

# Indice

<b>Premesse .....</b>	<b>2</b>
<b>Normativa di riferimento .....</b>	<b>4</b>
<b>Schematizzazioni.....</b>	<b>5</b>
- <i>Caratterizzazione dei materiali .....</i>	<i>5</i>
- <i>Parametri sismici.....</i>	<i>6</i>
- <i>Vulnerabilità sismica pre-intervento e post-intervento .....</i>	<i>7</i>
- <i>Nuove tamponamento con pannelli tipo "monopanel".....</i>	<i>8</i>
<b>Caratteristiche dei materiali .....</b>	<b>10</b>
- <i>Calcestruzzo per cordoli intermedi.....</i>	<i>10</i>
- <i>Acciaio in barre per cemento armato .....</i>	<i>10</i>
- <i>Acciaio per carpenteria metallica .....</i>	<i>10</i>
<b>Analisi dei carichi .....</b>	<b>11</b>
- <i>Pesi propri.....</i>	<i>11</i>
- <i>Vento.....</i>	<i>11</i>
- <i>Solai di copertura spogliatoio .....</i>	<i>12</i>
- <i>Solai di copertura palestra .....</i>	<i>12</i>
<b>Predimensionamento arcarecci di tamponamento .....</b>	<b>13</b>
<b>Modellazione tridimensionale .....</b>	<b>13</b>
<b>Risultati .....</b>	<b>19</b>
<b>Conclusioni .....</b>	<b>22</b>

## Premesse

La presente relazione riguarda la verifica tecnica dei livelli di vulnerabilità sismica della palestra comunale sita in via Masetto 5 del comune di Povegliano (TV), svolta secondo le norme tecniche vigenti, in particolare il Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008 “Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni” e la Circolare n° 617 del 02/02/2009 “Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008” (GU n° 47 del 26/02/2009 - Suppl. Ordinario n° 27). Le verifiche verranno condotte sullo stato attuale e su un'ipotesi di intervento di adeguamento sismico.

La palestra con annessi spogliatoi è stata realizzata nel 1986 ed è costituita da due corpi di fabbrica: uno è la palestra vera e propria e l'altro, in adiacenza, ospita: spogliatoi, bagni, magazzino e centrale termica. Di seguito si descrivono brevemente le caratteristiche dei due corpi, che verranno rispettivamente denominati: palestra e spogliatoi.

Le caratteristiche geometriche essenziali della palestra sono: edificio a un piano fuori terra con pianta rettangolare di lati pari a 33,34x23,34 m. Il tetto è del tipo piano con altezza di imposta, rispetto al piano campagna, pari a circa 750 cm. Il solaio di copertura è realizzato con travi secondarie in calcestruzzo precompresso tipo “Y” aventi altezza pari a 100 cm e poste in opera ad interasse pari a 250 cm. Le travi secondarie poggiano su travi principali realizzate in opera in calcestruzzo armato. Le travi principali, realizzate su tutto il perimetro, hanno sezione pari a 75x40 cm e poggiano su pilastri. Le strutture portanti verticali: sono costituite da pilastri gettati in opera in calcestruzzo armato aventi sezione pari a 50x50 cm. I tamponamenti in corrispondenza degli spogliatoi sono realizzati con parete in laterizio tipo semipieno (modulari) avente spessore pari a 25 cm, mentre tutti gli altri tamponamenti, compresi quelli sopra il blocco spogliatoi, sono realizzati con parete multistrato composta da parete in laterizio tipo semipieno (modulari) avente spessore pari a 25 cm ed esternamente parete in laterizio tipo semipieno (super) avente spessore pari a 12 cm con interposto isolante. Le fondazioni sono in calcestruzzo armato gettati in opera. A sostegno dei pilastri sono stati realizzati dei plinti aventi sezione pari a 80x80x80 cm per i pilastri d'angolo, 270x150x80 cm per i pilastri posti sui lati corti e 280x160x80 cm per i pilastri posti sui lati lunghi. A sostegno delle murature sono presenti dei cordoli con sezione a “T” rovescio aventi primo dado pari a 70x40 cm e secondo dado pari a 26x40 cm sul lato spogliatoi e 43x40 cm sul rimanente perimetro.

Le caratteristiche geometriche essenziali degli spogliatoi sono: edificio a un piano fuori terra con pianta iscrivibile in un rettangolo di lati pari a 28,80x14,80 m. Il tetto è del tipo piano con altezza di imposta, rispetto al piano campagna, pari a circa 300 cm. Il solai di copertura è realizzato in laterocemento, del tipo a travetti tralicciati prefabbricati, con blocchi di alleggerimento in laterizio di altezza 20 cm e getto in opera di una cappa di calcestruzzo armato dello spessore di 4 cm. Il solaio di copertura poggia su murature in laterizio e/o travi in calcestruzzo. Le travi poggiano su murature in laterizio. Le strutture portanti verticali sono costituite da murature in laterizio realizzate con elementi tipo semipieni e hanno spessori pari a 20 e 25 cm. I tamponamenti perimetrali sono realizzati con parete multistrato composta da parete in laterizio tipo semipieno (modulari) avente spessore pari a 25 cm ed internamente controparete in laterizio tipo forato (forate) avente spessore pari a 8 cm con interposto strato isolante. Le pareti portanti interne sono realizzate in laterizio tipo semipieno (modulari) avente spessore pari a 20 cm. Le pareti divisorie fra i vari locali sono realizzate con parete in laterizio tipo forato (forate) avente spessore pari a 8 cm. Le fondazioni sono costituite da cordoli aventi sezione pari a 45x50 cm.

Dalle ricerche effettuate è emersa una buona corrispondenza con gli elaborati grafici dell'epoca, con la sola eccezione delle travi di sommità della palestra che, previste con sezioni pari a 55x40 cm, sono state realizzate con sezioni pari a 75x40 cm, quasi certamente per allinearle al filo interno della muratura. La corrispondenza è stata accertata a campione anche per quanto riguarda le armature presenti all'interno dei getti nonché le caratteristiche dei materiali.

La pericolosità della situazione in caso di sisma è evidente anche senza eseguire delle calcolazioni del fabbricato, ma semplicemente considerando alcune fragilità locali dovute alle modalità costruttive dell'epoca. Di seguito sono riportate le principali carenze che richiederanno un intervento:

- possibilità di martellamento dei due corpi (spogliatoi e palestra) a causa della mancata realizzazione del giunto, con inevitabile crollo parziale o totale che interesserebbe soprattutto la palestra;
- possibilità di ribaltamento delle travi a "Y" a causa dell'assenza di ritegno, con inevitabile effetto domino e caduta di parti della copertura;
- possibilità di caduta delle travi a "Y" della copertura della palestra a causa del mancato vincolo all'appoggio, essendo allo stato attuale semplicemente appoggiate alle travi principali senza alcun ritegno;
- possibilità di crollo dei tamponamenti perimetrali della palestra con particolare pericolo per la parete realizzata con spessore pari a 12 cm, essendo queste pareti semplicemente accostate ai pilastri come evidenziato anche dalle indagini eseguite.

Tenuto conto di quanto sopra, l'intervento in progetto prevede:

- la creazione di un idoneo giunto sismico fra i due corpi (dimensione almeno pari a 5 cm);
- la realizzazione di idonei placcaggi metallici delle travi a "Y" tali da impedire il possibile crollo per perdita dell'appoggio e il ribaltamento;
- la completa sostituzione delle pareti perimetrali realizzate in laterizio con delle nuove pareti in lastre tipo "monopanel".

La demolizione delle pareti di tamponamento comporterà anche l'eliminazione del cordolo intermedio posizionato a circa 300 cm dal pavimento. È previsto che, sui lati corti, vengano realizzati dei cordoli con quota, dimensioni e caratteristiche simili a quelli presenti sui lati lunghi, a circa 600 cm dal pavimento. Per sostenere, invece, il nuovo tamponamento è previsto che sui lati senza spogliatoio, a quota pari a circa 300 cm dal pavimento, vengano posti in opera degli arcarecci con sezioni tipo "ORP EV 50x180x140x3" (omega rinforzato).

Nella presente relazione di calcolo si riportano la normativa di riferimento, le schematizzazioni adottate, le caratteristiche dei materiali, l'analisi dei carichi e le verifiche di vulnerabilità sismica del fabbricato pre e post intervento.

## **Normativa di riferimento**

È stato usato il metodo degli stati limite, facendo riferimento alla seguente normativa:

- Ordinanza P.C.M. 20 marzo 2003, n. 3274, aggiornata con tutte le modifiche introdotte dalla Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri del 3.5.2005 n. 3431: "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica";
- D.M. 14 gennaio 2008 "Norme tecniche per le costruzioni";
- CIRC. MIN. INFR. TRASP. 2 febbraio 2009: "Istruzioni per l'applicazione delle 'Norme tecniche per le costruzioni' di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008";
- prot. n. DPC/SISM/0083283 del 04/11/2010 del Dipartimento della Protezione Civile – Presidenza del Consiglio dei Ministri "Chiarimenti sulla gestione degli esiti delle verifiche sismiche condotte in ottemperanza all'art. 2, comma 3, dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 23 marzo 2003".

## Schematizzazioni

### **- Caratterizzazione dei materiali**

Per la determinazione dei parametri di resistenza, la ditta 4 Emme Service S.p.A. ha svolto una campagna di indagini sulle strutture in sito, eseguendo le seguenti analisi:

- indagini pacometriche sugli elementi strutturali verticali e orizzontali in c.a.;
- indagini georadar sugli elementi di fondazione;
- test di carbonatazione e prelievo di provini cilindrici per le relative prove di laboratorio;
- prelievo di barre d'armatura e relative prove di laboratorio;
- indagini sui tamponamenti per la determinazione della tipologia e dello spessore della muratura costituite da saggi d'angolo, indagini endoscopiche e il prelievo di un mattone per le relative prove di laboratorio.

Le indagini sono state eseguite in data 18 novembre 2015.

Essendo una struttura esistente, si considerano come valori di progetto quelli medi e non i caratteristici che si utilizzerebbero invece per la progettazione ex-novo. Per il calcestruzzo armato, quindi, i valori da inserire nel modello sono i valori medi abbattuti del coefficiente di confidenza che dipende dal livello di conoscenza. Le prove sperimentali hanno evidenziato i seguenti dati:

- Resistenza media cubica a compressione = 30,125 MPa (media su 4 prove) e quindi:

$$f_{cm} = 0,83 \times R_{cm} = 25,0 \text{ MPa}$$

- Resistenza media a trazione = 398 MPa (media su 3 prove)

I valori sopra riportati sembrerebbero poco cautelativi rispetto ai valori che avremmo utilizzato per la progettazione ex-novo (che risulterebbero rispettivamente 20,3 e 375 MPa) ma va ricordato che dovranno essere abbattuti del coefficiente di confidenza, che verrà assunto pari a 1,2 nello studio dello stato attuale e cautelativamente pari a 1,35 nello studio dello stato di progetto.

## - Parametri sismici

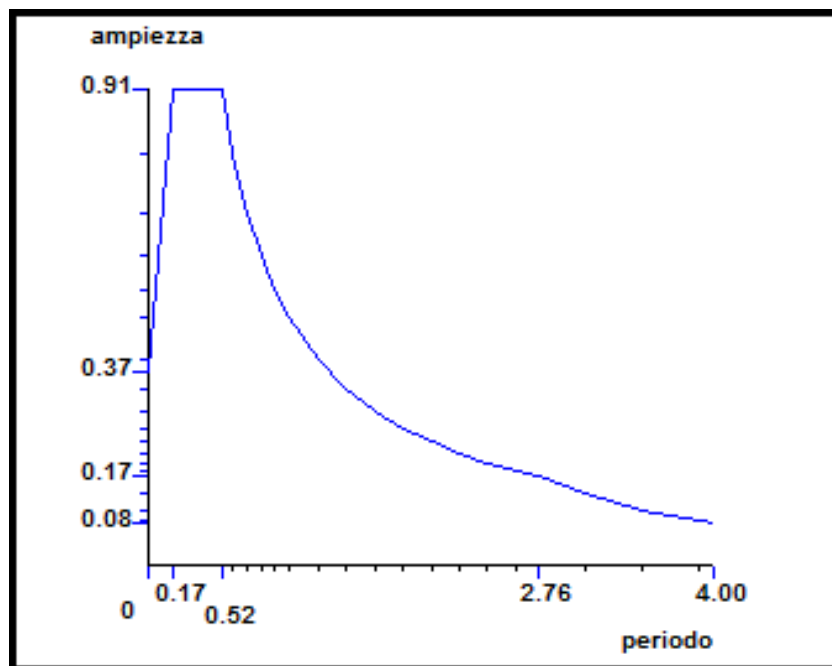
Le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla pericolosità sismica di base del sito di costruzione, definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, determinata in funzione delle coordinate geografiche del sito di costruzione, sulla base di una griglia con maglia 5 km x 5 km.

I parametri sismici per la costruzione in oggetto risultano:

- Classificazione sismica: Zona 3 con  $a_g/g = 0,291$ ,  $F_0 = 2,453$ ,  $T_c^* = 0,35$
- Vita nominale della Struttura  $V_n = 100$  anni
- Classe d'uso della Struttura = III
- Periodo di riferimento del sisma:  $V_R = V_n \times 1,5 = 150$  anni
- Categoria del terreno = C (la categoria del terreno viene assunta sulla base dell'ampia documentazione tecnica in possesso e sulla base della conoscenza del territorio ove sorge il fabbricato oggetto di verifica).

Sotto è riportato lo spettro elastico per un sisma con probabilità di superamento nel periodo di riferimento pari al 10% e quindi con un tempo di ritorno pari a 1.424 anni.

Spettro elastico



Num.	Periodo	A.sle XY
1	0.000	0.3701
2	0.173	0.9078
3	0.520	0.9078
4	0.600	0.7862
5	0.700	0.6739
6	0.800	0.5897
7	0.900	0.5241
8	1.000	0.4717
9	1.200	0.3931
10	1.400	0.3369
11	1.600	0.2948
12	1.800	0.2621
13	2.000	0.2359
14	2.200	0.2144
15	2.400	0.1966
16	2.600	0.1814
17	2.764	0.1707
18	3.100	0.1357
19	3.500	0.1064
20	3.900	0.0857
21	4.000	0.0815

## **- Vulnerabilità sismica pre-intervento e post-intervento**

La verifica di vulnerabilità sismica viene svolta applicando le Norme Tecniche contenute nel D.M. 14 gennaio 2008, tenuto conto che in base alla classificazione sismica del territorio della O.P.C.M.M. 3274 del 20.03.2003 il comune di Villorba (TV) ricade in zona 3.

Il metodo di calcolo adottato è l'Analisi Pushover. Il Pushover (o analisi statica non lineare) è un tipo di analisi nella quale le forze o gli spostamenti orizzontali, che riproducono staticamente l'azione sismica, vengono gradualmente incrementati fino a portare la struttura al raggiungimento delle condizioni ultime.

Lo scopo della vulnerabilità sismica è la verifica di quale sia la sicurezza dell'edificio allo stato attuale e allo stato di progetto. La verifica sismica del fabbricato viene svolta applicando le Norme Tecniche contenute nel D.M. 14 gennaio 2008, tenuto conto che in base alla classificazione sismica del territorio della O.P.C.M.M. 3274 del 20.03.2003 il comune di Povegliano (TV) ricade in zona 3. Il metodo di calcolo adottato è l'Analisi Pushover. Il Pushover (o analisi statica non lineare) è un tipo di analisi nella quale le forze o gli spostamenti orizzontali, che riproducono staticamente l'azione sismica, vengono gradualmente incrementati fino a portare la struttura al raggiungimento delle condizioni ultime.

Lo studio della palestra allo stato di fatto e di progetto è eseguito mediante un modello di calcolo tridimensionale semplificato delle strutture e risolta con l'ausilio del programma di calcolo automatico "MasterSap Top" prodotto da Studio Software AMV S.r.l. - Ronchi dei Legionari GO. I pilastri in cemento armato della palestra vengono considerati come mensole incastrate in corrispondenza delle fondazioni. Nello schema dello stato attuale della palestra le murature in laterizio, non sismo-resistenti, vengono inserite per completamento del modello e vengono considerate "secondarie" o elementi "bielle" (vincolo cerniera alle estremità) tali da non fornire rigidità flessionale al sistema. I risultati in forma più estesa delle elaborazioni sopra descritte sono riportati negli allegati A e B.

La modellazione dello spogliatoio, eseguita solamente sullo stato di progetto essendo l'edificio evidentemente meno vulnerabile della palestra, avviene mediante programma di calcolo 3 MURI prodotto dalla S.T.A. DATA di Torino. Si esegue in automatico la verifica a Presso-flessione nel piano, Presso-flessione fuori piano, Taglio e Scorrimento di ciascun setto murario. Risultando lo spogliatoio meno vulnerabile della palestra, nella presente vengono omessi i risultati della modellazione, riportati nell'allegato C.

Come anticipato nel paragrafo "Caratterizzazione dei materiali" (pagina 5), viene assunto come coefficiente di confidenza 1,2 per lo studio di vulnerabilità pre-intervento e cautelativamente 1,35 nello studio di vulnerabilità post-intervento.

## **- Nuovo tamponamento con pannelli tipo "monopanel"**

I pannelli di tamponamento vengono sostenuti dal solaio di copertura dello spogliatoio o dalle fondazioni esistenti. Lo schema utilizzato per la verifica a forze orizzontali (vento e sisma) è di trave appoggiata in corrispondenza del terreno, del cordolo di sommità e dei cordoli e/o travi rompitratta intermedie considerando la continuità in corrispondenza degli appoggi intermedi. Le nuove putrelle, rompitratta del tamponamento, vengono schematizzate come semplicemente appoggiate in corrispondenza dei pilastri senza considerare la continuità in corrispondenza degli appoggi intermedi.

Il predimensionamento è eseguito secondo il metodo degli stati limite: stato limite ultimo (S.L.U.) e stato limite di esercizio (S.L.E.). Il calcolo delle sollecitazioni e il predimensionamento delle varie sezioni caratteristiche è stato condotto con i metodi della Scienza e della Tecnica delle Costruzioni.

S.L.U.:

combinazione fondamentale

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \Psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

S.L.E.:

combinazione rara

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + \Psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

combinazione frequente

$$G_1 + G_2 + P + \Psi_{11} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \Psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

combinazione quasi permanente

$$G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \Psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

combinazione sismica (valida sia per S.L.E. che S.L.U.)

$$E + G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \Psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza  $\gamma_{Gi}$  e  $\gamma_{Qi}$  sono:

		Coeff. $\gamma_P$	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli		0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli	$\gamma_{G1}$	1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali	favorevoli		0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli	$\gamma_{G2}$	1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli		0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli	$\gamma_{Qi}$	1,5	1,5	1,3

dove:

$\gamma_{G1}$  coefficiente parziale del peso proprio (della struttura, del terreno e dell'acqua);

$\gamma_{G2}$  coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;

$\gamma_{Qi}$  coefficiente parziale delle azioni variabili.



I valori dei coefficienti parziali  $\Psi_i$  sono:

<b>Categoria/Azione variabile</b>	$\Psi_{0i}$	$\Psi_{1i}$	$\Psi_{2i}$
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 ind.	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $\leq 30$ 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	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota $\leq 1.000$ m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota $> 1.000$ m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

## Caratteristiche dei materiali

I nuovi materiali impiegati per la realizzazione del cappotto sono del tipo di seguito indicato:

### - **Calcestruzzo per cordoli intermedi**

classe di resistenza C25/30

contenuto minimo di cemento pari a 320 kg/m<sup>3</sup>

slump compreso fra 6 e 10 cm per pilastri

rapporto massimo acqua/cemento pari a 0,50

diametro massimo dell'inerte pari a 20 mm

$$f_{ck} = \text{resistenza caratteristica a compressione cilindrica} = 30 \times 0,83 = 24,90 \text{ MPa}$$

$$f_{cd}^l = \text{resistenza a compressione ridotta dell'anima} = 30 \times 0,83 \times 0,85 / 1,50 / 2 = 7,05 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \text{resistenza di calcolo a pressoflessione} = 30 \times 0,83 \times 0,85 / 1,50 = 14,11 \text{ MPa}$$

$$f_{ctd} = \text{resistenza di calcolo a trazione} = 0,70 \times 0,30 \times (30 \times 0,83)^{2/3} / 1,50 = 1,19 \text{ MPa}$$

### - **Acciaio in barre per cemento armato**

acciaio tipo "B450C"

diametro del mandrino per piegature: -  $\geq 12 \times \phi_{barra}$  per le armature longitudinali

-  $\geq 6 \times \phi_{barra}$  per le staffe

$$f_{yk} = \text{tensione caratteristica di snervamento} = 450 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = \text{resistenza di calcolo} = 450 / 1,15 = 391,3 \text{ MPa}$$

### - **Acciaio per carpenteria metallica**

#### - per profili metallici acciaio tipo "S275"

$$f_{yk} = \text{tensione caratteristica di snervamento} = 275 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = \text{resistenza di calcolo} = 275 / 1,05 = 261,9 \text{ MPa}$$

$$E = \text{modulo elastico} = 210 \text{ GPa}$$

#### - per viti e bulloni

$$f_{yb} = \text{tensione di snervamento} = 649 \text{ MPa}$$

$$f_{tb} = \text{tensione di rottura} = 800 \text{ MPa}$$

## Analisi dei carichi

### - *Pesi propri*

- acciaio	78,0 kN/m <sup>3</sup>
- calcestruzzo armato	25,0 kN/m <sup>3</sup>
- tamponamento	0,50 kN/m <sup>2</sup>

### - *Vento*

La pressione del vento sugli elementi della costruzione è calcolata con la seguente espressione:

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d \text{ (formula 3.3.2 delle NTC 2008)}$$

dove:

$q_b$  è la pressione cinetica di riferimento (per il calcolo si rimanda più sotto);

$c_e$  è il coefficiente di esposizione (per il calcolo si rimanda più sotto);

$c_p$  è il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico) variabile per i diversi elementi;

$c_d$  è il coefficiente dinamico, di norma assunto pari a 1.

Per la determinazione della pressione cinetica di riferimento viene utilizzata la seguente espressione:

$$q_b = \rho \cdot v_b^2 / 2 = 1,25 \cdot 25^2 / 2 = 391 \text{ N/m}^2 \text{ (formula 3.3.4 delle NTC 2008)}$$

dove:

$\rho$  è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1,25 kg/m<sup>3</sup>;

$v_b$  è la velocità di riferimento del vento normalmente assunta pari a 25 m/sec.

Per la determinazione del coefficiente di esposizione viene utilizzata la seguente espressione:

$$c_e = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) \cdot (7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)) \text{ (formula 3.3.5 delle NTC 2008)}$$

dove:

$k_r$  e  $z_0$  sono assegnati in funzione della categoria di esposizione del sito;

$c_t$  è il coefficiente di topografia, di norma assunto pari a 1.

Per la determinazione del carico vento vengono considerati i seguenti dati di progetto:

- zona 1;  $a_s < 500$  m. s.l.m.; classe di rugosità "C"  $\Rightarrow$  categoria III
- categoria di esposizione del sito III  $\Rightarrow k_r = 0,20$ ;  $z_0 = 0,10$ ;  $z = 7,0 \Rightarrow c_e = 1,912$
- costruzione non riscaldata  $\Rightarrow C_t = 1,0$

Quindi la pressione del vento sulle varie parti della costruzione è:

$$p = 391 \cdot 1,912 \cdot c_p \cdot 1,0 = (747 \cdot c_p) \text{ N/m}^2$$

dove:

$c_p$  per le pareti singole è assunto cautelativamente pari a 1,2

Risulterà quindi un carico vento agente sulla singola parete pari a 0,90 kN/m<sup>2</sup>

### **- Solai di copertura spogliatoio**

A favore di sicurezza si è utilizzato un carico accidentale con coefficiente  $\Psi_2 = 0,3$  (che indichiamo di categoria "A") in sostituzione del carico neve, che avrebbe coefficiente  $\Psi_2 = 0,0$

#### **- permanenti strutturali:**

- peso proprio 3,00 kN/m<sup>2</sup>

#### **- permanenti non strutturali:**

- permanenti portati 3,00 kN/m<sup>2</sup>

#### **- accidentali:**

- sovraccarichi accidentali 1,00 kN/m<sup>2</sup>

Nei solaio dello spogliatoio gravano quindi carichi con i seguenti valori caratteristici:

- carico permanente strutturale 3,00 kN/m<sup>2</sup>

- carico permanente non strutturale 3,00 kN/m<sup>2</sup>

- carico variabile categoria "A" 1,00 kN/m<sup>2</sup>

### **- Solai di copertura palestra**

#### **- permanenti strutturali:**

- peso proprio 1,30 kN/m<sup>2</sup>

#### **- permanenti non strutturali:**

- permanenti portati 0,34 kN/m<sup>2</sup>

#### **- accidentali:**

- sovraccarichi accidentali 1,50 kN/m<sup>2</sup>

Nei solai di copertura della palestra gravano quindi carichi con i seguenti valori caratteristici:

- carico permanente strutturale 1,30 kN/m<sup>2</sup>

- carico permanente non strutturale 0,34 kN/m<sup>2</sup>

- carico variabile dovuto alla neve 1,50 kN/m<sup>2</sup>

## Predimensionamento arcarecci di tamponamento

**Profili tipo "ORP EV 50x180x140x3"** (omega rinforzato)

$$M_{ag, \max SLU} = 14,3 \text{ kNm}; \quad M_{res SLU} = 30,9 \text{ kNm}; \quad \Rightarrow \text{C.S.} = 2,161$$

$$T_{ag, \max SLU} = 8,1 \text{ kN}; \quad T_{res SLU} = 103,9 \text{ kN}; \quad \Rightarrow \text{C.S.} = 12,827$$

$$f_{\max SLU} = 21,3 \text{ mm} \Rightarrow f_{SLU}/l < 334$$

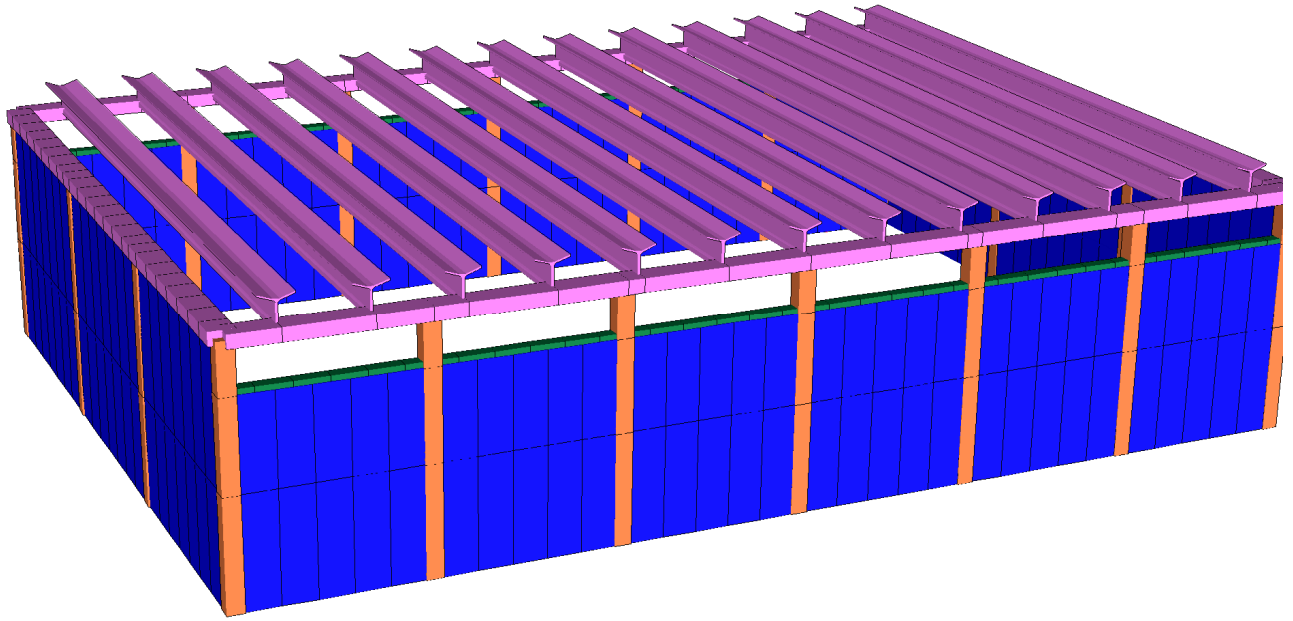
$$f_{\max SLE} = 31,9 \text{ mm} \Rightarrow f_{SLE}/l < 222$$

## Modellazione tridimensionale

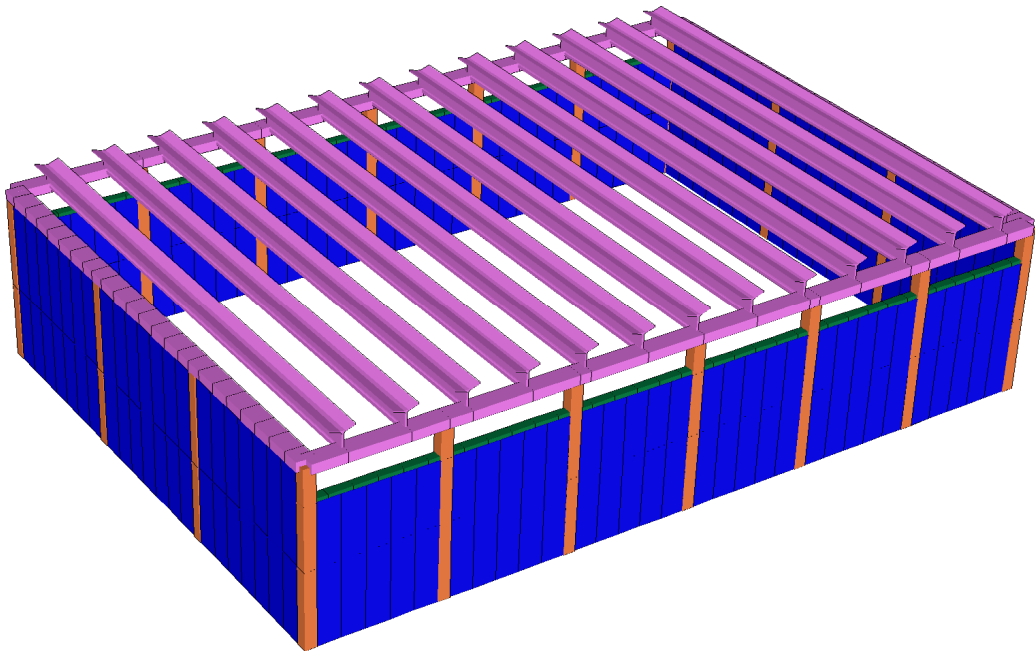
Verrà eseguito uno studio sullo stato di fatto, modellando la sola palestra. Si trascura la verifica dello spogliatoio perché sicuramente meno vulnerabile e non vengono considerate le criticità locali illustrate a pagina 3. Nella verifica verrà utilizzato un coefficiente di confidenza pari a 1,2 (LC2). Nonostante le approssimazioni sopra riportate, che potrebbero portare a una sovrastima della resistenza sismica, otterremo una vulnerabilità che come vedremo nel paragrafo successivo ("risultati") è decisamente elevata. I risultati dell'elaborazione sopra descritta sono riportate nell'allegato A in forma più estesa.

Per ottenere la vulnerabilità post-intervento, verranno eseguite due analisi. Un'analisi sul corpo della palestra (per i risultati in forma più estesa si rimanda all'allegato B) e una sul blocco spogliatoi. In queste verifiche verrà assunto, a favore di sicurezza, un coefficiente di confidenza pari a 1,35, corrispondente a un livello di conoscenza limitato (LC1), anche se, con le prove effettuate si potrebbe utilizzare un livello di conoscenza adeguato (LC2). Ovviamente, il grado di vulnerabilità sarà corrispondente al valore minore ottenuto dalle due elaborazioni. Risultando lo spogliatoio meno vulnerabile della palestra, nella presente vengono omessi i risultati della modellazione, riportati nell'allegato C.

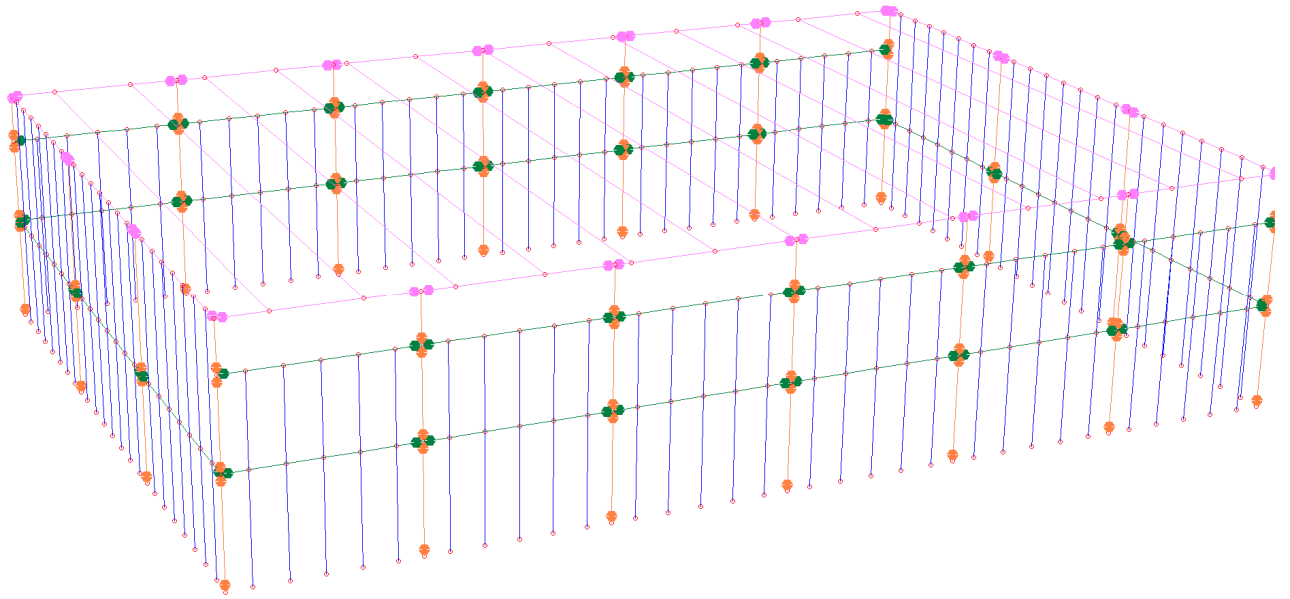
Di seguito vengono riportate alcune figure rappresentanti e viste assometriche dei modelli di calcolo analizzati. Per una più ampia descrizione dei modelli, si rimanda alle appendici di calcolo riguardanti le singole verifiche di vulnerabilità.



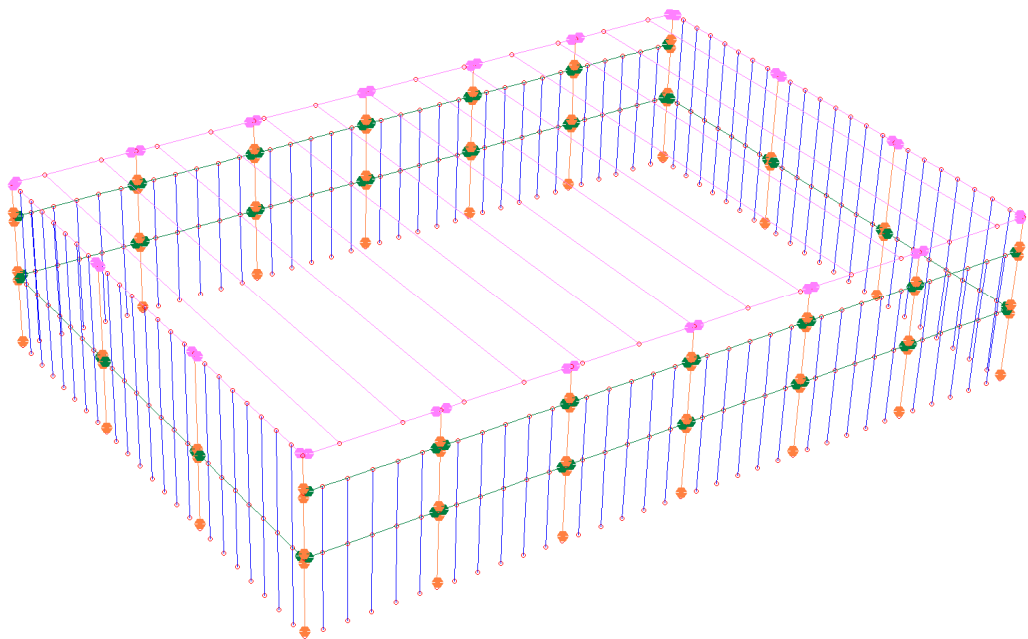
**Figura 1:** Vista assonometrica del modello di calcolo della palestra allo stato attuale



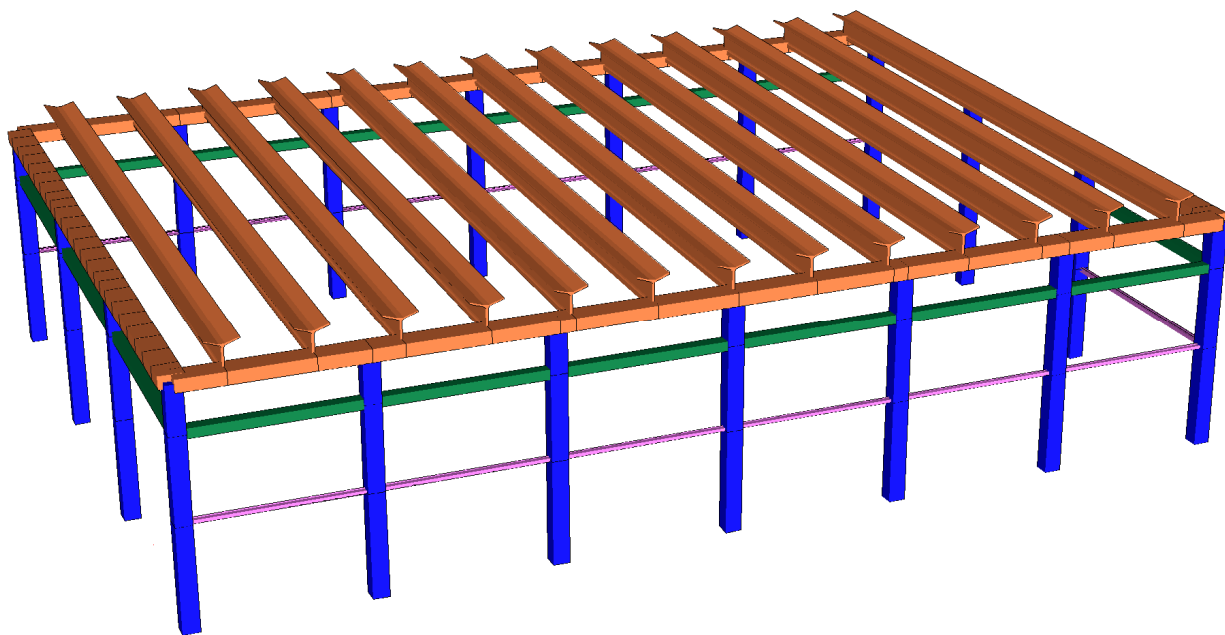
**Figura 2:** Vista assonometrica del modello di calcolo della palestra allo stato attuale



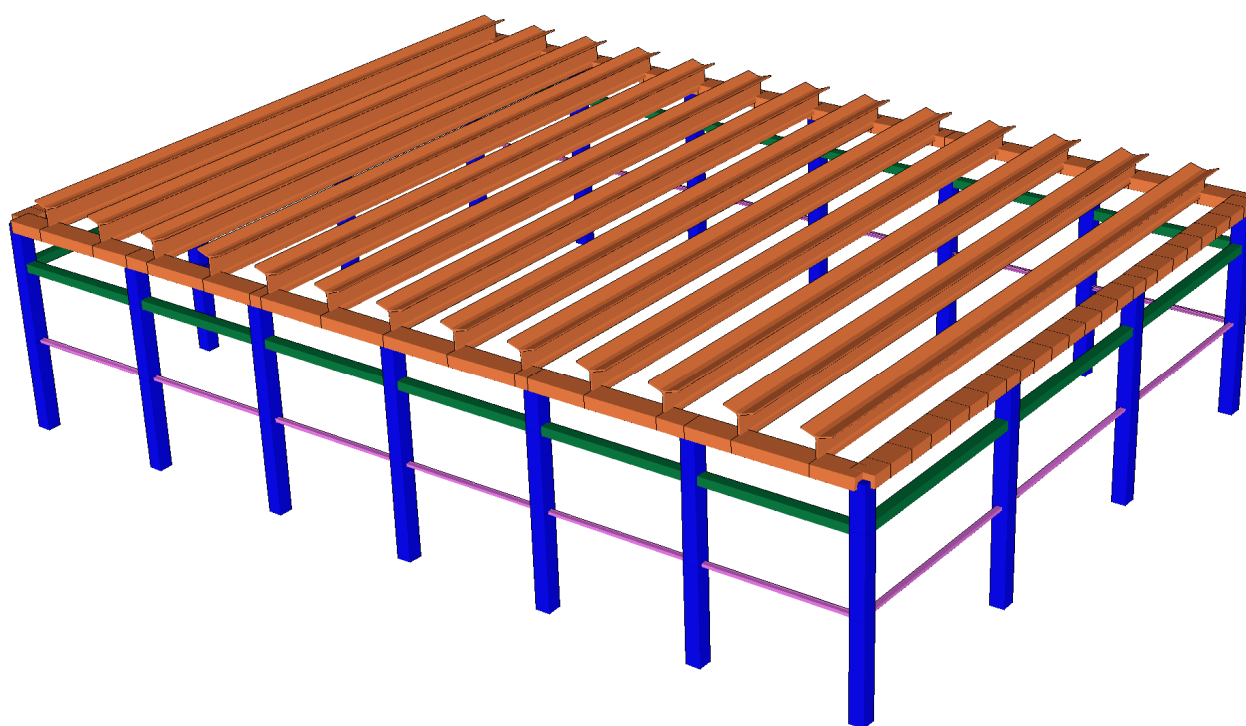
**Figura 3:** Vista assonometrica del modello di calcolo della palestra allo stato attuale



**Figura 4:** Vista assonometrica del modello di calcolo della palestra allo stato attuale

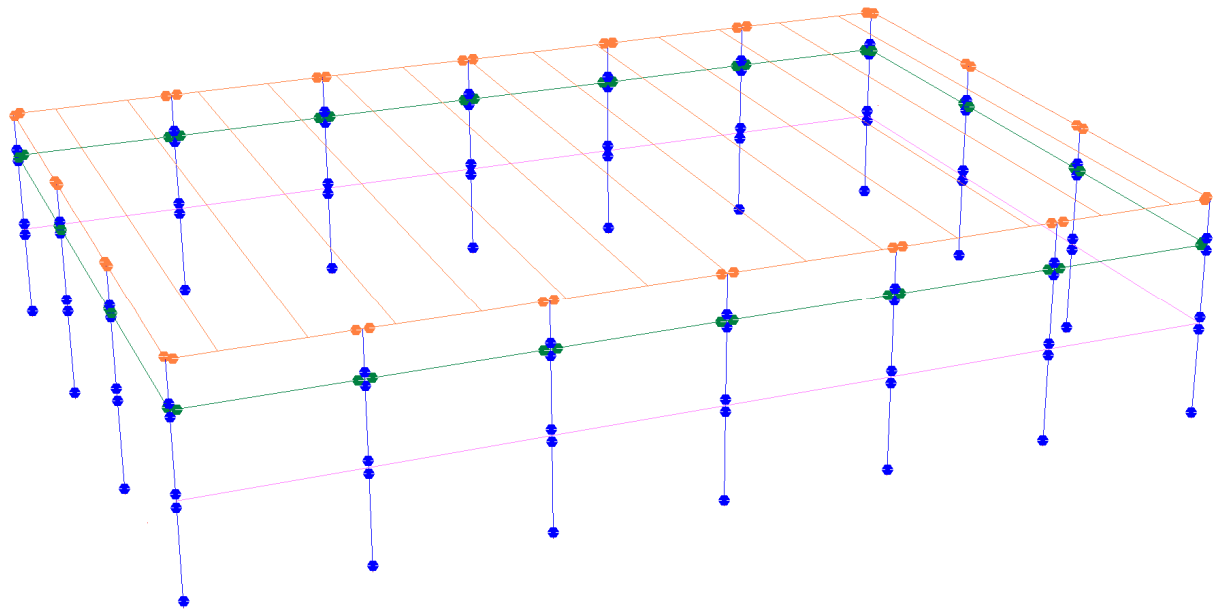


**Figura 5:** Vista assonometrica del modello di calcolo della palestra allo stato di progetto

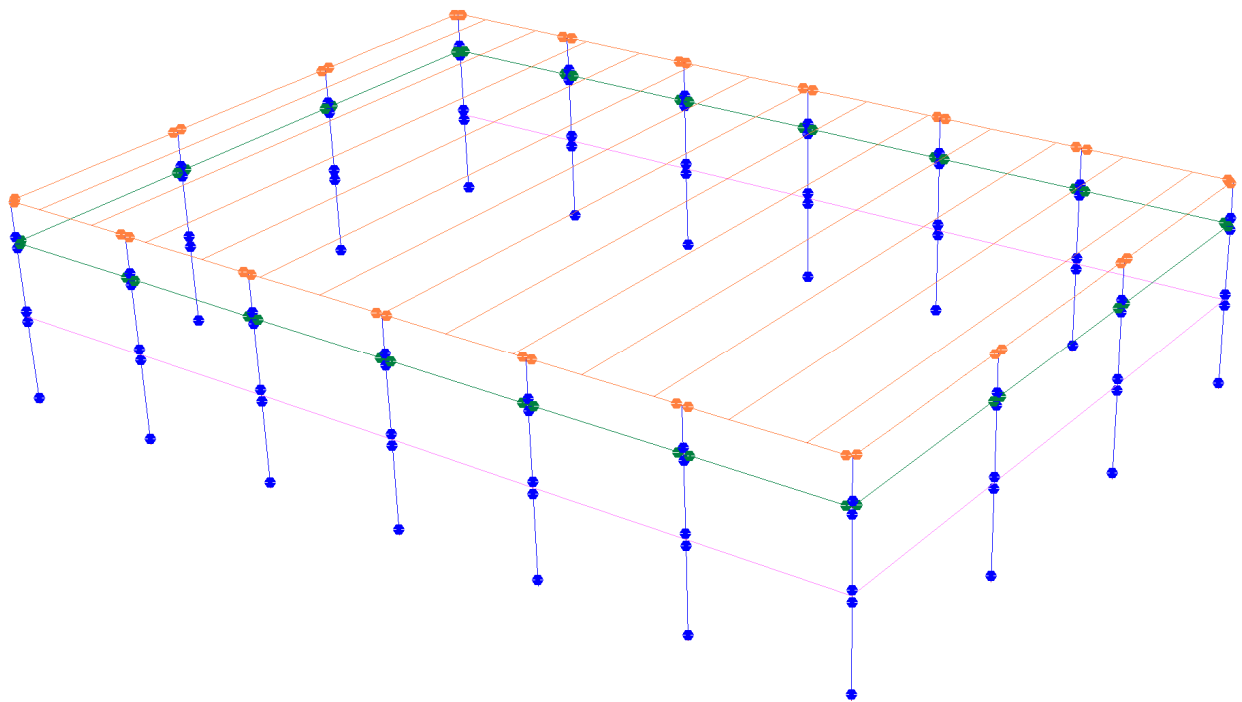


**Figura 6:** Vista assonometrica del modello di calcolo della palestra allo stato di progetto

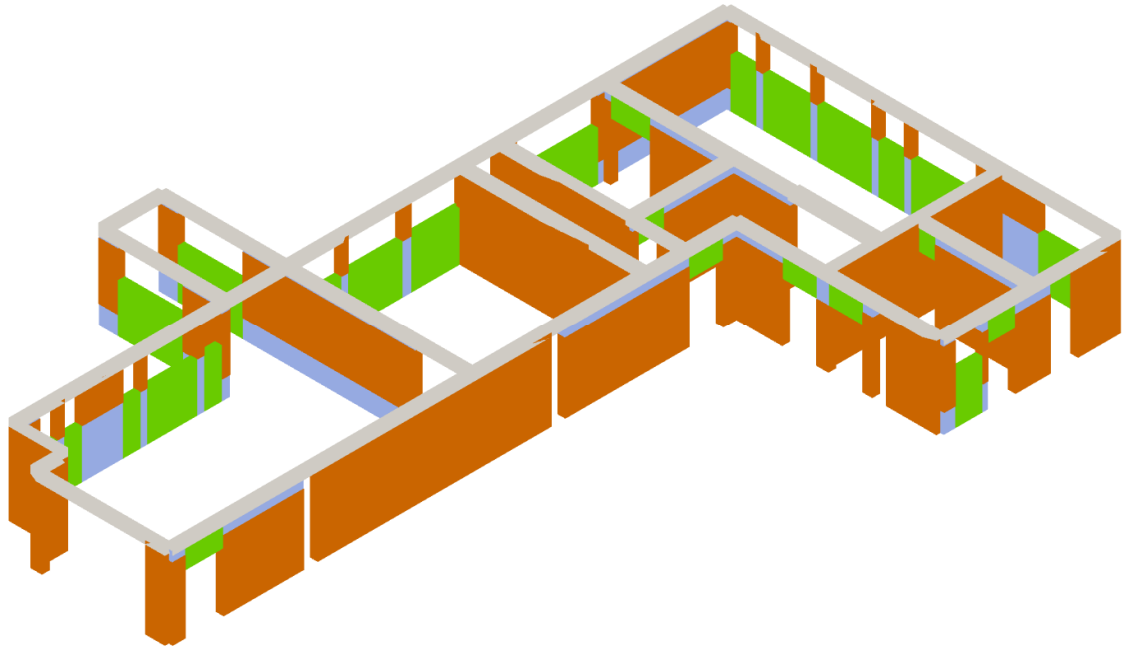




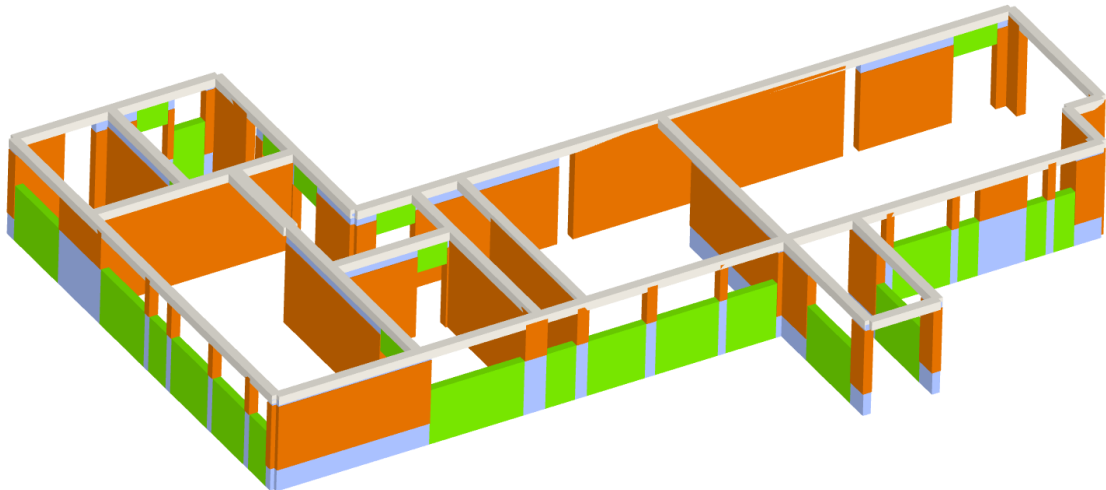
**Figura 7:** Vista assonometrica del modello di calcolo della palestra allo stato di progetto



**Figura 8:** Vista assonometrica del modello di calcolo della palestra allo stato di progetto



**Figura 9:** Vista assonometrica del modello di calcolo dello spogliatoio



**Figura 10:** Vista assonometrica del modello di calcolo dello spogliatoio

## Risultati

Nelle tabelle che seguono si riportano i risultati dell'elaborazione in termini di domanda e capacità di spostamento.

### PRE-INTERVENTO

N.	Nome	Carico sismico	Dir.	d*Max (SLU)	du*	d*Max (SLD)	dd*	d*Max (SLO)	do*	q*	$\alpha_u/\alpha_1$
1	Statica \ Sisma +X	1	+X	6,863	0,768	2,700	0,768	2,038	0,768	8,932	1,00
2	Statica \ Sisma -X	1	-X	6,842	3,405	2,693	3,405	2,032	3,405	2,270	1,06
3	Statica \ Sisma +Y	1	+Y	9,470	3,298	3,722	3,298	2,809	3,298	3,082	1,00
4	Statica \ Sisma -Y	1	-Y	9,469	5,030	3,721	5,030	2,809	5,030	2,883	1,11
5	Statica \ Uniforme +X	2	+X	8,656	2,100	3,402	2,100	2,567	2,100	4,548	1,00
6	Statica \ Uniforme -X	2	-X	8,628	6,465	3,391	6,462	2,559	6,462	1,758	1,27
7	Statica \ Uniforme +Y	2	+Y	10,722	9,946	4,214	9,946	3,180	9,946	2,466	1,14
8	Statica \ Uniforme -Y	2	-Y	10,721	9,958	4,214	9,958	3,180	9,958	2,466	1,14

### POST-INTERVENTO PALESTRA

N.	Nome	Carico sismico	Dir.	d*Max (SLU)	du*	d*Max (SLD)	dd*	d*Max (SLO)	do*	q*	$\alpha_u/\alpha_1$
1	Statica \ Sisma +X	1	+X	7,687	9,056	3,021	9,056	2,280	9,056	2,131	1,36
2	Statica \ Sisma -X	1	-X	767892	8,964	3,061	8,964	2,310	8,964	2,071	1,06
3	Statica \ Sisma +Y	1	+Y	9,207	8,967	3,618	8,967	2,731	8,967	1,897	1,33
4	Statica \ Sisma -Y	1	-Y	9,201	8,961	3,616	8,961	2,729	8,961	1,898	1,33
5	Statica \ Uniforme +X	2	+X	8,042	10,110	3,160	10,110	2,385	10,110	1,982	1,33
6	Statica \ Uniforme -X	2	-X	8,066	10,075	3,170	10,075	2,392	10,075	1,983	1,07
7	Statica \ Uniforme +Y	2	+Y	9,616	10,010	3,779	10,010	2,852	10,010	1,791	1,31
8	Statica \ Uniforme -Y	2	-Y	9,609	10,003	3,776	10,003	2,850	10,003	1,795	1,22

### LEGENDA

N.	Numero progressivo identificativo delle CCNL
Nome	Nome della CCNL
Carico sismico	Rappresenta, qualora caso la combinazione incrementale sia di tipo sismico, il gruppo di appartenenza della distribuzione di forze applicata (NTC 2008 7.3.4.1)
Dir.	Direzione di applicazione delle forze sismiche
d*max(SLU)	Domanda di spostamento allo SLU
du*	Capacità di spostamento allo SLU
d*max(SLD)	Domanda di spostamento allo SLD
d*d	Capacità di spostamento allo SLD
d*max(SLO)	Domanda di spostamento allo SLO
d*o	Capacità di spostamento allo SLO
q*	Rapporto fra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente
$\alpha_u/\alpha_1$	Rapporto di sovrarresistenza, utile per la determinazione del fattore di struttura

Nelle tabelle che seguono si riportano i risultati dell'elaborazione in termini di periodo di ritorno dell'evento sismico corrispondente al raggiungimento della rottura allo stato limite considerato indicato come TR,C (TR,D rappresenta la domanda), di accelerazione al suolo per la quale la struttura raggiunge lo stato limite considerato indicato con PGAC (PGAD rappresenta la domanda), di indicatore di rischio di collasso ( $\alpha_u$ ) e di indicatore di rischio di inagibilità ( $\alpha_e$ ).

## PRE-INTERVENTO

### STATO LIMITE ULTIMO

Combinazione	TR,C	TR,D	RCD	PGAC (m/s <sup>2</sup> )	PGAD (m/s <sup>2</sup> )	Alfa u
Statica \ Sisma +X	21	1424	0.176	0.529	3.630	<b>0.146</b>
Statica \ Sisma -X	241	1424	0.481	2.031	3.630	0.559
Statica \ Sisma +Y	120	1424	0.361	1.486	3.630	0.409
Statica \ Sisma -Y	275	1424	0.508	2.144	3.630	0.591
Statica \ Uniforme +X	63	1424	0.277	1.059	3.630	0.292
Statica \ Uniforme -X	628	1424	0.714	2.857	3.630	0.787
Statica \ Uniforme +Y	1132	1424	0.910	3.413	3.630	0.940
Statica \ Uniforme -Y	1132	1424	0.910	3.413	3.630	0.940

### STATO LIMITE DI DANNO

Combinazione	TR,C	TR,D	RCD	PGAC (m/s <sup>2</sup> )	PGAD (m/s <sup>2</sup> )	Alfa e
Statica \ Sisma +X	21	151	0.444	0.529	1.648	<b>0.321</b>
Statica \ Sisma -X	241	151	1.212	2.031	1.648	1.232
Statica \ Sisma +Y	120	151	0.910	1.486	1.648	0.902
Statica \ Sisma -Y	275	151	1.280	2.144	1.648	1.301
Statica \ Uniforme +X	63	151	0.698	1.074	1.648	0.652
Statica \ Uniforme -X	628	151	1.798	2.857	1.648	1.734
Statica \ Uniforme +Y	1132	151	2.291	3.413	1.648	2.071
Statica \ Uniforme -Y	1132	151	2.291	3.413	1.648	2.071

### STATO LIMITE DI OPERATIVITÀ

Combinazione	TR,C	TR,D	RCD	PGAC (m/s <sup>2</sup> )	PGAD (m/s <sup>2</sup> )	Alfa e
Statica \ Sisma +X	21	90	0.549	0.529	1.280	<b>0.413</b>
Statica \ Sisma -X	241	90	1.500	2.031	1.280	1.586
Statica \ Sisma +Y	120	90	1.126	1.486	1.280	1.161
Statica \ Sisma -Y	275	90	1.584	2.131	1.280	1.665
Statica \ Uniforme +X	63	90	0.863	1.059	1.280	0.828
Statica \ Uniforme -X	628	90	2.224	2.846	1.280	2.223
Statica \ Uniforme +Y	1132	90	2.835	3.404	1.280	2.659
Statica \ Uniforme -Y	1132	90	2.835	3.404	1.280	2.659

## POST-INTERVENTO PALESTRA

### STATO LIMITE ULTIMO

Combinazione	TR,C	TR,D	RCD	PGAC (m/s <sup>2</sup> )	PGAD (m/s <sup>2</sup> )	Alfa u
Statica \ Sisma +X	>2475	1424	>1.255	>4.159	3.630	>1.146
Statica \ Sisma -X	2368	1424	1.233	4.114	3.630	1.133
Statica \ Sisma +Y	1323	1424	0.970	3.563	3.630	<b>0.981</b>
Statica \ Sisma -Y	1323	1424	0.970	3.563	3.630	<b>0.981</b>
Statica \ Uniforme +X	>2475	1424	>1.255	>4.159	3.630	>1.146
Statica \ Uniforme -X	>2475	1424	>1.255	>4.159	3.630	>1.146
Statica \ Uniforme +Y	1649	1424	1.062	3.769	3.630	1.038
Statica \ Uniforme -Y	1649	1424	1.062	3.769	3.630	1.038

### STATO LIMITE DI DANNO

Combinazione	TR,C	TR,D	RCD	PGAC (m/s <sup>2</sup> )	PGAD (m/s <sup>2</sup> )	Alfa e
Statica \ Sisma +X	>2475	151	>3.161	>4.159	1.648	>2.524
Statica \ Sisma -X	2368	151	3.104	4.114	1.648	2.496
Statica \ Sisma +Y	1323	151	2.443	3.554	1.648	<b>2.157</b>
Statica \ Sisma -Y	1323	151	2.443	3.554	1.648	<b>2.157</b>
Statica \ Uniforme +X	>2475	151	>3.161	>4.159	1.648	>2.524
Statica \ Uniforme -X	>2475	151	>3.161	>4.159	1.648	>2.524
Statica \ Uniforme +Y	1649	151	2.675	3.769	1.648	2.287
Statica \ Uniforme -Y	1649	151	2.675	3.769	1.648	2.287

### STATO LIMITE DI OPERATIVITÀ

Combinazione	TR,C	TR,D	RCD	PGAC (m/s <sup>2</sup> )	PGAD (m/s <sup>2</sup> )	Alfa e
Statica \ Sisma +X	>2475	90	>3.911	>4.159	1.280	>3.249
Statica \ Sisma -X	2368	90	3.841	4.120	1.280	3.218
Statica \ Sisma +Y	1323	90	3.023	3.563	1.280	<b>2.783</b>
Statica \ Sisma -Y	1323	90	3.023	3.563	1.280	<b>2.783</b>
Statica \ Uniforme +X	>2475	90	>3.911	>4.159	1.280	>3.249
Statica \ Uniforme -X	>2475	90	>3.911	>4.159	1.280	>3.249
Statica \ Uniforme +Y	1649	90	3.309	3.776	1.280	2.950
Statica \ Uniforme -Y	1649	90	3.309	3.776	1.280	2.950

## Conclusioni

Dalle elaborazioni si evince un ottimo comportamento post-intervento della struttura agli Stati Limite di Danno e agli Stati Limite di Operatività. Solamente due condizioni di carico risultano non verificate agli Stati Limite Ultimo, comunque con un valore del periodo di ritorno dell'evento sismico corrispondente al raggiungimento della rottura allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita ( $T_{SLV}$ ) pari a 1323 anni. Per le combinazioni non verificate, l'accelerazione al suolo per la quale la struttura raggiunge lo stato limite è pari a  $2,563 \text{ m/sec}^2$ , contro i  $3,630 \text{ m/sec}^2$  richiesti dalla normativa, con un indicatore di rischio di collasso ( $\alpha_u$ ) molto prossimo all'unità (0,981).

Si raccomanda di effettuare l'adeguamento sismico del fabbricato quanto prima, poiché allo stato attuale il periodo di ritorno dell'evento sismico corrispondente al raggiungimento della rottura allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita ( $T_{SLV}$ ) è pari a 21 anni. Per la combinazione più gravosa, l'accelerazione al suolo per la quale la struttura raggiunge lo stato limite è pari a  $0,529 \text{ m/sec}^2$ , contro i  $3,630 \text{ m/sec}^2$  richiesti dalla normativa, con un indicatore di rischio di collasso ( $\alpha_u$ ) corrispondente a 0,146.

Si precisa che le considerazioni sullo stato attuale prescindono dalle criticità locali che sono state illustrate a pagina 3.

Infine, con riferimento al testo prot. n. DPC/SISM/0083283 del 4 novembre 2010 del Dipartimento della Protezione Civile - Presidenza del Consiglio dei Ministri "Chiarimenti sulla gestione degli esiti delle verifiche sismiche condotte in ottemperanza all'art. 2, comma 3, dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 23 marzo 2003", il periodo entro il quale intervenire risulta pari a circa 1,5 anni, considerando un  $T_{SLV}$  di 21 anni.