978.859\text{N/m}^2$$

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

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

$$p_f(8.530)=c_p*c_e*q_b=-489.429\text{N/m}^2$$

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

6.5.6. Azione del vento e azione sismica

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

6.6. Azione della neve

L'area oggetto dell'intervento è classificata dalla vigente normativa in zona II ed ha una altezza del suolo a_s sul livello del mare pari a 41.000m.

In base a ciò il carico di neve al suolo q_{sk}=1.000KN/mq.

Il carico neve sulla copertura q_s viene determinato come:

$$q_s=\mu*q_{sk}*C_E*C_t$$

in cui μ 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:

$$q_s= 0.80 * 1.000=0.800KN/mq.$$

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 carchi 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) variabile vento -y	Vento
(1) variabile vento +y	Vento
(1) variabile vento -x	Vento
(1) variabile vento +x	Vento
(1) Accidentale	Cat. C: Affollamento

(1) Permanente	Permanente
(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:

$$G_k + \Sigma(\psi_{Ei} \bullet Q_{ki})$$

Ψ_{Ei} è il coefficiente di combinazione dell'azione variabile Qi che tiene conto che tutti i carichi $\psi_{Ei} \bullet Q_{ki}$ 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 14/01/2008

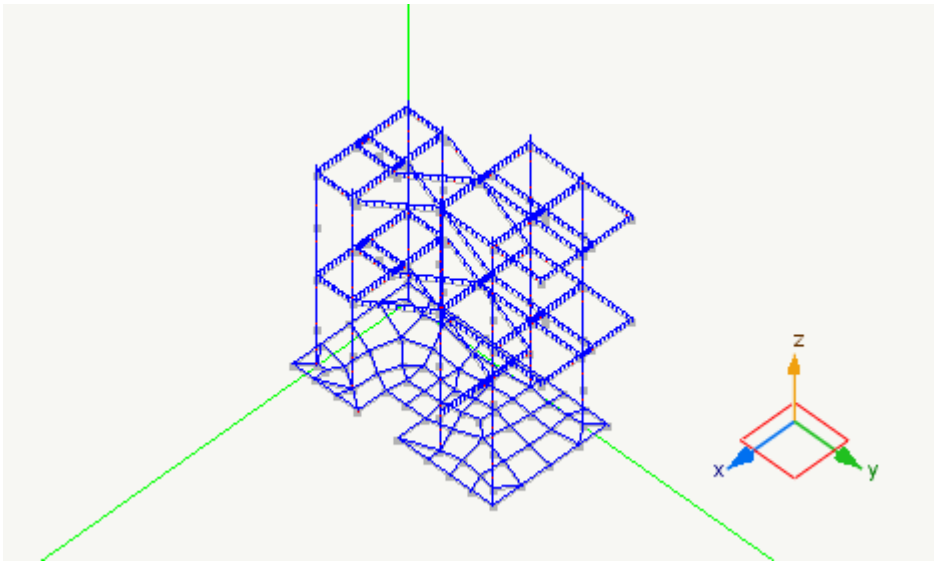
e_{ai} è l'eccentricità definita al punto 7.2.6 del DM 14/01/2008

6.11. Condizioni di carico

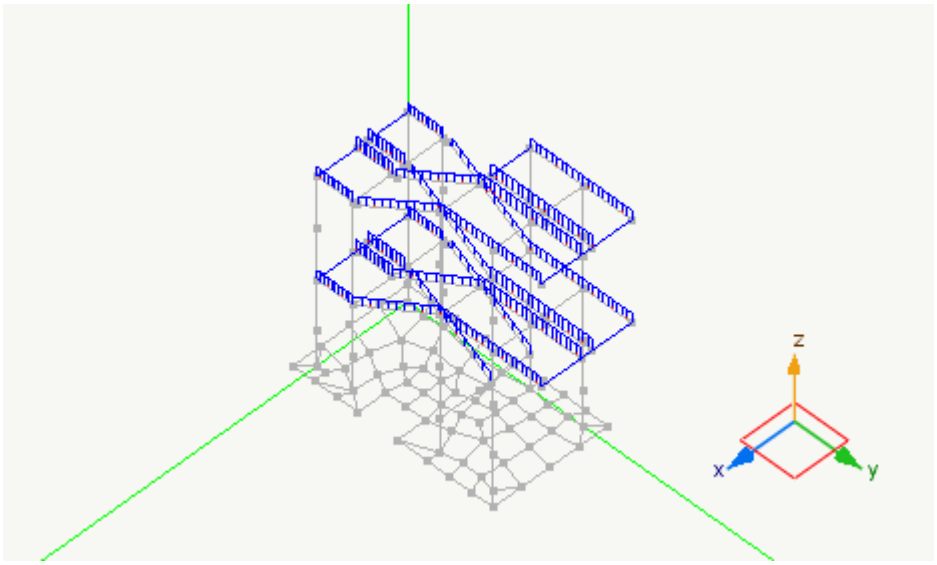
I nomi delle condizioni di carico statiche impiegate sono i seguenti:

1) Peso proprio
2) Permanente
3) Accidentale
4) variabile vento +x
5) variabile vento -x
6) variabile vento +y
7) variabile vento -y

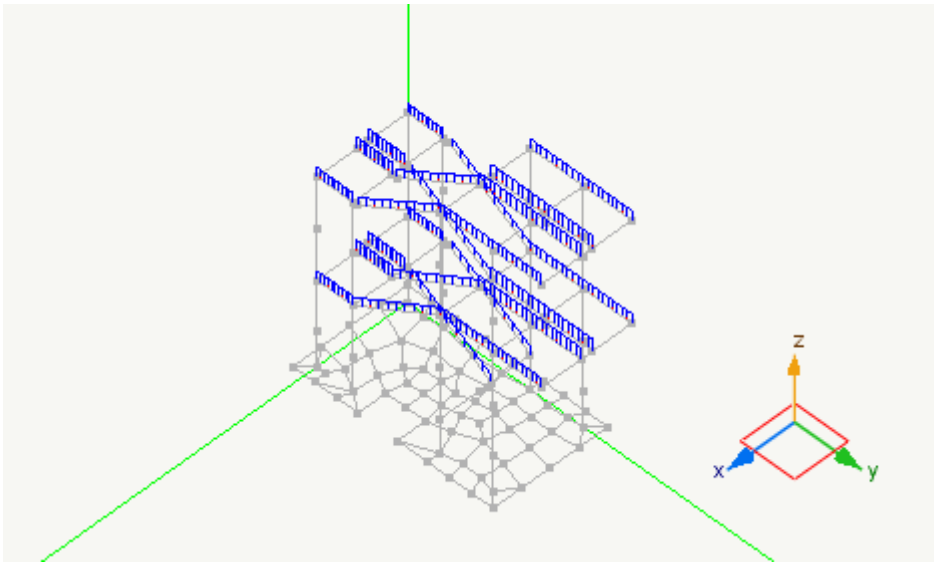
Di seguito si riportano i grafici dei carichi delle condizioni di carico statiche enumerate sopra:



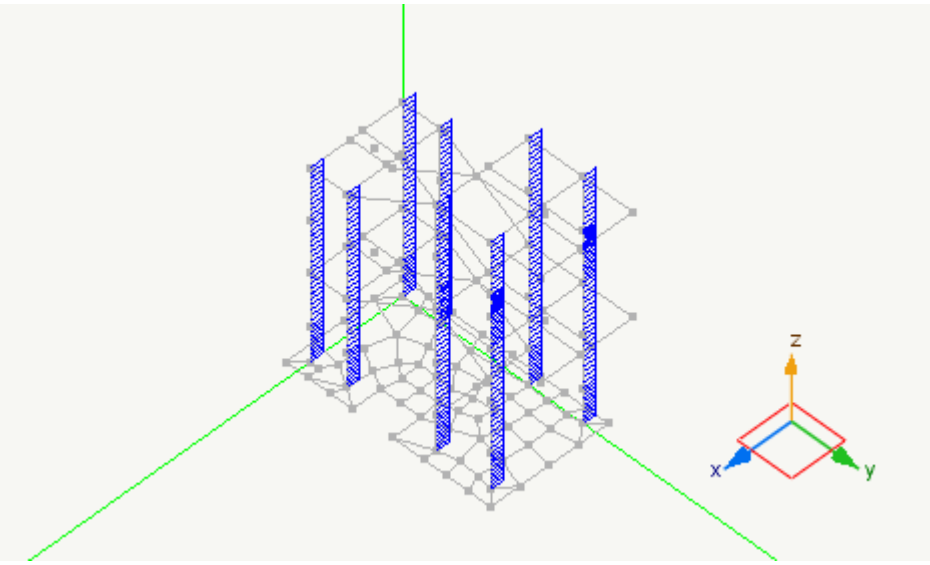
Condizione di carico: Peso proprio: Grafico dei carichi



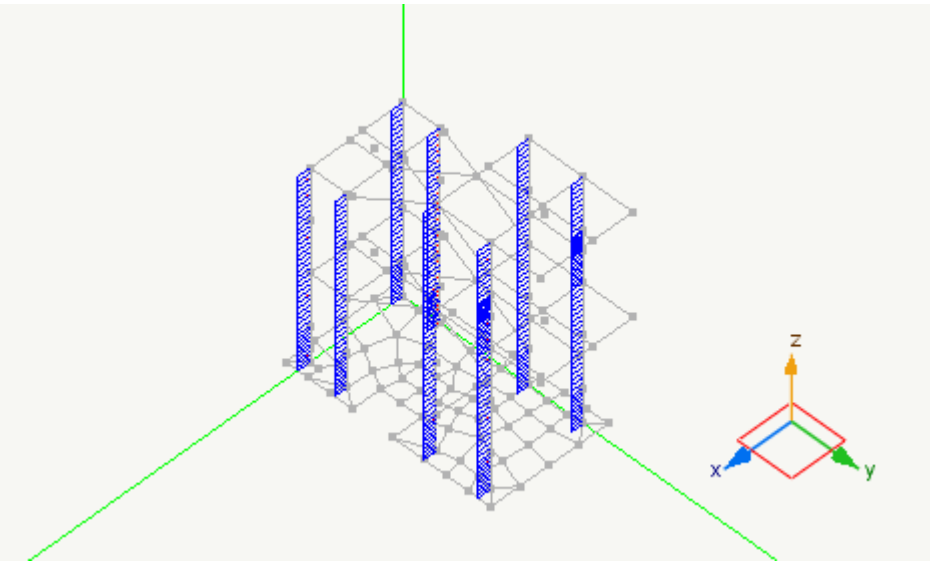
Condizione di carico: Permanente: Grafico dei carichi



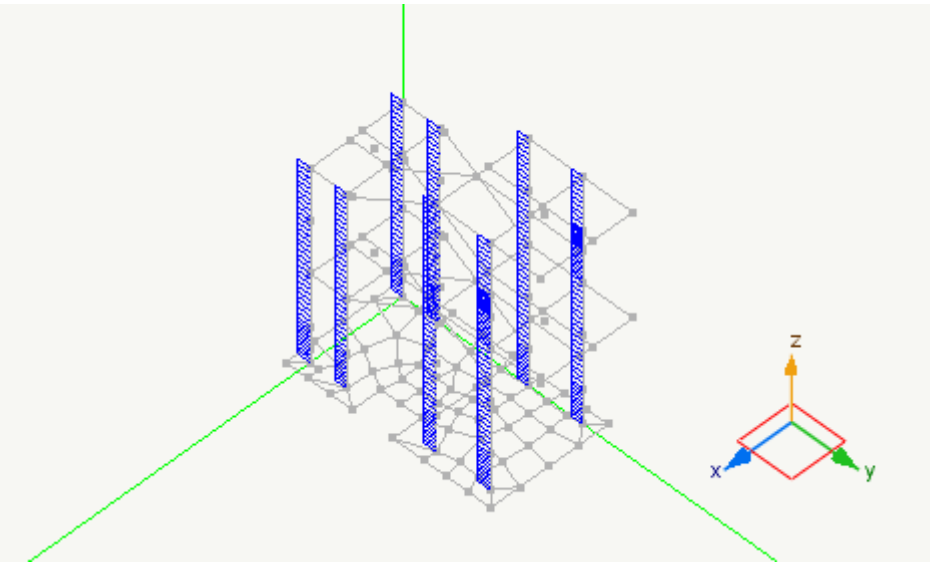
Condizione di carico: Accidentale: Grafico dei carichi



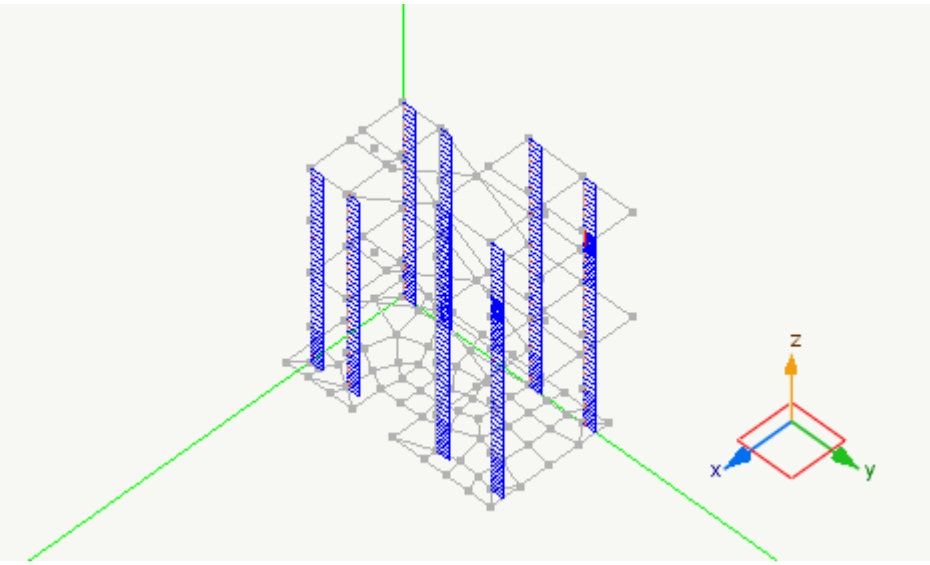
Condizione di carico: variabile vento +x: Grafico dei carichi



Condizione di carico: variabile vento -x: Grafico dei carichi



Condizione di carico: variabile vento +y: Grafico dei carichi



Condizione di carico: variabile vento -y: 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 operatività considerate sono:

-0.30 * (1) Dinamica SLOh Y + 0.60 * (1) Accidentale + 1.00 * (1) Permanente + 1.00 * (1) Peso proprio + -1.00 * (1) Dinamica SLOh X

-0.30 * (1) Dinamica SLOh Y + 0.60 * (1) Accidentale + 1.00 * (1) Permanente + 1.00 * (1) Peso proprio + 1.00 * (1) Dinamica SLOh X

0.30 * (1) Dinamica SLOh Y + 0.60 * (1) Accidentale + 1.00 * (1) Permanente + 1.00 * (1) Peso proprio + -1.00 * (1) Dinamica SLOh X

0.30 * (1) Dinamica SLOh Y + 0.60 * (1) Accidentale + 1.00 * (1) Permanente + 1.00 * (1) Peso proprio + 1.00 * (1) Dinamica SLOh X

-0.30 * (1) Dinamica SLOh X + 0.60 * (1) Accidentale + 1.00 * (1) Permanente + 1.00 * (1) Peso proprio + -1.00 * (1) Dinamica SLOh Y

-0.30 * (1) Dinamica SLOh X + 0.60 * (1) Accidentale + 1.00 * (1) Permanente + 1.00 * (1) Peso proprio + 1.00 * (1) Dinamica SLOh Y

0.30 * (1) Dinamica SLOh X + 0.60 * (1) Accidentale + 1.00 * (1) Permanente + 1.00 * (1) Peso proprio + -1.00 * (1) Dinamica SLOh Y

0.30 * (1) Dinamica SLOh X + 0.60 * (1) Accidentale + 1.00 * (1) Permanente + 1.00 * (1) Peso proprio + 1.00 * (1) Dinamica SLOh Y

Le combinazioni di danno considerate sono:

-0.30 * (1) Dinamica SLDh Y + 0.60 * (1) Accidentale + 1.00 * (1) Permanente + 1.00 * (1) Peso proprio + -1.00 * (1) Dinamica SLDh X

-0.30 * (1) Dinamica SLDh Y + 0.60 * (1) Accidentale + 1.00 * (1) Permanente + 1.00 * (1) Peso proprio + 1.00 * (1) Dinamica SLDh X

0.30 * (1) Dinamica SLDh Y + 0.60 * (1) Accidentale + 1.00 * (1) Permanente + 1.00 * (1) Peso proprio + -1.00 * (1) Dinamica SLDh X

0.30 * (1) Dinamica SLDh Y + 0.60 * (1) Accidentale + 1.00 * (1) Permanente + 1.00 * (1) Peso proprio + 1.00 * (1) Dinamica SLDh X

-0.30 * (1) Dinamica SLDh X + 0.60 * (1) Accidentale + 1.00 * (1) Permanente + 1.00 * (1) Peso proprio + -1.00 * (1) Dinamica SLDh Y

-0.30 * (1) Dinamica SLDh X + 0.60 * (1) Accidentale + 1.00 * (1) Permanente + 1.00 * (1) Peso proprio + 1.00 * (1) Dinamica SLDh Y

0.30 * (1) Dinamica SLDh X + 0.60 * (1) Accidentale + 1.00 * (1) Permanente + 1.00 * (1) Peso proprio + -1.00 * (1) Dinamica SLDh Y

0.30 * (1) Dinamica SLDh X + 0.60 * (1) Accidentale + 1.00 * (1) Permanente + 1.00 * (1) Peso proprio + 1.00 * (1) Dinamica SLDh Y

Le combinazioni di progetto considerate sono:

-0.30 * (1) Dinamica SLVh Y + 0.60 * (1) Accidentale + 1.00 * (1) Permanente + 1.00 * (1) Peso proprio + -1.00 * (1) Dinamica SLVh X

-0.30 * (1) Dinamica SLVh Y + 0.60 * (1) Accidentale + 1.00 * (1) Permanente + 1.00 * (1) Peso proprio + 1.00 * (1) Dinamica SLVh X

0.30 * (1) Dinamica SLVh Y + 0.60 * (1) Accidentale + 1.00 * (1) Permanente + 1.00 * (1) Peso proprio + -1.00 * (1) Dinamica SLVh X

0.30 * (1) Dinamica SLVh Y + 0.60 * (1) Accidentale + 1.00 * (1) Permanente + 1.00 * (1) Peso proprio + 1.00 * (1) Dinamica SLVh X

-0.30 * (1) Dinamica SLVh X + 0.60 * (1) Accidentale + 1.00 * (1) Permanente + 1.00 * (1) Peso proprio + -1.00 * (1) Dinamica SLVh Y

-0.30 * (1) Dinamica SLVh X + 0.60 * (1) Accidentale + 1.00 * (1) Permanente + 1.00 * (1) Peso proprio + 1.00 * (1) Dinamica SLVh Y

0.30 * (1) Dinamica SLVh X + 0.60 * (1) Accidentale + 1.00 * (1) Permanente + 1.00 * (1) Peso proprio + -1.00 * (1) Dinamica SLVh Y

0.30 * (1) Dinamica SLVh X + 0.60 * (1) Accidentale + 1.00 * (1) Permanente + 1.00 * (1) Peso proprio + 1.00 * (1) Dinamica SLVh Y

1.50 * (1) variabile vento -y + 1.05 * (1) Accidentale + 1.00 * (1) Permanente + 1.00 * (1) Peso proprio

1.50 * (1) variabile vento +y + 1.05 * (1) Accidentale + 1.00 * (1) Permanente + 1.00 * (1) Peso proprio

1.50 * (1) variabile vento -x + 1.05 * (1) Accidentale + 1.00 * (1) Permanente + 1.00 * (1) Peso proprio

1.50 * (1) variabile vento +x + 1.05 * (1) Accidentale + 1.00 * (1) Permanente + 1.00 * (1) Peso proprio

0.90 * (1) variabile vento -y + 1.50 * (1) Accidentale + 1.00 * (1) Permanente + 1.00 * (1) Peso proprio

0.90 * (1) variabile vento +y + 1.50 * (1) Accidentale + 1.00 * (1) Permanente + 1.00 * (1) Peso proprio

0.90 * (1) variabile vento -x + 1.50 * (1) Accidentale + 1.00 * (1) Permanente + 1.00 * (1) Peso proprio

0.90 * (1) variabile vento +x + 1.50 * (1) Accidentale + 1.00 * (1) Permanente + 1.00 * (1) Peso proprio

1.00 * (1) Permanente + 1.00 * (1) Peso proprio

1.50 * (1) variabile vento -y + 1.05 * (1) Accidentale + 1.30 * (1) Permanente + 1.30 * (1) Peso proprio

1.50 * (1) variabile vento +y + 1.05 * (1) Accidentale + 1.30 * (1) Permanente + 1.30 * (1) Peso proprio

1.50 * (1) variabile vento -x + 1.05 * (1) Accidentale + 1.30 * (1) Permanente + 1.30 * (1) Peso proprio

1.50 * (1) variabile vento +x + 1.05 * (1) Accidentale + 1.30 * (1) Permanente + 1.30 * (1) Peso proprio

0.90 * (1) variabile vento -y + 1.50 * (1) Accidentale + 1.30 * (1) Permanente + 1.30 * (1) Peso proprio

0.90 * (1) variabile vento +y + 1.50 * (1) Accidentale + 1.30 * (1) Permanente + 1.30 * (1) Peso proprio

0.90 * (1) variabile vento -x + 1.50 * (1) Accidentale + 1.30 * (1) Permanente + 1.30 * (1) Peso proprio

0.90 * (1) variabile vento +x + 1.50 * (1) Accidentale + 1.30 * (1) Permanente + 1.30 * (1) Peso proprio

1.30 * (1) Permanente + 1.30 * (1) Peso proprio

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

Le combinazioni di progetto considerate sono:

-0.30 * (1) Dinamica SLVh Y + 0.60 * (1) Accidentale + 1.00 * (1) Permanente + 1.00 * (1) Peso proprio + -1.00 * (1) Dinamica SLVh X

-0.30 * (1) Dinamica SLVh Y + 0.60 * (1) Accidentale + 1.00 * (1) Permanente + 1.00 * (1) Peso proprio + 1.00 * (1) Dinamica SLVh X

0.30 * (1) Dinamica SLVh Y + 0.60 * (1) Accidentale + 1.00 * (1) Permanente + 1.00 * (1) Peso proprio + -1.00 * (1) Dinamica SLVh X

0.30 * (1) Dinamica SLVh Y + 0.60 * (1) Accidentale + 1.00 * (1) Permanente + 1.00 * (1) Peso proprio + 1.00 * (1) Dinamica SLVh X

-0.30 * (1) Dinamica SLVh X + 0.60 * (1) Accidentale + 1.00 * (1) Permanente + 1.00 * (1) Peso proprio + -1.00 * (1) Dinamica SLVh Y

-0.30 * (1) Dinamica SLVh X + 0.60 * (1) Accidentale + 1.00 * (1) Permanente + 1.00 * (1) Peso proprio + 1.00 * (1) Dinamica SLVh Y

0.30 * (1) Dinamica SLVh X + 0.60 * (1) Accidentale + 1.00 * (1) Permanente + 1.00 * (1) Peso proprio + -1.00 * (1) Dinamica SLVh Y

0.30 * (1) Dinamica SLVh X + 0.60 * (1) Accidentale + 1.00 * (1) Permanente + 1.00 * (1) Peso proprio + 1.00 * (1) Dinamica SLVh Y

1.50 * (1) variabile vento -y + 1.05 * (1) Accidentale + 1.00 * (1) Permanente + 1.00 * (1) Peso proprio

1.50 * (1) variabile vento +y + 1.05 * (1) Accidentale + 1.00 * (1) Permanente + 1.00 * (1) Peso proprio

1.50 * (1) variabile vento -x + 1.05 * (1) Accidentale + 1.00 * (1) Permanente + 1.00 * (1) Peso proprio

1.50 * (1) variabile vento +x + 1.05 * (1) Accidentale + 1.00 * (1) Permanente + 1.00 * (1) Peso proprio

0.90 * (1) variabile vento -y + 1.50 * (1) Accidentale + 1.00 * (1) Permanente + 1.00 * (1) Peso proprio

0.90 * (1) variabile vento +y + 1.50 * (1) Accidentale + 1.00 * (1) Permanente + 1.00 * (1) Peso proprio

0.90 * (1) variabile vento -x + 1.50 * (1) Accidentale + 1.00 * (1) Permanente + 1.00 * (1) Peso proprio

0.90 * (1) variabile vento +x + 1.50 * (1) Accidentale + 1.00 * (1) Permanente + 1.00 * (1) Peso proprio

1.00 * (1) Permanente + 1.00 * (1) Peso proprio

1.50 * (1) variabile vento -y + 1.05 * (1) Accidentale + 1.30 * (1) Permanente + 1.30 * (1) Peso proprio

1.50 * (1) variabile vento +y + 1.05 * (1) Accidentale + 1.30 * (1) Permanente + 1.30 * (1) Peso proprio

1.50 * (1) variabile vento -x + 1.05 * (1) Accidentale + 1.30 * (1) Permanente + 1.30 * (1) Peso proprio

1.50 * (1) variabile vento +x + 1.05 * (1) Accidentale + 1.30 * (1) Permanente + 1.30 * (1) Peso proprio

0.90 * (1) variabile vento -y + 1.50 * (1) Accidentale + 1.30 * (1) Permanente + 1.30 * (1) Peso proprio

0.90 * (1) variabile vento +y + 1.50 * (1) Accidentale + 1.30 * (1) Permanente + 1.30 * (1) Peso proprio

0.90 * (1) variabile vento -x + 1.50 * (1) Accidentale + 1.30 * (1) Permanente + 1.30 * (1) Peso proprio

0.90 * (1) variabile vento +x + 1.50 * (1) Accidentale + 1.30 * (1) Permanente + 1.30 * (1) Peso proprio

1.30 * (1) Permanente + 1.30 * (1) Peso proprio

Le combinazioni di carico di servizio considerate sono le seguenti:

0.60 * (1) Accidentale + 1.00 * (1) Permanente + 1.00 * (1) Peso proprio

1.00 * (1) Permanente + 1.00 * (1) Peso proprio

0.20 * (1) variabile vento -y + 0.60 * (1) Accidentale + 1.00 * (1) Permanente + 1.00 * (1) Peso proprio

0.20 * (1) variabile vento +y + 0.60 * (1) Accidentale + 1.00 * (1) Permanente + 1.00 * (1) Peso proprio

0.20 * (1) variabile vento -x + 0.60 * (1) Accidentale + 1.00 * (1) Permanente + 1.00 * (1) Peso proprio

0.20 * (1) variabile vento +x + 0.60 * (1) Accidentale + 1.00 * (1) Permanente + 1.00 * (1) Peso proprio

0.70 * (1) Accidentale + 1.00 * (1) Permanente + 1.00 * (1) Peso proprio

1.00 * (1) Permanente + 1.00 * (1) Peso proprio

1.00 * (1) variabile vento -y + 0.70 * (1) Accidentale + 1.00 * (1) Permanente + 1.00 * (1) Peso proprio

1.00 * (1) variabile vento +y + 0.70 * (1) Accidentale + 1.00 * (1) Permanente + 1.00 * (1) Peso proprio

1.00 * (1) variabile vento -x + 0.70 * (1) Accidentale + 1.00 * (1) Permanente + 1.00 * (1) Peso proprio

1.00 * (1) variabile vento +x + 0.70 * (1) Accidentale + 1.00 * (1) Permanente + 1.00 * (1) Peso proprio
0.60 * (1) variabile vento -y + 1.00 * (1) Accidentale + 1.00 * (1) Permanente + 1.00 * (1) Peso proprio
0.60 * (1) variabile vento +y + 1.00 * (1) Accidentale + 1.00 * (1) Permanente + 1.00 * (1) Peso proprio
0.60 * (1) variabile vento -x + 1.00 * (1) Accidentale + 1.00 * (1) Permanente + 1.00 * (1) Peso proprio
0.60 * (1) variabile vento +x + 1.00 * (1) Accidentale + 1.00 * (1) Permanente + 1.00 * (1) Peso proprio
1.00 * (1) Permanente + 1.00 * (1) Peso proprio

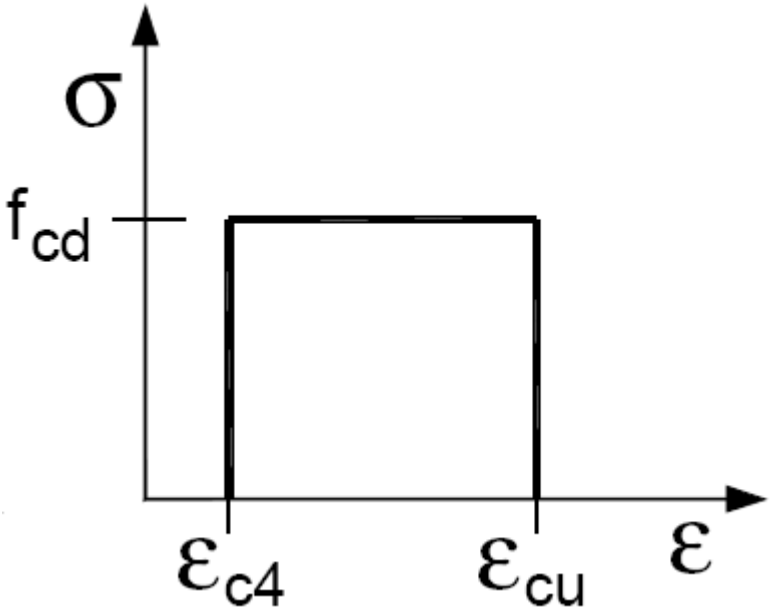
7. Legami costitutivi

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

7.1. Elementi bidimensionali

7.1.1. Conglomerato cementizio

Nella figura di seguito è rappresentato il legame costitutivo σ-ε adottato per il calcestruzzo del tipo rettangolo (stress block) nel calcolo degli elementi piani bidimensionali.



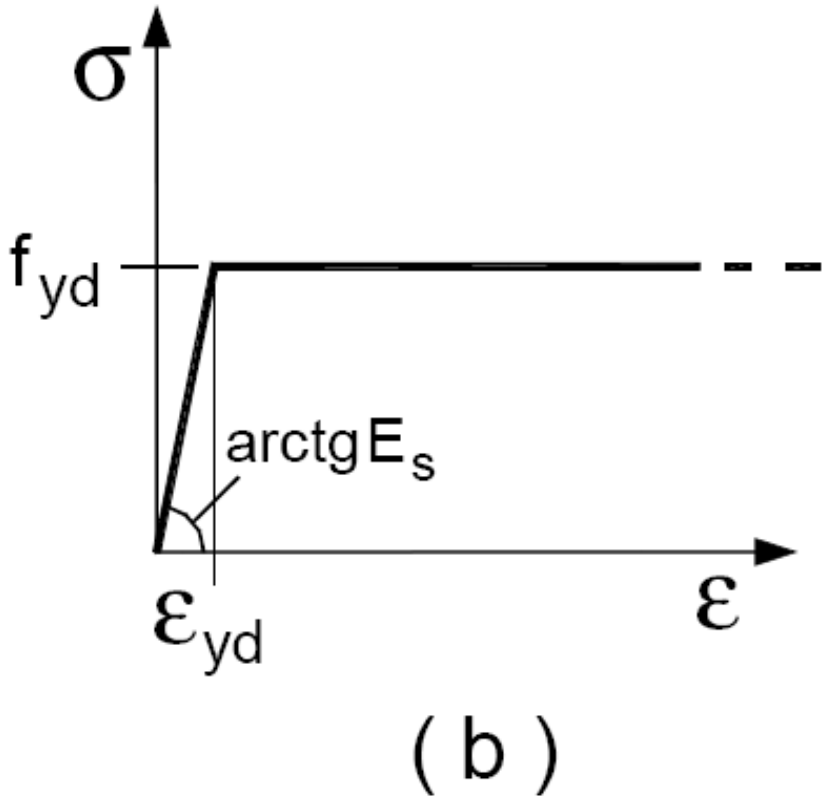
Legame costitutivo utilizzato per il calcestruzzo

I valori delle deformazioni utilizzati sono i seguenti:

ε_{c4}	ε_{cu}
$0.2\varepsilon_{cu}$	0.0035

7.1.2. Acciaio da cemento armato

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



Legame costitutivo utilizzato per l'acciaio

ε_{yd}	f_{yd}
0.0018	3826.09

7.1.3. 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.

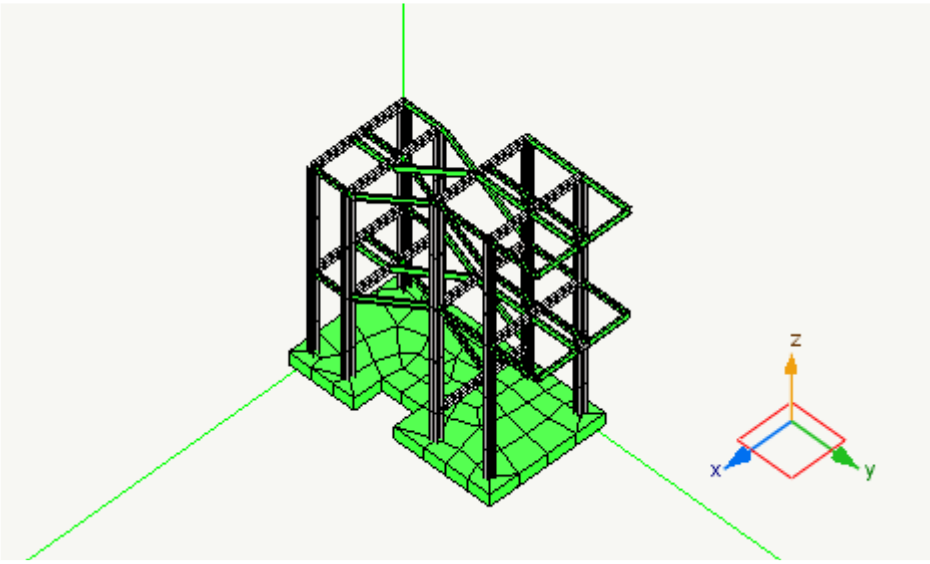
7.2. Terreno di fondazione

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 / cm^3.

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 concezione 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 è 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 45 (30.08.2017) build 6932
Licenza	Licenza 26740

Programma di calcolo e post processori	All-In-One
Produttore	Softing s.r.l.
Versione	EWS 45 (30.08.2017) build 6932
Licenza	Licenza 26740

Programma di calcolo e post processori	All-In-One
Produttore	Softing s.r.l.
Versione	EWS 45 (30.08.2017) build 6932
Licenza	Licenza 26740

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	189.000
Numero di equazioni, o di righe e colonne della matrice	479.000
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	479.000
zero algoritmico	0.000
tempo in secondi impiegato per l'analisi	0.067

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 $\boldsymbol{k}$ e $\boldsymbol{m}$ rispettivamente le matrici di rigidezza 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:

$$[k-\omega^2_n\, m]\phi_n=0$$

Chiaramente $\boldsymbol{k}$ e $\boldsymbol{m}$ 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:

$$k\phi_n=\omega^2_n\, m\, \phi_n$$

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

$$m^{-1}k\phi_n=\omega^2_n\phi_n$$

La forma standard del problema è:

$$A\phi=\lambda\phi$$

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

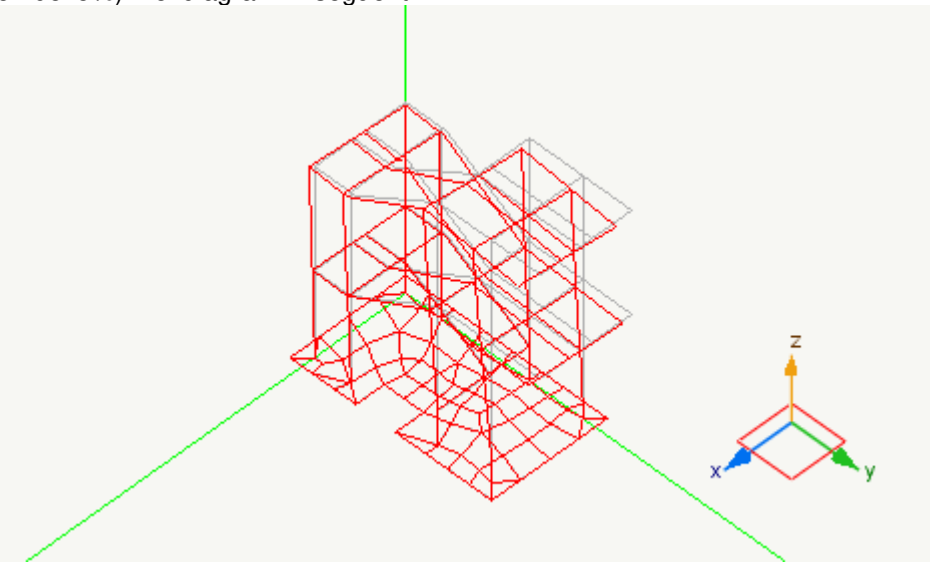
Il numero degli autovalori calcolati è pari a 8.000 e la tabella che segue contiene i valori dei periodi propri:

Modo	Periodo	Var. percentuale	Masse eccitate
1	0.599	0.00	30.396
2	0.357	40.45	36.111
3	0.327	8.45	12.968

4	0.183	43.87	1.960
5	0.116	36.74	4.465
6	0.093	19.56	3.972
7	0.084	9.84	1.555
8	0.073	13.39	1.996

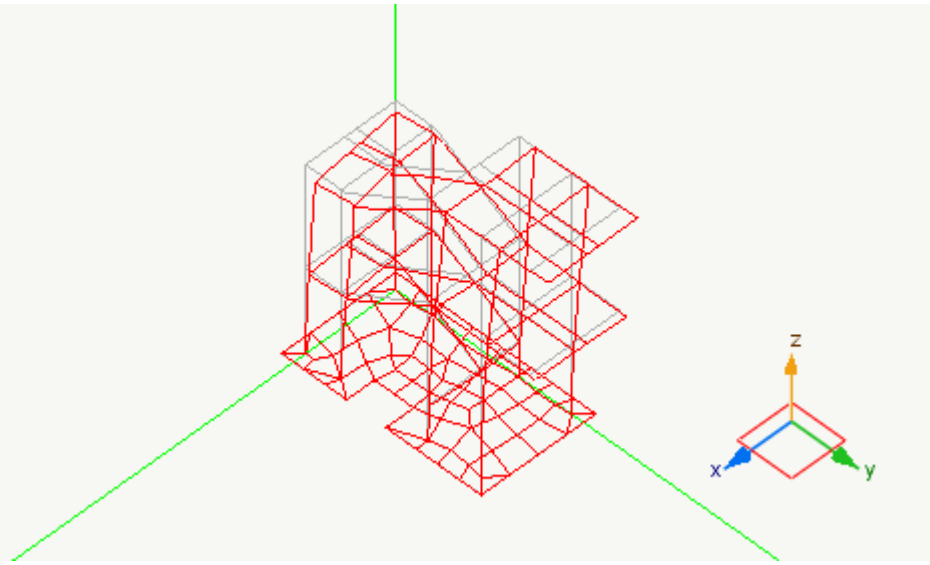
La somma delle masse relative eccitate dai modo considerati e' il 93.423% delle masse totali maggiore del 85% della massa totale e quindi il punto 7.3.3.1 della normativa risulta verificato
Siccome la variazione percentuale minima tra i periodi nel modello con spostamento è del 8.450% ed è inferiore 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.



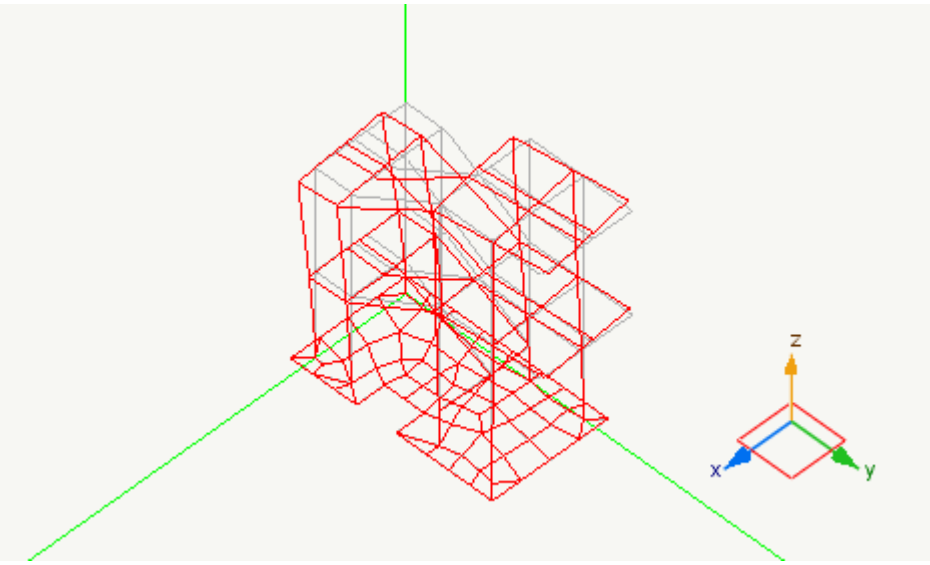
Rappresentazione della forma modale relativa al modo 1.000

avente massa eccitata paria a 0.304



Rappresentazione della forma modale relativa al modo 2.000

avente massa eccitata paria a 0.361



Rappresentazione della forma modale relativa al modo 3.000
avente massa eccitata paria a 0.130

14. Progetto degli elementi piani in cemento armato

14.1. Generalità

Il progetto delle armature degli elementi piani in calcestruzzo di questa struttura è stata condotta con il programma EasyWall prodotto dalla Softing S.r.l. di Roma.
La verifica degli elementi piani in cemento armato sono riportate nell'allegato analitico di calcolo di EW.

14.2. Nota su EasyWall

EasyWall è un programma per il progetto delle armature in elementi strutturali bidimensionali in calcestruzzo armato.
EasyWall è un post processore di Nòlian che acquisisce direttamente il modello di calcolo e gli stati di sollecitazione da Nòlian. Pertanto EasyWall riceve i dati di un modello ad elementi finiti di una struttura tridimensionale del tutto generale comunque sollecitata.
EasyWall gestisce questa situazione del tutto generale senza porvi limitazioni ma gestendo lo stato completo di sollecitazione (sollecitazione flessionale accoppiata alla sollecitazione membranale) in elementi piani.
Per far ciò EasyWall impiega una sofisticata funzione di analisi non lineare applicata a molti punti della superficie media dell'elemento per determinare i piani di fessurazione e quindi le direzioni delle sollecitazioni.
Queste capacità di EasyWall diminuisicono drasticamente le possibilità di errore di progetto.
Nel caso di progetto con il metodo delle tensioni ammissibili viene impiegato un modello lineare sforzi-deformazioni, come previsto dalla normativa, nel caso invece di analisi con il metodo degli stati limite viene impiegata la funzione sforzo-deformazione non lineare, sempre prevista dalla normativa.
Nelle stampe analitiche effettuate dal programma, vengono poi eseguite nuovamente le verifiche nei punti richiesti in modo tale da garantire che gli stampati analitici riflettano le vere situazioni progettuali tenendo quindi conto anche delle eventuali modifiche che il progettista abbia ritenuto opportuno praticare.

14.3. Criteri di calcolo

Per le verifiche di resistenza si è adottato il criterio degli stati limite seguendo i dettami imposti dalla legge n.1086 del 5/11/71 ed i successivi aggiornamenti.

Per il calcolo delle armature si sono adottati per il calcestruzzo di classe Rck = 350.000 kg/cm2 i seguenti parametri:

coefficiente di sicurezza parziale calcestruzzo	1.500
coefficiente di sicurezza addizionale calcestruzzo	0.850
accorciamento unitario massimo nel calcestruzzo	0.004

e per l'acciao tipo B450C:

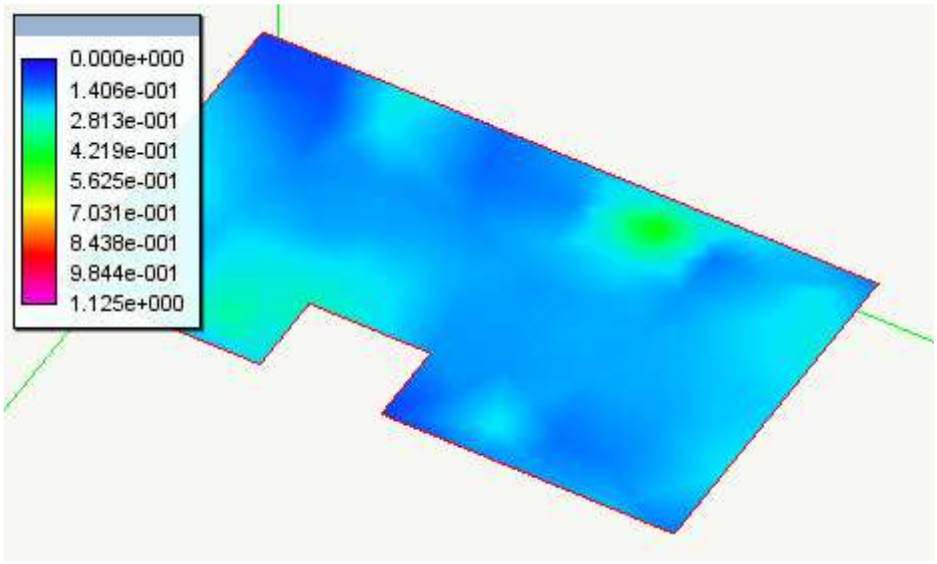
resistenza caratteristica acciaio	4400.000 kg/cm2
coefficiente di sicurezza parziale acciaio	1.150
allungamento unitario massimo nell'acciaio	0.010

15. Sicurezza degli elementi piani in cemento armato

15.1. Verifiche per lo stato limite ultimo

La verifica degli elementi piani sono riportate nell'allegato analitico di calcolo di EW.

Nella immagine che segue vengono riportati i risultati delle verifiche degli elementi visualizzate globalmente cioè sull'intera struttura con esplicitato il valori massimo delle diverse grandezze caratteristiche in gioco.



Coefficiente di sfruttamento

Tale coefficiente va inteso come rapporto tra azioni agenti agente e resistenza ultima ed è quindi l'inverso del coefficiente di sicurezza. Valori pertanto superiori ad 1 indicano che la sezione non è verificata. I valori superiori ad 1 sono sempre rappresentati in colore rosso. Il colore rosso indica anche un eventuale errore nel calcolo.

Il fattore di sicurezza viene valutato costruendo la funzione del dominio di rottura e verificando il fattore di sicurezza per tutte le combinazioni di carico di progetto. Il valore minimo del fattore di sicurezza (massimo del fattore di sfruttamento) viene espresso in colore.

Il calcolo del fattore di sicurezza avviene considerando il punto di carico. La misura del fattore di sicurezza avviene lungo la retta che congiunge questo punto con l'origine nello spazio delle sollecitazioni. L'intersezione di tale retta con il confine del dominio di rottura determina il punto limite. Il rapporto tra la distanza di tale punto dall'origine e la distanza del punto di carico, determina il fattore di sicurezza.

Questa verifica è la più sofisticata e accurata possibile in quanto fornisce in una visione sintetica della reale sicurezza dell'elemento. Infatti la verifica avviene sul dominio di rottura considerando tutte le componenti di sforzo.

15.2. Verifiche per lo stato limite di esercizio

15.2.1. Fessurazione

Secondo quanto dettato dal DM 14/01/2008 si considera per la struttura in esame le seguenti esigenze:

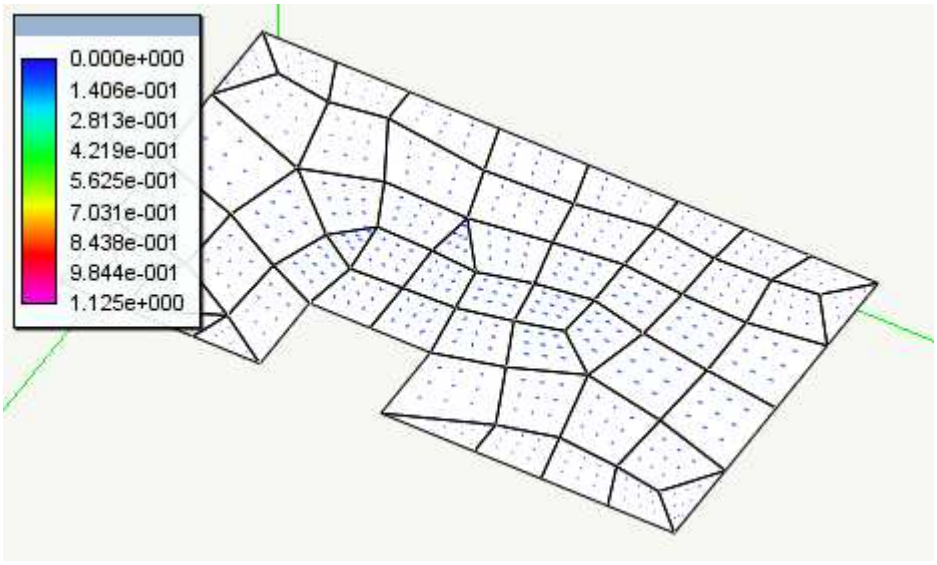
Ambiente:	Ordinario
Gruppo esigenze:	A

Sensibilità armatura:	Poco sensibile

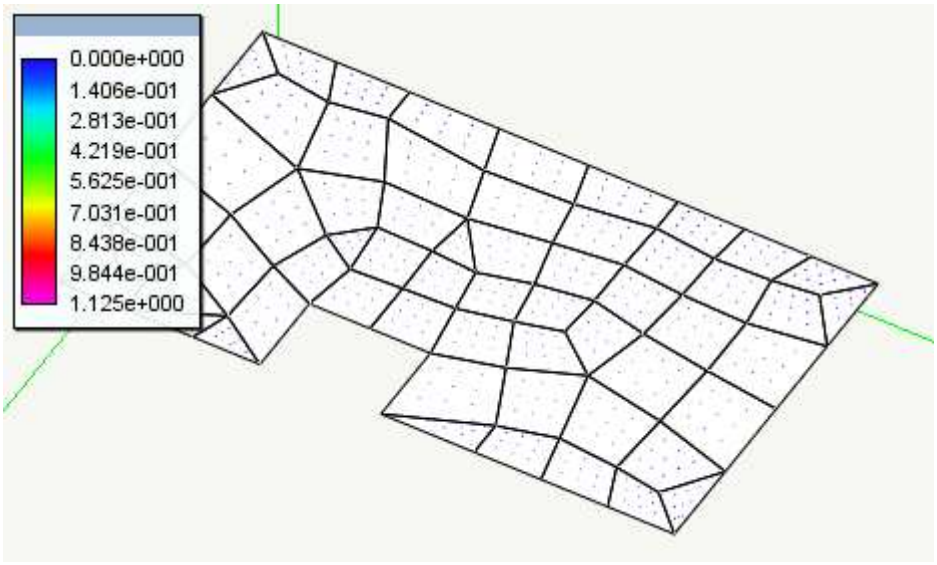
queste comportano il controllo dei seguenti stati limite:

combinazione di carico:	Stato limite: apertura fessure
Frequente	£ w3=0.4mm
Quasi permanente	≤ w3=0.3mm

Le figure seguenti riassumono quanto su riportato.



Facce visibili



Facce nascoste

16. Progetto delle membrature in acciaio

16.1. Generalità

La verifica delle membrature metalliche di questa struttura è stata condotta con il programma EasySteel prodotto dalla Softing S.r.l. di Roma.
La verifica delle travi e dei pilastri sono riportate nell'allegato analitico di calcolo di EasySteel.

16.2. Nota su EasySteel

EasySteel è un programma per la verifica delle membrature strutturali e dei giunti di strutture in acciaio.
EasySteel è un post processore di Nòlian che acquisisce direttamente il modello di calcolo e gli stati di sollecitazione da Nòlian. Pertanto EasySteel opera sui dati di un modello ad elementi finiti di una struttura tridimensionale del tutto generale comunque sollecitata.
Nelle stampe analitiche effettuate dal programma, vengono poi eseguite nuovamente tutte le verifiche in modo tale da garantire che gli stampati analitici riflettano le vere situazioni progettuali tenendo quindi conto anche delle eventuali modifiche che il progettista abbia ritenuto opportuno praticare.

16.3. Criteri di calcolo

La verifica delle membrature strutturali e' stata effettuata tenendo conto del D.M. 14/01/2008 considerando la struttura situata in zona non sismica.
Le unita' di misura adottate per la struttura sono il kg ed il cm, per le pressioni kg/cm2.

Si e' utilizzato un acciaio tipo S235 avente una resistenza di snervamento di 2800.000kg/cm2 e una resistenza di collasso di 4380.000kg/cm2

I coefficienti di sicurezza parziale e il fattore di sovraresistenza sono riportati di seguito:

coefficiente di sicurezza parziale resistenza delle sezioni di classe 1,2,3,4 :	1.050
coefficiente di sicurezza parziale per resistenza all'instabilità delle membrature:	1.050
coeff. di sicur. parz. per resistenza nei riguardi della frattura delle sezioni tese indebolite da fori:	1.250
fattore di sovraresistenza:	1.000

17. Sicurezza delle membrature in acciaio

La verifica delle travi e dei pilastri in acciaio sono riportate nell'allegato analitico di calcolo di EasySteel.

17.1. Diagrammi di inviluppo delle sollecitazioni

17.1.1. Diagrammi di inviluppo delle sollecitazioni assiali

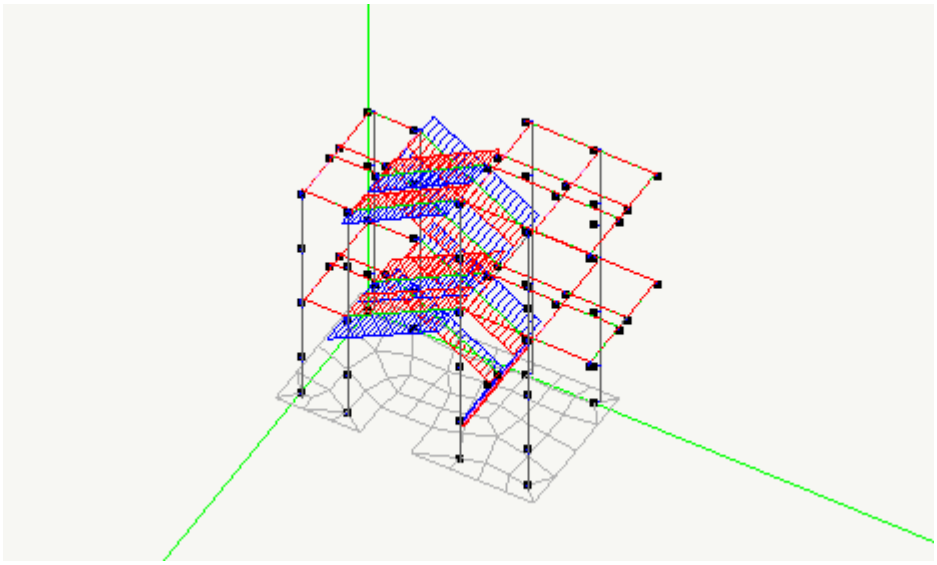


Diagramma di inviluppo dello sforzo assiale - piano xy

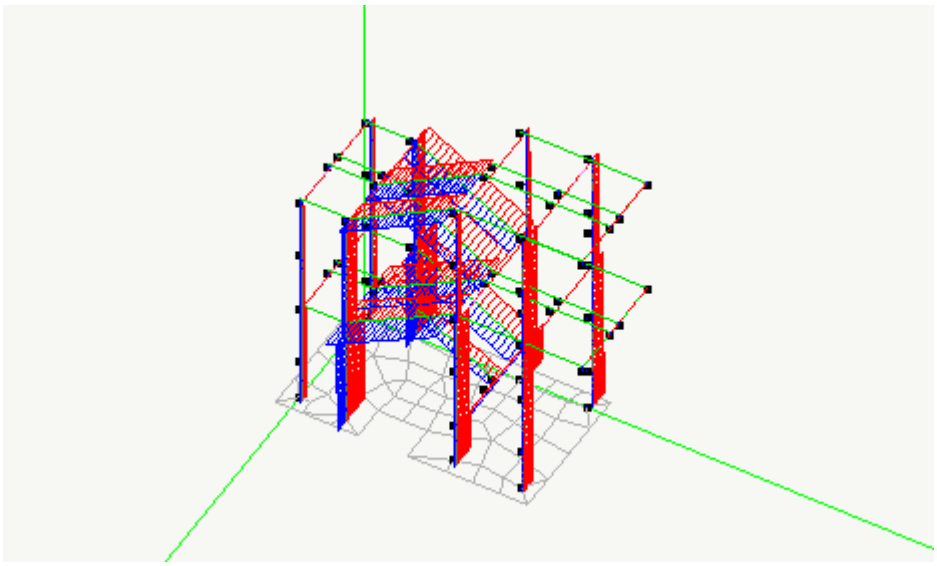


Diagramma di inviluppo dello sforzo assiale - piano xz

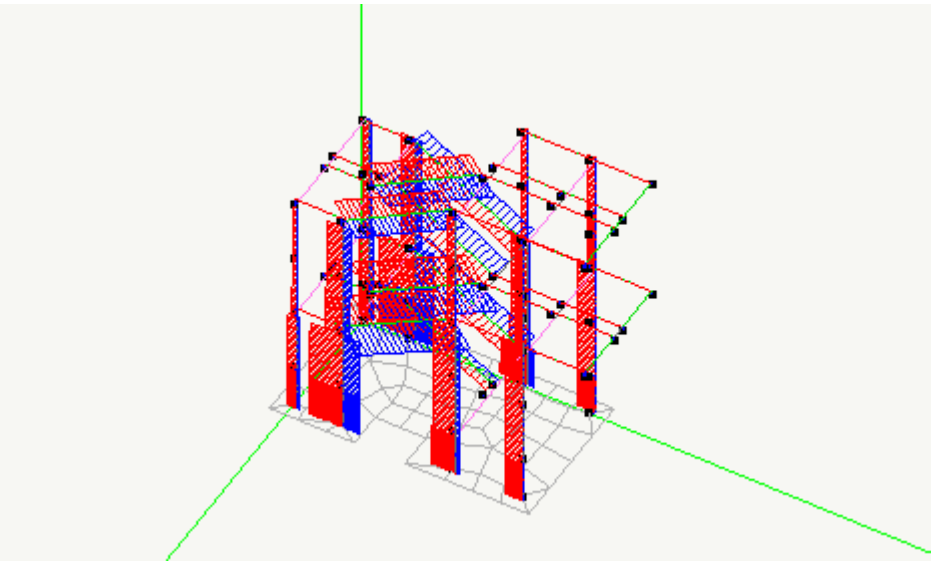


Diagramma di inviluppo dello sforzo assiale - piano yz

17.1.2. Diagrammi di inviluppo delle sollecitazioni taglianti

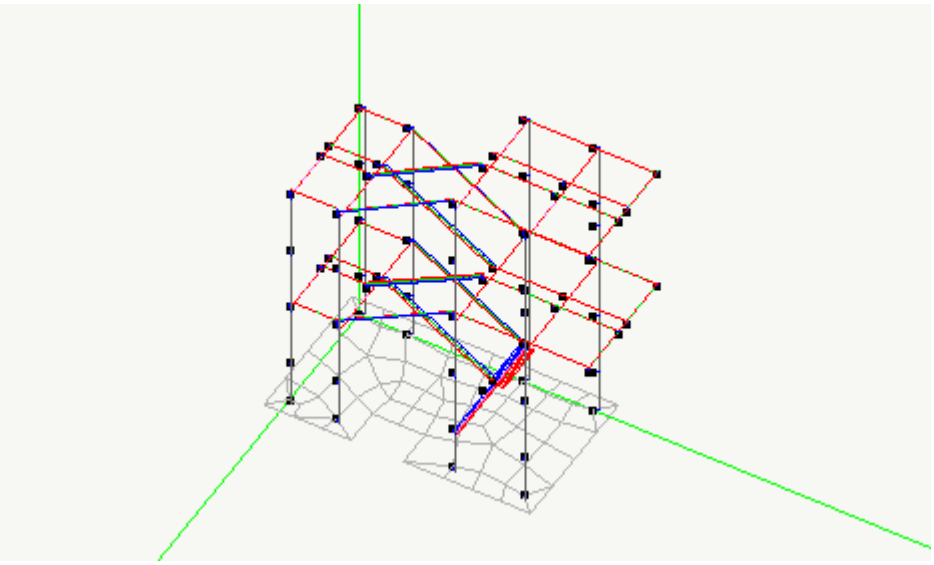


Diagramma di inviluppo dello sforzo di taglio - piano xy

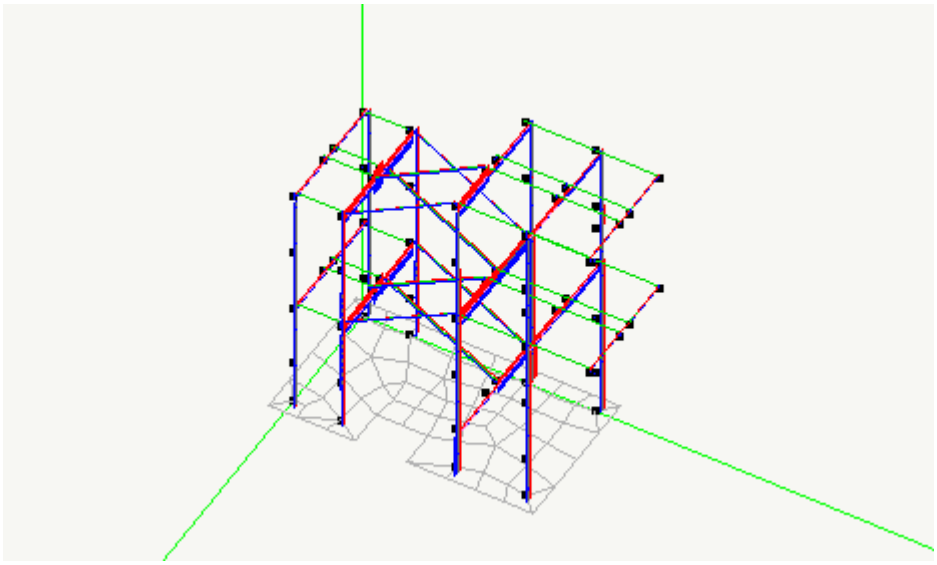


Diagramma di inviluppo dello sforzo di taglio - piano xz

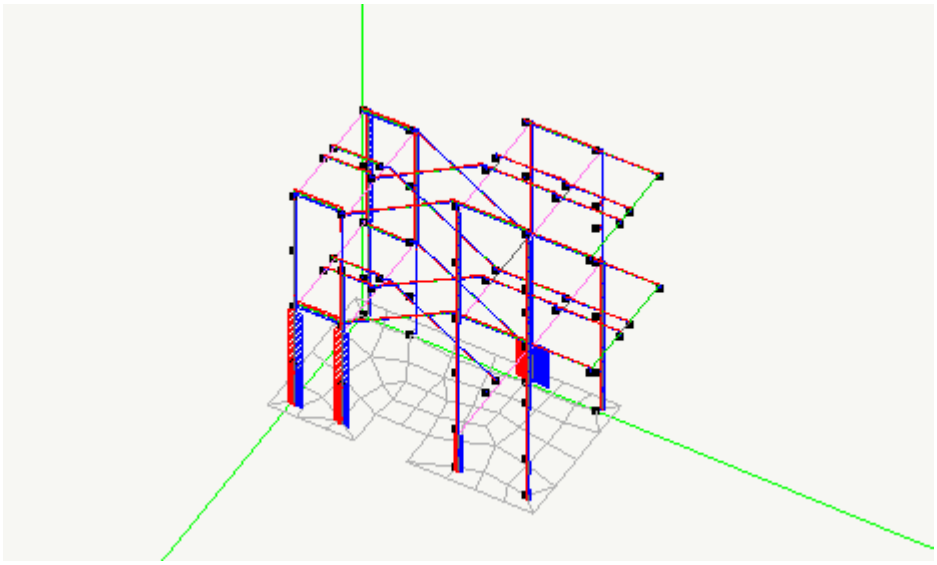


Diagramma di inviluppo dello sforzo di taglio - piano yz

17.1.3. Diagrammi di inviluppo delle sollecitazioni flettenti

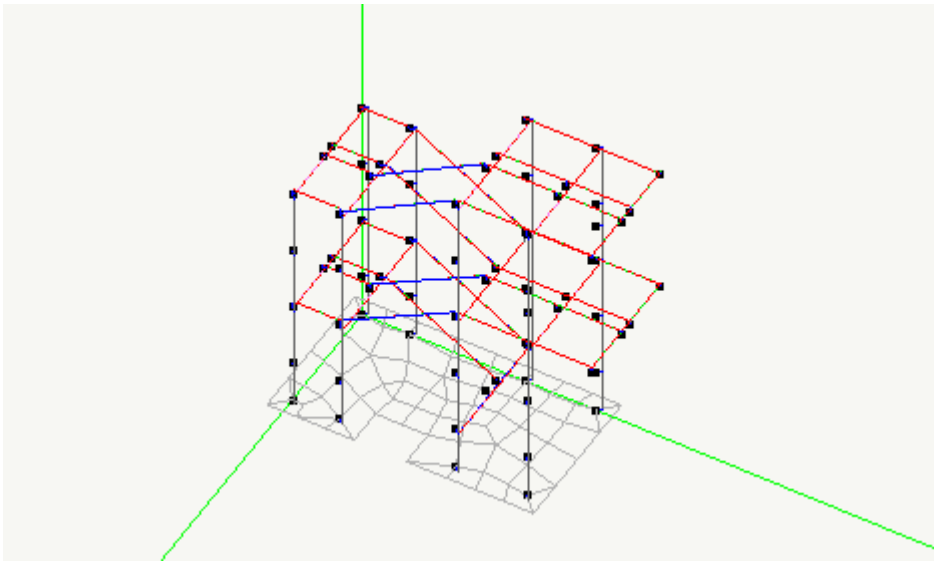


Diagramma di inviluppo del momento - piano xy

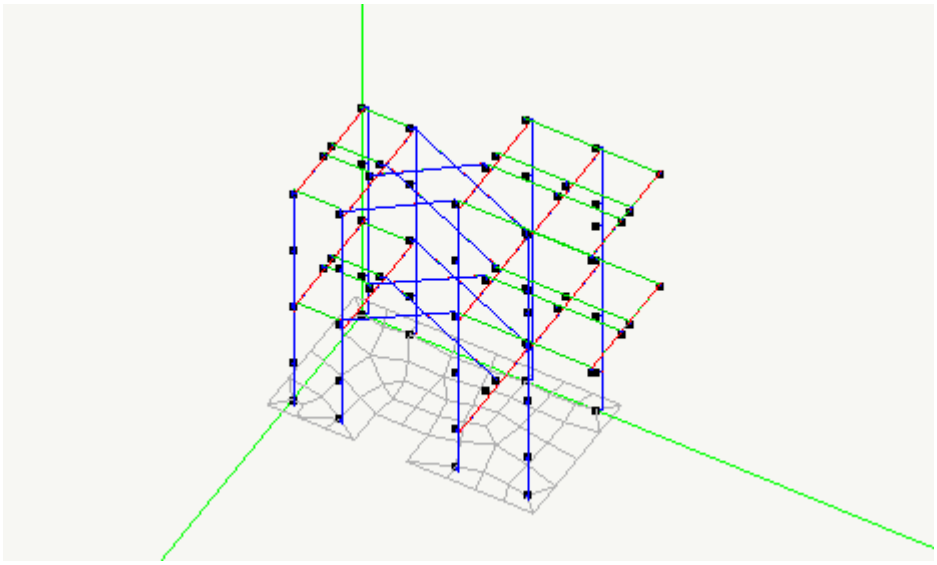


Diagramma di inviluppo del momento - piano xz

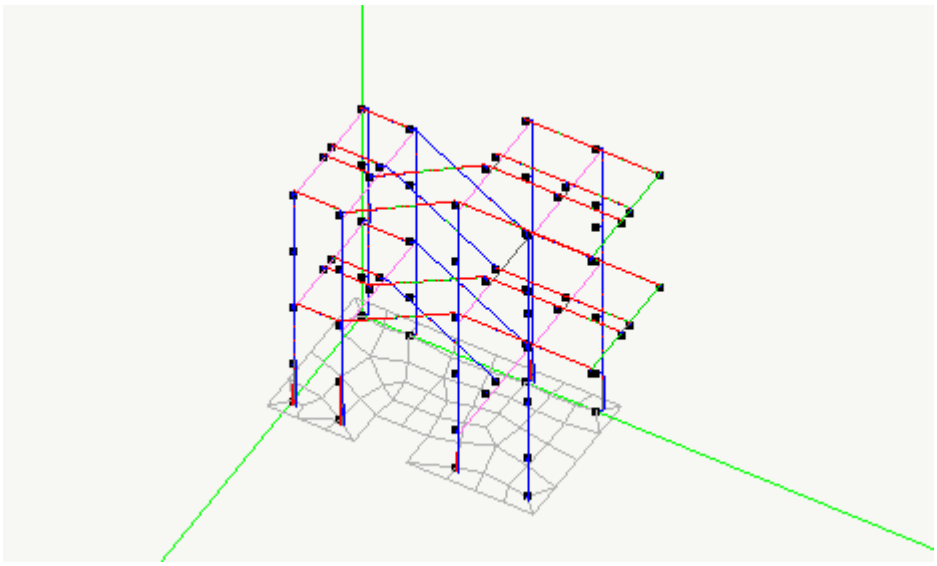


Diagramma di inviluppo del momento - piano yz

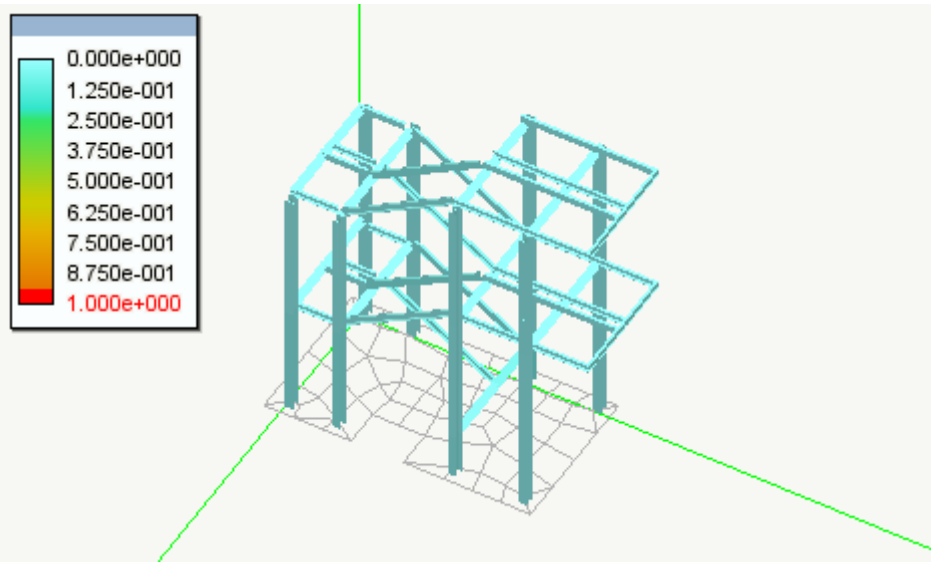
17.2. Stato limite di operatività

Per l'azione sismica di progetto di cui al punto 2.5.3. del DM 14/01/2008 dovrà essere verificato che gli spostamenti strutturali siano inferiori al 0.005h (Stato Limite di Danno). (punto 7.3.7.2. DM14/01/2008).

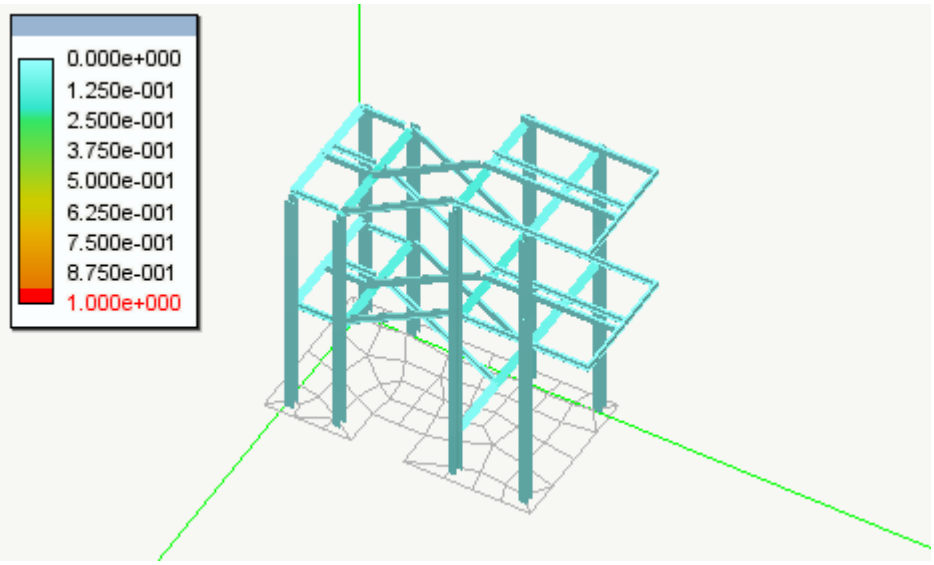
Il massimo spostamento relativo dovuto allo stato limite di operatività è risultato pari a 0.003 ed è stato ottenuto tra le quote 0.0 e 455.0

17.3. Verifiche allo stato limite ultimo

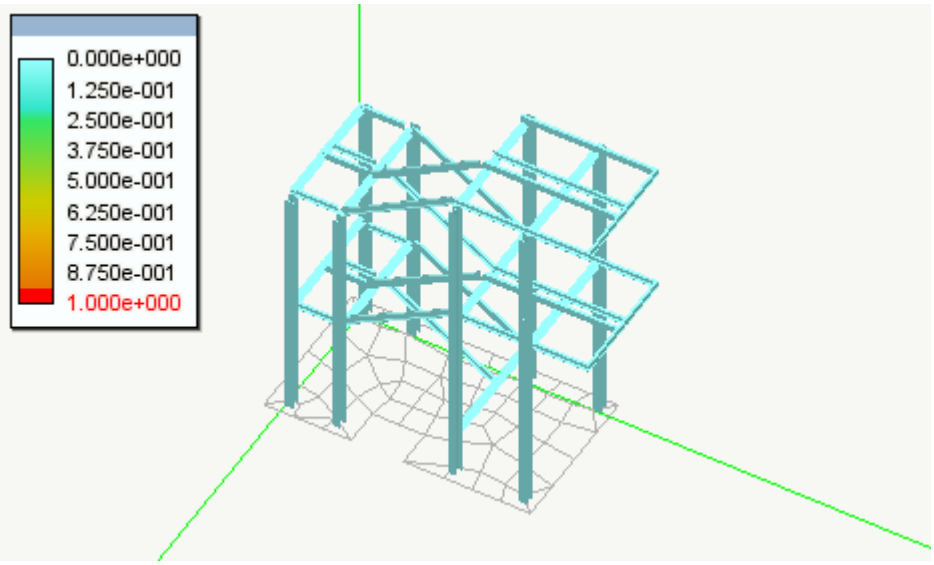
Nelle immagini che seguono vengono riportate i risultati delle verifiche agli stati limite degli elementi degli elementi di acciao visualizzate globalmente cioè sull'intera struttura con esplicitati i valori massimi delle diverse grandezze caratteristiche in gioco.



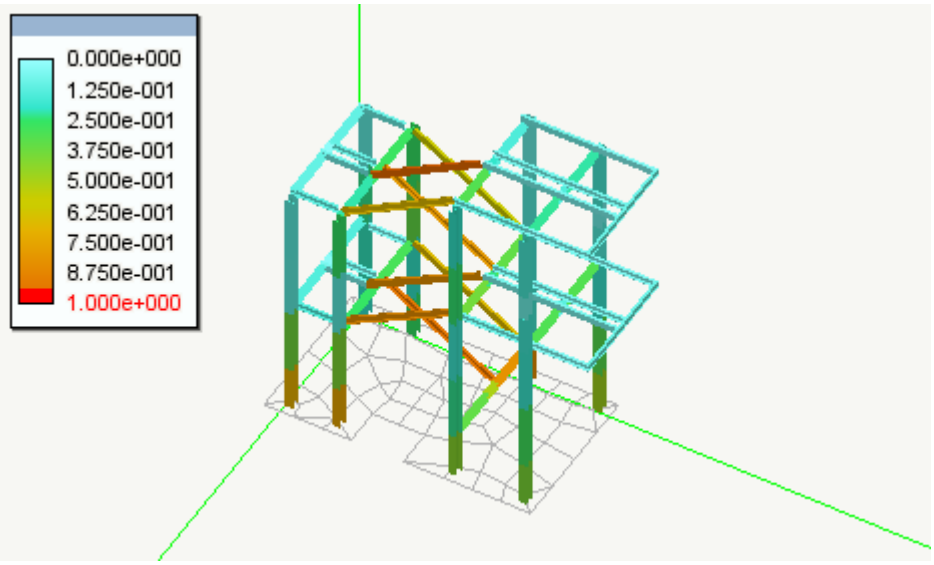
Verifica degli elementi in acciaio - Resistenza a taglio lungo l'asse locale Y



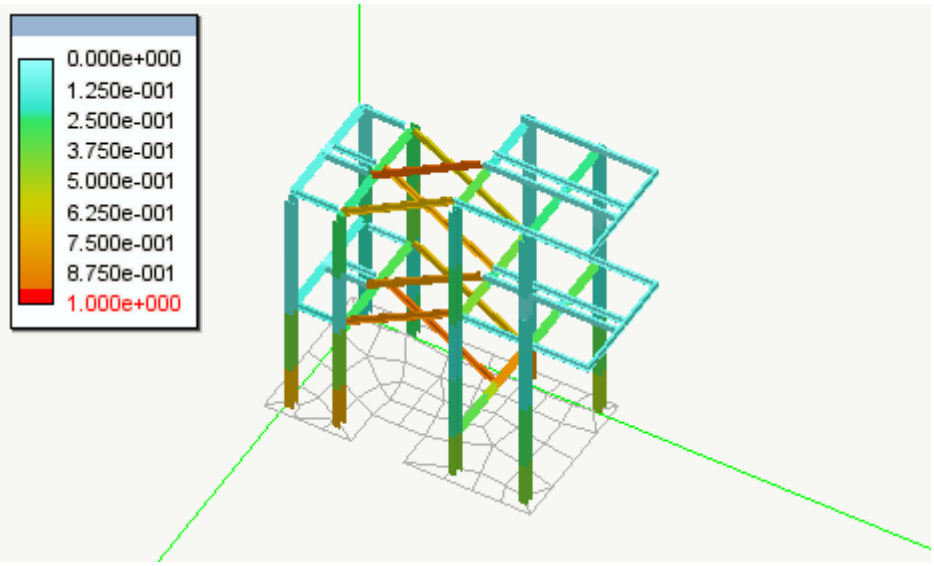
Verifica degli elementi in acciaio - Resistenza a taglio lungo l'asse locale Z



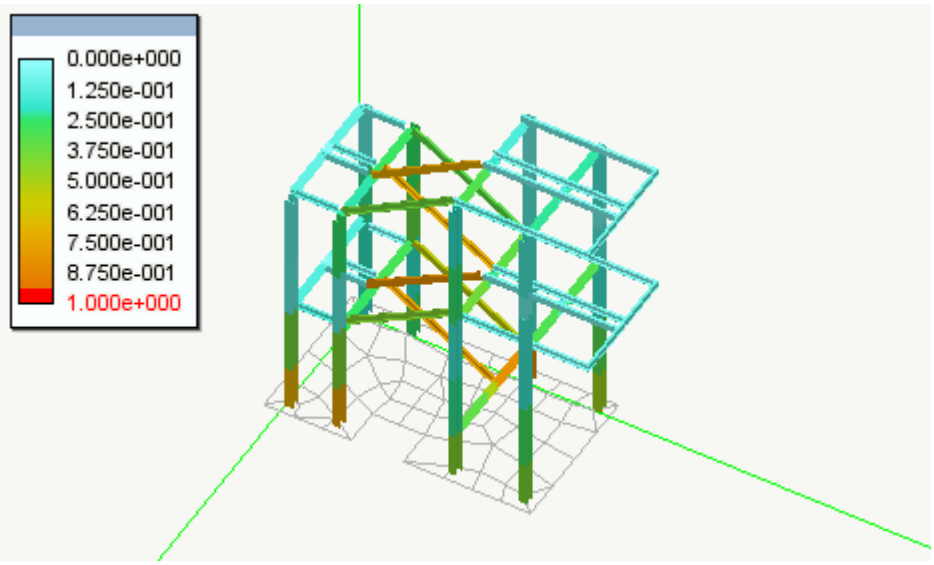
Verifica degli elementi in acciaio - instabilità a taglio



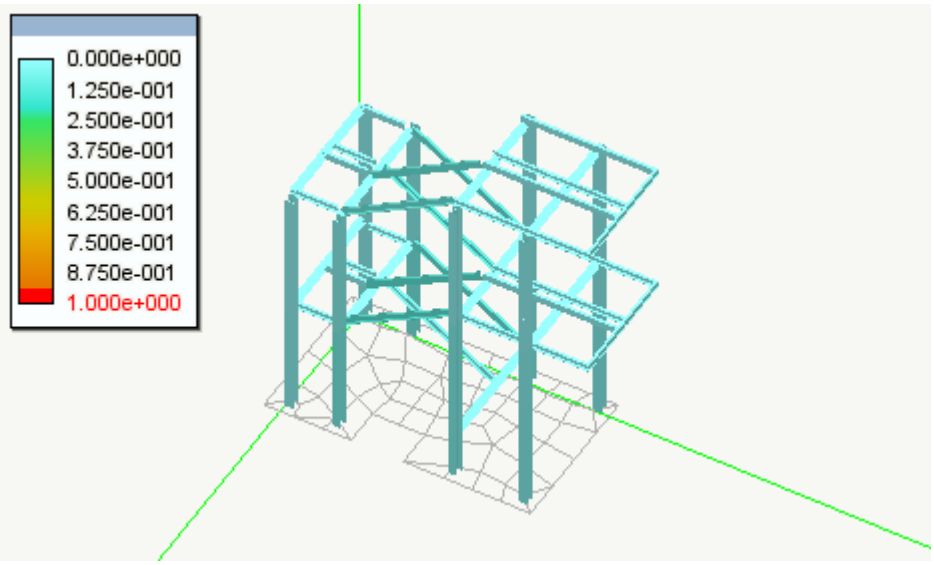
Verifica degli elementi in acciaio - instabilità assiale - flessionale



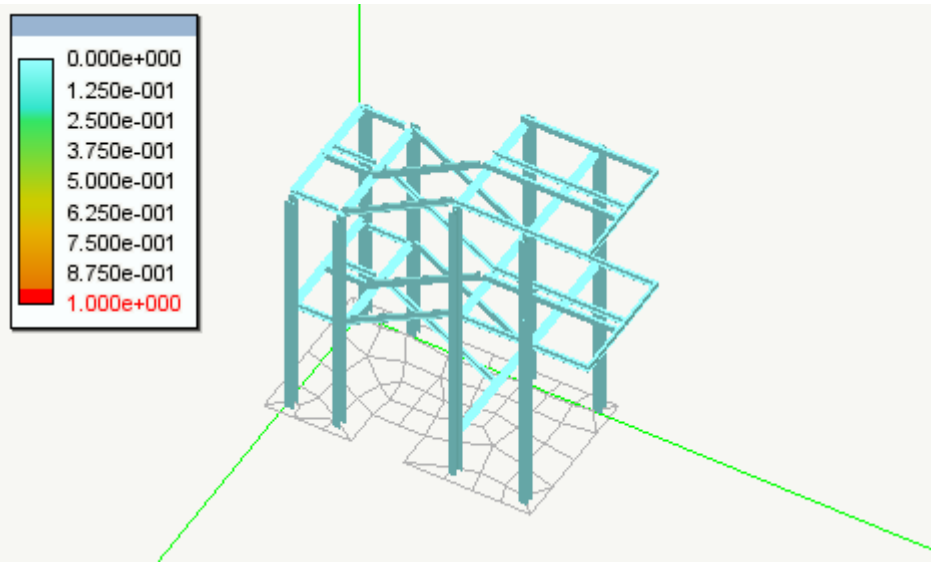
Verifica degli elementi in acciaio - instabilità flesso torsionale



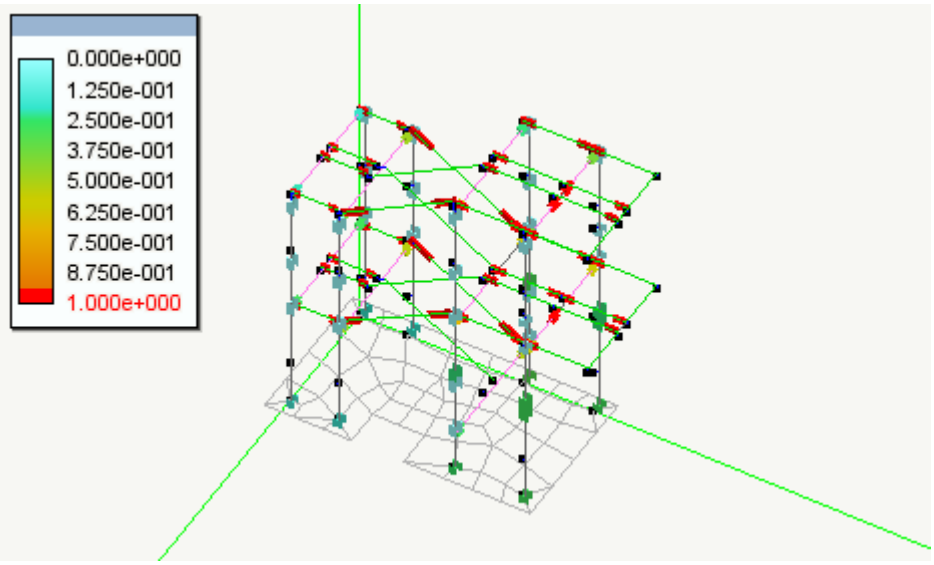
Verifica degli elementi in acciaio - Resistenza pressoflessisonale



Verifica degli elementi in acciaio - Resistenza assiale



Verifica degli elementi in acciaio - Taglio sismico



Verifica dei Giunti

18. 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.

19. Verifica ancoraggio piastra di appoggio su struttura esistente

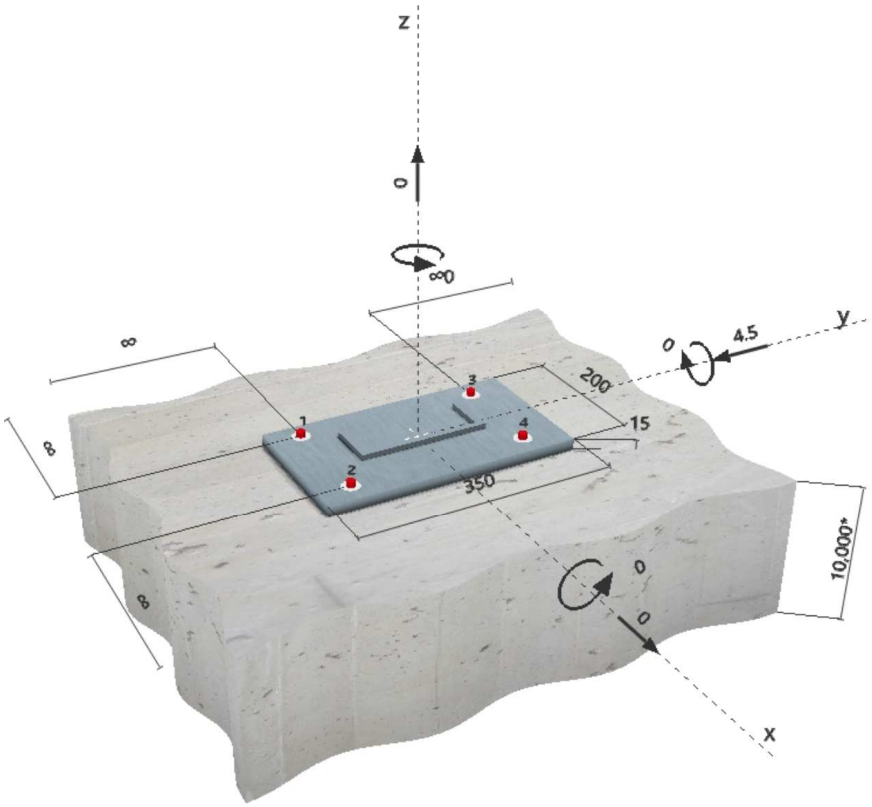
Impresa:	Iannelli Ing. Massimo	Pagina:	1
Progettista:	Massimo Iannelli	Progetto:	Scuola Buontalenti
Indirizzo:	Via Achille Grandi, 18	Contratto N°:	Trave c.c.a.
Telefono I Fax:	0574-593722 | 0574-512389	Data:	13/12/2017
E-mail:	iannellimassimo@tiscali.it		

Commenti del progettista: Ancoraggio profilato UPN180 alla struttura esistente vedi particolare nodo G-B

1 Dati da inserire

Tipo e dimensione dell'ancorante:	**HIT-RE 500 V3 + HIT-V-F (5.8) M12**
Hilti Seismic set o altro sistema per il riempimento dello spazio aulare tra piastra e anco	
Profondità di posa effettiva:	$h_{ef,opti}$ = 70 mm ($h_{ef,limit}$ = 240 mm)
Materiale:	5.8
Certificazione No.:	ETA 16/0143
Emesso I Valido:	12/07/2017 | -
Prova:	Valutazione ingegneristica SOFA BOND dopo la campagna di test ETAG BOND
Fissaggio distanziato:	e_b = 0 mm (Senza distanziamento); t = 15 mm
Piastra d'ancoraggio:	l_x x l_y x t = 200 mm x 350 mm x 15 mm; (Spessore della piastra raccomandato: non calcolato
Profilo:	Profilo a U; (L x W x T x FT) = 180 mm x 70 mm x 8 mm x 11 mm
Materiale base:	fessurato calcestruzzo, C25/30, $f_{c,cube}$ = 30.00 N/mm^2; h = 10000 mm, Temp. Breve/Lungo: 0/0 °C
Installazione:	**Foro eseguito con perforatore, Condizioni di installazione: asciutto**
Armatura:	nessuna armatura o interasse tra le armature >= 150 mm (qualunque Ø) o >= 100 mm (Ø <= 10 mm) senza armatura di bordo longitudinale L'armatura per il controllo della fessurazione deve essere presente in accordo a quanto previsto da EOTA TR 029, paragrafo 5.2.2.6.

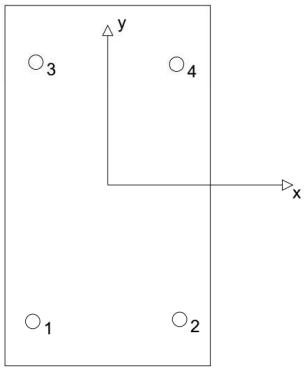
Geometria [mm] & Carichi [kN, kNm]



PROFIS Anchor (c) 2003-2009 Hilti AG, FL-9494 Schaan Hilti è un marchio registrato di Hilti AG, Schaan

Impresa: Iannelli Ing. Massimo
Progettista: Massimo Iannelli
Indirizzo: Via Achille Grandi, 18
Telefono I Fax: 0574-593722 | 0574-512389
E-mail: iannellimassimo@tiscali.it

2 Condizione di carico/Carichi risultanti sull'ancorante



Condizione di carico: Carichi di progetto

Carichi sull'ancorante [kN]
Trazione: (+ Trazione, - Compressione)

Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	0.000	1.119	-0.010	-1.119
2	0.000	1.131	-0.010	-1.131
3	0.000	1.119	0.010	-1.119
4	0.000	1.131	0.010	-1.131

Compressione max. nel calcestruzzo: - [‰]
Max. sforzo di compressione nel calcestruzzo: - [N/mm^2]
risultante delle forze di trazione nel (x/y)=(0/0): 0.000 [kN]
risultante delle forze di compressione (x/y)=(0/0): 0.000 [kN]

3 Carico di trazione (EOTA TR 029, Sezione 5.2.2)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_N [%]	Stato
Rottura dell'acciaio*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento**	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura conica del calcestruzzo**	N/A	N/A	N/A	N/A
Fessurazione**	N/A	N/A	N/A	N/A

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti sollecitati)

Si dovrà verificare la corrispondenza dei dati inseriti e dei risultati con la situazione reale effettiva e la loro plausibilità!
PROFIS Anchor (c) 2003-2009 Hilti AG, FL-9494 Schaan Hilti è un marchio registrato di Hilti AG, Schaan

Impresa:	Iannelli Ing. Massimo	Pagina:	3
Progettista:	Massimo Iannelli	Progetto:	Scuola Buontalenti
Indirizzo:	Via Achille Grandi, 18	Contratto N°:	Trave c.c.a.
Telefono I Fax:	0574-593722 | 0574-512389	Data:	13/12/2017
E-mail:	iannellimassimo@tiscali.it		

4 Carico di taglio (EOTA TR 029, Sezione 5.2.3)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_V [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	1.131	16.860	7	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout**	4.500	94.817	5	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione **	N/A	N/A	N/A	N/A

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti specifici)

4.1 Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)

$V_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Sd} [kN]
21.075	1.250	16.860	1.131

4.2 Rottura per pryout (adesione)

$A_{p,N}$ [mm²]	$A^0_{p,N}$ [mm²]	$\tau_{Rk,ucr,25}$ [N/mm²]	$c_{cr,Np}$ [mm]	$s_{cr,Np}$ [mm]	c_{min} [mm]
147280	44100	17.00	105	210	∞
ψ_c	$\tau_{Rk,cr}$ [N/mm²]	k_4	$\psi^0_{g,Np}$	$\psi_{g,Np}$	k-factor
1.018	8.15	2.300	1.107	1.005	2.000
$e_{c1,V}$ [mm]	$\psi_{ec1,Np}$	$e_{c2,V}$ [mm]	$\psi_{ec2,Np}$	$\psi_{s,Np}$	$\psi_{re,Np}$
2	0.986	0	1.000	1.000	1.000
$N^0_{Rk,p}$ [kN]	$N_{Rk,p}$ [kN]	$\gamma_{M,c,p}$	$V_{Rd,cp}$ [kN]	V_{Sd} [kN]	
21.500	71.113	1.500	94.817	4.500	

5 Spostamenti (ancorante più sollecitato)

Carichi a breve termine:

N_{Sk} = 0.000 [kN] $\quad \delta_N$ = 0.000 [mm]

V_{Sk} = 0.838 [kN] $\quad \delta_V$ = 0.042 [mm]

δ_{NV} = 0.042 [mm]

Carichi a lungo termine:

N_{Sk} = 0.000 [kN] $\quad \delta_N$ = 0.000 [mm]

V_{Sk} = 0.838 [kN] $\quad \delta_V$ = 0.067 [mm]

δ_{NV} = 0.067 [mm]

Commenti: Gli spostamenti a trazione risultano validi con metà del valore della coppia di serraggio richiesta per non fessurato calcestruzzo! Gli spostamenti a taglio sono validi trascurando l'attrito tra il calcestruzzo e la piastra d'ancoraggio! Lo spazio derivante dal foro eseguito con perforatore e dalle tolleranze dei fori non viene considerato in questo calcolo!

Gli spostamenti ammissibili dell'ancorante dipendono dalla struttura fissata e devono essere definiti dal progettista!

Si dovrà verificare la corrispondenza dei dati inseriti e dei risultati con la situazione reale effettiva e la loro plausibilità!
PROFIS Anchor (c) 2003-2009 Hilti AG, FL-9494 Schaan Hilti è un marchio registrato di Hilti AG, Schaan

Impresa:	Iannelli Ing. Massimo	Pagina:	4
Progettista:	Massimo Iannelli	Progetto:	Scuola Buontalenti
Indirizzo:	Via Achille Grandi, 18	Contratto N°:	Trave c.c.a.
Telefono I Fax:	0574-593722 | 0574-512389	Data:	13/12/2017
E-mail:	iannellimassimo@tiscali.it		

6 Attenzione

- Fenomeni di ridistribuzione dei carichi sugli ancoranti derivanti da eventuali deformazioni elastiche della piastra non sono presi in considerazione. Si assume una piastra di ancoraggio sufficientemente rigida in modo che non risulti deformabile sotto l'azione di carichi!
- La verifica del trasferimento dei carichi nel materiale base è necessaria in accordo all'EOTA TR 029 sezione 7!
- Il calcolo è valido solo se le dimensioni dei fori sulla piastra non superano i valori indicati nella Tabella 4.1 da EOTA TR029! Per diametri dei fori superiori vedere il capitolo 1.1 dell'EOTA TR029!
- Hai selezionato il riempimento dei fori. Assicurati che vi sia un metodo corretto per riempire lo spazio anulare tra l'installazione e HIT-RE 500 V3 + HIT-V-F (5.8) M12, e contatta Hilti in caso di domande.
- La lista accessori inclusa in questo report di calcolo è da ritenersi solo come informativa dell'utente. In ogni caso, le istruzioni d'uso fornite con il prodotto dovranno essere rispettate per garantire una corretta installazione.
- L'adesione chimica caratteristica dipende dalle temperature di breve e di lungo periodo.
- Contattare Hilti per verificare la fornitura delle barre HIT-V.
- Il metodo SOFA (fori riempiti) assume l'assenza di spazi anulari tra gli ancoranti e la piastra di ancoraggio. Questo può essere ottenuto mediante il riempimento con resina di sufficiente resistenza a compressione (p.e. usando il sistema Hilti Seismic/Filling set) o attraverso altri mezzi idonei.
- L'utente è responsabile della conformità alle norme correnti (e.g. EC3)
- Una verifica agli Stati Limite d'Esercizio non è eseguita da SOFA e deve essere effettuata dall'utente!

L'ancoraggio risulta verificato!

Si dovrà verificare la corrispondenza dei dati inseriti e dei risultati con la situazione reale effettiva e la loro plausibilità!
PROFIS Anchor (c) 2003-2009 Hilti AG, FL-9494 Schaan Hilti è un marchio registrato di Hilti AG, Schaan

Impresa:	Iannelli Ing. Massimo	Pagina:	5
Progettista:	Massimo Iannelli	Progetto:	Scuola Buontalenti
Indirizzo:	Via Achille Grandi, 18	Contratto N°:	Trave c.c.a.
Telefono I Fax:	0574-593722 | 0574-512389	Data:	13/12/2017
E-mail:	iannellimassimo@tiscali.it		

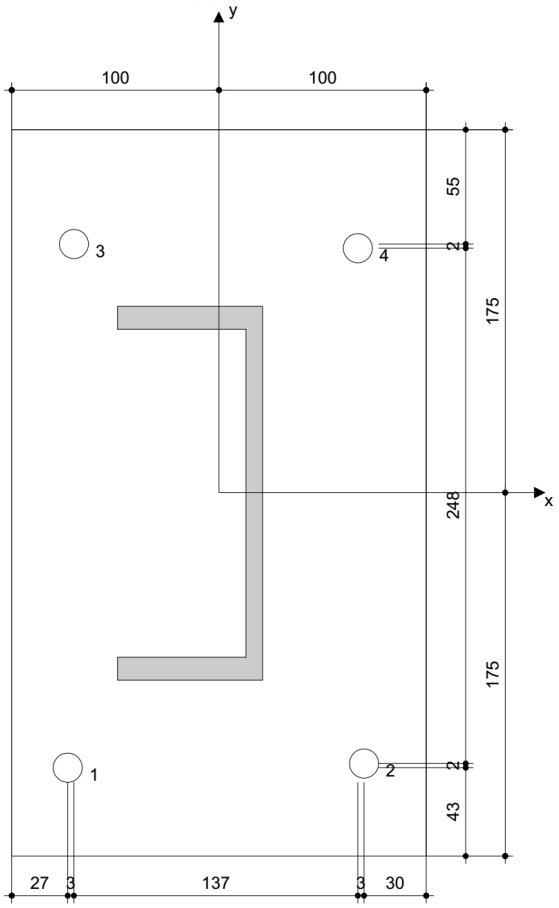
7 Dati relativi all'installazione

Piastra d'ancoraggio, acciaio: -
Profilo: Profilo a U; 180 x 70 x 8 x 11 mm
Diametro del foro nella piastra: d_f = 14 mm
Spessore della piastra (input): 15 mm
Spessore della piastra raccomandato: non calcolato
Metodo di perforazione: Foro con perforazione a roto-percussione
Pulizia: E' necessaria una pulizia accurata del foro (Premium cleaning)

Tipo e dimensione dell'ancorante: HIT-RE 500 V3 + HIT-V-F (5.8) M12
Coppia di serraggio: 0.040 kNm
Diametro del foro nel materiale base: 14 mm
Profondità del foro nel materiale base: 70 mm
Spessore minimo del materiale base: 100 mm

7.1 Accessori richiesti

Perforazione	Pulizia	Posa
• Idoneo per rotopercussione • Dimensione appropriata della punta del trapano	• Aria compressa con i relativi accessori necessari per soffiare a partire dal fondo del foro. • Diametro appropriato dello scovolino	• Il dispenser include il portacartucce e il miscelatore • Seismic/Filling set • Chiave dinamometrica



Coordinate dell'ancorante [mm]

Ancorante	x	y	c_{-x}	c_{+x}	c_{-y}	c_{+y}
1	-73	-132	-	-	-	-
2	70	-130	-	-	-	-
3	-70	120	-	-	-	-
4	67	118	-	-	-	-

PROFIS Anchor (c) 2003-2009 Hilti AG, FL-9494 Schaan Hilti è un marchio registrato di Hilti AG, Schaan

Impresa:	Iannelli Ing. Massimo	Pagina:	6
Progettista:	Massimo Iannelli	Progetto:	Scuola Buontalenti
Indirizzo:	Via Achille Grandi, 18	Contratto N°:	Trave c.c.a.
Telefono I Fax:	0574-593722 | 0574-512389	Data:	13/12/2017
E-mail:	iannellimassimo@tiscali.it		

8 Osservazioni; doveri del cliente

- Tutte le informazioni e i dati contenuti nel Software riguardano solamente l'uso di prodotti Hilti e si basano su principi, formule e norme di sicurezza in conformità con le indicazioni tecniche, di funzionamento, montaggio e assemblaggio, ecc. della Hilti che devono essere rigorosamente rispettate da parte dell'utente. Tutt i valori in esso contenuti sono valori medi, quindi vanno effettuati test specifici prima di utilizzare il prodotto Hilti in questione. I risultati dei calcoli effettuati mediante il software si basano essenzialmente sui dati che l'utente ha inserito. Di conseguenza l'utente è l'unico responsabile per l'assenza di errori, la completezza e la pertinenza dei dati che vanno immessi. Inoltre, l'utente ha la responsabilità di far controllare e correggere i risultati dei calcoli da parte di un esperto, con particolare riguardo al rispetto di norme e autorizzazioni, prima di utilizzarli per uno scopo specifico. Il software serve solo come un compendio per interpretare le norme e i permessi, senza alcuna garanzia circa l'assenza di errori, la correttezza e la pertinenza dei risultati o di idoneità per una specifica applicazione.
- L'utente deve applicare tutti gli accorgimenti necessari e ragionevoli per prevenire o limitare i danni causati dal software. In particolare, l'utente deve organizzare un backup periodico dei programmi e dei dati e, se necessario, effettuare gli aggiornamenti del software offerti da Hilti in maniera regolare. Se non si utilizza la funzione di aggiornamento automatico del software, l'utente deve assicurarsi di utilizzare l'ultima versione e quindi di mantenere aggiornato il Software effettuando aggiornamenti manuali dal sito web Hilti. Hilti non è responsabile per le conseguenze derivanti da una violazione colposa di responsabilità da parte dell'utente, come il recupero di dati o programmi persi o danneggiati.

PROFIS Anchor (c) 2003-2009 Hilti AG, FL-9494 Schaan Hilti è un marchio registrato di Hilti AG, Schaan