



COMUNE DI VILLA D'OGNA
Provincia di Bergamo

**MANUTENZIONE STRAORDINARIA E MESSA IN SICUREZZA
DEL PALAZZETTO DELLO SPORT "FAUSTO RADICI" DI
LARGO EUROPA 66**

PROGETTO DEFINITIVO

(art. 23 D.Lgs 50/2016 e art. 24 D.P.R. 207/10)

- VERIFICA SISMICA PRELIMINARE

IL PROGETTISTA

Dott. Ing. Gianfranco Lubrini

Clusone, 31 marzo 2017

Indice

1. PREMESSA	3
2. DATI EDIFICIO E DOCUMENTAZIONE TECNICA DISPONIBILE	4
3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
4. CONTROLLI E CALCOLI	6
4.1 Descrizione del software Sismicad idraulici	6
4.2 Specifiche tecniche	6
4.3 Schematizzazione strutturale e criteri di calcolo delle sollecitazioni	6
5. TIPOLOGIA STRUTTURALE E MODELLAZIONE	9
5.1 Classificazione della struttura	14
5.2 Materiali utilizzati nella modellazione	14
5.3 Pesì propri e carichi di esercizio	16
5.4 Azione sismica	16
5.5 Analisi e verifiche svolte con l'ausilio del codice di calcolo	17
6. ANALISI E VERIFICHE SVOLTE CON L'AUSILIO DI CODICI DI CALCOLO	19
6.1 Combinazioni di carico	19
6.1.1 Combinazione per le verifiche	19
6.1.2 Coefficienti di combinazione (Tab. Tabella 2.5.I delle NTC 2008)	20
7. VERIFICHE ELEMENTI STRUTTURALI E NON STRUTTURALI	21
7.1 Verifiche elementi strutturali	21
7.2 Verifiche elementi non strutturali	23

1. PREMESSA

La presente si pone come obiettivo quello di analizzare preliminarmente la capacità di resistenza ai carichi previsti dalla normativa attuale, in particolare alle azioni sismiche, dell'edificio adibito a palestra comunale sito in Villa d'Ogna (BG) che secondo l'attuale D.G.R. del 30 marzo 2016 n. X/5001 ricade in zona sismica 3.

Le tematiche trattate dal presente studio riguardano principalmente valutazioni di carattere strutturale. Si sono però fatte anche valutazioni non strutturali per gli elementi e/o componenti che potrebbero mettere a repentaglio la sicurezza dei fruitori della struttura allorché la stessa fosse investita da un'eccitazione sismica. Si sono pertanto indagate, a livello preliminare, eventuali problematiche ad elementi secondari quali controsoffitti, dotazioni impiantistiche, etc.



Foto 1 – estratto ortofoto con indicazione della palestra oggetto di analisi

2. DATI EDIFICIO E DOCUMENTAZIONE TECNICA DISPONIBILE

Il Comune di Villa d'Ogna si trova in Provincia di Bergamo, in Alta Valle Seriana, ad una distanza di circa 35 km da Bergamo.

La palestra oggetto del presente studio è contornata dalla presenza di edifici significativi nell'ambito del costruito di Villa d'Ogna, quali il Municipio, la scuola e l'edificio sede delle Associazioni così come la biblioteca (vedi foto 1). Il complesso edilizio è costituito da un livello seminterrato, utilizzabile ai fini spogliatoi, oltre che alla zona tribune ricavata al di sopra degli stessi e l'area adibita a gioco che risulta dislocata frontalmente agli stessi, verso monte. L'edificio, di recente costruzione, presenta una forma planimetrica rettangolare mentre in altezza assume un profilo che degrada dalla parte più alta (parte a ovest nei pressi degli spogliatoi) alla parte più bassa (parte a est) verso via Agro. Tale conformazione trova massima espressione in copertura, laddove travi in acciaio e tiranti assecondano l'andamento e la pendenza del manto.

La modellazione sismica preliminare che segue si è basata sulla documentazione messa a disposizione allo scrivente. In particolare si sono consultati:

- il progetto architettonico a firma del Dott. Arch. Stefano Bertino;
- il progetto strutturale a firma del Dott. Ing. Giovanni Bosi ed in particolare
 - ✓ la denuncia (e le relative relazioni di calcolo) di opere in conglomerato cementizio armato normale, in conglomerato cementizio armato precompresso, a struttura metallica del 20 maggio 1999 con n. di protocollo 157759 del 20/05/1999;
 - ✓ la denuncia (e le relative relazioni di calcolo) di opere in conglomerato cementizio armato normale, in conglomerato cementizio armato precompresso, a struttura metallica del 30 ottobre 2000 con n. di protocollo 171140;
 - ✓ la denuncia (e le relative relazioni di calcolo) di opere in conglomerato cementizio armato normale, in conglomerato cementizio armato precompresso, a struttura metallica del 26 luglio 2001 con n. di protocollo 173926;
 - ✓ la relazione a strutture ultimate con allegati i certificati dei materiali utilizzati nella realizzazione dell'edificio del 20 agosto 2001 con n. di protocollo 173999;

- ✓ il collaudo statico del 20 agosto 2001 con n. di protocollo 173999;
- ✓ gli elaborati strutturali, sia per le parti in c.a. in opera che per le parti in c.a. prefabbricato ed in acciaio.

La modellazione, le conseguenti analisi e le considerazioni che ne sono nate hanno dato per assunto che la geometria e i materiali utilizzati nella costruzione fossero aderenti alla documentazione progettuale depositata. Non sono state effettuate indagini materiche di nessun tipo.

3. **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

L'analisi della struttura in oggetto è stata eseguita utilizzando i metodi usuali della Scienza delle Costruzioni ed in conformità alle normative e leggi vigenti; in particolare:

[1] **Legge n. 1086 del 5 novembre 1971**

Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.

[2] **D.M. del 20 novembre 1987**

Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento.

[3] **D.M. del 11 marzo 1988**

Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

[4] **D.M. del 14 febbraio 1992**

Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.

[5] **Decreto Presidente della Repubblica n. 380 del 6 giugno 2001**

Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia.

[6] **Ordinanza della Presidenza del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003** Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.

[7] **D.M. del 14 gennaio 2008**

Norme Tecniche per le Costruzioni.

4. CONTROLLI E CALCOLI

4.1 Descrizione del software Sismicad idraulici

La modellazione della struttura e la rielaborazione dei risultati di calcolo sono stati effettuati mediante il software Sismicad.

Si tratta di un software di calcolo strutturale che nella versione più estesa è dedicato al progetto e verifica degli elementi in cemento armato, acciaio, muratura e legno di opere civili. Il software, per la risoluzione del modello strutturale utilizza un solutore agli elementi finiti tridimensionale. Il software è sostanzialmente diviso in tre moduli:

- un pre – processore che consente l'introduzione della geometria e dei carichi e crea il file dati di input al solutore;
- il solutore agli elementi finiti;
- un post processore che a soluzione avvenuta elabora i risultati eseguendo il progetto e la verifica delle membrature e producendo i grafici ed i tabulati di output.

4.2 Specifiche tecniche

Denominazione del software: Sismicad 12.9

Produttore del software: Concrete

Concrete srl, via della Pieve, 15, 35121 PADOVA - Italy

<http://www.concrete.it>

Versione: 12.9

4.3 Schematizzazione strutturale e criteri di calcolo delle sollecitazioni

Il software schematizza la struttura attraverso l'introduzione nell'ordine di fondazioni, poste anche a quote diverse, platee, platee nervate, plinti e travi di fondazione poggianti tutte su suolo elastico alla Winkler, di elementi verticali, pilastri e pareti in c.a. anche con fori, di orizzontamenti costituiti da solai orizzontali e inclinati (falde), e relative travi di piano e di falda; è ammessa anche l'introduzione di elementi prismatici in c.a. di interpiano con possibilità di collegamento in inclinato a solai posti a quote diverse. I nodi strutturali possono essere connessi solo a travi, pilastri e pareti,

simulando così impalcati infinitamente deformabili nel piano, oppure a elementi lastra di spessore dichiarato dall'utente simulando in tal modo impalcati a rigidità finita. I nodi appartenenti agli impalcati orizzontali possono essere connessi rigidamente ad uno o più nodi principali giacenti nel piano dell'impalcato; generalmente un nodo principale coincide con il baricentro delle masse. Tale opzione, oltre a ridurre significativamente i tempi di elaborazione, elimina le approssimazioni numeriche connesse all'utilizzo di elementi lastra quando si richiede l'analisi a impalcati infinitamente rigidi. Per quanto concerne i carichi, in fase di immissione dati, vengono definite, in numero a scelta dell'utente, condizioni di carico elementari le quali, in aggiunta alle azioni sismiche e variazioni termiche, vengono combinate attraverso coefficienti moltiplicativi per fornire le combinazioni richieste per le verifiche successive. L'effetto di disassamento delle forze orizzontali, indotto ad esempio dai torcenti di piano per costruzioni in zona sismica, viene simulato attraverso l'introduzione di eccentricità planari aggiuntive le quali costituiscono ulteriori condizioni elementari di carico da cumulare e combinare secondo i criteri del paragrafo precedente. Tipologicamente sono ammessi sulle travi e sulle pareti carichi uniformemente distribuiti e carichi trapezoidali; lungo le aste e nei nodi di incrocio delle membrature sono anche definibili componenti di forze e coppie concentrate comunque dirette nello spazio. Sono previste distribuzioni di temperatura, di intensità a scelta dell'utente, agenti anche su singole porzioni di struttura. Il calcolo delle sollecitazioni si basa sulle seguenti ipotesi e modalità: travi e pilastri deformabili a sforzo normale, flessione deviata, taglio deviato e momento torcente. Sono previsti coefficienti riduttivi dei momenti di inerzia a scelta dell'utente per considerare la riduzione della rigidità flessionale e torsionale per effetto della fessurazione del conglomerato cementizio. È previsto un moltiplicatore della rigidità assiale dei pilastri per considerare, se pure in modo approssimato, l'accorciamento dei pilastri per sforzo normale durante la costruzione. Le travi di fondazione su suolo alla Winkler sono risolte in forma chiusa tramite uno specifico elemento finito; le pareti in c.a. sono analizzate schematizzandole come elementi lastra-piastra discretizzati con passo massimo assegnato in fase di immissione dati; le pareti in muratura possono essere schematizzate con elementi lastra – piastra con spessore flessionale ridotto rispetto allo spessore membranale. I plinti su suolo alla Winkler sono modellati con la introduzione di molle verticali elastoplastiche. La traslazione orizzontale a scelta dell'utente è bloccata o gestita da molle orizzontali di modulo di reazione proporzionale al verticale. I pali sono

modellati suddividendo l'asta in più aste immerse in terreni di stratigrafia definita dall'utente. Nei nodi di divisione tra le aste vengono inserite molle assialsimmetriche elastoplastiche precaricate dalla spinta a riposo che hanno come pressione limite minima la spinta attiva e come pressione limite massima la spinta passiva modificabile attraverso opportuni coefficienti. I plinti su pali sono modellati attraverso aste di rigidità elevata che collegano un punto della struttura in elevazione con le aste che simulano la presenza dei pali; le piastre sono discretizzate in un numero finito di elementi lastra – piastra con passo massimo assegnato in fase di immissione dati; nel caso di platee di fondazione i nodi sono collegati al suolo da molle aventi rigidità alla traslazione verticale e richiesta anche orizzontale. La deformabilità nel proprio piano di piani dichiarati non infinitamente rigidi e di falde (piani inclinati) può essere controllata attraverso la introduzione di elementi membranali nelle zone di solaio. I disassamenti tra elementi asta sono gestiti automaticamente dal software attraverso la introduzione di collegamenti rigidi locali. Alle estremità di elementi asta è possibile inserire svincolamenti tradizionali così come cerniere parziali (che trasmettono una quota di ciò che trasmetterebbero in condizioni di collegamento rigido) o cerniere plastiche. Alle estremità di elementi bidimensionali è possibile inserire svincolamenti con cerniere parziali del momento flettente avente come asse il bordo dell'elemento. Il calcolo degli effetti del sisma è condotto, a scelta dell'utente, con analisi statica lineare, con analisi dinamica modale o con analisi statica non lineare, in accordo alle varie normative adottate. Le masse, nel caso di impalcati dichiarati rigidi sono concentrate nei nodi principali di piano altrimenti vengono considerate diffuse nei nodi giacenti sull'impalcato stesso. Nel caso di analisi sismica vengono anche controllati gli spostamenti di interpiano.

5. TIPOLOGIA STRUTTURALE E MODELLAZIONE

La struttura oggetto di analisi risulta essere composta da porzioni in c.a. in opera (blocco spogliatoi e muri perimetrali palestra), da parti in c.a. prefabbricato (solaio di copertura spogliatoi) e da parti in acciaio (struttura d'elevazione sino in copertura e copertura stessa).

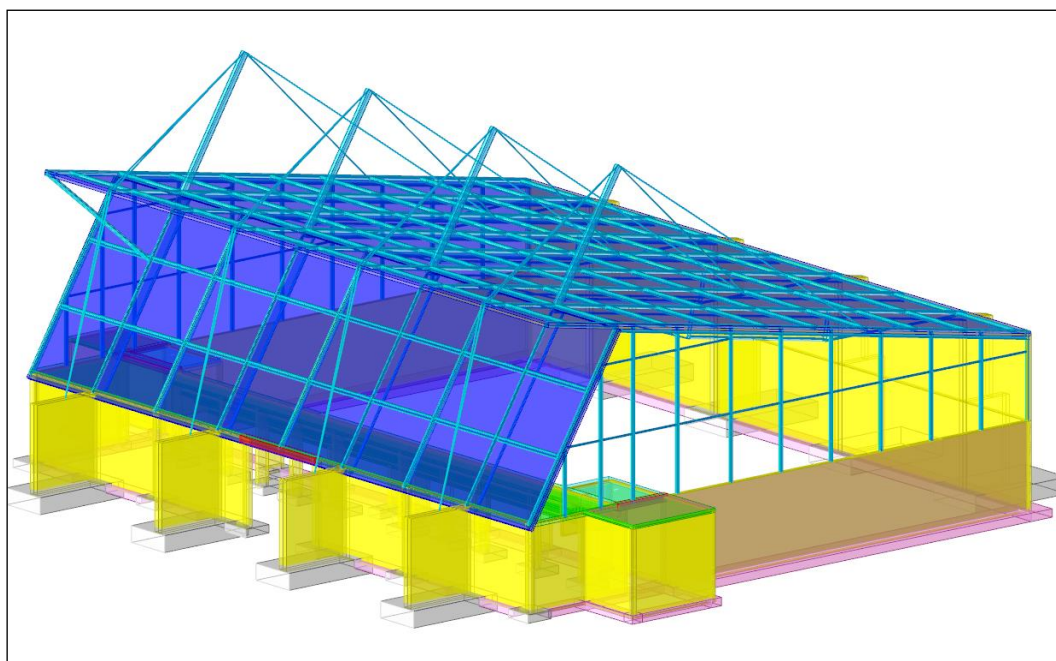


Figura 1 – vista del modello FEM (caratteristiche geometriche)

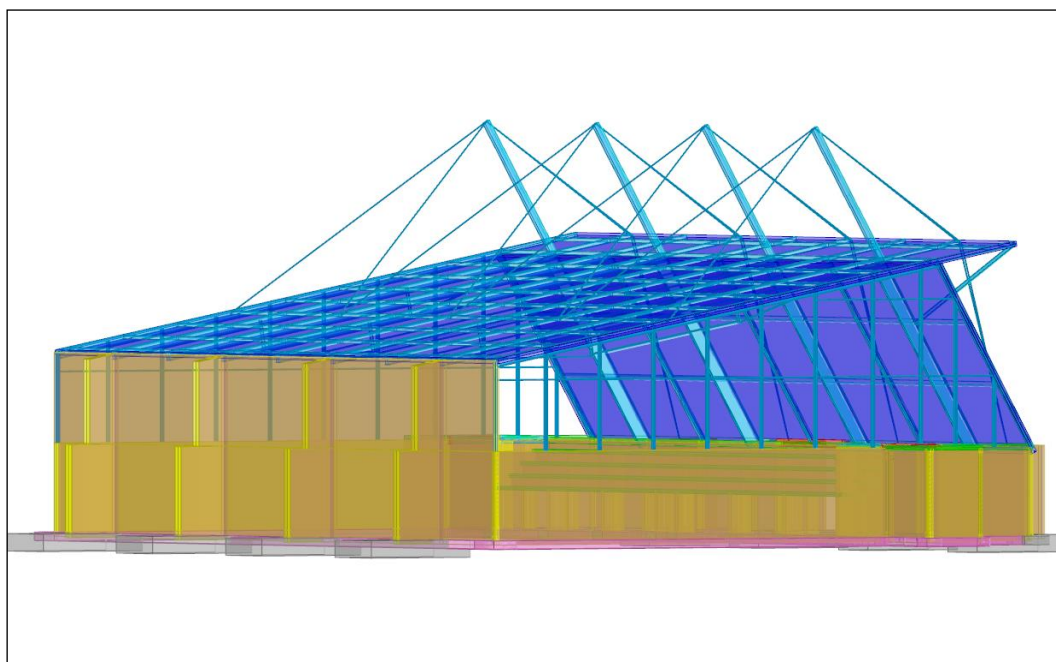


Figura 2 – vista del modello FEM (caratteristiche geometriche)

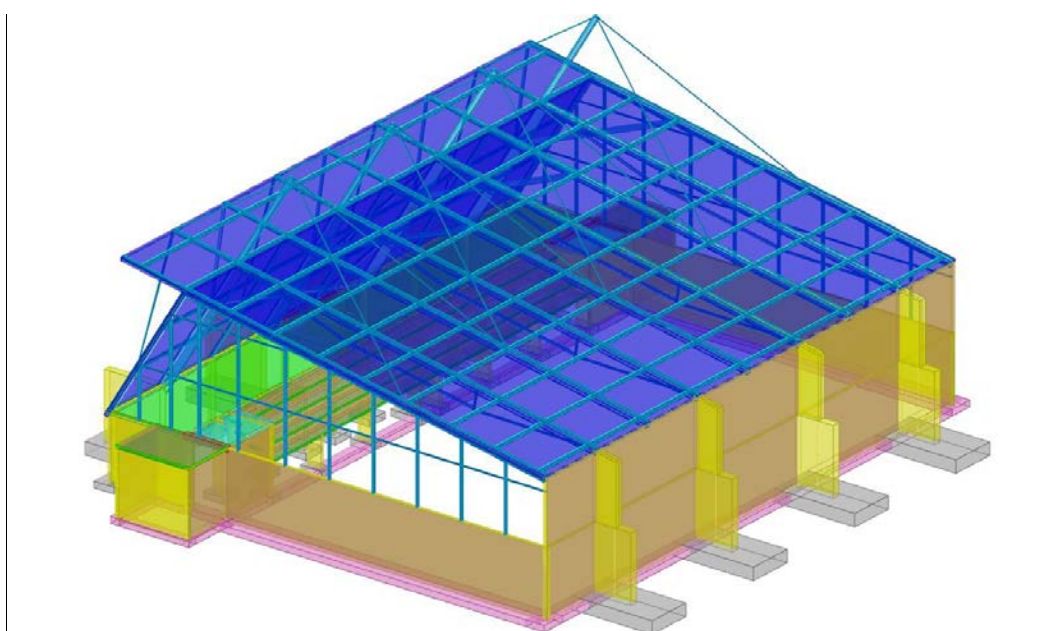


Figura 3 – vista del modello FEM (caratteristiche geometriche)

La modellazione ha ricalcato in maniera fedele la geometria del fabbricato e dei diversi elementi strutturali che la compongono (sia per le parti in c.a. che per le parti in acciaio), sia per quanto concerne le sezioni che per quanto riguarda l'armatura delle stesse.

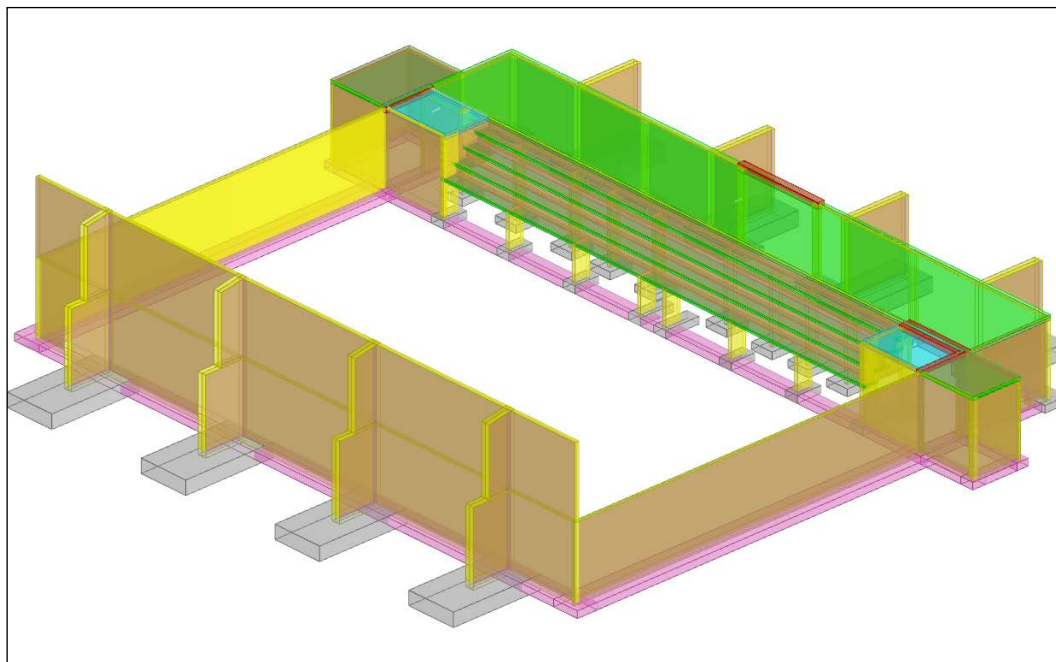


Figura 4 – vista del modello FEM (caratteristiche geometriche) – parti in c.a. (sia in opera che prefabbricato)

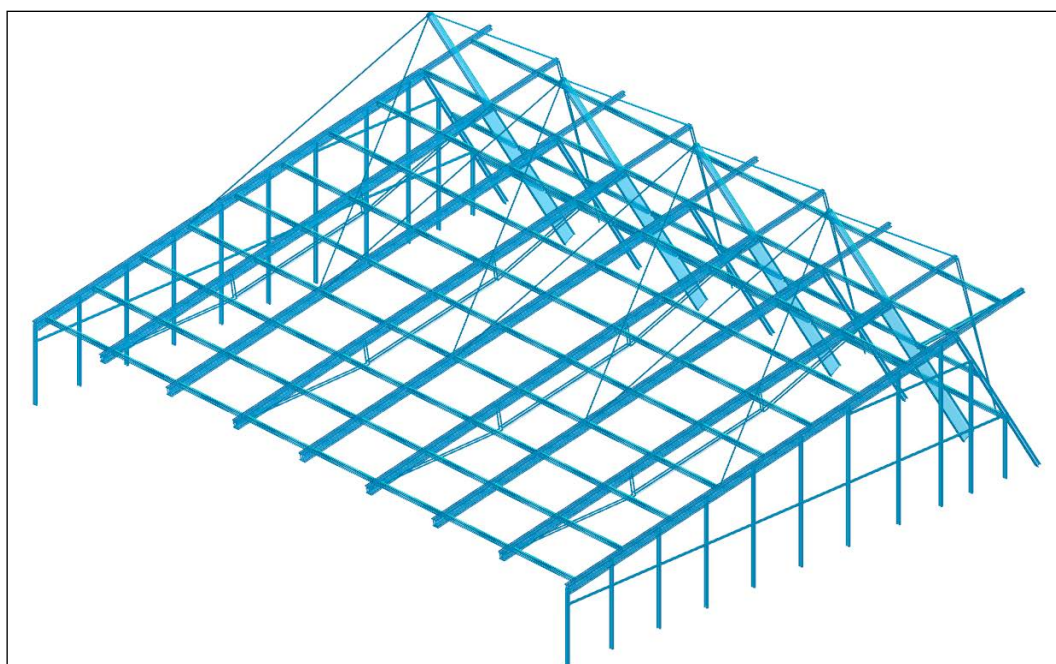


Figura 5 – vista del modello FEM (caratteristiche geometriche) – parti in acciaio

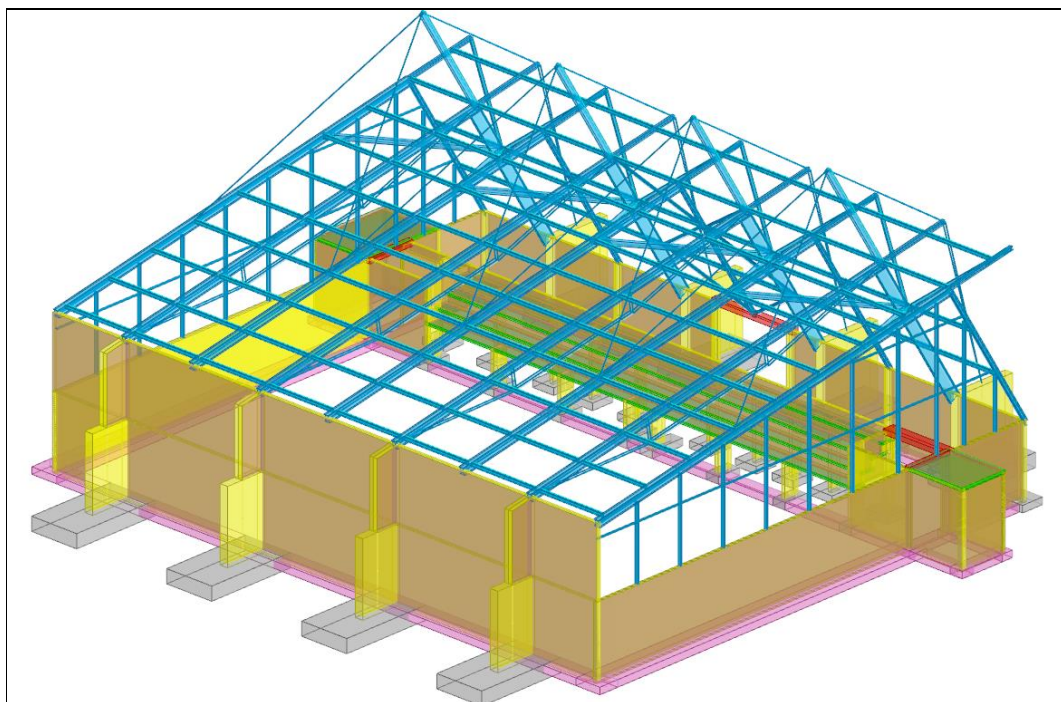


Figura 6 – vista del modello FEM (caratteristiche geometriche) – parti in acciaio

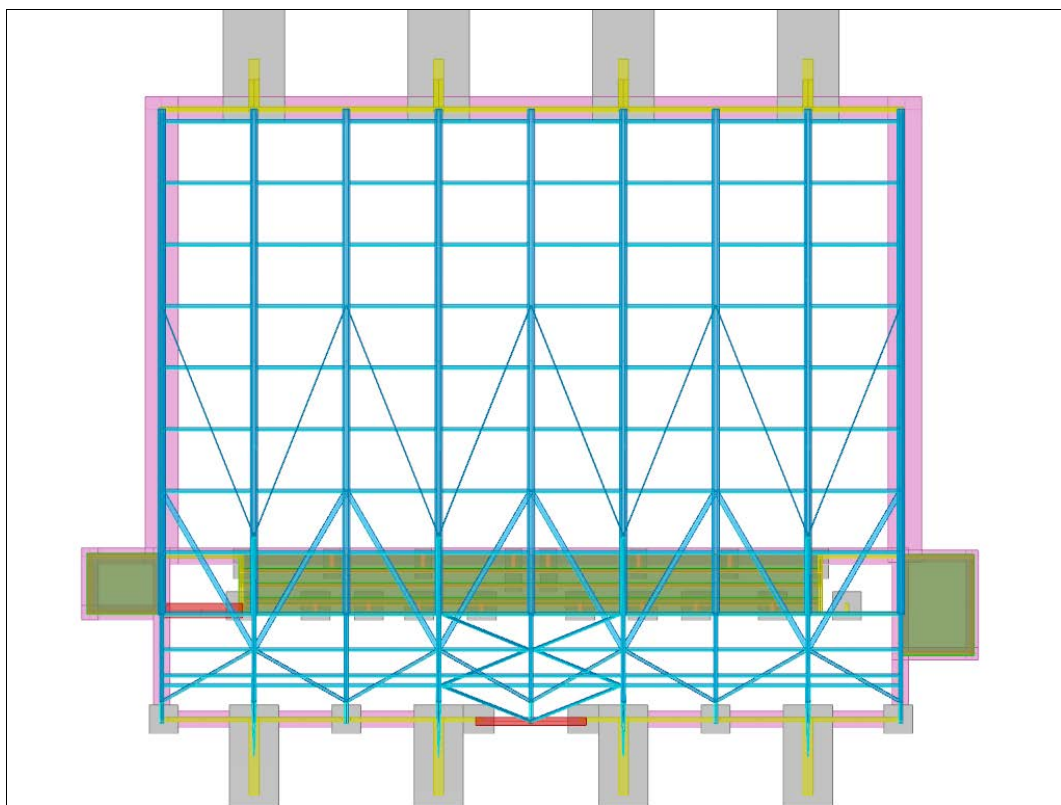


Figura 7 – vista del modello FEM (caratteristiche geometriche) – parti in c.a. e parti in acciaio

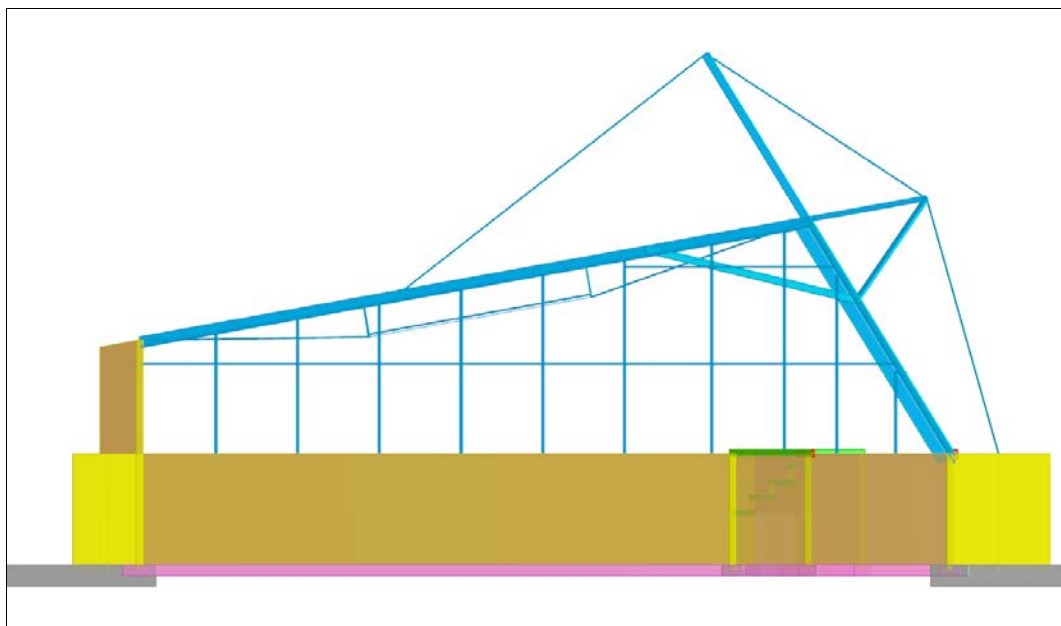


Figura 8 – vista del modello FEM (caratteristiche geometriche) – parti in c.a. e parti in acciaio

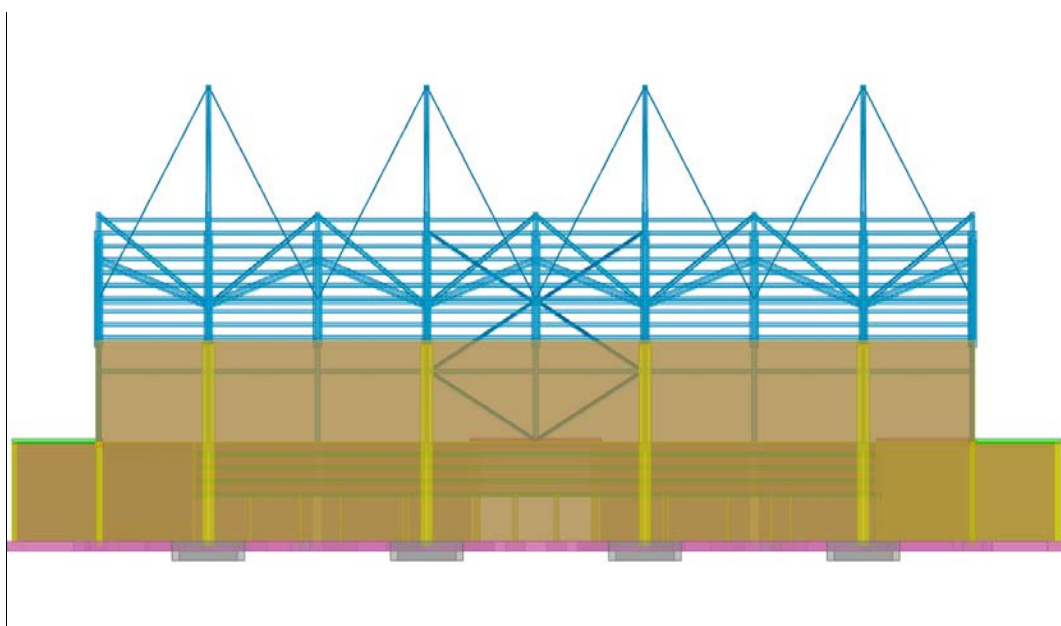


Figura 9 – vista del modello FEM (caratteristiche geometriche) – parti in c.a. e parti in acciaio

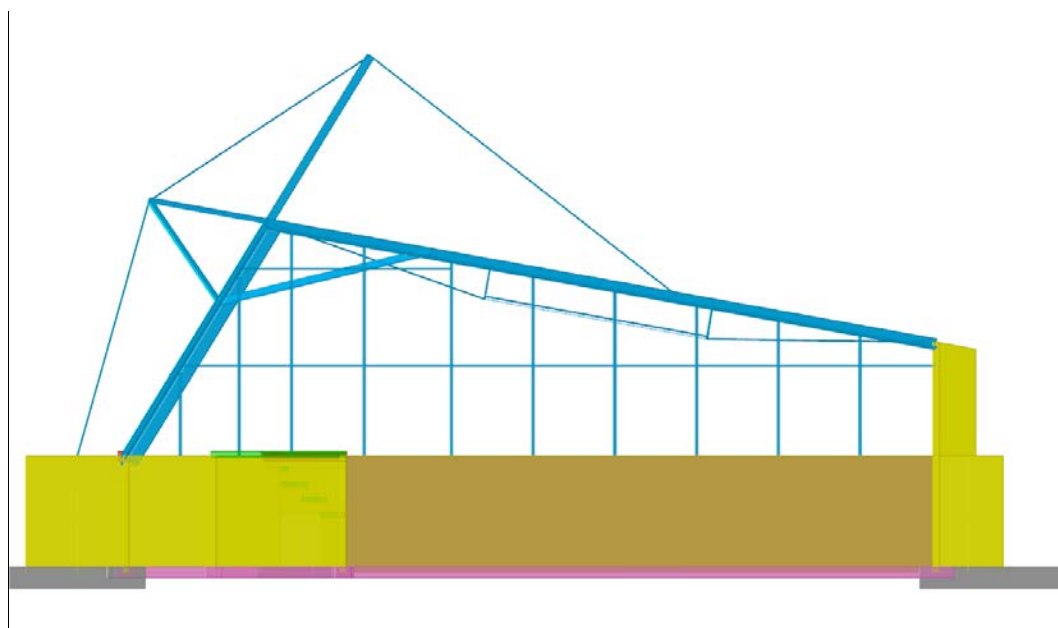


Figura 10 – vista del modello FEM (caratteristiche geometriche) – parti in c.a. e parti in acciaio

5.1 Classificazione della struttura

La struttura in progetto viene classificata come segue:

Tipo di costruzione: 2, con vita nominale ≥ 50 anni;

Classe d'uso: III, Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

5.2 Materiali utilizzati nella modellazione

Calcestruzzo per tutte le opere in conglomerato cementizio armato

- **Classe di resistenza C16/20 ($R_{ck} \geq 20 \text{ N/mm}^2$)**
- resistenza caratteristica a compressione su provini cubici (R_{ck}) 20 N/mm^2 ;
- resistenza caratteristica a compressione su provini cilindrici (f_{ck}) 16 N/mm^2 ;
- resistenza media a compressione su provini cilindrici (f_{cm}) 24 N/mm^2 ;
- resistenza caratteristica a trazione (f_{ctk}) 1,4 N/mm^2 ;
- resistenza media a trazione (f_{ctm}) 2,0 N/mm^2 ;

- tensione normale ammissibile (σ_{amm})	7 N/mm ² ;
- tensione tangenziale ammissibile (τ_{amm})	0,6 N/mm ² ;
- modulo di elasticità normale (E_{cm})	28'600 N/mm ² ;
- coefficiente di Poisson calcestruzzo non fessurato (ν_{nf})	0,2;
- coefficiente di Poisson calcestruzzo fessurato (ν_f)	0,0;
- coefficiente di dilatazione termica (α)	10 x 10 ⁻⁶ / C;
- massa volumica (ρ)	2'500 kg/m ³ .
• Classe di resistenza C25/30 ($R_{ck} \geq 30$ N/mm²)	
- dosaggio minimo di cemento per m ³ di impasto	350 kg/m ³ ;
- classe di consistenza valutata attraverso l'abbassamento al cono di Abrams	S4;
- diametro massimo degli inerti	20 mm;
- rapporto massimo acqua/cemento	0,55;
- copriferro minimo	30 mm;
- volume minimo di aria inglobata (o secondo UNI 7087 per resistenza al gelo)	4%.
- resistenza caratteristica a compressione su provini cubici (R_{ck})	30 N/mm ² ;
- resistenza caratteristica a compressione su provini cilindrici (f_{ck})	25 N/mm ² ;
- resistenza media a compressione su provini cilindrici (f_{cm})	33 N/mm ² ;
- resistenza caratteristica a trazione (f_{ctk})	1,8 N/mm ² ;
- resistenza media a trazione (f_{ctm})	2,6 N/mm ² ;
- tensione normale ammissibile (σ_{amm})	9,75 N/mm ² ;
- tensione tangenziale ammissibile (τ_{amm})	0,6 N/mm ² ;
- modulo di elasticità normale (E_{cm})	31'500 N/mm ² ;
- coefficiente di Poisson calcestruzzo non fessurato (ν_{nf})	0,2;
- coefficiente di Poisson calcestruzzo fessurato (ν_f)	0,0;
- coefficiente di dilatazione termica (α)	10 x 10 ⁻⁶ / C;
- massa volumica (ρ)	2'500 kg/m ³ .

Acciaio per cemento armato FeB 44k - B450C

- tensione di rottura (f_u)	540 N/mm ² ;
---------------------------------	-------------------------

- tensione di snervamento (f_y)	450 N/mm ² ;
- tensione di sicurezza ammissibile (σ_{amm})	260 N/mm ² ;
- tensione tangenziale ammissibile (τ_{amm})	150 N/mm ² ;
- modulo di elasticità normale (E)	210'000 N/mm ² ;
- modulo di elasticità tangenziale (G)	80'770 N/mm ² ;
- coefficiente di Poisson (ν)	0,3;
- coefficiente di dilatazione termica (α)	12 x 10 ⁻⁶ / C;
- massa volumica (ρ)	7'850 kg/m ³ .

Acciaio da carpenteria (S275 - ex Fe430)

- modulo di elasticità normale (E)	210'000 N/mm ² ;
- modulo di elasticità tangenziale (G)	80'770 N/mm ² ;
- coefficiente di Poisson (ν)	0,3;
- tensione normale ammissibile (σ_{amm})	190 N/mm ² ;
- tensione tangenziale ammissibile (τ_{amm})	109 N/mm ² ;
- tensione caratteristica a snervamento (f_{yk})	275 N/mm ² ;
- tensione caratteristica a snervamento di progetto (f_{yd})	250 N/mm ² .
- tensione caratteristica a rottura (f_{tk})	430 N/mm ² ;
- coefficiente di espansione termica lineare (α)	12 x 10 ⁻⁶ / C;
- massa volumica (ρ)	7'850 kg/m ³ .

5.3 Pesi propri e carichi di esercizio

Per i pesi propri ed i carichi di esercizio sulla struttura si è fatto riferimento alle indicazioni/ipotesi della denuncia originaria.

5.4 Azione sismica

A seguito dell'entrata in vigore del D.M. 14 gennaio 2008 (Norme Tecniche per le Costruzioni) l'azione sismica deve essere correlata alla "pericolosità sismica di base" del sito, alla vita nominale della costruzione ed all'uso cui essa è destinata.

I parametri di pericolosità sismica del sito, ottenuti mediante interpolazione dei punti del reticolo di riferimento, sono riportati di seguito.

Tipo di costruzione	2					
Vn	Default (50)					
Classe d'uso	III					
Località:	Bergamo, Villa D'ogna Latitudine ED50 45,9056° (45° 54' 20") Longitudine ED50 9,9319° (9° 55' 55") Altitudine s.l.m. 533,63 m					
Zona sismica	Zona 3					
Vr	Default (75)					
	Stato limite	Pvr(%)	Tr(anni)	Ag/g	Fo	Tc*(sec)
	SLO	Default (81)	45	0.0336	2.538	0.207
	SLD	Default (63)	75	0.0409	2.566	0.223
	SLV	Default (10)	712	0.0922	2.557	0.288
	SLC	Default (5)	1462	0.1163	2.565	0.299

La vita nominale della struttura è stata fissata in 50 anni. Alla struttura è stata assegnata una classe d'uso III pertanto il periodo di riferimento risulta $VR = VN \times CU = 75$ anni.

5.5 Analisi e verifiche svolte con l'ausilio del codice di calcolo

Le analisi sono state svolte con l'ausilio del software BeamCad della Concrete s.r.l. regolarmente licenziato.

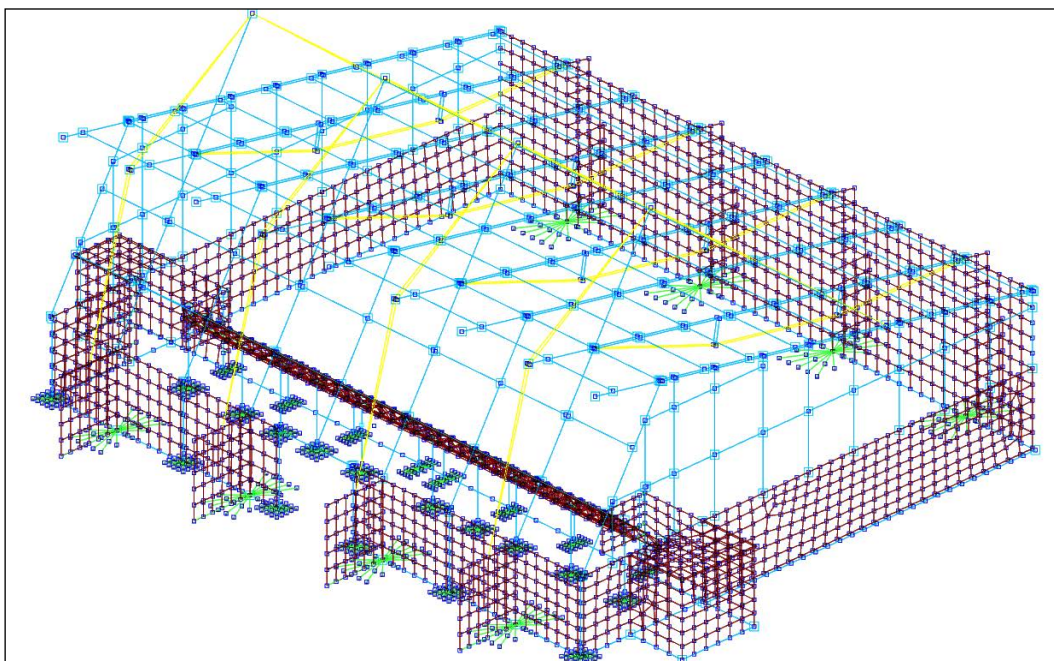


Figura 11 – telaio equivalente

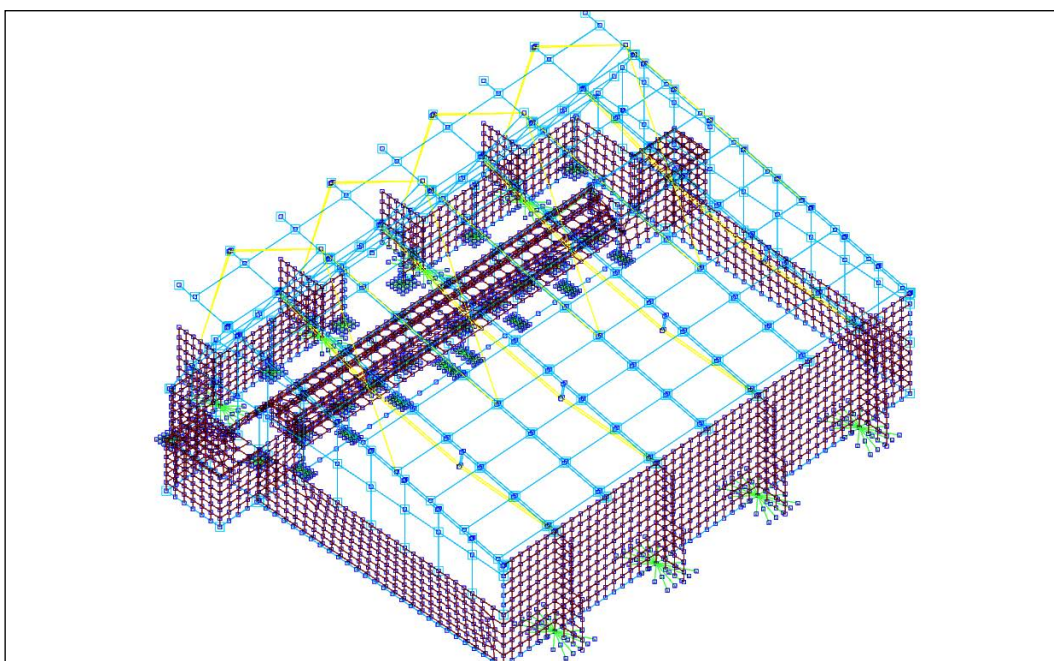


Figura 12 – telaio equivalente

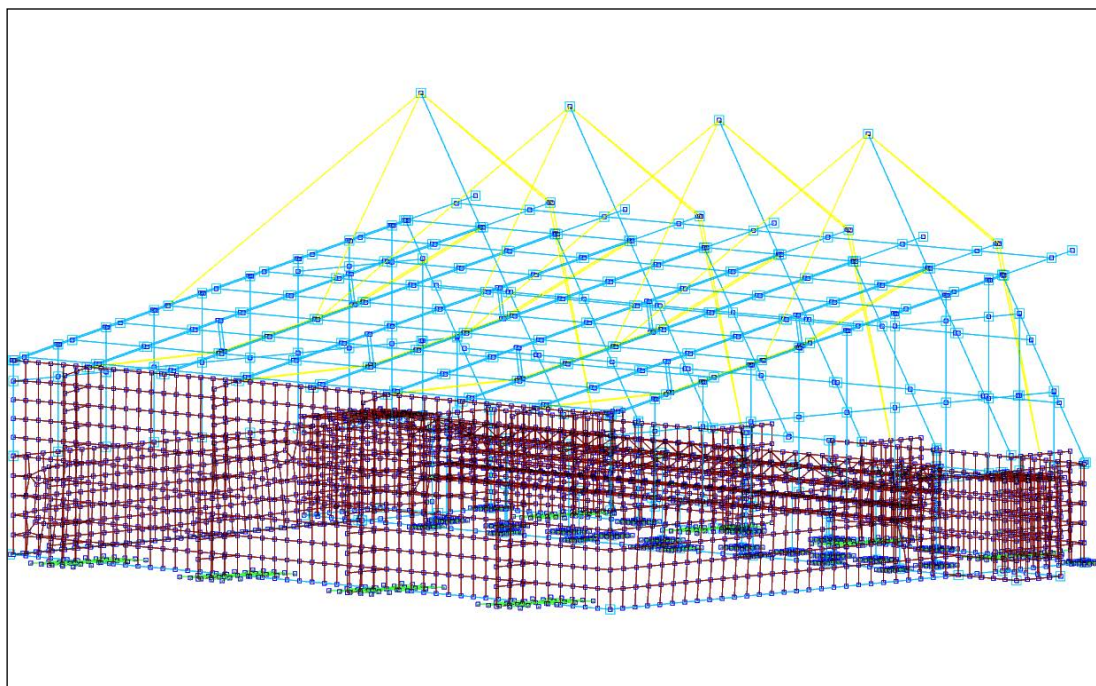


Figura 13 – telaio equivalente

6. ANALISI E VERIFICHE SVOLTE CON L'AUSILIO DI CODICI DI CALCOLO

6.1 Combinazioni di carico

Di seguito si riportano le combinazioni di carico previste da normativa (vedi paragrafo dedicato), adottate per i calcoli e le verifiche strutturali ivi riportati. Le combinazioni di carico adottate sono esaustive relativamente agli scenari di carico più gravosi cui l'opera sarà soggetta.

6.1.1 Combinazione per le verifiche

Combinazione di carico per lo Stato Limite Ultimo

$$F_d = \gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_p P + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \sum \gamma_{Qj} (\Psi_{0j} Q_{kji})$$

con:

$$\gamma_{G1} = 1,3 \text{ (1,0 se il suo contributo aumenta la sicurezza);}$$

$$\gamma_{G2} = 1,5 \text{ (0 se il suo contributo aumenta la sicurezza);}$$

$$\gamma_p = 1;$$

$\gamma_{Qj} = 1,5$ (0 se il suo contributo aumenta la sicurezza);

ed essendo:

G_1 il valore caratteristico delle azioni permanenti;

G_2 il valore caratteristico delle azioni permanenti non strutturali;

P_k il valore caratteristico della forza di precompressione;

Q_{k1} il valore caratteristico dell'azione variabile dominante di ogni combinazione;

Q_{kj} i valori caratteristici delle azioni variabili tra loro indipendenti;

Ψ_{0j} coefficiente di combinazione allo stato limite ultimo.

Combinazione di carico per lo Stato Limite di Esercizio

- combinazione rara: $F_d = G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \sum (\Psi_{0j} Q_{kj})$;

- combinazione frequente: $F_d = G_1 + G_2 + P + \Psi_{11} Q_{k1} + \sum (\Psi_{2j} Q_{kj})$;

- combinazione quasi permanente: $F_d = G_1 + G_2 + P + \sum (\Psi_{2j} Q_{kj})$.

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai carichi gravitazionali di cui alla combinazione quasi permanente.

Ψ_{1j} : coefficiente atto a definire i valori delle azioni variabili assimilabili ai frattali di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;

6.1.2 Coefficienti di combinazione (Tab. Tabella 2.5.1 delle NTC 2008)

In assenza di informazioni adeguate si potranno attribuire ai coefficienti Ψ_{0j} , Ψ_{1j} , Ψ_{2j} i valori minimi riportati nel quadro sinottico seguente.

Tabella 2.5.1 NTC 2008 – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria	Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A	Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B	Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C	Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D	Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E	Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F	Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G	Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H	Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	Vento	0,6	0,2	0,0
Neve	Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve	Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Δt	Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Nel caso in oggetto abbiamo:

		Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria C	Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Neve	Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0

7. VERIFICHE ELEMENTI STRUTTURALI E NON STRUTTURALI

7.1 Verifiche elementi strutturali

Dopo aver modellato la struttura oggetto di analisi, si sono verificati preliminarmente alcuni degli elementi più significativi, allorquando gli stessi siano interessati da sollecitazioni dovute a carichi statici e dinamici. In particolare si sono passate in rassegna le seguenti parti di struttura:

- parti in c.a. (in opera e prefabbricate)
 - apparato fondazionale (plinti e fondazione continua);
 - pilastri;

- parti in acciaio
 - montante;
 - tirante di copertura;
 - arcareccio di copertura.

Come testimoniano gli allegati a margine della presente i risultati ottenuti dalle verifiche hanno fornito indicazioni soddisfacenti dimostrando un buono stato di consistenza ed adeguatezza degli elementi nei confronti dei sovraccarichi imposti dalla Vigente Normativa (soprattutto se rapportate al terremoto di progetto considerato).

Ogni scheda allegata illustra l'elemento oggetto di verifica, riportando le sollecitazioni (momento, azione assiale e taglio) che investono lo stesso e le capacità resistenti che l'elemento è in grado di offrire.

Appare doveroso fare una considerazione sulle verifiche riportate per ogni elemento indagato. Dalle stesse emerge infatti che il "tasso di lavoro" per la condizione statica risulta essere superiore (almeno per gli elementi indagati) rispetto alla condizione sismica. La cosa, che inizialmente potrebbe apparire come anomala, in realtà si giustifica col fatto che la combinazione di carico sismica (vedi capitolo 6) introduce coefficienti di non contemporaneità che abbattano i carichi variabili in presenza di quello sismico. Per la copertura, essendo il sito di riferimento inferiore ai 1000 m s.l.m., il carico variabile da neve per la condizione sismica viene addirittura annullato con le inevitabili ripercussioni positive sulla struttura e sugli elementi della stessa.

Da una valutazione preliminare d'insieme la struttura presenta una forte rigidità nella parte bassa rappresentata dalle murature perimetrali in c.a. che contornano tutto il suo perimetro ed una parte "leggera" rappresentata dalla struttura in acciaio (sia per l'elevazione che per la copertura). Il manufatto presenta quindi una buona capacità resistente e duttilità d'insieme.

Le situazioni descritte nel presente paragrafo, a fronte della destinazione d'uso del fabbricato, necessitano comunque di un ulteriore approfondimento che vada oltre la preliminare valutazione di cui nella presente, anche in virtù dell'incertezza legata ai materiali costruttivi (nessuna prova

materica e quindi nessun dato concreto sono stati infatti implementati) ed alle necessarie verifiche locali di alcuni nodi per poter escludere meccanismi "fragili" locali.

È consigliabile inoltre un oggettivo controllo periodico che possa evidenziare eventuali evoluzioni negative sui materiali e sui particolari costruttivi (vedi giunzioni e/o connessioni). Si consiglia dunque una verifica generale con cadenza massima quinquennale del fabbricato in modo da poter ravvisare eventuali comportamenti anomali della struttura.

7.2 Verifiche elementi non strutturali

Le valutazioni di cui al capitolo precedente hanno voluto indagare lo stato di salute dei diversi elementi strutturali di fronte ad un'eccitazione sismica. Ugualmente importante appare però anche il comportamento di quegli elementi o di quelle sottostrutture "secondarie" che di fronte ad un sisma potrebbero evidenziare situazioni di incipiente pericolo come la caduta di oggetti e/o parti impiantistiche dall'alto.

Ecco che appare di fondamentale importanza tenere monitorati con frequenza annuale i vincoli di tali elementi/sottostrutture.

Esternamente meritano quindi attenzione di una valutazione visiva ed un controllo:

- il fissaggio dei pannelli sandwich di parete all'orditura metallica d'elevazione;



- il fissaggio delle staffe di ancoraggio del camino ai pannelli di parete;



- il fissaggio della struttura pensile sull'ingresso della palestra al piano seminterrato.



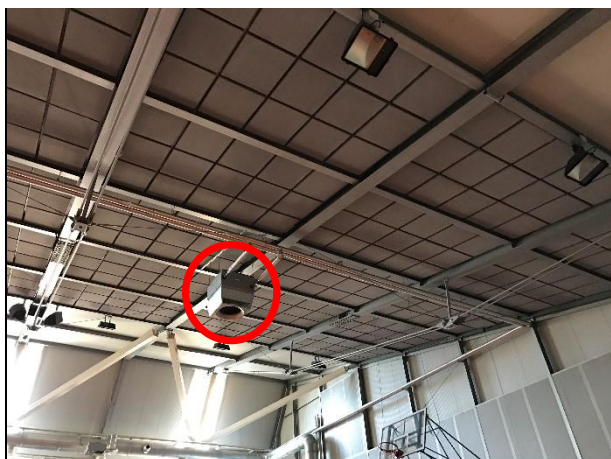
Internamente meritano invece attenzione di una valutazione visiva ed un controllo:

- il fissaggio al solaio in lastre predalles di canali di climatizzazione/condizionamento, di corpi illuminanti così come le canaline per il supporto dell'impianto elettrico;



- il fissaggio di proiettori, casse audio, tubazioni di alimentazione aerotermi e/o proiettori alla orditura principale della copertura;





- il fissaggio e le guarnizioni dei serramenti inclinati proprio sulla via di evacuazione del pubblico che potrebbero cadere sul sottostante passaggio qualora fossero troppo incastrati nel telaio e non riescano ad assorbire I deformazioni di un'ipotetica scossa;



Da una prima valutazione a vista non vi sono comunque condizioni di pericolo immediato, ma per escludere nella maniera più assoluta tali evenienze risulta necessario un controllo più accurato (magari con elevatori telescopici per meglio raggiungere gli elementi in quota e valutarne accuratamente il grado di vincolo e di tenuta).

Controllo che, supportato da verifiche locali analitiche, possa escludere situazioni di pericolo localizzate.

Clusone, 31 marzo 2017

IL PROGETTISTA

Dott. Ing. Gianfranco Lubrini

Allegati:

- schede elementi oggetto di verifica.