

0	30/04/2015	EMISSIONE	MB	LC	MP
Revisione	Data	Oggetto	Redatto	Verificato	Approvato

<h1 style="margin: 0;">COMUNE DI GENOVA</h1>		
DIREZIONE LAVORI PUBBLICI		Direttore Ing. Walter Rupalti
PROGETTAZIONE E OPERE PUBBLICHE		Dirigente Arch. Mirco GRASSI
Committente <div style="text-align: center;"> ASSOCIAZIONE UTRI MARE </div>		Codice Progetto <div style="text-align: center;"> 01.38.01 </div>
CAPO PROGETTO Arch. Marco Pesce	RESPONSABILE UNICO PROCEDIMENTO Arch. Mirco Grassi	
Progetto Architettonico Responsabile: Arch. Marco Pesce Collaboratori: Arch. Eugenio Ghidini, Arch. Daniele Siviero, Arch. jr. Matteo Frulio	Rilievi Responsabile: Arch. Marco Pesce Collaboratori: Geom. Mauro Burgassi	
Progetto Strutture Responsabile: Ing. Luca Caviglione Collaboratori: Ing. Marco Gaffoglio, Geom. Mauro Burgassi	Coordinatore per la Sicurezza in fase di Progettazione Geom. Carlo Solisio	
Progetto e Computi Impianti Responsabile: Ing. Sandro Morandi Collaboratori: Ing. Alberto Borneto, Ing. Antonino Riccio Tabassi, Ing. Massimiliano Giudici, Arch. Paola Negro	Studi geologici Geol. Francesco Valle	
Computi metrici e Capitolati Responsabile: Arch. Marco Pesce Collaboratori: Geom. Andrea Miglio	Progetto Prevenzione incendi Arch. Marco Pesce	
	Progetto aspetti vegetazionali -	
	Verifica accessibilità Arch. Andrea Malaspina	
Intervento/Opera PROGETTO DEFINITIVO PER LA RIFUNZIONALIZZAZIONE (LOTTO 1 E LOTTO 2) DELLA PISCINA COMUNALE "NICOLA MAMELI" DI GENOVA - VOLTRI		
Oggetto della tavola RELAZIONE DI CALCOLO DI PROGETTO RELAZIONE GEOTECNICA		
Livello Progettazione	DEFINITIVO	STRUTTURALE
Codice GULP 14796	Codice OPERA -	Codice identificativo tavola 01.38.01-D-ST.21-04.doc

Municipio VII Ponente
 Quartiere Voltri
 N° progr. tav. N° tot. tav.
 Scala - Data Aprile 2015
 Tavola N°

ST.21-04

D-St

INDICE

1.	RELAZIONE INTRODUTTIVA	6
2.	NORMATIVE APPLICATE	8
3.	UNITÀ DI MISURA E SIMBOLOGIA.....	8
4.	MISURA DELLA SICUREZZA.....	9
4.1.	CRITERI DI CALCOLO.....	9
4.2.	COEFFICIENTI PARZIALI DEI CARICHI	9
4.3.	COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE DEI CARICHI PERMANENTI, VARIABILI	10
5.	AZIONI.....	11
5.1.	CARICHI PERMANENTI E VARIABILI	11
5.1.1.	<i>Peso proprio della struttura</i>	11
5.1.2.	<i>Carichi permanenti e variabili unitari agenti sui solai (P.to 3.1 DM 14/01/2008)</i>	11
5.2.	FORZE INDOTTE DALLA PRESSIONE DELL'ACQUA	12
5.3.	AZIONE DA SISMA.....	13
5.3.1.	<i>Localizzazione geografica</i>	13
5.3.2.	<i>Categoria del sottosuolo</i>	13
5.3.3.	<i>Categoria topografica</i>	13
5.3.4.	<i>Classe di duttilità</i>	13
5.4.	<i>Analisi spettrale</i>	13
5.5.	<i>Azione sismica sulle pareti della piscina.</i>	14
5.6.	AZIONE DELLA NEVE.....	19
5.7.	AZIONE DEL VENTO	21
5.8.	SISTEMA DI MASSE CORRISPONDENTI ALLE AZIONI STATICHE	23
5.8.1.	<i>Distribuzione accidentale delle masse</i>	23
6.	LEGAMI COSTITUTIVI.....	24
6.1.	ELEMENTI MONODIMENSIONALI	24
6.1.1.	<i>Conglomerato cementizio</i>	24
6.1.2.	<i>Acciaio da cemento armato</i>	24
6.2.	ELEMENTI BIDIMENSIONALI	25
6.2.1.	<i>Conglomerato cementizio</i>	25
6.3.	TERRENO DI FONDAZIONE	26
7.	ANALISI CONDOTTA CON AUSILIO DI ELABORATORE	27
7.1.	TIPO DI ANALISI SVOLTA E CRITERI DI VERIFICA	27
7.1.1.	<i>Analisi modale</i>	27
7.1.2.	<i>Verifica del rapporto di resistenza del nodo</i>	27
7.1.2.1.	<i>Limiti e criteri geometrici</i>	28
7.1.2.2.	<i>Criteri di valutazione dei momenti ultimi</i>	28
7.1.3.	<i>Progetto a taglio per azioni sismiche</i>	28
8.	ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO.....	30
9.	EDIFICIO IMPIANTI	32
9.1.	IL MODELLO DELLA STRUTTURA	32
9.2.	<i>Analisi spettrale</i>	33

9.3.	TIPIZZAZIONE DI CARICHI	36
9.4.	CONDIZIONI DI CARICO.....	37
9.5.	LE COMBINAZIONI DI CARICO	38
9.6.	RISULTATI DELLA ANALISI STATICA	40
9.7.	RISULTATI DELL'ANALISI MODALE	40
9.8.	PROGETTO DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI MONODIMENSIONALI IN CEMENTO ARMATO	43
9.8.1.	DIAGRAMMI DI INVILUPPO DELLE SOLLECITAZIONI	43
9.8.1.1.	<i>Diagrammi di inviluppo delle sollecitazioni assiali</i>	43
9.8.1.2.	<i>Diagrammi di inviluppo delle sollecitazioni taglianti</i>	44
9.8.1.3.	<i>Diagrammi di inviluppo delle sollecitazioni flettenti</i>	45
9.8.2.	VERIFICHE DELLO STATO LIMITE DEL DANNO.....	47
9.9.	VERIFICHE PER LO STATO LIMITE ULTIMO.....	47
9.9.1.	<i>Verifiche di resistenza</i>	47
9.9.2.	VERIFICHE PER LO STATO LIMITE DI ESERCIZIO	50
9.9.2.1.	<i>Fessurazione</i>	50
9.9.2.2.	<i>Tensioni di esercizio</i>	51
9.9.3.	VERIFICHE SISMICHE DEGLI ELEMENTI.....	52
9.9.3.1.	<i>Duttilità e capacità di spostamento</i>	52
9.9.3.2.	<i>Verifica del rapporto di resistenza del nodo</i>	53
9.9.4.	<i>Progetto a taglio per azioni sismiche</i>	54
9.10.	CONCLUSIONI.....	55
10.	EDIFICIO SPOGLIATOI E ALTRE STRUTTURE PRINCIPALI: CRITERI DI ANALISI	56
11.	EDIFICIO SPOGLIATOI.....	56
11.1.	IL MODELLO DELLA STRUTTURA	57
11.2.	<i>Analisi spettrale</i>	58
11.3.	TIPIZZAZIONE DI CARICHI	61
11.4.	CONDIZIONI DI CARICO.....	62
11.5.	LE COMBINAZIONI DI CARICO	63
11.6.	RISULTATI DELLA ANALISI STATICA	66
11.7.	RISULTATI DELL'ANALISI MODALE	66
11.8.	PROGETTO DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI MONODIMENSIONALI IN CEMENTO ARMATO	68
11.8.1.	DIAGRAMMI DI INVILUPPO DELLE SOLLECITAZIONI	68
11.8.1.1.	<i>Diagrammi di inviluppo delle sollecitazioni assiali</i>	68
11.8.1.2.	<i>Diagrammi di inviluppo delle sollecitazioni taglianti</i>	70
11.8.1.3.	<i>Diagrammi di inviluppo delle sollecitazioni flettenti</i>	71
11.8.2.	VERIFICHE DELLO STATO LIMITE DEL DANNO.....	73
11.9.	VERIFICHE PER LO STATO LIMITE ULTIMO.....	73
11.9.1.	<i>Verifiche di resistenza</i>	73
11.9.2.	VERIFICHE PER LO STATO LIMITE DI ESERCIZIO	75
11.9.2.1.	<i>Tensioni di esercizio</i>	75
11.9.3.	VERIFICHE SISMICHE DEGLI ELEMENTI.....	75
11.9.3.1.	<i>Duttilità e capacità di spostamento</i>	75
11.9.3.2.	<i>Verifica del rapporto di resistenza del nodo</i>	76
11.9.4.	<i>Progetto a taglio per azioni sismiche</i>	77
12.	COPERTURA PISCINA E GRADINATE	78
12.1.	IL MODELLO DELLA STRUTTURA	78
12.2.	<i>Analisi spettrale</i>	79
12.3.	TIPIZZAZIONE DI CARICHI	82
12.4.	CONDIZIONI DI CARICO.....	84
12.5.	LE COMBINAZIONI DI CARICO	95
12.6.	RISULTATI DELLA ANALISI STATICA	100

12.7.	RISULTATI DELL'ANALISI MODALE	101
14.2.	VERIFICHE DELLO STATO LIMITE DEL DANNO	120
12.8.	PROGETTO DELLE MEMBRATURE IN ACCIAIO	121
12.8.1.	GENERALITÀ	121
12.8.2.	NOTA SU EASYSTEEL	121
12.8.3.	CRITERI DI CALCOLO	121
12.9.	SICUREZZA DELLE MEMBRATURE IN ACCIAIO	122
12.9.1.	VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO	122
13.	VASCA PISCINA ED EDIFICIO ESISTENTE	123
13.1.	IL MODELLO DELLA STRUTTURA	123
13.2.	CONDIZIONI DI CARICO	125
13.3.	DIAGRAMMI DI INVILUPPO DELLE SOLLECITAZIONI	134
13.3.1.	<i>Diagrammi di inviluppo delle sollecitazioni assiali</i>	134
13.3.2.	<i>Diagrammi di inviluppo delle sollecitazioni taglianti</i>	135
14.1.3.	<i>Diagrammi di inviluppo delle sollecitazioni flettenti</i>	137
13.4.	VERIFICHE DELLO STATO LIMITE DEL DANNO	138
14.3.	VERIFICHE PER LO STATO LIMITE ULTIMO	139
14.3.1.	<i>Verifiche di resistenza</i>	139
13.5.	PROGETTO DEGLI ELEMENTI PIANI IN CEMENTO ARMATO	141
13.5.1.	GENERALITÀ	141
13.5.2.	NOTA SU EASYWALL	141
13.5.3.	CRITERI DI CALCOLO	141
16.	SICUREZZA DEGLI ELEMENTI PIANI IN CEMENTO ARMATO	142
16.1.	VERIFICHE PER LO STATO LIMITE ULTIMO	142
16.2.	VERIFICHE PER LO STATO LIMITE DI ESERCIZIO	143
16.2.1.	<i>Fessurazione</i>	143
13.6.	VERIFICA DELLE STRUTTURE ESISTENTI IN CEMENTO ARMATO	145
13.7.	GENERALITÀ	145
13.8.	<i>Note su Exsys</i>	145
13.8.1.	<i>Criteri di calcolo</i>	145
13.8.2.	<i>Verifiche di sicurezza delle strutture esistenti</i>	145
17.2.	PROGETTO DI RINFORZO DELLE STRUTTURE ESISTENTI IN CEMENTO ARMATO MEDIANTE FRP	149
17.2.1.	<i>Generalità</i>	149
17.2.2.	<i>Note su FibrePower</i>	149
17.2.3.	<i>Criteri di calcolo</i>	150
17.2.4.	<i>Verifiche di sicurezza delle strutture esistenti</i>	150
14.	STRUTTURA TERRAZZA SOLARIUM	154
14.1.	<i>Il modello della struttura</i>	154
14.2.	<i>Analisi spettrale</i>	155
14.3.	<i>.TIPIZZAZIONE DI CARICHI</i>	158
14.4.	CONDIZIONI DI CARICO	159
14.5.	LE COMBINAZIONI DI CARICO	161
14.6.	RISULTATI DELLA ANALISI STATICA	162
14.7.	RISULTATI DELL'ANALISI MODALE	163
14.8.	PROGETTO DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI MONODIMENSIONALI IN CEMENTO ARMATO 165	
14.8.1.	DIAGRAMMI DI INVILUPPO DELLE SOLLECITAZIONI	165
14.8.1.1.	<i>Diagrammi di inviluppo delle sollecitazioni assiali</i>	165
14.1.2.	<i>Diagrammi di inviluppo delle sollecitazioni taglianti</i>	166

14.1.3. Diagrammi di inviluppo delle sollecitazioni flettenti.....	169
14.2. VERIFICHE DELLO STATO LIMITE DEL DANNO	170
14.9. VERIFICHE PER LO STATO LIMITE ULTIMO.....	171
14.9.1. Verifiche di resistenza	171
14.10. VERIFICHE PER LO STATO LIMITE DI ESERCIZIO	174
14.10.1. Fessurazione.....	174
14.10.2. Tensioni di esercizio	175
14.11. CONCLUSIONI	176
14.12. PROGETTO DELLE MEMBRATURE IN ACCIAIO.....	177
14.12.1. GENERALITÀ	177
14.12.2. NOTA SU EASYSTEEL	177
14.12.3. CRITERI DI CALCOLO	177
14.13. SICUREZZA DELLE MEMBRATURE IN ACCIAIO	178
14.13.1. VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO.....	178
15. LOCALE RICREATIVO GESTORE IMPIANTO	179
15.1. IL MODELLO DELLA STRUTTURA	179
15.2. Analisi spettrale.....	180
15.3. TIPIZZAZIONE DI CARICHI	183
15.4. CONDIZIONI DI CARICO.....	184
15.5. LE COMBINAZIONI DI CARICO	186
15.6. PRESENTAZIONE DEI RISULTATI DELLE ANALISI.....	187
15.6.1. RISULTATI DELLA ANALISI STATICA.....	187
15.6.2. RISULTATI DELL'ANALISI MODALE	187
15.7. PROGETTO DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI MONODIMENSIONALI IN CEMENTO ARMATO.....	189
15.8. VERIFICHE PER LO STATO LIMITE ULTIMO.....	189
15.8.1. Verifiche di resistenza	189
15.9. VERIFICHE PER LO STATO LIMITE DI ESERCIZIO	191
15.9.1. Tensioni di esercizio	191
15.10. VERIFICHE DI SICUREZZA DELLE MURATURE	191
15.11. GENERALITÀ	191
15.12. NOTE SU WALLVERINE.....	192
15.13. CRITERI DI CALCOLO	192
15.14. VERIFICHE DI SICUREZZA DELLE STRUTTURE ESISTENTI.....	192
16. STRUTTURA TERRAZZA SOLARIUM	194
16.1. Il modello della struttura	194
16.2. Analisi spettrale.....	195
16.3. .TIPIZZAZIONE DI CARICHI	198
16.4. CONDIZIONI DI CARICO.....	198
16.5. LE COMBINAZIONI DI CARICO	200
16.6. RISULTATI DELLA ANALISI STATICA	202
16.7. RISULTATI DELL'ANALISI MODALE	202
16.8. PROGETTO DELLE MEMBRATURE IN ACCIAIO	205
16.8.1. GENERALITÀ	205
16.8.2. NOTA SU EASYSTEEL	205
16.8.3. CRITERI DI CALCOLO	205
16.9. SICUREZZA DELLE MEMBRATURE IN ACCIAIO.....	206
16.9.1. VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO.....	206
17. Descrizione terreno	208
17.1. Falda.....	208
17.2. Parametri geotecnici	208
17.3. Approccio utilizzato e coefficienti parziali	208

18.	EDIFICIO IMPIANTI	210
18.1.	RISULTATI DELLE VERIFICHE GEOTECNICHE PER LE TRAVI DI FONDAZIONE	210
19.	TERRAZZA SOLARIUM	212
19.1.	RISULTATI DELLE VERIFICHE GEOTECNICHE PER LE TRAVI DI FONDAZIONE	212
19.2.	LOCALE RICREATIVO DEL GESTORE	214
19.2.1.	RISULTATI DELLE VERIFICHE GEOTECNICHE PER LE TRAVI DI FONDAZIONE	214
19.3.	EDIFICIO SPOGLIATOI.....	216
19.3.1.	RISULTATI DELLE VERIFICHE GEOTECNICHE PER LE TRAVI DI FONDAZIONE	216
19.4.	<i>Vasca piscina ed edificio esistente</i>	<i>218</i>
19.4.1.	<i>Risultati delle verifiche geotecniche per le travi di fondazione</i>	<i>218</i>
19.4.2.	<i>Risultati delle verifiche geotecniche per le platee</i>	<i>220</i>

1. Relazione introduttiva

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

In questo capitolo sarà inquadrata la tipologia strutturale attualmente esistente valutandone la sicurezza, anche in funzione di quanto esposto nella relazione sulle indagini eseguite.

L'impianto natatorio comunale "N. Mameli", sito in Genova Voltri è stato realizzato nel 1952-53, secondo uno schema che viene di seguito brevemente riassunto.

La struttura attuale è divisibile in tre parti principali, tra loro collegate e funzionalmente interdipendenti: la vasca, l'edificio gradinata nord e quello della gradinata ovest.

La vasca, realizzata in calcestruzzo armato, presenta la particolarità di avere due differenti profondità (2 e 4.8m circa), per consentire la possibilità di eseguire anche i tuffi. La struttura è realizzata a pareti in calcestruzzo armato avente spessore compreso tra i 25 e i 55 cm. In particolare, la vasca "bassa" ha pareti di spessore costante di 25cm, con ringrossi posti alla testa e alla base di circa 30cm di spessore, mentre la vasca "alta" ha pareti di spessore variabile tra 25 e 55cm e, per il lato a mare di spessore costante di circa 55cm. Le due profondità sono raccordate mediante uno scivolo di fondo.

La lastra di fondo, attualmente non ispezionabile, poiché la vasca risulta ancora piena, si suppone abbia spessore non inferiore alla massima dimensione del muro e presenta una particolarità: il fondo della vasca a minor profondità pare sia stato realizzato sfruttando la soletta di copertura di un bunker esistente della II guerra mondiale, attualmente completamente tombato e non accessibile.

Completa la struttura della vasca un'intercapedine ispezionabile costituita da una soletta in pignatte e travetti gettati in opera, con coronamento di travi e pilastri (dimensione dei pilastri rilevata 20x25 e travi 15x45) e una soletta monolitica di copertura (spessore stimato circa 20cm) nella parte nord che si collega con l'omonima gradinata.

Gli edifici della gradinata sono del tutto paragonabili e li si descrivono quindi una volta sola. Fa eccezione la gradinata ovest, nella quale è presente un locale interrato, sede degli attuali impianti per il funzionamento della piscina che sarà in sede di progetto demolito e riempito, mantenendo solo i muri perimetrali.

La struttura delle gradinate è configurabile come un portale a più campate e due piani, con le seguenti caratteristiche:

- Pilastri anteriori, a formare il porticato su Piazza Villa Giusti, di dimensioni grezze di circa 25x45 cm, collegate da travi trasversali di altezza pari a circa 70cm che formano un portale coi pilastri lato vasca, aventi altezza variabile. I telai sono collegati longitudinalmente da una trave ribassata di circa 25cm

rispetto all'intradosso del solaio.

- Solaio in pignatte e travetti gettai in opera dello spessore di circa 27cm finiti (spessore della struttura circa 22cm)
- Telaio al piano soprastante avente i pilastri del porticato ad andamento trapezoidale che si collegano con una serie di travi rampanti di altezza pari a 70cm che sostengono le gradinate. La struttura di quest'ultima è monolitica con i gradini direttamente gettati in calcestruzzo.

Il progetto della struttura prevede le seguenti attività, che si riassumono nel seguente schema:

- realizzazione di un fabbricato ad uso spogliatoi a levante su due livelli. Al livello superiore sarà posizionata una gradinata con struttura prefabbricata per gli spettatori;
- ampliamento della vasca natatoria sino ad ottenere una dimensione di 20.5x33m circa, con adeguamento del bordo vasca e dell'intercapedine. La vasca a maggior profondità sarà chiusa con un solaio per ottenere uno specchio acqueo di profondità costante pari a 2.1m circa. Lo spazio sottostante sarà adibito a locale tecnico e di passaggio impianti;
- realizzazione di un edificio impianti lato ponente;
- demolizione della gradinata lato nord e rinforzo strutturale della porzione restante di edificio, da adibire a locale multifunzionale;
- realizzazione di copertura metallica con tetto parzialmente apribile per la copertura della piscina, delle gradinate e del locale multifunzionale sopra l'ex gradinata nord. Più in dettaglio si descrive la struttura della copertura che è organizzata secondo una serie di portali trasversali rispetto alla vasca con colonne a sezione composta saldata che si allarga verso il nodo di connessione con il traverso in profilo HEM600. solo tre telai degli 8 presenti sono completi con entrambi i montanti. I telai centrali sono zoppi e appesi ad una travatura reticolare di luce pari a circa 33m che consente di avere la visuale completamente libera per chi siede in gradinata. Detta trave ha altezza pari a 2.3 m e ha uno schema tipo Mohnie. Su di essa si appoggia la copertura della gradinata che ha lo schema di un portale incernierato alle estremità. I montanti che sostengono la trave reticolare principale hanno sezione composta a croce con piatti saldati (V. tavola n°15). Longitudinalmente lo schema della struttura di copertura è quella di un telaio controventato con elementi a K. La finitura di copertura e la porzione apribile sono sostenuti da una serie di arcarecci incernierati con profili tipo IPE240;
- realizzazione di terrazza solarium a mare della piscina;
- realizzazione di fabbricato per zona ricreativa del circolo gestore dell'impianto;
- realizzazione di porticato esterno di collegamento spogliatoi con Piazza Villa Giusti.

La presente relazione di calcolo sarà così organizzata: i paragrafi iniziali indicano i criteri generali di calcolo e verifica delle strutture, con la definizione delle azioni esterne e i criteri generali di modellazione. successivamente, per ogni intervento strutturale è riportata la descrizione dei principali risultati del calcolo e delle particolarità del singolo edificio.

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) "IITKGSDMA Guidelines For Seismic Design Of Liquid Storage Tanks"
- 4) CNR DT

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 capitolo 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

	γ_1	γ_2	ψ_0	ψ_1	ψ_2	ψ_3
Combinazione	1.0	1.0	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 γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
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. 2.6.1 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. Azioni

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

5.1. Carichi permanenti e variabili

5.1.1. 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.

5.1.2. 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.

Locale multifunzionale (palestra)

Peso proprio soletta:	0.032 kg/cm ²	
Peso proprio travetti:	0.0kg/cm ²	
Peso proprio massetti:	0.008kg/cm ²	
Peso proprio pavimenti:	0.003kg/cm ²	
Incidenza divisori interni:	0.01kg/cm ²	
Totale carichi non strutturali (G2) :		0.021kg/cm ²
Variabili:	Cat. C	0.05kg/cm ²

Terrazza solarium

Peso proprio soletta:	0.003 kg/cm ²	
Variabili:	Cat. C	0.05kg/cm ²

Solaio bordo piscina

Peso proprio soletta:	0.033 kg/cm ²	
Peso manto di copertura:	0.01kg/cm ²	
Altro:	0.04kg/cm ²	
Totale carichi non strutturali (G2) :		0.05kg/cm ²

Variabili:	Cat. H	0.005kg/cm ²
------------	--------	-------------------------

Copertura locale impianti

Peso proprio soletta:	0.045 kg/cm ²	
Peso manto di copertura:	0.01kg/cm ²	
Altro:	0.04kg/cm ²	
Totale carichi non strutturali (G2) :		0.05kg/cm ²
Variabili:	Cat. H	0.005kg/cm ²

Edificio spogliatoi (copertura)

Peso proprio soletta:	0.040 kg/cm ²	
Peso manto di copertura:	0.01kg/cm ²	
Altro:	0.02kg/cm ²	
Totale carichi non strutturali (G2) :		0.03kg/cm ²
Variabili:	Cat. H	0.005kg/cm ²

Edificio spogliatoi (tribuna)

Peso proprio soletta:	0.040 kg/cm ²	
Altro:	0.002kg/cm ²	
Totale carichi non strutturali (G2) :		0.002kg/cm ²
Variabili:	Cat. C	0.05kg/cm ²

Copertura piscina

Peso proprio soletta:	0.002 kg/cm ²	
Variabili:	Cat. H	0.005kg/cm ²

5.2. 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 $K=1.00$. Per ciò che riguarda gli effetti dinamici della spinta sulle pareti della piscina, si fa riferimento ad un approccio statico equivalente, secondo quanto contenuto nella pubblicazione di cui al punto 3 delle norme di riferimento.

5.3. Azione da sisma

5.3.1. Localizzazione geografica

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

Latitudine	Longitudine
44.42733	8.75071

5.3.2. Categoria del sottosuolo

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

5.3.3. Categoria topografica

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

5.3.4. Classe di duttilità

La classe di duttilità è stata così stabilita per i vari edifici:

- Vasca piscina: analizzato con lo spettro elastico $q=1$;
- edificio spogliato: $q=2.4$
- edificio impianti: Telaio di un piano $q=2.52$;
- locale ricreativo: edificio in muratura semplice $q=$
- strutture metalliche: analizzate con lo spettro elastico $q=1$.

5.4. 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	29.428	0.000	0.000	
Dinamica SLDh Y	SLDh	0.000	29.428	0.000	
Dinamica SLVh X	SLVh	66.981	0.000	0.000	
Dinamica SLVh Y	SLVh	0.000	66.981	0.000	
Dinamica SLOh X	SLOh	22.994	0.000	0.000	
Dinamica SLOh Y	SLOh	0.000	22.994	0.000	

5.5. Azione sismica sulle pareti della piscina.

L'azione sismica, i cui valori caratteristici sono di seguito riportati, vengono calcolati tenendo degli effetti di scuotimento generati dal liquido presente all'interno del serbatoio, secondo le indicazioni contenute nella pubblicazione "IITKGSDMA GUIDELINES for SEISMIC DESIGN OF LIQUID STORAGE TANKS".

Ai fini della modellazione del carico, l'effettivo andamento di tipo semiparabolico è stato sostituito con un andamento lineare a tratti schematizzato in modo da ottenere la medesima risultante complessiva del carico.

Sia in questa occasione istituito un sistema di riferimento cartesiano avente l'asse x parallelo al lato corto della piscina e il lato y parallelo al lato lungo.

SISMA LUNGO X

CALCOLO SPINTE IDRODINAMICHE SU UN SERBATOIO RETTANGOLARE

(Metodo di Housner e Malhotra)

L	20.5	m	ampiezza in direzione parallela al sisma
r	1000	kg/m ³	Densità del fluido
H	2.1	m	Altezza del fluido
H1	2.15	m	Altezza delle pareti
B	33	m	Ampiezza in direzione ortogonale al sisma
t	0.4	m	Spessore pareti
E	30000	Mpa	Modulo elastico
γ	0.10	<	1.5 Snellezza del serbatoio (H/L)
ag/g	0.066		Accelerazione sismica adimensionale
rm	2500	kg/m ³	Densità della parete serbatoio
m	1420650	kg	Massa totale dell'acqua
mw	230050	kg	Massa serbatoio
<u>Componente impulsiva</u> (valori calcolati per striscia unitaria)			
Qi	0.87		
Ci	6.32		
mi	168048	kg	Massa impulsiva
hi	0.788	m	Altezza della massa impulsiva (senza l'effetto c
qi	21938	Pa	Carico fittizio
mw	70950	kg	Massa della parete
h-	0.908	m	Altezza carico fittizio
d	0.0001	m	Deformazione parete
Ti	0.017	sec	Periodo fondamentale impulsivo
ai	0.08	g	Accelerazione in risposta

Componente convettiva (valori calcolati per striscia unitaria)

Qc	0.396		
mc	1145431	kg	Massa convettiva associata
hc	1.059	m	Altezza applicazione massa
Cc	6.32		
Tc	9.13	sec	Periodo fondamentale convettivo
ac	0.006	g	

COMPONENTE DOVUTA ALL'ACCELERAZIONE VERTICALE

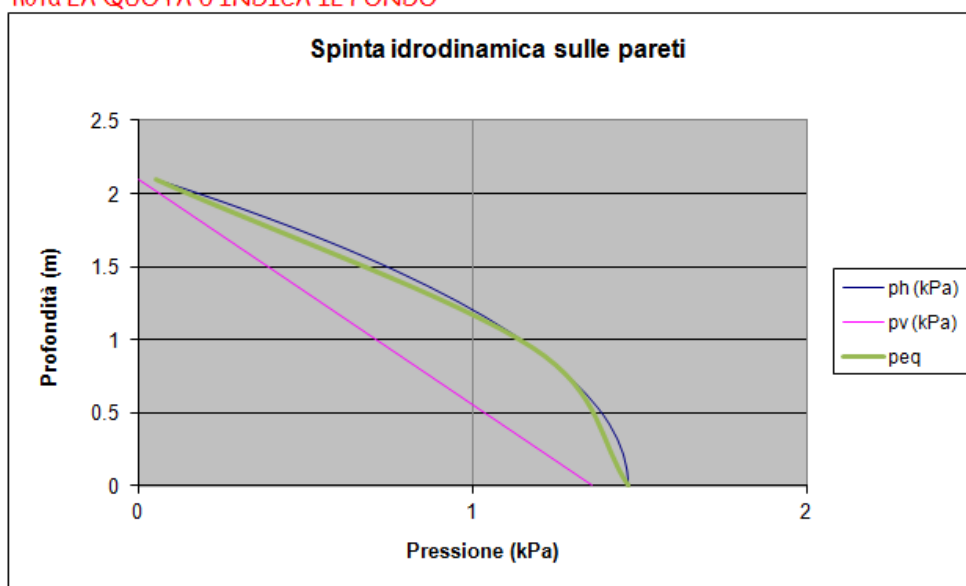
av	0.066	g
----	-------	---

RISULTANTI SPINTE

Andamento delle spinte idrodinamiche

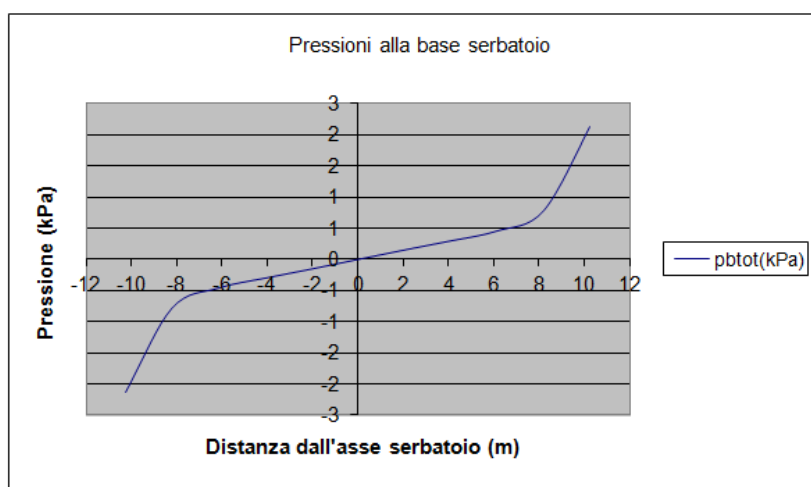
z (m)	sc (Pa)	si (Pa)	ph (kPa)	pv (kPa)	Ptot
0	52.31	1412.96	1.47	1.36	2.82
0.105	52.32	1409.43	1.46	1.29	2.75
0.21	52.34	1398.84	1.45	1.22	2.67
0.315	52.37	1381.17	1.43	1.16	2.59
0.42	52.42	1356.45	1.41	1.09	2.50
0.525	52.48	1324.65	1.38	1.02	2.40
0.63	52.56	1285.80	1.34	0.95	2.29
0.735	52.65	1239.88	1.29	0.88	2.18
0.84	52.75	1186.89	1.24	0.82	2.06
0.945	52.87	1126.84	1.18	0.75	1.93
1.05	53.00	1059.72	1.11	0.68	1.79
1.155	53.15	985.54	1.04	0.61	1.65
1.26	53.30	904.30	0.96	0.54	1.50
1.365	53.48	815.99	0.87	0.48	1.35
1.47	53.66	720.61	0.77	0.41	1.18
1.575	53.86	618.17	0.67	0.34	1.01
1.68	54.08	508.67	0.56	0.27	0.83
1.785	54.31	392.10	0.45	0.20	0.65
1.89	54.55	268.46	0.32	0.14	0.46
1.995	54.81	137.76	0.19	0.07	0.26
2.1	55.08	0.00	0.06	0.00	0.06

nota LA QUOTA 0 INDICA IL FONDO



RISULTANTI PRESSIONI SUL FONDO

x	pbtot(kPa)
-10.25	-2.14
-8.2	-0.78
-6.15	-0.46
-4.1	-0.30
-2.05	-0.15
0	0.00
2.05	0.15
4.1	0.30
6.15	0.46
8.2	0.78
10.25	2.14

**ALTEZZA DELL'ONDA CONVETTIVA DI SUPERFICIE**

dmax 0.07 m

SISMA IN DIREZIONE Y

CALCOLO SPINTE IDRODINAMICHE SU UN SERBATOIO RETTANGOLARE

(Metodo di Housner e Malhotra)

L	33	m	ampiezza in direzione parallela al sisma
r	1000	kg/m ³	Densità del fluido
H	2.1	m	Altezza del fluido
H1	2.15	m	Altezza delle pareti
B	20.5	m	Ampiezza in direzione ortogonale al sisma
t	0.4	m	Spessore pareti
E	30000	Mpa	Modulo elastico
γ	0.06	<	1.5 Snellezza del serbatoio (H/L)
ag/g	0.068		Accelerazione sismica adimensionale
rm	2500	kg/m ³	Densità della parete serbatoio
m	1420650	kg	Massa totale dell'acqua
mw	230050	kg	Massa serbatoio
<u>Componente impulsiva</u> (valori calcolati per striscia unitaria)			
Qi	0.87		
Ci	7.93		
mi	104394	kg	Massa impulsiva
hi	0.788	m	Altezza della massa impulsiva (senza l'effetto c
qi	21938	Pa	Carico fittizio
mw	44075	kg	Massa della parete
h-	0.908	m	Altezza carico fittizio
d	0.0001	m	Deformazione parete
Ti	0.017	sec	Periodo fondamentale impulsivo
ai	0.08	g	Accelerazione in risposta

Componente convettiva (valori calcolati per striscia unitaria)

Qc	0.408		
mc	1169442	kg	Massa convettiva associata
hc	1.054	m	Altezza applicazione massa
Cc	7.93		
Tc	14.55	sec	Periodo fondamentale convettivo
ac	0.006	g	

COMPONENTE DOVUTA ALL'ACCELERAZIONE VERTICALE

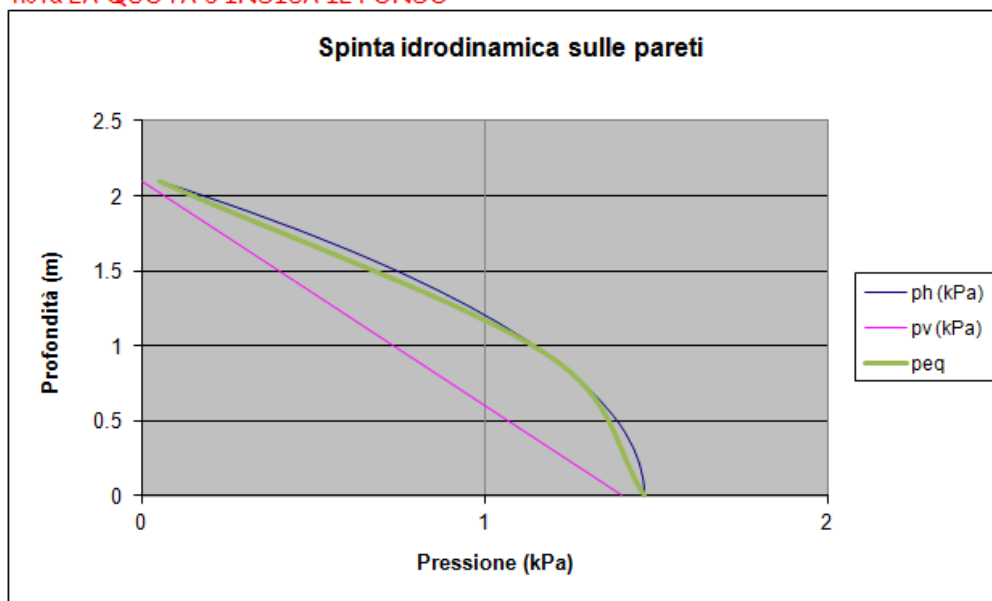
av	0.068	g
----	-------	---

RISULTANTI SPINTE

Andamento delle spinte idrodinamiche

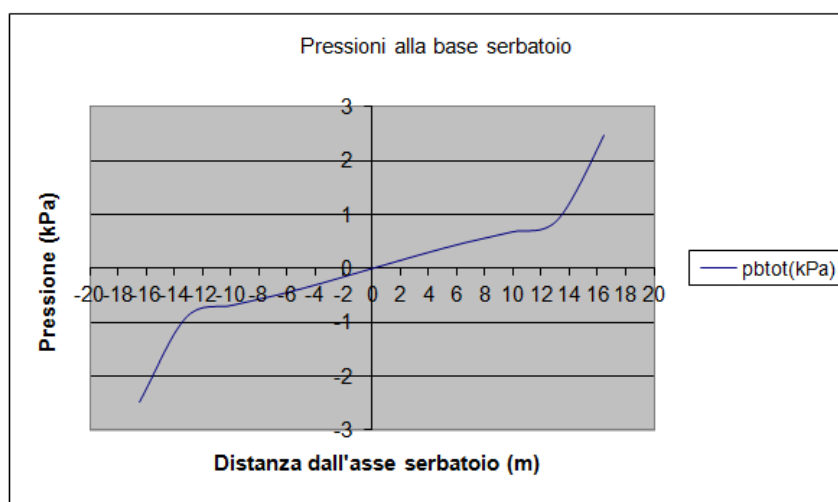
z (m)	sc (Pa)	si (Pa)	ph (kPa)	pv (kPa)	Ptot
0	53.98	1412.96	1.47	1.40	2.87
0.105	53.99	1409.43	1.46	1.33	2.79
0.21	54.00	1398.84	1.45	1.26	2.71
0.315	54.01	1381.17	1.44	1.19	2.63
0.42	54.03	1356.45	1.41	1.12	2.53
0.525	54.05	1324.65	1.38	1.05	2.43
0.63	54.08	1285.80	1.34	0.98	2.32
0.735	54.12	1239.88	1.29	0.91	2.20
0.84	54.16	1186.89	1.24	0.84	2.08
0.945	54.21	1126.84	1.18	0.77	1.95
1.05	54.26	1059.72	1.11	0.70	1.81
1.155	54.32	985.54	1.04	0.63	1.67
1.26	54.38	904.30	0.96	0.56	1.52
1.365	54.45	815.99	0.87	0.49	1.36
1.47	54.52	720.61	0.78	0.42	1.20
1.575	54.60	618.17	0.67	0.35	1.02
1.68	54.69	508.67	0.56	0.28	0.84
1.785	54.78	392.10	0.45	0.21	0.66
1.89	54.87	268.46	0.32	0.14	0.46
1.995	54.97	137.76	0.19	0.07	0.26
2.1	55.08	0.00	0.06	0.00	0.06

nota LA QUOTA 0 INDICA IL FONDO



RISULTANTI PRESSIONI SUL FONDO

x	pbtot(kPa)
-16.5	-2.48
-13.2	-0.91
-9.9	-0.68
-6.6	-0.48
-3.3	-0.25
0	0.00
3.3	0.25
6.6	0.48
9.9	0.68
13.2	0.91
16.5	2.48

**ALTEZZA DELL'ONDA CONVETTIVA DI SUPERFICIE**

dmax 0.11 m

In allegato è riportata la definizione degli spettri di pseudo-accelerazione definiti per il calcolo delle azioni sopra riportate.

5.6. 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 3.0m.

In base a ciò il carico di neve al suolo $q_{sk}=1.0\text{KN/mq}$.

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 μ 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:

$$q_s = 0.80 * 1.000 = 0.800 \text{ KN/mq.}$$

5.7. Azione del vento

L'azione del vento è determinata secondo la norma CNR DT207-2008 per l'azione del vento. Le tabelle seguenti riportano la determinazione delle pressioni sulla struttura, assimilata per semplicità ad un edificio rettangolare. La copertura, avendo inclinazione inferiore a 5° è assimilata ad una copertura piana.


Velocità base di riferimento

Regione ove sorge il sito

Altitudine del sito

Liguria
 $a_s = 10$ [m]

Tabella 3.1 – Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 e k_a per le diverse zone italiane.				
Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ (m/s)	a_0 (m)	k_a
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32



Parametri tabella 3.1:

Zona di riferimento

Velocità base di riferimento sul livello del mare

Parametro a_0

Parametro K_a

Coefficiente di altitudine

Velocità base di riferimento $v_b = v_{b,0} * c_a$

zona = 7 [-]
 $v_{b,0} = 28$ [m/s]
 $a_0 = 1000$ [m]
 $k_a = 0.40$ [-]
 $c_a = 1.0$ [-]
 $v_b = 28$ [m/s]

Periodo di ritorno di progetto e velocità di riferimento di progetto

Proprietà della costruzione	T_0 (anni)
Costruzione provvisoria, in fase di realizzazione o di demolizione, purché il periodo in cui sussiste tale stato sia minore di 1 anno. Per le costruzioni provvisorie, è necessario che sia minore di un anno l'insieme di tutti i successivi periodi nei quali la costruzione è riutilizzata	10
Costruzione ordinaria	50
Costruzione di rilevante importanza	100
Costruzione di importanza strategica	200

Vita nominale della struttura

Periodo di ritorno convenzionale

Periodo di ritorno di riferimento $T_{R,0} = \max(V_N, T_0)$

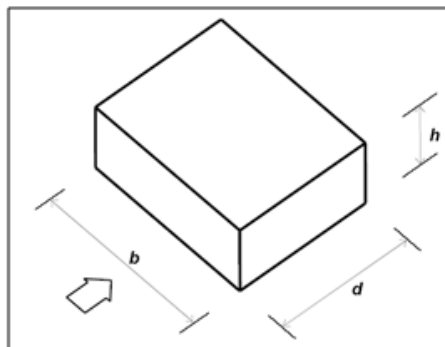
Periodo di ritorno di progetto $T_R = T_{R,0}$

Coefficiente di ritorno

Velocità di riferimento di progetto $v_r = v_b * c_r$

$V_N = 50$ [anni]
 $T_0 = 100$ [anni]
 $T_{R,0} = 100$ [anni]
 $T_R = 100$ [anni]
 $c_r = 1.06$ [-]
 $v_r = 29.75$ [m/s]

EDIFICI A PIANTA RETTANGOLARE

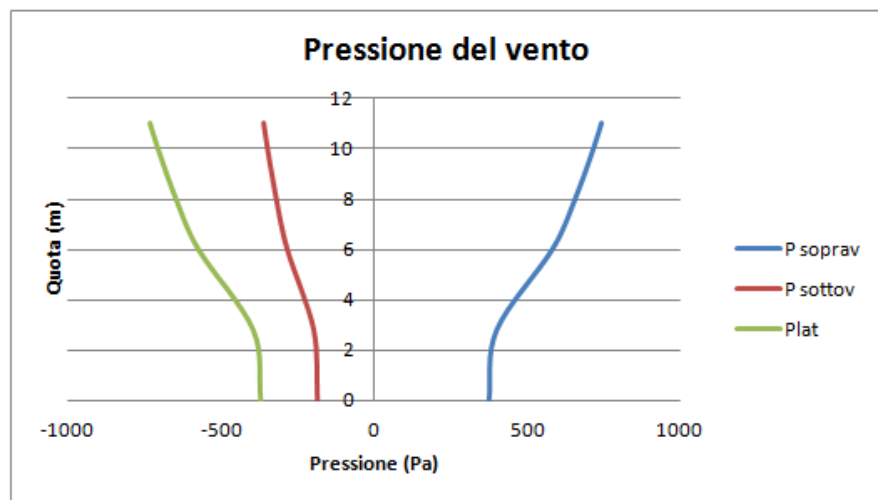


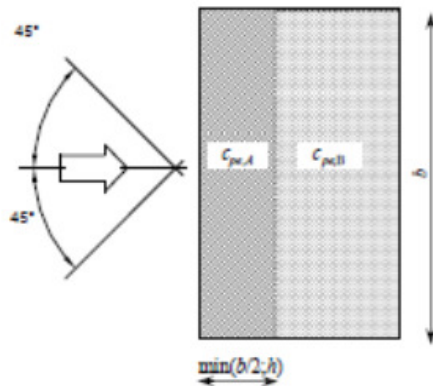
Coefficienti su pareti laterali

Faccia sopravvento	cpe	0.73
Faccia sottovento	cpe	-0.36
Pareti laterali	cpe	-0.72

Calcolo pressioni alle quote edificio Pressioni in Pascal

Solaio	quota	P soprav	P sottov	Plat
1	0	377	-184	-373
2	2.8	402	-196	-398
3	6	583	-285	-577
4	8	658	-321	-651
5	10	718	-350	-710
6	11	744	-363	-736
7	11	744	-363	-736
8	11	744	-363	-736



TETTO PIANO

Inclinazione della falda α °

Quota della copertura h m

Coefficiente A cpeA **-0.8**

Estensione coeff. A d **11.0** m

Coefficiente B cpeB **0.2**

(coefficiente B da prendere con segno alternato)

Pressione A pA **-818** Pa

Pressione B pB **205** Pa

Per tenere conto della parziale apertura di porzioni della copertura e della facciata, in prima approssimazione si è incrementato il coefficiente di pressione del vento con un coefficiente $C_{pi} = +0.8$, per parete aperta sopravento e -0.5 per parete aperta sottovento. Si rimanda alla stesura del progetto esecutivo per una definizione più dettagliata dei coefficienti di pressione interna, con particolare riguardo alla copertura.

5.8. 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.

5.8.1. 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

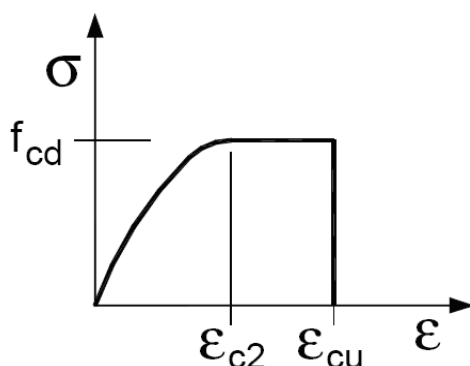
6. Legami costitutivi

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

6.1. Elementi monodimensionali

6.1.1. Conglomerato cementizio

Nella figura di seguito è rappresentato il legame costitutivo σ - ϵ adottato per il calcestruzzo negli elementi monodimensionali del tipo parabola-rettangolo.



Legame costitutivo utilizzato per il calcestruzzo

I valori delle deformazioni utilizzati sono i seguenti:

ϵ_{c2}	ϵ_{cu}
0.0020	0.0035

C20/25 esistente;

Calcestruzzo tipo

Resistenza caratteristica cubica R_{ck}

C20/25

254 kg/cm²

Resistenza caratteristica cilindrica

211 kg/cm²

Coeff. sicurezza parziale per il calcestruzzo

1.5

Resistenza di calcolo f_{cd}

133.22 kg/cm²

Resistenza di calcolo a trazione f_{ctd}

11.98 kg/cm²

Modulo elastico E

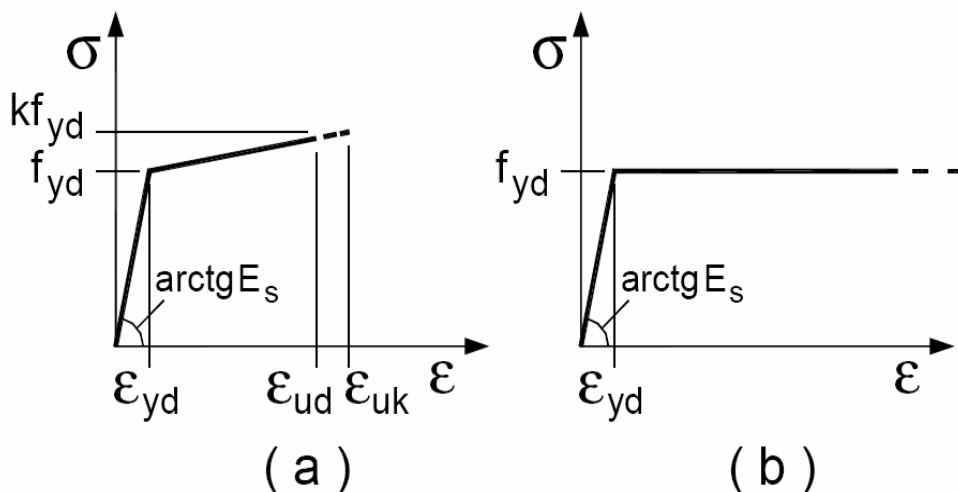
307959.32564637 kg/cm²

Modulo di elasticità tangenziale G

153979.66282319 kg/cm²

6.1.2. 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: C20/25 esistente

Acciaio tipo

Resistenza di snervamento f_{yk}

Coeff. sicurezza parziale per l'acciaio

Resistenza di calcolo f_{yd}

AQ50

2700 kg/cm²

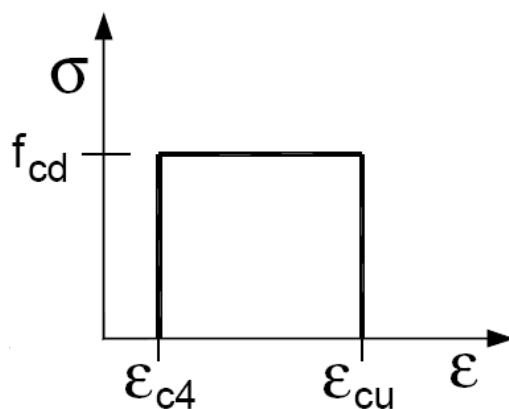
1.5

2000.00 kg/cm²

6.2. Elementi bidimensionali

6.2.1. 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
-----------------------	--------

6.3. 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) k_s pari a $1.500 \text{ kg} / \text{cm}^3$.

7. 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.

7.1. Tipo di analisi svolta e criteri di verifica

Per la struttura in esame sono state eseguite:

Un'analisi statica lineare per i carichi statici verticali e orizzontali

Un'analisi dinamica spettrale.

7.1.1. Analisi modale

I criteri generali di esecuzione dell'analisi modale sono i seguenti:

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 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:

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

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.

7.1.2. Verifica del rapporto di resistenza del nodo

In caso di sisma è opportuno ridurre la possibilità che si formino cerniere plastiche nei pilastri. Il pilastro deve quindi avere un momento ultimo paragonabile a quello della somma dei momenti ultimi delle travi che al pilastro sono collegate. Questa condizione viene verificata per i due piani locali del sistema di riferimento del pilastro (xy e

xz) e per i due versi di rotazione del nodo (+ e -) e cioè per le due direzioni di applicazione dell'azione sismica. Si noti che l'Eurocodice 8 impiega questo criterio come un criterio progettuale ricavando un fattore a di "amplificazione" del momento di progetto del pilastro M_{dp} inteso come $a = S_{Mut} / M_{dp}$ dove S_{Mut} è la somma dei momenti plastici delle travi. Ne risulta che il momento ultimo del pilastro deve essere pertanto almeno pari a quello della somma dei momenti ultimi delle travi moltiplicato per a .

7.1.2.1. Limiti e criteri geometrici

Vi sono alcune limitazioni sulle caratteristiche geometriche al tipo di giunto che può essere verificato. Se tali caratteristiche non sono presenti, la verifica non ha luogo e viene stampato un avviso di tale evenienza.

Le caratteristiche geometriche necessarie sono le seguenti.

- Nel giunto deve concorrere almeno una colonna ovvero un elemento subverticale (+/- 10 rispetto all'asse globale z).
- Il riferimento locale di tale elemento è assunto come sistema di riferimento
- Gli altri elementi concorrenti nel nodo devono essere subparalleli (+/- 10) ad uno degli assi del riferimento di verifica.
- Gli elementi concorrenti nel giunto devono anche essere orientati in modo che la loro terna locale sia allineata, per multipli di angolo retto, con il sistema di riferimento di verifica. Non sono accettati, cioè, elementi con arbitraria rotazione intorno al proprio asse.
- Gli elementi, classificati secondo l'appartenenza ai piani del sistema di verifica, contribuiscono a formare le sommatorie dei momenti ultimi suddivise per i due piani di verifica. E cioè, si ripete, i piani locali xy ed xz del sistema di riferimento della colonna.

7.1.2.2. Criteri di valutazione dei momenti ultimi

Le sommatorie dei momenti ultimi vengono effettuate separatamente per colonne e per travi curando che i momenti nelle colonne siano di segno opposto a quelli delle travi. Le sommatorie vengono effettuate per i due versi di rotazione dei momenti. Vengono effettuate due distinte verifiche nei due piani locali xy e xz del sistema di riferimento di verifica. Nel caso delle colonne viene considerata la forza assiale per tutte le combinazioni di carico di progetto e viene considerato il momento ultimo minimo tra tutte le combinazioni. Nel caso delle travi la forza assiale non viene considerata. I momenti ultimi si calcolano con i valori di resistenza di progetto e cioè con i valori di resistenza nominali ridotti dei coefficienti di sicurezza parziale o dei fattori di riduzione di resistenza.

7.1.3. Progetto a taglio per azioni sismiche

In caso di azione sismica, è opportuno provvedere affinché non si verifichi una rottura per taglio prima che si siano formate delle cerniere plastiche agli estremi della trave. Pertanto il taglio di progetto è stato valutato tenendo in conto la formazione di cerniere plastiche agli estremi della trave dovute agli effetti combinati dello spostamento laterale dovuto all'azione sismica e dei carichi.

I carichi che contribuiscono a formare le cerniere plastiche formano una speciale combinazione di carico che deve essere appositamente assegnata dall'operatore. Tale combinazione coinvolge solo i carichi "gravitazionali". Le condizioni di carico quindi che entrano a far parte di questa combinazione saranno solo quelle assegnate come "gravitazionali" insieme all'assegnazione dei tipi di carico.

Detti:

V_{left} taglio a sinistra per effetto della combinazione dei carichi assegnata

V_{right} taglio a destra per effetto della combinazione dei carichi assegnata

M_{left1} momento plastico all'estremità di sinistra per effetto di uno sbandamento a sinistra

M_{left2} momento plastico all'estremità di sinistra per effetto di uno sbandamento a destra

M_{right1} momento plastico all'estremità di destra per effetto di uno sbandamento a sinistra

M_{right2} momento plastico all'estremità di destra per effetto di uno sbandamento a destra

L lunghezza di calcolo dell'elemento

Per uno sbandamento a sinistra si avranno i seguenti valori di taglio ad entrambe le estremità:

$$V_1 = - \gamma (| M_{left1} | + | M_{right1} |) / L$$

Per uno sbandamento a destra si avranno i seguenti valori di taglio ad entrambe le estremità:

$$V_2 = \gamma (| M_{left2} | + | M_{right2} |) / L$$

Si avranno quindi i seguenti valori di taglio di progetto:

Alla sezione di sinistra:

$$V_{left1} = V_{left} + V_1$$

$$V_{left2} = V_{left} + V_2$$

Alla sezione di destra:

$$V_{right1} = V_{right} + V_1$$

$$V_{right2} = V_{right} + V_2$$

Questi valori, interpolati linearmente lungo l'elemento, vengono aggiunti al valore del taglio dovuto alle normali combinazioni di carico di progetto. per il moltiplicatore γ si fa riferimento ai capitoli 7.4.4.1.1 e 7.4.4.2.1 del DM2008.

8. Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

Programma di calcolo e post processori	All-In-One
Produttore	Softing s.r.l.
Versione	EWS 41 (13.04.2015) build 6069
Licenza	25986

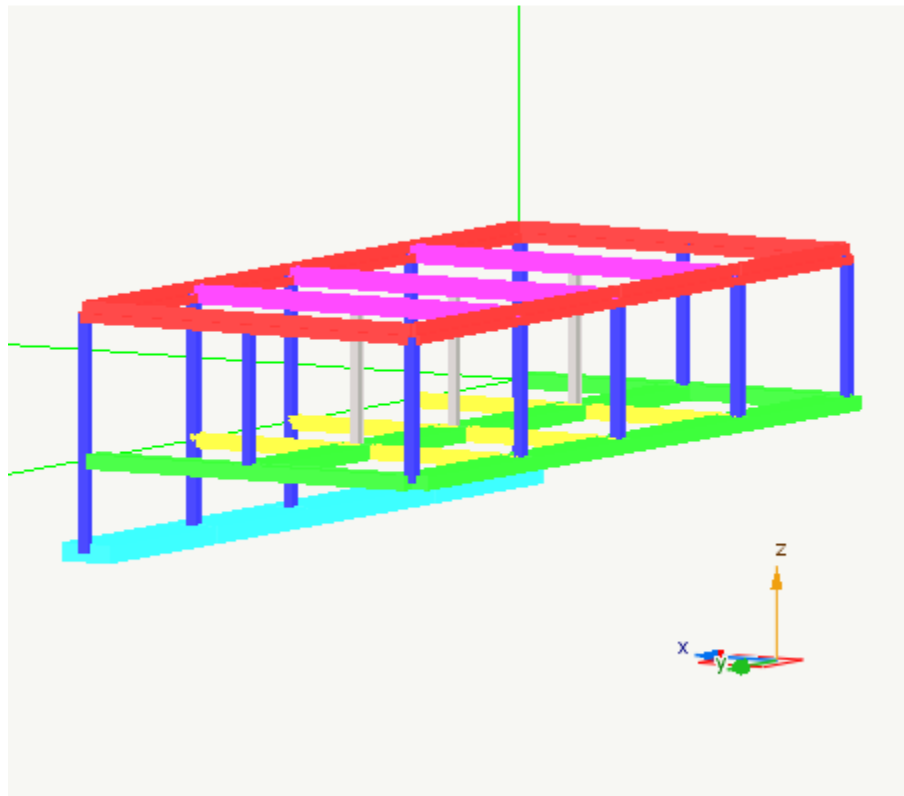
Programma di calcolo e post processori	All-In-One
Produttore	Softing s.r.l.
Versione	EWS 41 (13.04.2015) build 6069
Licenza	25986

Programma di calcolo e post processori	All-In-One
Produttore	Softing s.r.l.
Versione	EWS 41 (13.04.2015) build 6069
Licenza	25986

RISULTATI ELABORAZIONI SINGOLI EDIFICI

9. Edificio impianti

Struttura intelaiata in conglomerato cementizio armato per edificio destinato ad alloggiamento impianti tecnici.
Pianta regolare. Fondazioni superficiali realizzate con travi rovesce.
Dal punto di vista strutturale l'edificio in oggetto è organizzato come telaio ad un piano e più campate in calcestruzzo armato con solaio di copertura in predalles piano.



Vista anteriore

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

9.1. Il modello della struttura

Il modello e' costituito da 38 nodi e da 62 elementi.

Nel modello vi sono:

62 elementi lineari a due nodi

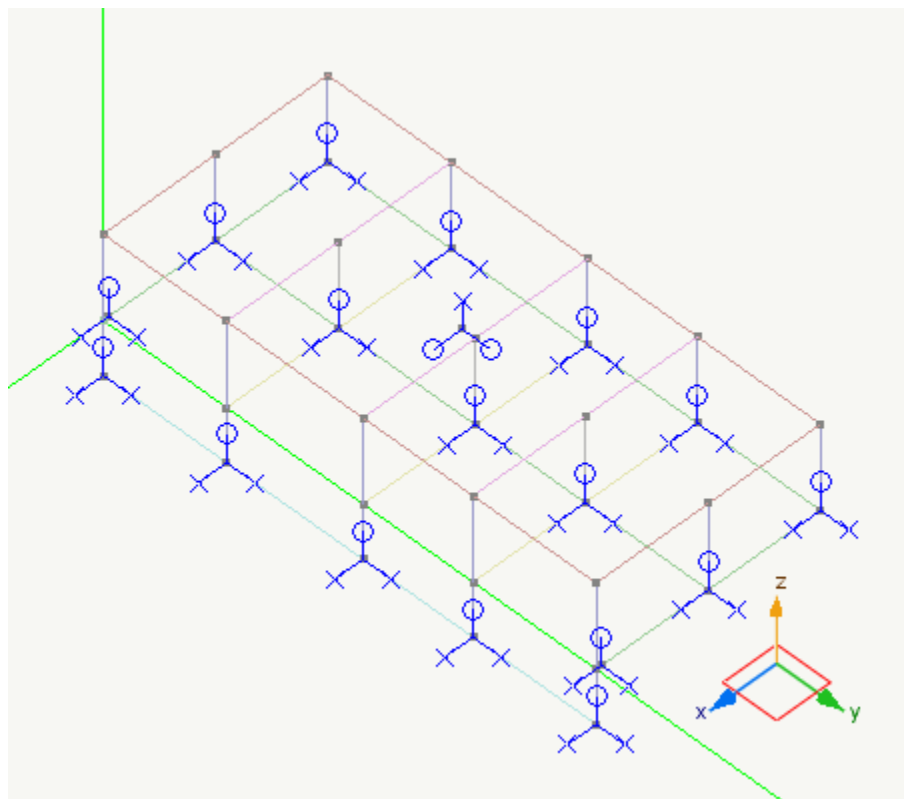
Il tipo di elementi impiegati è il seguente:

44 elementi trave a sezione rettangolare

16 elementi trave su suolo elastico alla winkler

2 elementi rigel

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



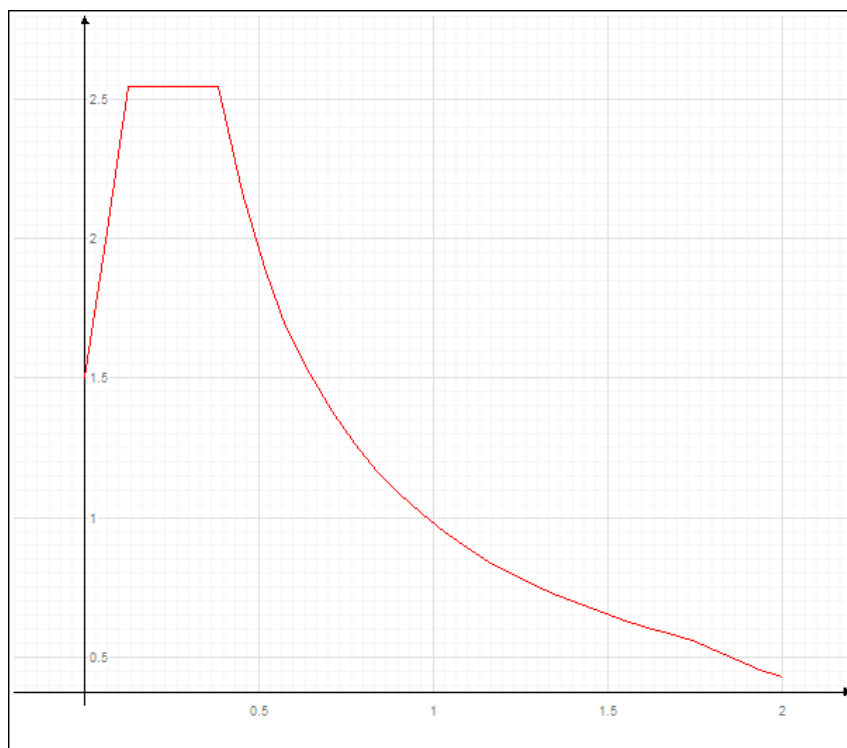
Nella struttura è stato impiegato il metodo Master-Slave per modellare impalcati rigidi.

9.2. 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	31.392	0.000	0.000	
Dinamica SLDh Y	SLDh	0.000	31.392	0.000	
Dinamica SLVh X	SLVh	65.727	0.000	0.000	
Dinamica SLVh Y	SLVh	0.000	65.727	0.000	
Dinamica SLOh X	SLOh	24.525	0.000	0.000	
Dinamica SLOh Y	SLOh	0.000	24.525	0.000	

Sono stati impiegati i seguenti spettri di risposta:

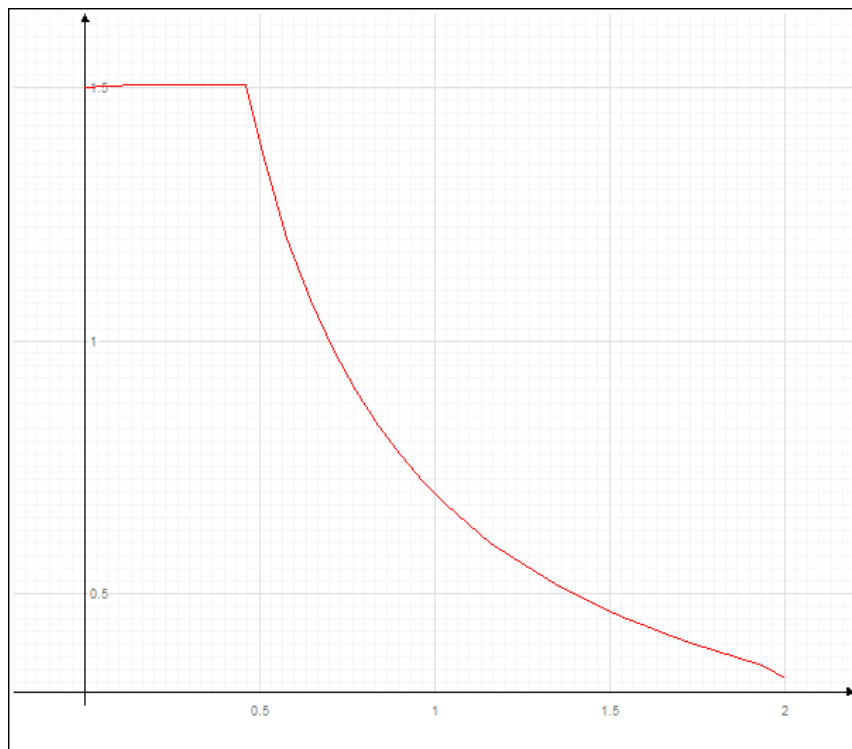


Spettro: SLDh.

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

Tipo	A_g/g	T_c	F_o	S	Fattore di struttura q
Stato Limite di Danno	0.032	0.217	2.537	1.200	1.500

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.

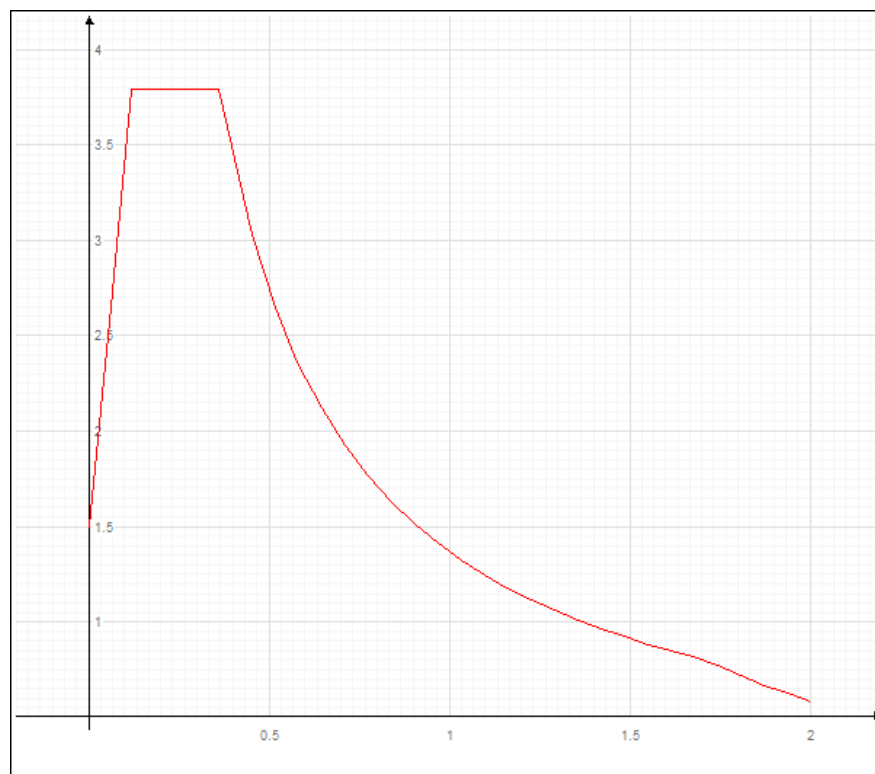


Spettro: SLVh.

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 struttura q
Stato Limite di salvaguardia della Vita	0.067	0.302	2.586	1.200	2.520

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.



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	0.025	0.191	2.544	1.200	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, $S=S_s \cdot S_c$ è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche.

9.3. 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) Neve	Neve ($q < 1000$)
(1) Permanenti NON strutturali	Permanente non strutt.
(1) Permanenti	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

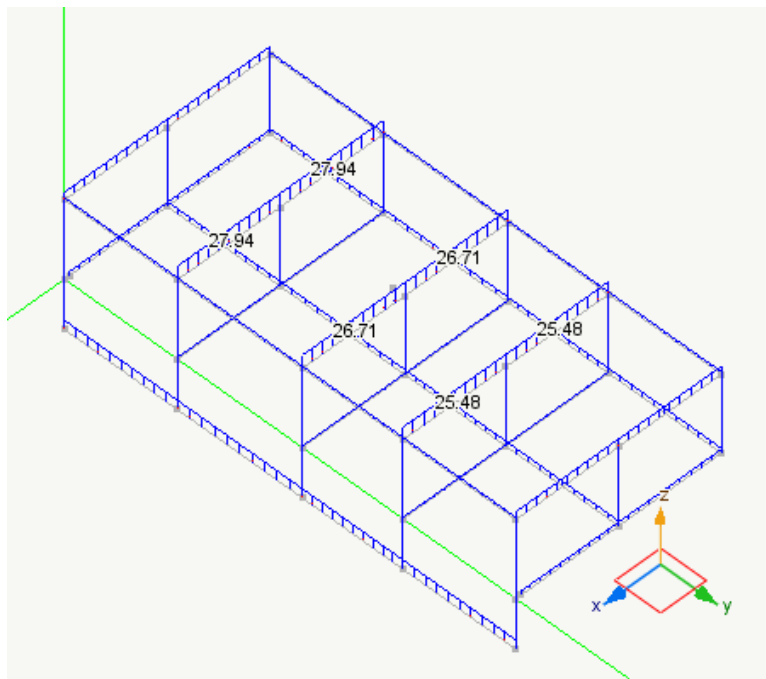
Sismico SLO

9.4. Condizioni di carico

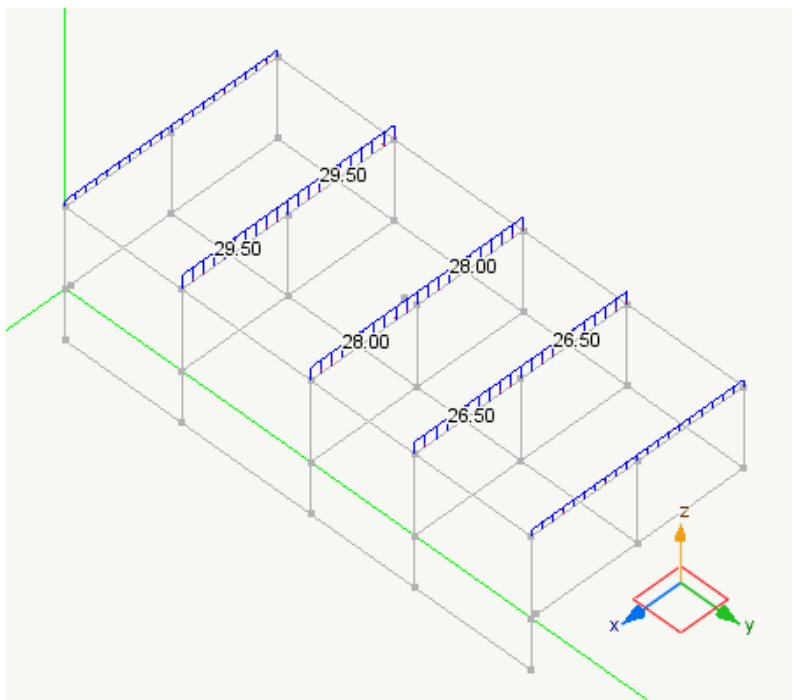
I nomi delle condizioni di carico statiche impiegate sono i seguenti:

- 1) Permanenti
- 2) Permanenti NON strutturali
- 3) Neve

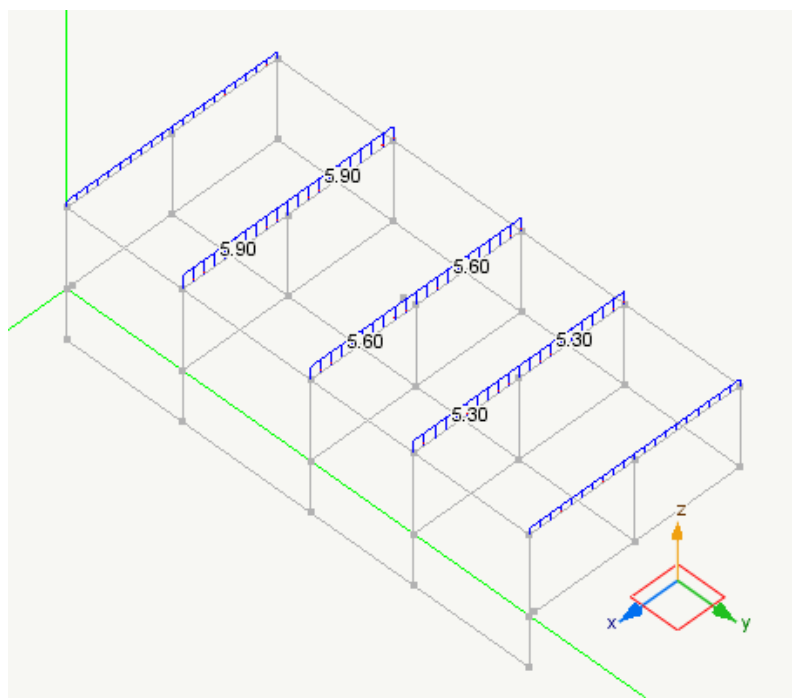
Di seguito si riportano i grafici dei carichi delle condizioni di carico statiche enumerate sopra:



Condizione di carico: Permanenti: Grafico dei carichi



Condizione di carico: Permanenti NON strutturali: Grafico dei carichi



Condizione di carico: Neve: Grafico dei carichi

9.5. Le combinazioni di carico

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:

$1.00 * (1) \text{ Permanenti NON strutturali} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti}$
 $0.20 * (1) \text{ Neve} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti NON strutturali} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti}$
 $1.00 * (1) \text{ Permanenti NON strutturali} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti}$
 $1.00 * (1) \text{ Neve} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti NON strutturali} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti}$
 $1.00 * (1) \text{ Permanenti NON strutturali} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti}$

Le combinazioni di carico di danno considerate sono le seguenti:

$-0.30 * (1) \text{ Dinamica SLDh Y} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti} + -1.00 * (1) \text{ Dinamica SLDh X}$
 $-0.30 * (1) \text{ Dinamica SLDh Y} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti} + 1.00 * (1) \text{ Dinamica SLDh X}$
 $0.30 * (1) \text{ Dinamica SLDh Y} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti} + -1.00 * (1) \text{ Dinamica SLDh X}$
 $0.30 * (1) \text{ Dinamica SLDh Y} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti} + 1.00 * (1) \text{ Dinamica SLDh X}$
 $-0.30 * (1) \text{ Dinamica SLDh X} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti} + -1.00 * (1) \text{ Dinamica SLDh Y}$
 $-0.30 * (1) \text{ Dinamica SLDh X} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti} + 1.00 * (1) \text{ Dinamica SLDh Y}$
 $0.30 * (1) \text{ Dinamica SLDh X} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti} + -1.00 * (1) \text{ Dinamica SLDh Y}$
 $0.30 * (1) \text{ Dinamica SLDh X} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti} + 1.00 * (1) \text{ Dinamica SLDh Y}$
 $-0.30 * (1) \text{ Dinamica SLDh Y} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti NON strutturali} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti} + -1.00 * (1) \text{ Dinamica SLDh X}$
 $-0.30 * (1) \text{ Dinamica SLDh Y} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti NON strutturali} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti} + 1.00 * (1) \text{ Dinamica SLDh X}$
 $0.30 * (1) \text{ Dinamica SLDh Y} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti NON strutturali} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti} + -1.00 * (1) \text{ Dinamica SLDh X}$
 $0.30 * (1) \text{ Dinamica SLDh Y} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti NON strutturali} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti} + 1.00 * (1) \text{ Dinamica SLDh X}$
 $-0.30 * (1) \text{ Dinamica SLDh X} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti NON strutturali} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti} + -1.00 * (1) \text{ Dinamica SLDh Y}$
 $-0.30 * (1) \text{ Dinamica SLDh X} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti NON strutturali} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti} + 1.00 * (1) \text{ Dinamica SLDh Y}$
 $0.30 * (1) \text{ Dinamica SLDh X} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti NON strutturali} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti} + -1.00 * (1) \text{ Dinamica SLDh Y}$
 $0.30 * (1) \text{ Dinamica SLDh X} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti NON strutturali} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti} + 1.00 * (1) \text{ Dinamica SLDh Y}$

Le combinazioni di progetto considerate sono:

$-0.30 * (1) \text{ Dinamica SLVh Y} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti} + -1.00 * (1) \text{ Dinamica SLVh X}$
 $-0.30 * (1) \text{ Dinamica SLVh Y} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti} + 1.00 * (1) \text{ Dinamica SLVh X}$
 $0.30 * (1) \text{ Dinamica SLVh Y} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti} + -1.00 * (1) \text{ Dinamica SLVh X}$
 $0.30 * (1) \text{ Dinamica SLVh Y} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti} + 1.00 * (1) \text{ Dinamica SLVh X}$
 $-0.30 * (1) \text{ Dinamica SLVh X} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti} + -1.00 * (1) \text{ Dinamica SLVh Y}$

$-0.30 * (1) \text{ Dinamica SLVh X} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti} + 1.00 * (1) \text{ Dinamica SLVh Y}$
 $0.30 * (1) \text{ Dinamica SLVh X} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti} + -1.00 * (1) \text{ Dinamica SLVh Y}$
 $0.30 * (1) \text{ Dinamica SLVh X} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti} + 1.00 * (1) \text{ Dinamica SLVh Y}$
 $1.50 * (1) \text{ Neve} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti}$
 $1.00 * (1) \text{ Permanenti}$
 $-0.30 * (1) \text{ Dinamica SLVh Y} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti NON strutturali} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti} + -1.00 * (1) \text{ Dinamica SLVh X}$
 $-0.30 * (1) \text{ Dinamica SLVh Y} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti NON strutturali} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti} + 1.00 * (1) \text{ Dinamica SLVh X}$
 $0.30 * (1) \text{ Dinamica SLVh Y} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti NON strutturali} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti} + -1.00 * (1) \text{ Dinamica SLVh X}$
 $0.30 * (1) \text{ Dinamica SLVh Y} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti NON strutturali} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti} + 1.00 * (1) \text{ Dinamica SLVh X}$
 $-0.30 * (1) \text{ Dinamica SLVh X} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti NON strutturali} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti} + -1.00 * (1) \text{ Dinamica SLVh Y}$
 $-0.30 * (1) \text{ Dinamica SLVh X} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti NON strutturali} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti} + 1.00 * (1) \text{ Dinamica SLVh Y}$
 $0.30 * (1) \text{ Dinamica SLVh X} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti NON strutturali} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti} + -1.00 * (1) \text{ Dinamica SLVh Y}$
 $0.30 * (1) \text{ Dinamica SLVh X} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti NON strutturali} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti} + 1.00 * (1) \text{ Dinamica SLVh Y}$
 $1.50 * (1) \text{ Neve} + 1.50 * (1) \text{ Permanenti NON strutturali} + 1.30 * (1) \text{ Permanenti}$
 $1.50 * (1) \text{ Permanenti NON strutturali} + 1.30 * (1) \text{ Permanenti}$

9.6. 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	87.000
Numero di equazioni, o di righe e colonne della matrice	117.000
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	117.000
zero algoritmico	0.000
tempo in secondi impiegato per l'analisi	0.017

9.7. Risultati dell'analisi modale

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

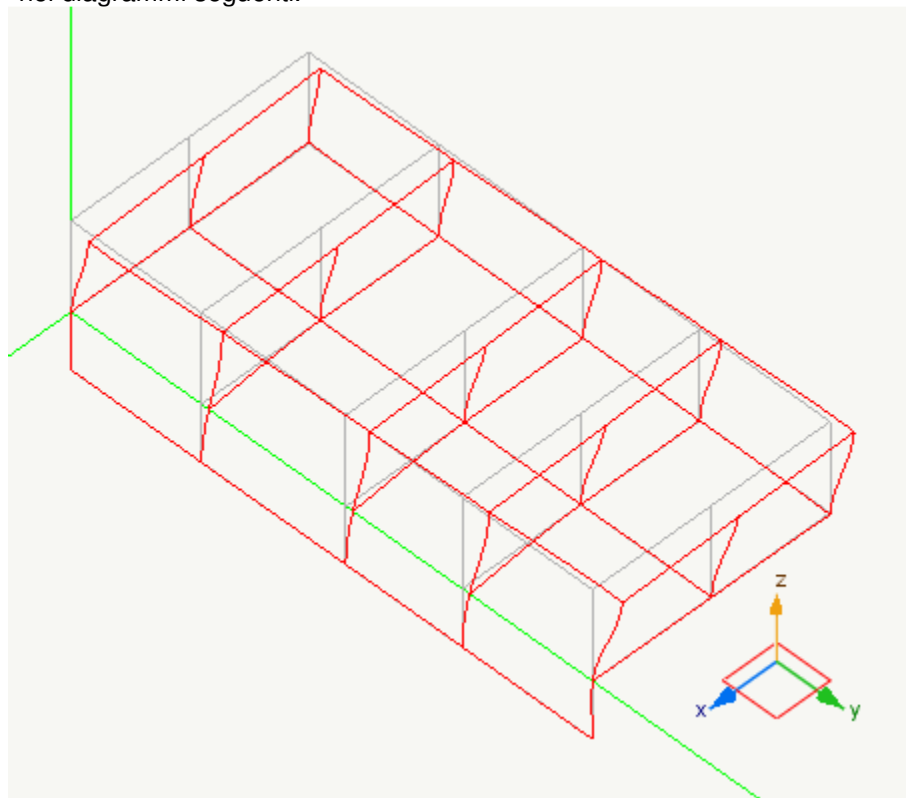
Modo	Periodo	Var. percentuale	Masse eccitate
1	0.530	0.00	47.507
2	0.469	11.40	49.127
3	0.388	17.35	2.099
4	0.055	85.72	0.018

5	0.055	0.80	0.006
6	0.055	0.74	0.394
7	0.009	84.36	0.845
8	0.009	0.14	0.001

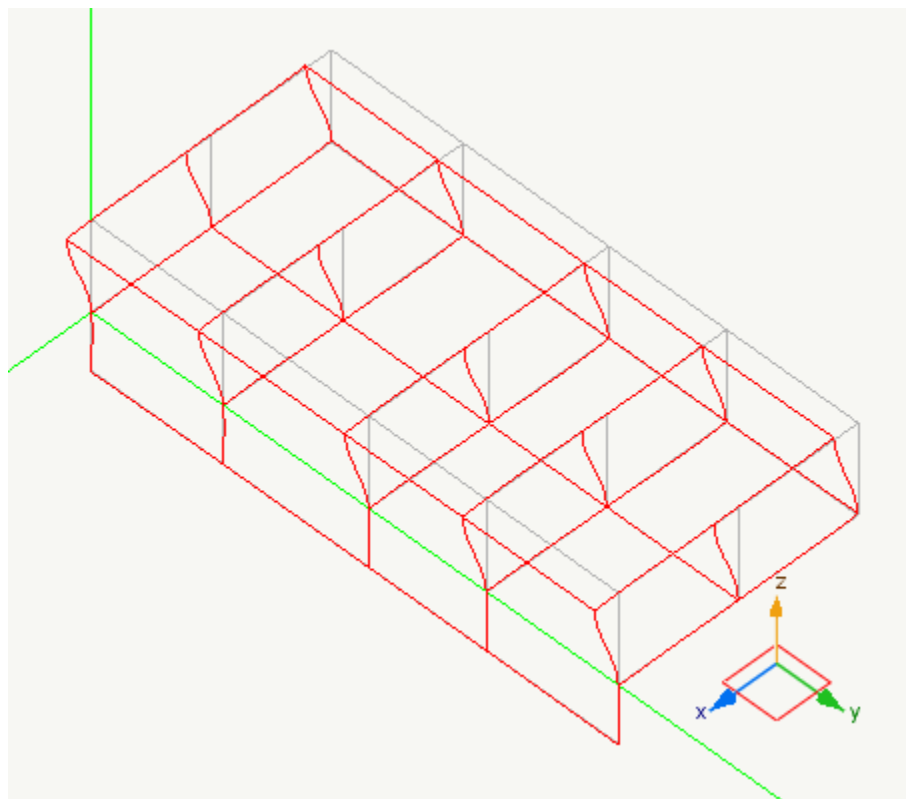
La somma delle masse relative eccitate dai modo considerati e' il 99.998% delle masse totali maggiore del 85% della massa totale e quindi il punto 7.3.3.1 della normativa risulta verificato

Siccome la variazione percentuale minima tra i periodi nel modello con spostamento è del 0.140% 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 pari a 0.475



Rappresentazione della forma modale relativa al modo 2.000 avente massa eccitata pari a 0.491

9.8. Progetto degli elementi strutturali monodimensionali in cemento armato

9.8.1. Diagrammi di inviluppo delle sollecitazioni

9.8.1.1. Diagrammi di inviluppo delle sollecitazioni assiali

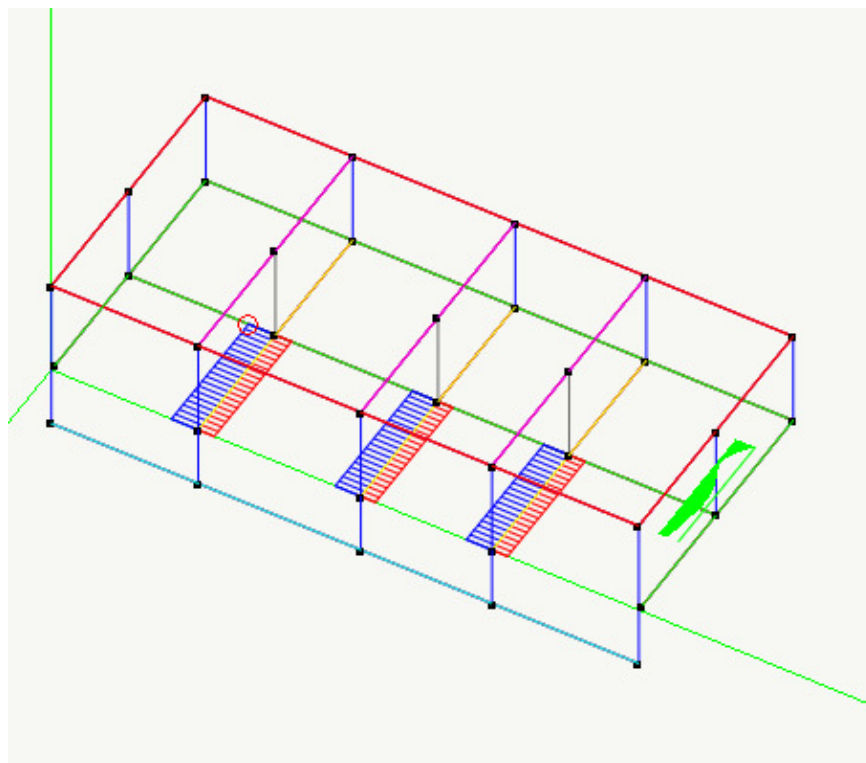


Diagramma di inviluppo dello sforzo assiale - piano xy - $N_{max} = -4195.9952317852$

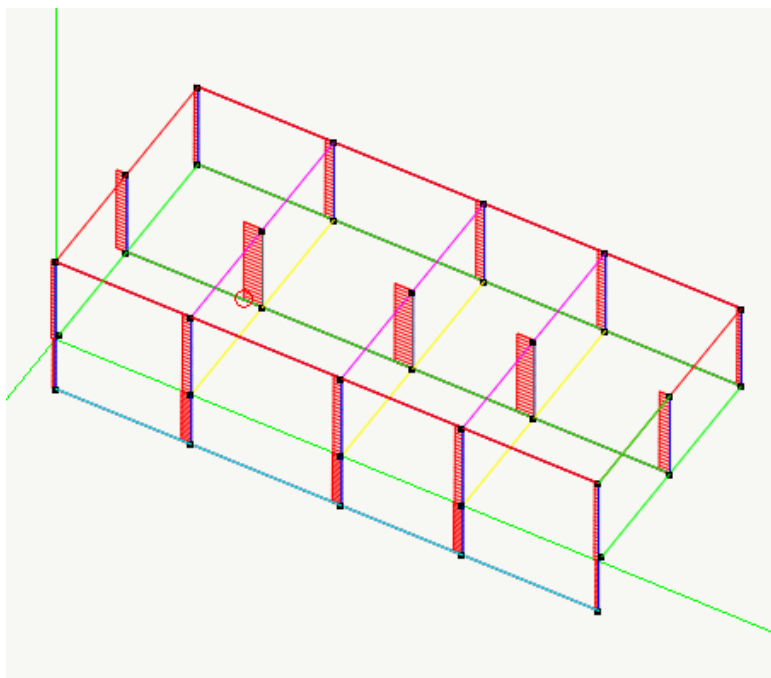


Diagramma di involucro dello sforzo assiale - piano xz - $N_{max}=52388.949579709$

9.8.1.2. Diagrammi di involucro delle sollecitazioni taglianti

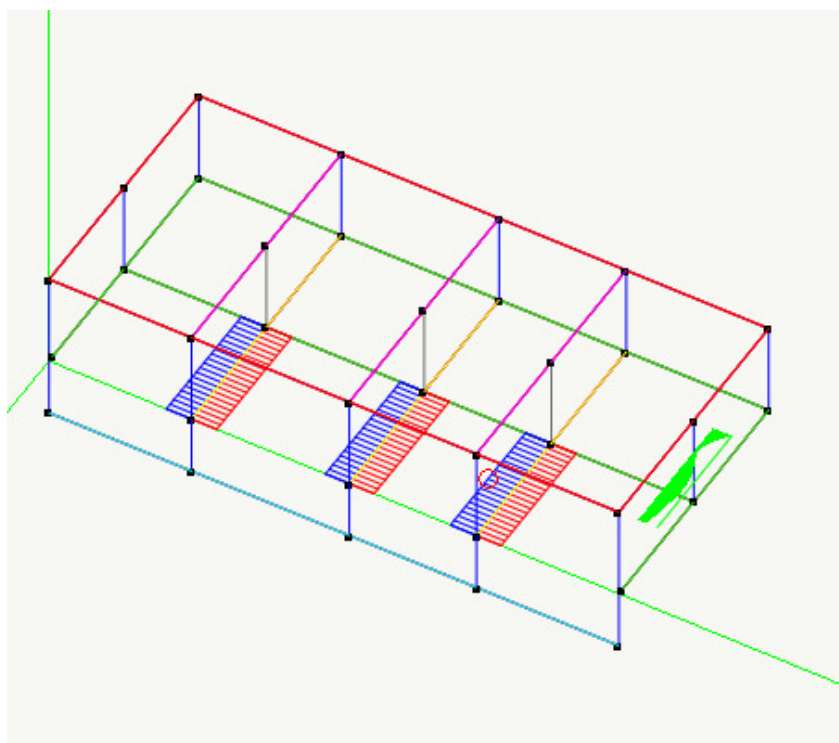


Diagramma di involucro del taglio - piano xy - $T_{max}=-342.643$

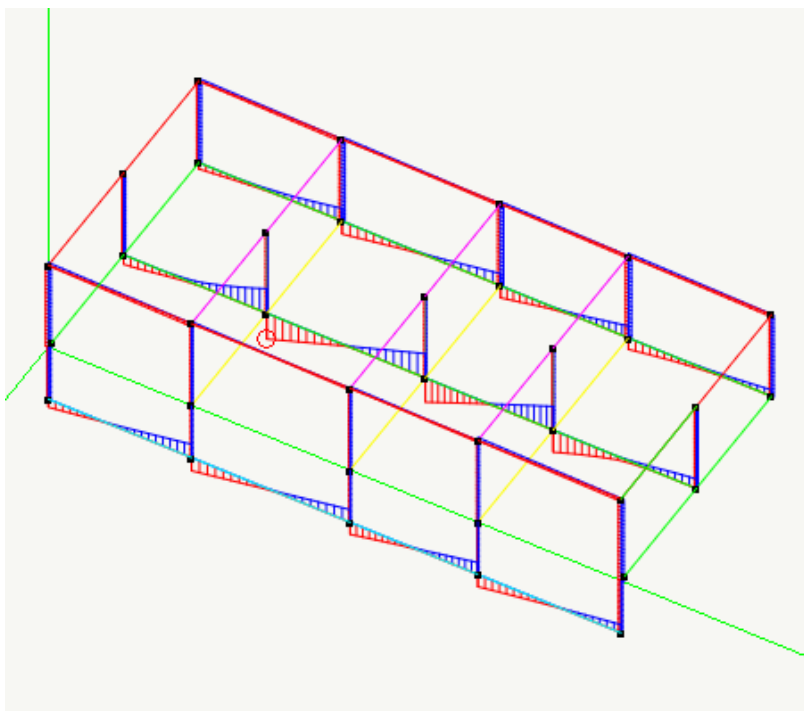


Diagramma di involucro del taglio - piano yz - $T_{max}=26878.74$

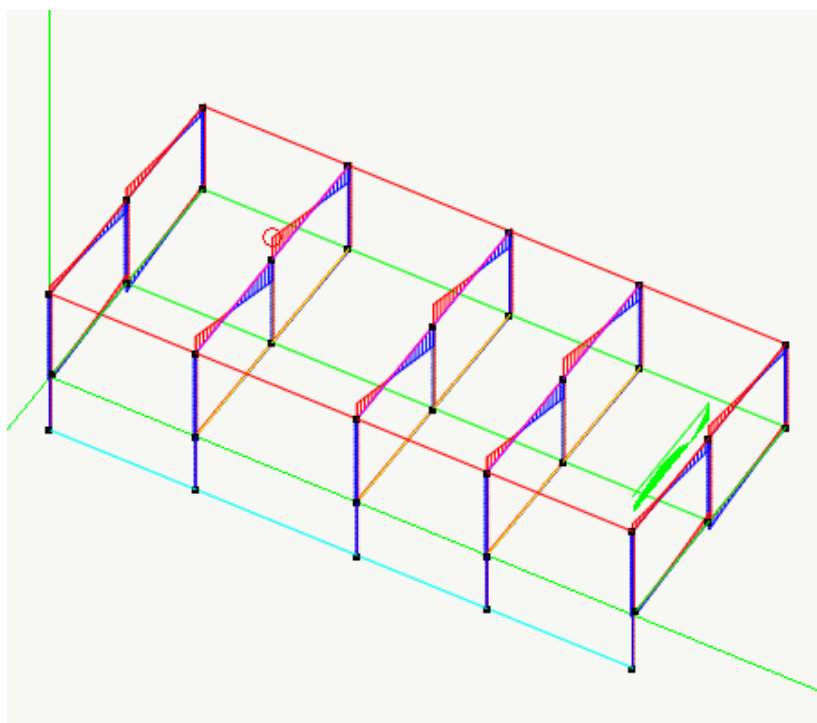


Diagramma di involucro del taglio - piano xz - $T_{max}=25809.39020245$

9.8.1.3. Diagrammi di involucro delle sollecitazioni flettenti

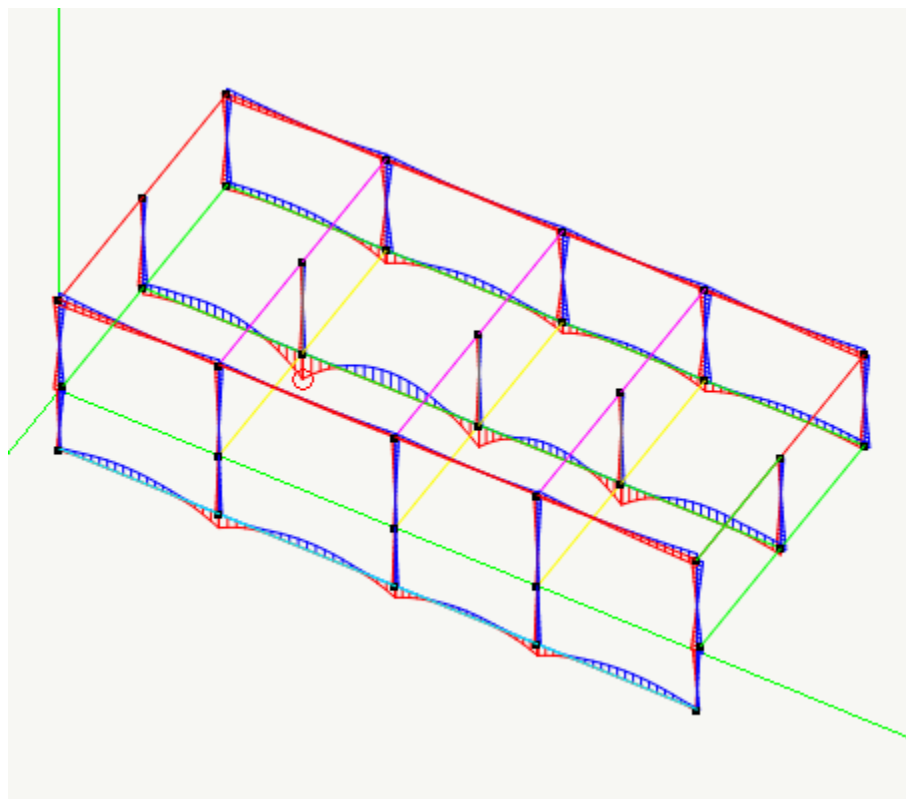


Diagramma di involucro del momento - piano yz

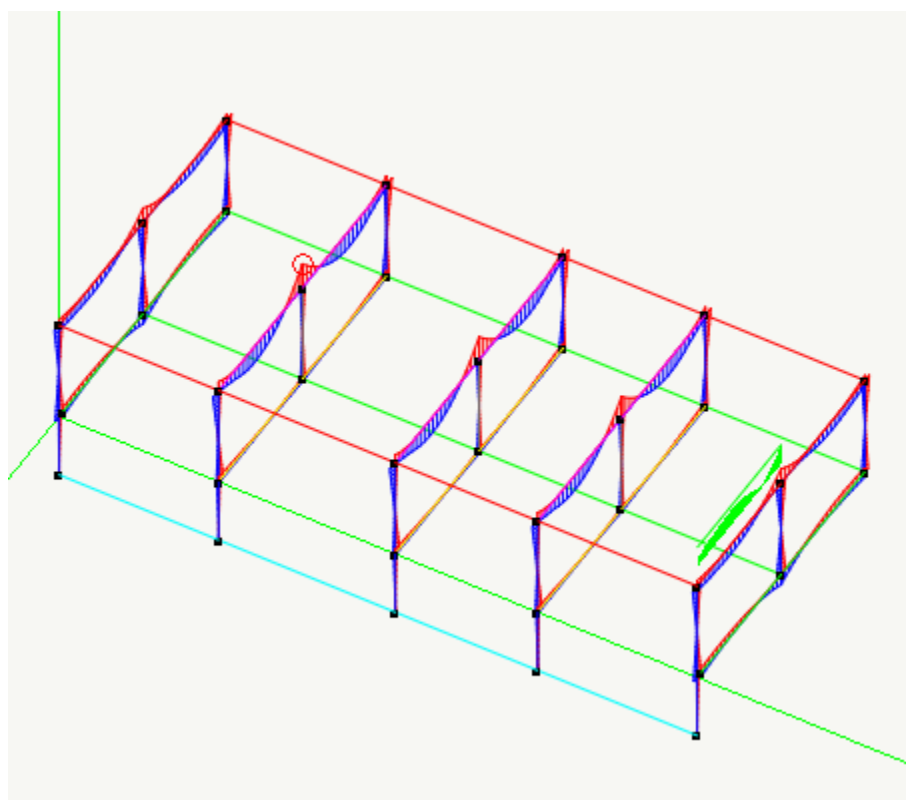
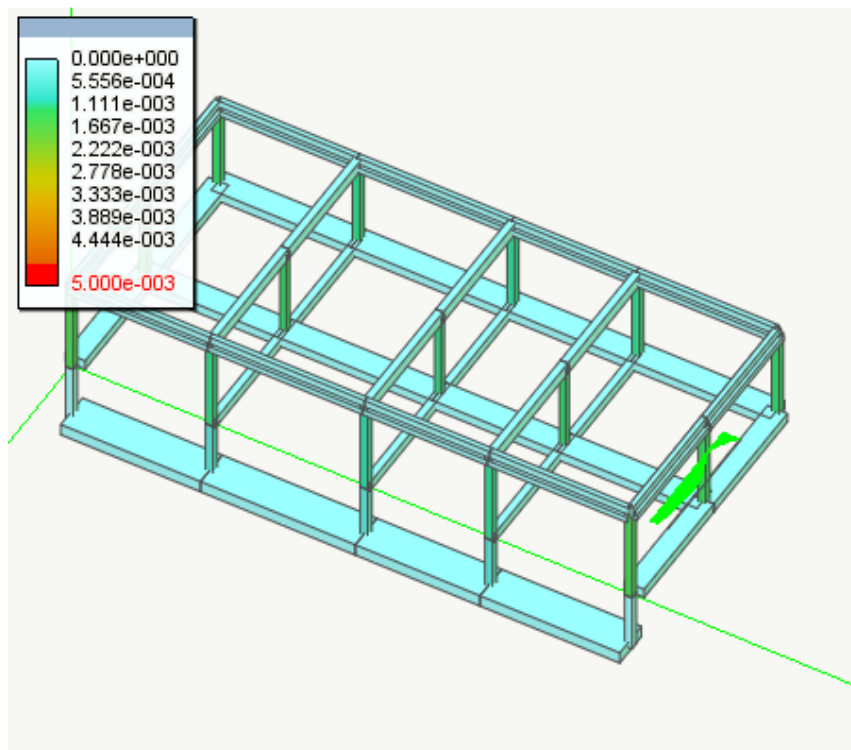


Diagramma di involucro del momento - piano xz

9.8.2. Verifiche dello stato limite del danno

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 $0.005h$. (punto 7.3.7.2. DM14/01/2008)

La figura seguente rappresenta i valori degli spostamenti relativi massimo su tutti i punti della struttura. In didascalia è riportato il valore massimo.



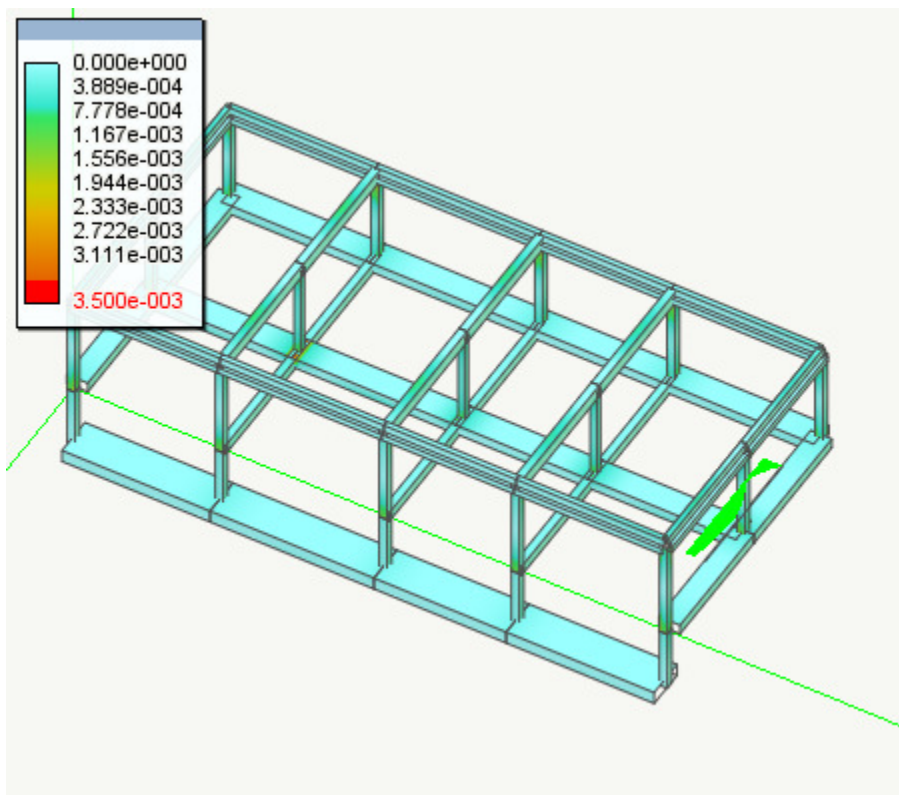
Massimo spostamento relativo 0.001 tra le quote 0 e 392

9.9. Verifiche per lo stato limite ultimo

9.9.1. Verifiche di resistenza

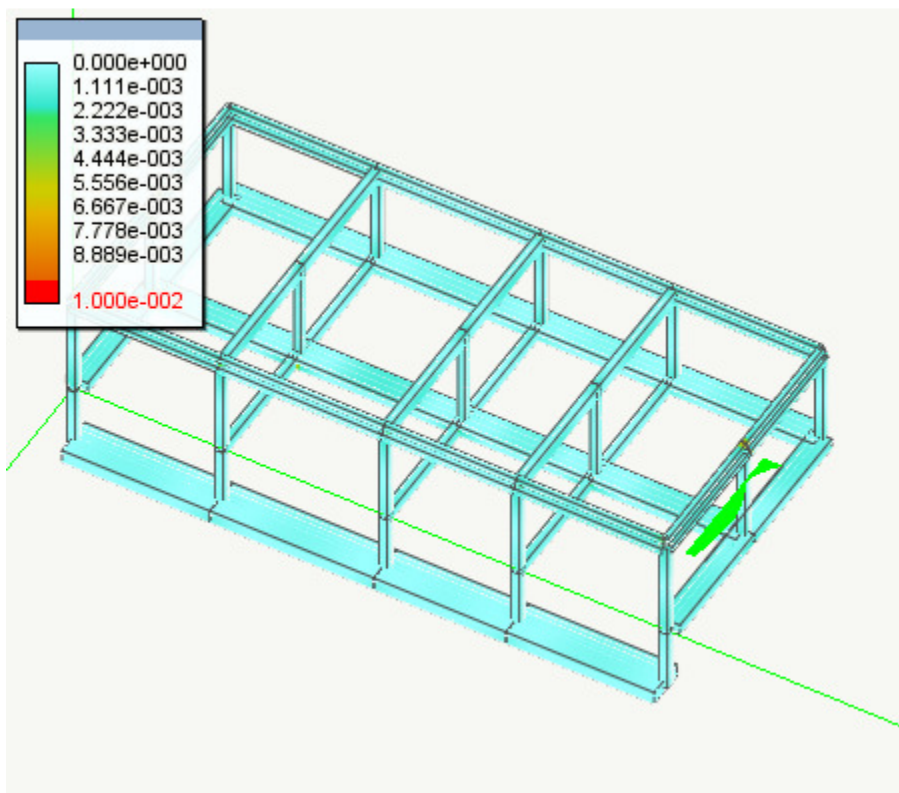
La verifica delle travi e dei pilastri sono riportate nell'allegato analitico di calcolo di EB.

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



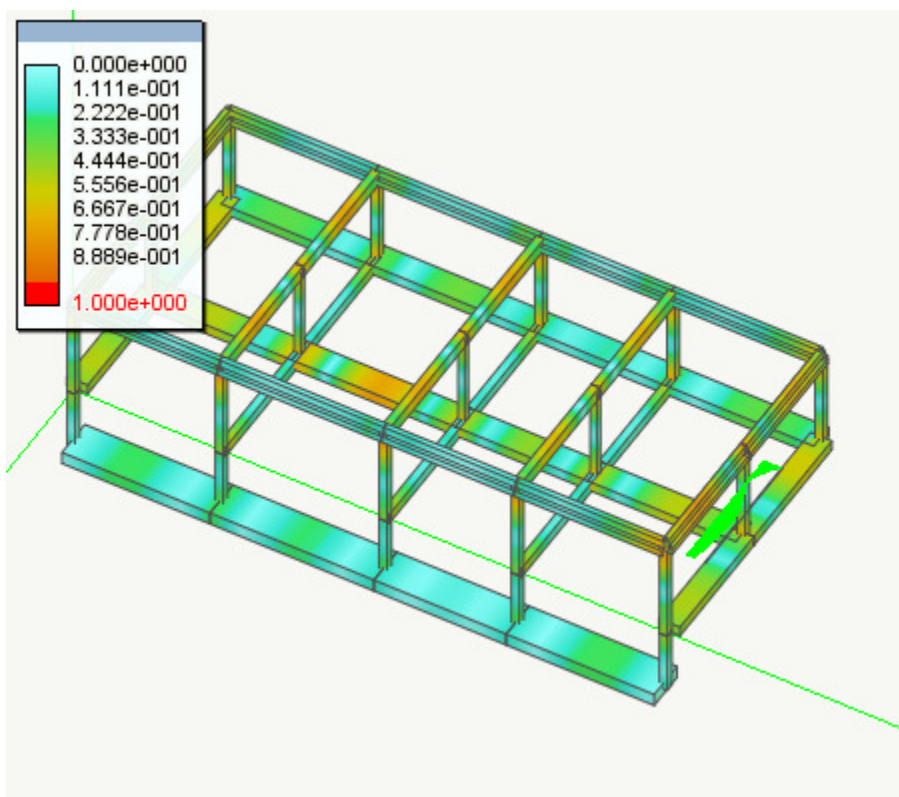
Massima deformazione nel calcestruzzo

Massimo: 2.63-003

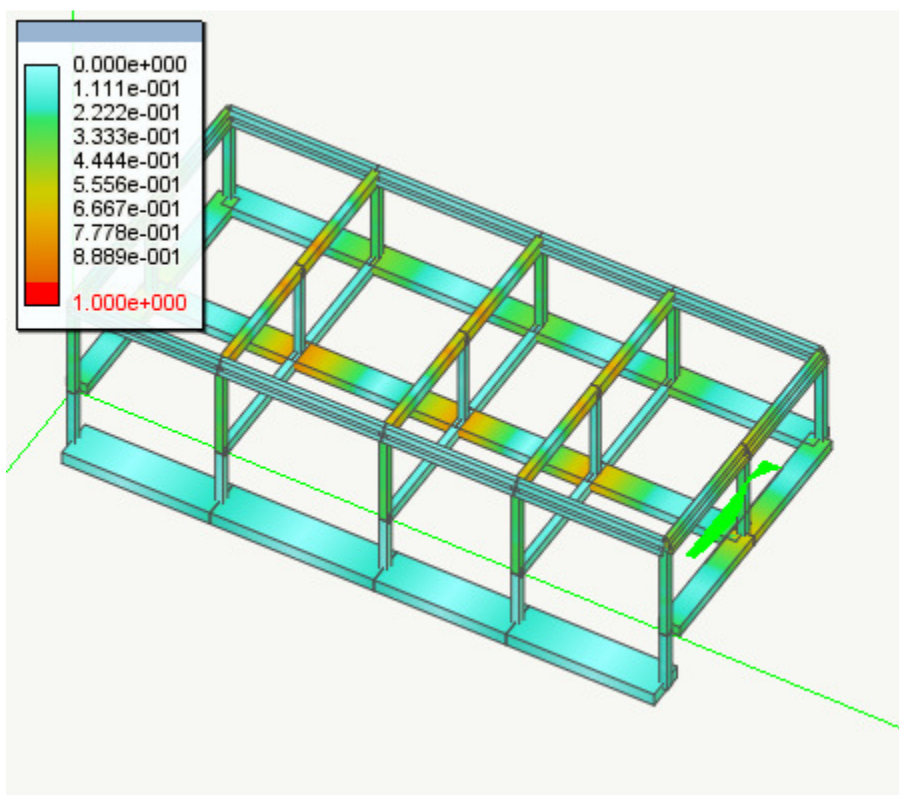


Massima deformazione nell'acciaio

Massimo: 1.097e-003



Coefficiente di sfruttamento a flessione Massimo: 0.848



Coefficiente di sfruttamento a taglio di progetto Massimo: 0.852

Tale coefficiente va inteso come rapporto tra azioni agenti (N_x , M_y , M_z) 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 (N_x , M_y , M_z). 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.

9.9.2. Verifiche per lo stato limite di esercizio

9.9.2.1. Fessurazione

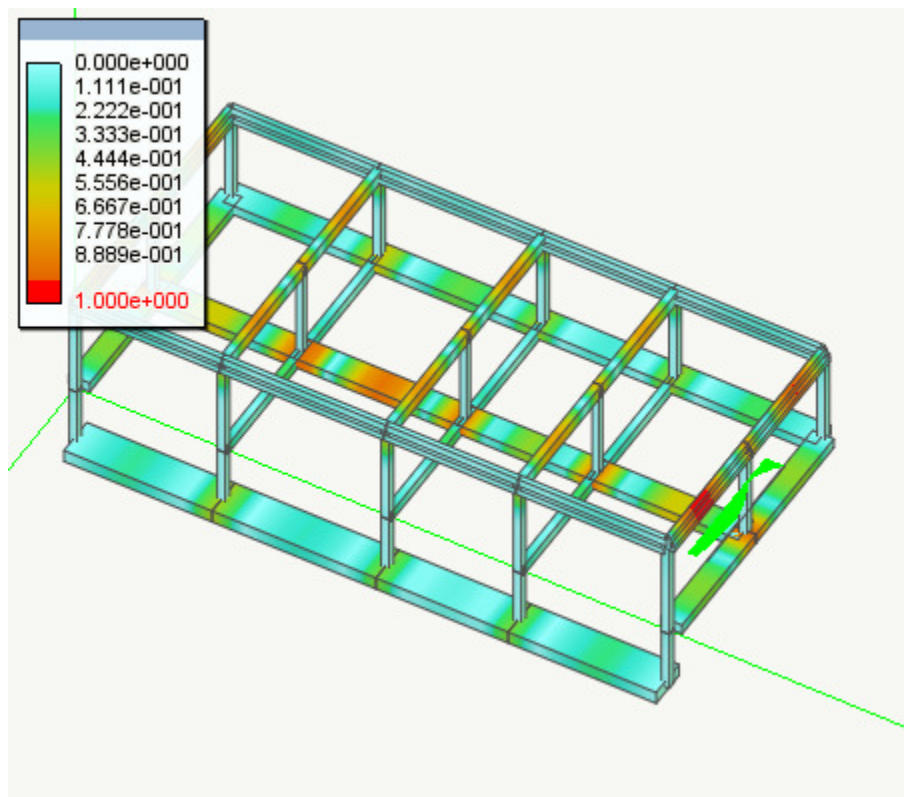
Secondi quanto dettato dal DM 14/01/2008 si considera per la struttura in esame le seguenti esigenze:

Ambiente:	Aggressivo
Gruppo esigenze:	A
Sensibilità armatura:	Poco sensibile

queste comportano il controllo dei seguenti stati limite:

combinazione di carico:	Stato limite: apertura fessure
Frequente	$\leq w_3=0.4\text{mm}$
Quasi permanente	$\leq w_2=0.3\text{mm}$

Le figura riportata di seguito riassume quanto su riportato.



Valore massimo: 0.94

9.9.2.2. Tensioni di esercizio

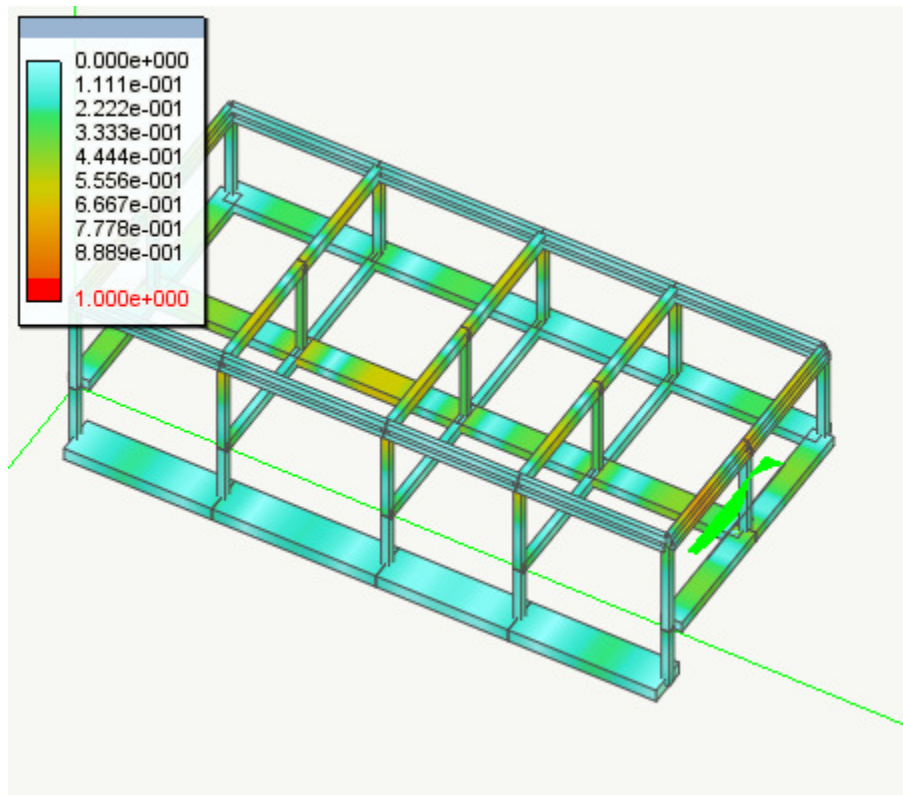
Per la struttura in esame che come detto è esposta ad ambiente de gruppo A del prospetto 7.1 sono stati rispettati (vedi figura seguente e tabulati analitici) i seguenti limiti di compressione nel calcestruzzo:

combinazione di carico rara $0.600 f_{ck}$

combinazione di carico quasi permanente: $0.450 f_{ck}$

e di trazione nell'acciaio

combinazione di carico rara $0.800 f_{yk}$



tensioni di esercizio della struttura

Massimo: 8.139e-001

9.9.3. Verifiche sismiche degli elementi

I risultati di tali verifiche sono riportate negli allegati analitici di EasyBeam.

Di seguito si riportano delle immagini che riassumono le verifiche salienti.

9.9.3.1. Duttilità e capacità di spostamento

Questa condizione è soddisfatta in quanto sono state applicate le regole specifiche di progettazione relative agli edifici in cemento armato.

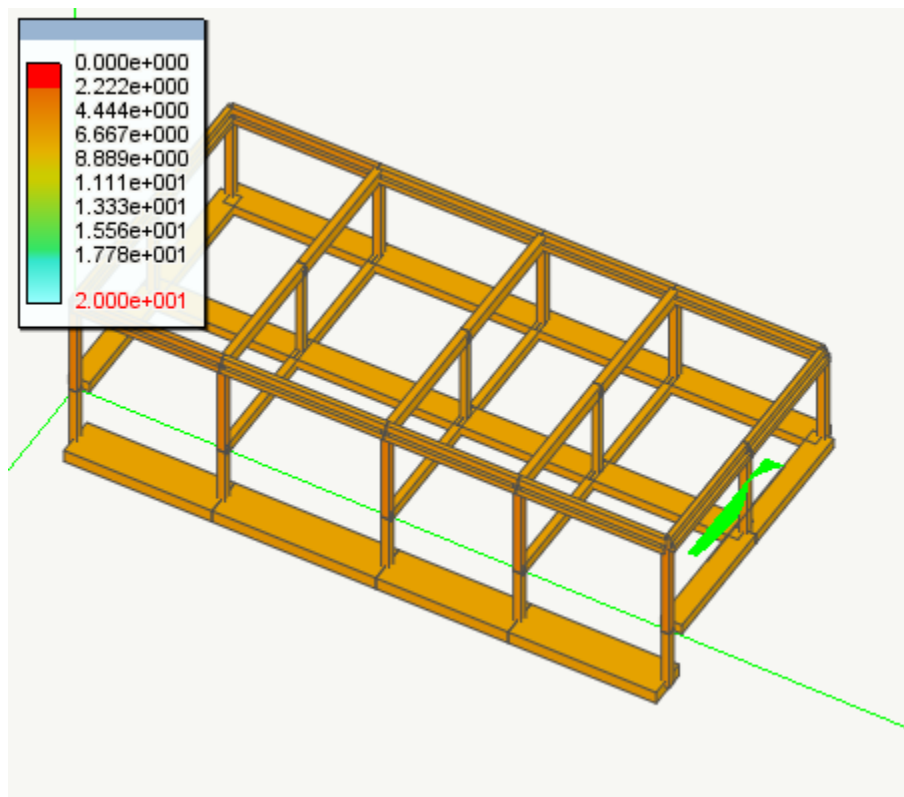
Si riporta nella figura che segue la verifica del fattore di duttilità di sezione, inteso come rapporto tra la curvatura ultima e quella corrispondente al primo snervamento dell'acciaio.

Esso è valutato sull'elemento come risultato del calcolo di tale fattore per molte sezioni dell'elemento stesso.

In figura viene rappresentato l'INVERSO della duttilità per avere il valore unitario come fondo scala. Ne consegue che minore è il valore rappresentato (colori più freddi) maggiore è la duttilità.

Il valore di duttilità della sezione dipende dal piano di sollecitazione considerato. Quindi si hanno infiniti valori. Il valore rappresentato è invece unico in quanto si rappresenta il valore più significativo per il progetto e cioè quello corrispondente al piano di sollecitazione di progetto che è dato dalla direzione della componente dei momenti flettenti e che può essere diverso in ogni sezione. Il calcolo viene effettuato per TUTTE le combinazioni di progetto e viene esposto il valore di duttilità MINORE (il valore maggiore nella scala).

Si tiene ovviamente conto della forza assiale che ha una forte influenza sulla duttilità.



Mappatura a colori della duttilità di sezione

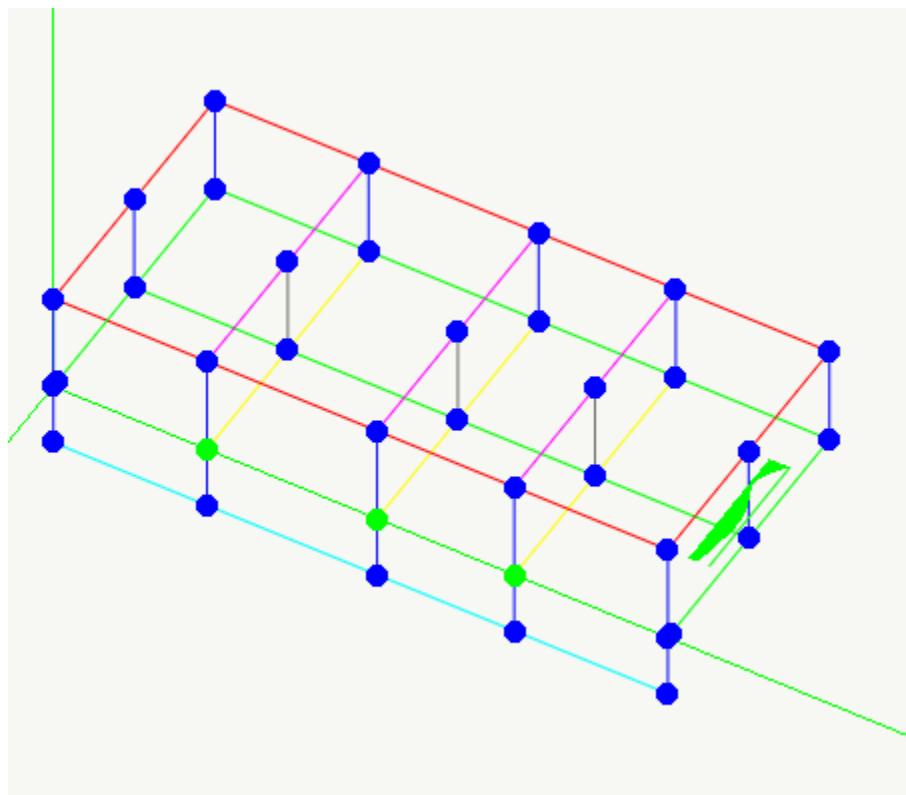
Massimo: 4.714e+000

9.9.3.2. Verifica del rapporto di resistenza del nodo

Questa verifica consente di valutare il valore del rapporto α .

Nella figura che segue:

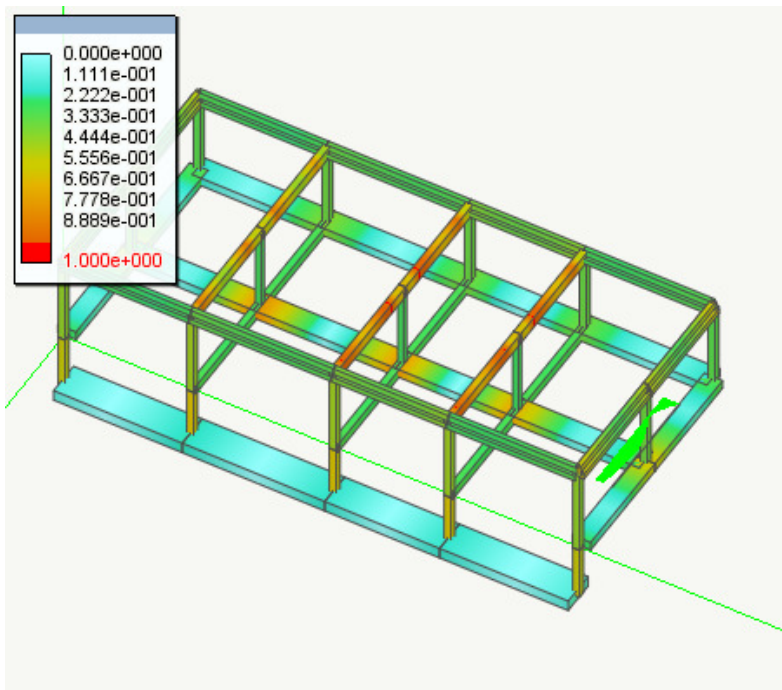
- il colore rosso indica che nel nodo $\alpha < \gamma_{Rd}$,
- il colore blu indica che il nodo non è ammissibile per la verifica,
- il colore verde che $\alpha > \gamma_{Rd}$.



Mappatura a colori della verifica gerarchia delle resistenze valore massimo:0.415

9.9.4. Progetto a taglio per azioni sismiche

Di seguito viene riportata una rappresentazione grafica inerente la verifica sopra descritta.



Mappatura a colori della verifica a taglio sismico

9.10. Conclusioni

A seguito dei calcoli e delle verifiche effettuate sulla struttura in oggetto è emerso che:

- 1) La deformazione del calcestruzzo è pari a $0.0026 < 0.0020$;
- 2) La deformazione dell'acciaio è pari a $0.0011 < 0.0100$;
- 3) Il coefficiente di sfruttamento dei materiali degli elementi è pari a $0.85 \leq 1.00$;
- 4) Il coefficiente di sfruttamento dei materiali a taglio è pari a $0.85 \leq 1.00$;
- 5) Il fattore di verifica a fessurazione per lo stato limite di apertura delle fessure è pari a $0.94 > 1.00$;
- 6) Il fattore di verifica per lo stato limite delle tensioni di esercizio è pari a $0.81 \leq 1.00$;
- 7) La verifica allo stato limite di danno è soddisfatta avendosi uno spostamento relativo massimo pari a 0.0015 inferiore a 0.0050 ;
- 8) La somma delle masse relative eccitate dai modi considerati è il 100.00% delle masse totali;
- 9) La verifica di duttilità dei giunti della struttura è soddisfatta.
- 10) Il fattore di sfruttamento di verifica a taglio sismico negli elementi è pari a $0.99 < 1.00$;

10. Edificio spogliatoi e altre strutture principali: criteri di analisi

L'edificio spogliatoi è costituito, dal punto di vista strutturale da un telaio tridimensionale in calcestruzzo armato su due livelli, con una copertura piana su una porzione dello stesso, e, una parte aggettante che ospita le gradinate e riceve le colonne metalliche della copertura della gradinata stessa.

Data l'interferenza tra le due strutture che non sono scollegate tra di loro, così come per la vasca della piscina, il solaio di bordo vasca e le fondazioni principali, ad esclusione della terrazza solarium e del locale ricreativo, si è proceduto secondo il seguente criterio:

- è stato creato un modello parziale incastrato alla base delle strutture principali (copertura, edificio spogliatoi porzione restante ex gradinata nord e muri della vasca piscina principale), con la quale si è proceduto ad effettuare l'analisi statica e diverse analisi dinamiche con spettri differenti a seconda della porzione di edificio che si vuole studiare in dettaglio.
- le risultanti delle forze alla base delle colonne, derivanti dall'analisi sismica, sono state poi trasferite ad un modello di calcolo completo, in cui sono presenti anche le fondazioni ed il modello di interfaccia col terreno è quello tipico di Winkler.
- si è quindi proceduto ad inviluppare i due risultati dell'analisi e a eseguire le verifiche.

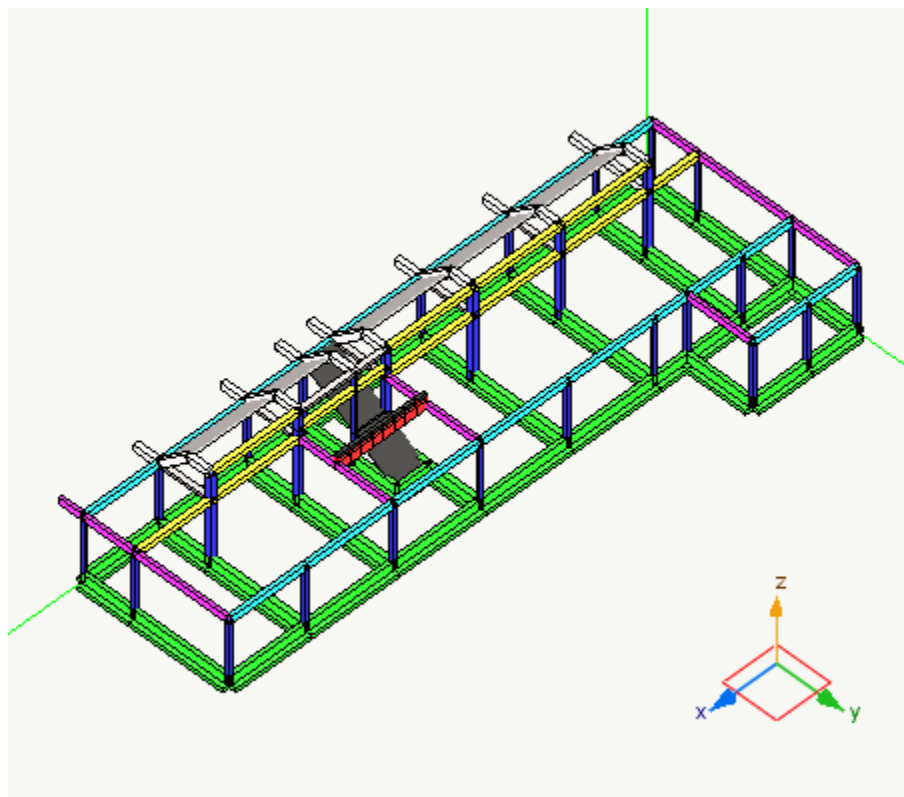
I capitoli ed i paragrafi che seguono riportano i principali risultati ottenuti.

11. Edificio spogliatoi

Struttura intelaiata in conglomerato cementizio armato per edificio destinato a civile abitazione.

Pianta regolare. Fondazioni superficiali realizzate con travi rovesce.

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

*Vista anteriore*

11.1. Il modello della struttura

Il modello e' costituito da 109 nodi e da 186 elementi.

Nel modello vi sono:

179 elementi lineari a due nodi

7 elementi piani a quattro nodi

Il tipo di elementi impiegati è il seguente:

129 elementi trave a sezione rettangolare

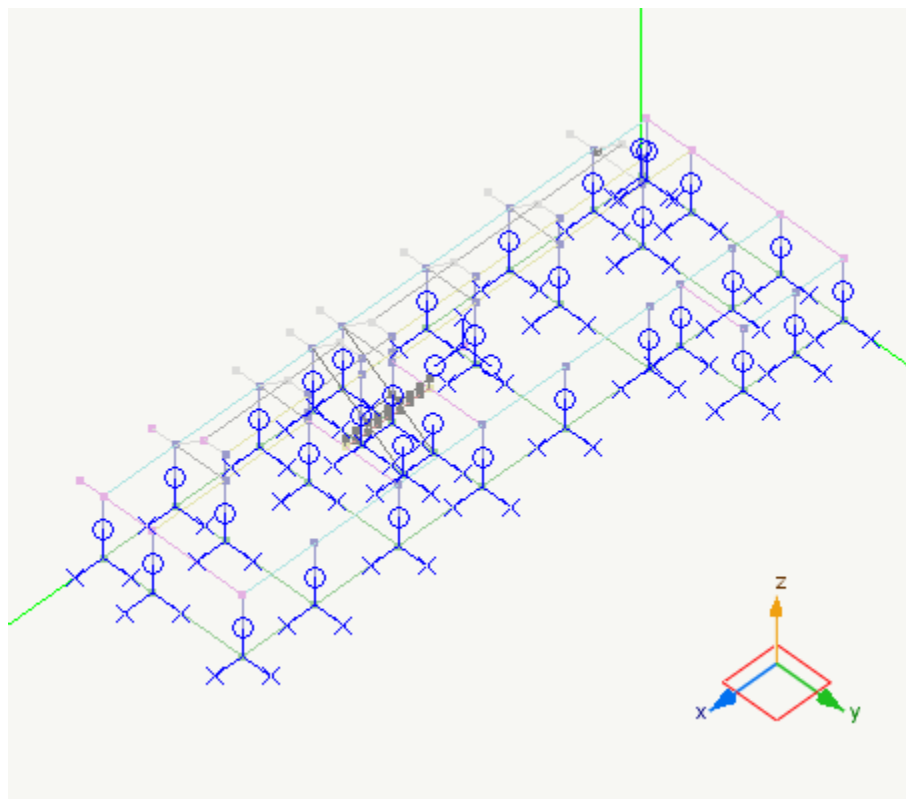
41 elementi trave su suolo elastico alla winkler

9 elementi boundary

7 elementi lastra-piastra

0 elementi solidi

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



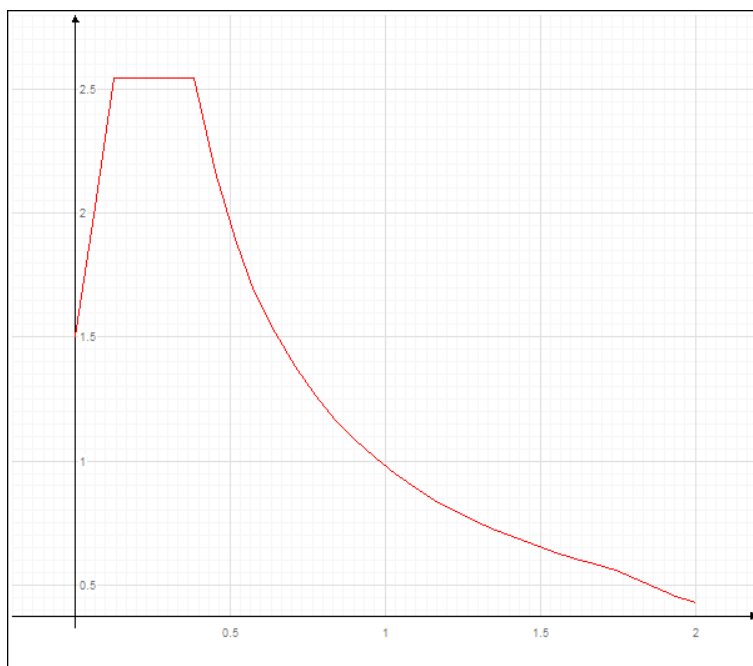
Nella struttura è stato impiegato il metodo Master-Slave per modellare impalcati rigidi.

11.2. 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	31.392	0.000	0.000	
Dinamica SLDh Y	SLDh	0.000	31.392	0.000	
Dinamica SLVh X	SLVh	65.727	0.000	0.000	
Dinamica SLVh Y	SLVh	0.000	65.727	0.000	
Dinamica SLOh X	SLOh	24.525	0.000	0.000	
Dinamica SLOh Y	SLOh	0.000	24.525	0.000	

Sono stati impiegati i seguenti spettri di risposta:

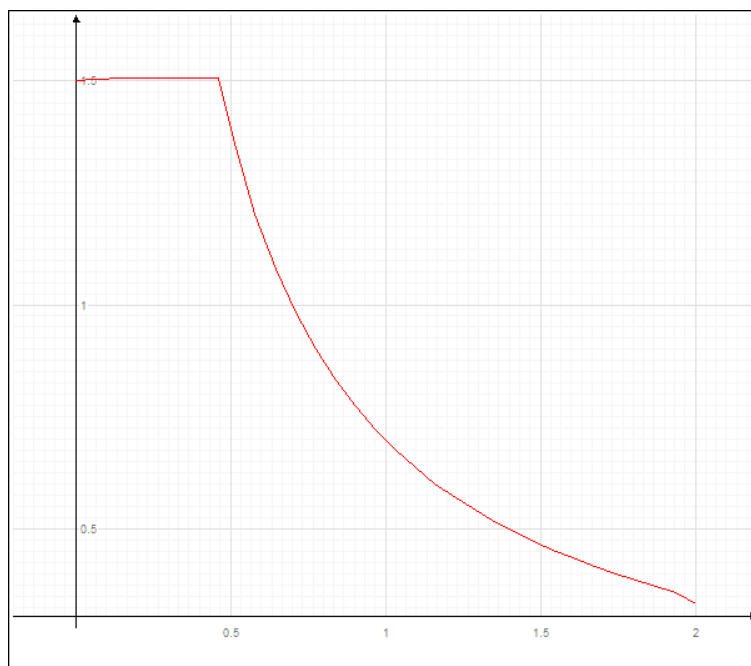


Spettro: SLDh.

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

Tipo	A_g/g	T_c	F_o	S	Fattore di struttura q
Stato Limite di Danno	0.032	0.217	2.537	1.200	1.500

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.

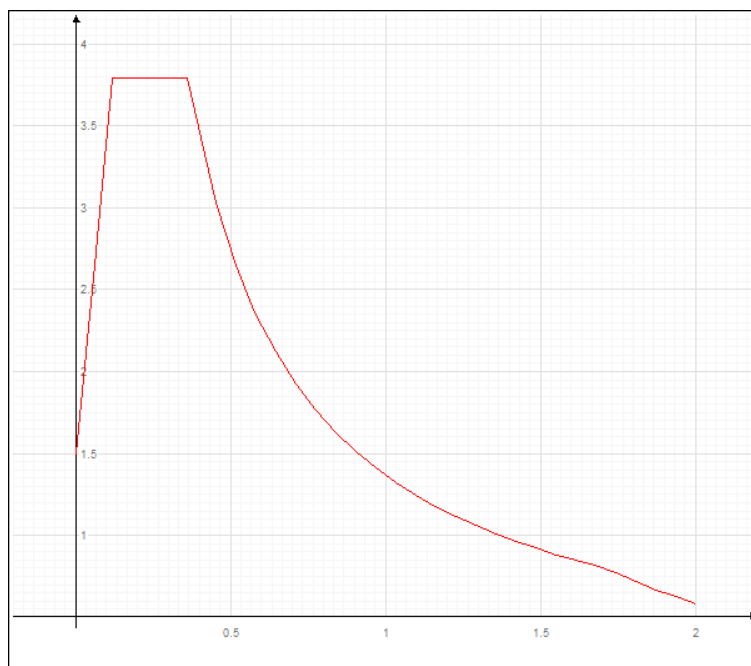


Spettro: SLVh.

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 struttura q
Stato Limite di salvaguardia della Vita	0.067	0.302	2.586	1.200	2.520

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.



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	0.025	0.191	2.544	1.200	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, $S=S_s \cdot S_c$ è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche.

11.3. 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.

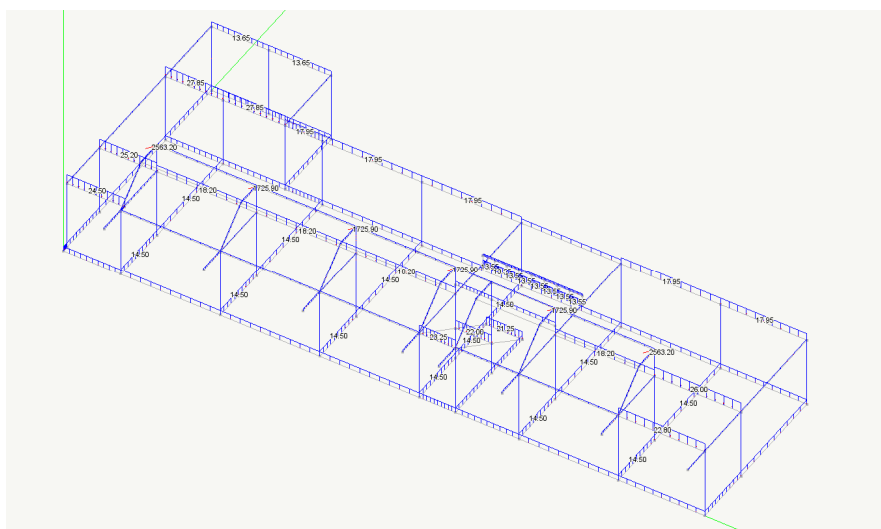
Nome carico	Tipo carico associato
(1) Sovraccarico gradoni	Cat. C: Affollamento
(1) Neve	Neve ($q < 1000$)
(1) Permanenti NON strutturali	Permanente non strutt.
(1) Permanenti	Permanente
(1) Dinamica SLDh X	Sismico SLD
(1) Dinamica SLDh Y	Sismico SLD
(1) Dinamica SLVh X	Sismico SLV
(1) Dinamica SLVh Y	Sismico SLV
(1) Dinamica SLOh X	Sismico SLO
(1) Dinamica SLOh Y	Sismico SLO

11.4. Condizioni di carico

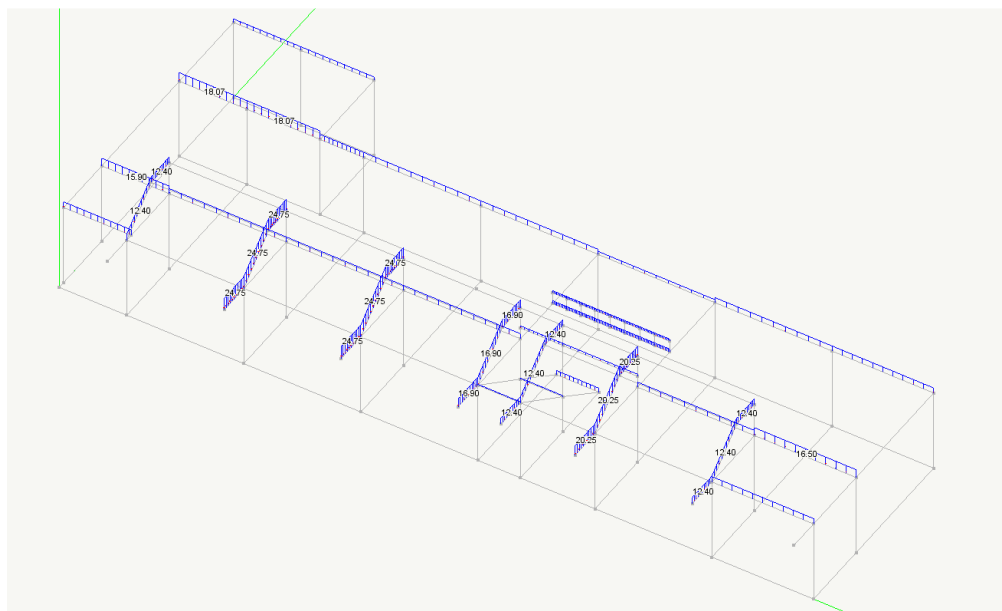
I nomi delle condizioni di carico statiche impiegate sono i seguenti:

- 1) Permanenti
- 2) Permanenti NON strutturali
- 3) Neve
- 4) Sovraccarico gradoni

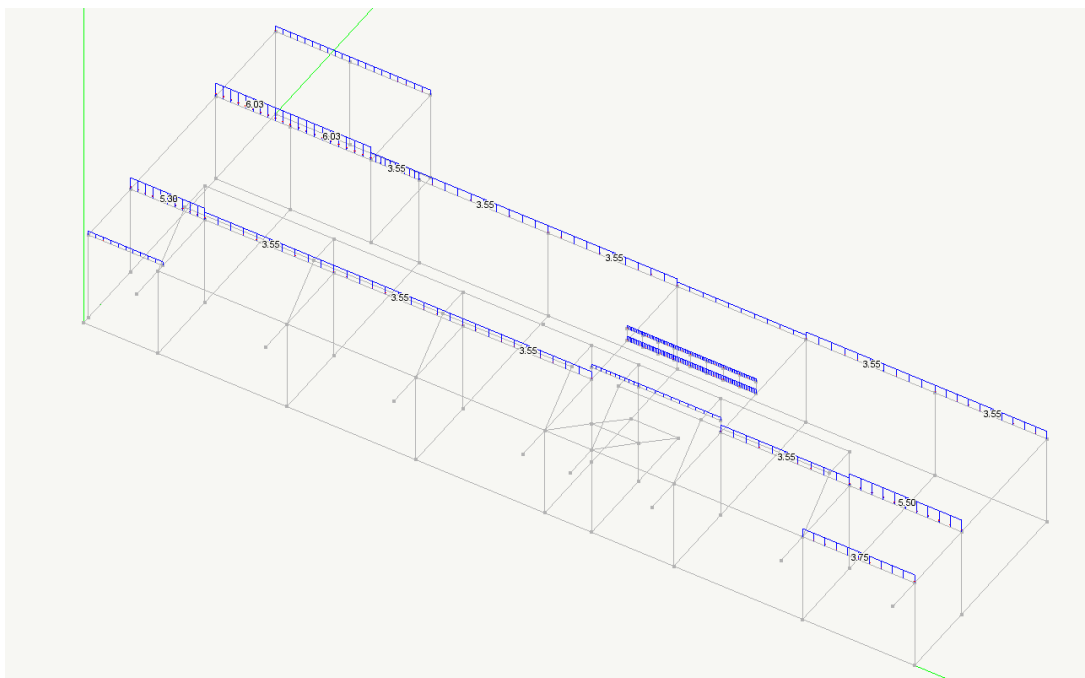
Di seguito si riportano i grafici dei carichi delle condizioni di carico statiche enumerate sopra:



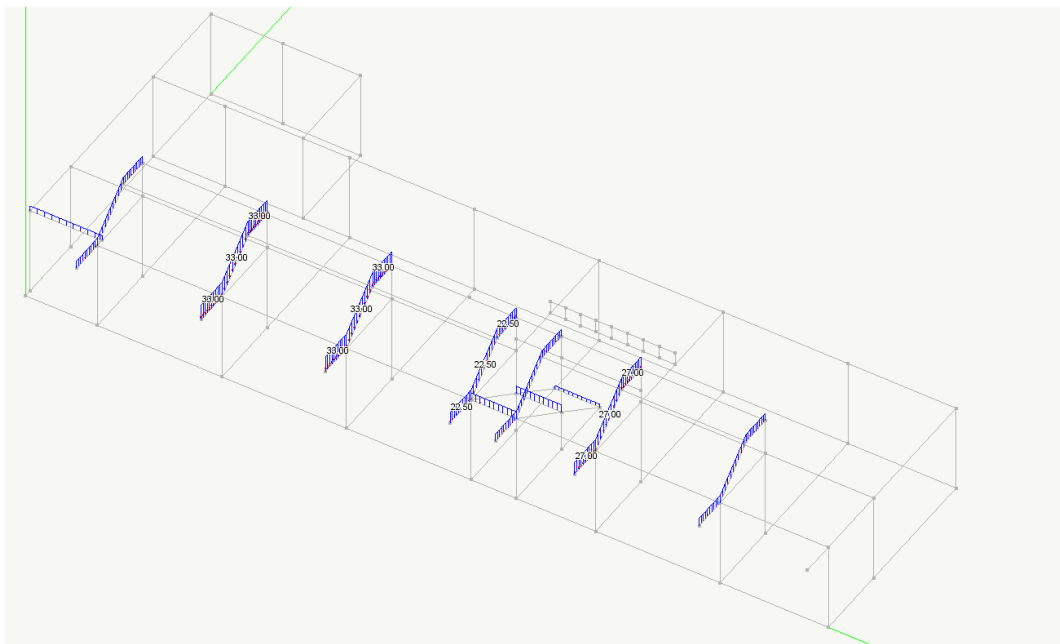
Condizione di carico: Permanenti: Grafico dei carichi



Condizione di carico: Permanenti NON strutturali: Grafico dei carichi



Condizione di carico: Neve: Grafico dei carichi



Condizione di carico: Sovraccarico gradoni: Grafico dei carichi

11.5. Le combinazioni di carico

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:

$0.60 * (1) \text{ Sovraccarico gradoni} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti NON strutturali} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti}$
 $1.00 * (1) \text{ Permanenti NON strutturali} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti}$
 $0.70 * (1) \text{ Sovraccarico gradoni} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti NON strutturali} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti}$
 $0.60 * (1) \text{ Sovraccarico gradoni} + 0.20 * (1) \text{ Neve} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti NON strutturali} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti}$
 $1.00 * (1) \text{ Permanenti NON strutturali} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti}$
 $1.00 * (1) \text{ Sovraccarico gradoni} + 0.50 * (1) \text{ Neve} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti NON strutturali} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti}$
 $0.70 * (1) \text{ Sovraccarico gradoni} + 1.00 * (1) \text{ Neve} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti NON strutturali} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti}$
 $1.00 * (1) \text{ Permanenti NON strutturali} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti}$

Le combinazioni di carico di danno considerate sono le seguenti:

$-0.30 * (1) \text{ Dinamica SLDh Y} + 0.60 * (1) \text{ Sovraccarico gradoni} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti} + -1.00 * (1) \text{ Dinamica SLDh X}$
 $-0.30 * (1) \text{ Dinamica SLDh Y} + 0.60 * (1) \text{ Sovraccarico gradoni} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti} + 1.00 * (1) \text{ Dinamica SLDh X}$
 $0.30 * (1) \text{ Dinamica SLDh Y} + 0.60 * (1) \text{ Sovraccarico gradoni} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti} + -1.00 * (1) \text{ Dinamica SLDh X}$
 $0.30 * (1) \text{ Dinamica SLDh Y} + 0.60 * (1) \text{ Sovraccarico gradoni} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti} + 1.00 * (1) \text{ Dinamica SLDh X}$
 $-0.30 * (1) \text{ Dinamica SLDh X} + 0.60 * (1) \text{ Sovraccarico gradoni} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti} + -1.00 * (1) \text{ Dinamica SLDh Y}$
 $-0.30 * (1) \text{ Dinamica SLDh X} + 0.60 * (1) \text{ Sovraccarico gradoni} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti} + 1.00 * (1) \text{ Dinamica SLDh Y}$
 $0.30 * (1) \text{ Dinamica SLDh X} + 0.60 * (1) \text{ Sovraccarico gradoni} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti} + -1.00 * (1) \text{ Dinamica SLDh Y}$
 $0.30 * (1) \text{ Dinamica SLDh X} + 0.60 * (1) \text{ Sovraccarico gradoni} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti} + 1.00 * (1) \text{ Dinamica SLDh Y}$
 $-0.30 * (1) \text{ Dinamica SLDh Y} + 0.60 * (1) \text{ Sovraccarico gradoni} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti NON strutturali} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti} + -1.00 * (1) \text{ Dinamica SLDh X}$
 $-0.30 * (1) \text{ Dinamica SLDh Y} + 0.60 * (1) \text{ Sovraccarico gradoni} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti NON strutturali} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti} + 1.00 * (1) \text{ Dinamica SLDh X}$
 $0.30 * (1) \text{ Dinamica SLDh Y} + 0.60 * (1) \text{ Sovraccarico gradoni} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti NON strutturali} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti} + -1.00 * (1) \text{ Dinamica SLDh X}$
 $0.30 * (1) \text{ Dinamica SLDh Y} + 0.60 * (1) \text{ Sovraccarico gradoni} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti NON strutturali} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti} + 1.00 * (1) \text{ Dinamica SLDh X}$
 $-0.30 * (1) \text{ Dinamica SLDh X} + 0.60 * (1) \text{ Sovraccarico gradoni} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti NON strutturali} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti} + -1.00 * (1) \text{ Dinamica SLDh Y}$
 $-0.30 * (1) \text{ Dinamica SLDh X} + 0.60 * (1) \text{ Sovraccarico gradoni} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti NON strutturali} +$

$1.00 * (1) \text{ Permanenti} + 1.00 * (1) \text{ Dinamica SLDh Y}$

$0.30 * (1) \text{ Dinamica SLDh X} + 0.60 * (1) \text{ Sovraccarico gradoni} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti NON strutturali} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti} + -1.00 * (1) \text{ Dinamica SLDh Y}$

$0.30 * (1) \text{ Dinamica SLDh X} + 0.60 * (1) \text{ Sovraccarico gradoni} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti NON strutturali} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti} + 1.00 * (1) \text{ Dinamica SLDh Y}$

Le combinazioni di progetto considerate sono:

$-0.30 * (1) \text{ Dinamica SLVh Y} + 0.60 * (1) \text{ Sovraccarico gradoni} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti} + -1.00 * (1) \text{ Dinamica SLVh X}$

$-0.30 * (1) \text{ Dinamica SLVh Y} + 0.60 * (1) \text{ Sovraccarico gradoni} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti} + 1.00 * (1) \text{ Dinamica SLVh X}$

$0.30 * (1) \text{ Dinamica SLVh Y} + 0.60 * (1) \text{ Sovraccarico gradoni} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti} + -1.00 * (1) \text{ Dinamica SLVh X}$

$0.30 * (1) \text{ Dinamica SLVh Y} + 0.60 * (1) \text{ Sovraccarico gradoni} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti} + 1.00 * (1) \text{ Dinamica SLVh X}$

$-0.30 * (1) \text{ Dinamica SLVh X} + 0.60 * (1) \text{ Sovraccarico gradoni} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti} + -1.00 * (1) \text{ Dinamica SLVh Y}$

$-0.30 * (1) \text{ Dinamica SLVh X} + 0.60 * (1) \text{ Sovraccarico gradoni} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti} + 1.00 * (1) \text{ Dinamica SLVh Y}$

$0.30 * (1) \text{ Dinamica SLVh X} + 0.60 * (1) \text{ Sovraccarico gradoni} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti} + -1.00 * (1) \text{ Dinamica SLVh Y}$

$0.30 * (1) \text{ Dinamica SLVh X} + 0.60 * (1) \text{ Sovraccarico gradoni} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti} + 1.00 * (1) \text{ Dinamica SLVh Y}$

$1.50 * (1) \text{ Sovraccarico gradoni} + 0.75 * (1) \text{ Neve} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti}$

$1.05 * (1) \text{ Sovraccarico gradoni} + 1.50 * (1) \text{ Neve} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti}$

$1.00 * (1) \text{ Permanenti}$

$-0.30 * (1) \text{ Dinamica SLVh Y} + 0.60 * (1) \text{ Sovraccarico gradoni} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti NON strutturali} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti} + -1.00 * (1) \text{ Dinamica SLVh X}$

$-0.30 * (1) \text{ Dinamica SLVh Y} + 0.60 * (1) \text{ Sovraccarico gradoni} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti NON strutturali} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti} + 1.00 * (1) \text{ Dinamica SLVh X}$

$0.30 * (1) \text{ Dinamica SLVh Y} + 0.60 * (1) \text{ Sovraccarico gradoni} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti NON strutturali} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti} + -1.00 * (1) \text{ Dinamica SLVh X}$

$0.30 * (1) \text{ Dinamica SLVh Y} + 0.60 * (1) \text{ Sovraccarico gradoni} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti NON strutturali} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti} + 1.00 * (1) \text{ Dinamica SLVh X}$

$-0.30 * (1) \text{ Dinamica SLVh X} + 0.60 * (1) \text{ Sovraccarico gradoni} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti NON strutturali} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti} + -1.00 * (1) \text{ Dinamica SLVh Y}$

$-0.30 * (1) \text{ Dinamica SLVh X} + 0.60 * (1) \text{ Sovraccarico gradoni} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti NON strutturali} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti} + 1.00 * (1) \text{ Dinamica SLVh Y}$

$0.30 * (1) \text{ Dinamica SLVh X} + 0.60 * (1) \text{ Sovraccarico gradoni} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti NON strutturali} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti} + -1.00 * (1) \text{ Dinamica SLVh Y}$

$0.30 * (1) \text{ Dinamica SLVh X} + 0.60 * (1) \text{ Sovraccarico gradoni} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti NON strutturali} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti} + 1.00 * (1) \text{ Dinamica SLVh Y}$

$1.50 * (1) \text{ Sovraccarico gradoni} + 0.75 * (1) \text{ Neve} + 1.50 * (1) \text{ Permanenti NON strutturali} + 1.30 * (1) \text{ Permanenti}$

$1.05 * (1) \text{ Sovraccarico gradoni} + 1.50 * (1) \text{ Neve} + 1.50 * (1) \text{ Permanenti NON strutturali} + 1.30 * (1) \text{ Permanenti}$

$1.50 * (1) \text{ Permanenti NON strutturali} + 1.30 * (1) \text{ Permanenti}$

11.6. 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	363.000
Numero di equazioni, o di righe e colonne della matrice	411.000
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	411.000
zero algoritmico	0.026
tempo in secondi impiegato per l'analisi	0.017

11.7. Risultati dell'analisi modale

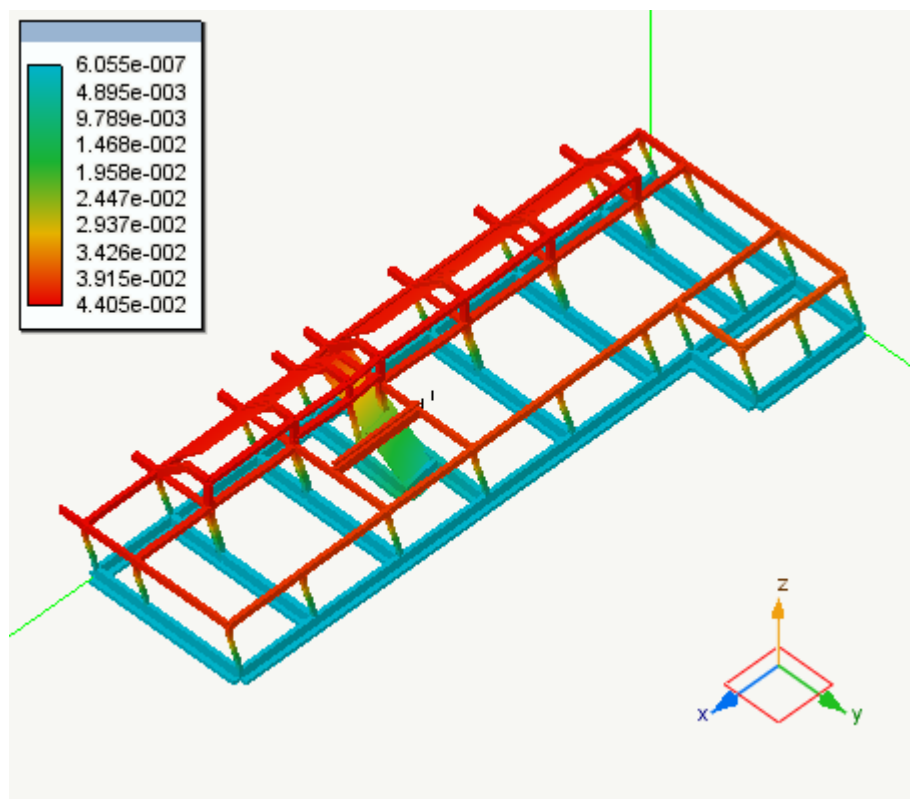
Il numero degli autovalori calcolati è pari a 8.000 e la tabella che segue contiene i valori dei periodi propri:

Modo	Periodo	Var. percentuale	Masse eccitate
1	0.554	0.00	4.437
2	0.425	23.27	49.315
3	0.260	38.86	45.354
4	0.058	77.75	0.070
5	0.054	5.92	0.111
6	0.053	3.55	0.003
7	0.047	10.70	0.053
8	0.043	8.27	0.051

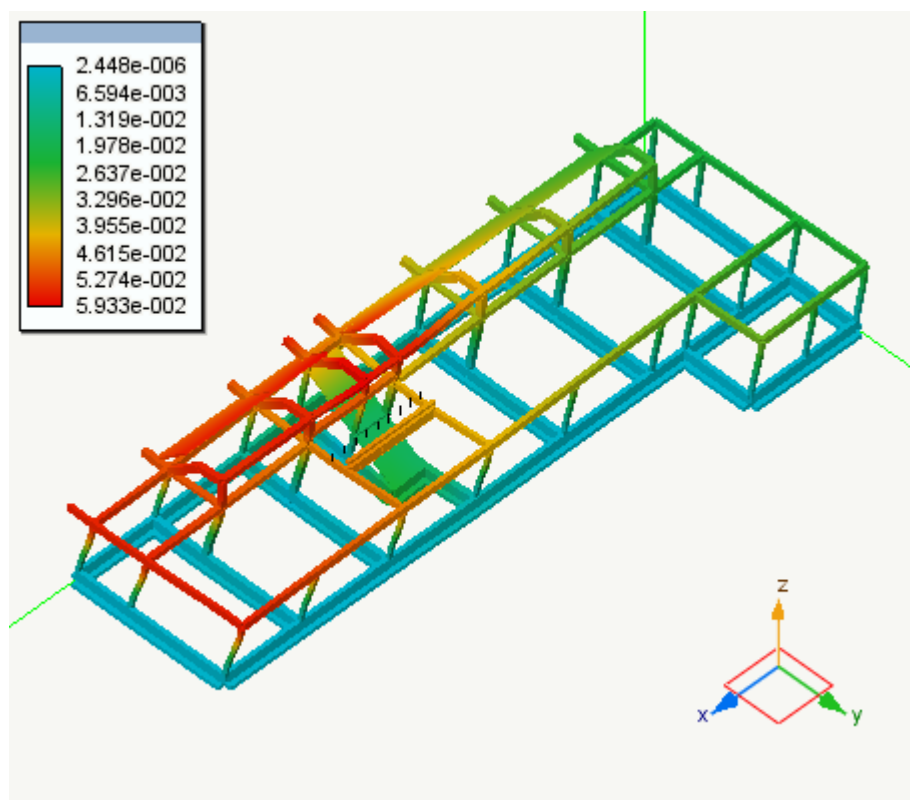
La somma delle masse relative eccitate dai modo considerati e' il 99.394% delle masse totali maggiore del 85% della massa totale e quindi il punto 7.3.3.1 della normativa risulta verificato

Siccome la variazione percentuale minima tra i periodi nel modello con spostamento è del 3.550% 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 2.000 avente massa eccitata pari a 0.493



Rappresentazione della forma modale relativa al modo 3.000 avente massa eccitata pari a 0.454

11.8. Progetto degli elementi strutturali monodimensionali in cemento armato

11.8.1. Diagrammi di inviluppo delle sollecitazioni

11.8.1.1. Diagrammi di inviluppo delle sollecitazioni assiali

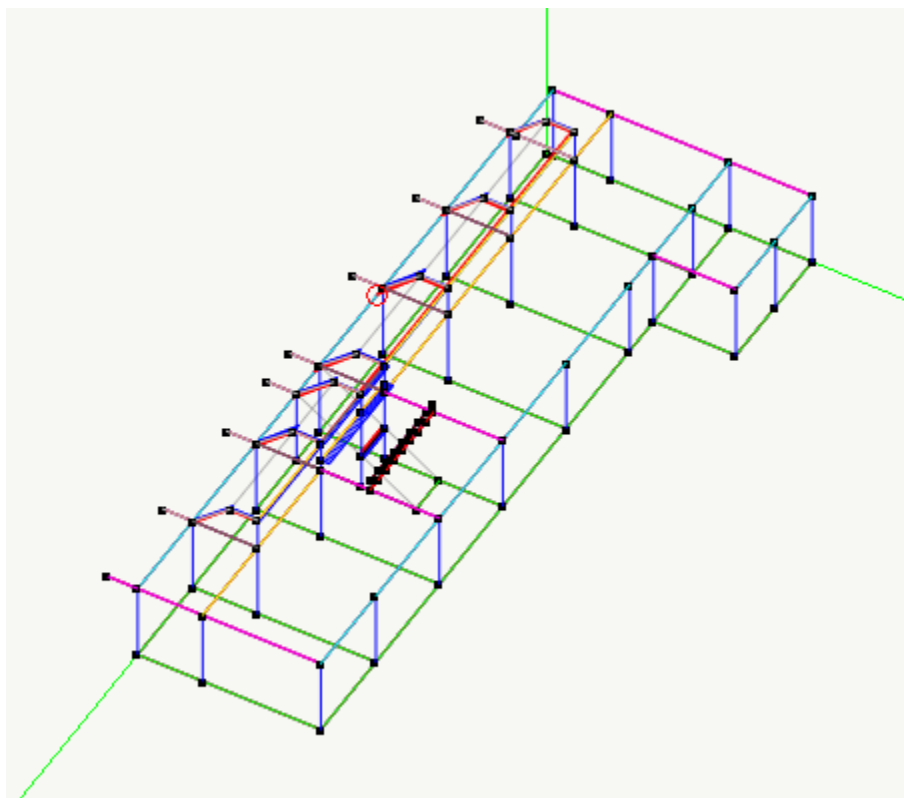


Diagramma di inviluppo dello sforzo assiale - piano xy - $N_{max}=11968.347261254$

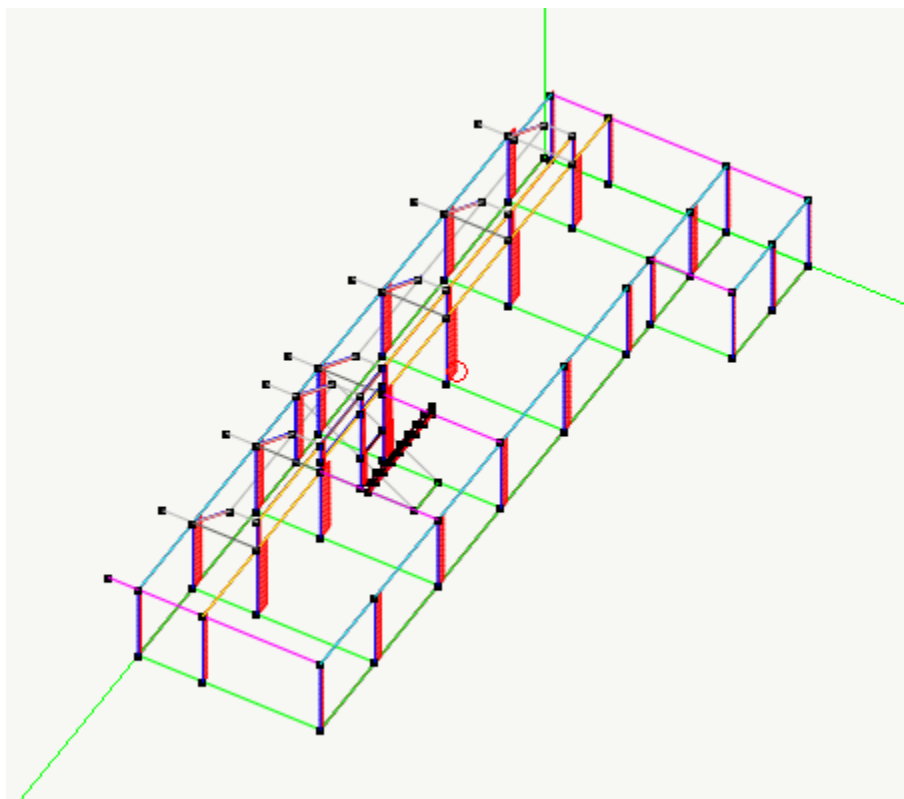


Diagramma di involucro dello sforzo assiale - piano xz - $N_{max}=52258.522829786$

11.8.1.2. Diagrammi di involucro delle sollecitazioni taglienti

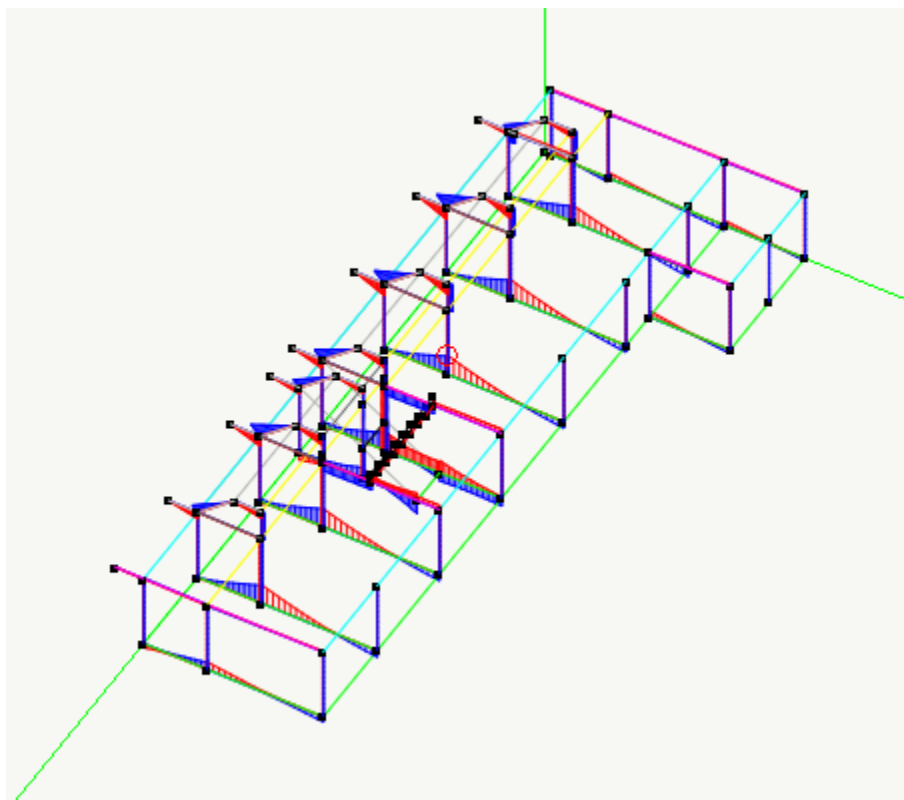


Diagramma di involucro del taglio - piano yz - $T_{max}=26651.763268808$

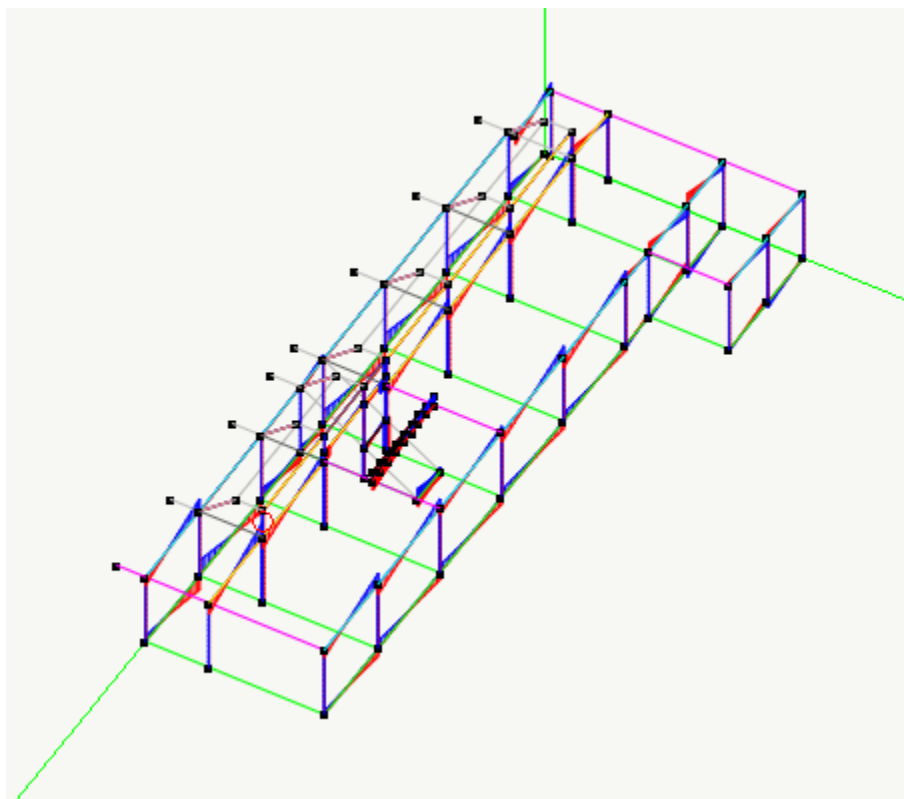


Diagramma di involucro del taglio - piano xz - $T_{max} = -22150.528603365$

11.8.1.3. Diagrammi di involucro delle sollecitazioni flettenti

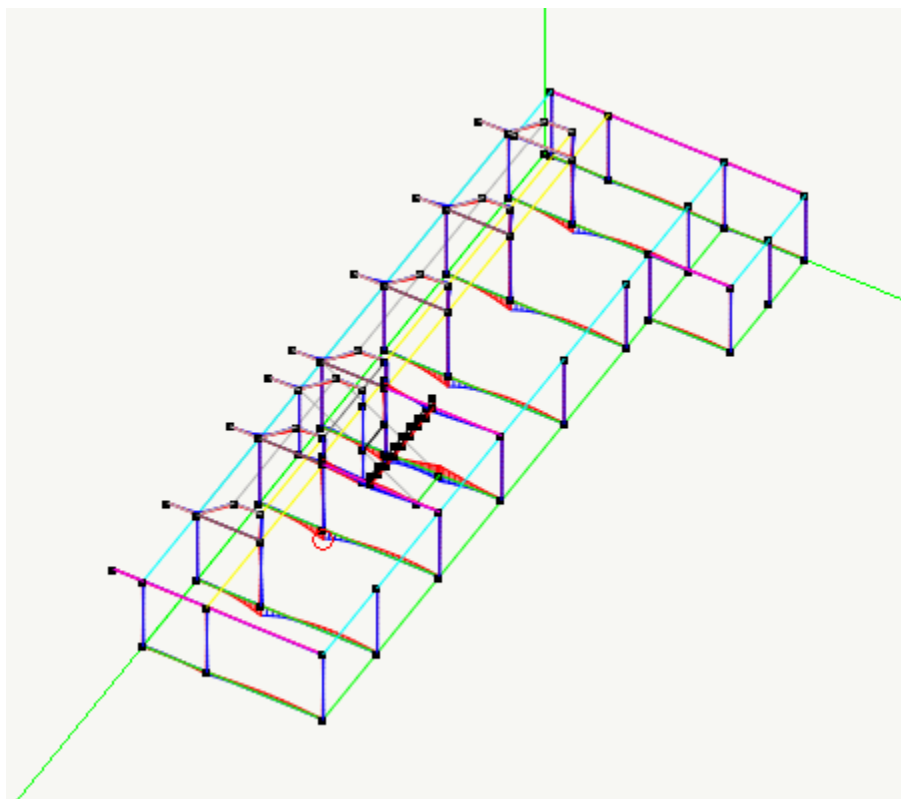


Diagramma di involucro del momento - piano yz

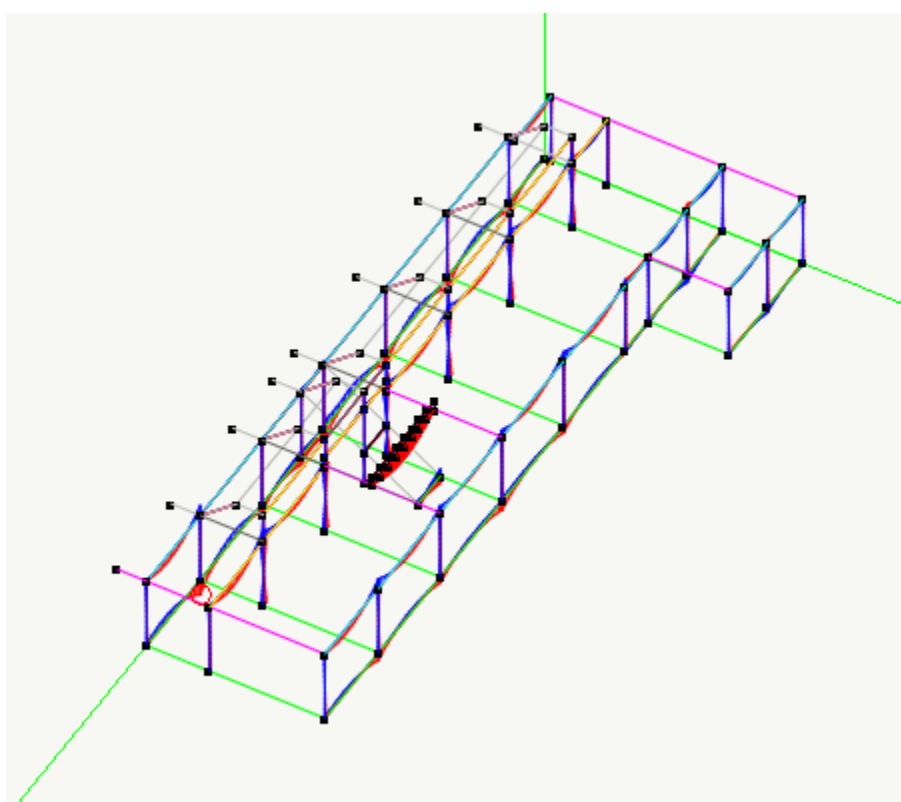
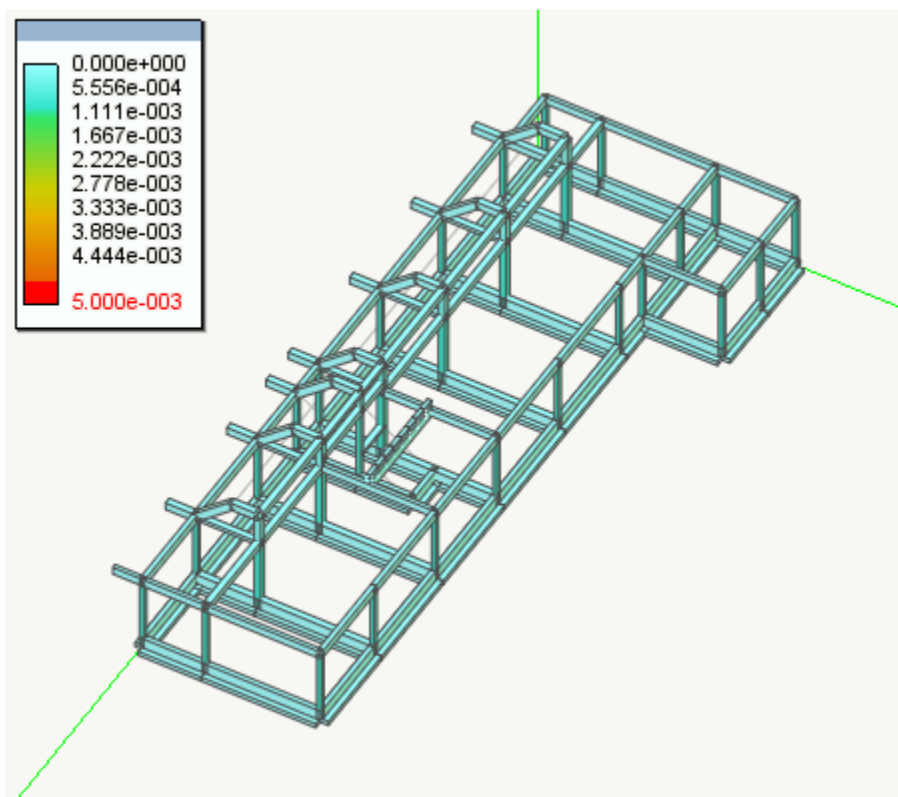


Diagramma di involucro del momento - piano xz

11.8.2. Verifiche dello stato limite del danno

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 $0.005h$. (punto 7.3.7.2. DM14/01/2008)

La figura seguente rappresenta i valori degli spostamenti relativi massimo su tutti i punti della struttura. In didascalia è riportato il valore massimo.



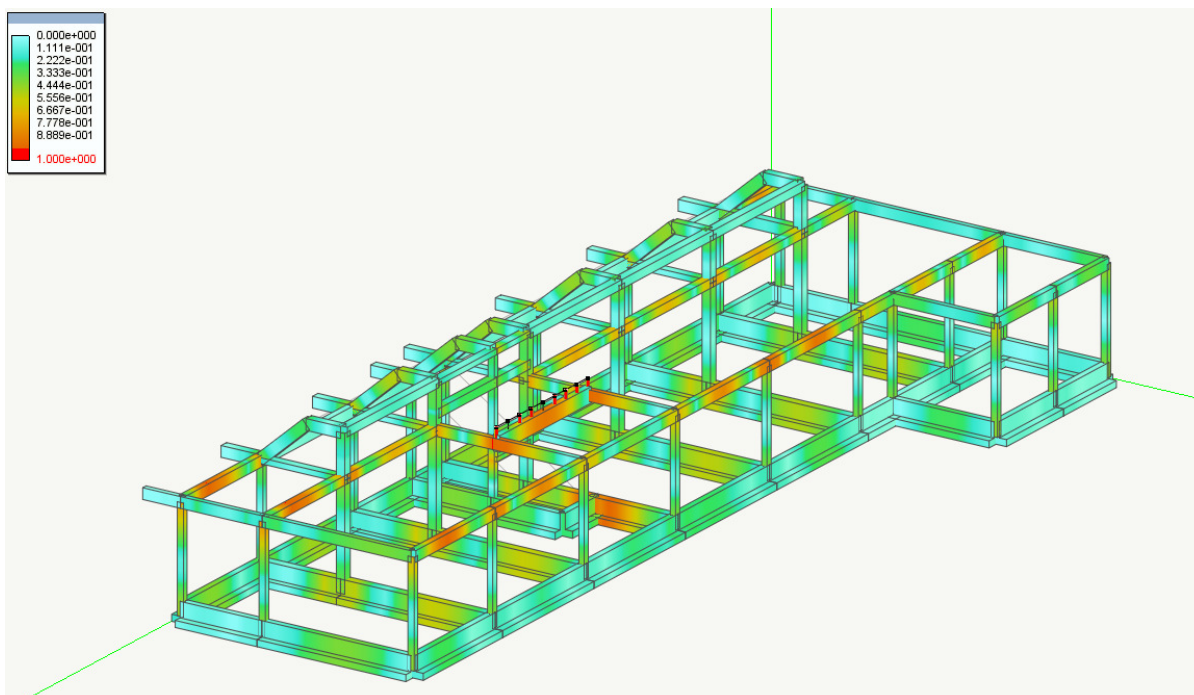
Massimo spostamento relativo 0.001 tra le quote 0 e 485

11.9. Verifiche per lo stato limite ultimo

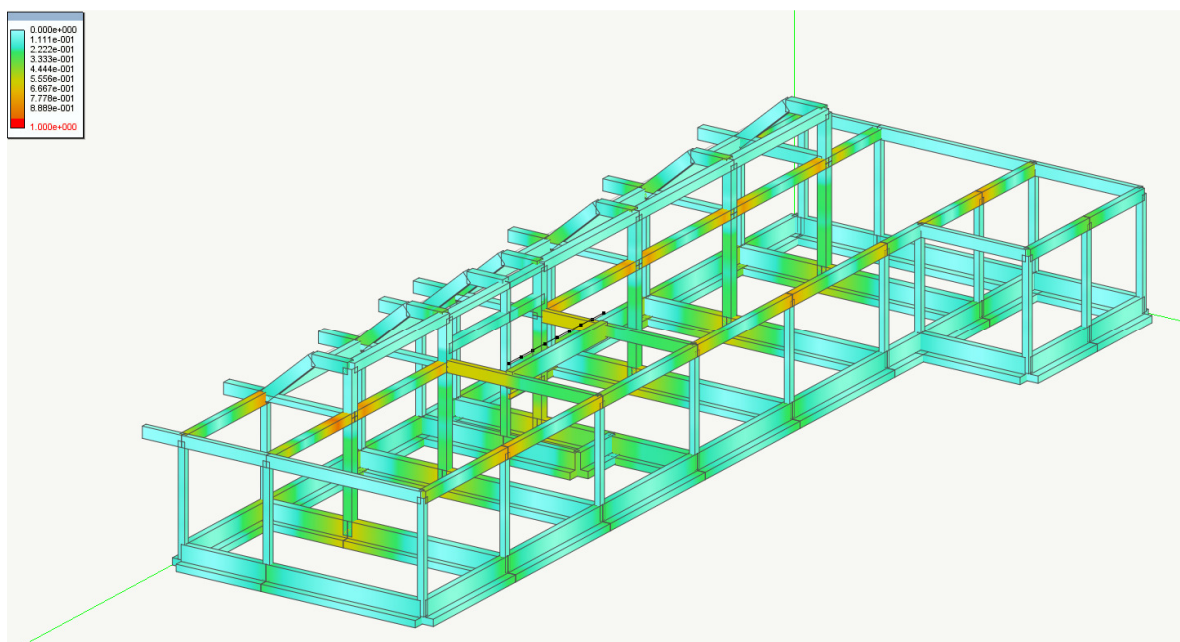
11.9.1. Verifiche di resistenza

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

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



Coefficiente di sfruttamento a flessione Massimo: 0.954



Coefficiente di sfruttamento a taglio di progetto Massimo: 0.956

Tale coefficiente va inteso come rapporto tra azioni agenti (N_x , M_y , M_z) 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 (N_x , M_y , M_z). 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.

11.9.2. Verifiche per lo stato limite di esercizio

11.9.2.1. Tensioni di esercizio

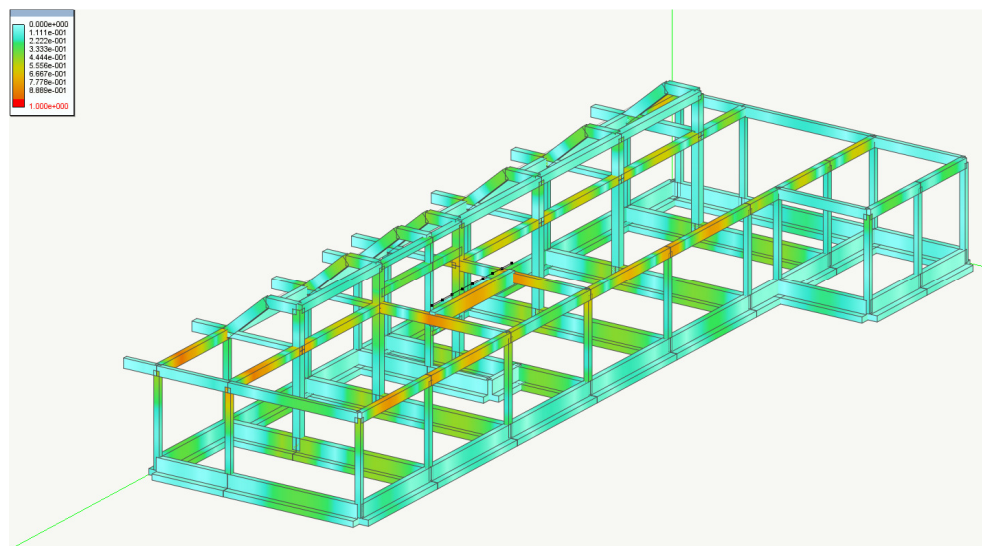
Per la struttura in esame che come detto è esposta ad ambiente de gruppo A del prospetto 7.1 sono stati rispettati (vedi figura seguente e tabulati analitici) i seguenti limiti di compressione nel calcestruzzo:

combinazione di carico rara $0.600 f_{ck}$

combinazione di carico quasi permanente: $0.450 f_{ck}$

e di trazione nell'acciaio

combinazione di carico rara $0.800 f_{yk}$



tensioni di esercizio della struttura

Massimo: 9.457-001

11.9.3. Verifiche sismiche degli elementi

I risultati di tali verifiche sono riportate negli allegati analitici di EasyBeam.

Di seguito si riportano delle immagini che riassumono le verifiche salienti.

11.9.3.1. Duttilità e capacità di spostamento

Questa condizione è soddisfatta in quanto sono state applicate le regole specifiche di progettazione relative agli edifici in cemento armato.

Si riporta nella figura che segue la verifica del fattore di duttilità di sezione, inteso come rapporto tra la curvatura

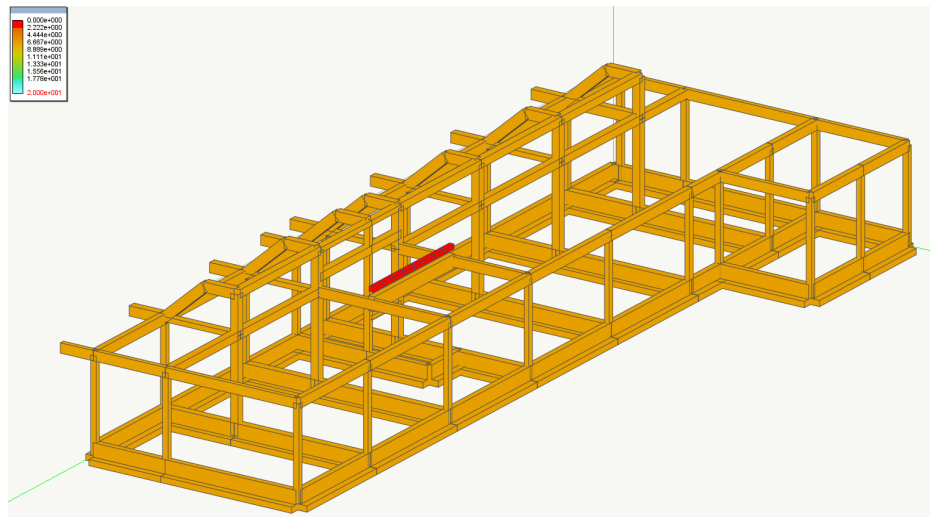
ultima e quella corrispondente al primo snervamento dell'acciaio.

Esso è valutato sull'elemento come risultato del calcolo di tale fattore per molte sezioni dell'elemento stesso.

In figura viene rappresentato l'INVERSO della duttilità per avere il valore unitario come fondo scala. Ne consegue che minore è il valore rappresentato (colori più freddi) maggiore è la duttilità.

Il valore di duttilità della sezione dipende dal piano di sollecitazione considerato. Quindi si hanno infiniti valori. Il valore rappresentato è invece unico in quanto si rappresenta il valore più significativo per il progetto e cioè quello corrispondente al piano di sollecitazione di progetto che è dato dalla direzione della componente dei momenti flettenti e che può essere diverso in ogni sezione. Il calcolo viene effettuato per TUTTE le combinazioni di progetto e viene esposto il valore di duttilità MINORE (il valore maggiore nella scala).

Si tiene ovviamente conto della forza assiale che ha una forte influenza sulla duttilità.



Mappatura a colori della duttilità di sezione

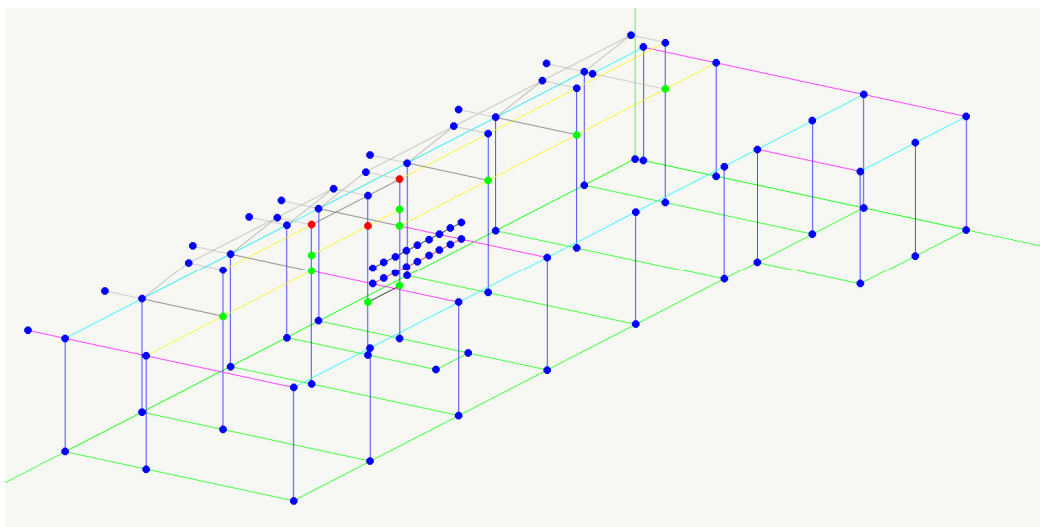
Massimo: 4.714e+000

11.9.3.2. Verifica del rapporto di resistenza del nodo

Questa verifica consente di valutare il valore del rapporto a.

Nella figura che segue:

- il colore rosso indica che nel nodo $\alpha < \gamma_{Rd}$,
- il colore blu indica che il nodo non è ammissibile per la verifica,
- il colore verde che $\alpha > \gamma_{Rd}$.

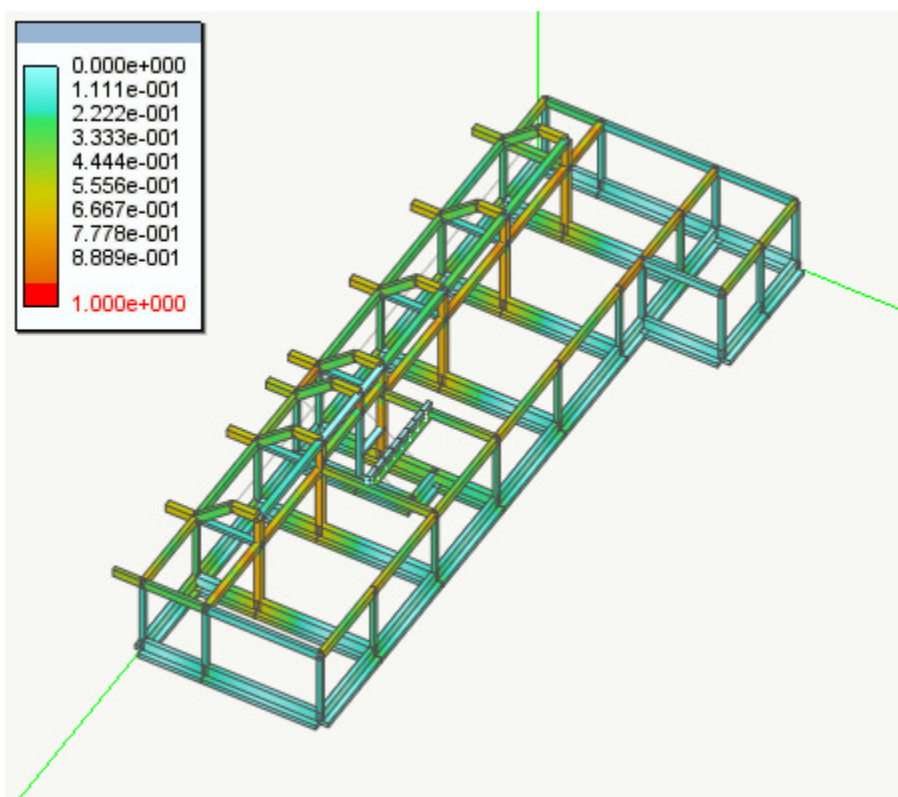


Mappatura a colori della verifica gerarchia delle resistenze valore massimo:1.24

I nodi rossi (indice di non verifica) sono in questo caso erroneamente rappresentati dal software in quanto elementi che non devono essere soggetti alla verifica sulla gerarchia delle resistenze.

11.9.4. Progetto a taglio per azioni sismiche

Di seguito viene riportata una rappresentazione grafica inerente la verifica sopra descritta.

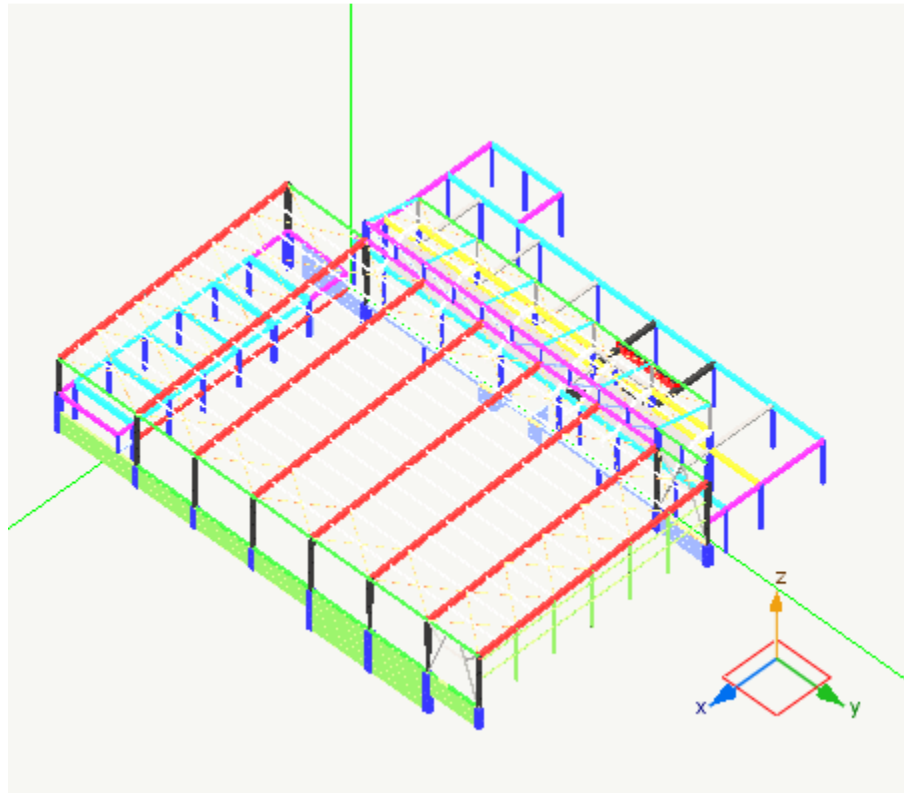


Mappatura a colori della verifica a taglio sismico

12. Copertura piscina e gradinate

La copertura, per la cui descrizione dettagliata si veda il capitolo 1, è schematizzabile come un telaio controventato in una direzione ed un telaio monopiano nell'altra direzione. La struttura viene analizzata con lo spettro elastico, senza tenere conto delle capacità dissipative. L'analisi sismica viene condotta anche per l'azione sismica verticale, come prevista dalla vigente normativa.

Insieme alla copertura viene modellata anche quella parte di struttura che non riguarda direttamente la copertura, ma ne subisce l'influenza reciproca, durante il moto sismico.



Vista anteriore

12.1. Il modello della struttura

Il modello è costituito da 889 nodi e da 1184 elementi.

Nel modello vi sono:

808 elementi lineari a due nodi

376 elementi piani a quattro nodi

Il tipo di elementi impiegati è il seguente:

66 elementi asta

407 elementi trave a sezione generica

309 elementi trave a sezione rettangolare

16 elementi travi poligonali

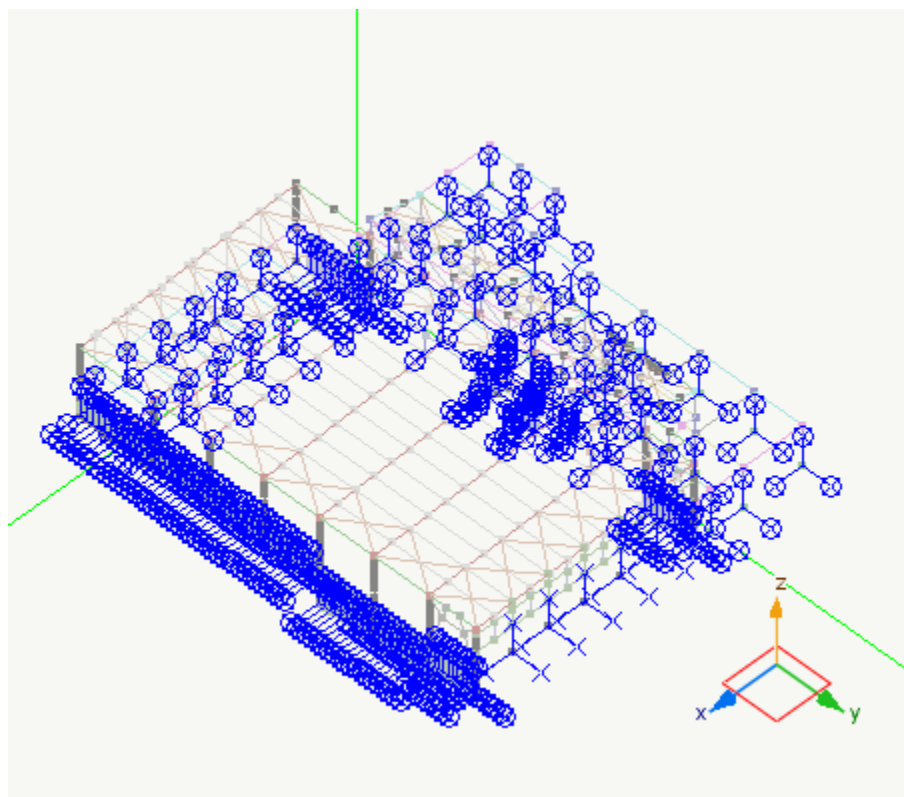
9 elementi boundary

1 elementi rigel

376 elementi lastra-piastra

0 elementi solidi

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

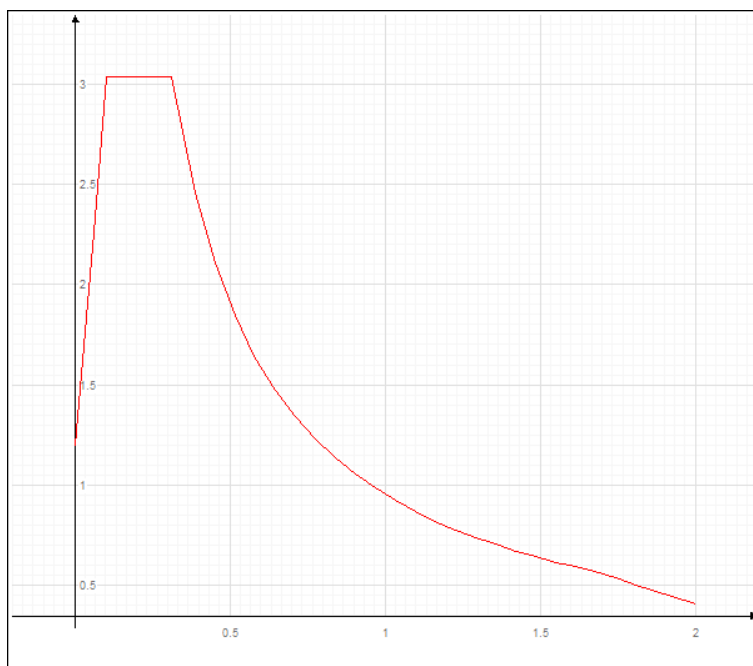


12.2. Analisi spettrale

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	29.428	0.000	0.000	
Dinamica SLDh Y	SLDh	0.000	29.428	0.000	
Dinamica SLVh X	SLVh	66.981	0.000	0.000	
Dinamica SLVh Y	SLVh	0.000	66.981	0.000	
Dinamica SLOh X	SLOh	22.994	0.000	0.000	
Dinamica SLOh Y	SLOh	0.000	22.994	0.000	

Sono stati impiegati i seguenti spettri di risposta:

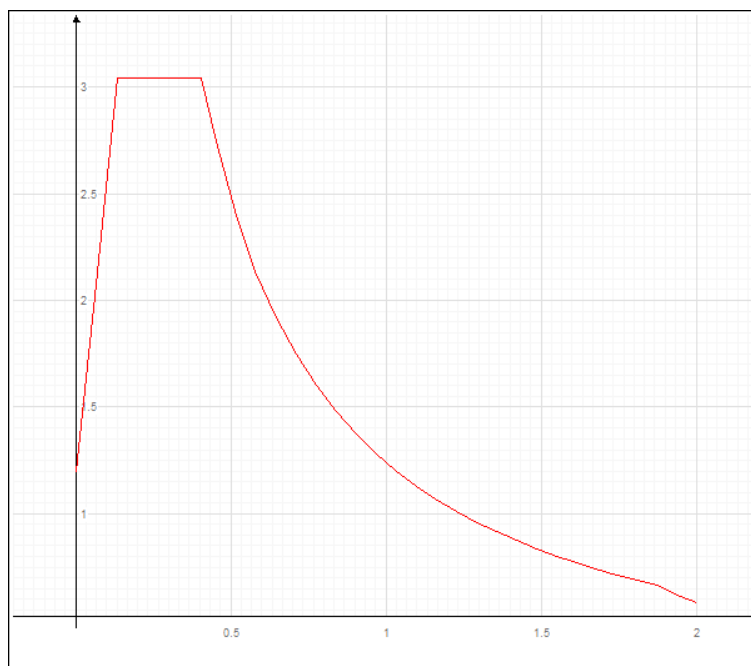


Spettro: SLDh.

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

Tipo	A_g/g	T_c	F_o	S	Fattore di struttura q
Stato Limite di Danno	0.030	0.208	2.528	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.

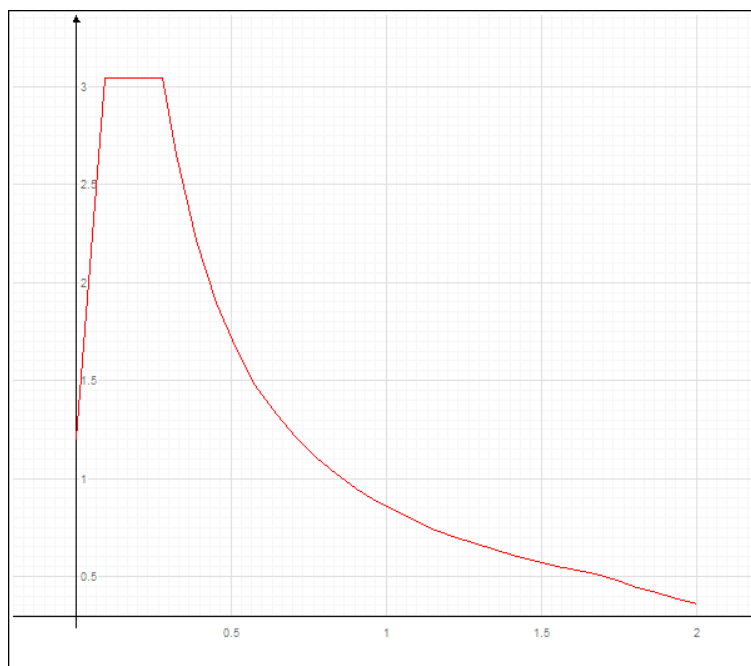


Spettro: SLVh.

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 struttura q
Stato Limite di salvaguardia della Vita	0.068	0.289	2.537	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.



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	0.023	0.182	2.540	1.200	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, $S=S_s \cdot S_c$ è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche.

12.3. 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.

Condizioni di carico

(Fase) Nome	Tipo
(2) Dinamica 7	Sismico SLV
(1) Dinamica SLOh Y	Sismico SLO
(1) Dinamica SLOh X	Sismico SLO
(1) Dinamica SLVh Y	Sismico SLV
(1) Dinamica SLVh X	Sismico SLV
(1) Dinamica SLDh Y	Sismico SLD
(1) Dinamica SLDh X	Sismico SLD

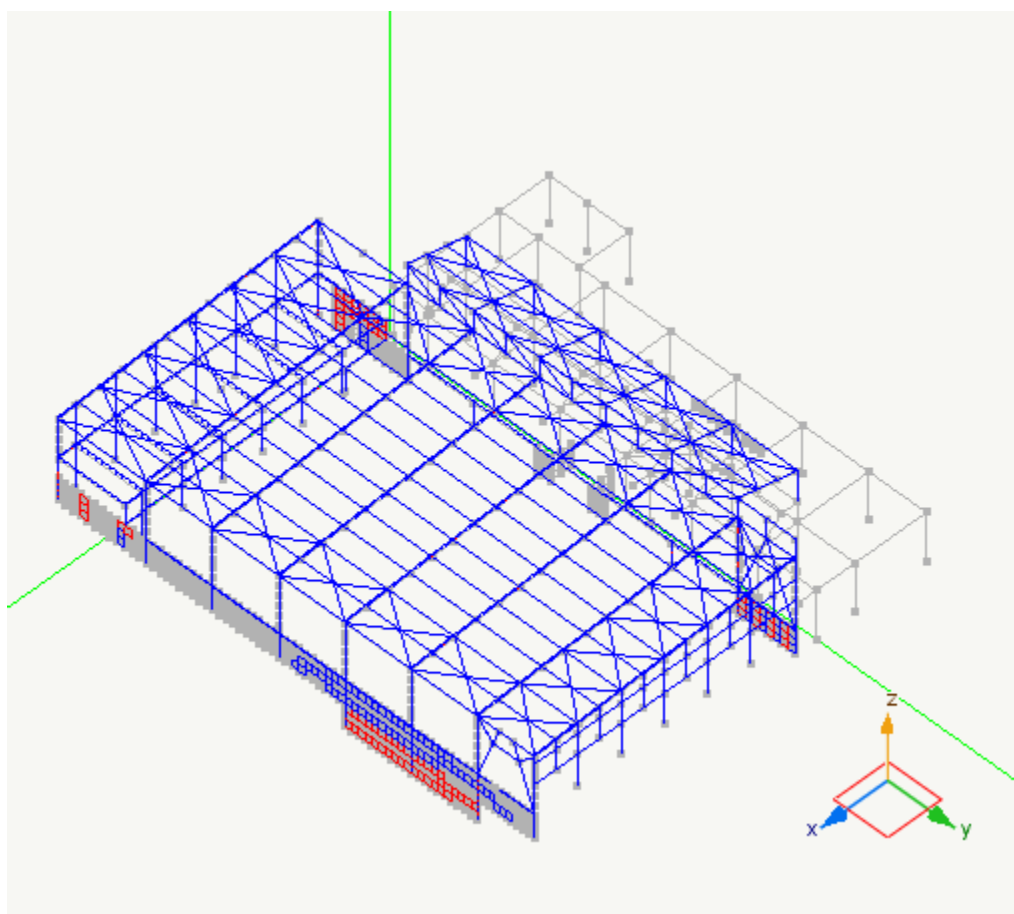
(Fase) Nome	Tipo
(1) Peso proprio	Permanente
(1) Permanente	Permanente
(1) NEve	Neve ($q < 1000$)
(1) Vento +x	Vento
(1) Vento-y	Vento
(1) Vento+y	Vento
(1) Vento-x	Vento
(1) Permanenti	Permanente
(1) Permanenti NON strutturali	Permanente
(1) Sovraccarico gradoni	Cat. C: Affollamento
(1) Peso	Permanente
(1) Manutenzione	Cat. H: Copertura

12.4. Condizioni di carico

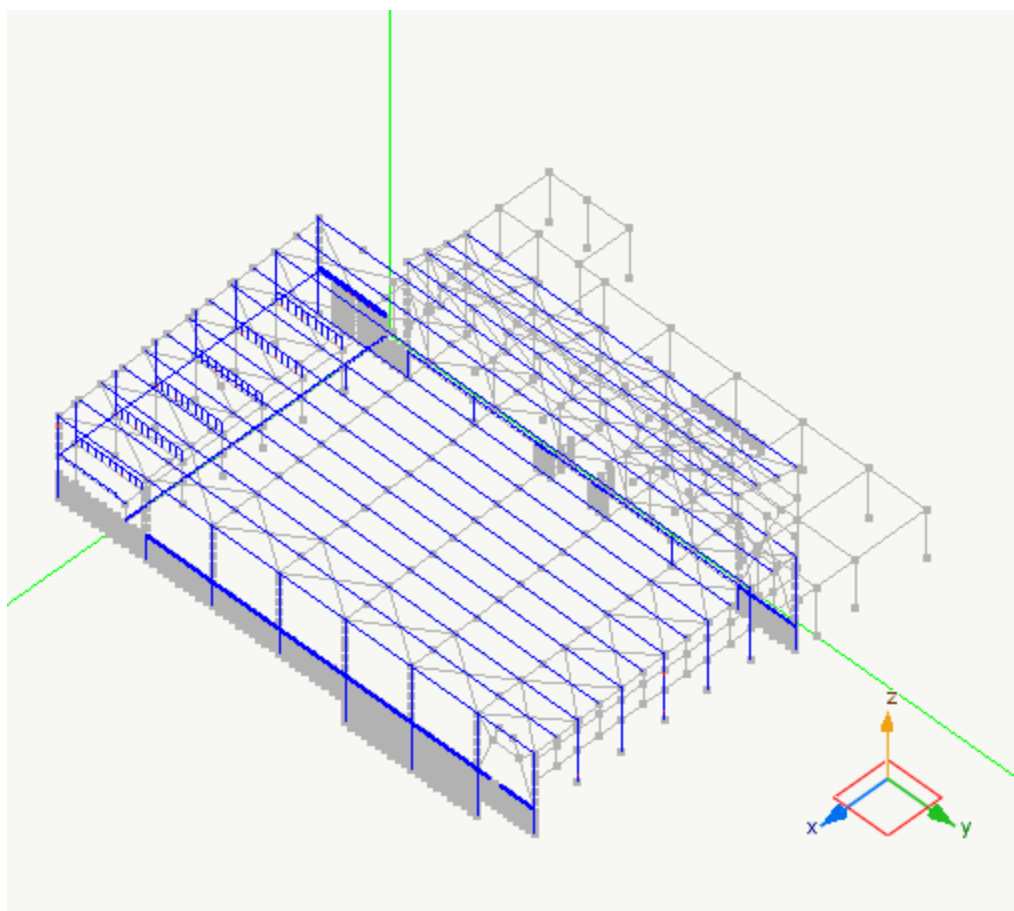
I nomi delle condizioni di carico statiche impiegate sono i seguenti:

- 1) Peso proprio
- 2) Permanente
- 3) NEve
- 4) Vento +x
- 5) Vento-y
- 6) Vento+y
- 7) Vento-x
- 8) Permanenti
- 9) Permanenti NON strutturali
- 10) Sovraccarico gradoni
- 11) Peso
- 12) Manutenzione

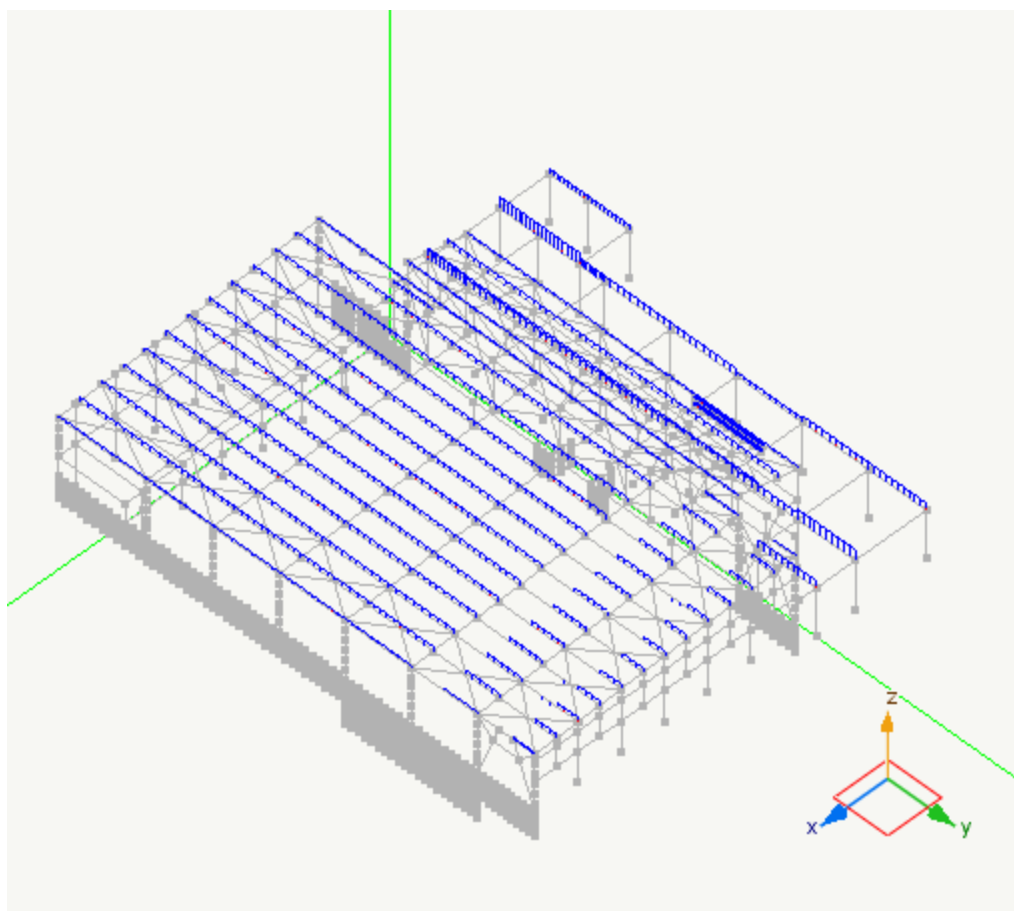
Di seguito si riportano i grafici dei carichi delle condizioni di carico statiche enumerate sopra:



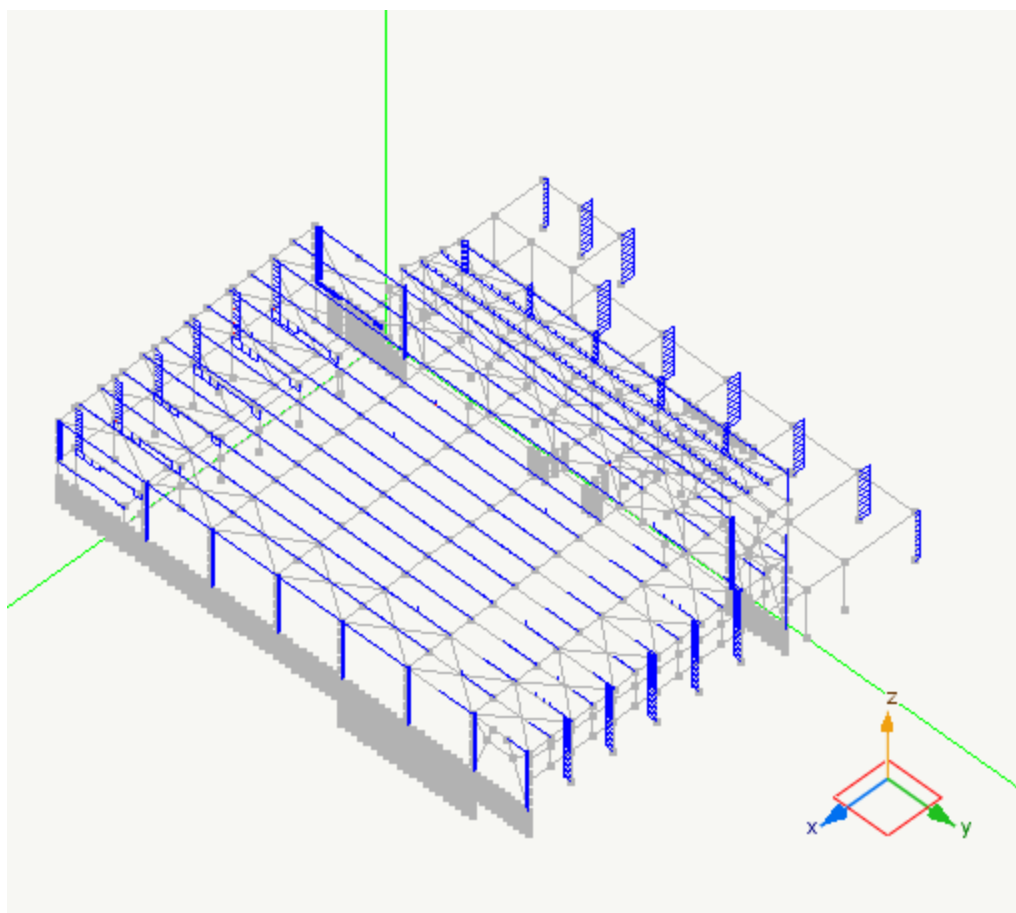
Condizione di carico: Peso proprio: Grafico dei carichi



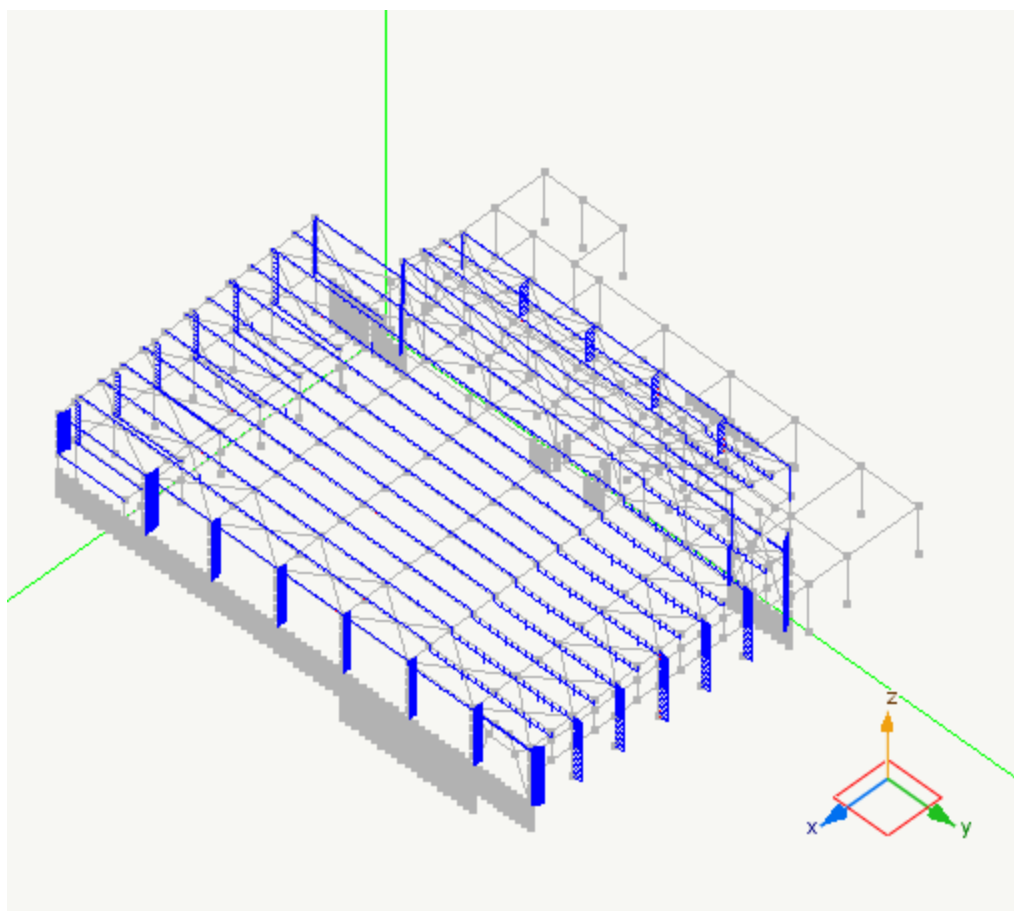
Condizione di carico: Permanente: Grafico dei carichi



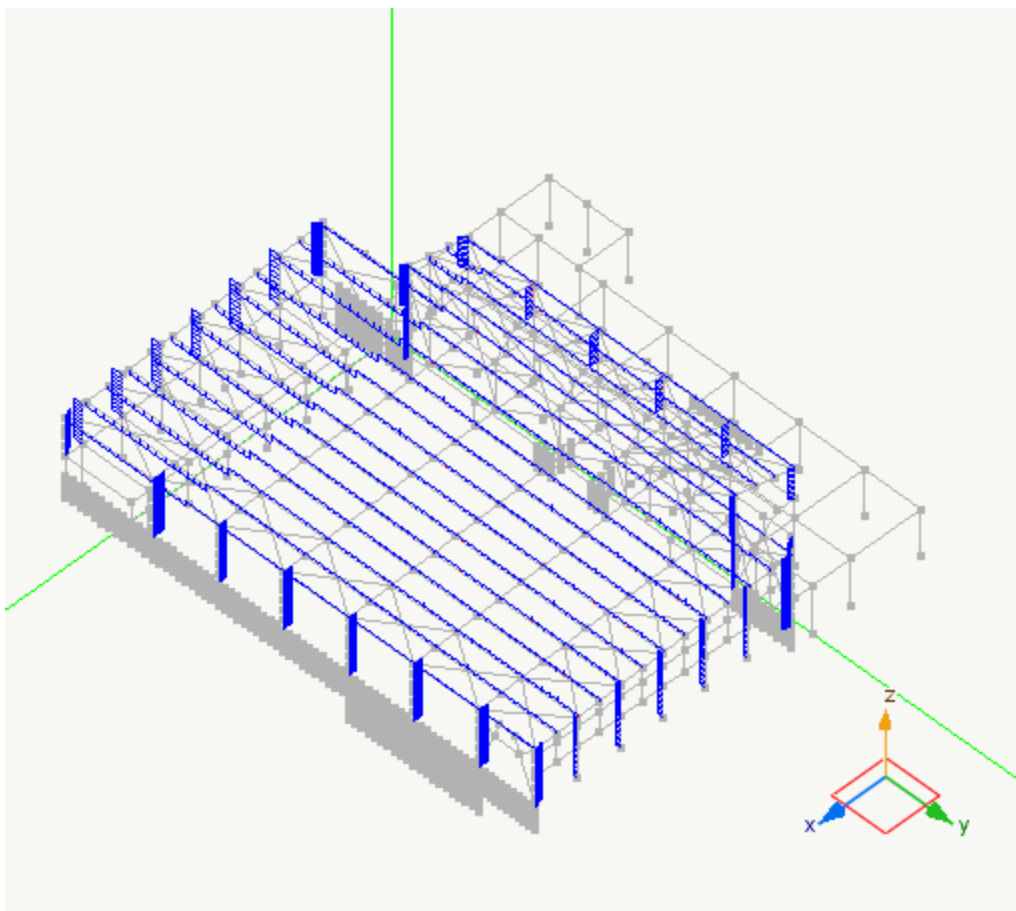
Condizione di carico: NEve: Grafico dei carichi



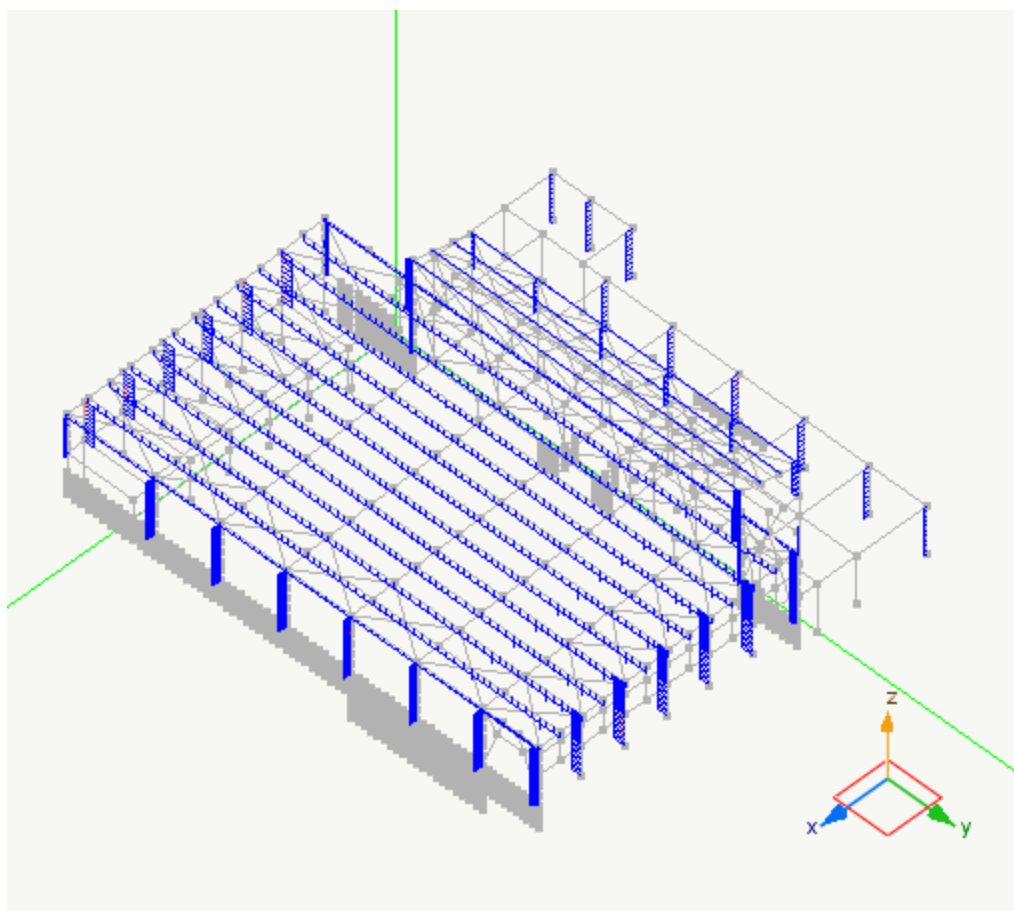
Condizione di carico: Vento +x: Grafico dei carichi



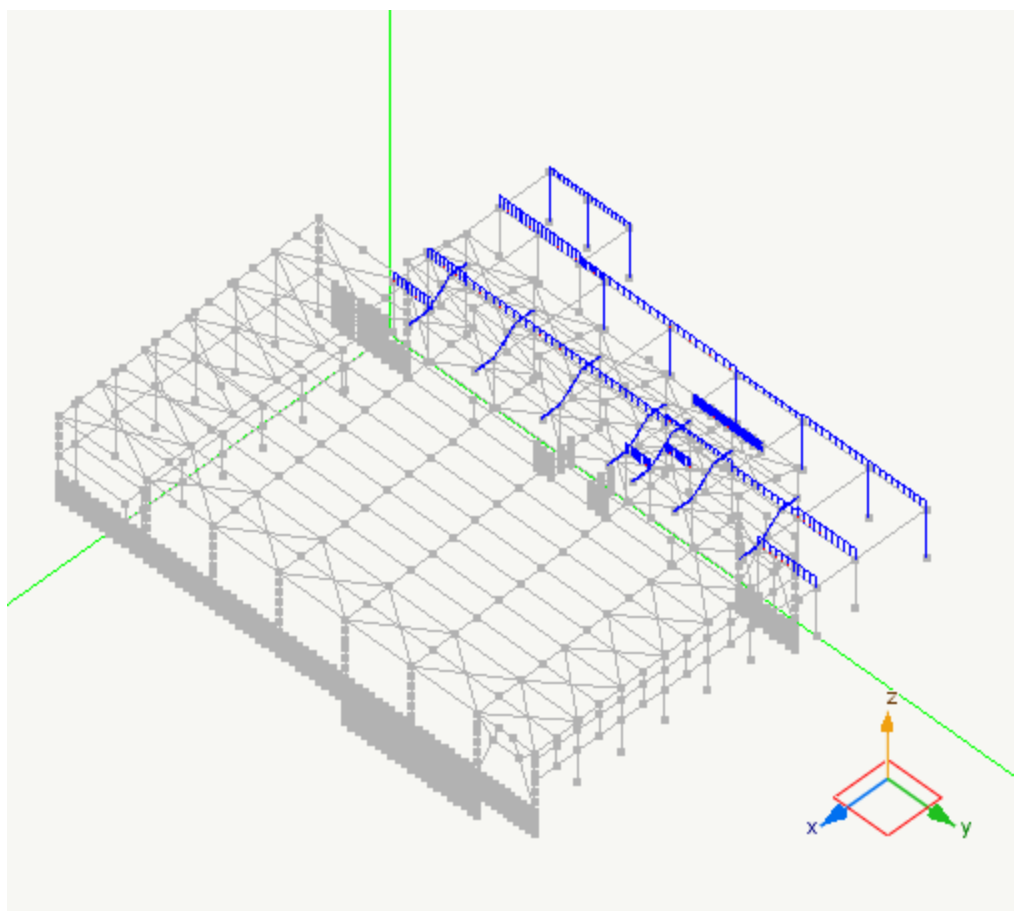
Condizione di carico: Vento-y: Grafico dei carichi



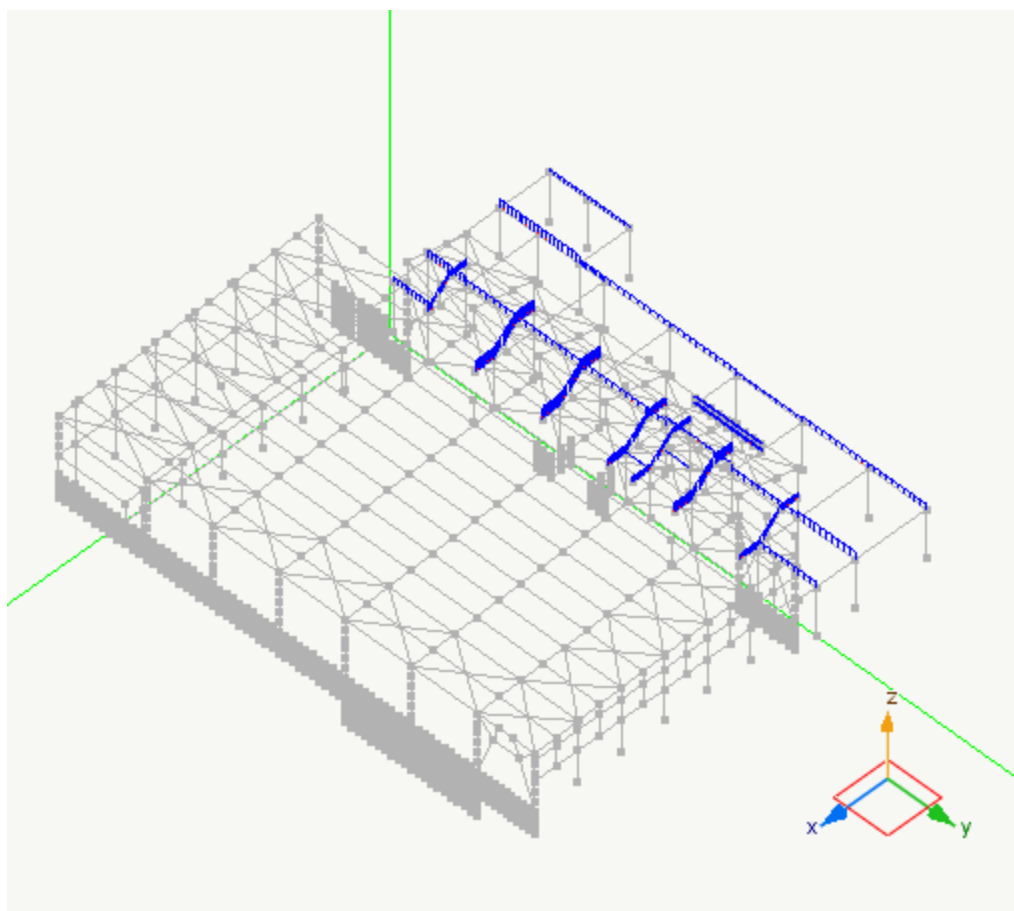
Condizione di carico: Vento+y: Grafico dei carichi



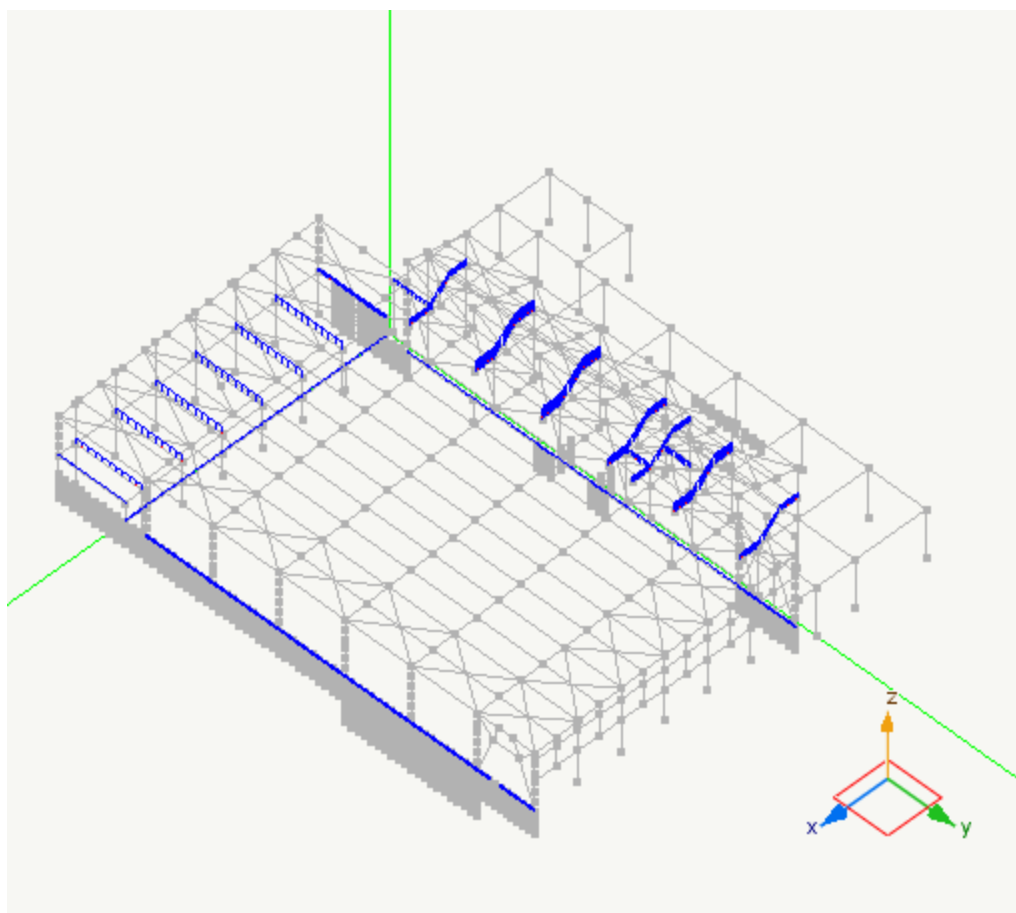
Condizione di carico: Vento-x: Grafico dei carichi



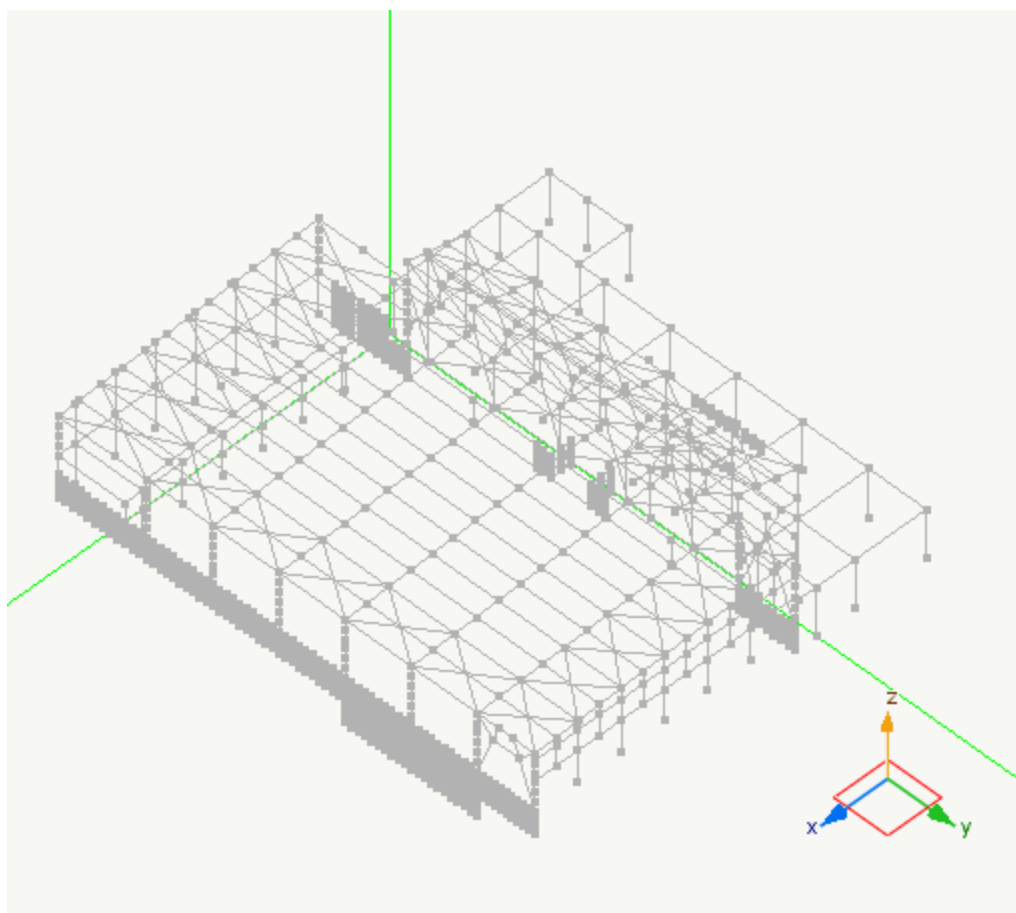
Condizione di carico: Permanenti: Grafico dei carichi



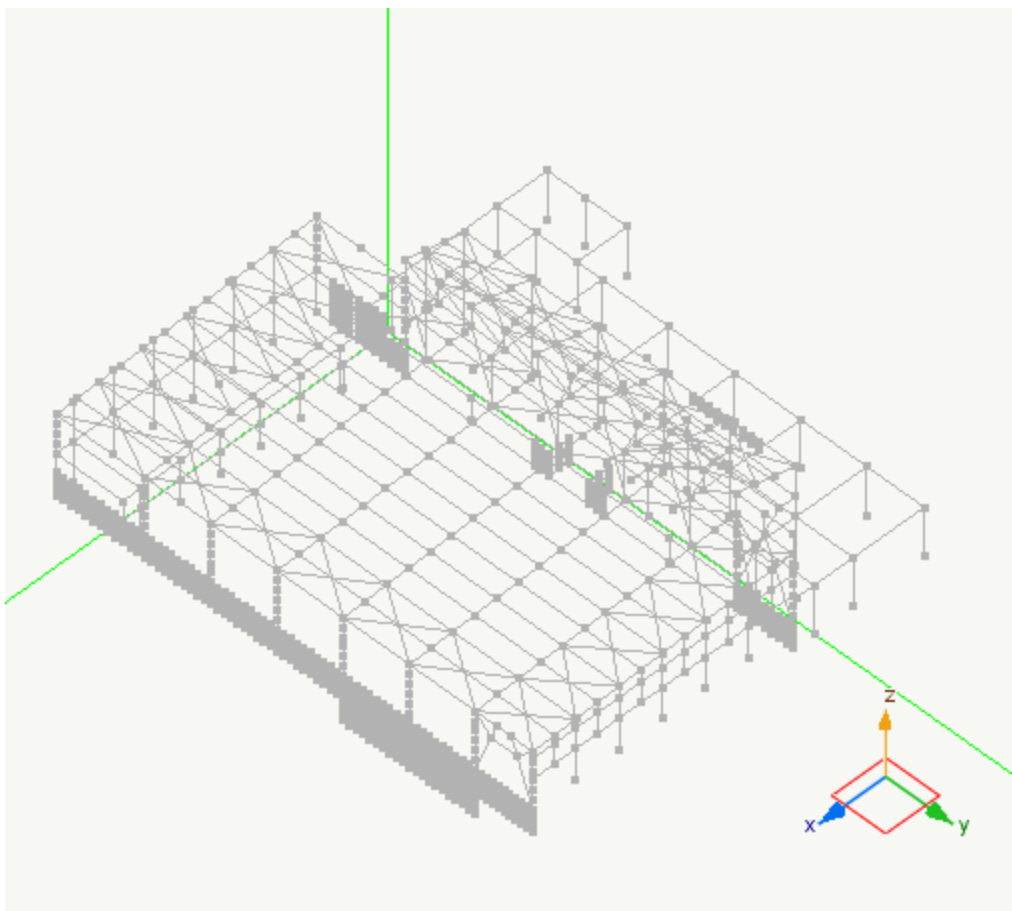
Condizione di carico: Permanenti NON strutturali: Grafico dei carichi



Condizione di carico: Sovraccarico gradoni: Grafico dei carichi



Condizione di carico: Peso: Grafico dei carichi



Condizione di carico: Manutenzione: Grafico dei carichi

12.5. Le combinazioni di carico

Sono state prese in considerazione le combinazioni di carico di seguito elencate.

Combinazioni di carico di stato limite ultimo

- 1 $-0.30 * (1) \text{ Dinamica SLVh Y} + -0.30 * (2) \text{ Dinamica 7} + 0.20 * (1) \text{ Manutenzione} + 1.00 * (1) \text{ Peso}$
 $+ 0.60 * (1) \text{ Sovraccarico gradoni} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti NON strutturali} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti}$
 $+ 1.00 * (1) \text{ Permanente} + 1.00 * (1) \text{ Peso proprio} + -1.00 * (1) \text{ Dinamica SLVh X}$
- 2 $-0.30 * (1) \text{ Dinamica SLVh Y} + -0.30 * (2) \text{ Dinamica 7} + 0.20 * (1) \text{ Manutenzione} + 1.00 * (1) \text{ Peso}$
 $+ 0.60 * (1) \text{ Sovraccarico gradoni} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti NON strutturali} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti}$
 $+ 1.00 * (1) \text{ Permanente} + 1.00 * (1) \text{ Peso proprio} + 1.00 * (1) \text{ Dinamica SLVh X}$
- 3 $-0.30 * (1) \text{ Dinamica SLVh Y} + 0.30 * (2) \text{ Dinamica 7} + 0.20 * (1) \text{ Manutenzione} + 1.00 * (1) \text{ Peso}$
 $+ 0.60 * (1) \text{ Sovraccarico gradoni} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti NON strutturali} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti}$
 $+ 1.00 * (1) \text{ Permanente} + 1.00 * (1) \text{ Peso proprio} + -1.00 * (1) \text{ Dinamica SLVh X}$
- 4 $-0.30 * (1) \text{ Dinamica SLVh Y} + 0.30 * (2) \text{ Dinamica 7} + 0.20 * (1) \text{ Manutenzione} + 1.00 * (1) \text{ Peso}$
 $+ 0.60 * (1) \text{ Sovraccarico gradoni} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti NON strutturali} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti}$
 $+ 1.00 * (1) \text{ Permanente} + 1.00 * (1) \text{ Peso proprio} + 1.00 * (1) \text{ Dinamica SLVh X}$
- 5 $0.30 * (1) \text{ Dinamica SLVh Y} + -0.30 * (2) \text{ Dinamica 7} + 0.20 * (1) \text{ Manutenzione} + 1.00 * (1) \text{ Peso}$

- [illegible]

- [illegible]

proprio

35 $1.00 * (1) \text{ Peso} + 1.05 * (1) \text{ Sovraccarico gradoni} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti NON strutturali} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti} + 1.50 * (1) \text{ Vento-y} + 0.75 * (1) \text{ NEve} + 1.00 * (1) \text{ Permanente} + 1.00 * (1) \text{ Peso proprio}$

1.00 * (1) Peso + 1.05 * (1) Sovraccarico gradoni + 1.00 * (1) Permanenti NON strutturali + 1.00 *

36 (1) Permanenti + 1.50 * (1) Vento +x + 0.75 * (1) NEve + 1.00 * (1) Permanente + 1.00 * (1) Peso proprio

0.90 * (1) Vento-x + 1.00 * (1) Peso + 1.05 * (1) Sovraccarico gradoni + 1.00 * (1) Permanenti NON

37 strutturali + 1.00 * (1) Permanenti + 1.50 * (1) NEve + 1.00 * (1) Permanente + 1.00 * (1) Peso
proprio

0.90 * (1) Vento+y + 1.00 * (1) Peso + 1.05 * (1) Sovraccarico gradoni + 1.00 * (1) Permanenti NON

38 strutturali + 1.00 * (1) Permanenti + 1.50 * (1) NEve + 1.00 * (1) Permanente + 1.00 * (1) Peso proprio

0.90 * (1) Vento-y + 1.00 * (1) Peso + 1.05 * (1) Sovraccarico gradoni + 1.00 * (1) Permanenti NON

39 strutturali + 1.00 * (1) Permanenti + 1.50 * (1) NEve + 1.00 * (1) Permanente + 1.00 * (1) Peso
proprio

0.90 * (1) Vento +x + 1.00 * (1) Peso + 1.05 * (1) Sovraccarico gradoni + 1.00 * (1) Permanenti NON

40 strutturali + 1.00 * (1) Permanenti + 1.50 * (1) NEve + 1.00 * (1) Permanente + 1.00 * (1) Peso
proprio

41 1.00 * (1) Peso + 1.00 * (1) Permanenti NON strutturali + 1.00 * (1) Permanenti + 1.00 * (1)
 Permanente + 1.00 * (1) Peso proprio

0.90 * (1) Vento-x + 1.50 * (1) Manutenzione + 1.30 * (1) Peso + 1.05 * (1) Sovraccarico gradoni +
42 1.30 * (1) Permanenti NON strutturali + 1.30 * (1) Permanenti + 0.75 * (1) NEve + 1.30 * (1)
Permanente + 1.30 * (1) Peso proprio

0.90 * (1) Vento+y + 1.50 * (1) Manutenzione + 1.30 * (1) Peso + 1.05 * (1) Sovraccarico gradoni +
43 1.30 * (1) Permanenti NON strutturali + 1.30 * (1) Permanenti + 0.75 * (1) NEve + 1.30 * (1)
Permanente + 1.30 * (1) Peso proprio

0.90 * (1) Vento-y + 1.50 * (1) Manutenzione + 1.30 * (1) Peso + 1.05 * (1) Sovraccarico gradoni +
44 1.30 * (1) Permanenti NON strutturali + 1.30 * (1) Permanenti + 0.75 * (1) NEve + 1.30 * (1)
Permanente + 1.30 * (1) Peso proprio

0.90 * (1) Vento +x + 1.50 * (1) Manutenzione + 1.30 * (1) Peso + 1.05 * (1) Sovraccarico gradoni +
45 1.30 * (1) Permanenti NON strutturali + 1.30 * (1) Permanenti + 0.75 * (1) NEve + 1.30 * (1)
Permanente + 1.30 * (1) Peso proprio

0.90 * (1) Vento-x + 1.30 * (1) Peso + 1.50 * (1) Sovraccarico gradoni + 1.30 * (1) Permanenti NON
46 strutturali + 1.30 * (1) Permanenti + 0.75 * (1) NEve + 1.30 * (1) Permanente + 1.30 * (1) Peso
proprio

0.90 * (1) Vento+y + 1.30 * (1) Peso + 1.50 * (1) Sovraccarico gradoni + 1.30 * (1) Permanenti NON
47 strutturali + 1.30 * (1) Permanenti + 0.75 * (1) NEve + 1.30 * (1) Permanente + 1.30 * (1) Peso
proprio

0.90 * (1) Vento-y + 1.30 * (1) Peso + 1.50 * (1) Sovraccarico gradoni + 1.30 * (1) Permanenti NON
48 strutturali + 1.30 * (1) Permanenti + 0.75 * (1) NEve + 1.30 * (1) Permanente + 1.30 * (1) Peso
proprio

49 $0.90 * (1) \text{ Vento } + x + 1.30 * (1) \text{ Peso} + 1.50 * (1) \text{ Sovraccarico gradoni} + 1.30 * (1) \text{ Permanenti NON}$
 $\text{strutturali} + 1.30 * (1) \text{ Permanenti} + 0.75 * (1) \text{ NEve} + 1.30 * (1) \text{ Permanente} + 1.30 * (1) \text{ Peso}$

proprio

50 $1.30 * (1) \text{ Peso} + 1.05 * (1) \text{ Sovraccarico gradoni} + 1.30 * (1) \text{ Permanenti NON strutturali} + 1.30 * (1) \text{ Permanenti} + 1.50 * (1) \text{ Vento-x} + 0.75 * (1) \text{ NEve} + 1.30 * (1) \text{ Permanente} + 1.30 * (1) \text{ Peso}$
proprio

51 $1.30 * (1) \text{ Peso} + 1.05 * (1) \text{ Sovraccarico gradoni} + 1.30 * (1) \text{ Permanenti NON strutturali} + 1.30 * (1) \text{ Permanenti} + 1.50 * (1) \text{ Vento+y} + 0.75 * (1) \text{ NEve} + 1.30 * (1) \text{ Permanente} + 1.30 * (1) \text{ Peso}$
proprio

52 $1.30 * (1) \text{ Peso} + 1.05 * (1) \text{ Sovraccarico gradoni} + 1.30 * (1) \text{ Permanenti NON strutturali} + 1.30 * (1) \text{ Permanenti} + 1.50 * (1) \text{ Vento-y} + 0.75 * (1) \text{ NEve} + 1.30 * (1) \text{ Permanente} + 1.30 * (1) \text{ Peso}$
proprio

53 $1.30 * (1) \text{ Peso} + 1.05 * (1) \text{ Sovraccarico gradoni} + 1.30 * (1) \text{ Permanenti NON strutturali} + 1.30 * (1) \text{ Permanenti} + 1.50 * (1) \text{ Vento +x} + 0.75 * (1) \text{ NEve} + 1.30 * (1) \text{ Permanente} + 1.30 * (1) \text{ Peso}$
proprio

54 $0.90 * (1) \text{ Vento-x} + 1.30 * (1) \text{ Peso} + 1.05 * (1) \text{ Sovraccarico gradoni} + 1.30 * (1) \text{ Permanenti NON strutturali} + 1.30 * (1) \text{ Permanenti} + 1.50 * (1) \text{ NEve} + 1.30 * (1) \text{ Permanente} + 1.30 * (1) \text{ Peso}$
proprio

55 $0.90 * (1) \text{ Vento+y} + 1.30 * (1) \text{ Peso} + 1.05 * (1) \text{ Sovraccarico gradoni} + 1.30 * (1) \text{ Permanenti NON strutturali} + 1.30 * (1) \text{ Permanenti} + 1.50 * (1) \text{ NEve} + 1.30 * (1) \text{ Permanente} + 1.30 * (1) \text{ Peso}$
proprio

56 $0.90 * (1) \text{ Vento-y} + 1.30 * (1) \text{ Peso} + 1.05 * (1) \text{ Sovraccarico gradoni} + 1.30 * (1) \text{ Permanenti NON strutturali} + 1.30 * (1) \text{ Permanenti} + 1.50 * (1) \text{ NEve} + 1.30 * (1) \text{ Permanente} + 1.30 * (1) \text{ Peso}$
proprio

57 $0.90 * (1) \text{ Vento +x} + 1.30 * (1) \text{ Peso} + 1.05 * (1) \text{ Sovraccarico gradoni} + 1.30 * (1) \text{ Permanenti NON strutturali} + 1.30 * (1) \text{ Permanenti} + 1.50 * (1) \text{ NEve} + 1.30 * (1) \text{ Permanente} + 1.30 * (1) \text{ Peso}$
proprio

58 $1.30 * (1) \text{ Peso} + 1.30 * (1) \text{ Permanenti NON strutturali} + 1.30 * (1) \text{ Permanenti} + 1.30 * (1) \text{ Permanente} + 1.30 * (1) \text{ Peso}$
proprio

Combinazioni di carico di stato limite di danno

1 $-0.30 * (1) \text{ Dinamica SLDh Y} + 0.20 * (1) \text{ Manutenzione} + 1.00 * (1) \text{ Peso} + 0.60 * (1) \text{ Sovraccarico gradoni} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti NON strutturali} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti} + 1.00 * (1) \text{ Permanente} + 1.00 * (1) \text{ Peso proprio} + -1.00 * (1) \text{ Dinamica SLDh X}$

2 $-0.30 * (1) \text{ Dinamica SLDh Y} + 0.20 * (1) \text{ Manutenzione} + 1.00 * (1) \text{ Peso} + 0.60 * (1) \text{ Sovraccarico gradoni} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti NON strutturali} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti} + 1.00 * (1) \text{ Permanente} + 1.00 * (1) \text{ Peso proprio} + 1.00 * (1) \text{ Dinamica SLDh X}$

3 $0.30 * (1) \text{ Dinamica SLDh Y} + 0.20 * (1) \text{ Manutenzione} + 1.00 * (1) \text{ Peso} + 0.60 * (1) \text{ Sovraccarico gradoni} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti NON strutturali} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti} + 1.00 * (1) \text{ Permanente} + 1.00 * (1) \text{ Peso proprio} + -1.00 * (1) \text{ Dinamica SLDh X}$

4 $0.30 * (1) \text{ Dinamica SLDh Y} + 0.20 * (1) \text{ Manutenzione} + 1.00 * (1) \text{ Peso} + 0.60 * (1) \text{ Sovraccarico gradoni} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti NON strutturali} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti} + 1.00 * (1) \text{ Permanente} + 1.00 * (1) \text{ Peso proprio} + 1.00 * (1) \text{ Dinamica SLDh X}$

5 $-0.30 * (1) \text{ Dinamica SLDh X} + 0.20 * (1) \text{ Manutenzione} + 1.00 * (1) \text{ Peso} + 0.60 * (1) \text{ Sovraccarico gradoni} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti NON strutturali} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti} + 1.00 * (1) \text{ Permanente} +$

- 1.00 * (1) Peso proprio + -1.00 * (1) Dinamica SLDh Y
- 0.30 * (1) Dinamica SLDh X + 0.20 * (1) Manutenzione + 1.00 * (1) Peso + 0.60 * (1) Sovraccarico
- 6 gradoni + 1.00 * (1) Permanenti NON strutturali + 1.00 * (1) Permanenti + 1.00 * (1) Permanente + 1.00 * (1) Peso proprio + 1.00 * (1) Dinamica SLDh Y
- 0.30 * (1) Dinamica SLDh X + 0.20 * (1) Manutenzione + 1.00 * (1) Peso + 0.60 * (1) Sovraccarico
- 7 gradoni + 1.00 * (1) Permanenti NON strutturali + 1.00 * (1) Permanenti + 1.00 * (1) Permanente + 1.00 * (1) Peso proprio + -1.00 * (1) Dinamica SLDh Y
- 0.30 * (1) Dinamica SLDh X + 0.20 * (1) Manutenzione + 1.00 * (1) Peso + 0.60 * (1) Sovraccarico
- 8 gradoni + 1.00 * (1) Permanenti NON strutturali + 1.00 * (1) Permanenti + 1.00 * (1) Permanente + 1.00 * (1) Peso proprio + 1.00 * (1) Dinamica SLDh Y

Combinazioni di carico di stato limite di operatività

- 0.30 * (1) Dinamica SLOh Y + 0.20 * (1) Manutenzione + 1.00 * (1) Peso + 0.60 * (1) Sovraccarico
- 1 gradoni + 1.00 * (1) Permanenti NON strutturali + 1.00 * (1) Permanenti + 1.00 * (1) Permanente + 1.00 * (1) Peso proprio + -1.00 * (1) Dinamica SLOh X
- 0.30 * (1) Dinamica SLOh Y + 0.20 * (1) Manutenzione + 1.00 * (1) Peso + 0.60 * (1) Sovraccarico
- 2 gradoni + 1.00 * (1) Permanenti NON strutturali + 1.00 * (1) Permanenti + 1.00 * (1) Permanente + 1.00 * (1) Peso proprio + 1.00 * (1) Dinamica SLOh X
- 0.30 * (1) Dinamica SLOh Y + 0.20 * (1) Manutenzione + 1.00 * (1) Peso + 0.60 * (1) Sovraccarico
- 3 gradoni + 1.00 * (1) Permanenti NON strutturali + 1.00 * (1) Permanenti + 1.00 * (1) Permanente + 1.00 * (1) Peso proprio + -1.00 * (1) Dinamica SLOh X
- 0.30 * (1) Dinamica SLOh Y + 0.20 * (1) Manutenzione + 1.00 * (1) Peso + 0.60 * (1) Sovraccarico
- 4 gradoni + 1.00 * (1) Permanenti NON strutturali + 1.00 * (1) Permanenti + 1.00 * (1) Permanente + 1.00 * (1) Peso proprio + 1.00 * (1) Dinamica SLOh X
- 0.30 * (1) Dinamica SLOh X + 0.20 * (1) Manutenzione + 1.00 * (1) Peso + 0.60 * (1) Sovraccarico
- 5 gradoni + 1.00 * (1) Permanenti NON strutturali + 1.00 * (1) Permanenti + 1.00 * (1) Permanente + 1.00 * (1) Peso proprio + -1.00 * (1) Dinamica SLOh Y
- 0.30 * (1) Dinamica SLOh X + 0.20 * (1) Manutenzione + 1.00 * (1) Peso + 0.60 * (1) Sovraccarico
- 6 gradoni + 1.00 * (1) Permanenti NON strutturali + 1.00 * (1) Permanenti + 1.00 * (1) Permanente + 1.00 * (1) Peso proprio + 1.00 * (1) Dinamica SLOh Y
- 0.30 * (1) Dinamica SLOh X + 0.20 * (1) Manutenzione + 1.00 * (1) Peso + 0.60 * (1) Sovraccarico
- 7 gradoni + 1.00 * (1) Permanenti NON strutturali + 1.00 * (1) Permanenti + 1.00 * (1) Permanente + 1.00 * (1) Peso proprio + -1.00 * (1) Dinamica SLOh Y
- 0.30 * (1) Dinamica SLOh X + 0.20 * (1) Manutenzione + 1.00 * (1) Peso + 0.60 * (1) Sovraccarico
- 8 gradoni + 1.00 * (1) Permanenti NON strutturali + 1.00 * (1) Permanenti + 1.00 * (1) Permanente + 1.00 * (1) Peso proprio + 1.00 * (1) Dinamica SLOh Y

12.6. 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	654.000
Numero di equazioni, o di righe e	4185.000

colonne della matrice	
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	4185.000
zero algoritmico	0.000
tempo in secondi impiegato per l'analisi	56.967

12.7. Risultati dell'analisi modale

Il numero degli autovalori calcolati è pari a 145.000 e la tabella che segue contiene i valori dei periodi propri:

Modo	Periodo	Var. percentuale	Masse eccitate
1	0.548	0.00	8.297
2	0.490	10.61	0.295
3	0.483	1.45	3.358
4	0.471	2.49	0.307
5	0.447	5.00	5.627
6	0.385	13.87	16.366
7	0.374	3.03	8.787
8	0.253	32.22	6.541
9	0.249	1.66	1.492
10	0.233	6.43	0.092
11	0.225	3.26	0.014
12	0.222	1.55	0.052
13	0.215	2.91	19.392
14	0.207	3.77	0.002
15	0.191	7.63	0.019
16	0.190	0.54	0.477
17	0.176	7.46	0.003
18	0.172	2.67	6.187
19	0.154	10.43	0.054
20	0.137	10.86	0.000
21	0.127	6.93	1.790
22	0.109	14.31	0.002
23	0.109	0.18	0.001
24	0.109	0.46	0.001
25	0.105	3.05	0.027
26	0.099	6.13	0.114
27	0.096	3.26	0.005
28	0.092	3.66	0.000
29	0.092	0.43	0.000
30	0.092	0.07	0.000
31	0.088	4.08	0.001
32	0.088	0.07	0.102
33	0.086	1.78	0.006
34	0.085	1.19	0.001
35	0.085	0.70	0.004
36	0.083	1.92	0.022
37	0.082	0.85	0.013
38	0.082	0.11	0.010
39	0.081	2.07	0.032
40	0.079	1.52	0.024
41	0.078	1.10	0.001
42	0.076	2.81	0.000
43	0.074	3.03	0.002
44	0.073	1.66	0.049
45	0.070	3.89	0.016
46	0.068	2.41	0.007

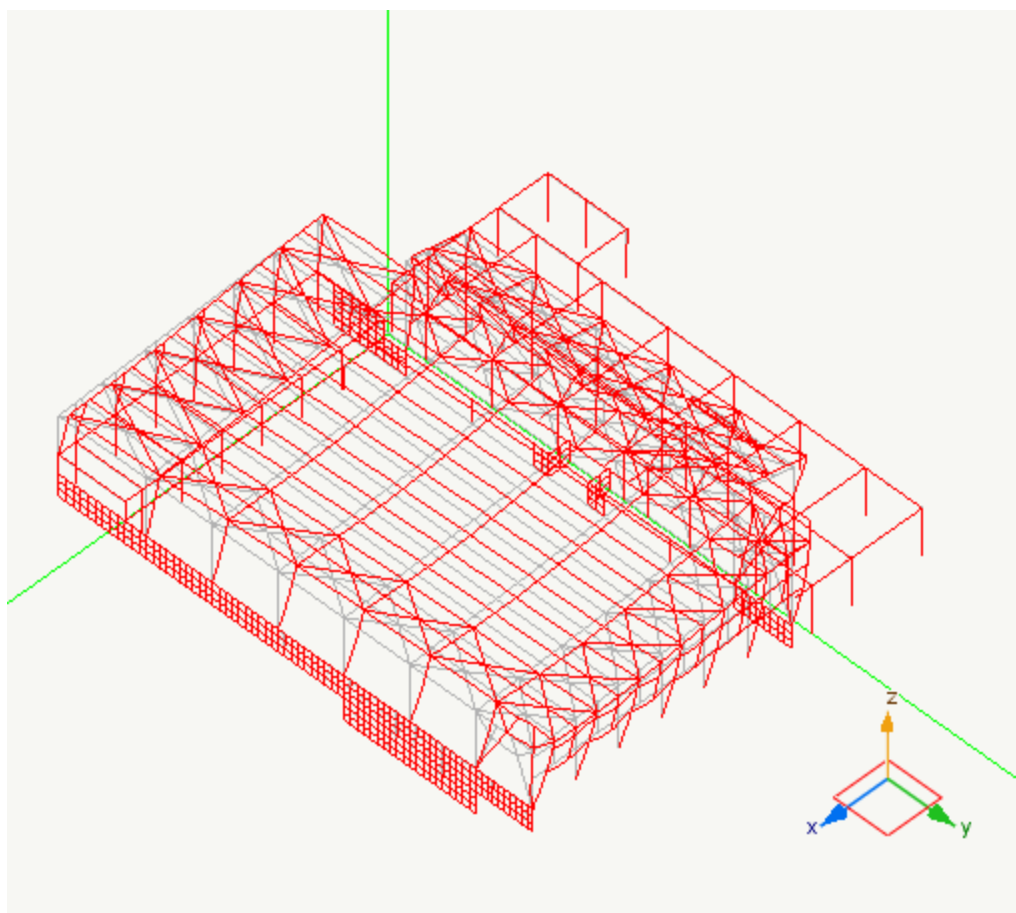
47	0.068	0.45	0.010
48	0.065	3.65	0.561
49	0.065	0.87	0.016
50	0.064	1.08	0.006
51	0.063	2.24	0.003
52	0.061	2.06	0.002
53	0.060	2.22	0.001
54	0.059	1.04	0.001
55	0.058	2.29	0.818
56	0.057	1.60	0.014
57	0.056	1.50	0.007
58	0.056	0.18	0.001
59	0.056	0.25	0.050
60	0.054	3.58	0.008
61	0.054	0.47	0.001
62	0.053	1.87	0.024
63	0.053	0.40	1.022
64	0.051	2.03	0.176
65	0.051	0.73	0.345
66	0.051	0.26	0.002
67	0.050	1.73	0.011
68	0.050	0.35	0.130
69	0.049	1.18	0.168
70	0.049	0.05	0.092
71	0.049	1.00	0.043
72	0.048	0.77	0.069
73	0.048	0.52	0.032
74	0.048	0.37	0.046
75	0.048	0.21	0.046
76	0.048	0.56	0.031
77	0.047	0.77	0.005
78	0.047	0.32	0.301
79	0.047	0.76	0.001
80	0.046	1.64	0.035
81	0.046	0.49	0.009
82	0.045	1.01	0.008
83	0.045	0.27	0.055
84	0.045	0.18	0.003
85	0.044	2.51	0.019
86	0.044	0.60	0.008
87	0.043	0.47	0.026
88	0.043	1.92	0.039
89	0.042	1.53	0.349
90	0.042	0.19	0.003
91	0.041	2.08	0.001
92	0.040	1.56	0.012
93	0.040	0.53	0.023
94	0.040	1.07	0.051
95	0.039	0.82	0.001
96	0.039	0.12	0.016
97	0.039	1.58	0.018
98	0.038	0.98	0.003
99	0.038	0.21	0.001
100	0.038	0.60	0.000
101	0.038	0.57	0.051
102	0.037	2.12	0.215
103	0.037	0.50	0.041
104	0.036	1.10	0.000
105	0.036	0.47	0.009
106	0.036	0.41	0.000

107	0.036	1.42	0.000
108	0.036	0.31	0.001
109	0.035	2.13	0.004
110	0.035	0.34	0.001
111	0.034	0.56	0.000
112	0.034	1.46	0.001
113	0.034	0.60	0.001
114	0.034	0.47	0.027
115	0.033	0.72	0.000
116	0.033	0.78	0.029
117	0.033	1.30	0.000
118	0.033	0.26	0.000
119	0.032	0.65	0.000
120	0.032	0.86	0.002
121	0.032	0.06	0.000
122	0.032	0.27	0.000
123	0.032	0.18	0.017
124	0.032	0.16	0.000
125	0.032	0.27	0.000
126	0.032	0.43	0.000
127	0.032	0.37	0.000
128	0.031	1.18	0.000
129	0.031	0.16	0.001
130	0.030	3.40	0.001
131	0.030	1.00	0.033
132	0.030	0.45	0.001
133	0.029	0.48	0.004
134	0.028	3.69	0.423
135	0.028	1.51	2.057
136	0.028	0.48	0.014
137	0.028	0.53	0.005
138	0.027	1.55	0.011
139	0.026	3.46	0.001
140	0.026	0.69	0.011
141	0.026	0.80	0.034
142	0.026	0.23	0.001
143	0.026	0.03	0.002
144	0.026	0.36	0.000
145	0.025	2.11	0.000

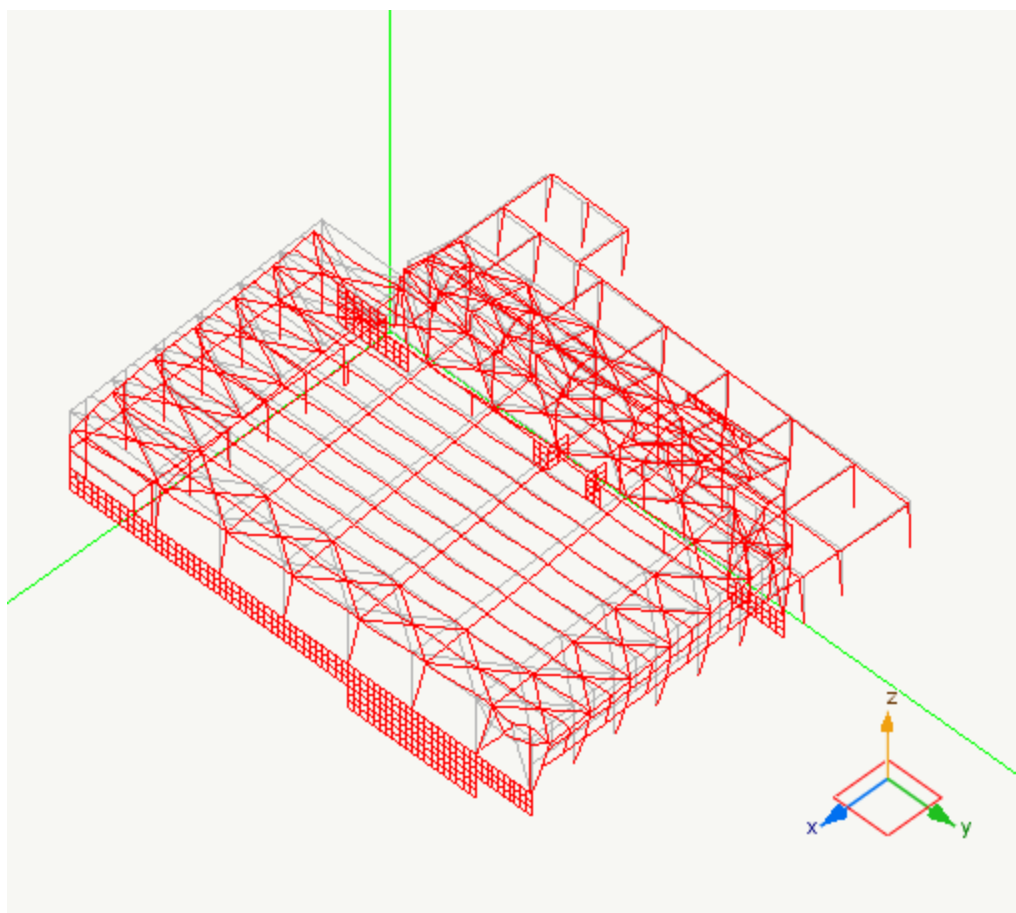
La somma delle masse relative eccitate dai modo considerati e' il 87.315% delle masse totali maggiore del 85% della massa totale e quindi il punto 7.3.3.1 della normativa risulta verificato

Siccome la variazione percentuale minima tra i periodi nel modello con spostamento è del 0.030% ed è inferiore al 10% si utilizza nel calcolo delle azioni sismiche la combinazione quadratica completa (CQC).

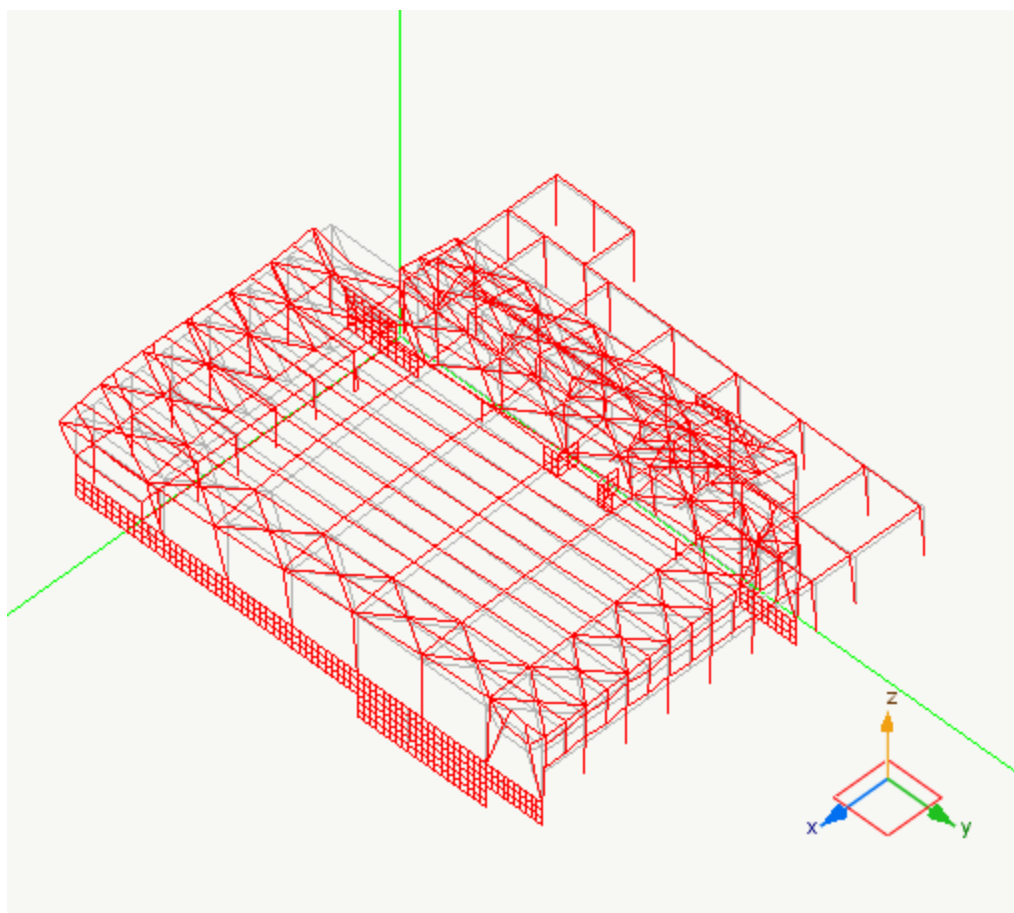
Si riportano le forme modali della struttura relative agli autovettori più significativi (solo i modi con masse eccitare maggiori del 5%) nei diagrammi seguenti.



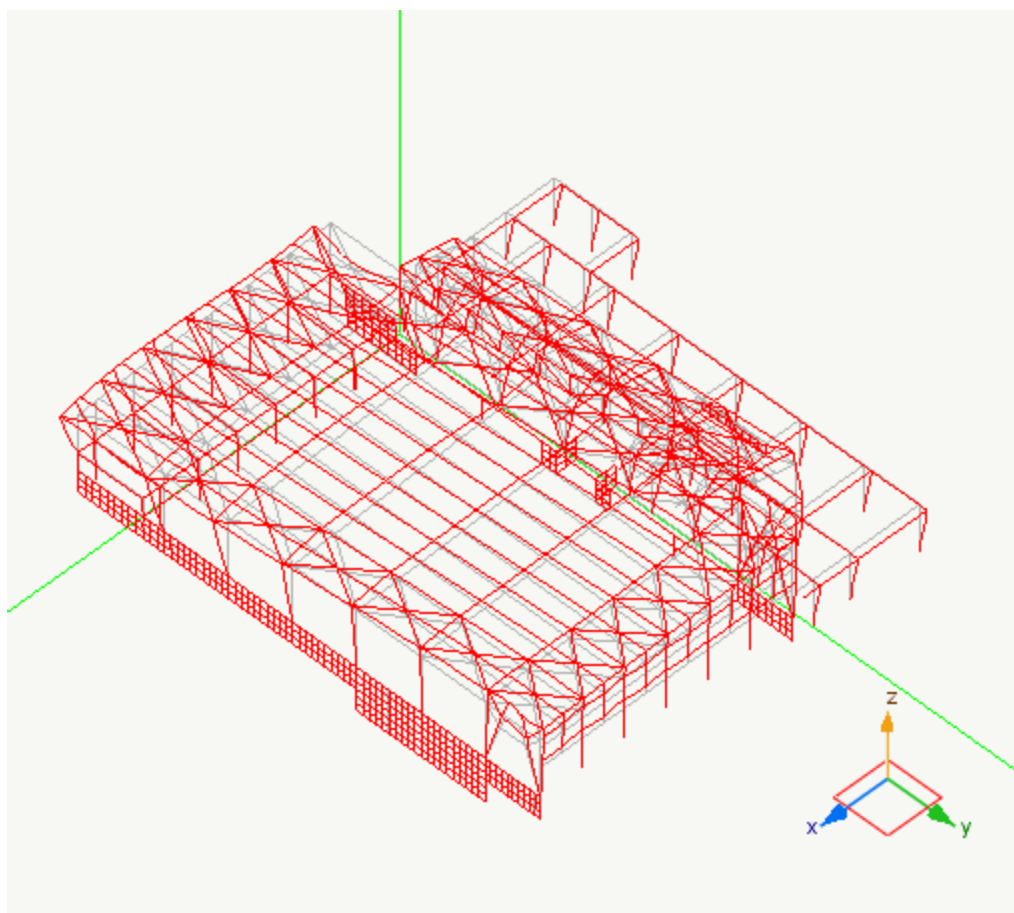
Rappresentazione della forma modale relativa al modo 1.000 avente massa eccitata pari a 0.083



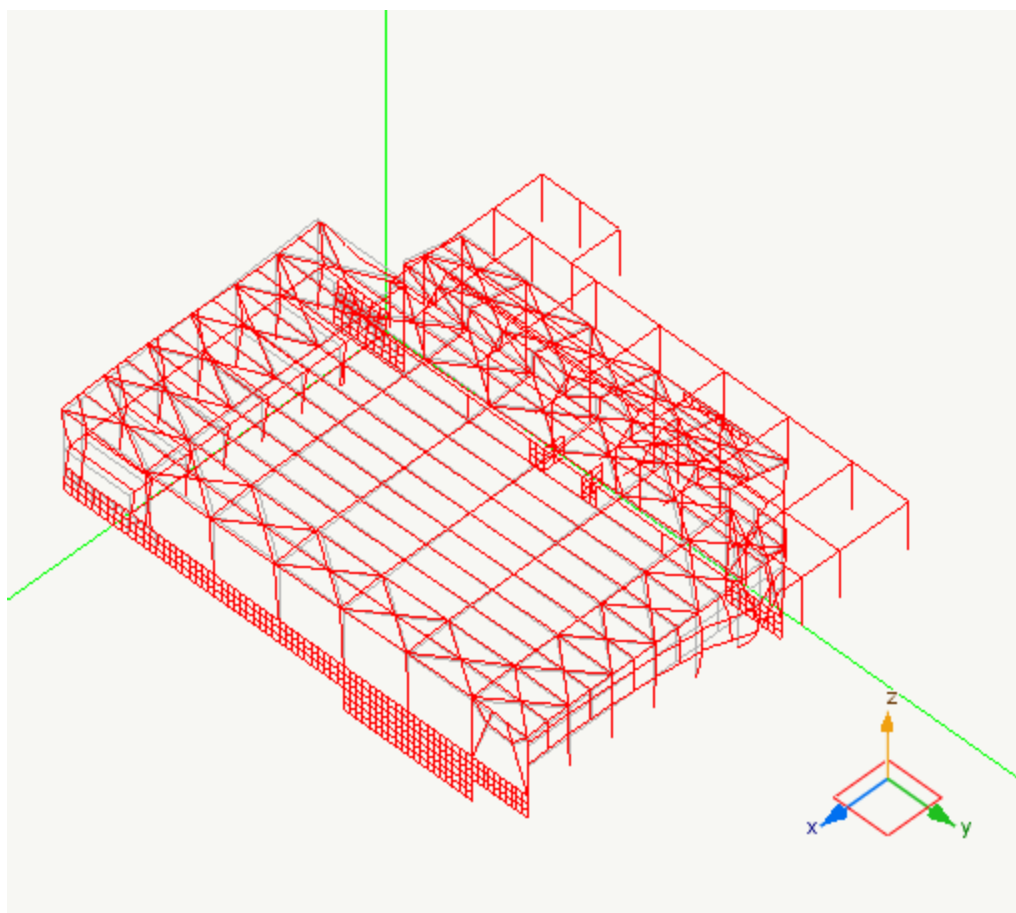
Rappresentazione della forma modale relativa al modo 5.000 avente massa eccitata pari a 0.056



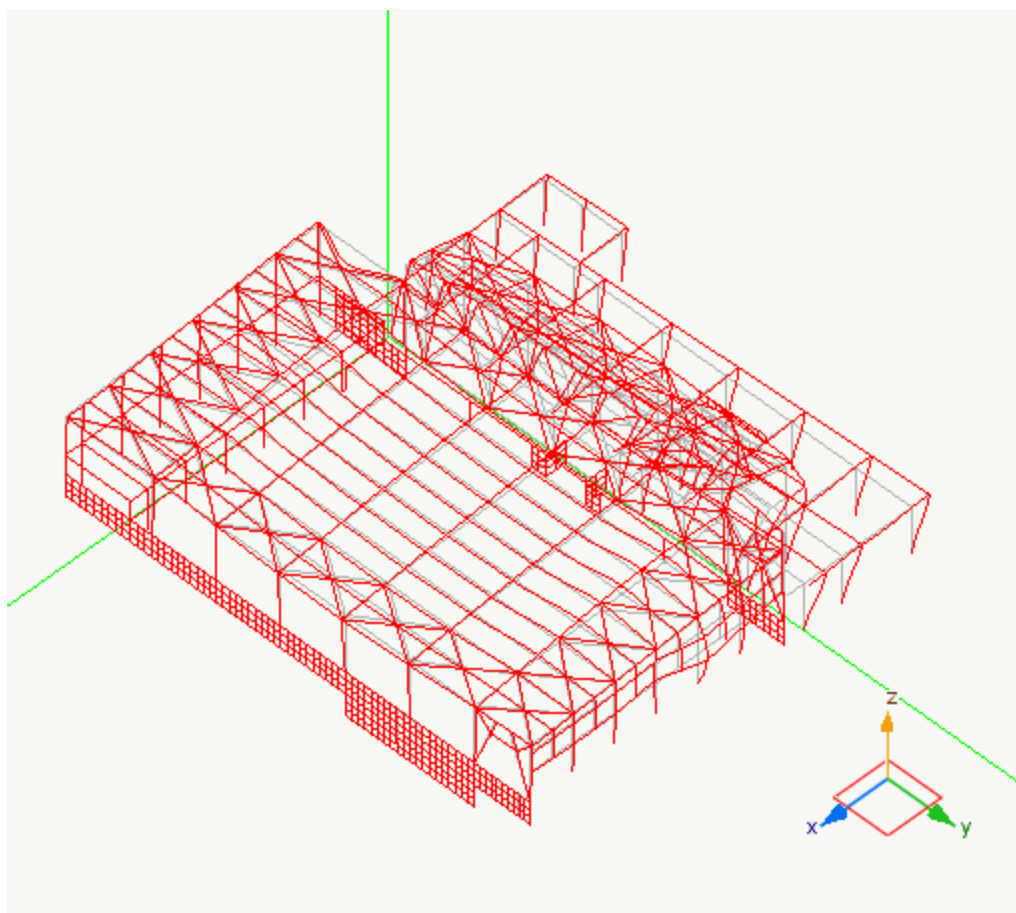
Rappresentazione della forma modale relativa al modo 6.000 avente massa eccitata pari a 0.164



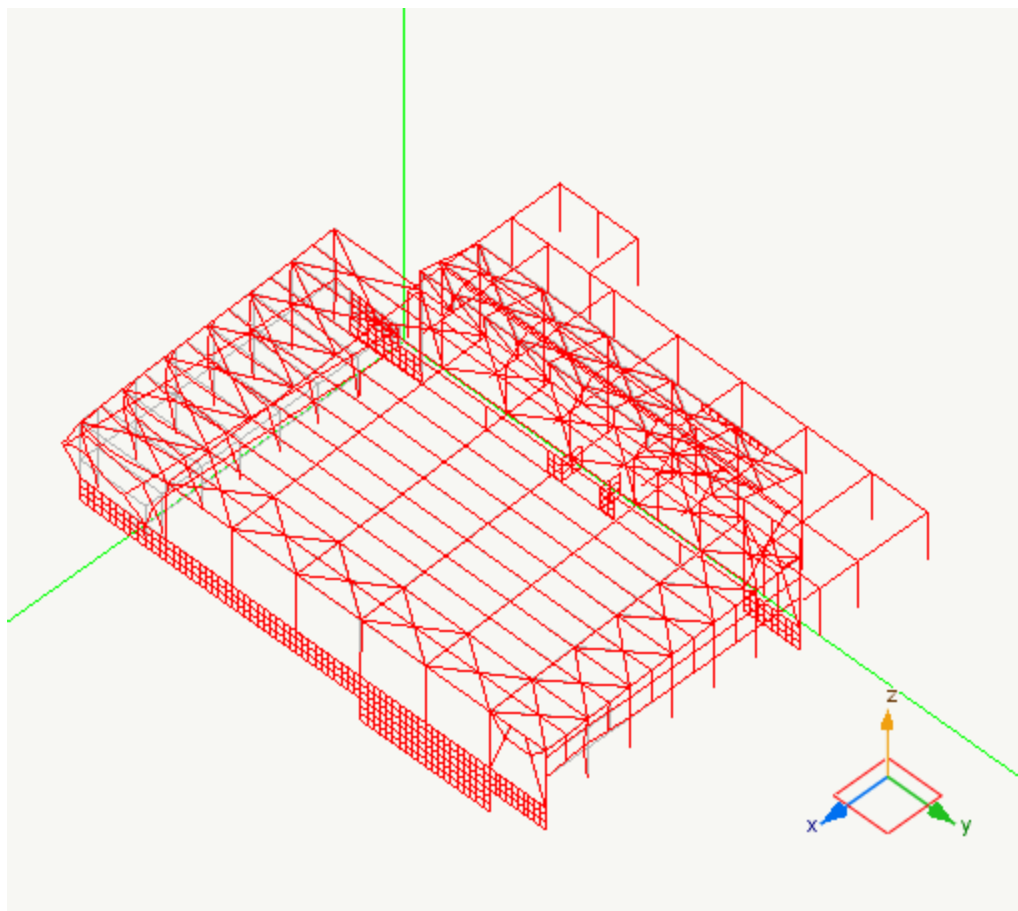
Rappresentazione della forma modale relativa al modo 7.000 avente massa eccitata pari a 0.088



Rappresentazione della forma modale relativa al modo 8.000 avente massa eccitata pari a 0.065



Rappresentazione della forma modale relativa al modo 13.000 avente massa eccitata pari a 0.194



Rappresentazione della forma modale relativa al modo 18.000 avente massa eccitata pari a 0.062

Per l'analisi con azione sismica verticale si riportano i periodi propri e le masse partecipanti.

modo	periodo(sec)
1	0.419869
2	0.364545
3	0.356989
4	0.354635
5	0.33796
6	0.323345
7	0.319913
8	0.299338
9	0.286886
10	0.238144
11	0.204498
12	0.133913
13	0.126441
14	0.122466

modo	periodo(sec)
15	0.111075
16	0.105821
17	0.105206
18	0.104202
19	0.102197
20	0.0968699
21	0.0943138
22	0.083618
23	0.080862
24	0.0802617
25	0.079787
26	0.079264
27	0.0757257
28	0.0725741
29	0.0689146
30	0.0655583
31	0.0652198
32	0.0632788
33	0.0629885
34	0.0591695
35	0.0565664
36	0.0531478
37	0.051129
38	0.0498164
39	0.0492483
40	0.0472187
41	0.0463957
42	0.044739
43	0.0441364
44	0.0435049
45	0.0415643
46	0.0405132
47	0.0389358
48	0.0378898
49	0.0378396

modo	periodo(sec)
50	0.0376962
51	0.0375732
52	0.0373664
53	0.036501
54	0.0354079
55	0.0352817
56	0.0351876
57	0.0350383
58	0.0347756
59	0.0343871
60	0.0339238
61	0.032759
62	0.032379
63	0.0323236
64	0.0316023
65	0.0314004
66	0.0310559
67	0.0309904
68	0.0308264
69	0.0305122
70	0.0296533
71	0.0288907
72	0.0287826
73	0.0286788
74	0.027482
75	0.0273795
76	0.0271353
77	0.0271134
78	0.0270915
79	0.0269231
80	0.0266186
81	0.0265959
82	0.0265292
83	0.0265128
84	0.0263825

modo	periodo(sec)
85	0.0261783
86	0.0261025
87	0.026033
88	0.0254992
89	0.0250823
90	0.0249193
91	0.0242941
92	0.0240673
93	0.0238545
94	0.0237935
95	0.0236404
96	0.0235786
97	0.0232197
98	0.0228336
99	0.0223541
100	0.0222446
101	0.0209249
102	0.0204444
103	0.0198005
104	0.0193615
105	0.0191309
106	0.0190883
107	0.0190289
108	0.018957
109	0.0187639
110	0.0181416
111	0.01781
112	0.0177382
113	0.0177047
114	0.0176854
115	0.0174126
116	0.0173208
117	0.017143
118	0.0161768
119	0.0161269

modo	periodo(sec)
120	0.0161169
121	0.0154993
122	0.015414
123	0.0147557
124	0.0147384
125	0.0146305
126	0.0145177
127	0.0142775
128	0.0140944
129	0.0140354
130	0.0137912
131	0.0135736
132	0.0135519
133	0.01323
134	0.0131352
135	0.0130592
136	0.0128267
137	0.0124712
138	0.0124282
139	0.0123651
140	0.0121861
141	0.0120345
142	0.0118749
143	0.0118568
144	0.0114823
145	0.0113603
146	0.0112562
147	0.0109081
148	0.0108185
149	0.0107164
150	0.0107109
151	0.0105945
152	0.01058
153	0.0105094
154	0.0104695

modo	periodo(sec)
155	0.0104165
156	0.0101525
157	0.00993899
158	0.00982552
159	0.00968814
160	0.00968047

MASSA MODALE RELATIVA - ANALISI "_2752" (Fase 2)

Modo	x	y	z	s
1	0	0	0.0515897	0.0515897
2	0	0	7.7497e-005	7.7497e-005
3	0	0	0.00175363	0.00175363
4	0	0	5.3136e-005	5.3136e-005
5	0	0	0.00804491	0.00804491
6	0	0	0.00772835	0.00772835
7	0	0	0.00514279	0.00514279
8	0	0	0.00628908	0.00628908
9	0	0	0.00625402	0.00625402
10	0	0	0.00621712	0.00621712
11	0	0	0.00453176	0.00453176
12	0	0	0.00030625	0.00030625
13	0	0	0.0212285	0.0212285
14	0	0	8.69925e-006	8.69925e-006
15	0	0	1.02291e-008	1.02291e-008
16	0	0	1.36374e-005	1.36374e-005
17	0	0	1.33694e-006	1.33694e-006
18	0	0	9.99594e-008	9.99594e-008
19	0	0	2.32443e-006	2.32443e-006
20	0	0	0.00343081	0.00343081
21	0	0	0.0008522	0.0008522
22	0	0	5.61835e-008	5.61835e-008

Modo	x	y	z	s
23	0	0	0.00106303	0.00106303
24	0	0	0.0083	0.0083
25	0	0	4.0317e-005	4.0317e-005
26	0	0	0.00188775	0.00188775
27	0	0	0.00061368	0.00061368
28	0	0	0.00337513	0.00337513
29	0	0	3.9865e-005	3.9865e-005
30	0	0	1.02859e-005	1.02859e-005
31	0	0	0.000255381	0.000255381
32	0	0	3.92912e-006	3.92912e-006
33	0	0	0.00252234	0.00252234
34	0	0	0.000997494	0.000997494
35	0	0	0.000175912	0.000175912
36	0	0	0.00230793	0.00230793
37	0	0	0.000859646	0.000859646
38	0	0	0.000778688	0.000778688
39	0	0	9.95234e-006	9.95234e-006
40	0	0	0.00180363	0.00180363
41	0	0	0.00119717	0.00119717
42	0	0	0.000560972	0.000560972
43	0	0	0.132631	0.132631
44	0	0	0.00114093	0.00114093
45	0	0	0.0386591	0.0386591
46	0	0	0.0143841	0.0143841
47	0	0	0.017508	0.017508
48	0	0	0.00318454	0.00318454
49	0	0	0.018375	0.018375
50	0	0	0.0147758	0.0147758
51	0	0	4.90172e-008	4.90172e-008
52	0	0	0.000874079	0.000874079

Modo	x	y	z	s
53	0	0	0.000326591	0.000326591
54	0	0	0.0215185	0.0215185
55	0	0	1.04261e-006	1.04261e-006
56	0	0	0.0635265	0.0635265
57	0	0	0.000291778	0.000291778
58	0	0	0.00819483	0.00819483
59	0	0	1.82194e-006	1.82194e-006
60	0	0	0.000659656	0.000659656
61	0	0	0.0211325	0.0211325
62	0	0	0.00141464	0.00141464
63	0	0	0.00253674	0.00253674
64	0	0	0.00805036	0.00805036
65	0	0	0.00448657	0.00448657
66	0	0	0.00845221	0.00845221
67	0	0	0.0177928	0.0177928
68	0	0	6.40038e-006	6.40038e-006
69	0	0	1.10203e-005	1.10203e-005
70	0	0	0.00947478	0.00947478
71	0	0	0.000446246	0.000446246
72	0	0	0.000552708	0.000552708
73	0	0	0.00878656	0.00878656
74	0	0	0.000411782	0.000411782
75	0	0	0.00263734	0.00263734
76	0	0	0.0076776	0.0076776
77	0	0	0.000742814	0.000742814
78	0	0	0.0166639	0.0166639
79	0	0	2.14832e-006	2.14832e-006
80	0	0	0.0345144	0.0345144
81	0	0	1.00669e-005	1.00669e-005
82	0	0	0.00626154	0.00626154

Modo	x	y	z	s
83	0	0	0.000498868	0.000498868
84	0	0	0.00330286	0.00330286
85	0	0	0.000425109	0.000425109
86	0	0	0.00741895	0.00741895
87	0	0	0.000968541	0.000968541
88	0	0	0.00787795	0.00787795
89	0	0	0.00186637	0.00186637
90	0	0	0.00035743	0.00035743
91	0	0	0.0213532	0.0213532
92	0	0	0.00423511	0.00423511
93	0	0	0.00163188	0.00163188
94	0	0	0.00999155	0.00999155
95	0	0	0.000285952	0.000285952
96	0	0	0.00709375	0.00709375
97	0	0	0.00251304	0.00251304
98	0	0	0.00881389	0.00881389
99	0	0	0.00464609	0.00464609
100	0	0	8.0188e-005	8.0188e-005
101	0	0	0.0018507	0.0018507
102	0	0	0.00349028	0.00349028
103	0	0	0.00437632	0.00437632
104	0	0	0.00101718	0.00101718
105	0	0	0.0112853	0.0112853
106	0	0	0.00271637	0.00271637
107	0	0	8.68912e-005	8.68912e-005
108	0	0	0.000283524	0.000283524
109	0	0	0.000424374	0.000424374
110	0	0	0.000156201	0.000156201
111	0	0	0.000300962	0.000300962
112	0	0	0.00134866	0.00134866

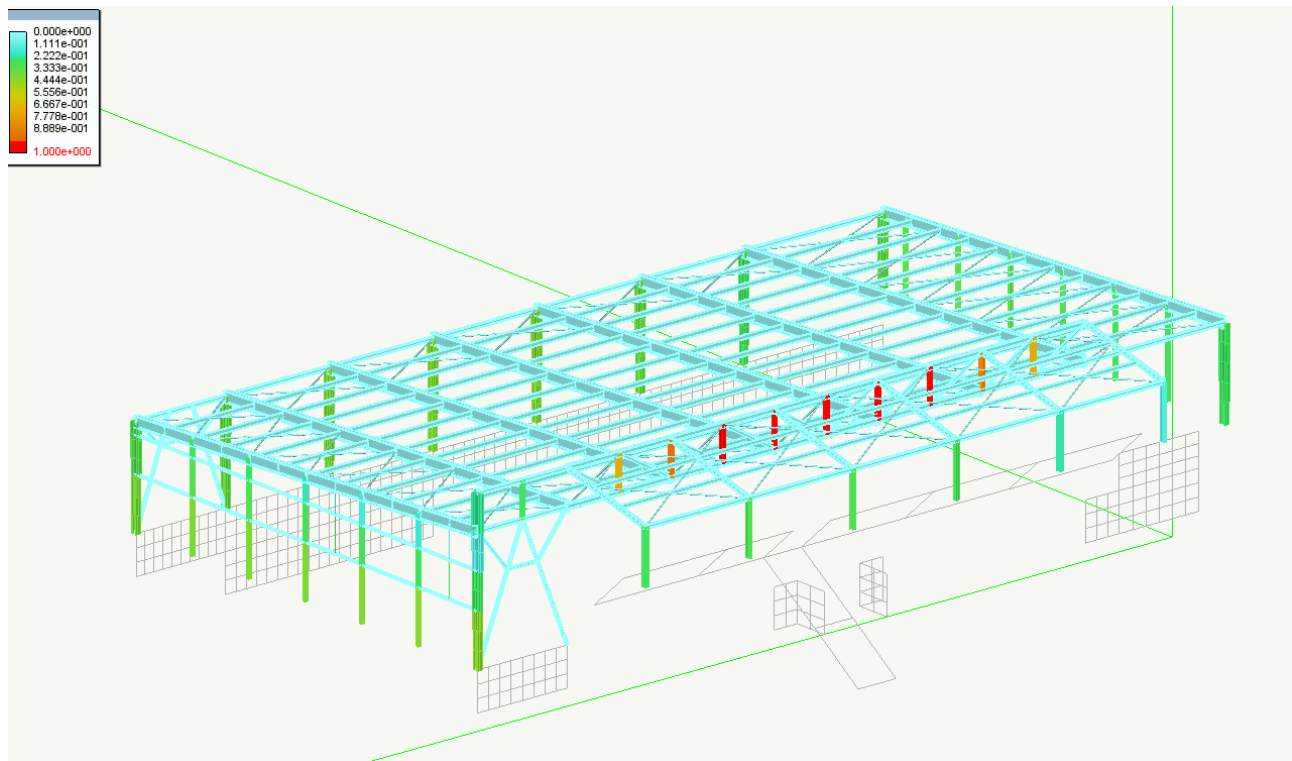
Modo	x	y	z	s
113	0	0	4.67135e-006	4.67135e-006
114	0	0	5.79859e-006	5.79859e-006
115	0	0	0.0010703	0.0010703
116	0	0	0.000934095	0.000934095
117	0	0	2.59776e-005	2.59776e-005
118	0	0	1.10536e-007	1.10536e-007
119	0	0	4.64838e-005	4.64838e-005
120	0	0	0.00119267	0.00119267
121	0	0	0.00337696	0.00337696
122	0	0	0.00564032	0.00564032
123	0	0	0.00166267	0.00166267
124	0	0	0.000666235	0.000666235
125	0	0	8.08592e-006	8.08592e-006
126	0	0	0.00164349	0.00164349
127	0	0	0.0016037	0.0016037
128	0	0	9.47374e-006	9.47374e-006
129	0	0	0.00156612	0.00156612
130	0	0	0.00154139	0.00154139
131	0	0	8.65422e-006	8.65422e-006
132	0	0	3.96885e-005	3.96885e-005
133	0	0	0.00145924	0.00145924
134	0	0	0.00160293	0.00160293
135	0	0	0.00119956	0.00119956
136	0	0	0.000227539	0.000227539
137	0	0	0.00065312	0.00065312
138	0	0	0.00137926	0.00137926
139	0	0	0.000611758	0.000611758
140	0	0	0.000342185	0.000342185
141	0	0	5.3841e-005	5.3841e-005
142	0	0	0.00314996	0.00314996

Modo	x	y	z	s
143	0	0	0.00411652	0.00411652
144	0	0	0.000780347	0.000780347
145	0	0	0.00375035	0.00375035
146	0	0	0.03551197	0.03551197
147	0	0	1.68096e-005	1.68096e-005
148	0	0	0.00364289	0.00364289
149	0	0	0.000950443	0.000950443
150	0	0	0.00211912	0.00211912
151	0	0	2.87796e-005	2.87796e-005
152	0	0	0.00419379	0.00419379
153	0	0	0.00197931	0.00197931
154	0	0	0.00207212	0.00207212
155	0	0	0.000476817	0.000476817
156	0	0	0.0075519	0.0075519
157	0	0	0.000153835	0.000153835
158	0	0	2.72929e-006	2.72929e-006
159	0	0	0.00232332	0.00232332
160	0	0	1.90152e-007	1.90152e-007
	0	0	0.850543	0.850543

14.2. Verifiche dello stato limite del danno

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. (punto 7.3.7.2. DM14/01/2008)

La figura seguente rappresenta i valori degli spostamenti relativi massimo su tutti i punti della struttura. In didascalia è riportato il valore massimo.



Massimo spostamento relativo 0.01

12.8. Progetto delle membrature in acciaio

12.8.1. Generalità

La verifica delle membrature metalliche di questa struttura e' stato 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.

12.8.2. 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.

12.8.3. 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 sismica con classe di duttilità bassa.

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 S355 avente una resistenza di snervamento di 3550kg/cm² e una resistenza di collasso di 5100kg/cm²

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

coefficiente di sicurezza parziale resistenza	1.050
---	-------

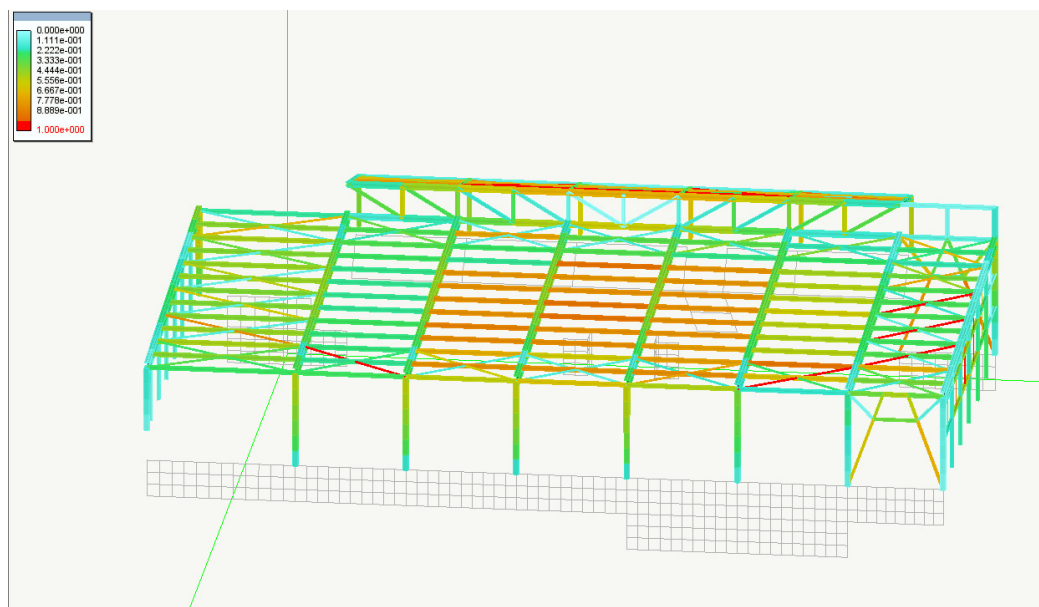
delle sezioni di classe 1,2,3,4 :	
coefficiente di sicurezza parziale per resistenza all'instabilità delle membrature:	1.050
coeff. di sicur. parz. per resistenza nei riguardi della frattura delle sezioni tese indebolite da fori:	1.250
fattore di sovraresistenza:	1.100

12.9. Sicurezza delle membrature in acciaio

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

12.9.1. Verifiche allo stato limite ultimo

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

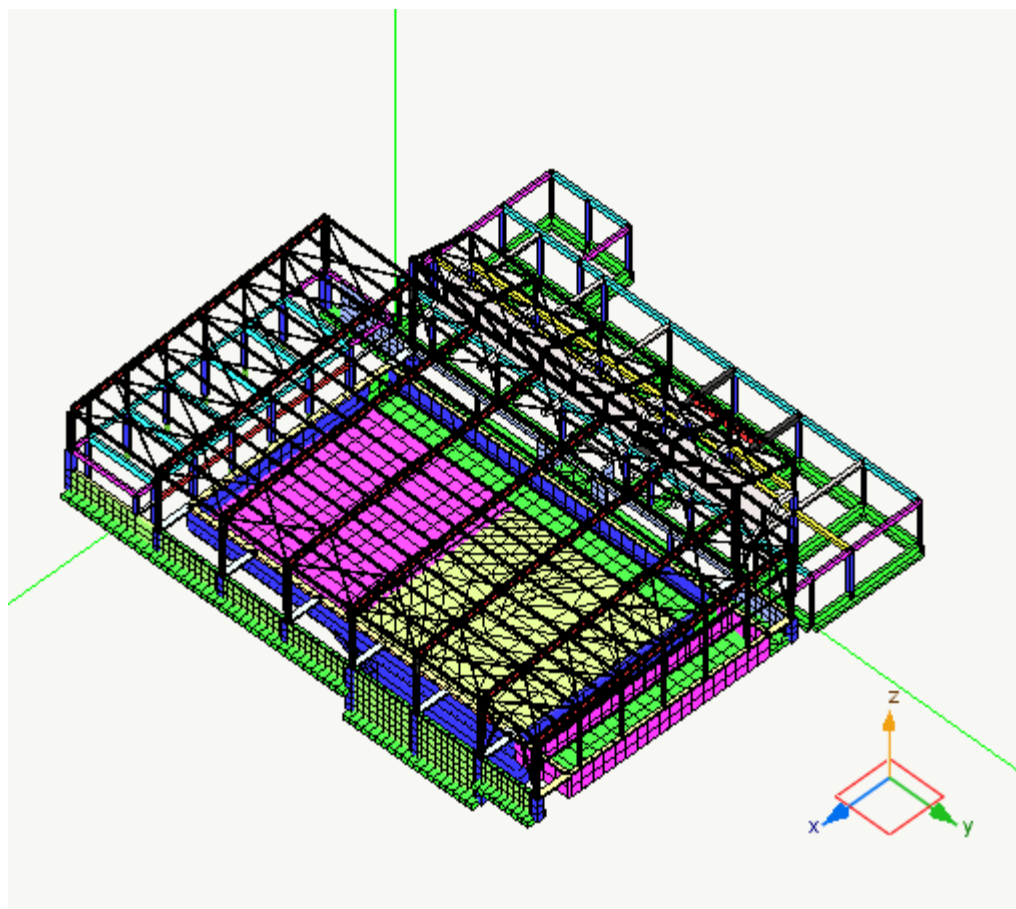


Inviluppo delle verifiche di resistenza e stabilità

13. Vasca piscina ed edificio esistente

L'insieme vasca e piscina esistente, con il relativo ampliamento non è riconducibile ad una tipologia definita di edificio, per cui si mostra il modello generale utilizzato nel calcolo, nella seguente figura. Per ciò che riguarda l'analisi sismica vale quanto detto nei capitoli precedenti, per cui si omette la caratterizzazione sismica diretta, tenendo conto che la vasca è stata analizzata mediante lo spettro elastico e l'edificio esistente con uno spettro ridotto con un coefficiente di duttilità pari a 2.4.

Analogamente, per ciò che riguarda i risultati dell'analisi modale, vale quanto indicato nel capitolo precedente, in cui si sono riportati i risultati relativi alla sola copertura e, in questa parte della relazione saranno omessi.



13.1. Il modello della struttura

Il modello e' costituito da 2177 nodi e da 2972 elementi.

Nel modello vi sono:

1098 elementi lineari a due nodi

470 elementi piani a tre nodi

1404 elementi piani a quattro nodi

Il tipo di elementi impiegati è il seguente:

66 elementi asta

407 elementi trave a sezione generica

457 elementi trave a sezione rettangolare

130 elementi trave su suolo elastico alla winkler

16 elementi travi poligonali

21 elementi boundary

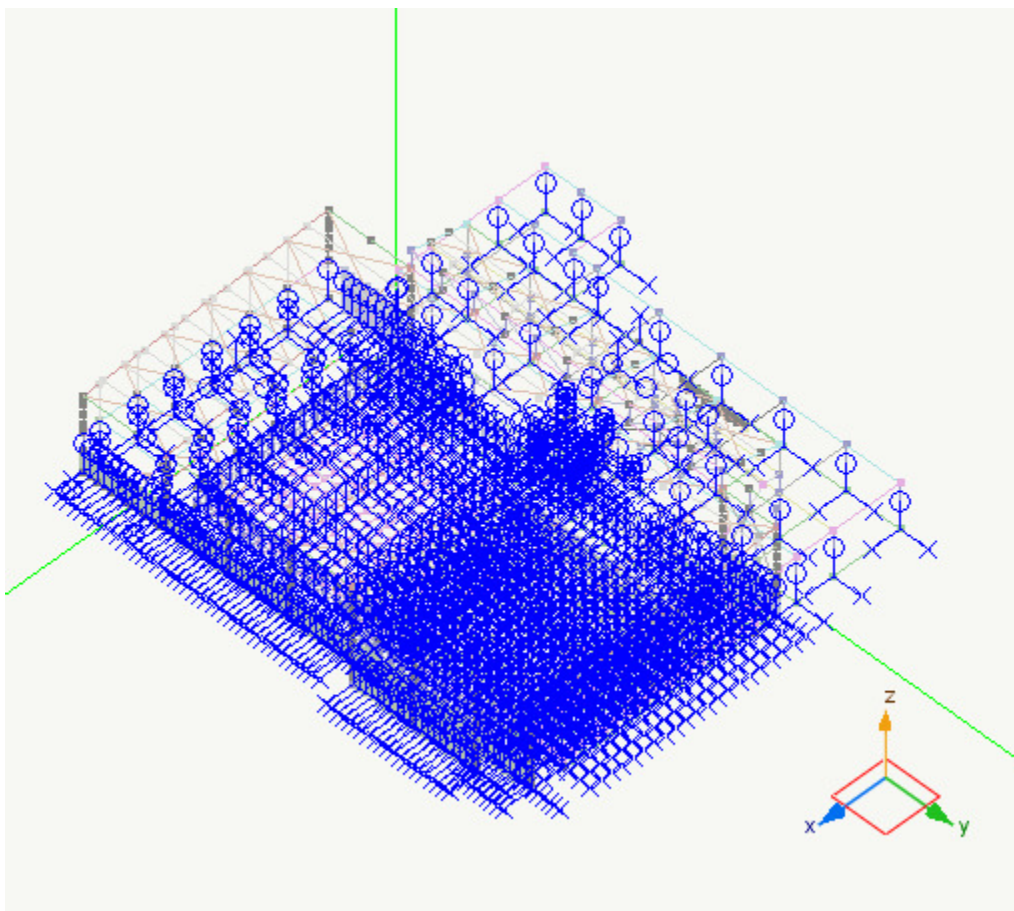
1 elementi rigel

1346 elementi lastra-piastra

528 elementi piastra su suolo elastico secondo winkler

0 elementi solidi

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



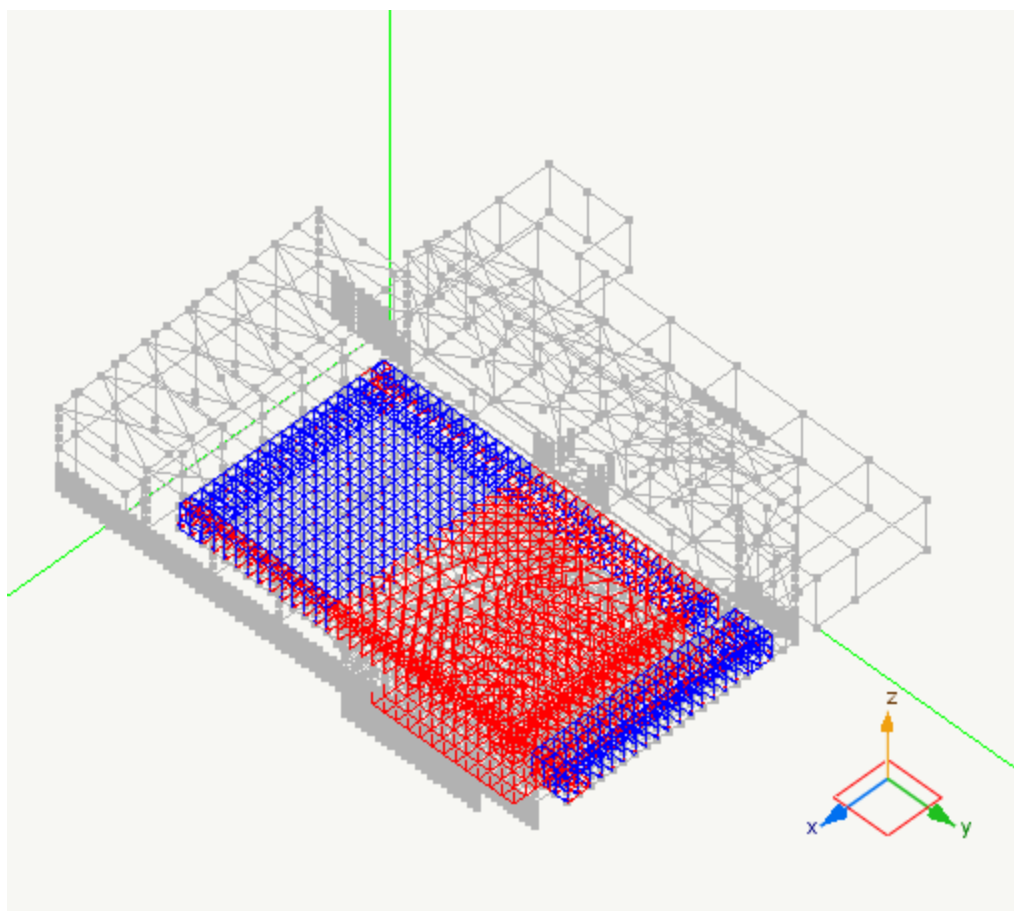
Nella struttura è stato impiegato il metodo Master-Slave per modellare impalcati rigidi.

13.2. Condizioni di carico

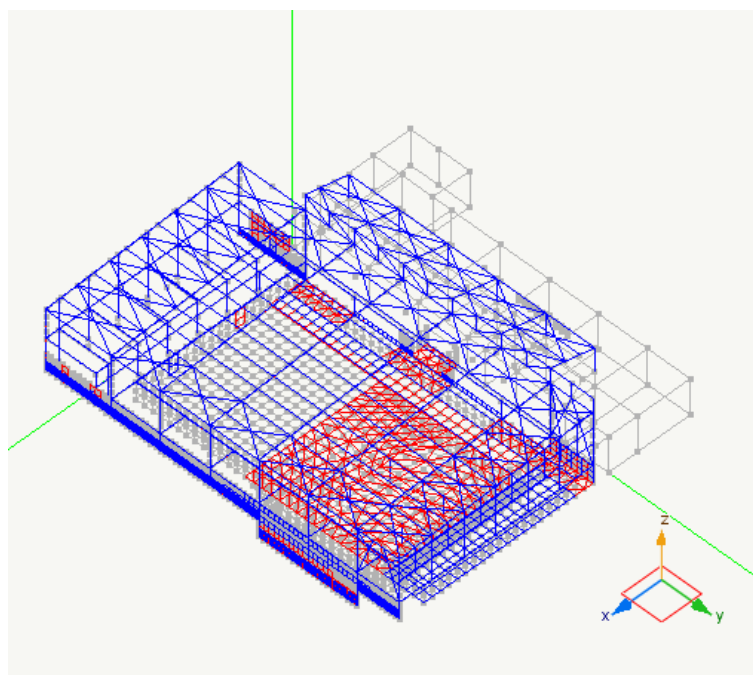
I nomi delle condizioni di carico statiche impiegate sono i seguenti:

- 1) Acqua
- 2) Peso proprio
- 3) Permanente
- 4) NEve
- 5) Vento +x
- 6) Vento-y
- 7) Vento+y
- 8) Vento-x
- 9) Permanenti
- 10) Permanenti NON strutturali
- 11) Sovraccarico gradoni
- 12) Peso
- 13) Manutenzione
- 14) Sloshing+y
- 15) Sloshing +x
- 16) Sloshing +z

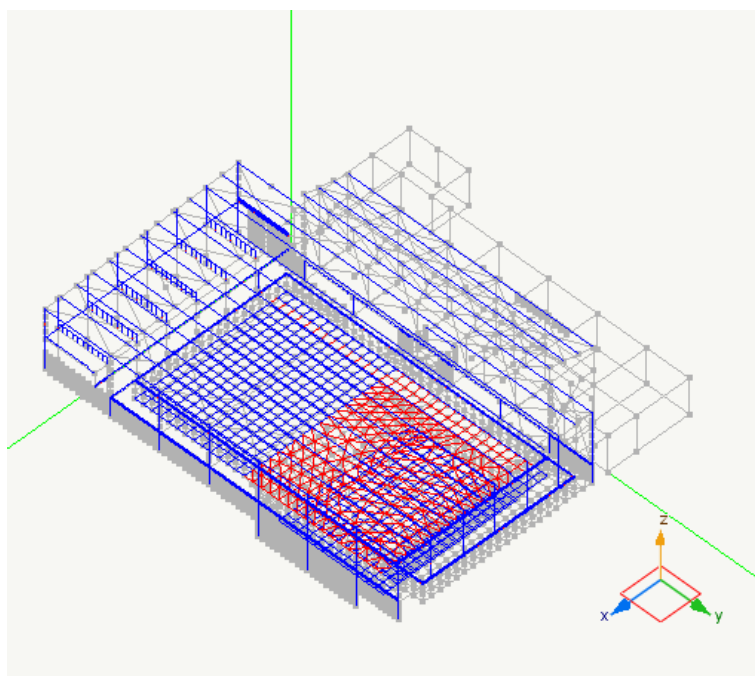
Di seguito si riportano i grafici dei carichi delle condizioni di carico statiche enumerate sopra:



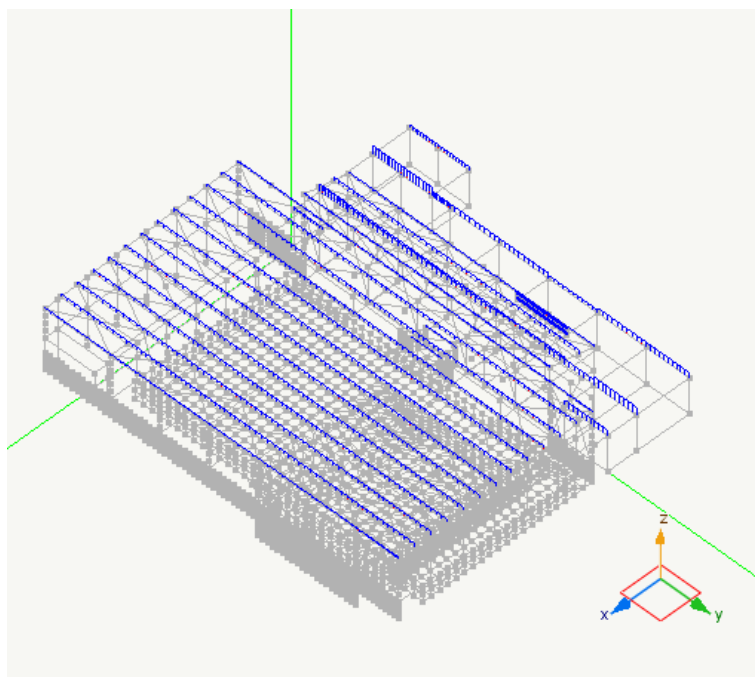
Condizione di carico: Acqua: Grafico dei carichi



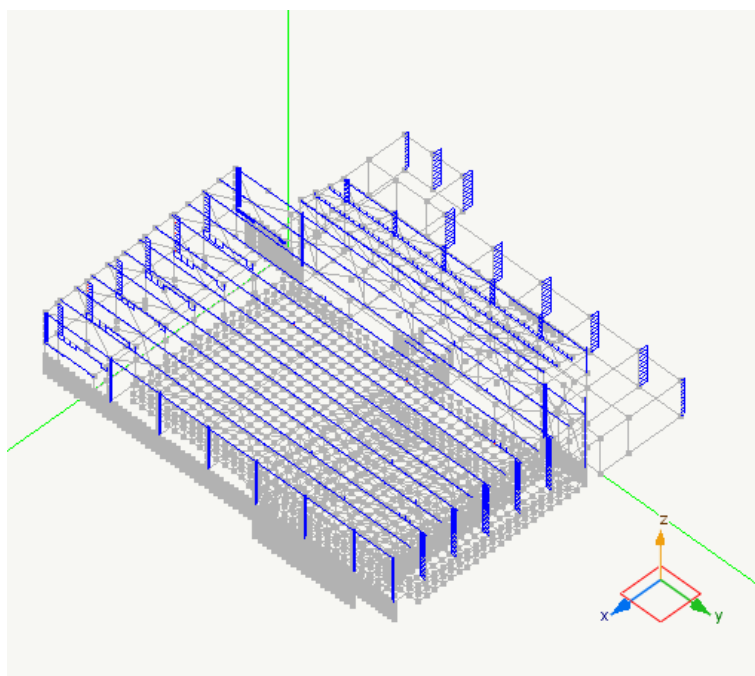
Condizione di carico: Peso proprio: Grafico dei carichi



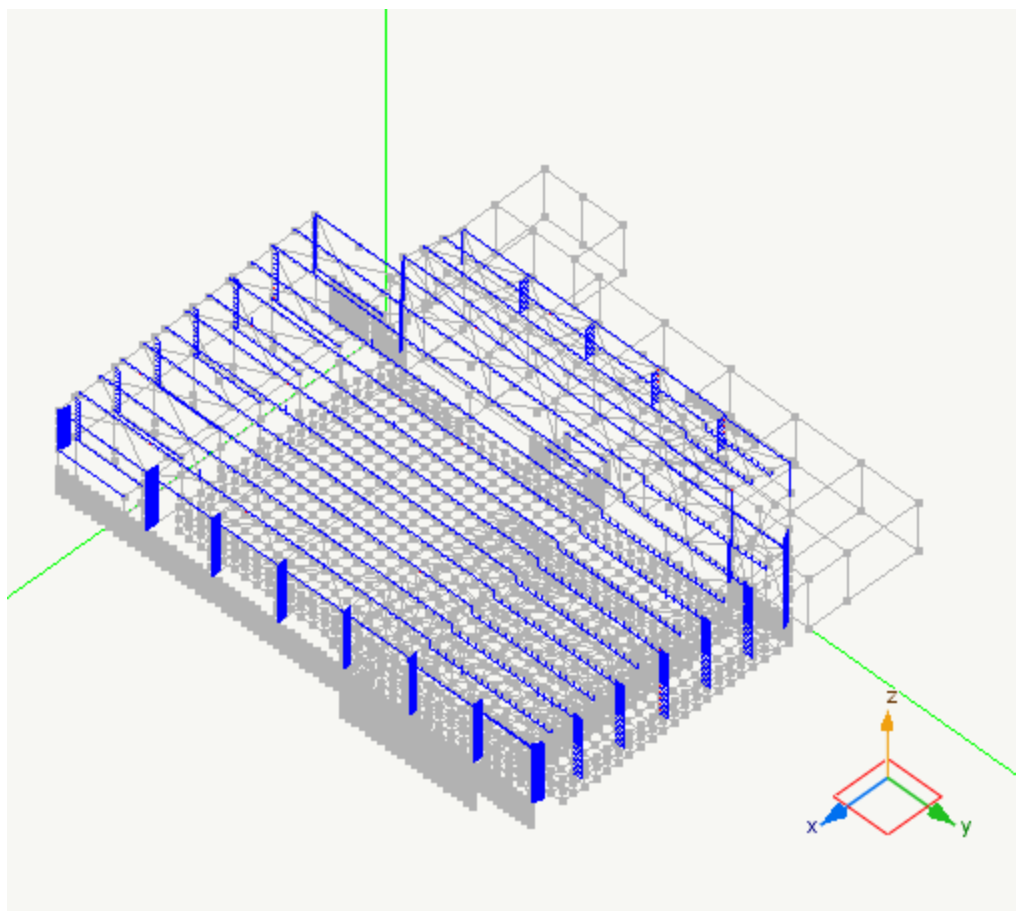
Condizione di carico: Permanente: Grafico dei carichi



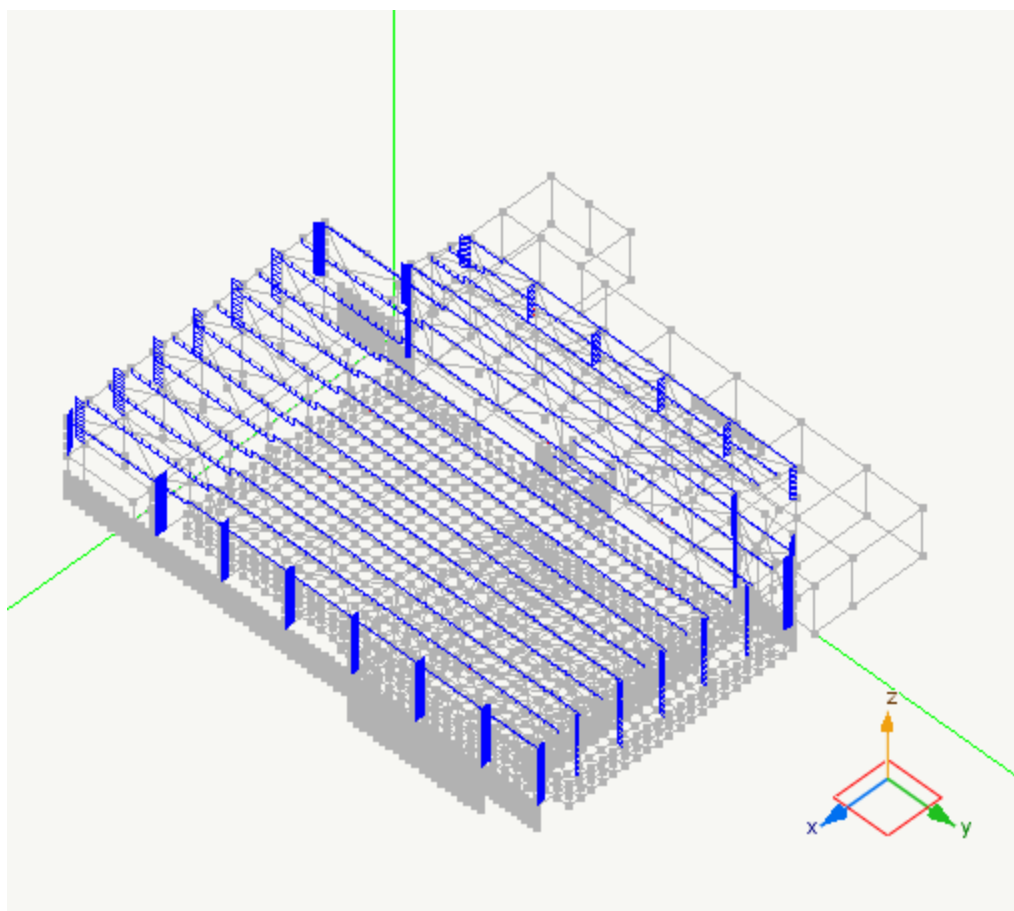
Condizione di carico: NEve: Grafico dei carichi



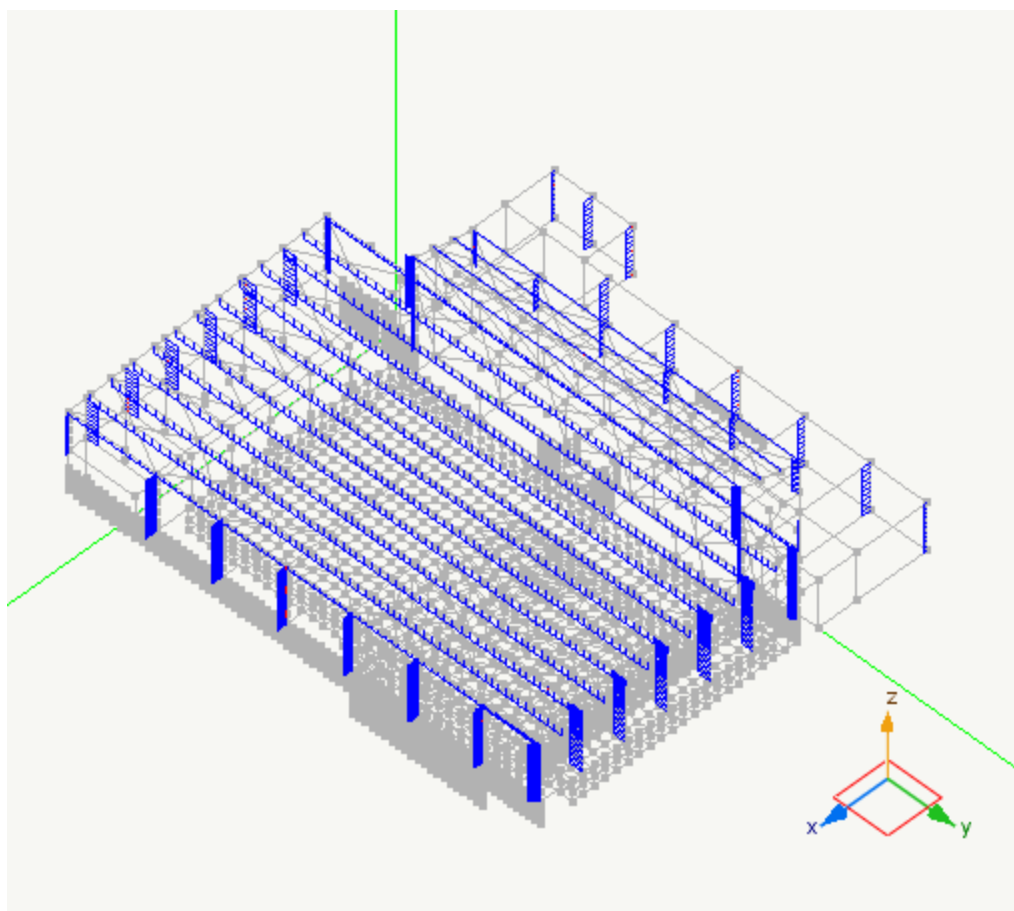
Condizione di carico: Vento +x: Grafico dei carichi



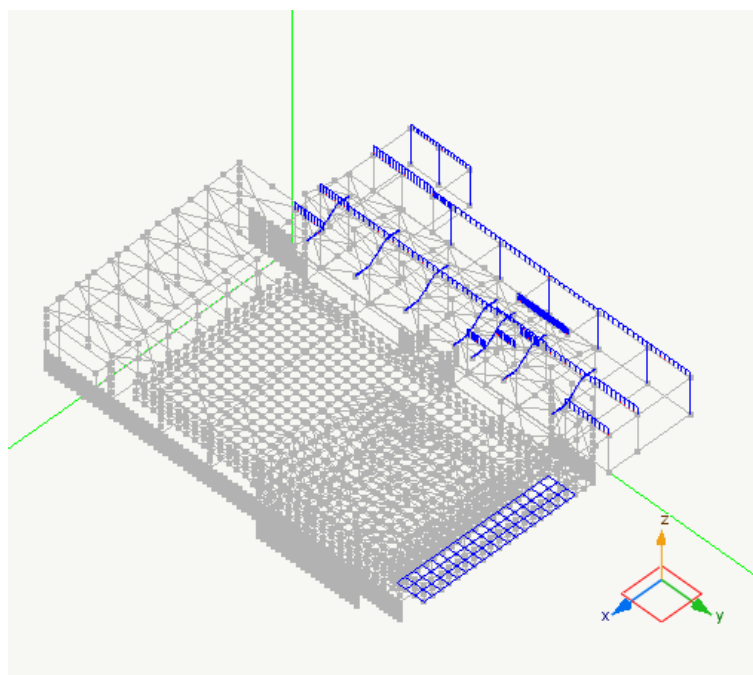
Condizione di carico: Vento -y: Grafico dei carichi



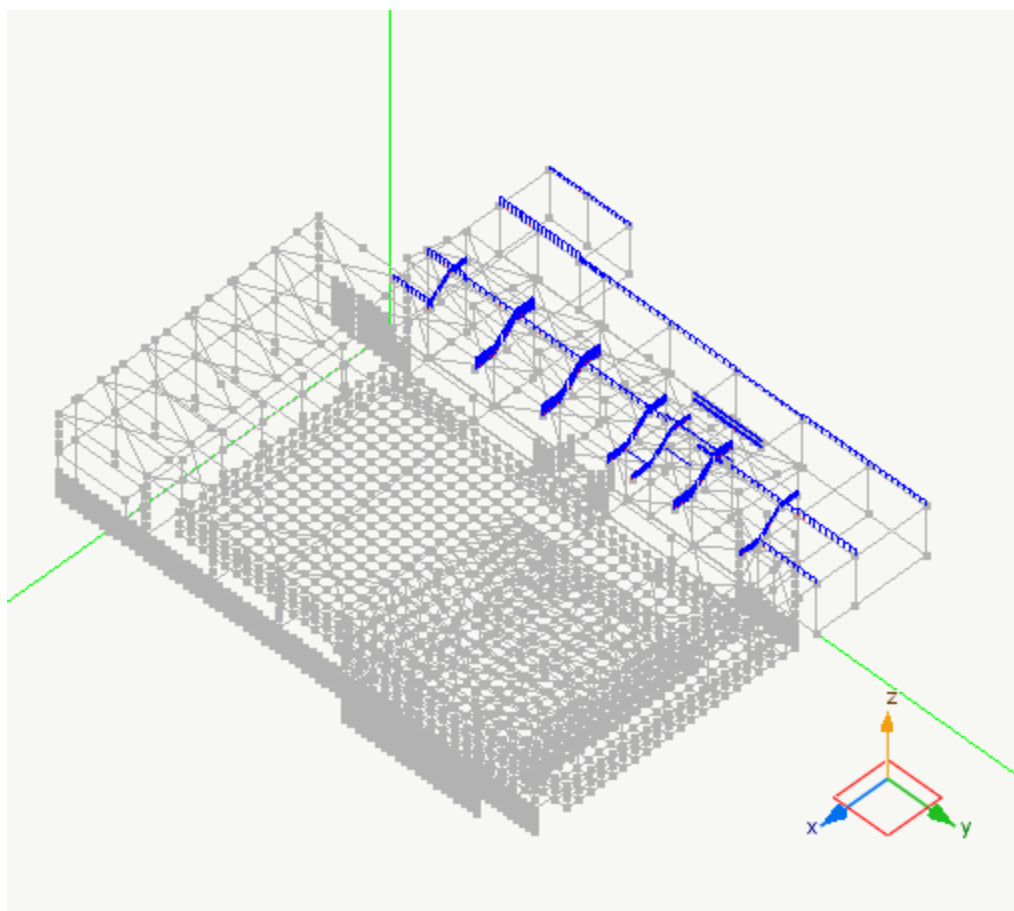
Condizione di carico: Vento+y: Grafico dei carichi



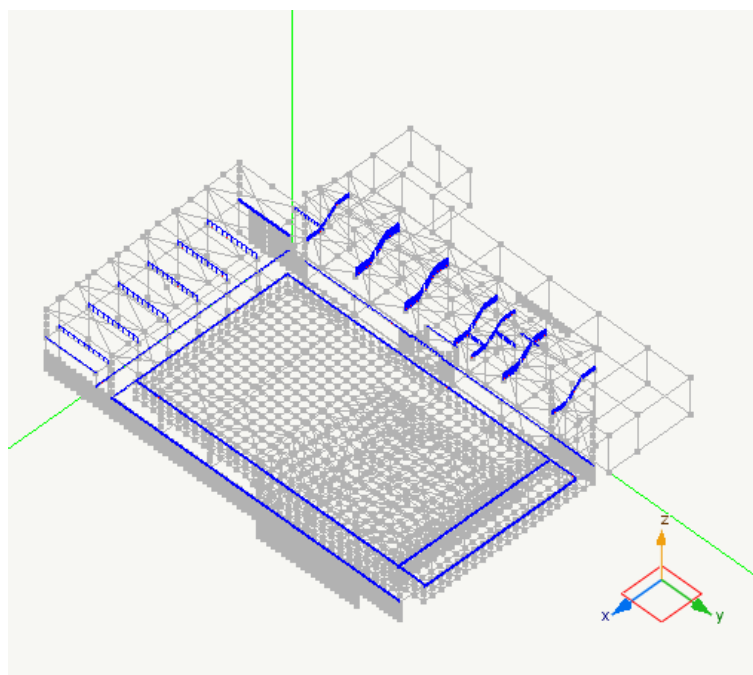
Condizione di carico: Vento-x: Grafico dei carichi



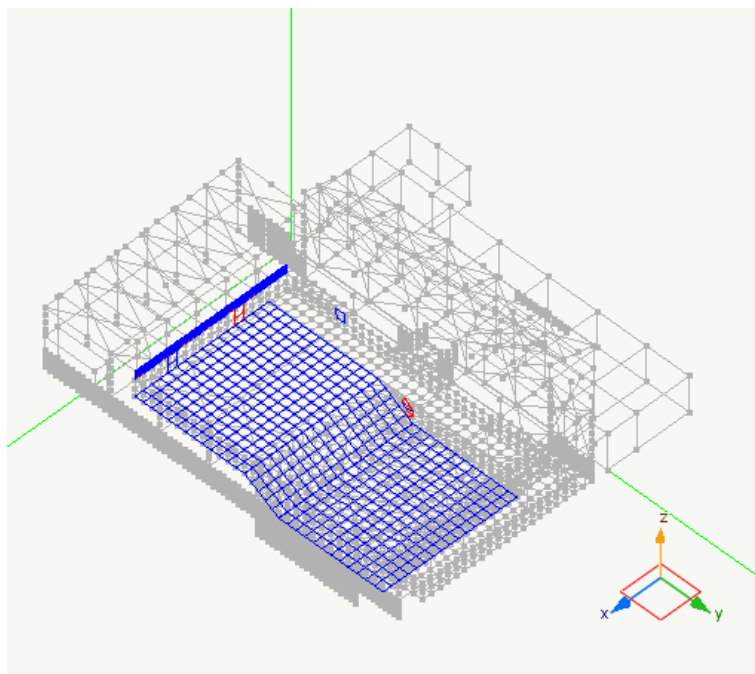
Condizione di carico: Permanenti: Grafico dei carichi



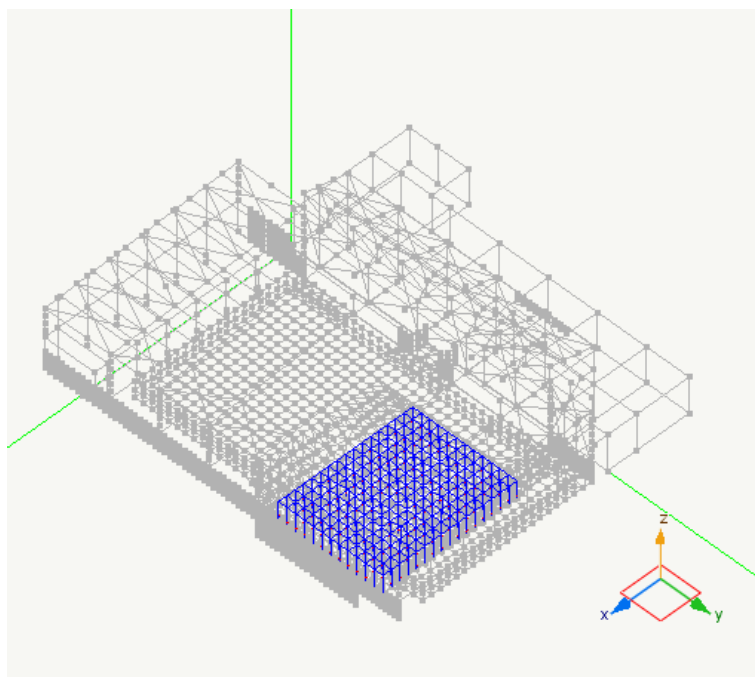
Condizione di carico: Permanenti NON strutturali: Grafico dei carichi



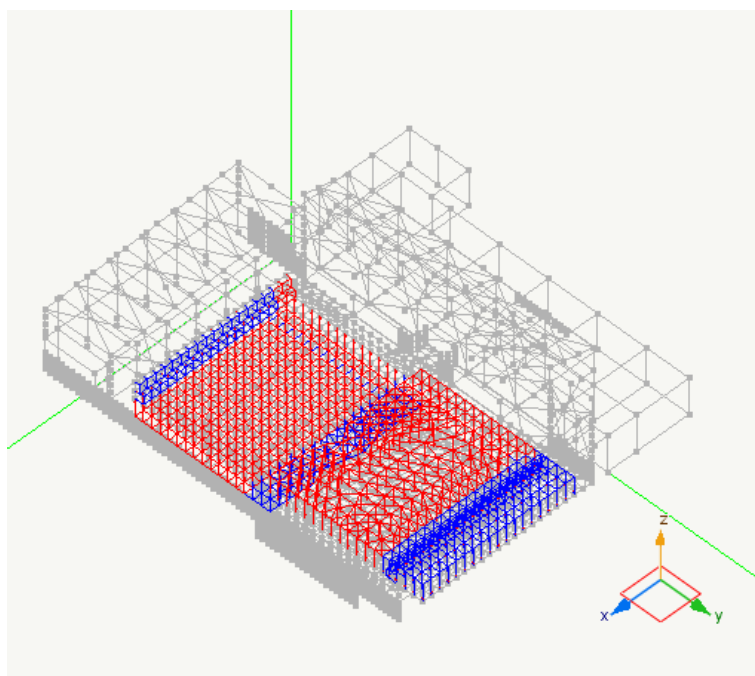
Condizione di carico: Sovraccarico gradoni: Grafico dei carichi



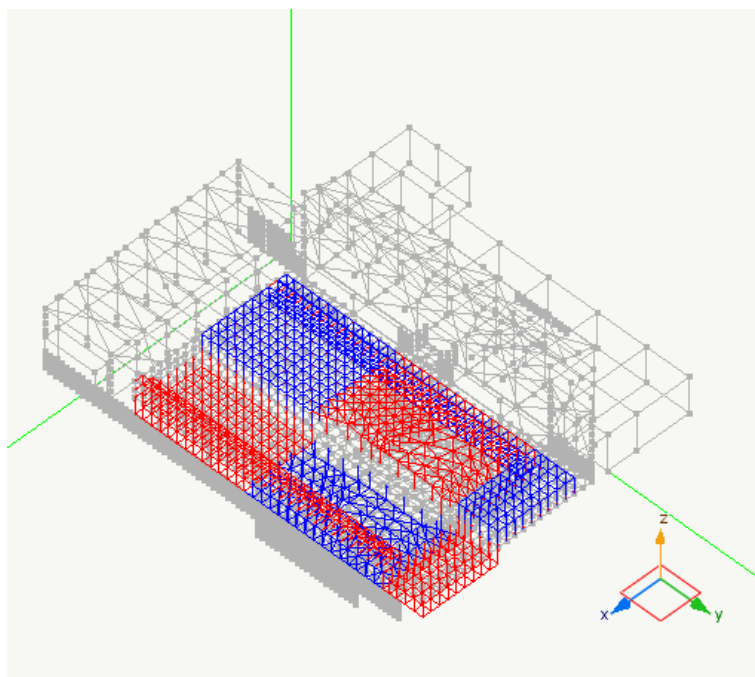
Condizione di carico: Peso: Grafico dei carichi



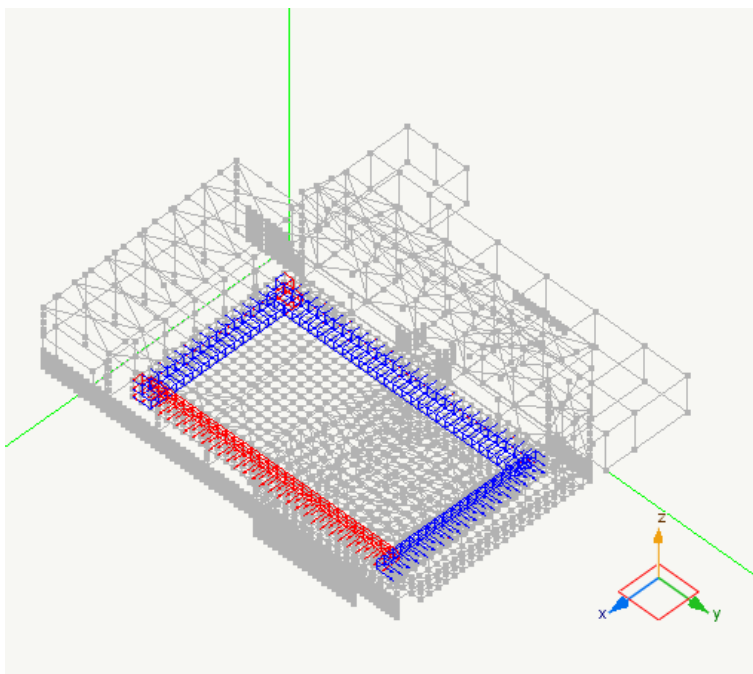
Condizione di carico: Manutenzione: Grafico dei carichi



Condizione di carico: Sloshing+y: Grafico dei carichi



Condizione di carico: Sloshing +x: Grafico dei carichi



Condizione di carico: Sloshing +z: Grafico dei carichi

13.3. Diagrammi di involucro delle sollecitazioni

13.3.1. Diagrammi di involucro delle sollecitazioni assiali

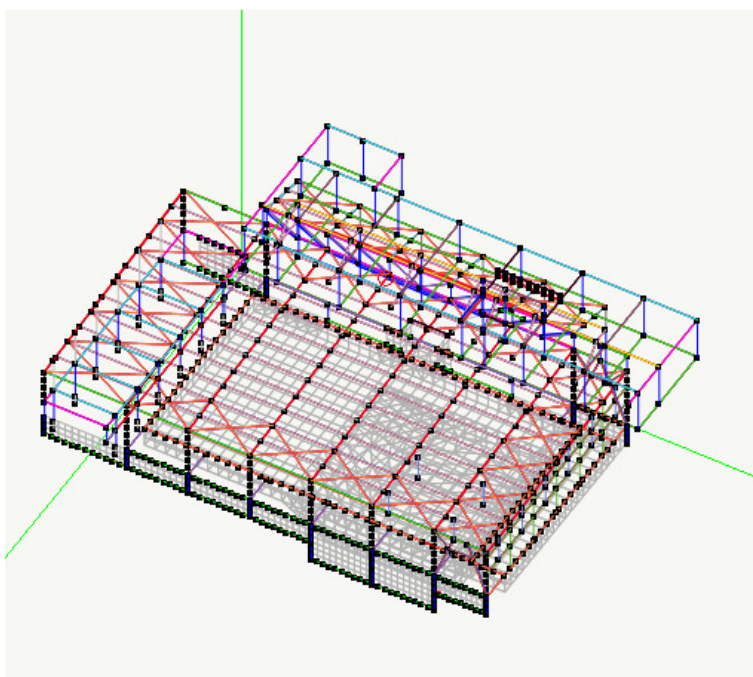


Diagramma di involucro dello sforzo assiale - piano xy - $N_{max} = -210207.83984243$

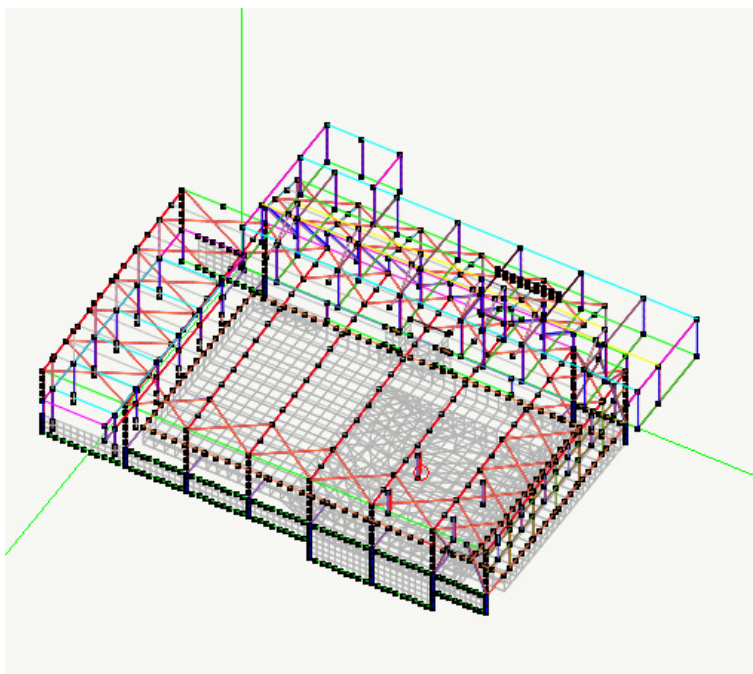


Diagramma di involucro dello sforzo assiale - piano xz - Nmax=203077.73453583

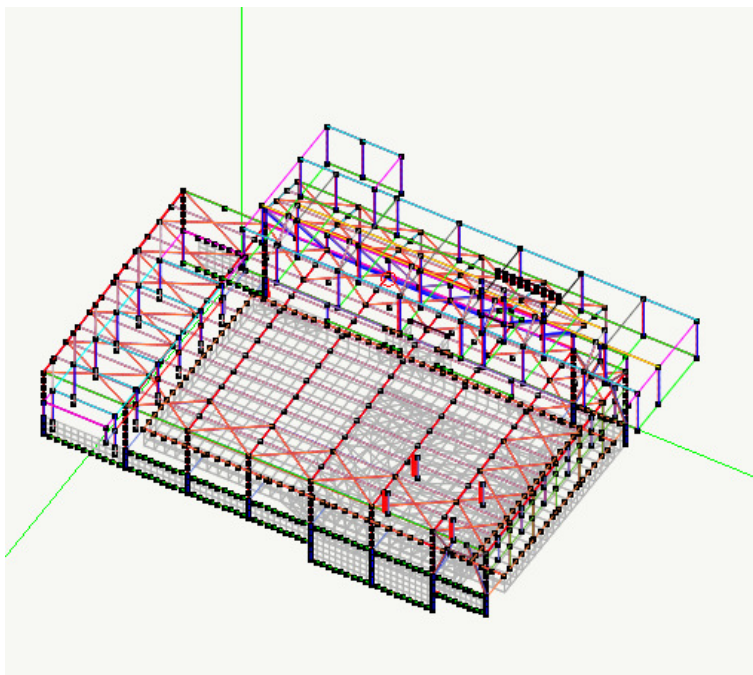


Diagramma di involucro dello sforzo assiale - piano xz - Nmax=-210207.83984243

13.3.2. Diagrammi di involucro delle sollecitazioni taglianti

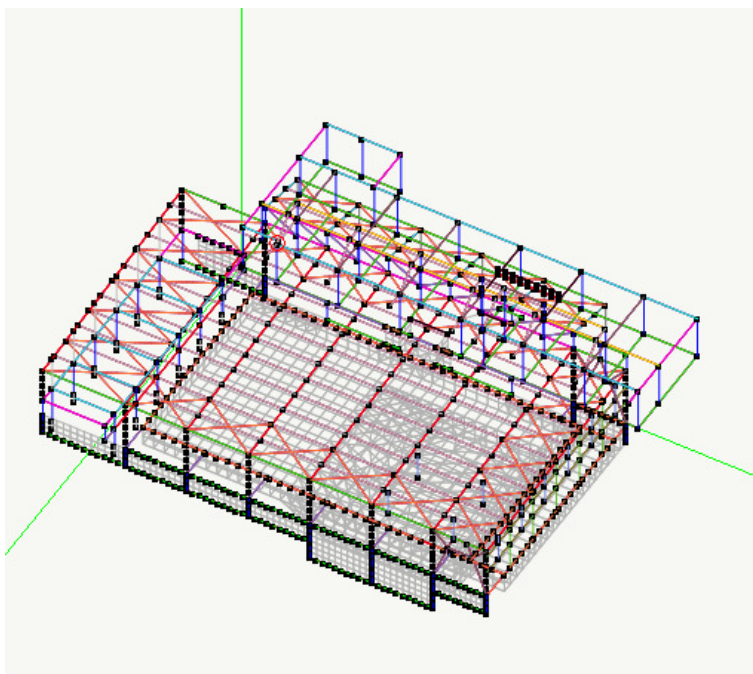


Diagramma di involucro del taglio - piano xy - Tmax=35516.10

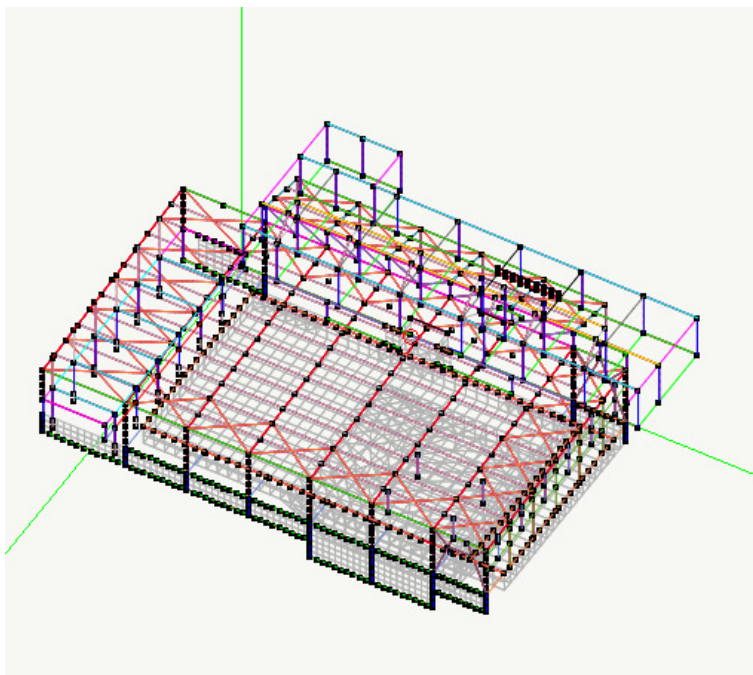


Diagramma di involucro del taglio - piano yz - Tmax=75528.02

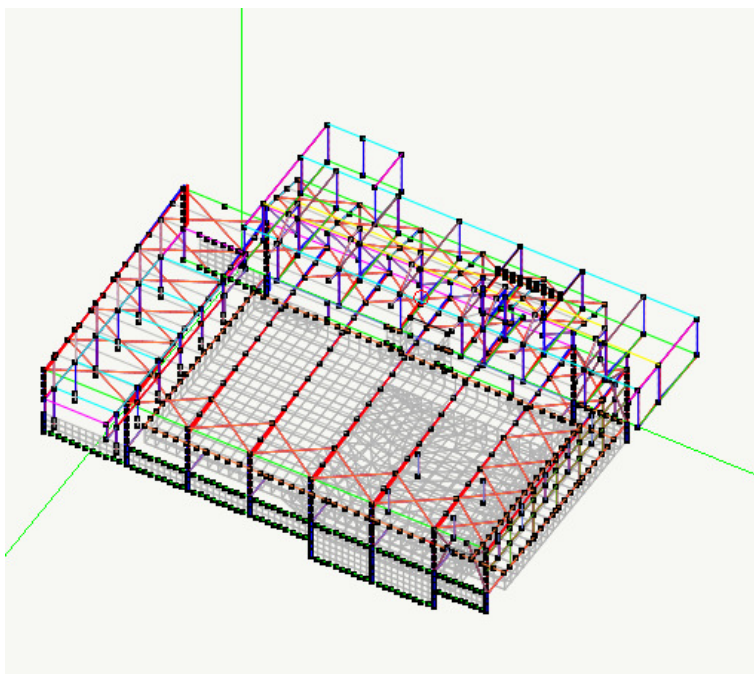


Diagramma di involucro del taglio - piano xz - $T_{max}=29911.79882301580$

14.1.3. Diagrammi di involucro delle sollecitazioni flettenti

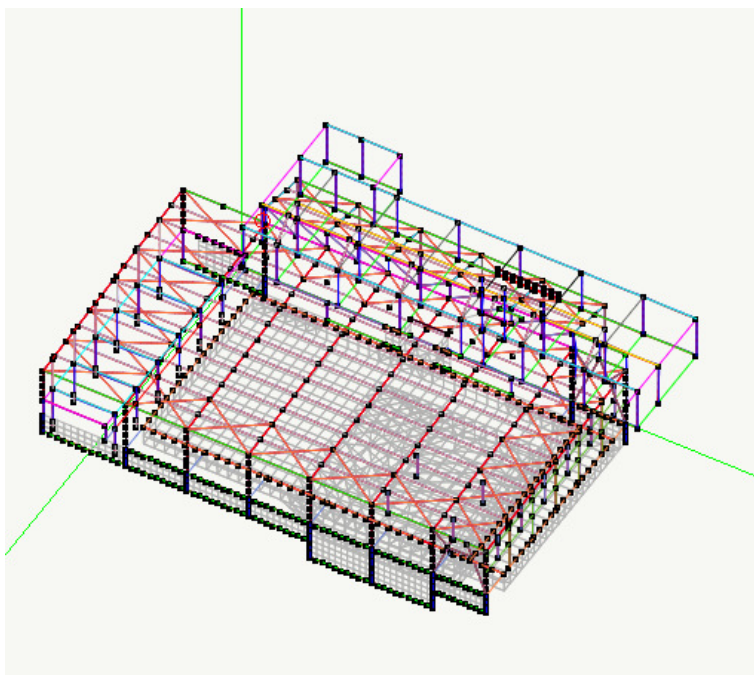
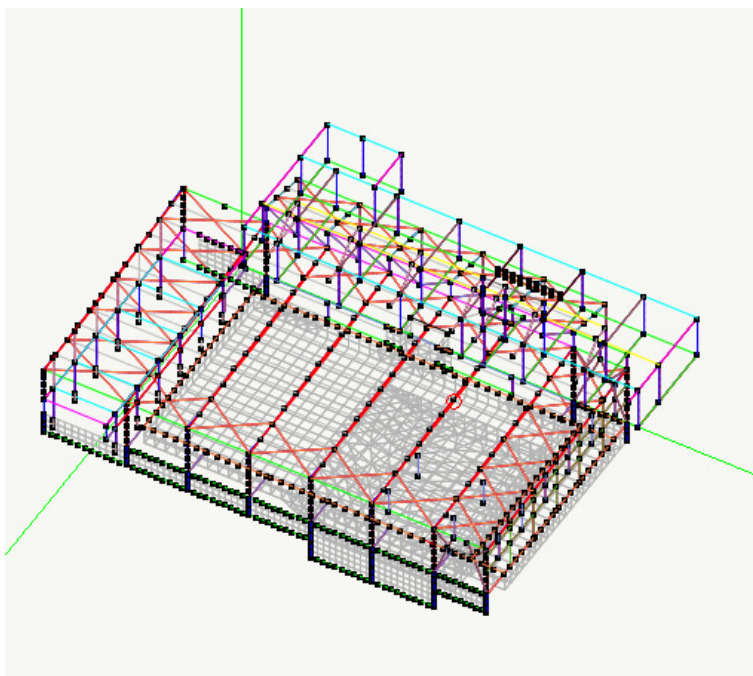


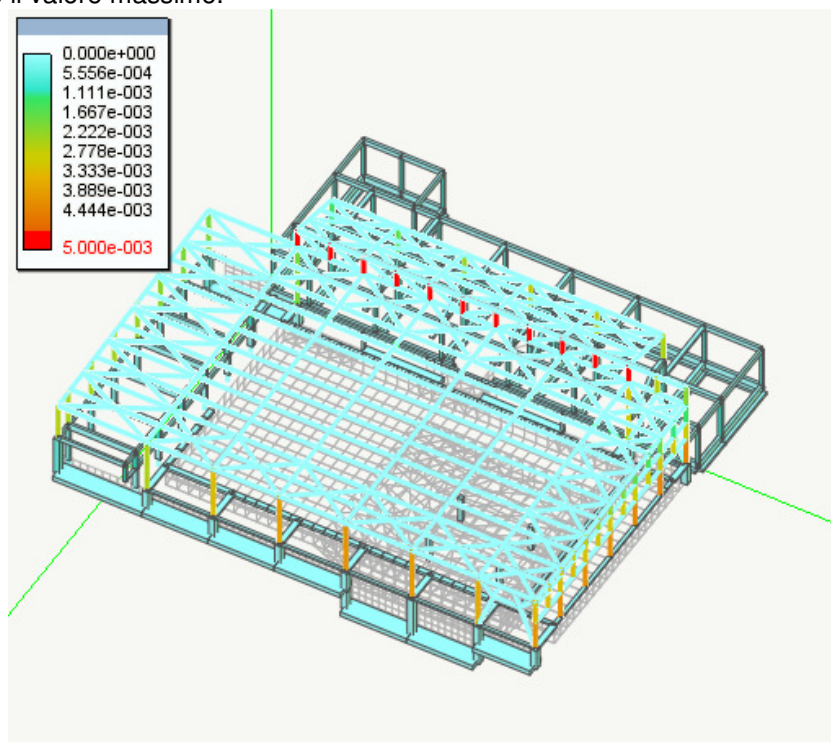
Diagramma di involucro del momento - piano yz



13.4. Verifiche dello stato limite del danno

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 $0.01h$. (punto 7.3.7.2. DM14/01/2008)

La figura seguente rappresenta i valori degli spostamenti relativi massimo su tutti i punti della struttura. In didascalia è riportato il valore massimo.



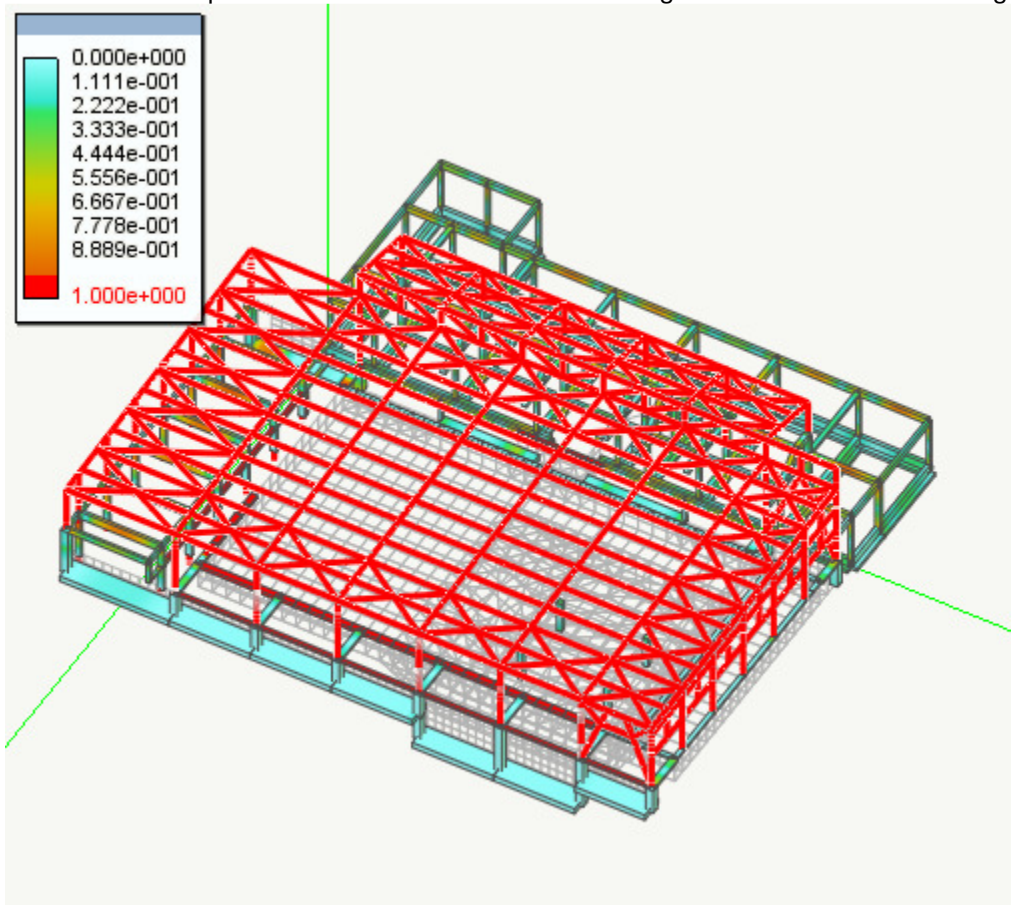
Massimo spostamento relativo 0.01 tra le quote 940 e 1140

14.3. Verifiche per lo stato limite ultimo

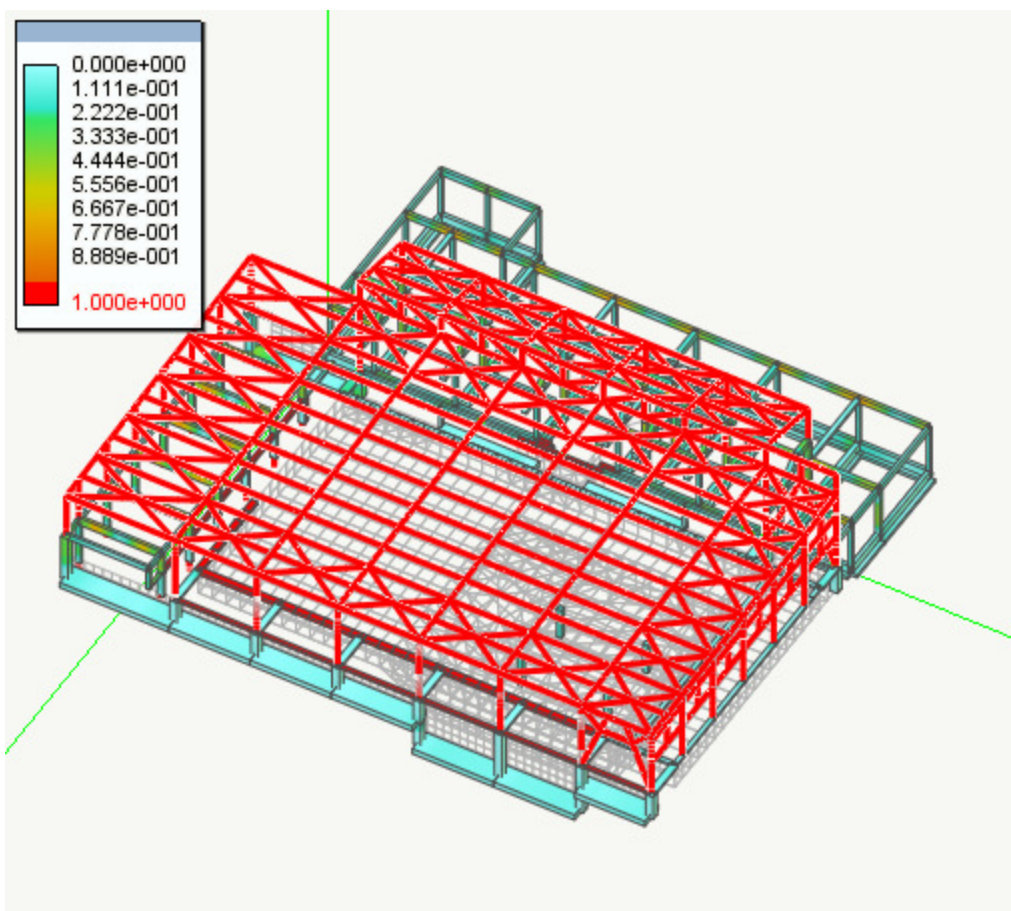
14.3.1. Verifiche di resistenza

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

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



Coefficiente di sfruttamento a flessione



Coefficiente di sfruttamento a taglio di progetto

13.5. Progetto degli elementi piani in cemento armato

13.5.1. Generalità

Il progetto delle armature degli elementi piani in calcestruzzo di questa struttura e' stato 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.

13.5.2. 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 diminuiscono 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.

13.5.3. Criteri di calcolo

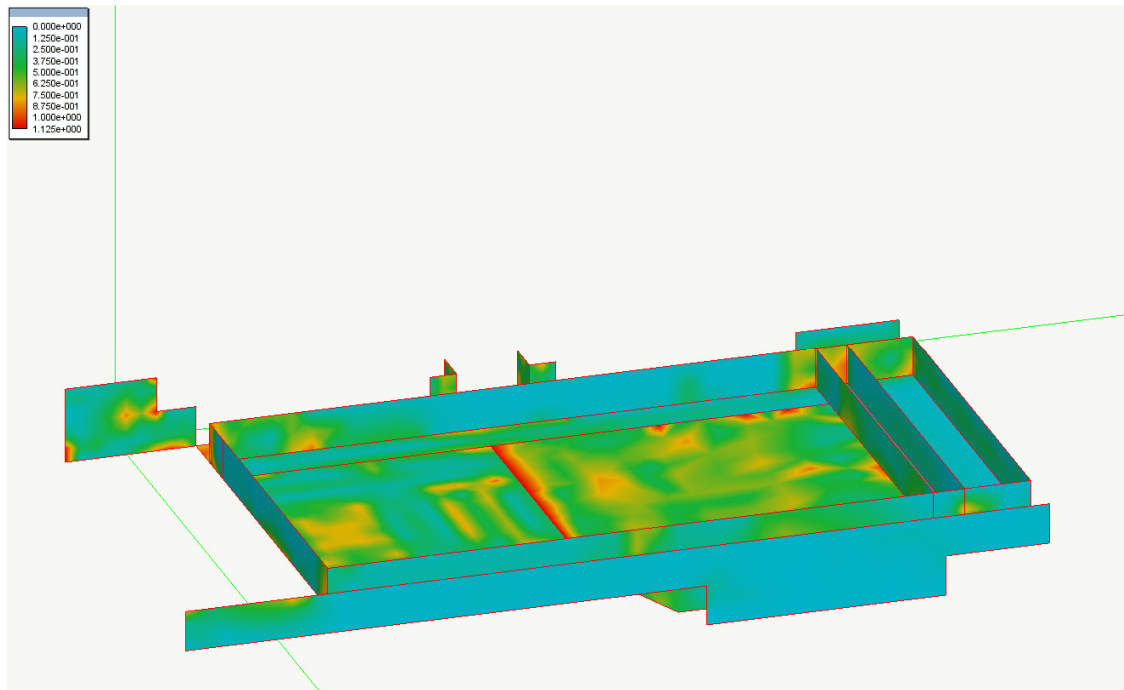
Per le verifiche di resistenza si è adottato il criterio degli stati limite seguendo i dettami imposti dalla legge n.1086 del 5/11/71 ed i successivi aggiornamenti. Per la porzione di vasca esistente, al fine di facilitare la verifica è stato inserito un apposito materiale ridotto del fattore di confidenza $FC=1.35$ e le verifiche di resistenza sono state eseguite direttamente.

16. Sicurezza degli elementi piani in cemento armato

16.1. 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.

16.2. Verifiche per lo stato limite di esercizio

16.2.1. Fessurazione

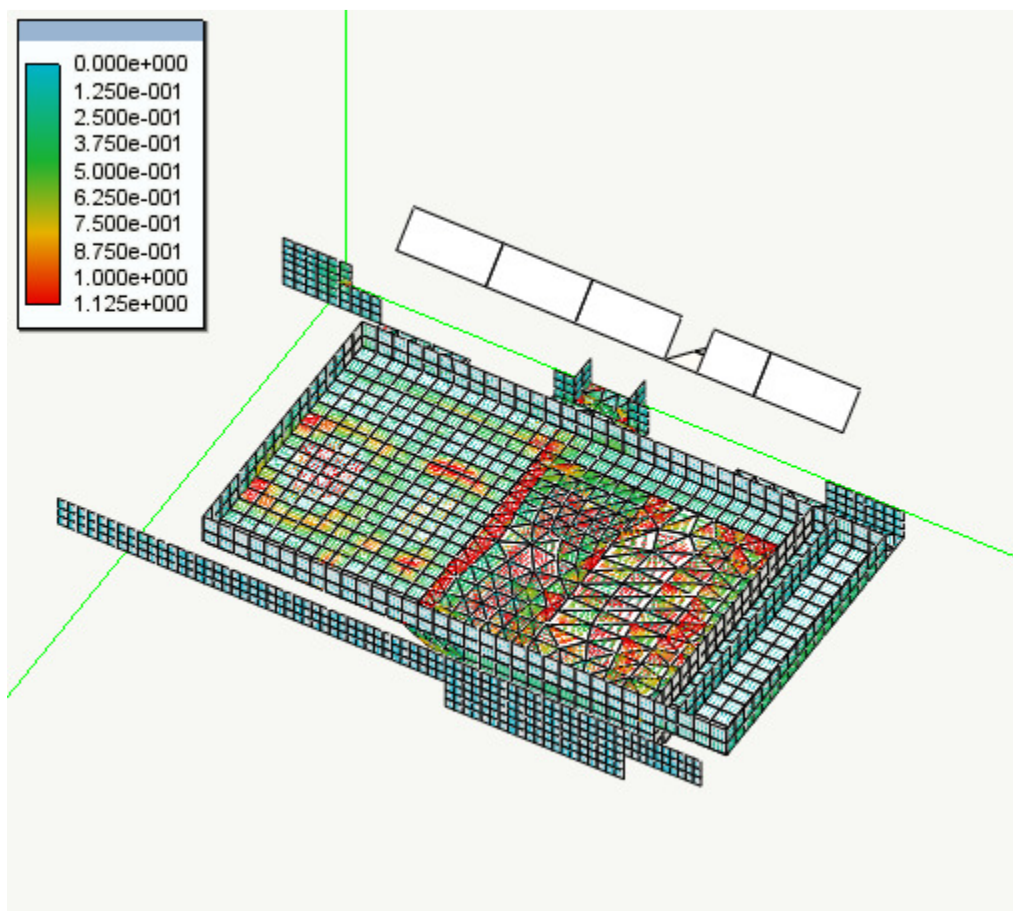
Secondo quanto dettato dal DM 14/01/2008 si considera per la struttura in esame le seguenti esigenze:

Ambiente:	Aggressivo
Gruppo esigenze:	B
Sensibilità armatura:	Poco sensibile

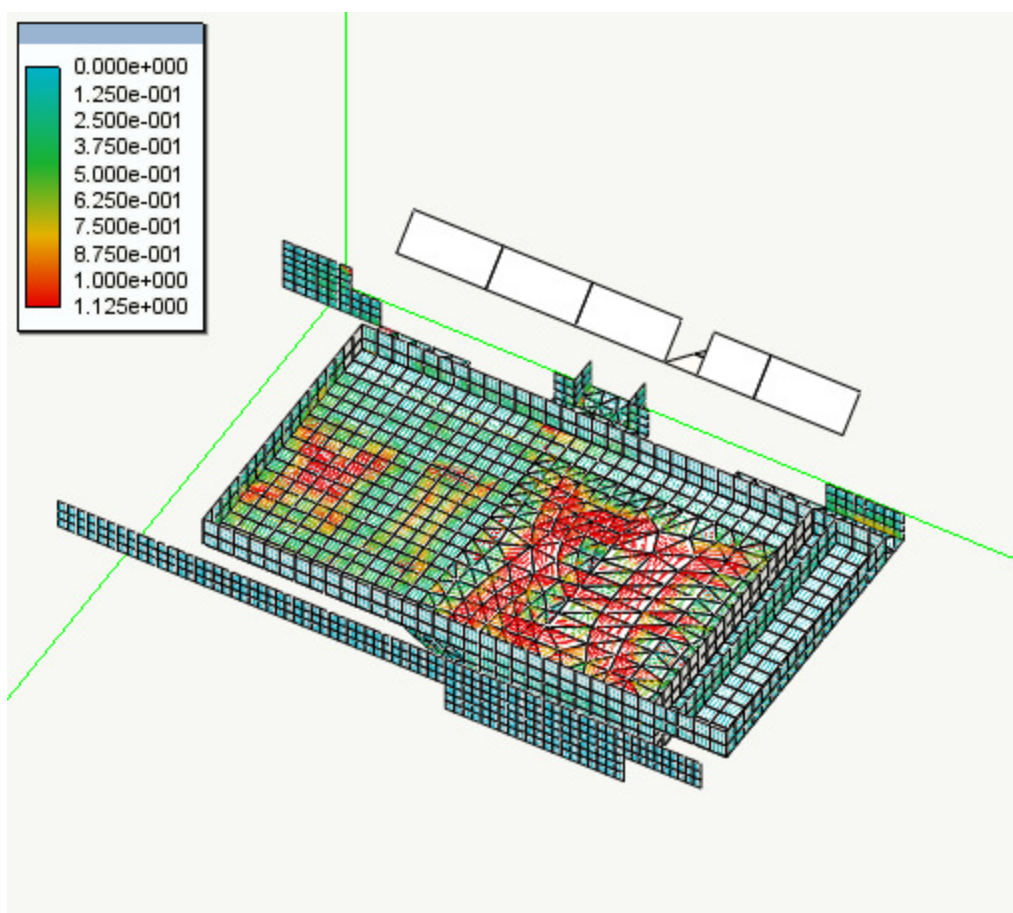
queste comportano il controllo dei seguenti stati limite:

combinazione di carico:	Stato limite: apertura fessure
Frequente	$\leq w_2=0.3\text{mm}$
Quasi permanente	$\leq w_2=0.2\text{mm}$

Le figure seguenti riassumono quanto su riportato.



Facce visibili



Facce nascoste

13.6. Verifica delle strutture esistenti in cemento armato

La struttura in oggetto contiene strutture esistenti in cemento armato che verranno verificate nel seguito secondo quanto dettato dal capitolo 8 delle norme tecniche sulle costruzioni.

13.7. Generalità

La verifica delle membrature esistenti di questa struttura e' stata condotta con l'ambiente EXSYS del programma Nolian All-in-One prodotto dalla Softing S.r.l. di Roma.

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

13.8. Note su Exsys

ExSys è un ambiente di Nolian All-in-One per la verifica di strutture esistenti in cemento armato. ExSys acquisisce direttamente il modello di calcolo e gli stati di sollecitazione da Nolian All-in-One, pertanto, esso opera sui dati di un modello ad elementi finiti di una struttura tridimensionale del tutto generale comunque sollecitata. Durante la fase di redazione delle stampe analitiche effettuate dal programma, vengono 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 in corso di progettazione.

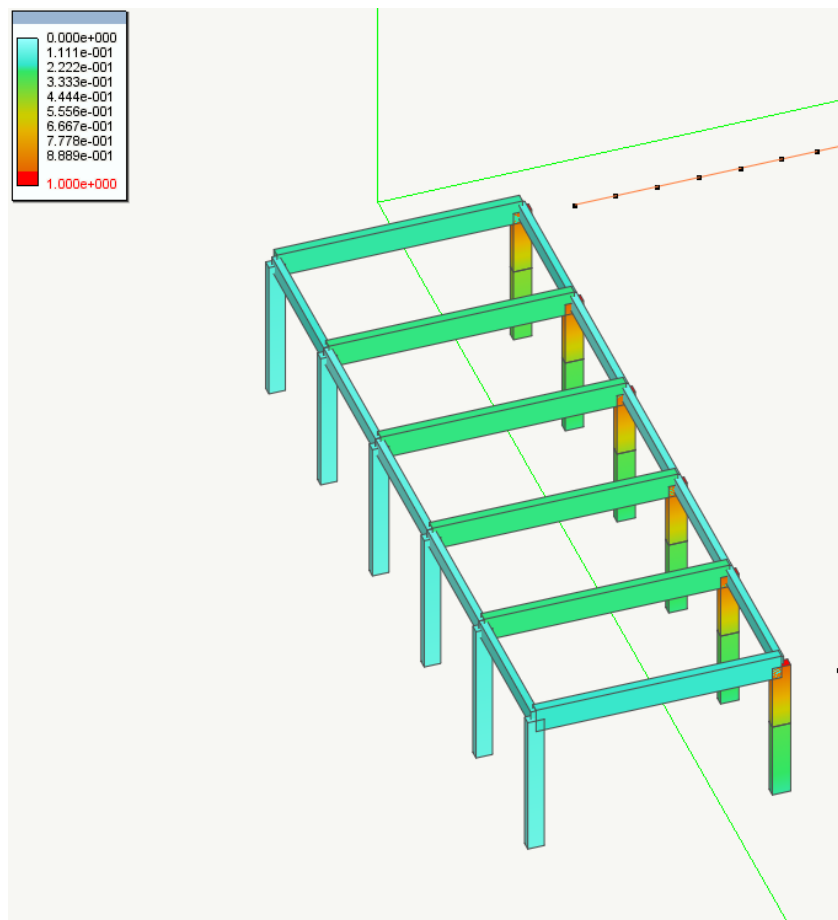
13.8.1. Criteri di calcolo

La verifica delle membrature strutturali e' stata effettuata tenendo conto del capitolo 8 del D.M. 14/01/2008.

Sulla struttura è stata effettuata una analisi dinamica spettrale con lo spettro di progetto ed un fattore di struttura q pari a 2.4. Il fattore di confidenza per la struttura in esame è pari a 1.35. Le unità di misura adottate per le verifiche sulla struttura sono il kg ed il cm.

13.8.2. Verifiche di sicurezza delle strutture esistenti

Di seguito si riportano alcune immagini che riassumono graficamente le verifiche effettuate sulla struttura in esame ai sensi del capitolo 8 del D.M. 14/01/2008.

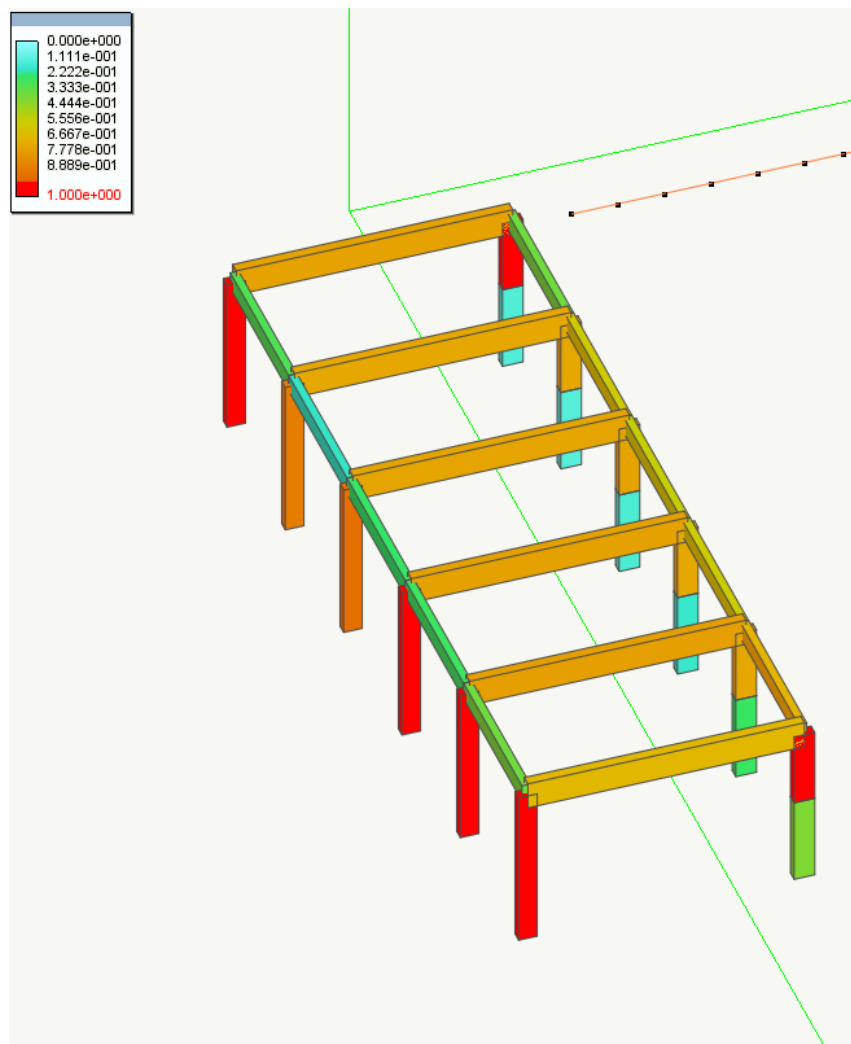


classificazione degli elementi Valore Massimo: 1

Valori superiori a 1 indicano che l'elemento della struttura è fragile. Gli elementi fragili vengono rappresentati in rosso.

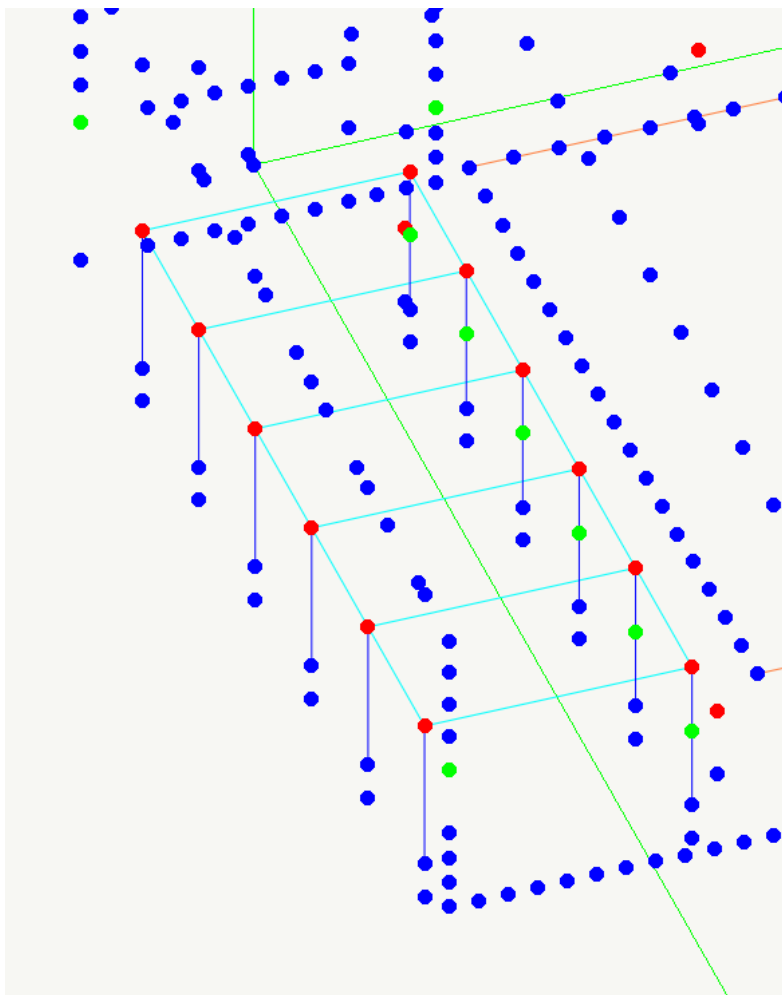
Valori inferiori a 1 indicano che l'elemento della struttura è duttile.

Gli elementi duttili vengono rappresentati con tonalità di colori che vanno dall'azzurro all'arancione.



Verifica degli elementi Massimo: 1

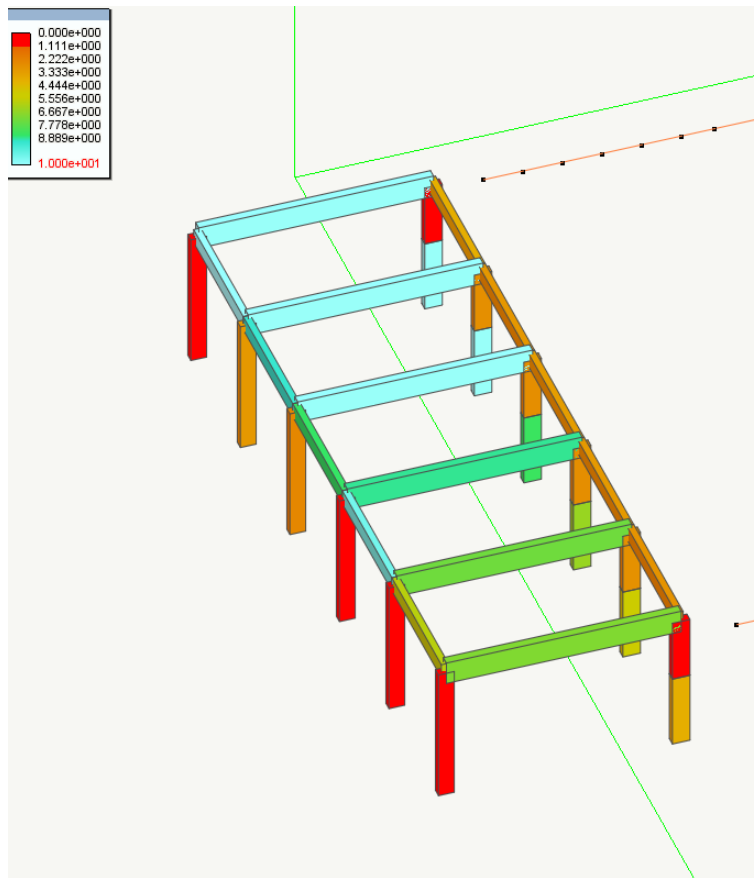
La verifica degli elementi è riportata nella figura ed è fatta secondo la normativa vigente. Nella figura elementi che risultano verificati vengono rappresentati in con tonalità di colori che vanno dall'azzurro all'arancio, quelli non verificati o non verificabili.



Verifica dei nodi

La verifica dei nodi è riportata nella figura ed è fatta secondo la normativa vigente. Nella figura i nodi verificati vengono rappresentati in verde, quelli non verificati in rosso e quelli non verificabili o in cui la verifica non è richiesta in blu

Di seguito di riporta un'immagine con l'indicazione a colori del moltiplicatore delle accelerazioni di picco al suolo. stati limite.



Moltiplicatore delle PGA

Minimo: 30

17.2. Progetto di rinforzo delle strutture esistenti in cemento armato mediante FRP

La struttura in oggetto contiene strutture esistenti in cemento armato che verranno rinforzate mediante materiali fibrorinforzati a matrice polimerica (FRP). Nel seguito sono riportati i criteri di progetto e i risultati delle verifiche eseguite secondo quanto dettato dal capitolo 8 delle norme tecniche sulle costruzioni.

17.2.1. Generalità

La verifica delle membrature esistenti di questa struttura e' stata condotta con l'ambiente EXSYS del programma Nolian All-in-One prodotto dalla Softing S.r.l. di Roma.

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

17.2.2. Note su FibrePower

FibrePower è un ambiente di Nolian All-in-One per la verifica e l'adeguamento di strutture esistenti in cemento armato mediante materiali polimerici fibrorinforzati (FRP). FibrePower acquisisce direttamente il modello di calcolo e gli stati di sollecitazione da Nolian All-in-One, pertanto, esso opera sui dati di un modello ad elementi finiti di una struttura tridimensionale del tutto generale comunque sollecitata. Durante la fase di redazione delle stampe analitiche effettuate dal programma, vengono 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 in corso di progettazione.

17.2.3. Criteri di calcolo

La verifica delle membrature strutturali e' stata effettuata tenendo conto del capitolo 8 del D.M. 14/01/2008.

Sulla struttura è stata effettuata una analisi dinamica spettrale con lo spettro di progetto ed un fattore di struttura q pari a 2.4. Il fattore di confidenza per la struttura in esame è pari a 1.35. Le unità di misura adottate per le verifiche sulla struttura sono il kg ed il cm.

In questa struttura si sono utilizzati materiali a matrice polimerica fibrorinforzati (FRP).

Le caratteristiche di calcolo per i materiali utilizzati negli elementi sono:

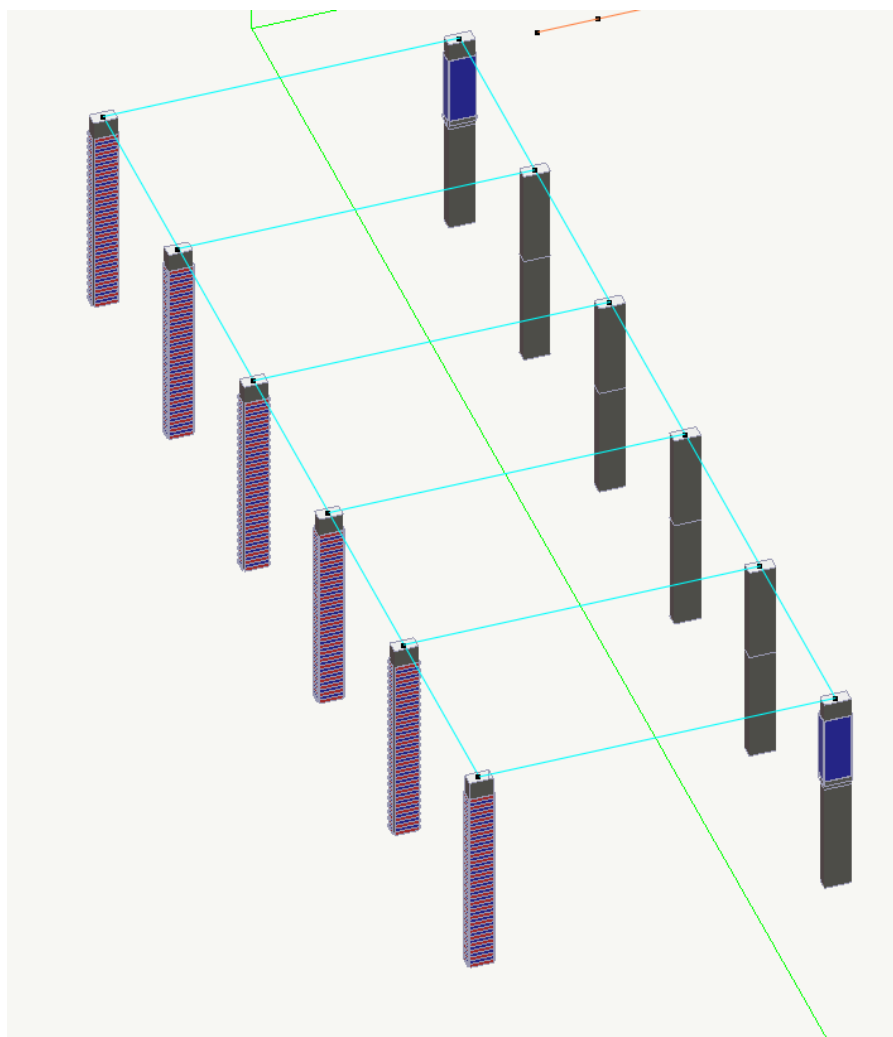
Modulo elastico medio a trazione:	1600000
Deformazione ultima media a trazione :	0.016
Resistenza ultima caratteristica a trazione (ftk):	28000
Coefficiente parziale di trazione:	1
Coefficiente parziale di delaminazione:	1
Fattore di conversione ambientale:	1
Fattore di conversione per modalità di carico:	1
Raggio di arrotondamento degli spigoli:	2

Per quanto riguarda i rinforzi dei nodi se presenti:

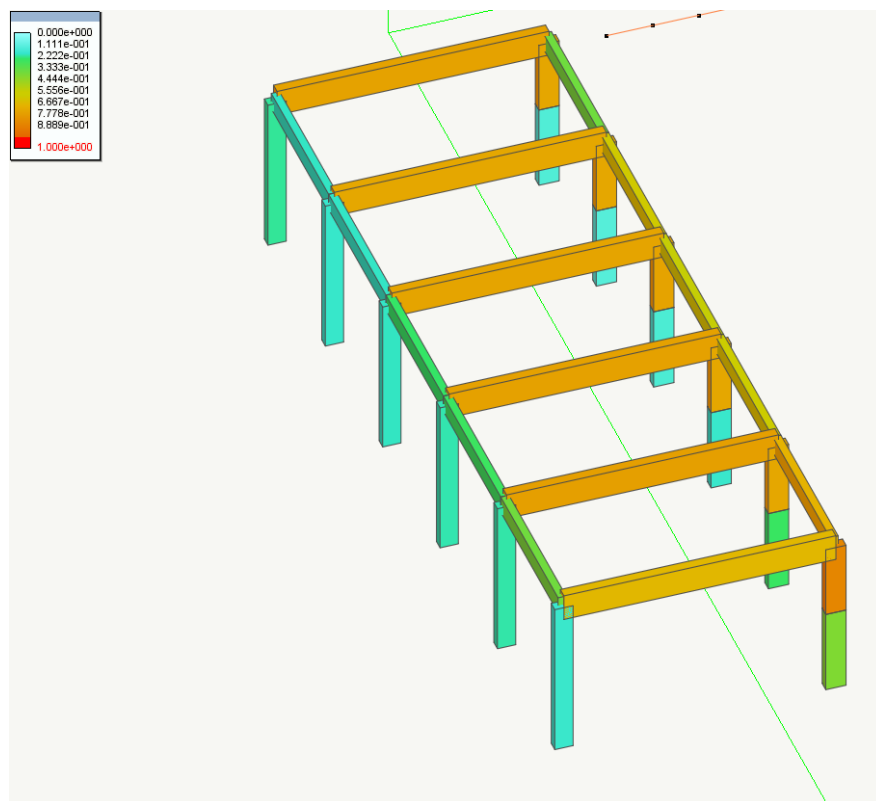
Resistenza ultima caratteristica a trazione (ftk):	9200
Resistenza a taglio della tamponatura:	2
Resistenza a compressione della tamponatura:	41

17.2.4. Verifiche di sicurezza delle strutture esistenti

Di seguito si riportano alcune immagini che riassumono graficamente le verifiche effettuate sulla struttura in esame ai sensi del capitolo 8 del D.M. 14/01/2008.

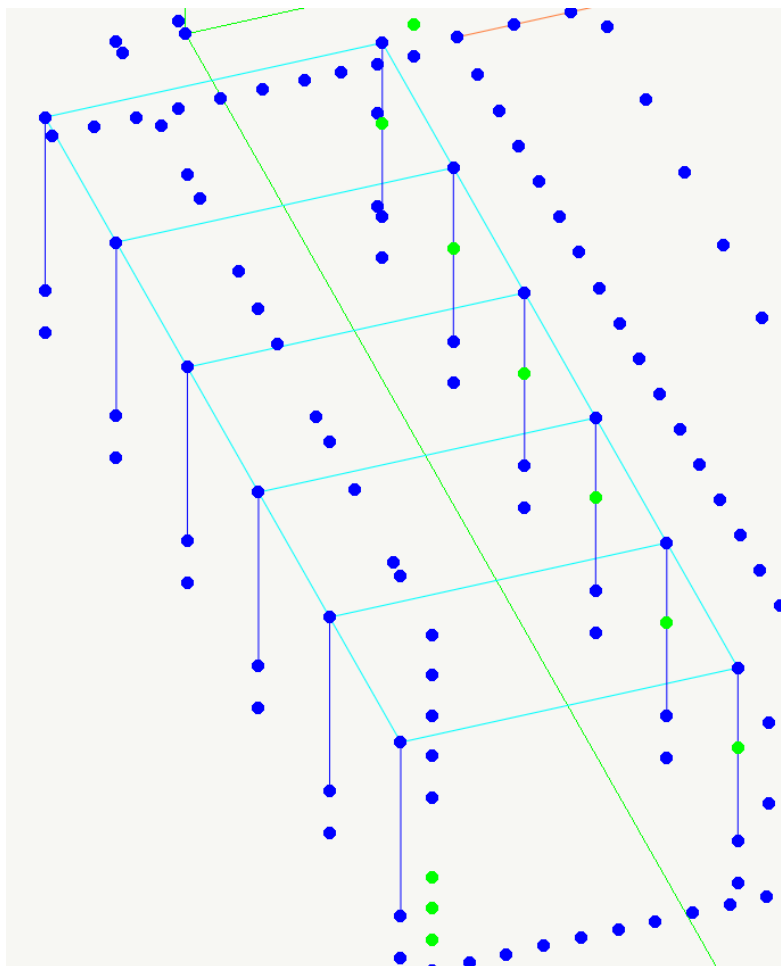


Rappresentazione solida con disegno dei rinforzi



Verifica degli elementi Massimo: 0.87

La verifica degli elementi è riportata nella figura ed è fatta secondo la normativa vigente. Nella figura elementi che risultano verificati vengono rappresentati in con tonalità di colori che vanno dall'azzurro all'arancio mentre in rosso quelli non verificati o non verificabili.



Verifica dei nodi Massimo: 0.77785604477611

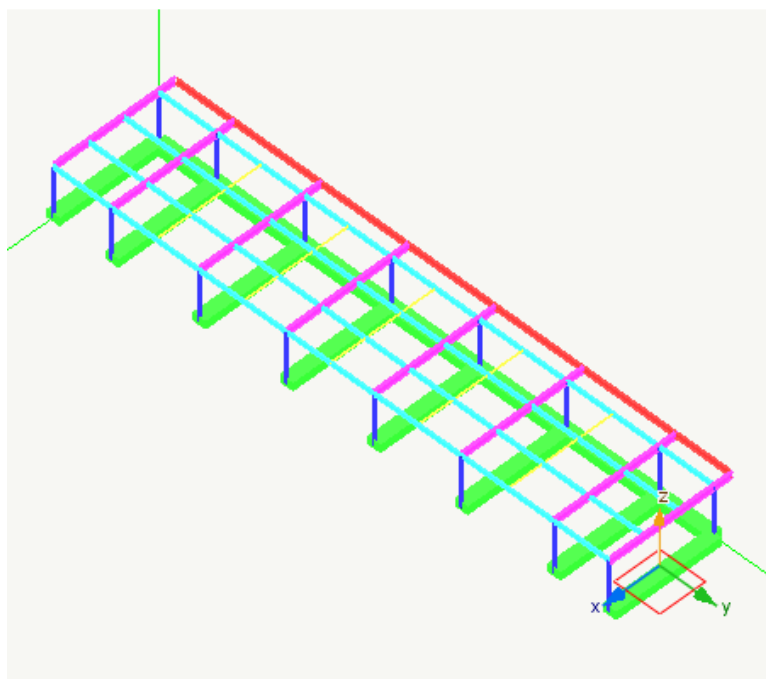
La verifica dei nodi è riportata nella figura ed è fatta secondo la normativa vigente. Nella figura i nodi verificati vengono rappresentati in verde, quelli non verificati in rosso e quelli non verificabili o in cui la verifica non è richiesta in blu

14. Struttura terrazza solarium

Struttura intelaiata in conglomerato acciaio a travi principali e secondarie e colonne. Lo schema statico è quello di una serie di telai paralleli e affiancati.

Pianta regolare. Fondazioni superficiali realizzate con travi rovesce.

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



Vista anteriore

14.1. Il modello della struttura

Il modello e' costituito da 76 nodi e da 133 elementi.

Nel modello vi sono:

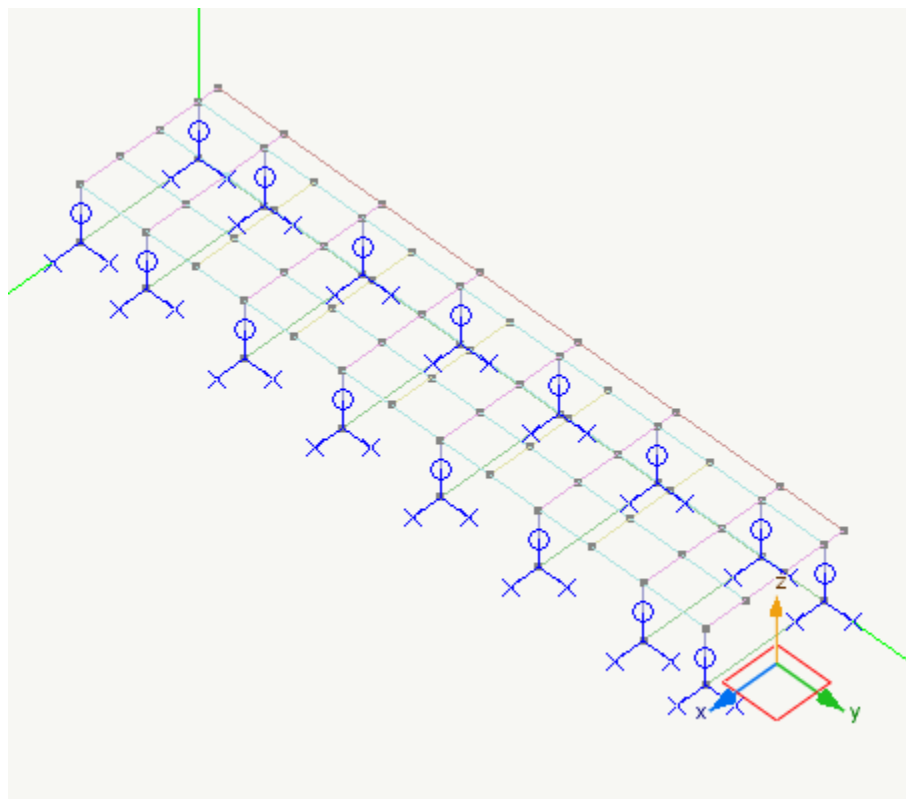
133 elementi lineari a due nodi

Il tipo di elementi impiegati è il seguente:

118 elementi trave a sezione generica

15 elementi trave su suolo elastico alla winkler

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



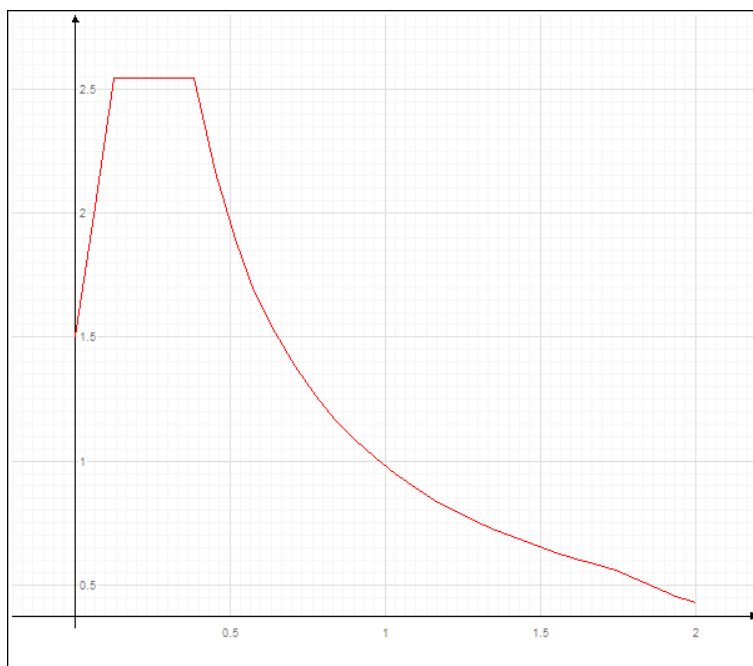
Nella struttura non è stato impiegato il metodo Master-Slave per modellare impalcati rigidi.

14.2. 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	31.392	0.000	0.000	
Dinamica SLDh Y	SLDh	0.000	31.392	0.000	
Dinamica SLVh X	SLVh	65.727	0.000	0.000	
Dinamica SLVh Y	SLVh	0.000	65.727	0.000	
Dinamica SLOh X	SLOh	24.525	0.000	0.000	
Dinamica SLOh Y	SLOh	0.000	24.525	0.000	

Sono stati impiegati i seguenti spettri di risposta:

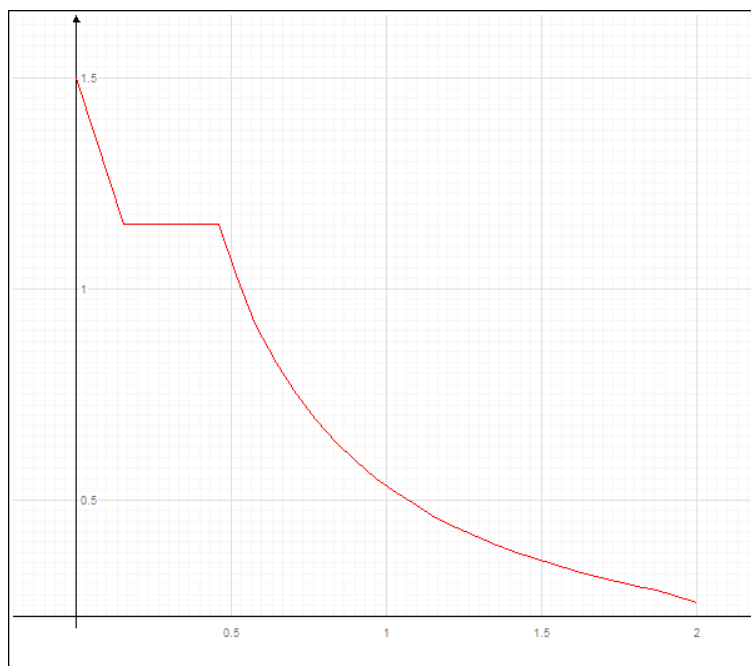


Spettro: SLDh.

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

Tipo	A_g/g	T_c	F_o	S	Fattore di struttura q
Stato Limite di Danno	0.032	0.217	2.537	1.200	1.500

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.

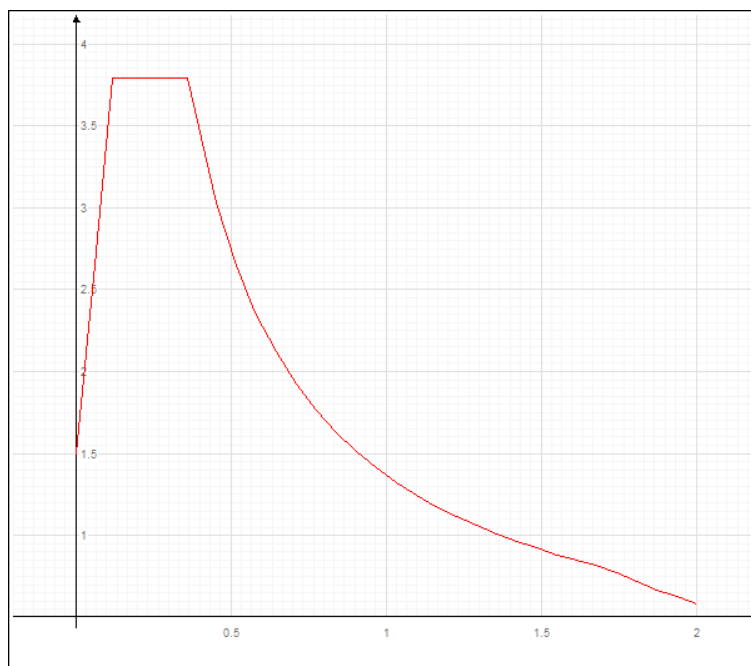


Spettro: SLVh.

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 struttura q
Stato Limite di salvaguardia della Vita	0.067	0.302	2.586	1.200	3.300

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.



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 struttura q
Stato Limite di Operatività	0.025	0.191	2.544	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.

14.3. 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.

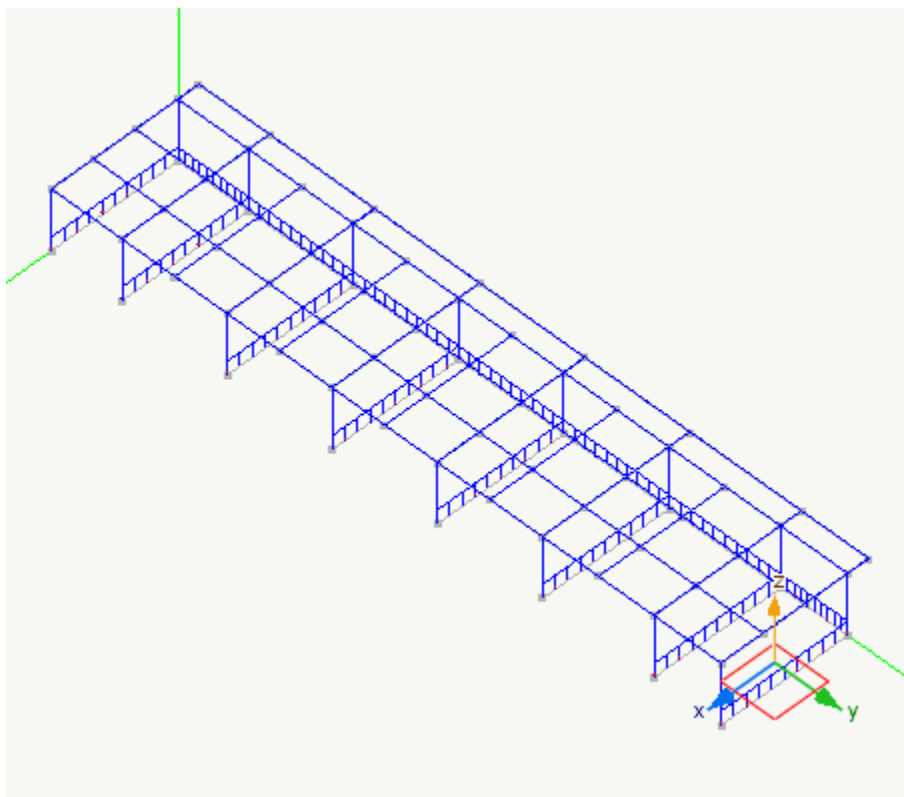
Nome carico	Tipo carico associato
(1) Sovraccarico folla	Cat. C: Affollamento
(1) Permanenti NON strutturali	Permanente non strutt.
(1) Peso proprio	Permanente
(1) Dinamica SLDh X	Sismico SLD
(1) Dinamica SLDh Y	Sismico SLD
(1) Dinamica SLVh X	Sismico SLV
(1) Dinamica SLVh Y	Sismico SLV
(1) Dinamica SLOh X	Sismico SLO
(1) Dinamica SLOh Y	Sismico SLO

14.4. Condizioni di carico

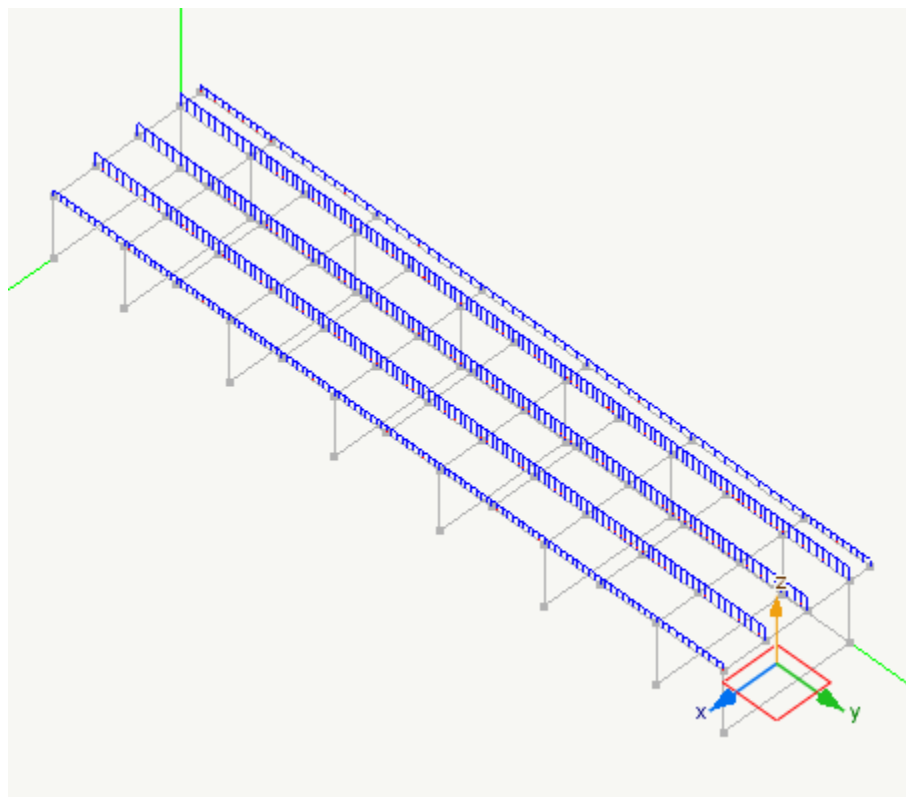
I nomi delle condizioni di carico statiche impiegate sono i seguenti:

- 1) Peso proprio
- 2) Permanenti NON strutturali
- 3) Sovraccarico folla

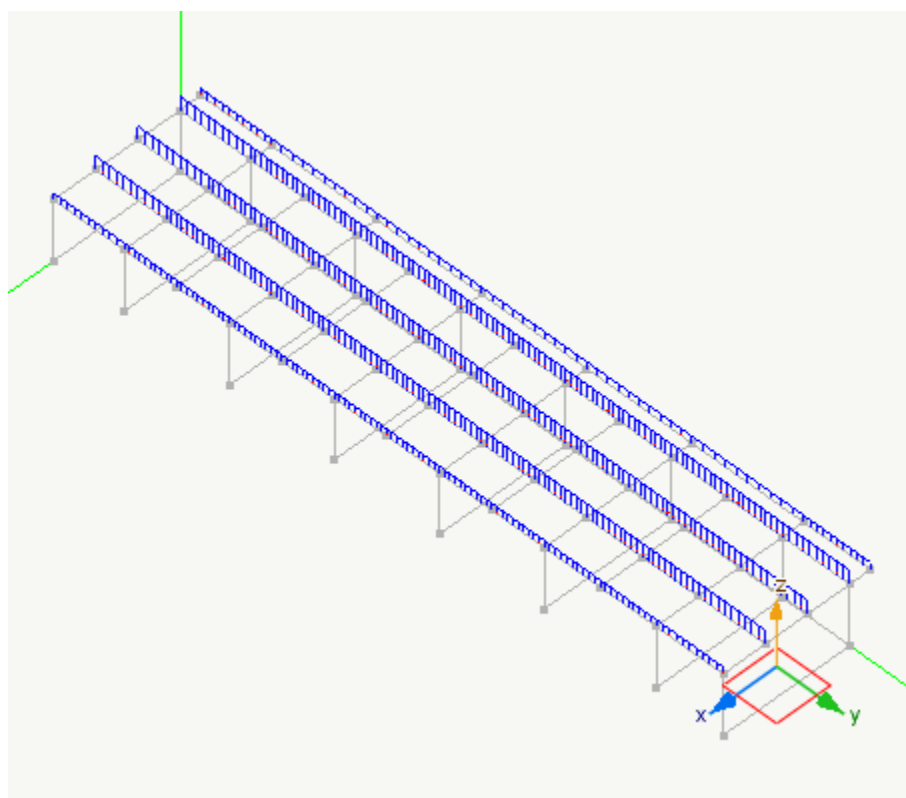
Di seguito si riportano i grafici dei carichi delle condizioni di carico statiche enumerate sopra:



Condizione di carico: Peso proprio: Grafico dei carichi



Condizione di carico: Permanenti NON strutturali: Grafico dei carichi



Condizione di carico: Sovraccarico folla: Grafico dei carichi

14.5. Le combinazioni di carico

Sono state prese in considerazione le combinazioni di carico di seguito elencate.

Le combinazioni di carico di servizio considerate sono le seguenti:

$0.60 * (1) \text{ Sovraccarico folla} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti NON strutturali} + 1.00 * (1) \text{ Peso proprio}$
 $1.00 * (1) \text{ Permanenti NON strutturali} + 1.00 * (1) \text{ Peso proprio}$
 $0.70 * (1) \text{ Sovraccarico folla} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti NON strutturali} + 1.00 * (1) \text{ Peso proprio}$
 $1.00 * (1) \text{ Permanenti NON strutturali} + 1.00 * (1) \text{ Peso proprio}$
 $1.00 * (1) \text{ Sovraccarico folla} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti NON strutturali} + 1.00 * (1) \text{ Peso proprio}$
 $1.00 * (1) \text{ Permanenti NON strutturali} + 1.00 * (1) \text{ Peso proprio}$

Le combinazioni di carico di danno considerate sono le seguenti:

$-0.30 * (1) \text{ Dinamica SLDh Y} + 0.60 * (1) \text{ Sovraccarico folla} + 1.00 * (1) \text{ Peso proprio} + -1.00 * (1) \text{ Dinamica SLDh X}$
 $-0.30 * (1) \text{ Dinamica SLDh Y} + 0.60 * (1) \text{ Sovraccarico folla} + 1.00 * (1) \text{ Peso proprio} + 1.00 * (1) \text{ Dinamica SLDh X}$
 $0.30 * (1) \text{ Dinamica SLDh Y} + 0.60 * (1) \text{ Sovraccarico folla} + 1.00 * (1) \text{ Peso proprio} + -1.00 * (1) \text{ Dinamica SLDh X}$
 $0.30 * (1) \text{ Dinamica SLDh Y} + 0.60 * (1) \text{ Sovraccarico folla} + 1.00 * (1) \text{ Peso proprio} + 1.00 * (1) \text{ Dinamica SLDh X}$
 $-0.30 * (1) \text{ Dinamica SLDh X} + 0.60 * (1) \text{ Sovraccarico folla} + 1.00 * (1) \text{ Peso proprio} + -1.00 * (1) \text{ Dinamica SLDh Y}$
 $-0.30 * (1) \text{ Dinamica SLDh X} + 0.60 * (1) \text{ Sovraccarico folla} + 1.00 * (1) \text{ Peso proprio} + 1.00 * (1) \text{ Dinamica SLDh Y}$
 $0.30 * (1) \text{ Dinamica SLDh X} + 0.60 * (1) \text{ Sovraccarico folla} + 1.00 * (1) \text{ Peso proprio} + -1.00 * (1) \text{ Dinamica SLDh Y}$
 $0.30 * (1) \text{ Dinamica SLDh X} + 0.60 * (1) \text{ Sovraccarico folla} + 1.00 * (1) \text{ Peso proprio} + 1.00 * (1) \text{ Dinamica SLDh Y}$
 $-0.30 * (1) \text{ Dinamica SLDh Y} + 0.60 * (1) \text{ Sovraccarico folla} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti NON strutturali} + 1.00 * (1) \text{ Peso proprio} + -1.00 * (1) \text{ Dinamica SLDh X}$
 $-0.30 * (1) \text{ Dinamica SLDh Y} + 0.60 * (1) \text{ Sovraccarico folla} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti NON strutturali} + 1.00 * (1) \text{ Peso proprio} + 1.00 * (1) \text{ Dinamica SLDh X}$
 $0.30 * (1) \text{ Dinamica SLDh Y} + 0.60 * (1) \text{ Sovraccarico folla} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti NON strutturali} + 1.00 * (1) \text{ Peso proprio} + -1.00 * (1) \text{ Dinamica SLDh X}$
 $0.30 * (1) \text{ Dinamica SLDh Y} + 0.60 * (1) \text{ Sovraccarico folla} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti NON strutturali} + 1.00 * (1) \text{ Peso proprio} + 1.00 * (1) \text{ Dinamica SLDh X}$
 $-0.30 * (1) \text{ Dinamica SLDh X} + 0.60 * (1) \text{ Sovraccarico folla} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti NON strutturali} + 1.00 * (1) \text{ Peso proprio} + -1.00 * (1) \text{ Dinamica SLDh Y}$
 $-0.30 * (1) \text{ Dinamica SLDh X} + 0.60 * (1) \text{ Sovraccarico folla} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti NON strutturali} + 1.00 * (1) \text{ Peso proprio} + 1.00 * (1) \text{ Dinamica SLDh Y}$
 $0.30 * (1) \text{ Dinamica SLDh X} + 0.60 * (1) \text{ Sovraccarico folla} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti NON strutturali} + 1.00 * (1) \text{ Peso proprio} + -1.00 * (1) \text{ Dinamica SLDh Y}$
 $0.30 * (1) \text{ Dinamica SLDh X} + 0.60 * (1) \text{ Sovraccarico folla} + 1.00 * (1) \text{ Permanenti NON strutturali} + 1.00 * (1) \text{ Peso proprio} + 1.00 * (1) \text{ Dinamica SLDh Y}$

Peso proprio + 1.00 * (1) Dinamica SLDh Y

Le combinazioni di progetto considerate sono:

-0.30 * (1) Dinamica SLVh Y + 0.60 * (1) Sovraccarico folla + 1.00 * (1) Peso proprio + -1.00 * (1) Dinamica SLVh X

-0.30 * (1) Dinamica SLVh Y + 0.60 * (1) Sovraccarico folla + 1.00 * (1) Peso proprio + 1.00 * (1) Dinamica SLVh X

0.30 * (1) Dinamica SLVh Y + 0.60 * (1) Sovraccarico folla + 1.00 * (1) Peso proprio + -1.00 * (1) Dinamica SLVh X

0.30 * (1) Dinamica SLVh Y + 0.60 * (1) Sovraccarico folla + 1.00 * (1) Peso proprio + 1.00 * (1) Dinamica SLVh X

-0.30 * (1) Dinamica SLVh X + 0.60 * (1) Sovraccarico folla + 1.00 * (1) Peso proprio + -1.00 * (1) Dinamica SLVh Y

-0.30 * (1) Dinamica SLVh X + 0.60 * (1) Sovraccarico folla + 1.00 * (1) Peso proprio + 1.00 * (1) Dinamica SLVh Y

0.30 * (1) Dinamica SLVh X + 0.60 * (1) Sovraccarico folla + 1.00 * (1) Peso proprio + -1.00 * (1) Dinamica SLVh Y

0.30 * (1) Dinamica SLVh X + 0.60 * (1) Sovraccarico folla + 1.00 * (1) Peso proprio + 1.00 * (1) Dinamica SLVh Y

1.50 * (1) Sovraccarico folla + 1.00 * (1) Peso proprio

1.00 * (1) Peso proprio

-0.30 * (1) Dinamica SLVh Y + 0.60 * (1) Sovraccarico folla + 1.00 * (1) Permanenti NON strutturali + 1.00 * (1) Peso proprio + -1.00 * (1) Dinamica SLVh X

-0.30 * (1) Dinamica SLVh Y + 0.60 * (1) Sovraccarico folla + 1.00 * (1) Permanenti NON strutturali + 1.00 * (1) Peso proprio + 1.00 * (1) Dinamica SLVh X

0.30 * (1) Dinamica SLVh Y + 0.60 * (1) Sovraccarico folla + 1.00 * (1) Permanenti NON strutturali + 1.00 * (1) Peso proprio + -1.00 * (1) Dinamica SLVh X

0.30 * (1) Dinamica SLVh Y + 0.60 * (1) Sovraccarico folla + 1.00 * (1) Permanenti NON strutturali + 1.00 * (1) Peso proprio + 1.00 * (1) Dinamica SLVh X

-0.30 * (1) Dinamica SLVh X + 0.60 * (1) Sovraccarico folla + 1.00 * (1) Permanenti NON strutturali + 1.00 * (1) Peso proprio + -1.00 * (1) Dinamica SLVh Y

-0.30 * (1) Dinamica SLVh X + 0.60 * (1) Sovraccarico folla + 1.00 * (1) Permanenti NON strutturali + 1.00 * (1) Peso proprio + 1.00 * (1) Dinamica SLVh Y

0.30 * (1) Dinamica SLVh X + 0.60 * (1) Sovraccarico folla + 1.00 * (1) Permanenti NON strutturali + 1.00 * (1) Peso proprio + -1.00 * (1) Dinamica SLVh Y

0.30 * (1) Dinamica SLVh X + 0.60 * (1) Sovraccarico folla + 1.00 * (1) Permanenti NON strutturali + 1.00 * (1) Peso proprio + 1.00 * (1) Dinamica SLVh Y

1.50 * (1) Sovraccarico folla + 1.50 * (1) Permanenti NON strutturali + 1.30 * (1) Peso proprio

1.50 * (1) Permanenti NON strutturali + 1.30 * (1) Peso proprio

14.6. 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	81.000
Numero di equazioni, o di righe e colonne della matrice	408.000
numero di blocchi in cui la matrice è	1.000

stata divisa	
numero di equazioni di ogni blocco in cui la matrice è stata divisa	408.000
zero algoritmico	0.000
tempo in secondi impiegato per l'analisi	0.300

14.7. Risultati dell'analisi modale

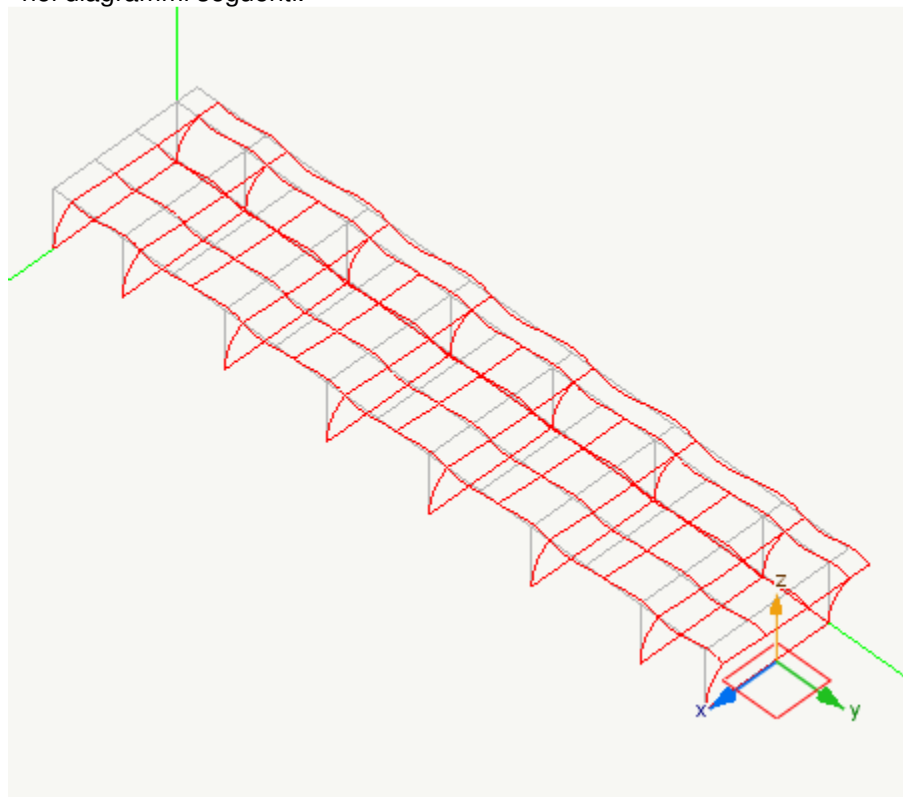
Il numero degli autovalori calcolati è pari a 8.000 e la tabella che segue contiene i valori dei periodi propri:

Modo	Periodo	Var. percentuale	Masse eccitate
1	1.218	0.00	49.866
2	0.476	60.94	0.094
3	0.449	5.63	40.188
4	0.420	6.48	0.233
5	0.378	9.92	4.014
6	0.335	11.46	0.017
7	0.297	11.21	2.270
8	0.270	9.23	0.000

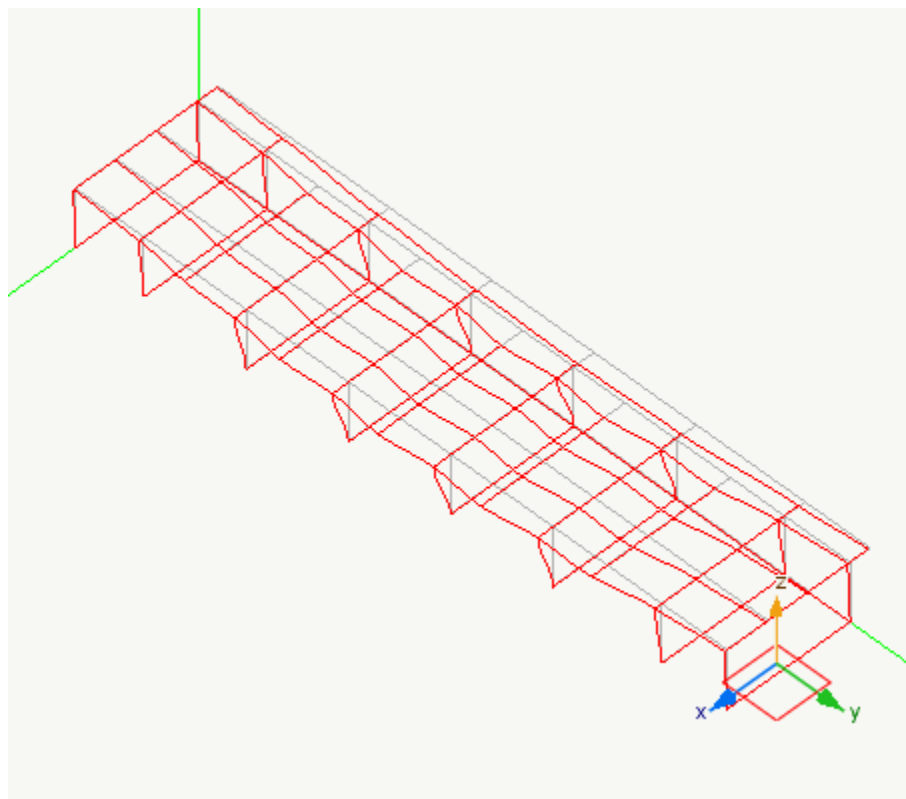
La somma delle masse relative eccitate dai modo considerati e' il 96.683% delle masse totali maggiore del 85% della massa totale e quindi il punto 7.3.3.1 della normativa risulta verificato

Siccome la variazione percentuale minima tra i periodi nel modello con spostamento è del 5.630% 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 0.499



Rappresentazione della forma modale relativa al modo 3.000 avente massa eccitata pari a 0.402

14.8. Progetto degli elementi strutturali monodimensionali in cemento armato

14.8.1. Diagrammi di involuppo delle sollecitazioni

14.8.1.1. Diagrammi di involuppo delle sollecitazioni assiali

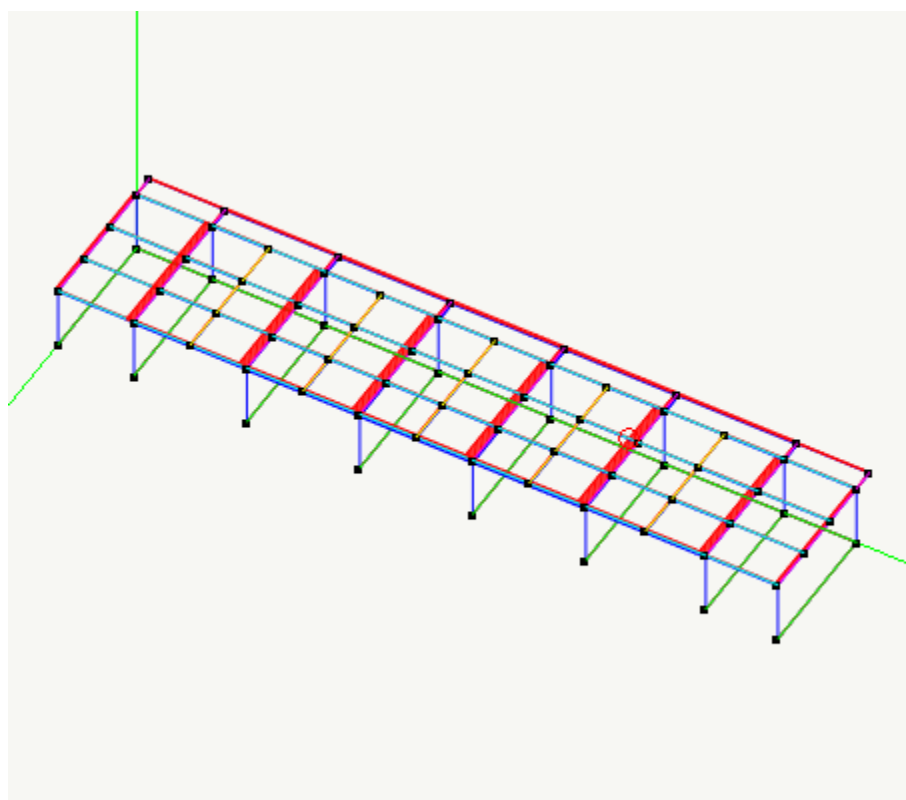


Diagramma di involuppo dello sforzo assiale - piano xy - $N_{max}=583.43$

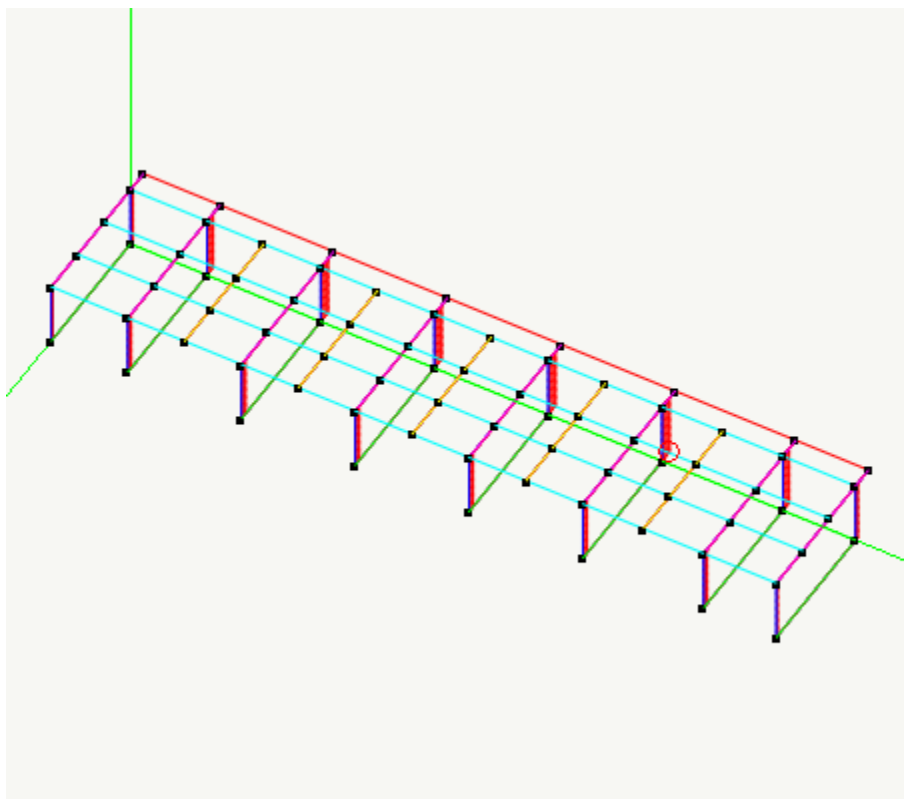


Diagramma di involucro dello sforzo assiale - piano yz - $N_{max}=14752.45$

14.1.2. Diagrammi di involucro delle sollecitazioni taglianti

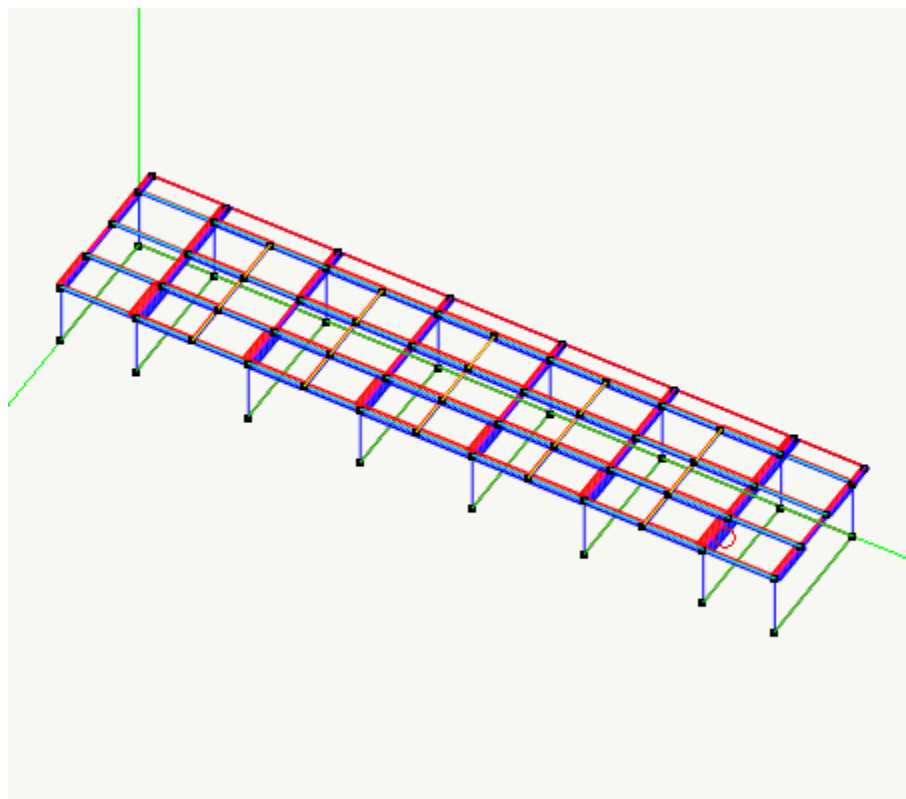


Diagramma di involucro del taglio - piano xy - $T_{max} = -125.15$

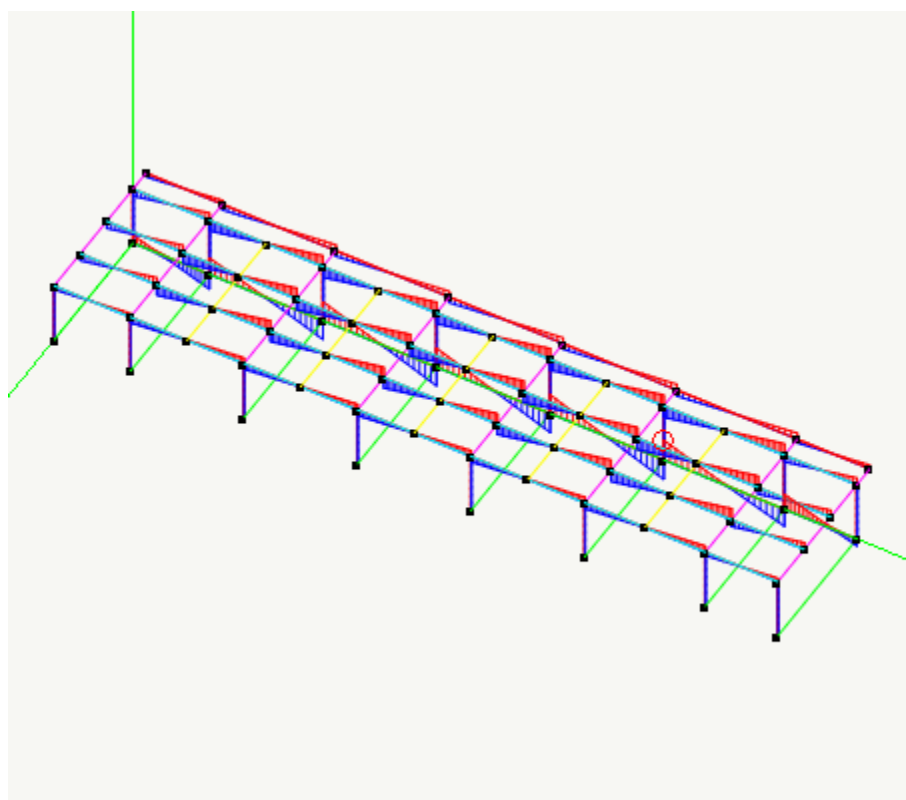


Diagramma di involucro del taglio - piano yz - $T_{max} = 4923.26$

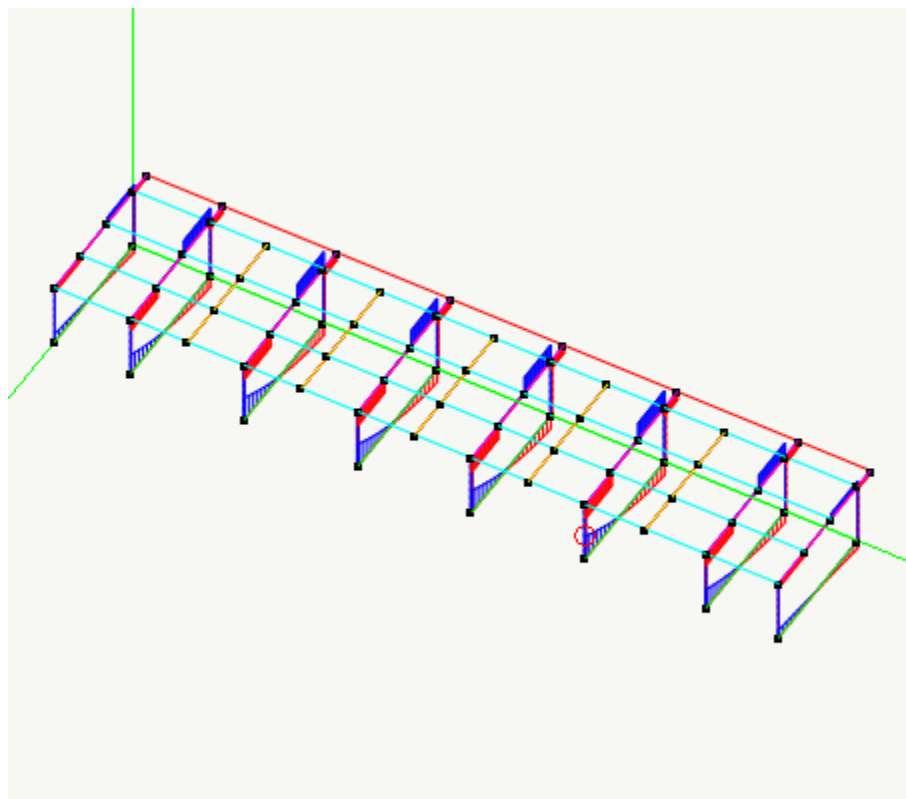


Diagramma di involucro del taglio - piano xz - $T_{max}=-8095.11$

14.1.3. Diagrammi di inviluppo delle sollecitazioni flettenti

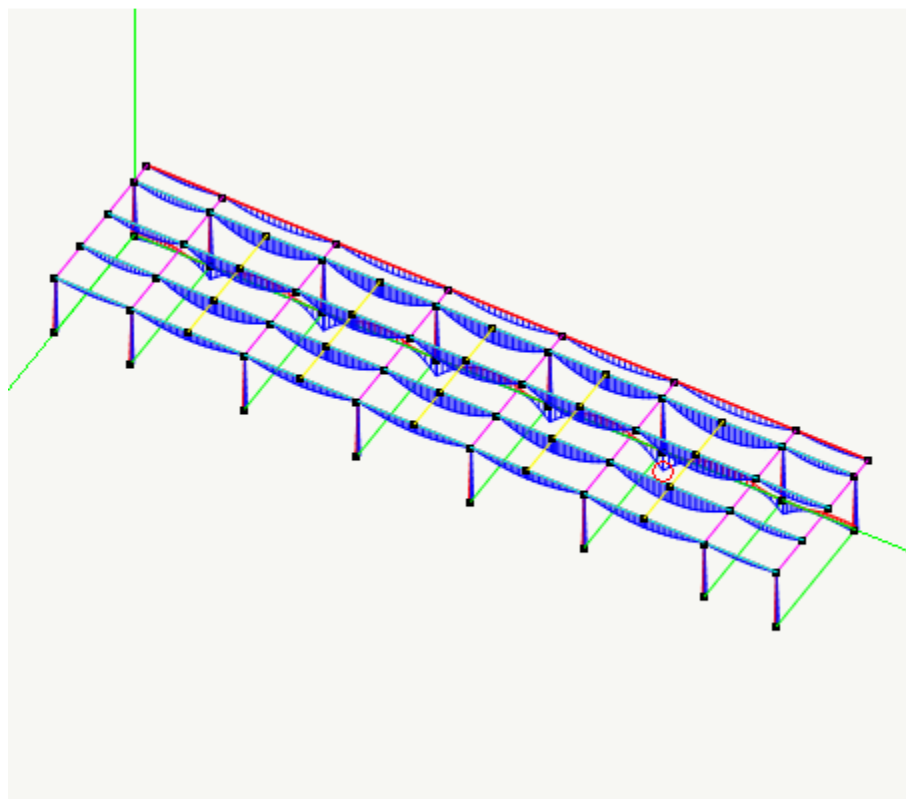


Diagramma di inviluppo del momento - piano yz

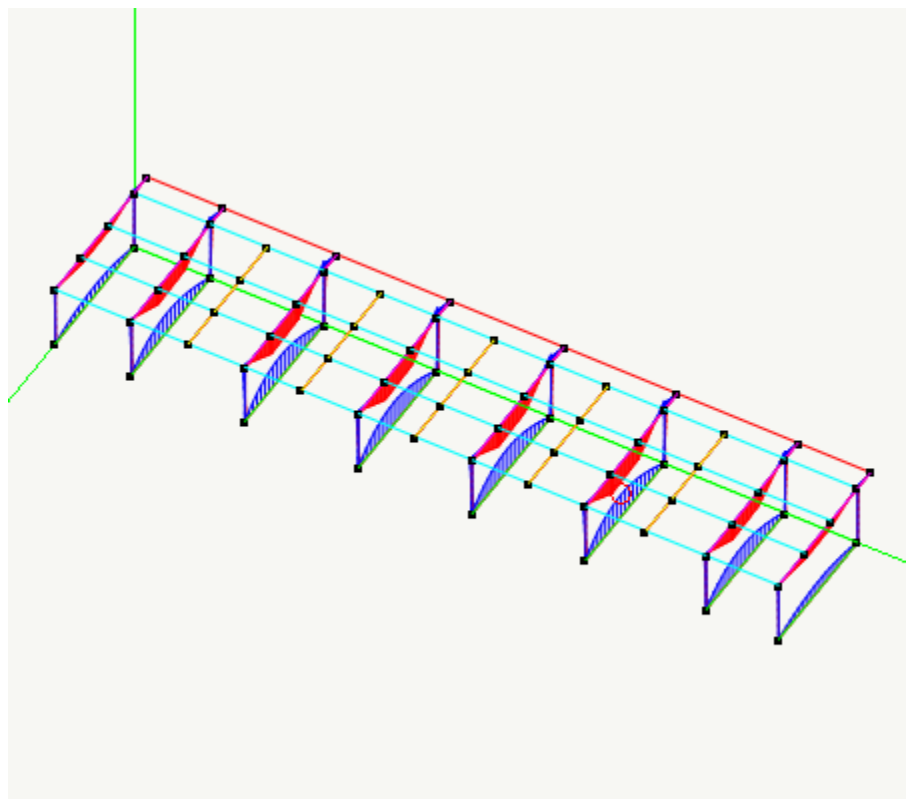
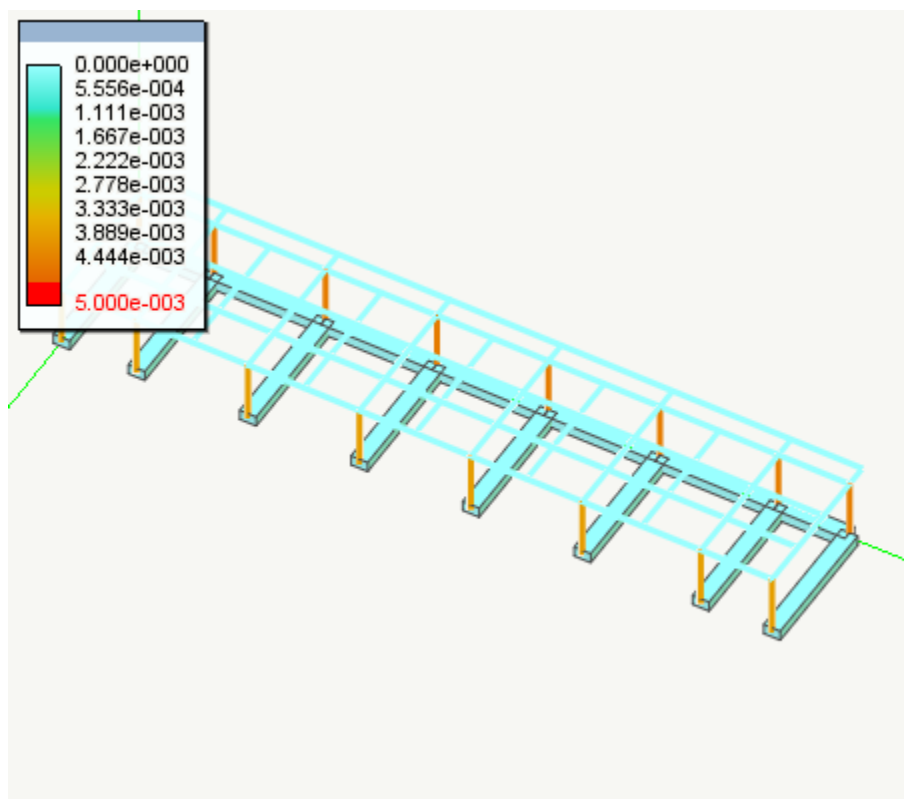


Diagramma di involucro del momento - piano xz

14.2. Verifiche dello stato limite del danno

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 $0.005h$. (punto 7.3.7.2. DM14/01/2008)

La figura seguente rappresenta i valori degli spostamenti relativi massimo su tutti i punti della struttura. In didascalia è riportato il valore massimo.

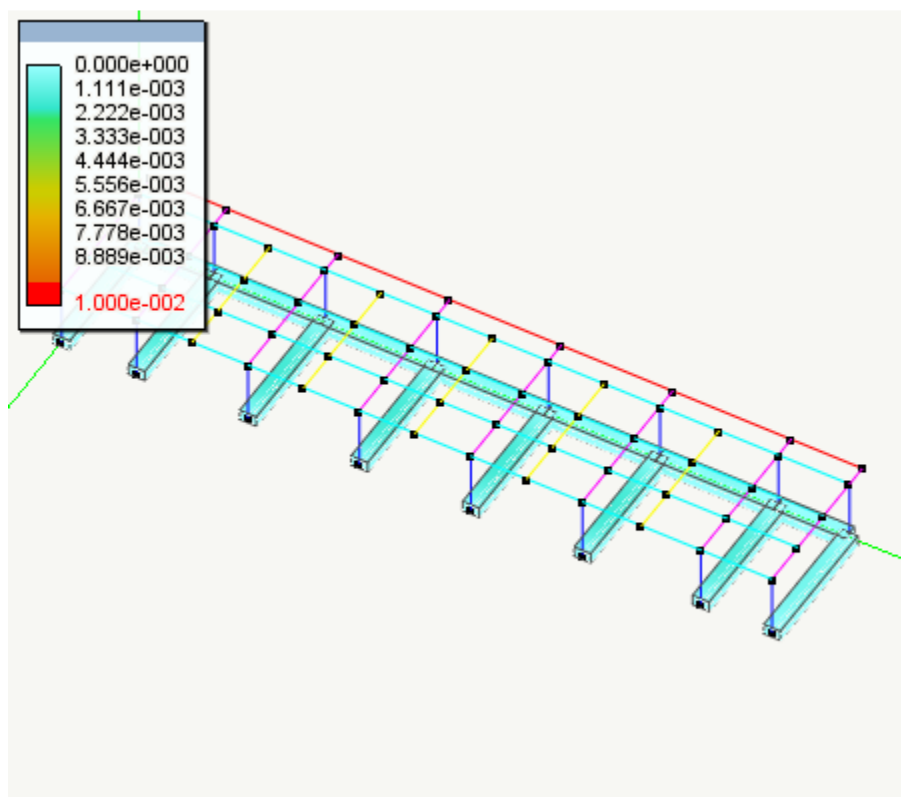
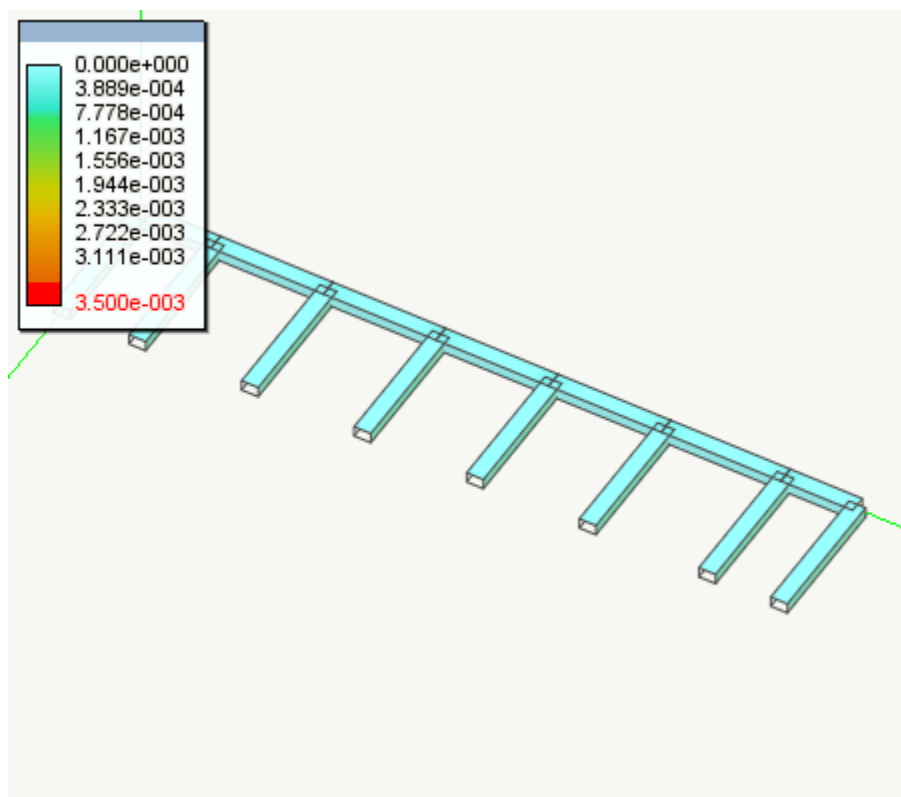


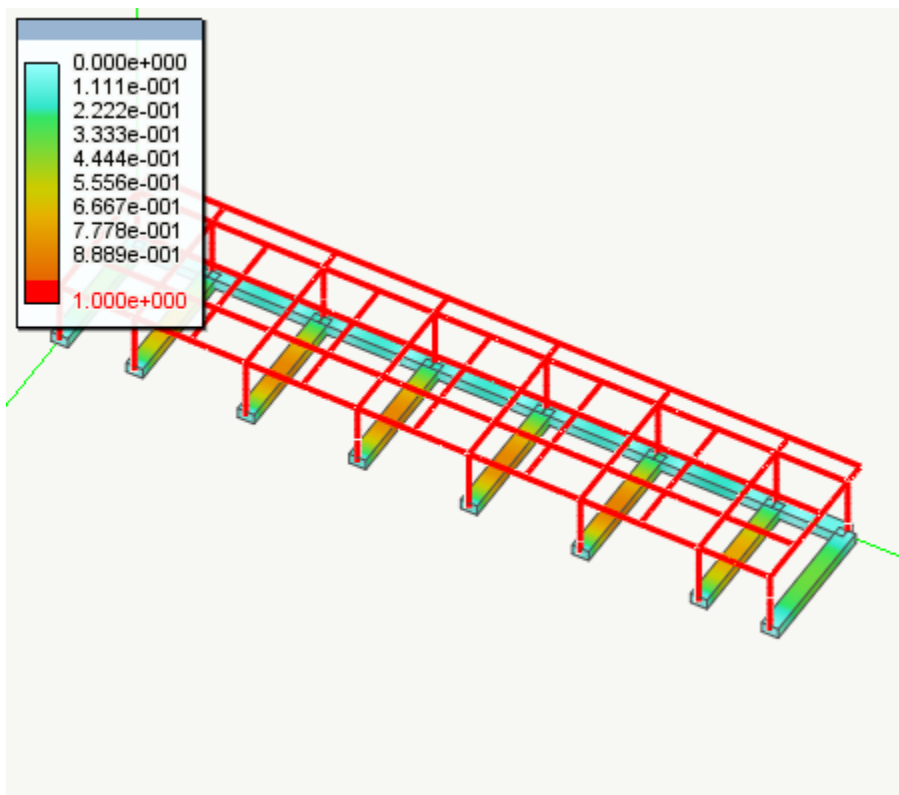
Massimo spostamento relativo 0.005 tra le quote 0 e 236

14.9. Verifiche per lo stato limite ultimo

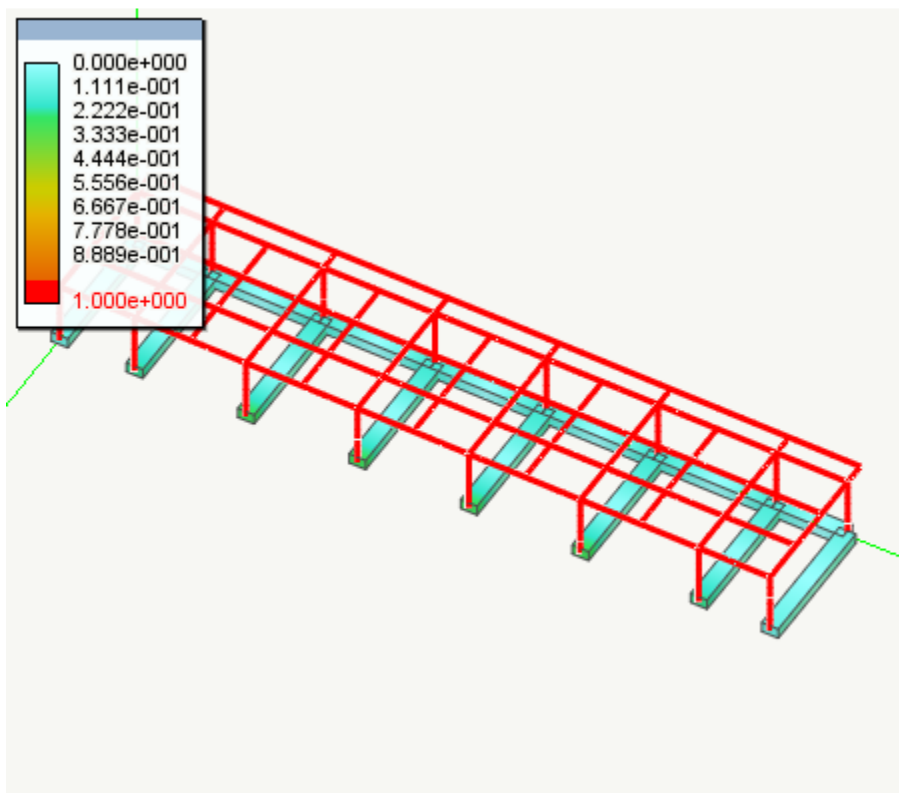
14.9.1. Verifiche di resistenza

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





Coefficiente di sfruttamento a flessione Massimo: 0.88



Coefficiente di sfruttamento a taglio di progetto Massimo: 0.27

Tale coefficiente va inteso come rapporto tra azioni agenti (N_x , M_y , M_z) 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 (N_x , M_y , M_z). 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.

14.10. Verifiche per lo stato limite di esercizio

14.10.1. Fessurazione

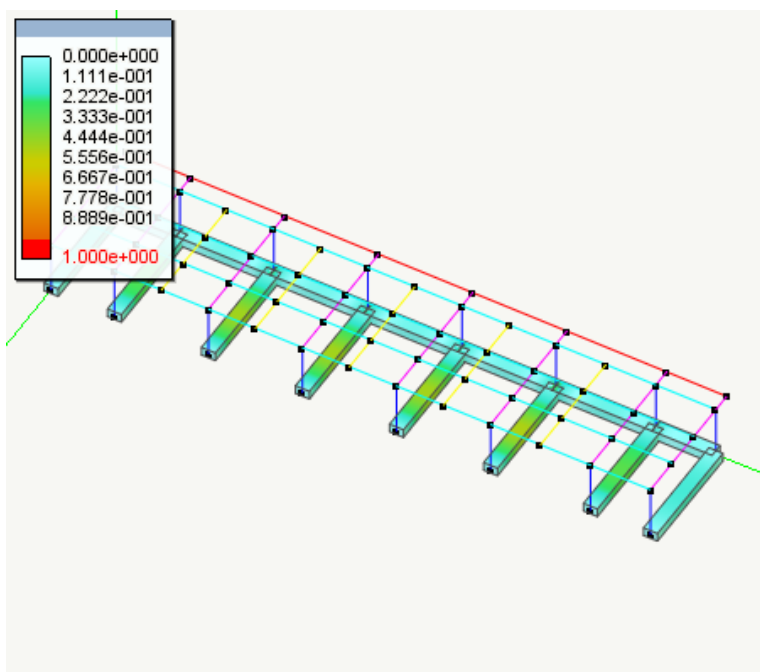
Secondi quanto dettato dal DM 14/01/2008 si considera per la struttura in esame le seguenti esigenze:

Ambiente:	Aggressivo
Gruppo esigenze:	A
Sensibilità armatura:	Poco sensibile

queste comportano il controllo dei seguenti stati limite:

combinazione di carico:	Stato limite: apertura fessure
Frequente	$\leq w_3=0.4\text{mm}$
Quasi permanente	$\leq w_2=0.3\text{mm}$

La figura riportata di seguito riassume quanto su riportato.



Valore massimo: 0.511

14.10.2. Tensioni di esercizio

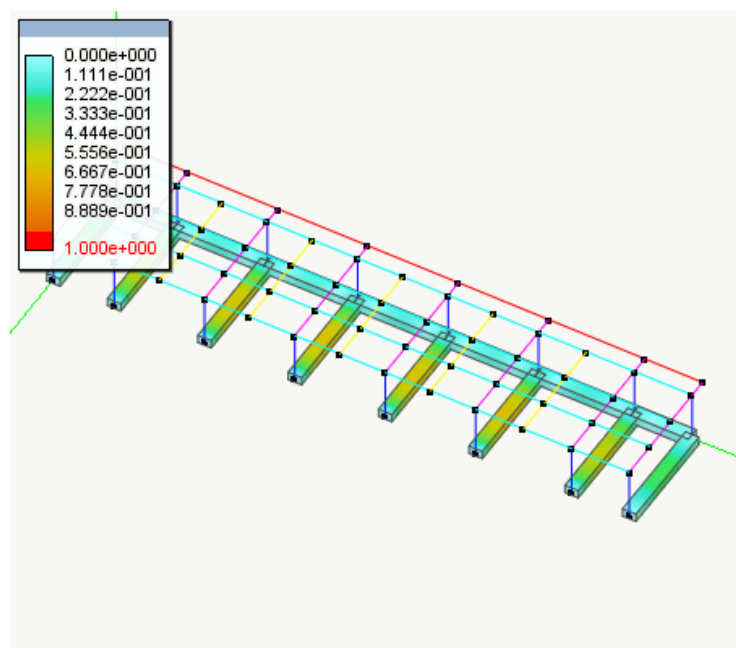
Per la struttura in esame che come detto è esposta ad ambiente de gruppo A del prospetto 7.1 sono stati rispettati (vedi figura seguente e tabulati analitici) i seguenti limiti di compressione nel calcestruzzo:

combinazione di carico rara $0.600 f_{ck}$

combinazione di carico quasi permanente: $0.450 f_{ck}$

e di trazione nell'acciaio

combinazione di carico rara $0.800 f_{yk}$



tensioni di esercizio della struttura

Massimo: 6.535e-001

14.11. Conclusioni

A seguito dei calcoli e delle verifiche effettuate sulla struttura in oggetto è emerso che:

- 1) La deformazione del calcestruzzo è pari a $0.0006 \leq 0.0020$;
- 2) La deformazione dell'acciaio è pari a $0.0017 \leq 0.0100$;
- 3) Il coefficiente di sfruttamento dei materiali degli elementi è pari a $0.88 \leq 1.00$;
- 4) Il coefficiente di sfruttamento dei materiali a taglio è pari a $0.27 < 1.00$;
- 5) Il fattore di verifica a fessurazione per lo stato limite di apertura delle fessure è pari a $0.51 \leq 1.00$;
- 6) Il fattore di verifica per lo stato limite delle tensioni di esercizio è pari a $0.65 \leq 1.00$;
- 7) La verifica allo stato limite di danno è soddisfatta avendosi uno spostamento relativo massimo pari a 0.0046 inferiore a 0.0050 ;
- 8) La somma delle masse relative eccitate dai modi considerati è il 96.68% delle masse totali.

14.12. Progetto delle membrature in acciaio

14.12.1. Generalità

La verifica delle membrature metalliche di questa struttura e' stato 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.

14.12.2. 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.

14.12.3. 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 sismica con classe di duttilità bassa.

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 S275 avente una resistenza di snervamento di 2804.220kg/cm² e una resistenza di collasso di 4384.780kg/cm²

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

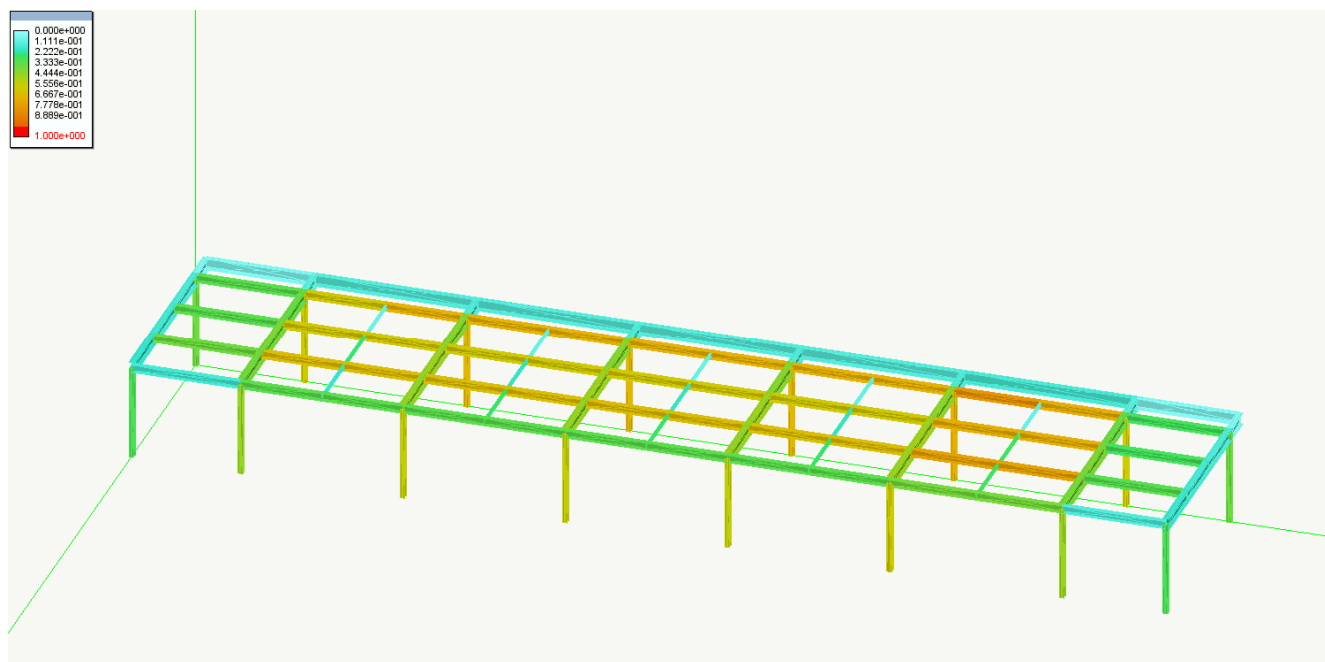
coefficiente di sicurezza parziale resistenza delle sezioni di classe 1,2,3,4 :	1.050
coefficiente di sicurezza parziale per resistenza all'instabilità delle membrature:	1.050
coeff. di sicur. parz. per resistenza nei riguardi della frattura delle sezioni tese indebolite da fori:	1.250
fattore di sovrarresistenza:	1.100

14.13. Sicurezza delle membrature in acciaio

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

14.13.1. Verifiche allo stato limite ultimo

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



Involuppo delle verifiche di resistenza e stabilità

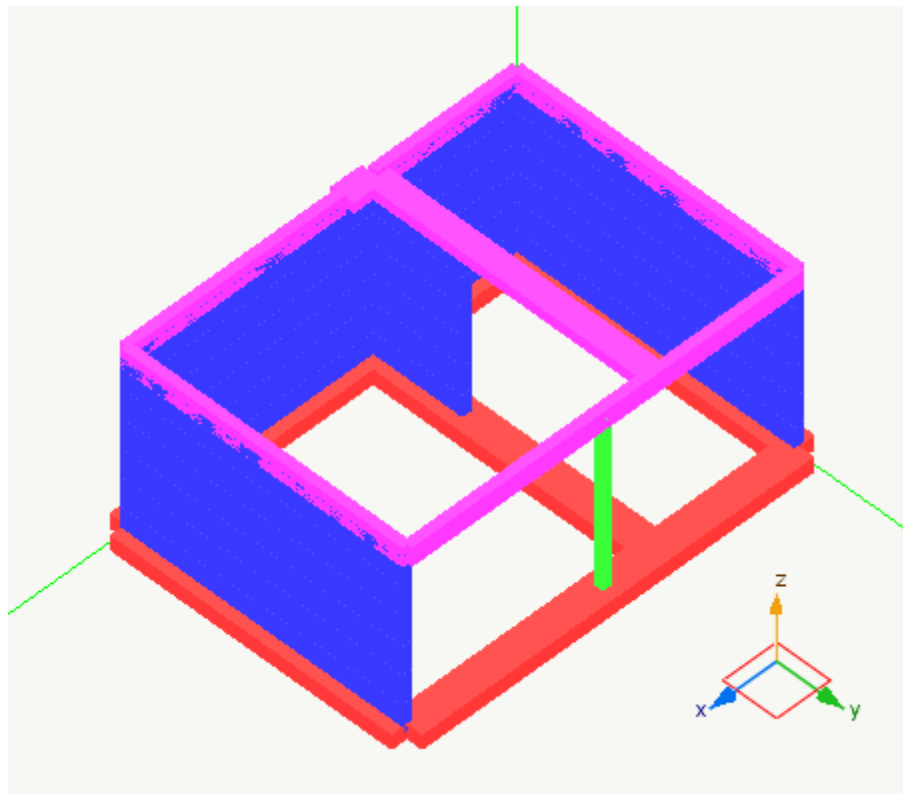
15. Locale ricreativo gestore impianto

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

Di seguito si riporta una breve descrizione della struttura.

La struttura di tale locale si compone di setti in muratura portante tipo Poroton P800 su tre lati, con un pilastro secondario sul fronte sud. Il solaio è a struttura in lastre prefabbricate tipo predalles con travi in calcestruzzo armato e cordoli di collegamento della muratura.

Le fondazioni sono del tipo continuo con travi di fondazione a collegare pareti murarie e pilastro.



Vista anteriore

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

15.1. Il modello della struttura

Il modello è costituito da 299 nodi e da 337 elementi.

Nel modello vi sono:

91 elementi lineari a due nodi

246 elementi piani a quattro nodi

Il tipo di elementi impiegati è il seguente:

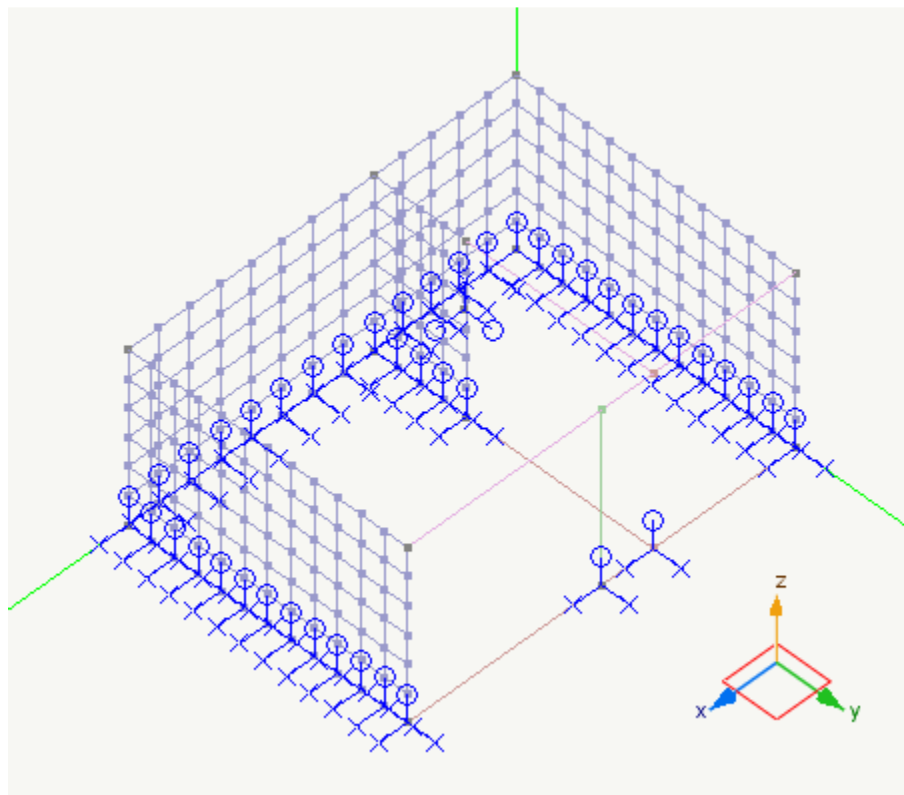
46 elementi trave a sezione rettangolare

45 elementi trave su suolo elastico alla winkler

246 elementi lastra-piastra

0 elementi solidi

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



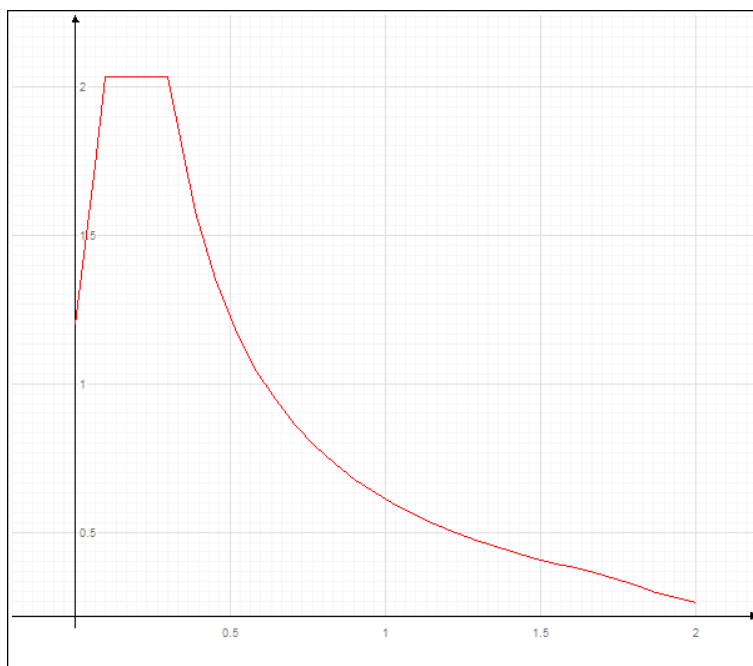
Nella struttura è stato impiegato il metodo Master-Slave per modellare impalcati rigidi.

15.2. 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	31.392	0.000	0.000	
Dinamica SLDh Y	SLDh	0.000	31.392	0.000	
Dinamica SLVh X	SLVh	65.727	0.000	0.000	
Dinamica SLVh Y	SLVh	0.000	65.727	0.000	
Dinamica SLOh X	SLOh	24.525	0.000	0.000	
Dinamica SLOh Y	SLOh	0.000	24.525	0.000	

Sono stati impiegati i seguenti spettri di risposta:

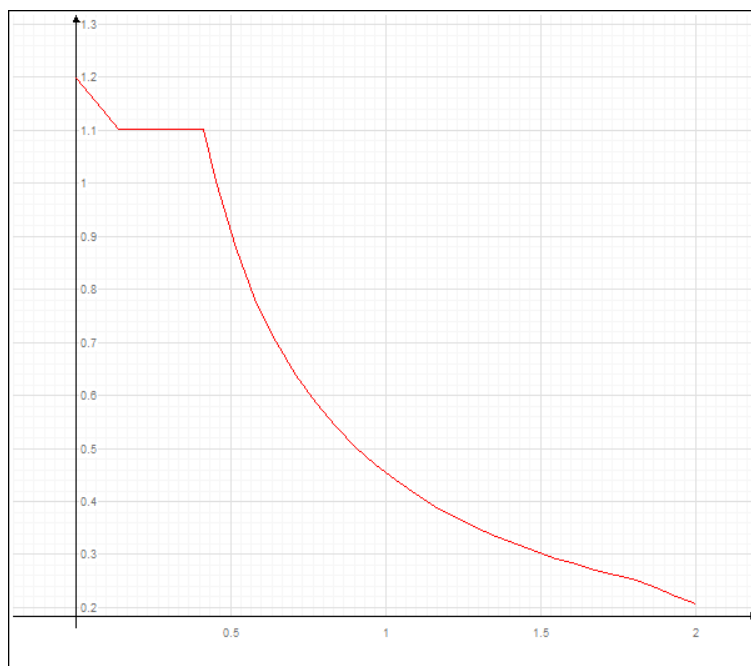


Spettro: SLDh.

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

Tipo	A_g/g	T_c	F_o	S	Fattore di struttura q
Stato Limite di Danno	0.032	0.217	2.537	1.200	1.500

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.

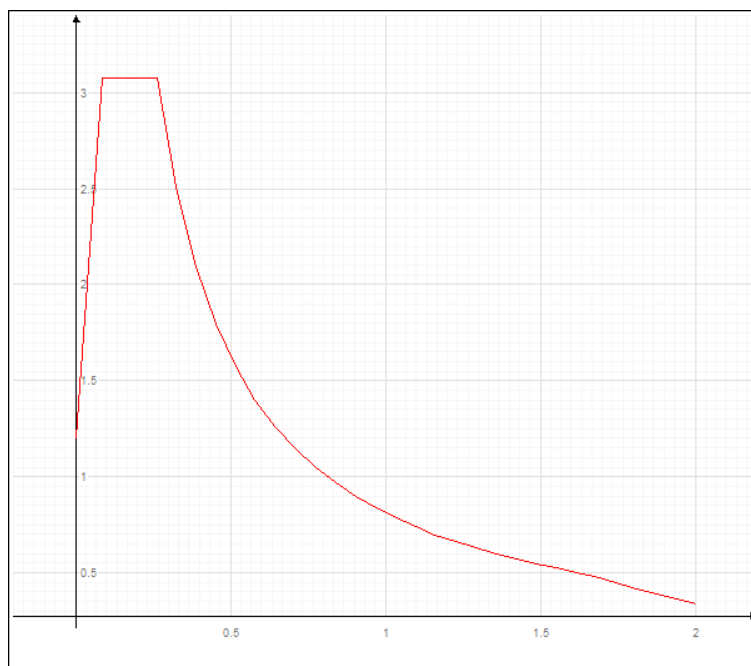


Spettro: SLVh.

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 struttura q
Stato Limite di salvaguardia della Vita	0.067	0.302	2.586	1.200	2.800

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.



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 struttura q
Stato Limite di Operatività	0.025	0.191	2.544	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.

15.3. 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.

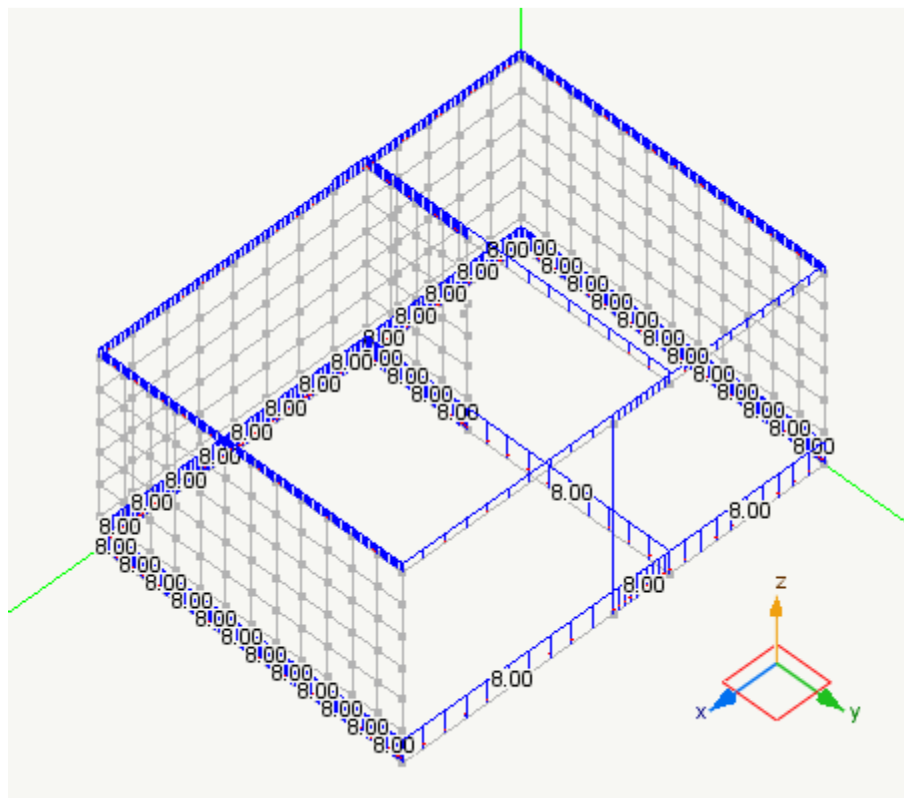
Nome carico	Tipo carico associato
(1) Neve	Neve ($q < 1000$)
(1) Permanente	Permanente
(1) PEso proprio	Permanente
(1) Dinamica SLDh X	Sismico SLD
(1) Dinamica SLDh Y	Sismico SLD
(1) Dinamica SLVh X	Sismico SLV
(1) Dinamica SLVh Y	Sismico SLV
(1) Dinamica SLOh X	Sismico SLO
(1) Dinamica SLOh Y	Sismico SLO

15.4. Condizioni di carico

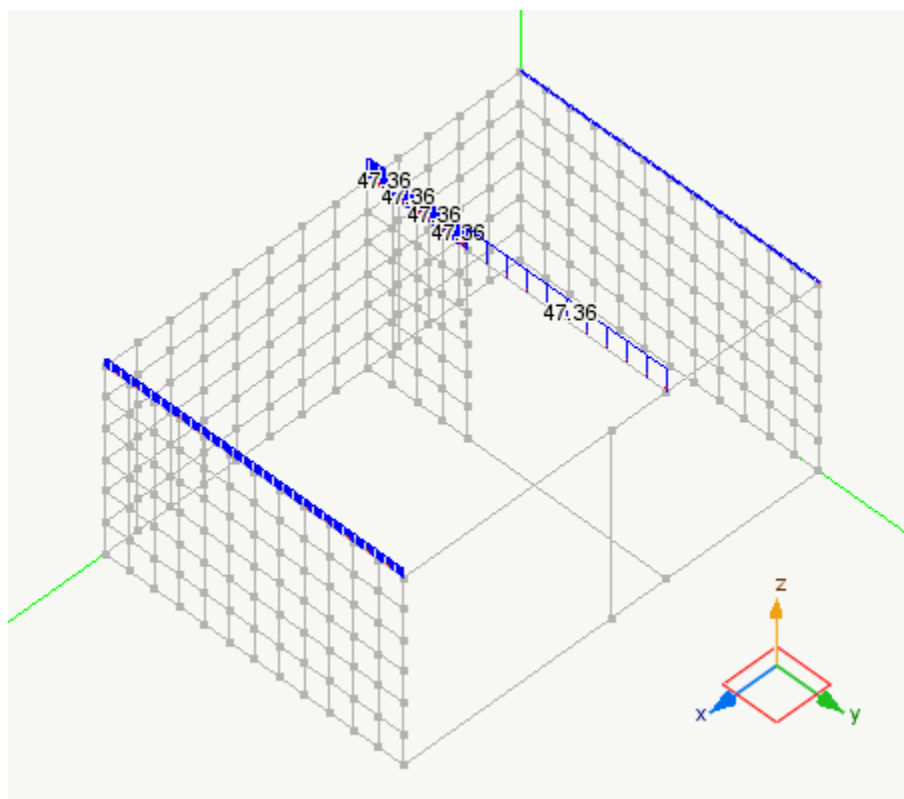
I nomi delle condizioni di carico statiche impiegate sono i seguenti:

- 1) PEso proprio
- 2) Permanente
- 3) Neve

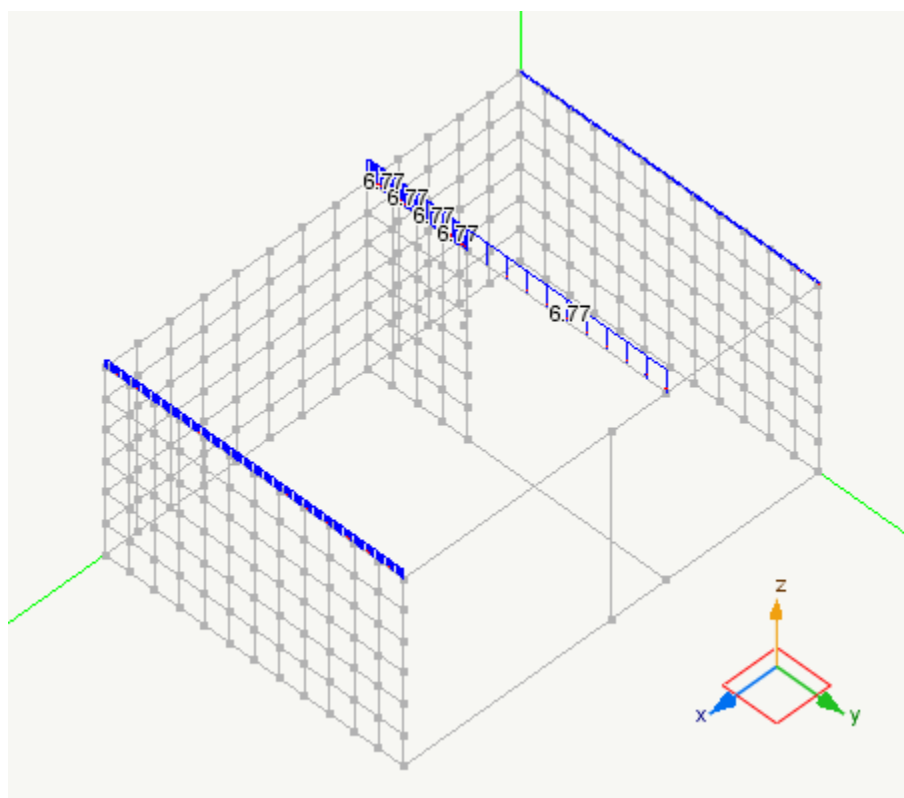
Di seguito si riportano i grafici dei carichi delle condizioni di carico statiche enumerate sopra:



Condizione di carico: PEso proprio: Grafico dei carichi



Condizione di carico: Permanente: Grafico dei carichi



Condizione di carico: Neve: Grafico dei carichi

15.5. Le combinazioni di carico

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:

$1.00 * (1) \text{ Permanente} + 1.00 * (1) \text{ PEso proprio}$
 $0.20 * (1) \text{ Neve} + 1.00 * (1) \text{ Permanente} + 1.00 * (1) \text{ PEso proprio}$
 $1.00 * (1) \text{ Permanente} + 1.00 * (1) \text{ PEso proprio}$
 $1.00 * (1) \text{ Neve} + 1.00 * (1) \text{ Permanente} + 1.00 * (1) \text{ PEso proprio}$
 $1.00 * (1) \text{ Permanente} + 1.00 * (1) \text{ PEso proprio}$

Le combinazioni di carico di danno considerate sono le seguenti:

$-0.30 * (1) \text{ Dinamica SLDh Y} + 1.00 * (1) \text{ Permanente} + 1.00 * (1) \text{ PEso proprio} + -1.00 * (1) \text{ Dinamica SLDh X}$
 $-0.30 * (1) \text{ Dinamica SLDh Y} + 1.00 * (1) \text{ Permanente} + 1.00 * (1) \text{ PEso proprio} + 1.00 * (1) \text{ Dinamica SLDh X}$
 $0.30 * (1) \text{ Dinamica SLDh Y} + 1.00 * (1) \text{ Permanente} + 1.00 * (1) \text{ PEso proprio} + -1.00 * (1) \text{ Dinamica SLDh X}$
 $0.30 * (1) \text{ Dinamica SLDh Y} + 1.00 * (1) \text{ Permanente} + 1.00 * (1) \text{ PEso proprio} + 1.00 * (1) \text{ Dinamica SLDh X}$
 $-0.30 * (1) \text{ Dinamica SLDh X} + 1.00 * (1) \text{ Permanente} + 1.00 * (1) \text{ PEso proprio} + -1.00 * (1) \text{ Dinamica SLDh Y}$
 $-0.30 * (1) \text{ Dinamica SLDh X} + 1.00 * (1) \text{ Permanente} + 1.00 * (1) \text{ PEso proprio} + 1.00 * (1) \text{ Dinamica SLDh Y}$
 $0.30 * (1) \text{ Dinamica SLDh X} + 1.00 * (1) \text{ Permanente} + 1.00 * (1) \text{ PEso proprio} + -1.00 * (1) \text{ Dinamica SLDh Y}$
 $0.30 * (1) \text{ Dinamica SLDh X} + 1.00 * (1) \text{ Permanente} + 1.00 * (1) \text{ PEso proprio} + 1.00 * (1) \text{ Dinamica SLDh Y}$

Le combinazioni di progetto considerate sono:

$-0.30 * (1) \text{ Dinamica SLVh Y} + 1.00 * (1) \text{ Permanente} + 1.00 * (1) \text{ PEso proprio} + -1.00 * (1) \text{ Dinamica SLVh X}$
 $-0.30 * (1) \text{ Dinamica SLVh Y} + 1.00 * (1) \text{ Permanente} + 1.00 * (1) \text{ PEso proprio} + 1.00 * (1) \text{ Dinamica SLVh X}$
 $0.30 * (1) \text{ Dinamica SLVh Y} + 1.00 * (1) \text{ Permanente} + 1.00 * (1) \text{ PEso proprio} + -1.00 * (1) \text{ Dinamica SLVh X}$
 $0.30 * (1) \text{ Dinamica SLVh Y} + 1.00 * (1) \text{ Permanente} + 1.00 * (1) \text{ PEso proprio} + 1.00 * (1) \text{ Dinamica SLVh X}$
 $-0.30 * (1) \text{ Dinamica SLVh X} + 1.00 * (1) \text{ Permanente} + 1.00 * (1) \text{ PEso proprio} + -1.00 * (1) \text{ Dinamica SLVh Y}$
 $-0.30 * (1) \text{ Dinamica SLVh X} + 1.00 * (1) \text{ Permanente} + 1.00 * (1) \text{ PEso proprio} + 1.00 * (1) \text{ Dinamica SLVh Y}$
 $0.30 * (1) \text{ Dinamica SLVh X} + 1.00 * (1) \text{ Permanente} + 1.00 * (1) \text{ PEso proprio} + -1.00 * (1) \text{ Dinamica SLVh Y}$
 $0.30 * (1) \text{ Dinamica SLVh X} + 1.00 * (1) \text{ Permanente} + 1.00 * (1) \text{ PEso proprio} + 1.00 * (1) \text{ Dinamica SLVh Y}$
 $1.50 * (1) \text{ Neve} + 1.00 * (1) \text{ Permanente} + 1.00 * (1) \text{ PEso proprio}$
 $1.00 * (1) \text{ Permanente} + 1.00 * (1) \text{ PEso proprio}$
 $1.50 * (1) \text{ Neve} + 1.30 * (1) \text{ Permanente} + 1.30 * (1) \text{ PEso proprio}$
 $1.30 * (1) \text{ Permanente} + 1.30 * (1) \text{ PEso proprio}$

15.6. Presentazione dei risultati delle analisi

15.6.1. 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	570.000
Numero di equazioni, o di righe e colonne della matrice	1527.000
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	1527.000
zero algoritmico	0.000
tempo in secondi impiegato per l'analisi	0.150

15.6.2. Risultati dell'analisi modale

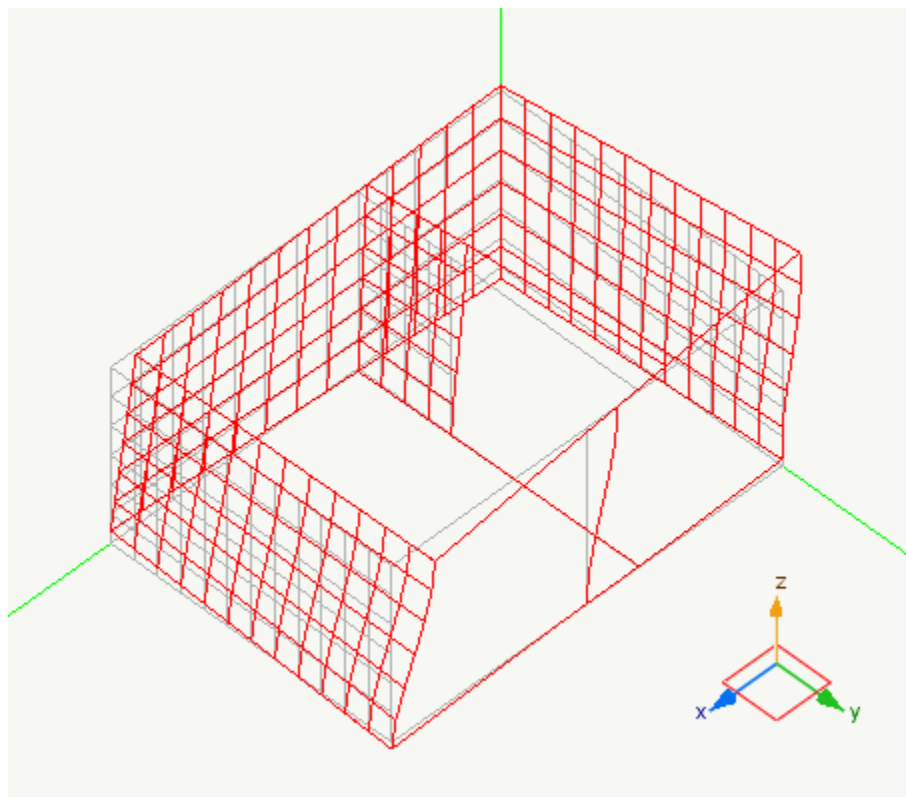
Il numero degli autovalori calcolati è pari a 15.000 e la tabella che segue contiene i valori dei periodi propri:

Modo	Periodo	Var. percentuale	Masse eccitate
1	0.286	0.00	35.153
2	0.157	45.14	46.163
3	0.085	45.75	0.011
4	0.084	0.93	1.955
5	0.071	15.49	0.391
6	0.066	7.17	2.136
7	0.065	1.00	0.358
8	0.063	3.93	1.040
9	0.058	8.32	6.509
10	0.048	17.10	0.119
11	0.046	4.19	0.020
12	0.043	5.94	0.058
13	0.041	4.73	0.101
14	0.031	24.61	0.011
15	0.031	0.77	0.299

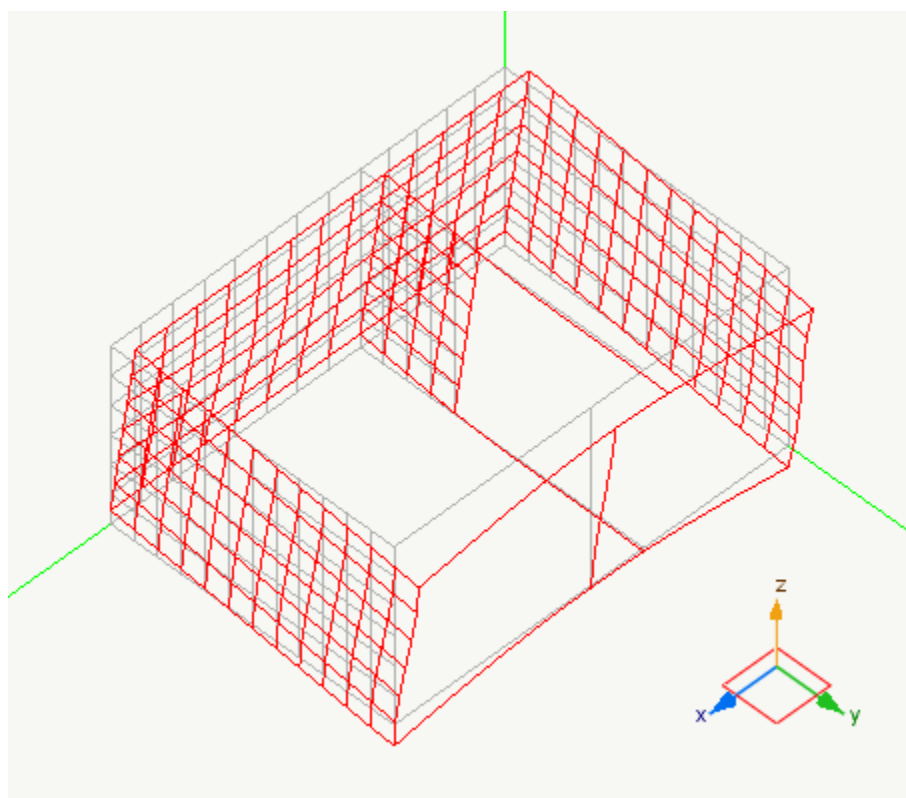
La somma delle masse relative eccitate dai modo considerati e' il 94.325% delle masse totali maggiore del 85% della massa totale e quindi il punto 7.3.3.1 della normativa risulta verificato

Siccome la variazione percentuale minima tra i periodi nel modello con spostamento è del 0.770% ed è inferiore al 10% si utilizza nel calcolo delle azioni sismiche la combinazione quadratica completa (CQC).

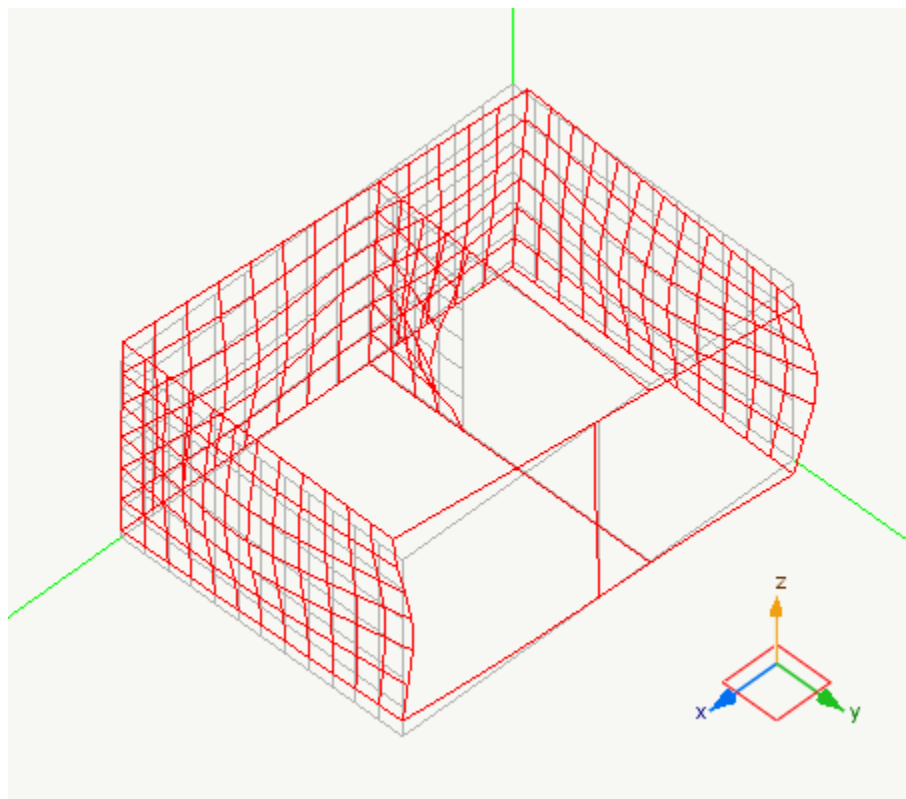
Si riportano le forme modali della struttura relative agli autovettori più significativi (solo i modi con masse eccitare maggiori del 5%) nei diagrammi seguenti.



Rappresentazione della forma modale relativa al modo 1.000 avente massa eccitata pari a 0.352



Rappresentazione della forma modale relativa al modo 2.000 avente massa eccitata pari a 0.462



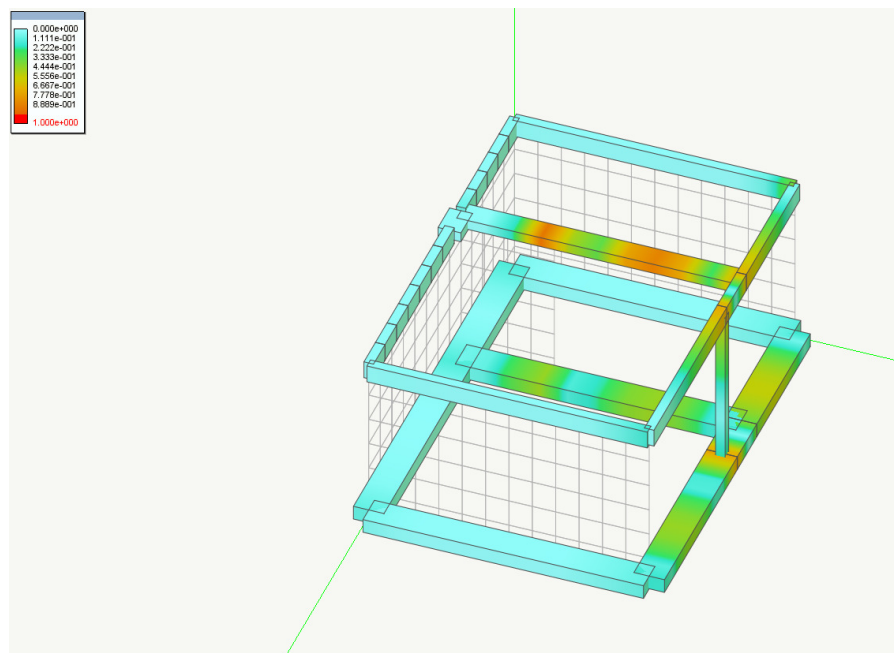
Rappresentazione della forma modale relativa al modo 9.000 avente massa eccitata pari a 0.065

15.7. Progetto degli elementi strutturali monodimensionali in cemento armato

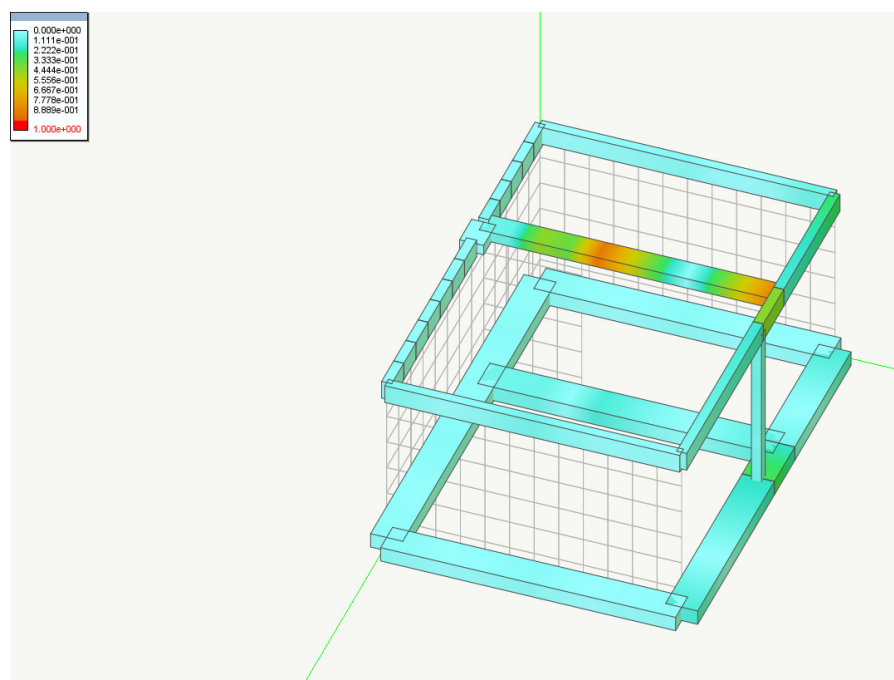
15.8. Verifiche per lo stato limite ultimo

15.8.1. Verifiche di resistenza

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



Coefficiente di sfruttamento a flessione Massimo: 0.93



Coefficiente di sfruttamento a taglio di progetto Massimo: 0.92

Tale coefficiente va inteso come rapporto tra azioni agenti (N_x , M_y , M_z) 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 (N_x , M_y , M_z). 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.

15.9. Verifiche per lo stato limite di esercizio

15.9.1. Tensioni di esercizio

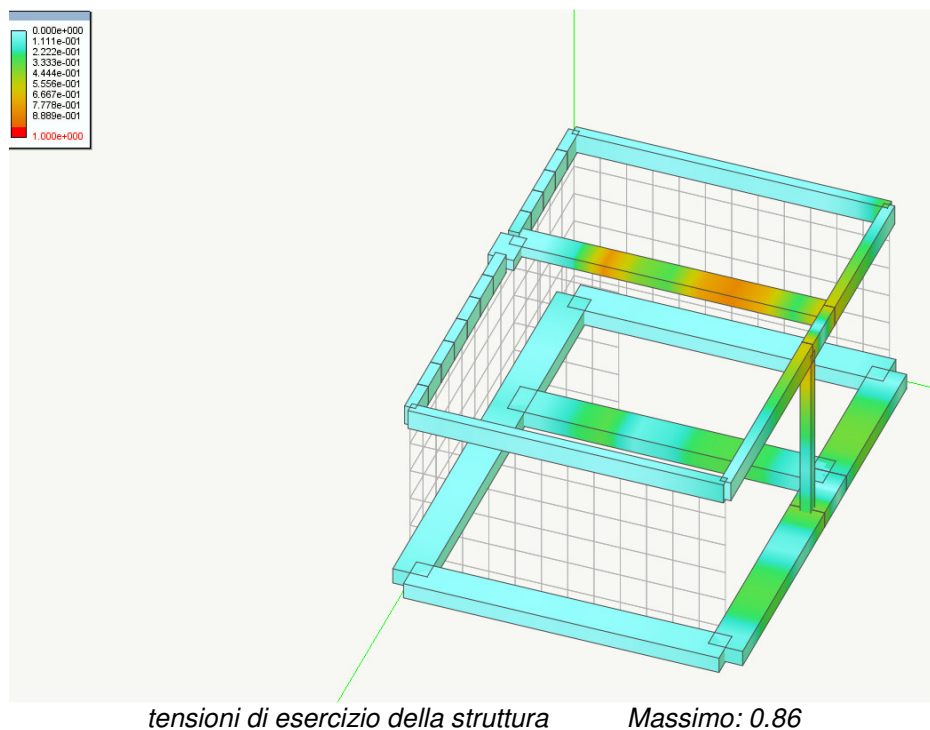
Per la struttura in esame che come detto è esposta ad ambiente de gruppo A del prospetto 7.1 sono stati rispettati (vedi figura seguente e tabulati analitici) i seguenti limiti di compressione nel calcestruzzo:

combinazione di carico rara $0.600 f_{ck}$

combinazione di carico quasi permanente: $0.450 f_{ck}$

e di trazione nell'acciaio

combinazione di carico rara $0.800 f_{yk}$



15.10. Verifiche di sicurezza delle murature

La struttura in oggetto contiene strutture in muratura che verranno verificate nel seguito secondo quanto dettato dal capitolo 4 e 7 delle norme tecniche sulle costruzioni.

15.11. Generalità

La verifica delle murature di questa struttura e' stata condotta con l'ambiente WALLVERINE del programma Nolian All-in-One prodotto dalla Softing S.r.l. di Roma.

La verifica dei maschi murari e delle fasce sono riportate nell'allegato analitico di calcolo di WALLVERINE.

15.12. Note su WallVerine

Wallverine è un ambiente di Nolian All-in-One per la di strutture nuove o esistenti in Muratura. Wallverine acquisisce direttamente il modello di calcolo e gli stati di sollecitazione da Nòlian All-in-One, pertanto, esso opera sui dati di un modello ad elementi finiti di una struttura tridimensionale del tutto generale comunque sollecitata. Durante la fase di redazione delle stampe analitiche effettuate dal programma, vengono 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 in corso di progettazione.

15.13. Criteri di calcolo

La struttura in muratura oggetto della presente relazione è di nuova costruzione quindi la verifica delle membrature strutturali e' stata effettuata tenendo conto del capitolo 4, 7 del D.M. 14/01/2008.

Il coefficiente parziale di sicurezza è pari a 2.5.

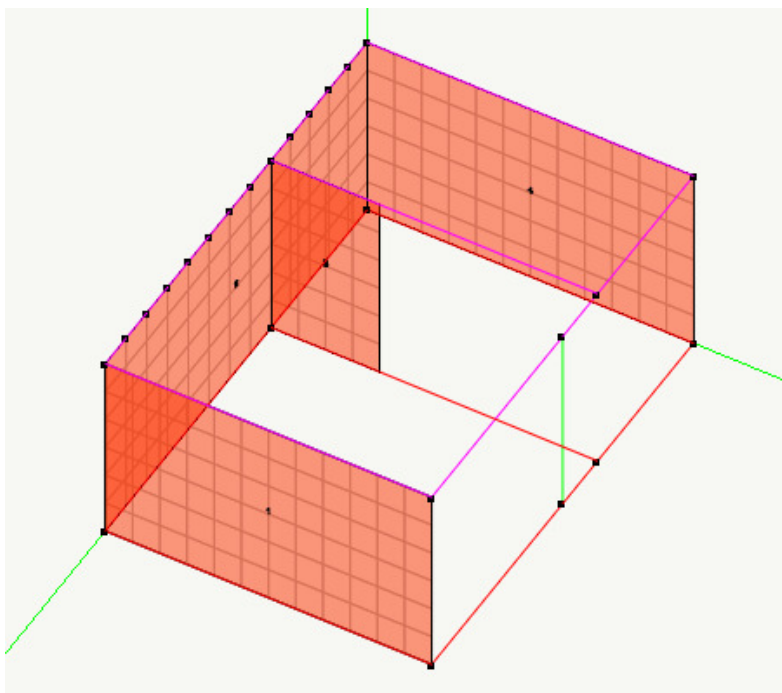
La muratura che costituisce la struttura ha le seguenti caratteristiche meccaniche:

- Resistenza caratteristica a compressione: 50.
- Resistenza caratteristica a taglio: 3.

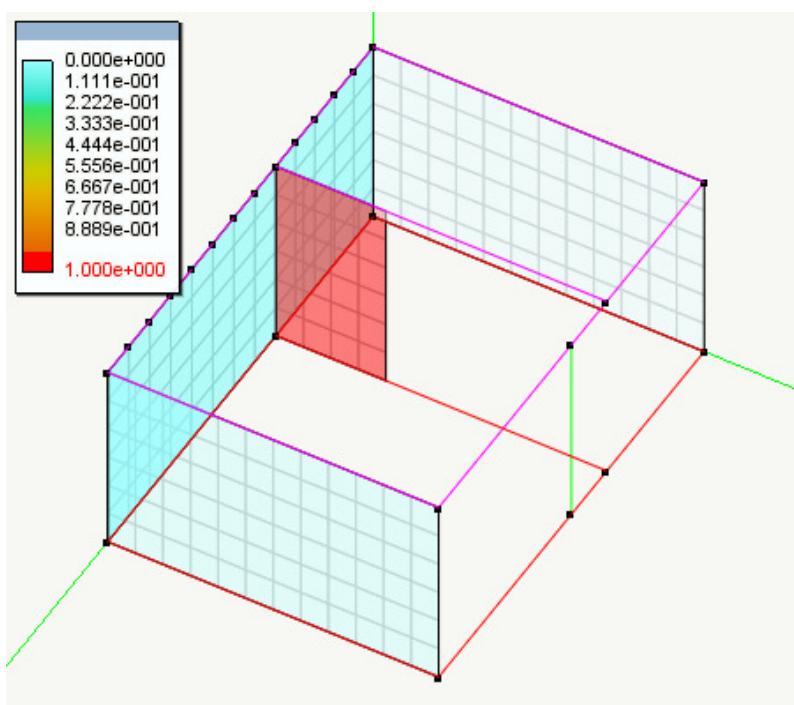
Nel calcolo di verifica sono stati ignorati i momenti flettenti al di fuori del piano della muratura. Le unità di misura adottate per le verifiche sulla struttura sono il kg ed il cm.

15.14. Verifiche di sicurezza delle strutture esistenti

Di seguito si riportano alcune immagini che riassumono graficamente le verifiche effettuate sulla struttura in esame ai sensi del capitolo 8 del D.M. 14/01/2008.



Rappresentazione della numerazione dei pannelli murari



Verifica dei pannelli in muratura senza rinforzi strutturali Massimo: 0.94

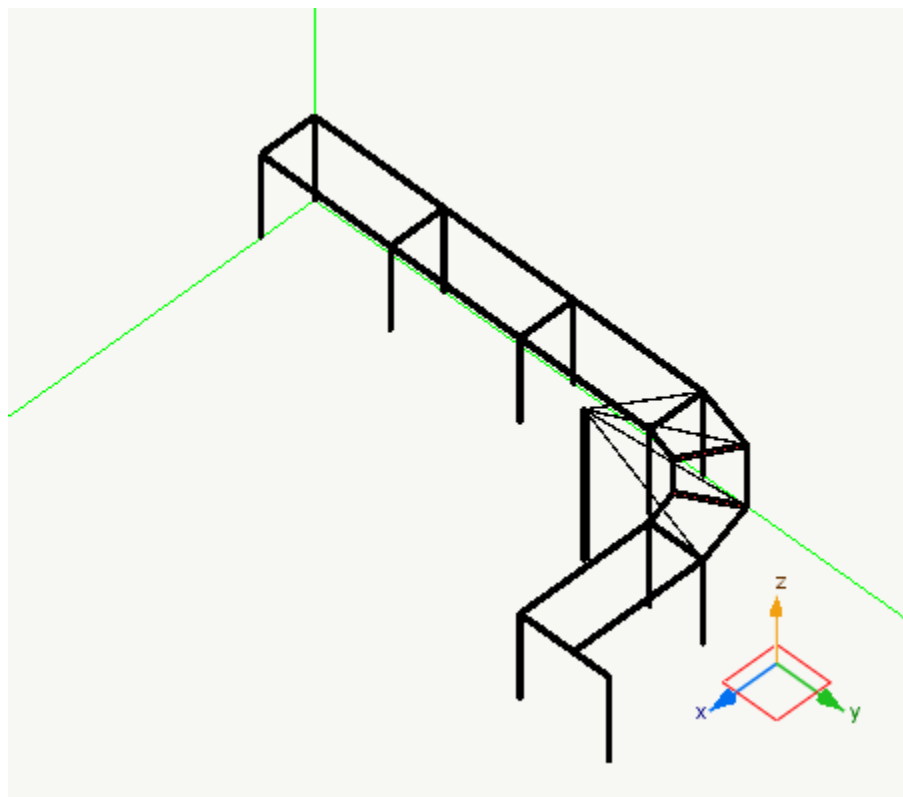
La verifica dei pannelli murari è riportata nella figura ed è fatta secondo la normativa vigente. Nella figura gli elementi che risultano verificati vengono rappresentati con tonalità di colori che vanno dall'azzurro all'arancio mentre in rosso quelli non verificati o non verificabili. In caso di presenza di rinforzi strutturali la figura rappresenta lo stato di fatto della muratura esistente.

16. Struttura terrazza solarium

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 per la formazione di un porticato formata da una serie di portali in tubolari e profilati tipo IPE affiancati e travi in IPE di collegamento.



Vista anteriore

La struttura è analizzata in fase elastica

16.1. Il modello della struttura

Il modello è costituito da 31 nodi e da 40 elementi.

Nel modello vi sono:

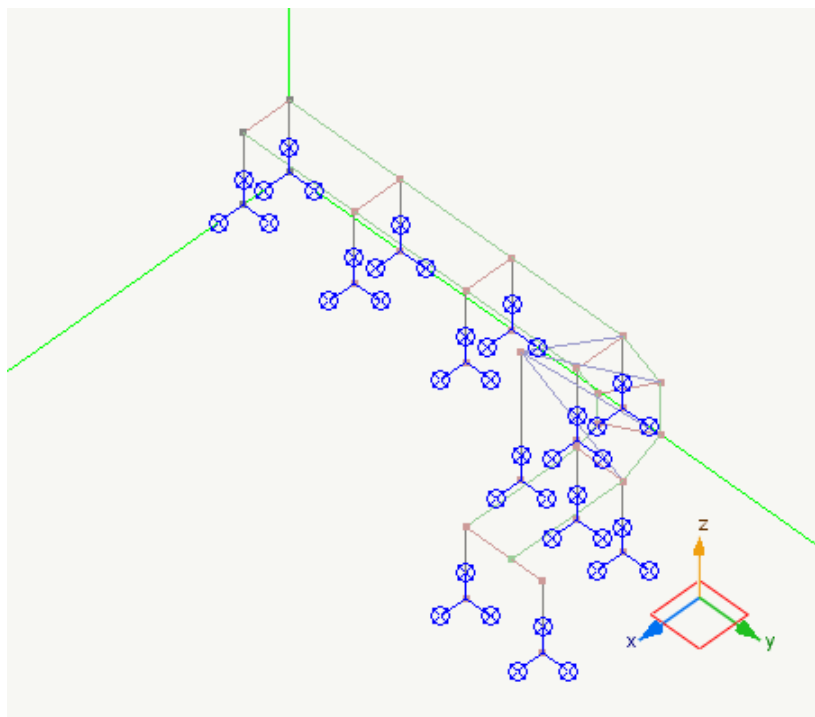
40 elementi lineari a due nodi

Il tipo di elementi impiegati è il seguente:

4 elementi asta

36 elementi trave a sezione generica

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

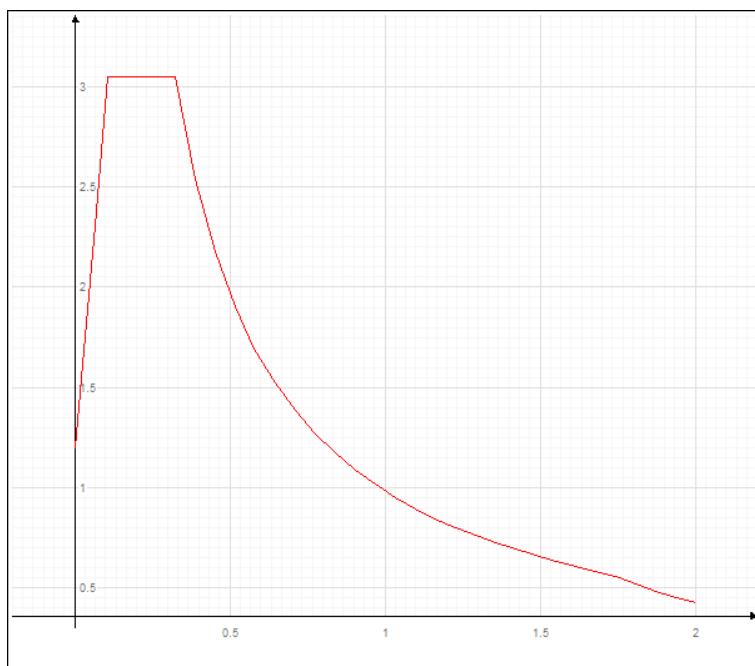


Nella struttura non è stato impiegato il metodo Master-Slave per modellare impalcati rigidi.

16.2. Analisi spettrale

Nome della condizione dinamica	Nome dello spettro	Acc. X	Acc. Y	Acc. Z	
Dinamica SLDh X	SLDh	31.392	0.000	0.000	
Dinamica SLDh Y	SLDh	0.000	31.392	0.000	
Dinamica SLVh X	SLVh	65.727	0.000	0.000	
Dinamica SLVh Y	SLVh	0.000	65.727	0.000	
Dinamica SLOh X	SLOh	24.525	0.000	0.000	
Dinamica SLOh Y	SLOh	0.000	24.525	0.000	

Sono stati impiegati i seguenti spettri di risposta:

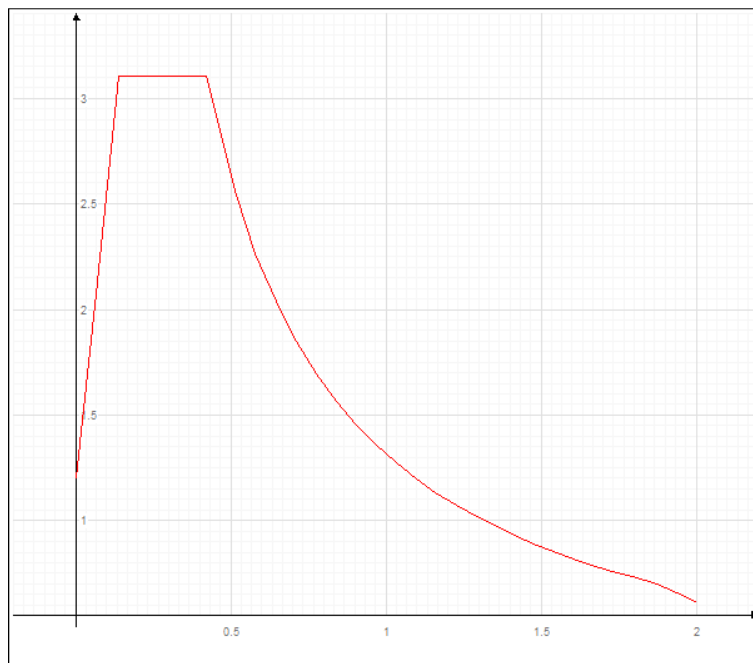


Spettro: SLDh.

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

Tipo	A_g/g	T_c	F_o	S	Fattore di struttura q
Stato Limite di Danno	0.032	0.217	2.537	1.200	1.500

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.

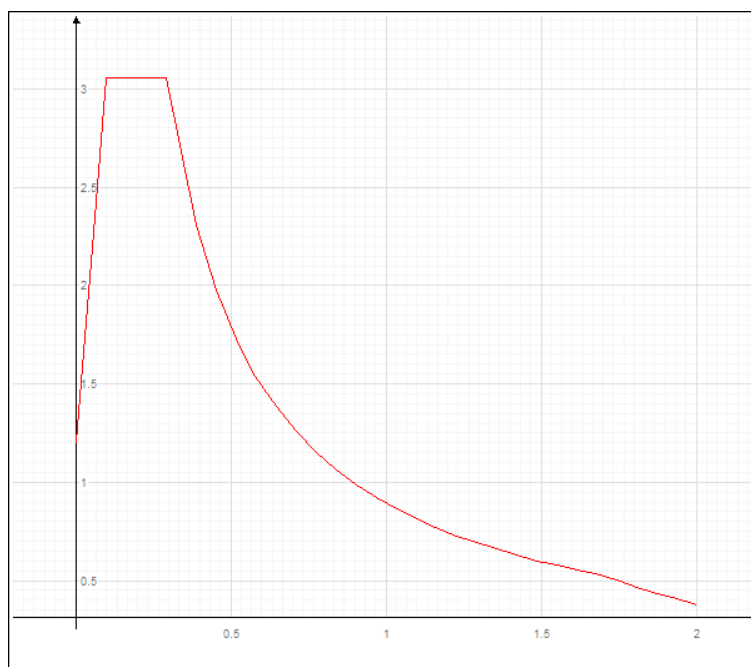


Spettro: SLVh.

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	0.067	0.302	2.590	1.200	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	0.025	0.191	2.544	1.200	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.

16.3. .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.

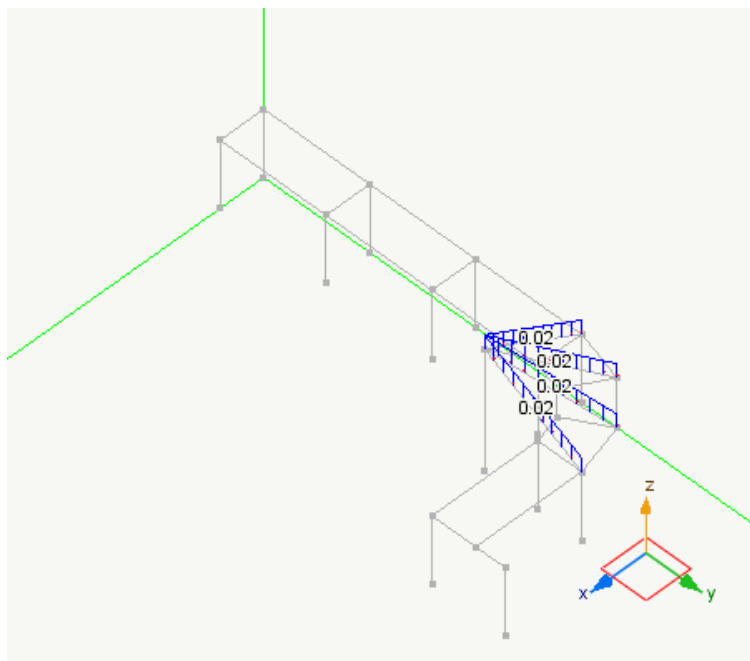
Nome carico	Tipo carico associato
(1) Variabili	Cat. H: Copertura
(1) Vento y	Vento
(1) Vento x	Vento
(1) PErmanente	Permanente
(1) Peso proprio	Permanente
(1) Dinamica SLDh X	Sismico SLD
(1) Dinamica SLDh Y	Sismico SLD
(1) Dinamica SLVh X	Sismico SLV
(1) Dinamica SLVh Y	Sismico SLV
(1) Dinamica SLOh X	Sismico SLO
(1) Dinamica SLOh Y	Sismico SLO

16.4. Condizioni di carico

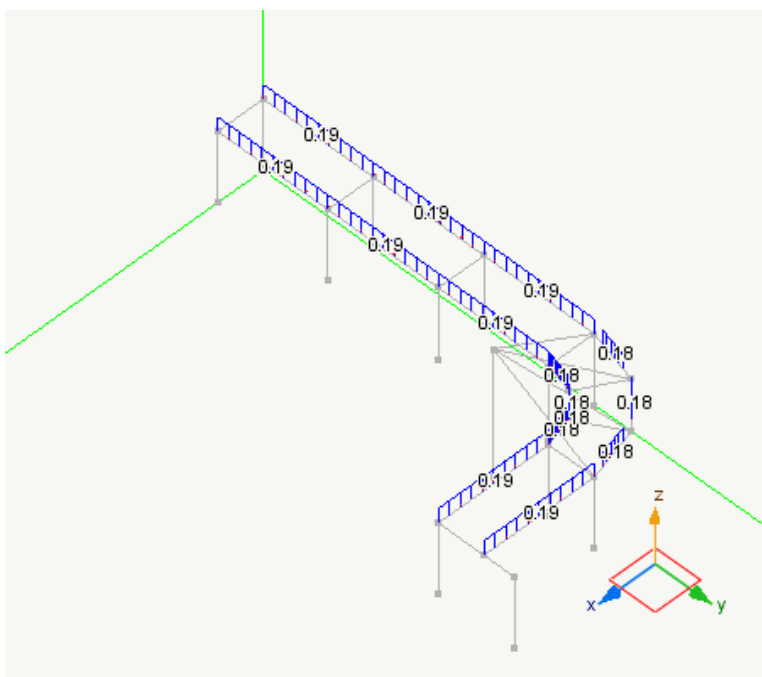
I nomi delle condizioni di carico statiche impiegate sono i seguenti:

- 1) Peso proprio
- 2) PErmanente
- 3) Vento x
- 4) Vento y
- 5) Variabili

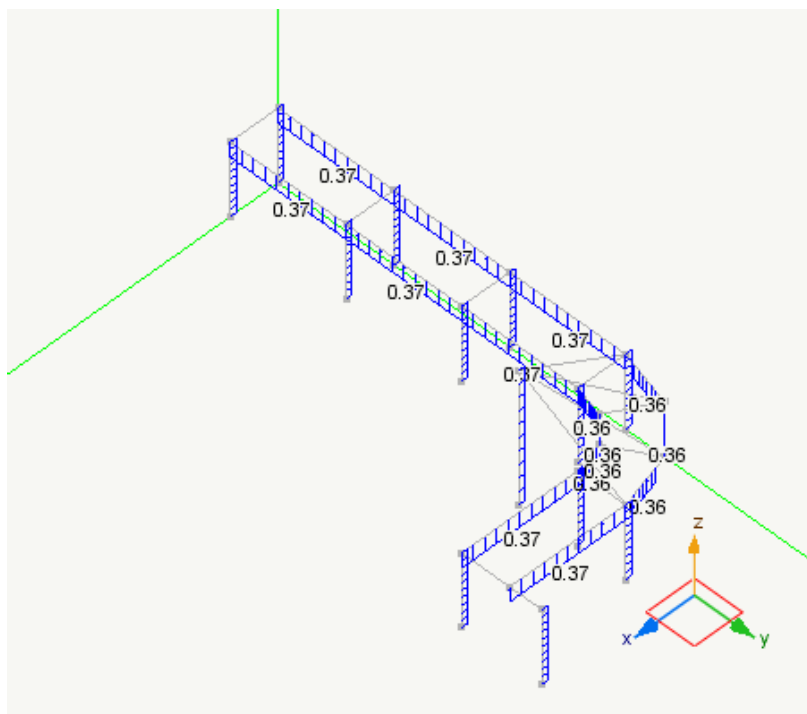
Di seguito si riportano i grafici dei carichi delle condizioni di carico statiche enumerate sopra:



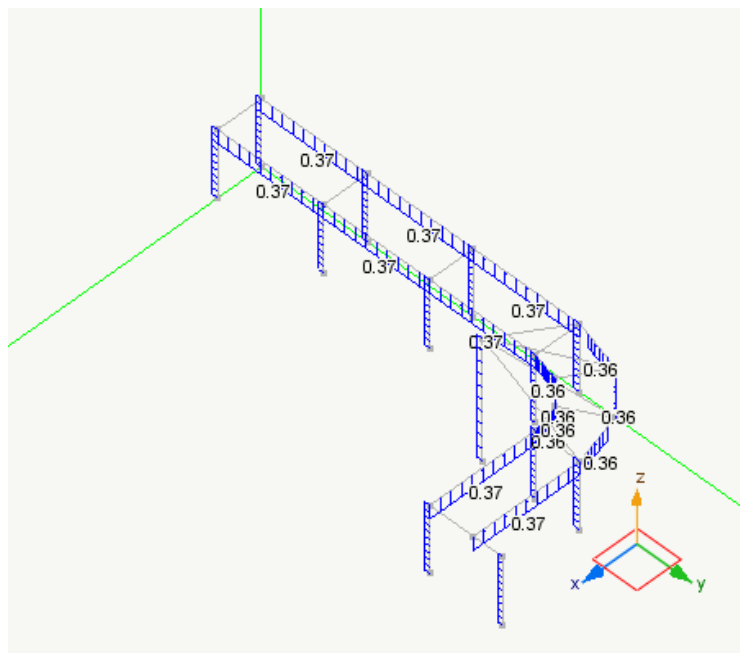
Condizione di carico: Peso proprio: Grafico dei carichi



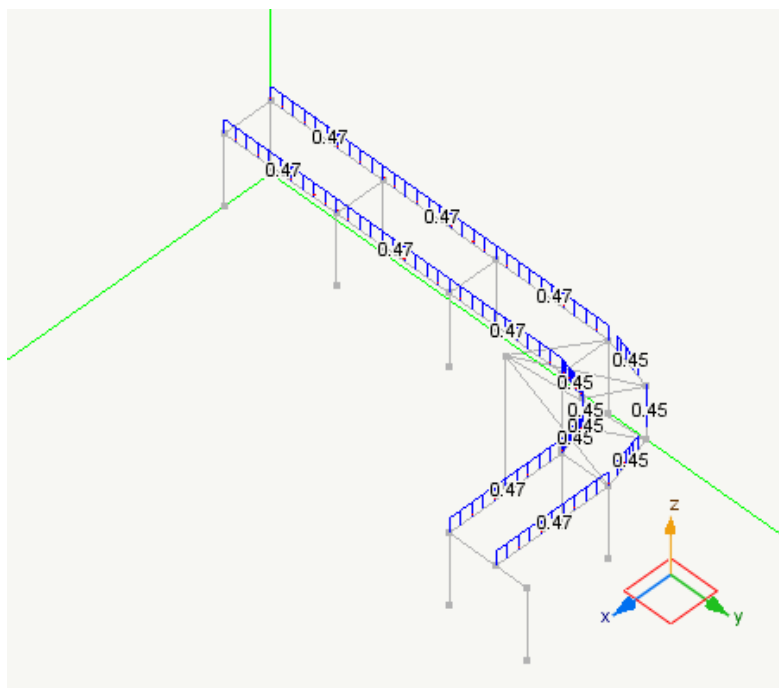
Condizione di carico: PErmanente: Grafico dei carichi



Condizione di carico: Vento x: Grafico dei carichi



Condizione di carico: Vento y: Grafico dei carichi



Condizione di carico: Variabili: Grafico dei carichi

16.5. Le combinazioni di carico

Le combinazioni di danno considerate sono:

$-0.30 \cdot (1) \text{ Dinamica SLDh Y} + 0.20 \cdot (1) \text{ Variabili} + 1.00 \cdot (1) \text{ PErmanente} + 1.00 \cdot (1) \text{ Peso proprio} + -1.00 \cdot (1) \text{ Dinamica SLDh X}$

$-0.30 \cdot (1) \text{ Dinamica SLDh Y} + 0.20 \cdot (1) \text{ Variabili} + 1.00 \cdot (1) \text{ PErmanente} + 1.00 \cdot (1) \text{ Peso proprio} + 1.00 \cdot (1) \text{ Dinamica SLDh X}$

0.30 * (1) Dinamica SLDh Y + 0.20 * (1) Variabili + 1.00 * (1) PErmanente + 1.00 * (1) Peso proprio + -1.00 * (1) Dinamica SLDh X

0.30 * (1) Dinamica SLDh Y + 0.20 * (1) Variabili + 1.00 * (1) PErmanente + 1.00 * (1) Peso proprio + 1.00 * (1) Dinamica SLDh X

-0.30 * (1) Dinamica SLDh X + 0.20 * (1) Variabili + 1.00 * (1) PErmanente + 1.00 * (1) Peso proprio + -1.00 * (1) Dinamica SLDh Y

-0.30 * (1) Dinamica SLDh X + 0.20 * (1) Variabili + 1.00 * (1) PErmanente + 1.00 * (1) Peso proprio + 1.00 * (1) Dinamica SLDh Y

0.30 * (1) Dinamica SLDh X + 0.20 * (1) Variabili + 1.00 * (1) PErmanente + 1.00 * (1) Peso proprio + -1.00 * (1) Dinamica SLDh Y

0.30 * (1) Dinamica SLDh X + 0.20 * (1) Variabili + 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 + 0.20 * (1) Variabili + 1.00 * (1) PErmanente + 1.00 * (1) Peso proprio + -1.00 * (1) Dinamica SLVh X

-0.30 * (1) Dinamica SLVh Y + 0.20 * (1) Variabili + 1.00 * (1) PErmanente + 1.00 * (1) Peso proprio + 1.00 * (1) Dinamica SLVh X

0.30 * (1) Dinamica SLVh Y + 0.20 * (1) Variabili + 1.00 * (1) PErmanente + 1.00 * (1) Peso proprio + -1.00 * (1) Dinamica SLVh X

0.30 * (1) Dinamica SLVh Y + 0.20 * (1) Variabili + 1.00 * (1) PErmanente + 1.00 * (1) Peso proprio + 1.00 * (1) Dinamica SLVh X

-0.30 * (1) Dinamica SLVh X + 0.20 * (1) Variabili + 1.00 * (1) PErmanente + 1.00 * (1) Peso proprio + -1.00 * (1) Dinamica SLVh Y

-0.30 * (1) Dinamica SLVh X + 0.20 * (1) Variabili + 1.00 * (1) PErmanente + 1.00 * (1) Peso proprio + 1.00 * (1) Dinamica SLVh Y

0.30 * (1) Dinamica SLVh X + 0.20 * (1) Variabili + 1.00 * (1) PErmanente + 1.00 * (1) Peso proprio + -1.00 * (1) Dinamica SLVh Y

0.30 * (1) Dinamica SLVh X + 0.20 * (1) Variabili + 1.00 * (1) PErmanente + 1.00 * (1) Peso proprio + 1.00 * (1) Dinamica SLVh Y

0.90 * (1) Vento y + 1.50 * (1) Variabili + 1.00 * (1) PErmanente + 1.00 * (1) Peso proprio

0.90 * (1) Vento x + 1.50 * (1) Variabili + 1.00 * (1) PErmanente + 1.00 * (1) Peso proprio

1.50 * (1) Vento y + 1.00 * (1) PErmanente + 1.00 * (1) Peso proprio

1.50 * (1) Vento x + 1.00 * (1) PErmanente + 1.00 * (1) Peso proprio

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

0.90 * (1) Vento y + 1.50 * (1) Variabili + 1.30 * (1) PErmanente + 1.30 * (1) Peso proprio

0.90 * (1) Vento x + 1.50 * (1) Variabili + 1.30 * (1) PErmanente + 1.30 * (1) Peso proprio

1.50 * (1) Vento y + 1.30 * (1) PErmanente + 1.30 * (1) Peso proprio

1.50 * (1) Vento x + 1.30 * (1) PErmanente + 1.30 * (1) Peso proprio

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

16.6. 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	24.000
Numero di equazioni, o di righe e colonne della matrice	108.000
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	108.000
zero algoritmico	0.000
tempo in secondi impiegato per l'analisi	0.033

16.7. Risultati dell'analisi modale

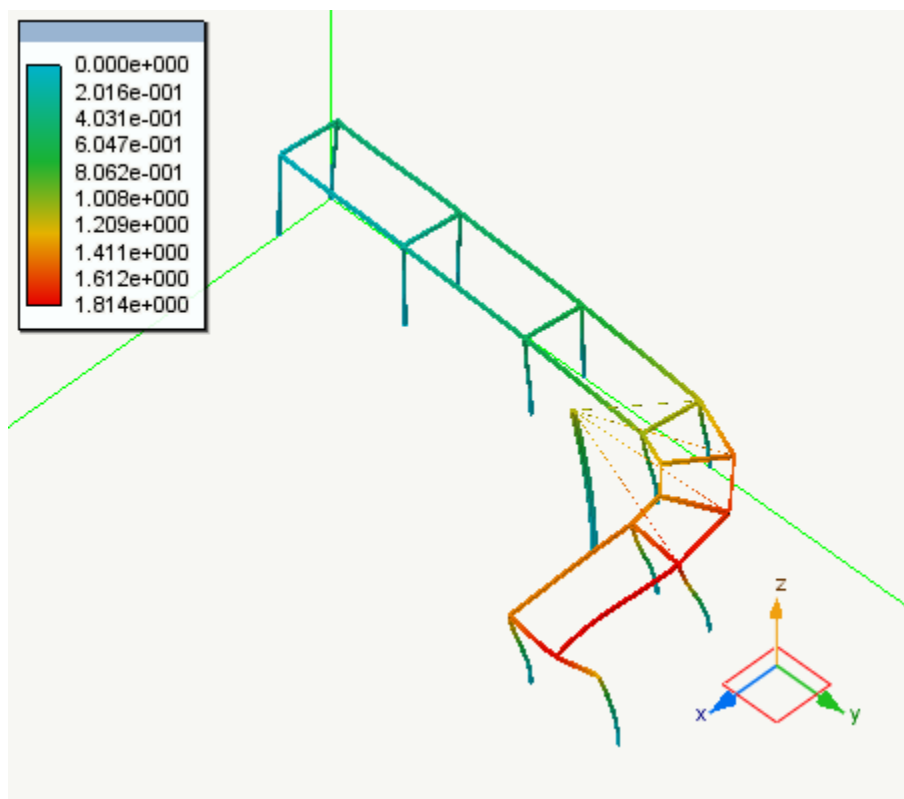
Il numero degli autovalori calcolati è pari a 15.000 e la tabella che segue contiene i valori dei periodi propri:

Modo	Periodo	Var. percentuale	Masse eccitate
1	0.114	0.00	31.260
2	0.111	2.53	13.607
3	0.109	1.92	42.956
4	0.106	2.27	0.732
5	0.091	14.57	3.103
6	0.082	9.68	4.080
7	0.078	4.40	4.239
8	0.068	13.67	0.010
9	0.035	48.04	0.000
10	0.019	46.49	0.012
11	0.011	41.84	0.000
12	0.009	20.53	0.000
13	0.009	1.99	0.000
14	0.008	6.43	0.000
15	0.006	28.05	0.000

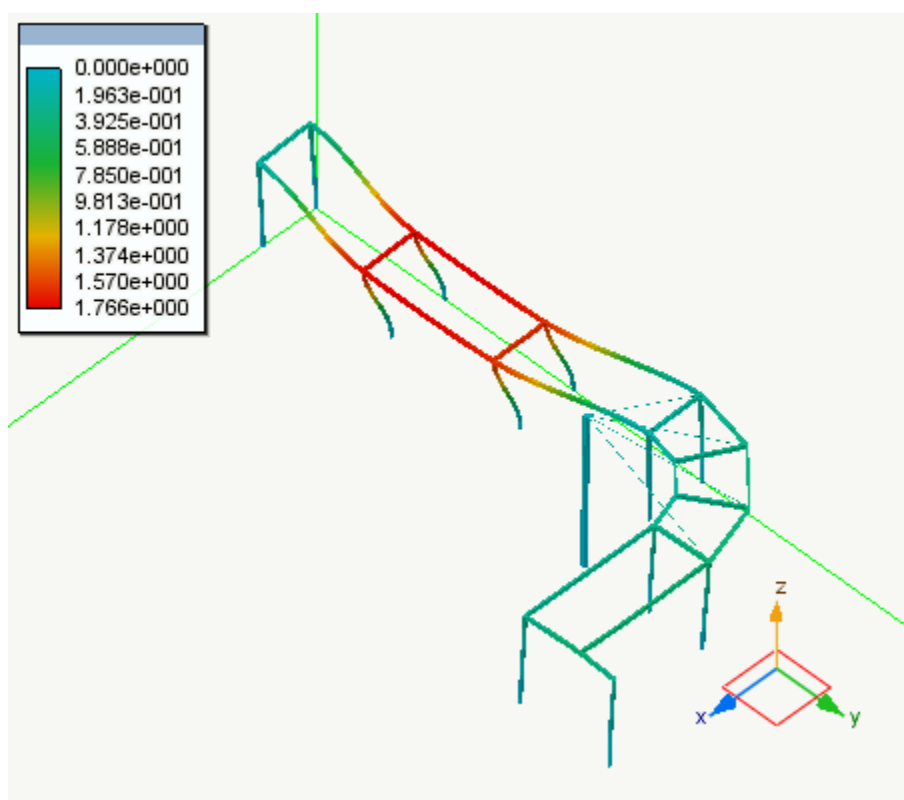
La somma delle masse relative eccitate dai modo considerati e' il 100.000% delle masse totali maggiore del 85% della massa totale e quindi il punto 7.3.3.1 della normativa risulta verificato

Siccome la variazione percentuale minima tra i periodi nel modello con spostamento è del 1.920% ed è inferiore al 10% si utilizza nel calcolo delle azioni sismiche la combinazione quadratica completa (CQC).

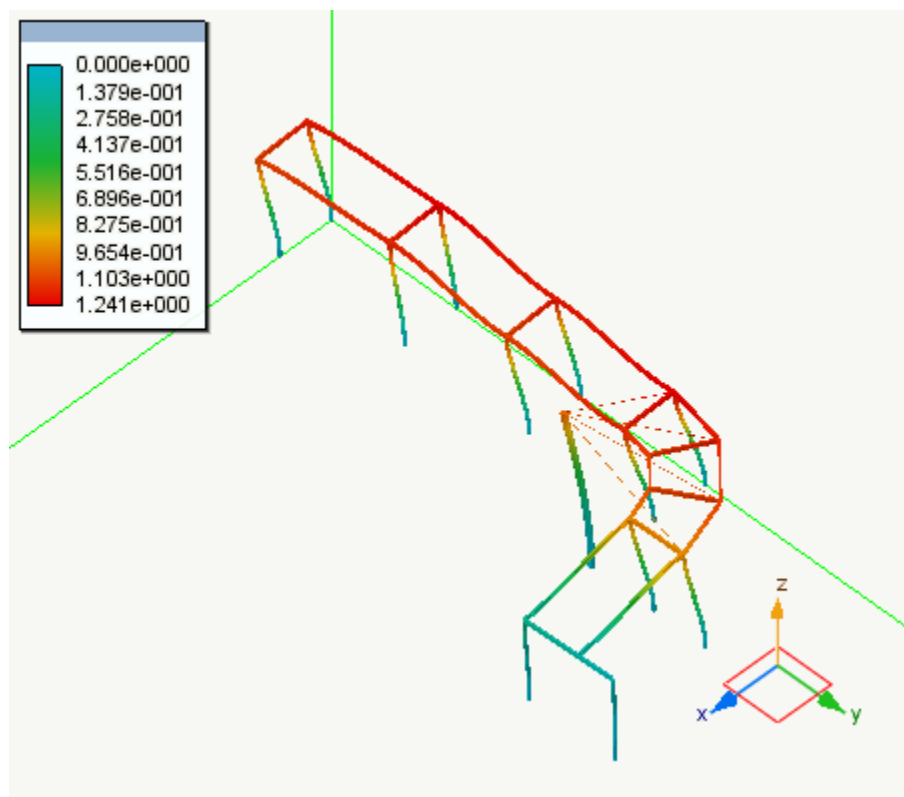
Si riportano le forme modali della struttura relative agli autovettori più significativi (solo i modi con masse eccitare maggiori del 5%) nei diagrammi seguenti.



Rappresentazione della forma modale relativa al modo 1.000 avente massa eccitata pari a 0.313



Rappresentazione della forma modale relativa al modo 2.000 avente massa eccitata pari a 0.136



Rappresentazione della forma modale relativa al modo 3.000 avente massa eccitata pari a 0.430

16.8. Progetto delle membrature in acciaio

16.8.1. Generalità

La verifica delle membrature metalliche di questa struttura e' stato 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.

16.8.2. 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.

16.8.3. 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 sismica con classe di duttilità bassa.

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 S275 avente una resistenza di snervamento di 2804.220kg/cm² e una resistenza di collasso di 4384.780kg/cm²

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

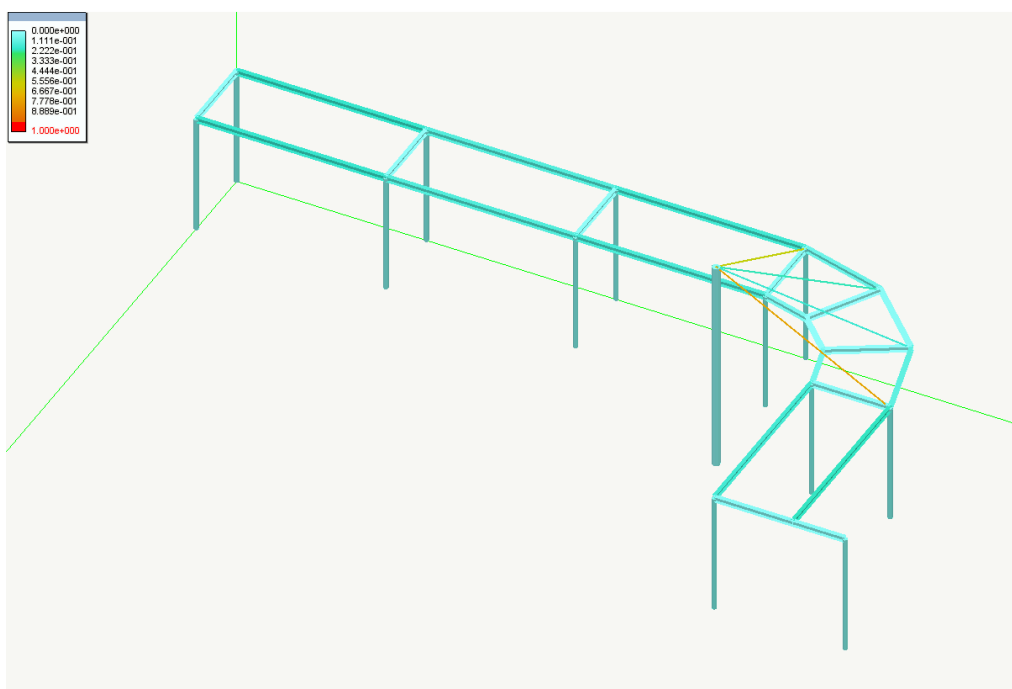
coefficiente di sicurezza parziale resistenza delle sezioni di classe 1,2,3,4 :	1.050
coefficiente di sicurezza parziale per resistenza all'instabilità delle membrature:	1.050
coeff. di sicur. parz. per resistenza nei riguardi della frattura delle sezioni tese indebolite da fori:	1.250
fattore di sovrarresistenza:	1.100

16.9. Sicurezza delle membrature in acciaio

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

16.9.1. Verifiche allo stato limite ultimo

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



Involuppo delle verifiche di resistenza e stabilità

RELAZIONE GEOTECNICA

17. Descrizione terreno

L'area su cui insiste la struttura in esame è caratterizzata da un terreno tipo riporti eterogenei frammisti a depositi sabbioso ghiaiosi da poco a moderatamente addensati

17.1. Falda

La falda idrica è ad una profondità di circa 4m dal piano campagna. In particolare, la falda, rappresentata dal livello del medio mare soggiace a livello del piano di fondazione della vasca profonda. E' peraltro plausibile che, durante le piogge ed il normale ciclo mareale del pelo libero dell'acqua, vi sia un innalzamento della falda stimabile in circa 1m, per cui si tiene conto della sottospinta idraulica che va a gravare sul fondo piscina.

17.2. Parametri geotecnici

I parametri geotecnici utilizzati per lo studio della fondazione della struttura in esame sono riportati nella seguente tabella e desunti dalla relazione geologica del Dott. Valle:

Angolo di attrito (°)	27-32 (valore di calcolo 30°)
Coesione	0.0 kg/cm ²
Densità del terreno umido	0.0019 kg/cm ³
Profondità del piano di posa	Variabile (assunta non inferiore a 50.00 cm)

tab 1 - parametri geotecnici

17.3. Approccio utilizzato e coefficienti parziali

Le verifiche sono effettuate per i seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico
 - collasso per carico limite dell'insieme fondazione - terreno
 - collasso per scorrimento sul piano di posa
- SLU di tipo strutturale
 - raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali

Per le verifiche di tipo geotecnico è stato utilizzato l'APPROCCIO 2 la cui combinazione di coefficienti parziali nel caso di SLU di tipo geotecnico è A1+M1+R3.

Per quanto riguarda lo SLU di tipo strutturale si rimanda al tabulato di progetto.

Nella tabelle che seguono sono riportati i coefficienti parziali dell'approccio considerato

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (gruppo 'M'):

correlato all'angolo di attrito	1.000
correlato alla coesione	1.000
correlato alla densità	1.000

Coefficienti parziali per verifiche SLU (gruppo 'R'):

capacità portante	2.300
scorrimento	1.100

Coefficienti parziali per le azioni (gruppo 'A'):

permanenti	1.300
variabili	1.500

18. Edificio impianti

18.1. Risultati delle verifiche geotecniche per le travi di fondazione

Le verifiche delle singole travi di fondazione sono riportate nel tabulato di verifica allegato.

Nelle immagini che seguono vengono riportati i risultati delle verifiche degli elementi visualizzate globalmente, cioè sull'intera struttura con esplicitati i valori massimi delle diverse grandezze caratteristiche in gioco.

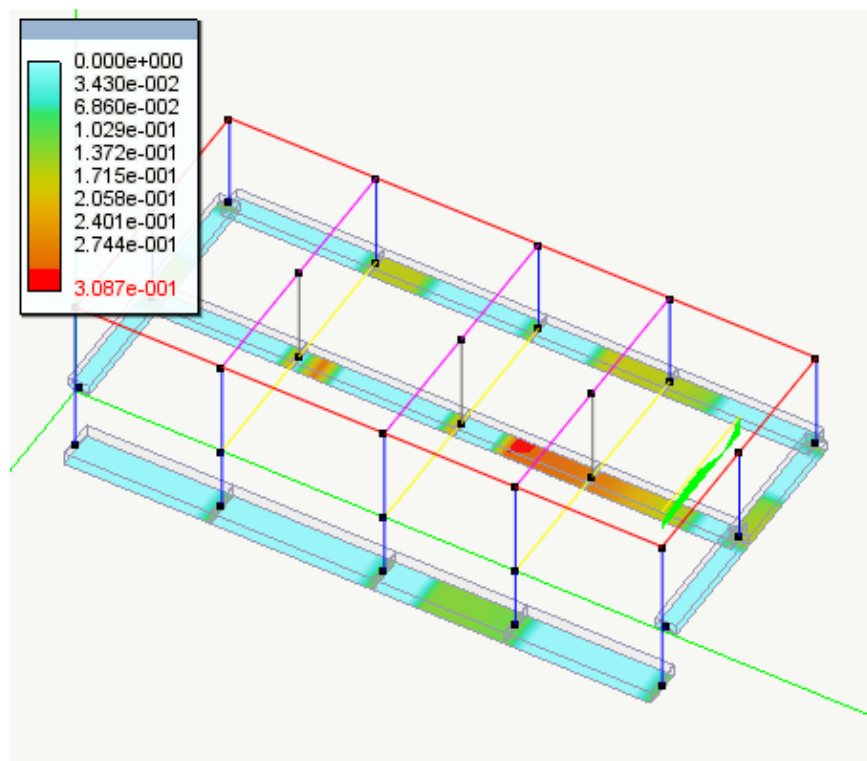


Diagramma a colori dello spostamento verticale

Il valore massimo dello spostamento del terreno ottenuto nel calcolo è 0.309cm.

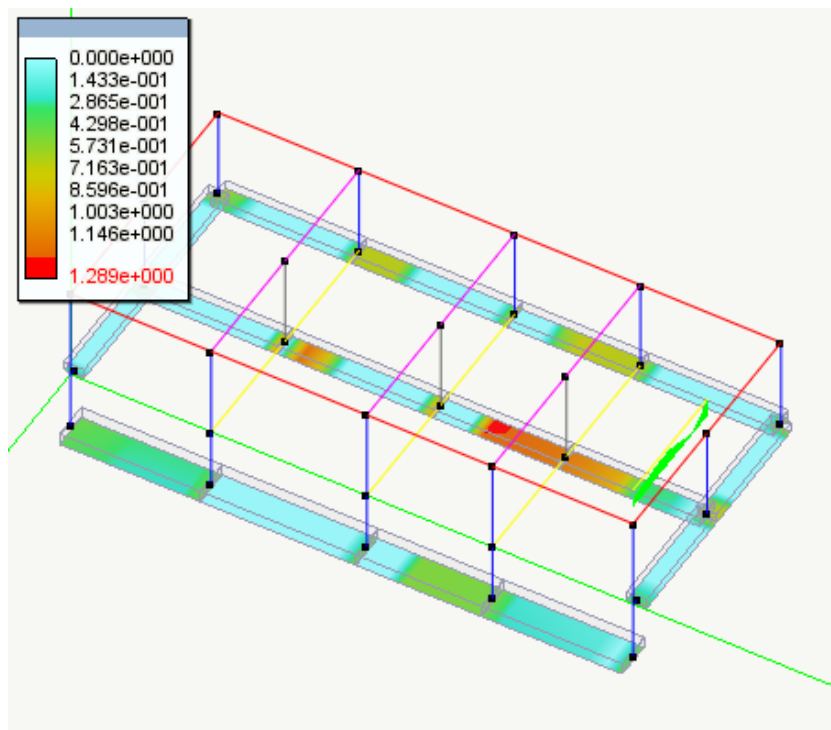


Diagramma a colori della pressione sul terreno

Il valore massimo della pressione sul terreno ottenuta è 1.289 kg/cm^2 .

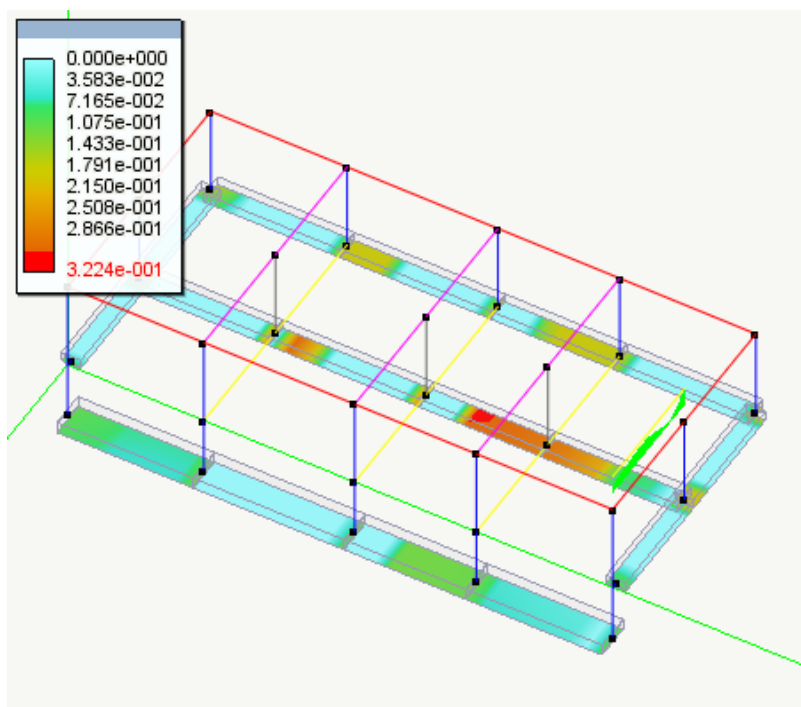


Diagramma a colori del rapporto pressione / portanza

Il valore massimo di rapporto pressione / portanza ottenuto nella verifica è 0.322.
Quindi si ha:

$$0.322 \leq 1.00$$

La verifica geotecnica delle travi di fondazione è soddisfatta.

19. Terrazza solarium

19.1. Risultati delle verifiche geotecniche per le travi di fondazione

Le verifiche delle singole travi di fondazione sono riportate nel tabulato di verifica allegato.

Nelle immagini che seguono vengono riportati i risultati delle verifiche degli elementi visualizzate globalmente, cioè sull'intera struttura con esplicitati i valori massimi delle diverse grandezze caratteristiche in gioco.

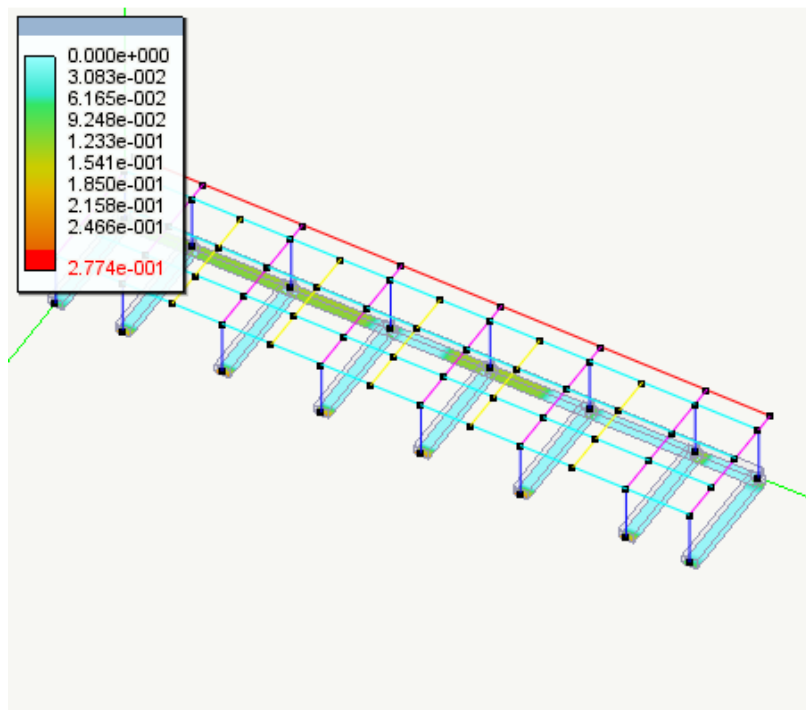


Diagramma a colori dello spostamento verticale

Il valore massimo dello spostamento del terreno ottenuto nel calcolo è 0.277cm.

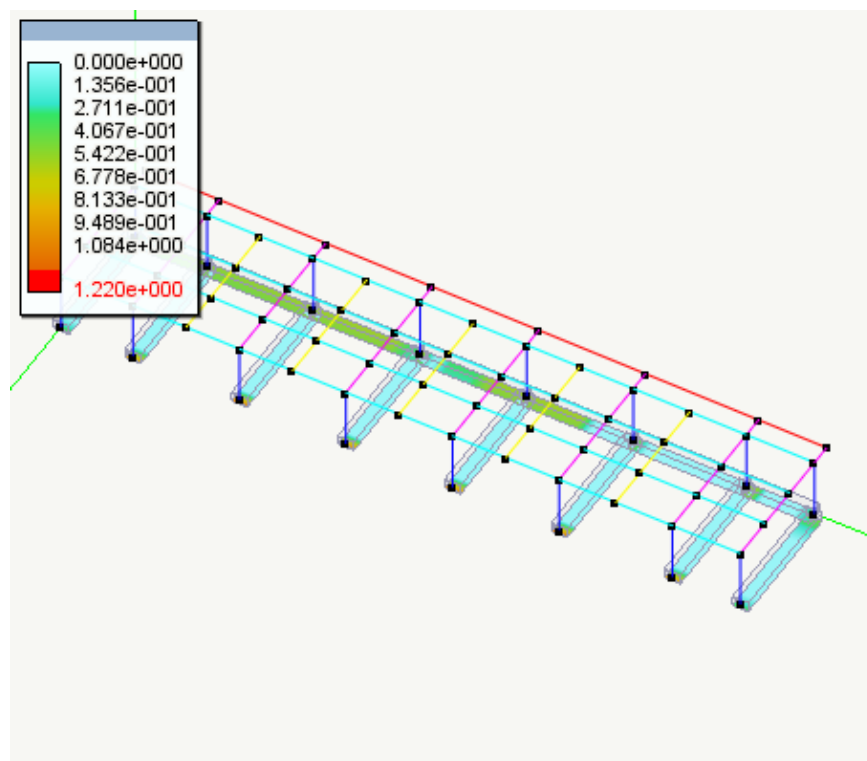


Diagramma a colori della pressione sul terreno

Il valore massimo della pressione sul terreno ottenuta è 1.220 kg/cm^2 .

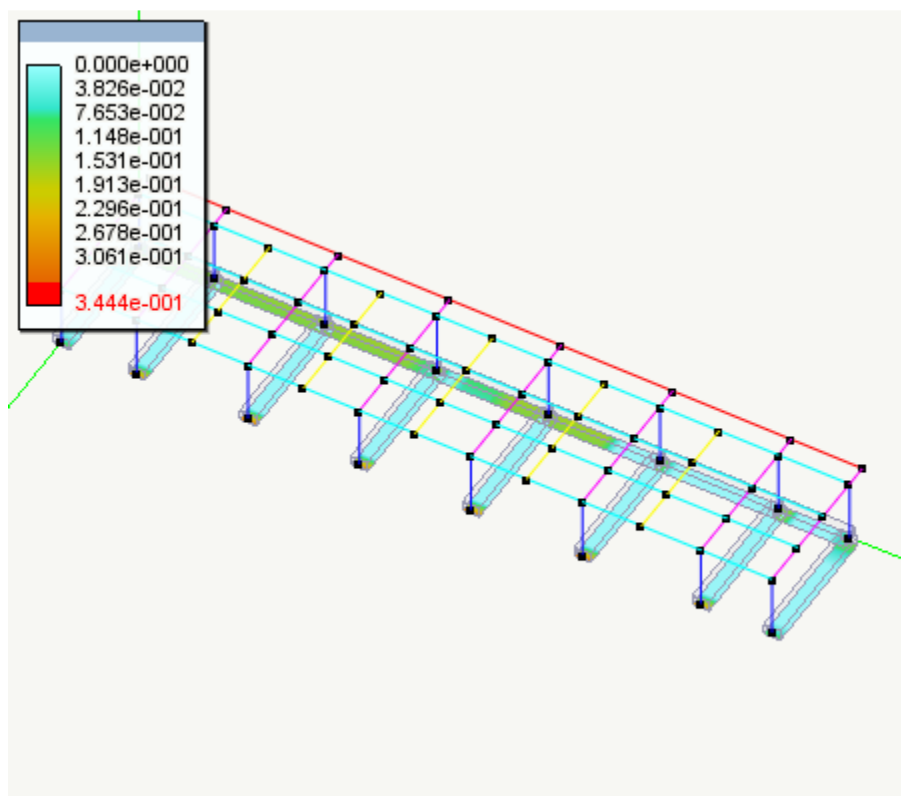


Diagramma a colori del rapporto pressione / portanza

Il valore massimo di rapporto pressione / portanza ottenuto nella verifica è 0.344.

Quindi si ha:

$$0.344 \leq 1.00$$

La verifica geotecnica delle travi di fondazione è soddisfatta.

19.2. Locale ricreativo del gestore

19.2.1. Risultati delle verifiche geotecniche per le travi di fondazione

Le verifiche delle singole travi di fondazione sono riportate nel tabulato di verifica allegato.

Nelle immagini che seguono vengono riportati i risultati delle verifiche degli elementi visualizzate globalmente, cioè sull'intera struttura con esplicitati i valori massimi delle diverse grandezze caratteristiche in gioco.

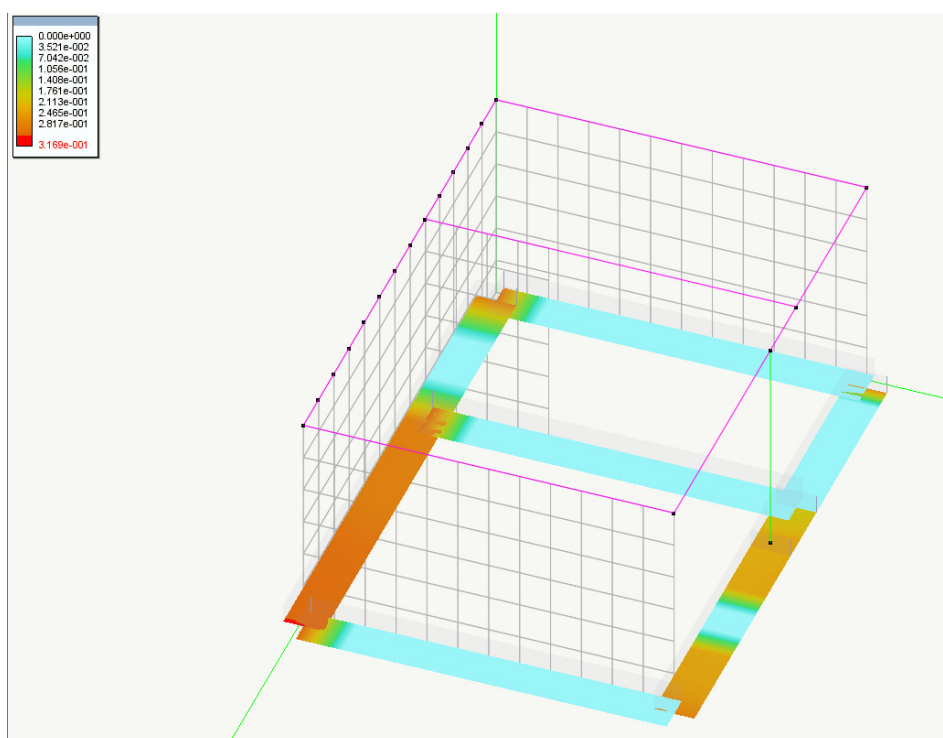


Diagramma a colori dello spostamento verticale

Il valore massimo dello spostamento del terreno ottenuto nel calcolo è 0.316cm.

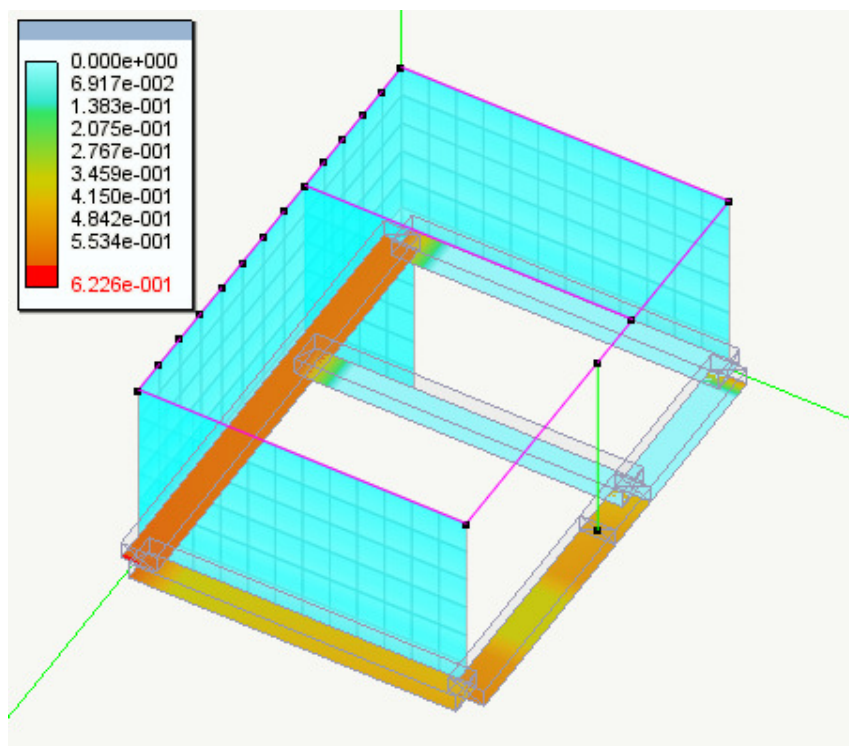


Diagramma a colori della pressione sul terreno

Il valore massimo della pressione sul terreno ottenuta è 0.623 kg/cm^2 .

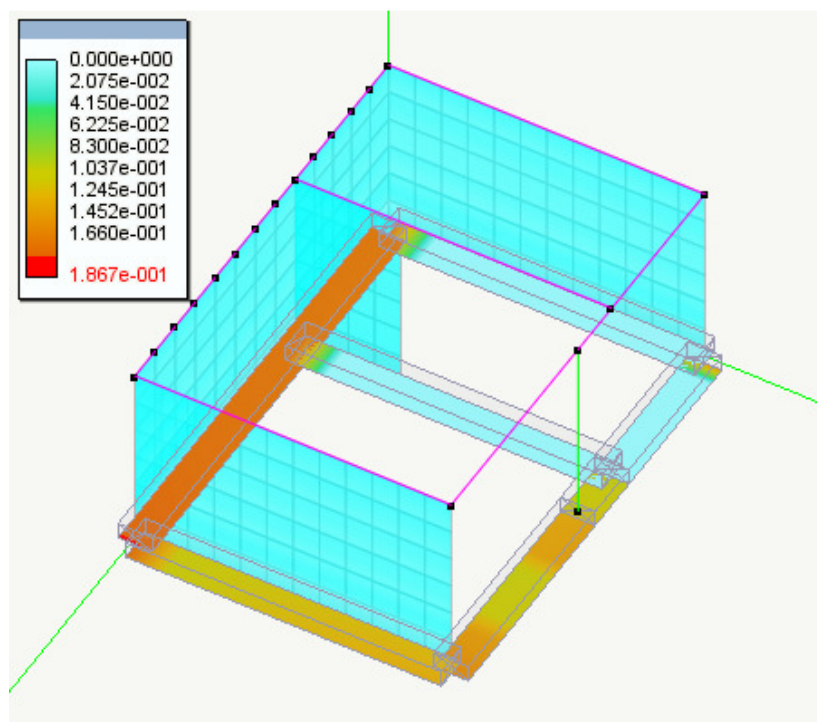


Diagramma a colori del rapporto pressione / portanza

Il valore massimo di rapporto pressione / portanza ottenuto nella verifica è 0.187.
Quindi si ha:

$$0.187 \leq 1.00$$

La verifica geotecnica delle travi di fondazione è soddisfatta.

19.3. Edificio spogliato

19.3.1. Risultati delle verifiche geotecniche per le travi di fondazione

Le verifiche delle singole travi di fondazione sono riportate nel tabulato di verifica allegato.

Nelle immagini che seguono vengono riportati i risultati delle verifiche degli elementi visualizzate globalmente, cioè sull'intera struttura con esplicitati i valori massimi delle diverse grandezze caratteristiche in gioco.

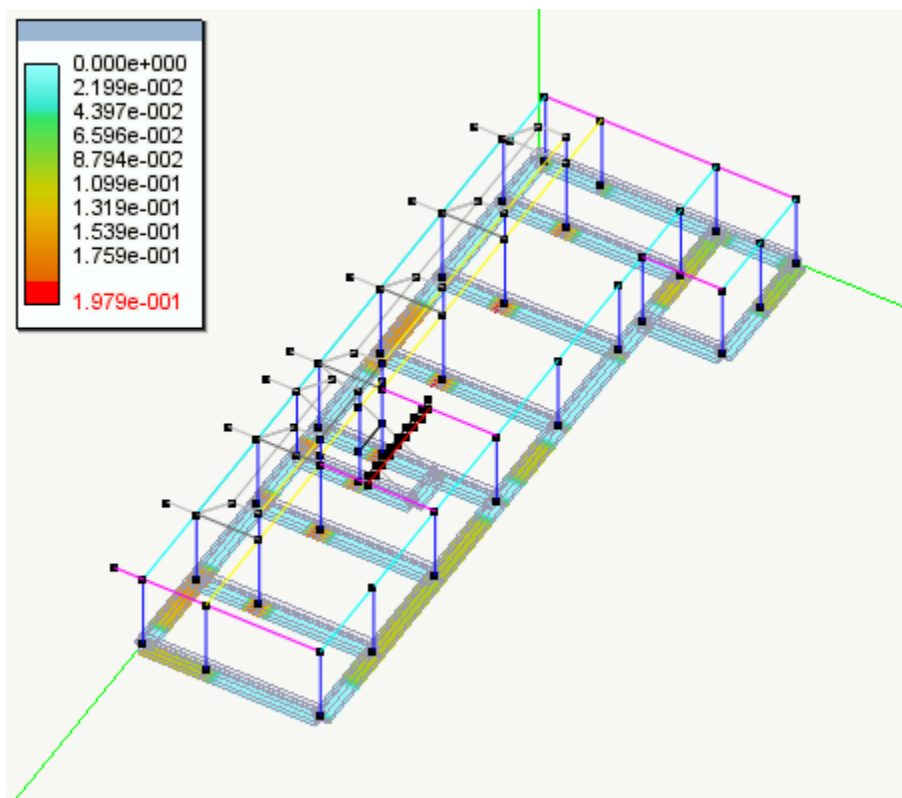


Diagramma a colori dello spostamento verticale

Il valore massimo dello spostamento del terreno ottenuto nel calcolo è 0.198cm.

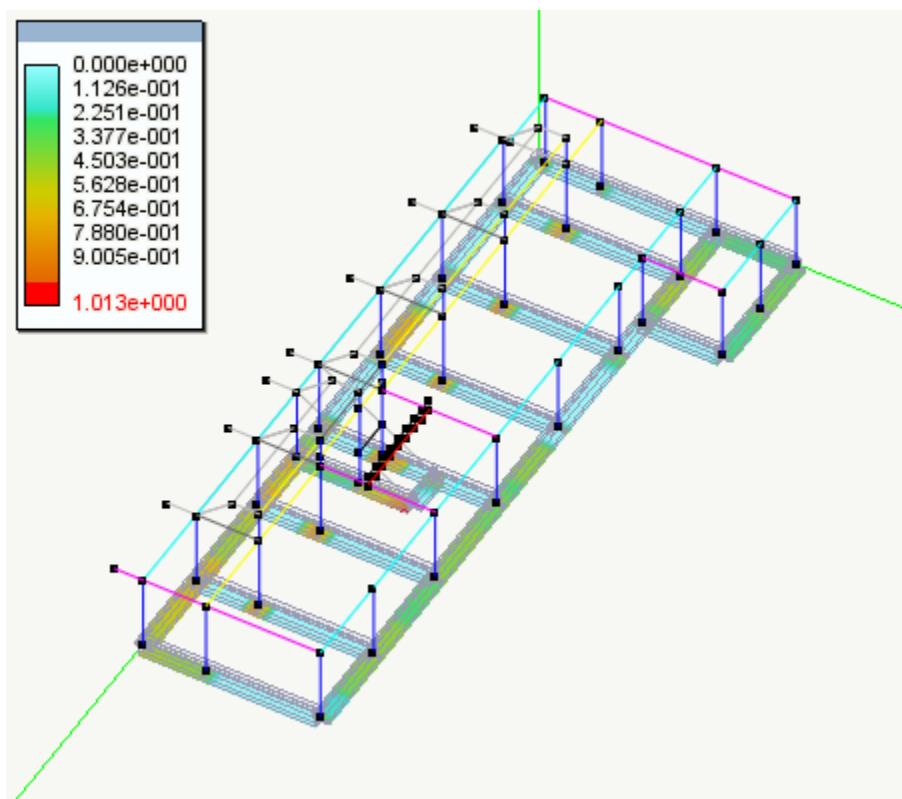


Diagramma a colori della pressione sul terreno

Il valore massimo della pressione sul terreno ottenuta è 1.013 kg/cm^2 .

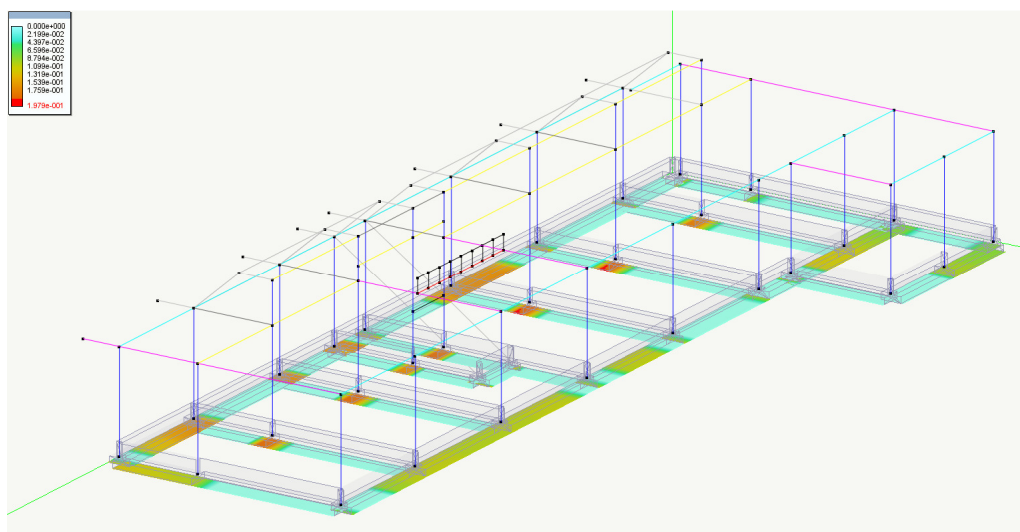


Diagramma a colori del rapporto pressione / portanza

Il valore massimo di rapporto pressione / portanza ottenuto nella verifica è 1.000.

Quindi si ha:

$$0.191 \leq 1.00$$

La verifica geotecnica delle travi di fondazione è soddisfatta.

19.4. Vasca piscina ed edificio esistente

19.4.1. Risultati delle verifiche geotecniche per le travi di fondazione

Le verifiche delle singole travi di fondazione sono riportate nel tabulato di verifica allegato.

Nelle immagini che seguono vengono riportati i risultati delle verifiche degli elementi visualizzate globalmente, cioè sull'intera struttura con esplicitati i valori massimi delle diverse grandezze caratteristiche in gioco.

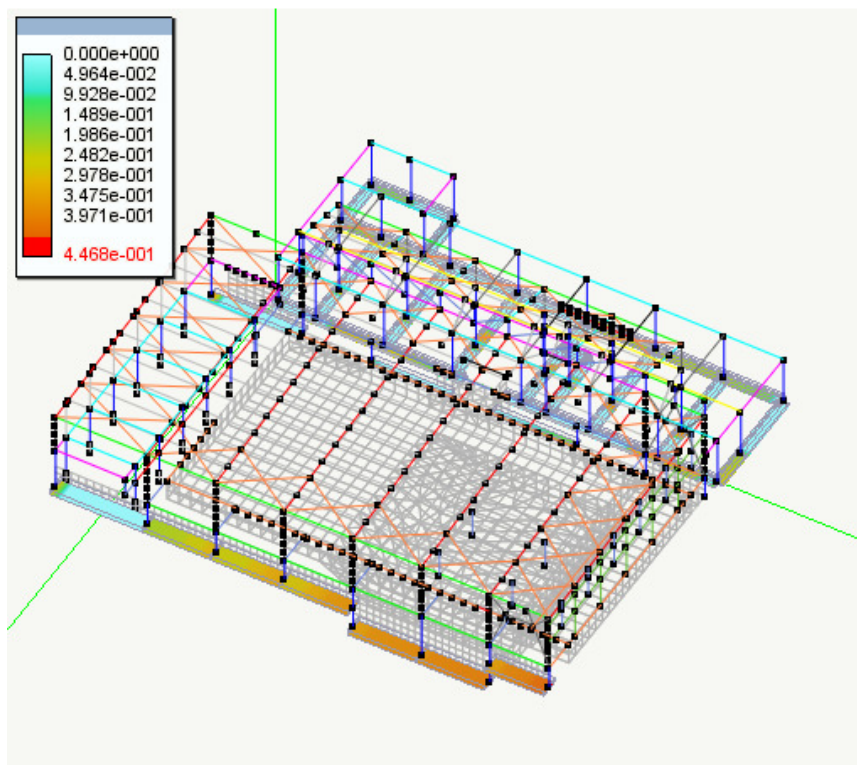


Diagramma a colori dello spostamento verticale

Il valore massimo dello spostamento del terreno ottenuto nel calcolo è 0.447cm.

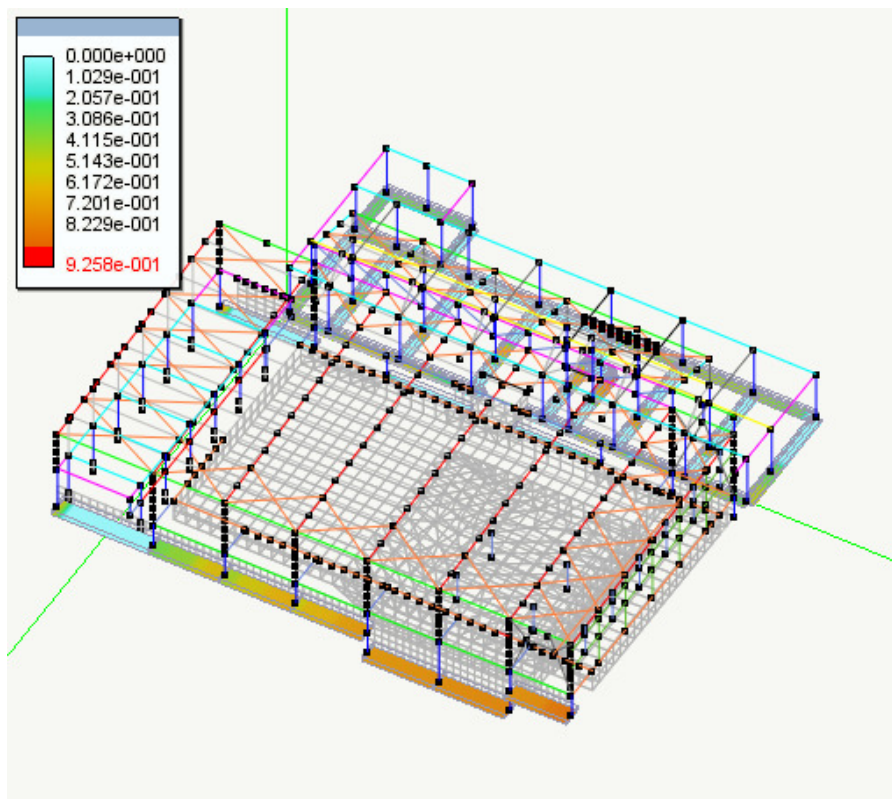


Diagramma a colori della pressione sul terreno

Il valore massimo della pressione sul terreno ottenuta è 0.926 kg/cm^2 .

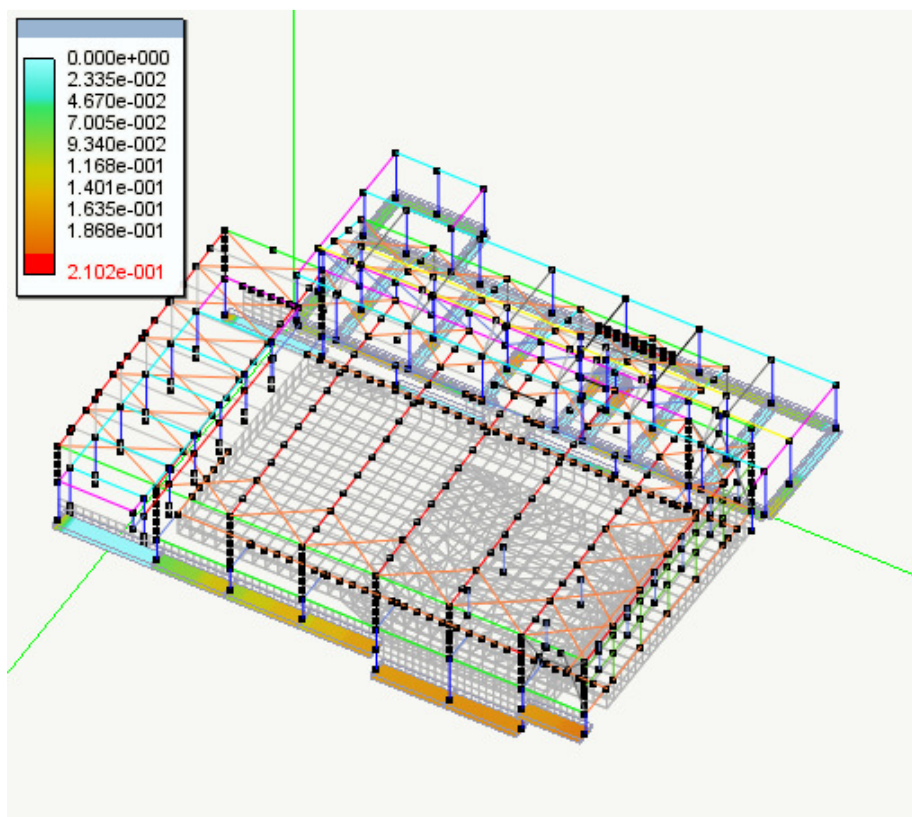


Diagramma a colori del rapporto pressione / portanza

Il valore massimo di rapporto pressione / portanza ottenuto nella verifica è 0.210.

Quindi si ha:

$$0.210 \leq 1.00$$

La verifica geotecnica delle travi di fondazione è soddisfatta.

19.4.2. Risultati delle verifiche geotecniche per le platee

Le verifiche delle singole travi di fondazione sono riportate nel tabulato di verifica allegato.

Nelle immagini che seguono vengono riportati i risultati delle verifiche degli elementi visualizzate globalmente, cioè sull'intera struttura con esplicitati i valori massimi delle diverse grandezze caratteristiche in gioco.

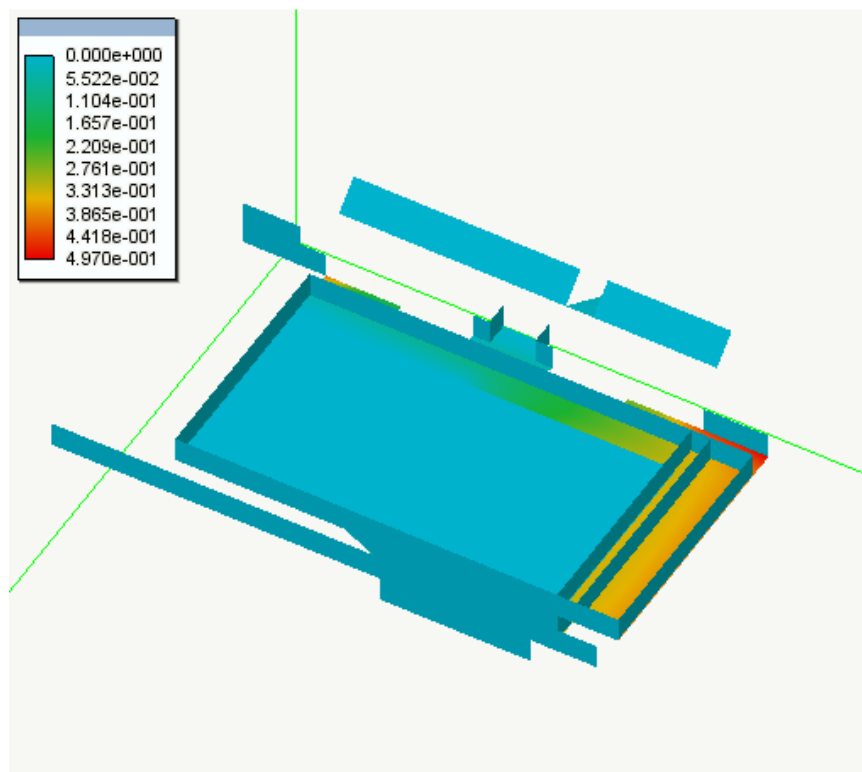


Diagramma a colori dello spostamento verticale

Il valore massimo dello spostamento del terreno ottenuto nel calcolo è riportato in legenda

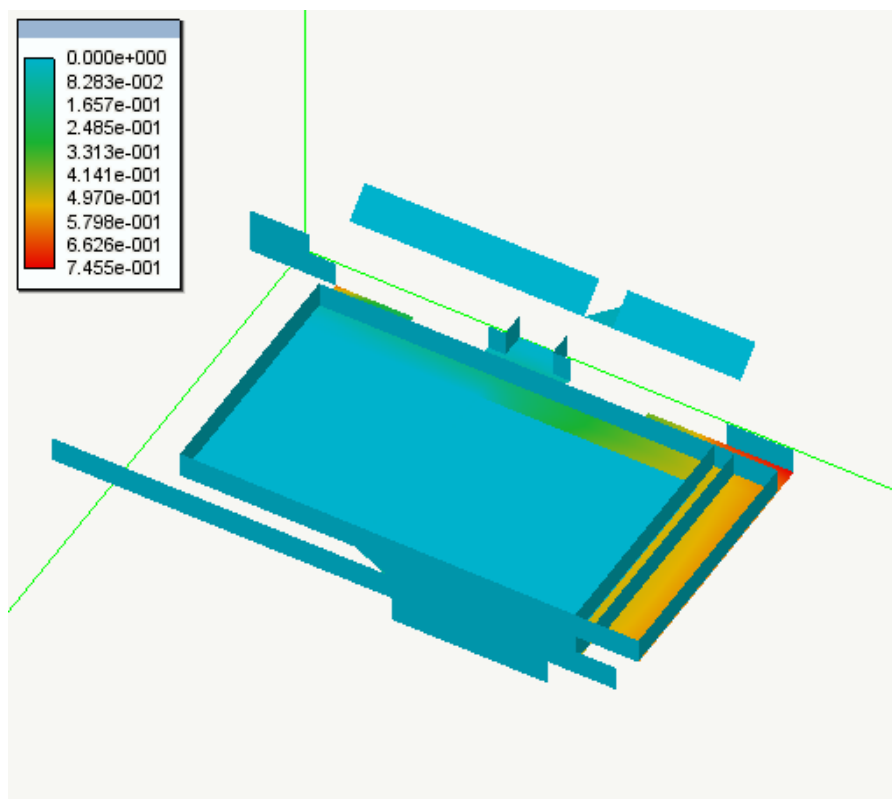


Diagramma a colori della pressione sul terreno

Il valore massimo della pressione sul terreno ottenuta è riportato in legenda

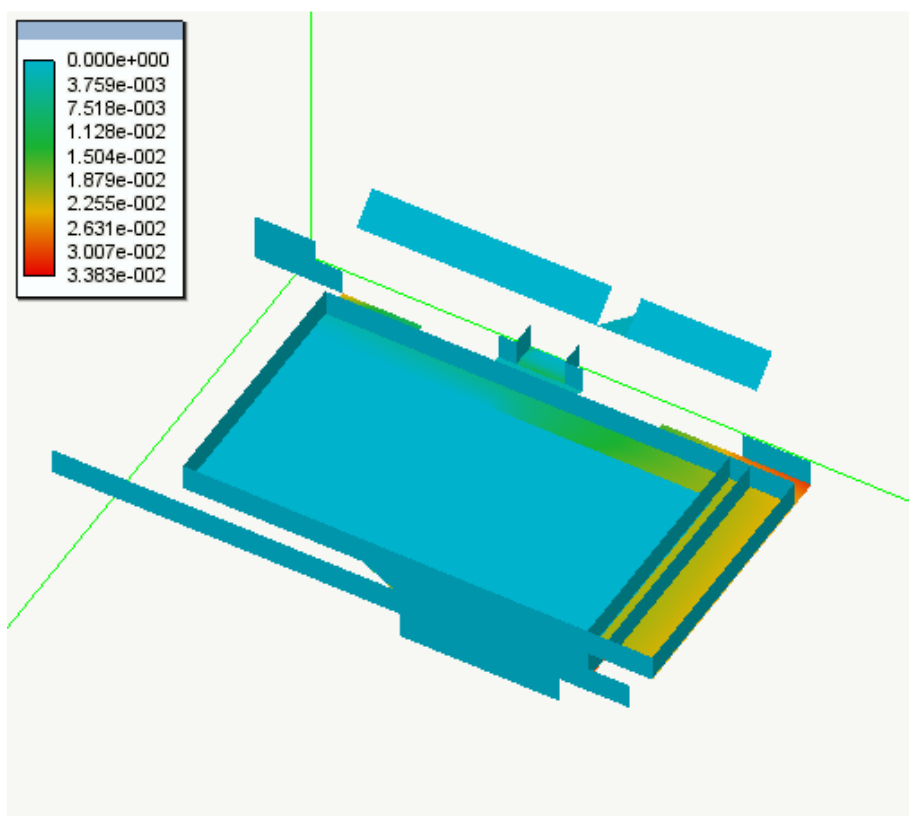


Diagramma a colori del rapporto pressione / portanza

Il valore massimo di rapporto pressione / portanza ottenuto nella verifica è riportato in legenda.