

Adeguamento sismico del palasport di Cerese, Borgo Virgilio (MN)

Ing. Salvatore Bonfiglio - ing.salvobonfiglio@gmail.com

PREMESSE

Il seguente elaborato costituisce un estratto della relazione di calcolo strutturale, comprensiva di una descrizione generale delle opere e dei criteri generali di analisi e verifica come previsto al § 10.1 del Decreto ministeriale (infrastrutture) 14 gennaio 2008: "Norme Tecniche per le Costruzioni" di seguito denominato NTC08.

Gli eventi sismici che nel 2012 hanno colpito tra gli altri, anche territori dell'Emilia ad elevata concentrazione di aree produttive ed industriali, hanno evidenziato le fragilità degli edifici a struttura in c.a. prefabbricata.

Tale tipologia strutturale infatti, se da un lato si dimostra essere una delle più efficienti e versatili per carichi verticali, dall'altro si dimostra essere molto sensibile agli effetti delle azioni orizzontali.

A tal riguardo, nelle aree colpite dalle violenti scosse del 20 e 29 Maggio 2012, la maggior parte delle strutture esistenti erano state progettate per la sola azione orizzontale del vento che, tipicamente, risulta essere meno gravosa dell'azione sismica introdotta solo di recente in tali zone.

A questi aspetti sono principalmente da imputare le necessità nell'immediato, di provvedere alla predisposizione di una serie di interventi al fine di mettere in sicurezza tali strutture le cui criticità strutturali sono solitamente riconducibili ad una delle seguenti categorie: carenza degli elementi strutturali principali; carenza a livello di fondazioni; insufficienza nei collegamenti (o nelle lunghezze di appoggio) tra elementi; interazione struttura-tamponamento o struttura prefabbricata ed altre strutture realizzate in opera.

L'individuazione di quali siano le carenze più importanti (vulnerabilità) di una struttura, deve essere ottenuta a partire da un modello numerico affidabile nel rappresentare il comportamento dell'edificio reale¹.

Nel presente lavoro si riportano i risultati delle analisi delle vulnerabilità sismiche di un palazzetto a struttura prefabbricata in c.a. con muri perimetrali in muratura, oggetto di ampliamento lungo due lati.

Il modello di calcolo utilizzato nelle analisi è stato ideato in modo da essere il più possibile aderente alle distribuzioni di rigidezza, massa e resistenza della struttura studiata in modo da eseguire le analisi su un modello numerico in grado di rappresentare al meglio il reale comportamento dinamico della struttura.

Particolare attenzione è stata dedicata perciò alla corretta modellazione degli elementi prefabbricati, che avendo solitamente altezze considerevoli possiedono baricentri che sono molto lontani dalla quota di imposta. Si è inoltre considerata la problematica della scelta dei legami da assegnare alle connessioni tra elementi strutturali e tra elementi strutturali e non-strutturali, al fine di poter cogliere adeguatamente eventuali movimenti relativi tra elementi, in quanto tali

¹ M. SAVOIA, C. MAZZOTTI, N. BURATTI, B. FERRACUTI, M. BOVO, V. LIGABUE, L. VINCENZI (2012) Damages and collapses in industrial precast buildings after the Emilia earthquake, *Ingegneria Sismica*, Anno XXIX - N. 2-3.

problematiche spesso risultano essere tra le più critiche per quelle strutture in cui le connessioni sono di tipo attritivo.

Per la struttura in questione sono state condotte analisi di tipo lineare come l'analisi dinamica modale a spettro di risposta.

Di seguito saranno riportate:

- la descrizione dello stato di fatto delle strutture del manufatto;
- l'analisi strutturale dello stato di fatto con una rappresentazione grafico-numerica dei risultati;
- l'individuazione dei punti critici;
- la descrizione degli interventi necessari all'adeguamento sismico;
- l'analisi strutturale dell'intervento con una rappresentazione grafico-numerica dei risultati e le verifiche previste dalle norme vigenti;
- il paragone tra il comportamento dello stato di fatto e di progetto.

Il manufatto oggetto del presente studio è il palazzetto dello sport di Cerese, sito in via Tazio Nuvolari, Virgilio 46030 Borgo Virgilio (MN), foglio 15 mappale 686.

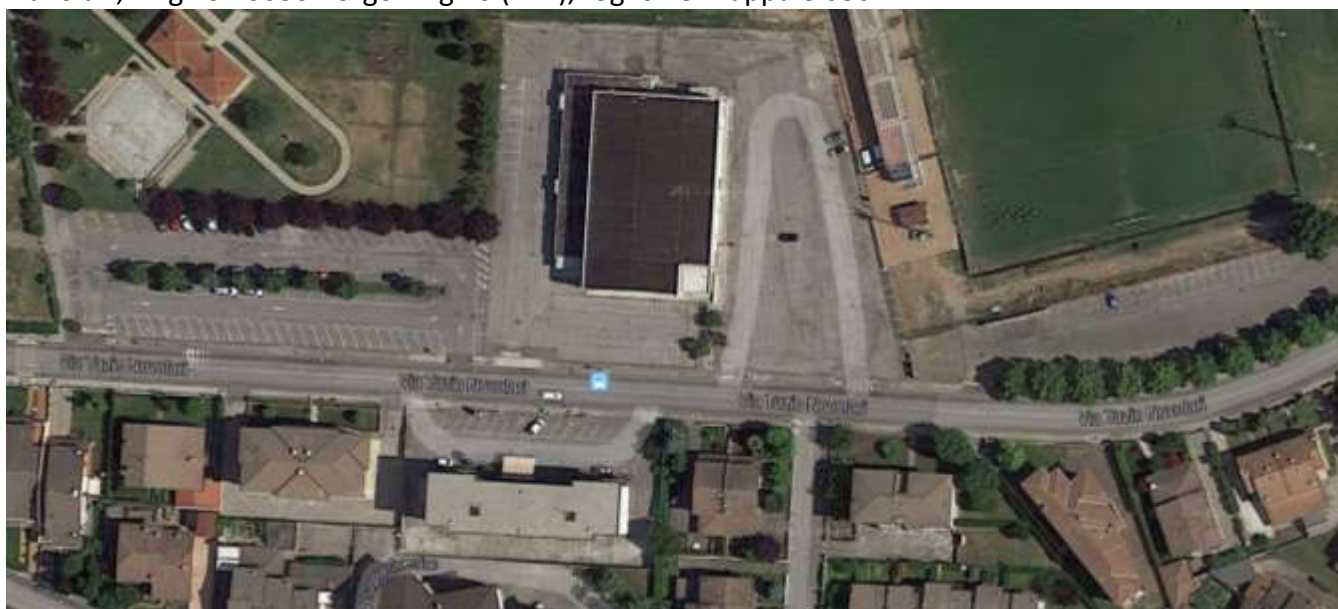


Figura 1: inquadramento aereo della costruzione.

All'atto della progettazione non si è riusciti a recuperare alcun elaborato costruttivo delle opere di cui in oggetto.

In particolare non si ha alcuna informazione sulle travi esistenti prefabbricate in c.a.p. di tipo P10. La quota di posa, le dimensioni e la tipologia delle fondazioni esistenti non sono state rilevate ma dedotte dalla documentazione fornita.

Nel presente studio sarà inoltre riportata la determinazione dell'azione sismica di progetto.

DESCRIZIONE DELLO STATO DI FATTO

La descrizione dello stato di fatto è stata in parte estrapolata dal certificato di collaudo ed integrata da proprie considerazioni.

L'edificio si compone di un corpo principale di ml. 36,60 x 22,50 m con altezza di 7,30 m adibito alle attività sportive e due corpi più bassi adibiti a spogliatoio magazzini e servizi. Il corpo di fabbrica principale è stato successivamente ampliato sui due lati non occupati dai corpi bassi.

La struttura della palestra è del tipo prefabbricato e consiste in plinti e pilastri prefabbricati, portanti le travature del tetto, poste ad interasse di 6,00 m. La copertura è costituita da elementi in laterizio e c.a. poggianti sulle travi prefabbricate sopra citate.

Il solaio sul vespaio areato poggia su muri perimetrali e centrali in cls con fondazioni pure in cls. L'interasse di detto solaio è di 6,50 ml. Il solaio è stato calcolato per un sovraccarico utile di 700 kg/mq.

I pannelli dell'altezza di 24 + 4 cm sono all'interasse di 55 cm.

Allo stato di fatto il corpo centrale, lungo il lato ovest, presentava 7 pilastri di sezione 40x50 cm ad interasse di circa 600 cm.

Dei pilastri non si possiede alcun elaborato strutturale costruttivo.

Lungo il lato est, 3 dei 7 pilastri, presenti nel progetto originale, sono stati demoliti durante l'ampliamento del corpo principale, al fine di realizzare un ampliamento delle gradonate.

La coperta poggia su 7 travi prefabbricate in c.a.p. di tipo P10 con luce netta di 1990 cm.

Delle travi prefabbricate P10 di copertura non si possiede alcun elaborato strutturale costruttivo.

Lungo il lato ovest le travi P10 poggiano sui pilastri, i quali scaricano su 7 plinti quadrati di sezione 180x180. Lungo il lato est, in corrispondenza dei pilastri demoliti, le travi P10 poggiano su una trave in acciaio che poggia, a sua volta, su 2 dei 4 pilastri non demoliti.

Per far fronte all'incremento di carico dovuto alla trave in acciaio, i 2 pilastri non demoliti sono stati rinforzati da 4 profili angolari in acciaio. Questa camicia in acciaio poggia su un plinto che ingloba il plinto esistente.



Figura 2: stato di fatto. Particolari della trave in acciaio.

Lungo il lato est trovano posto le gradonate. Queste sono realizzate mediante lastre prefabbricate in c.a. e poggiano su dei setti in muratura.

La copertura in corrispondenza dell'ampliamento del lato est è stata realizzata mediante una lamiera grecata in acciaio 6/10 poggiante su travi IPE200 che scaricano, a loro volta, su una trave IPE200 di banchina. La trave di banchina è sorretta da 5 colonnine con sezione HEA160 tassellate a loro volta su un cordolo in c.a. gettato sopra la trave in acciaio.

La copertura in corrispondenza dell'ampliamento del lato sud è stata realizzata mediante una lamiera grecata in acciaio 6/10 poggiante su travi IPE200. Un lato delle travi IPE200 poggia su una parete in muratura di spessore 30cm ed altezza di 990cm misurata dal colmo. L'altro lato delle IPE200 poggia sull'ultima delle travi P10.

Le strutture portanti verticali degli ampliamenti sono stati realizzati in muratura da 30cm con fondazioni realizzate con trave continua in c.a.

MODELLO NUMERICO AGLI ELEMENTI FINITI DELLA STRUTTURA

Il modello numerico è stato realizzato mediante il software di calcolo agli elementi finiti MasterSAP TOP di AMV srl. Si è realizzato il modello globale della struttura con l'obiettivo di condurre analisi dinamiche lineari a spettro di risposta capaci di fornire il livello di vulnerabilità all'azione sismica.

In virtù delle tipologie di sezioni presenti, gli elementi strutturali (pilastri e travi) sono stati con elementi tipo beam. Gli elementi di tamponamento, presenti lungo i perimetri sono stati modellati con elementi tipo piastra a 4 nodi. Nel modello numerico, i pilastri risultano vincolati alla base con i plinti e svincolati in corrispondenza del nodo di appoggio delle travi di copertura. In questo modo le travi di copertura presentano uno schema statico del tipo appoggio-appoggio. Le interfacce di collegamento tra pilastri e setti in muratura sono state studiate in maniera accurata in modo da rappresentare al meglio il comportamento reale. L'interazione struttura terreno sarà schematizzata mediante l'utilizzo di elementi finiti "molle lineari" secondo la teoria lineare di Winkler. La rigidezza delle molle viene determinata in automatico dal programma di calcolo in funzione delle caratteristiche meccaniche del terreno.

La figura 4 mostra la modellazione agli elementi finiti del manufatto, allo stato attuale, oggetto del presente studio. In rosso sono rappresentati gli elementi in muratura, in grigio gli elementi in c.a., in azzurro gli elementi in acciaio.

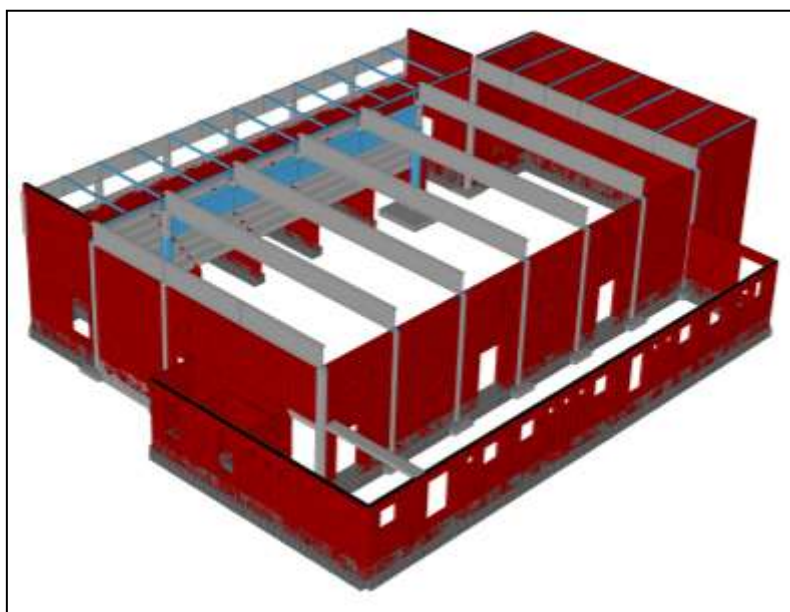


Figura 3: modellazione dello stato di fatto realizzata con MasterSap.

LIVELLO DI CONOSCENZA E FATTORE DI CONFIDENZA

Non si è entrati in possesso di alcun elaborato costruttivo delle opere di cui in oggetto.

In particolare non si ha alcuna informazione ne sulle travi esistenti prefabbricate in c.a.p. di tipo P10 ne sui pilastri prefabbricati.

La quota di posa, le dimensioni e la tipologia delle fondazioni esistenti non sono state rilevate ma dedotte dalla documentazione fornita. Non è stato effettuato alcun rilievo dello stato di fatto ma il presente studio si è basato su elaborati grafici forniti.

Pertanto si può affermare che per il caso in esame è lecito considerare un fattore di confidenza **LC1 – conoscenza limitata**. Di conseguenza si ricava il fattore di confidenza **FC= 1,35**.

CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI MATERIALI UTILIZZATI IN FASE DI MODELLAZIONE

Muratura esistente

Non si ha alcuna informazione sulla muratura utilizzata per la realizzazione dei setti portanti.

In via comunque cautelativa e da una indagine visiva è lecito assumere che trattasi di muratura di tipo **“Mattoni in blocchi di laterizio forati con una percentuale di foratura <45%”**

Per la determinazione delle caratteristiche meccaniche della muratura esistente si è fatto riferimento alle tabelle C8A.2.1 e C8A.2.2 della Circolare alle NTC08.

In funzione a quanto riportato nelle precedenti tabelle sono stati determinati i valori caratteristici da applicare in fase di modellazione, agli elementi shell, schematizzanti i pannelli murari.

In particolare:

Per una muratura in **“Mattoni in blocchi di laterizio forati con una percentuale di foratura <45%”**, dalla tabella 11.D.1 dell’Ordinanza 3274, si può assumere:

- resistenza media a compressione della muratura: 53 kg/cmq
- resistenza media a taglio della muratura: 3 kg/cmq
- valore medio del modulo di elasticità normale: 39000 kg/cmq
- valore medio del modulo di elasticità tangenziale: 7800 kg/cmq
- peso specifico medio della muratura: 1200 kg/mc

Tenuto inoltre in considerazione che, dall’indagine visiva, la malta risulta in buone condizioni, si può assumere un **coefficiente migliorativo** dei parametri meccanici pari a **1,3**.

Per quanto riguarda il valore dei moduli elastici, l’allegato n.2 del D.M. del 20/11/1987 definisce che: *“in mancanza di determinazione sperimentale, potranno assumersi nei calcoli i seguenti valori dei moduli di elasticità:”*

$$E = 1000 * f_k = 1000 * 5,3 = 5300 \text{ MPa}$$

$$G = 0,4 * E = 0,4 * 5300 = 2120 \text{ MPa}$$

Inoltre le NTC.08 al paragrafo 7.2.6 raccomandano la riduzione al 50% della rigidità flessionale e tagliante dei pannelli murari, al fine di ottenere una ridistribuzione tensionale ottimale.

Opere in c.a.

Dalla Denuncia C.A. del 01/12/1980 prot. 4372 sono stati estrapolati i dati sui materiali utilizzati per la costruzione del palazzetto:

- Caratteristiche dei materiali impiegati nelle strutture prefabbricate:
- Calcestruzzo $R_{bk} \geq 350 \text{ kg/cm}^2$
- Ferro FeB44K controllato

Caratteristiche dei materiali impiegati nelle fondazioni in C.A. e nei getti di completamento:

- Calcestruzzo $\geq 350 \text{ kg/cm}^2$
- Ferro FeB44K non controllato o A 38K controllato

DETERMINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA E DEI RELATIVI PARAMETRI.

Vita nominale

Nel caso in esame, tutti i manufatti, oggetto della presente relazione, possono ritenersi di tipo 2 e quindi può assumersi una $V_N \geq 50$ anni.

Classe d'uso

Nel caso in esame, tutti i manufatti possono ritenersi di **Classe III**.

Periodo di riferimento per l'azione sismica

Nel caso in esame, per tutti i manufatti oggetto della presente relazione, per una classe d'uso IV si ricava un coefficiente $C_U = 1,5$ e quindi un valore del periodo di riferimento per l'azione sismica pari a $V_R = 50 \times 1,5 = 75$ anni.

Risulta così definito l'insieme degli stati limite riscontrabili nella vita della struttura ed è stato accertato, in fase di dimensionamento, che essi non siano superati.

Altrettanta cura è stata posta per garantire la durabilità dei manufatti, con la consapevolezza che tutte le prestazioni attese potranno essere adeguatamente realizzate solo mediante opportune procedure da seguire non solo in fase di progettazione, ma anche di costruzione, manutenzione e gestione dell'opera.

Per quanto riguarda la durabilità si sono presi tutti gli accorgimenti utili alla conservazione delle caratteristiche fisiche e dinamiche dei materiali e delle strutture, in considerazione dell'ambiente in cui le opere dovranno vivere e dei cicli di carico a cui saranno sottoposti.

La qualità dei materiali e le dimensioni degli elementi sono coerenti con tali obiettivi.

In fase di costruzione saranno attuate severe procedure di controllo sulla qualità, in particolare per quanto riguarda materiali, componenti, lavorazione, metodi costruttivi.

Saranno seguiti tutti gli inderogabili suggerimenti previsti nelle "Norme Tecniche per le Costruzioni".

Azioni sismiche – spettri elastici e di progetto

L'azione sismica sarà determinata secondo le prescrizioni riportate nel pto 3.2 delle N.T.C.08.

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.



Figura 4: immagine satellitare del sito.

Categoria del sottosuolo

Da quanto riportato nella relazione geologica – geotecnica si assume che la categoria di sottosuolo sia “C” e categoria topografica T1.

Fattore di struttura “q”

Nel caso in esame, tenuto in conto che l'edificio in esame ha un solo piano fuori terra, si può assumere un $\alpha_0/\alpha_1 = 1,1$.

Di conseguenza si ricava una

$$q_0 = 3 * 1,1 = 3,3$$

$$q = K_R * q_0 = 1 * 3,3 = 3,3$$

Di seguito si riporta, in forma grafica, lo spettro di progetto in accelerazione della componente orizzontale, ricavato secondo le prescrizioni delle NTC.08

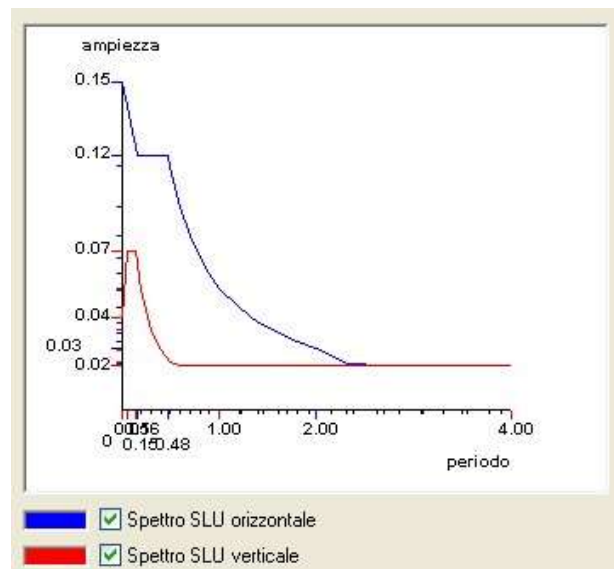


Figura 5: spettri di progetto.

DETERMINAZIONE DELL'ACCELERAZIONE SPETTRALE SUBITA NEL SITO CON RIFERIMENTO ALLE MAPPE DI SCUOTIMENTO DELL'INGV (ISTITUTO NAZIONALE DI GEOFISICA E VULCANOLOGIA) AI SENSI DEL COMMA 10 ART. 3 DELLA LEGGE 122/2012 DI CONVERSIONE

Al fine di operare in condizioni di sicurezza, dopo aver determinato l'intensità dell'azione sismica ai sensi delle N.T.C.08, di seguito si stimerà l'accelerazione spettrale subita dal fabbricato in occasione degli eventi sismici del Maggio 2012.

Per la verifica dell'accelerazione spettrale subita dal fabbricato saranno presi in esame gli eventi sismici del 20.05.12 di magnitudo ML 5.9 e del 29.05.12 di magnitudo ML 5.8

Accelerazione spettrale subita – ML 5.9

Nella seguente immagine è stata riportata la mappa di scuotimento ricavata per l'evento del 20.05.12 di magnitudo 5.9.

L'immagine riporta inoltre la localizzazione del sito in esame, le stazioni sismiche utilizzate per la determinazione dell'accelerazione spettrale subita e le relative distanze del sito in esame.

Tenuto conto che il periodo fondamentale dell'edificio, allo stato di fatto, è pari a $T= 0.872$ sec ed interpolando i valori delle pseudo accelerazioni spettrali registrati dalle stazioni sismiche per i periodi 0.3 sec, 1.0 sec, 3.0 sec, si può stimare l'accelerazione subita dall'edificio.

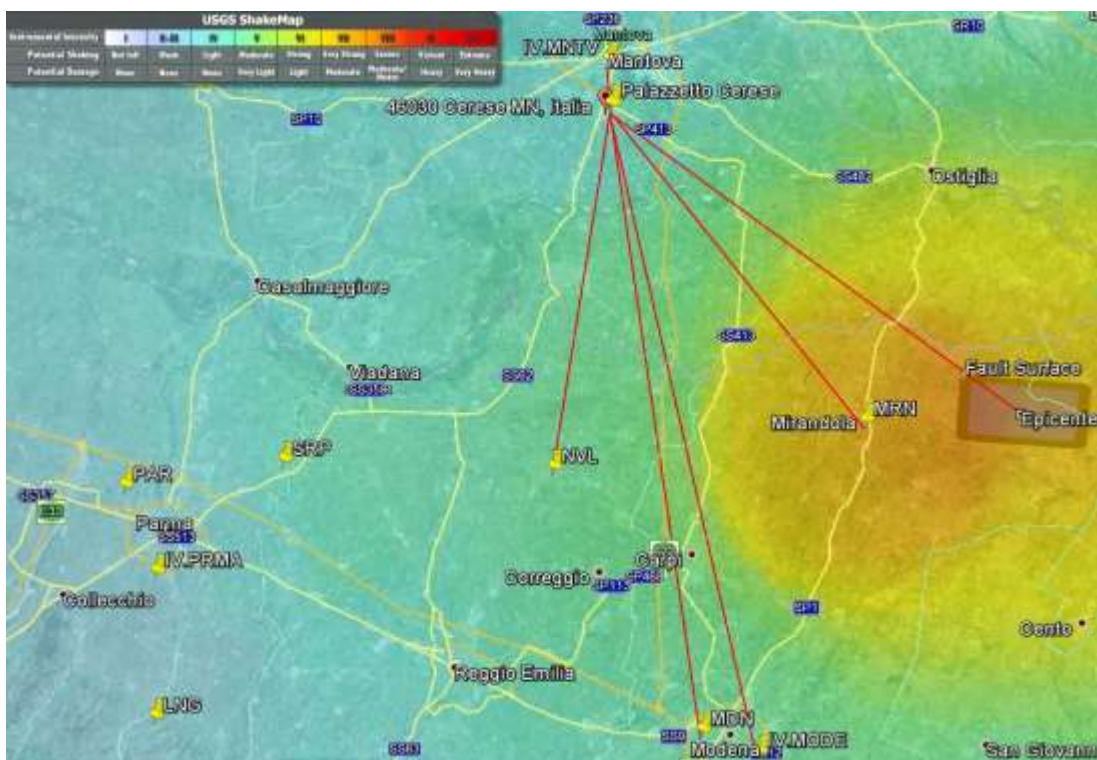


Figura 6: mappa di scuotimento ricavata dall'evento del 20.05.2012 di ML 5.9.

Dalla tabella a lato si stima una pseudo accelerazione spettrale del 22.64 %g per un periodo di 0,872 sec.

DATI DELL'EVENTO SISMICO				
Data	20 mag 12			
Ora	2:03:52 AM GMT			
Latitudine epicentro	46,9674° WGS84			
Longitudine epicentro	11,2292° WGS84			
Magnitudo	5,9			
Devoluzione della struttura				
Latitudine sito	46,1940° WGS84			
Longitudine sito	10,7920° WGS84			
Categoria del suolo	C TAB D 2 II - R.T.C.08			
Periodo fondamentale di vibrazione della struttura (T ₀)	0,872 sec			
Distanza dall'epicentro	27,21 km			
DATI REGISTRATI DALLE STAZIONI SISMICHE				
Station ID:	MRH	Mrandola	Valore della PSA per 0,872sec ricavata mediante interpolazione lineare	
Distanza to epicentre	8,10 km		PSA 0,872sec	61,29 %g
Distanza to structure	20,30 km			
PGA	25,50 %g			
PSA0,3sec	84,61 %g			
PSA 1,0sec	56,07 %g			
PSA 3,0sec	7,75 %g			
Station ID:	NVL	Novellara	PSA 0,872sec	
Distanza to epicentre	34,20 km		PSA 0,872sec	4,94 %g
Distanza to structure	30,55 km			
PGA	5,20 %g			
PSA0,3sec	10,25 %g			
PSA 1,0sec	2,46 %g			
PSA 3,0sec	0,77 %g			
Station ID:	MDH	Modena	PSA 0,872sec	
Distanza to epicentre	22,20 km		PSA 0,872sec	6,56 %g
Distanza to structure	62,87 km			
PGA	2,62 %g			
PSA0,3sec	7,34 %g			
PSA 1,0sec	6,40 %g			
PSA 3,0sec	1,53 %g			
Station ID:	IVMDH	Modena	PSA 0,872sec	
Distanza to epicentre	31,30 km		PSA 0,872sec	6,46 %g
Distanza to structure	65,33 km			
PGA	4,25 %g			
PSA0,3sec	7,10 %g			
PSA 1,0sec	6,79 %g			
PSA 3,0sec	1,56 %g			
DETERMINAZIONE DELL'ACCELERAZIONE SPETTRALE UTILIZZANDO I DATI DELLE 4 STAZIONI SISMICHE NELLE ZONE ADIACENTI AL SITO IN ESAME				
Accelerazione spettrale interpolata sulla data struttura in esame	PGA		22,64 %g	

Accelerazione spettrale subita – ML 5.8

Nella immagine a fianco è stata riportata la mappa di scuotimento ricavata per l'evento del 20.05.12 di magnitudo 5.8.

L'immagine riporta inoltre la localizzazione del sito in esame, le stazioni sismiche utilizzate per la determinazione dell'accelerazione spettrale subita e le relative distanze del sito in esame.

Tenuto conto che il periodo fondamentale dell'edificio, allo stato di fatto, è pari a $T = 0.872$ sec ed interpolando i valori delle pseudo accelerazioni spettrali registrati dalle stazioni sismiche per i periodi 0.3 sec, 1.0 sec, 3.0 sec, si può stimare l'accelerazione subita dall'edificio.

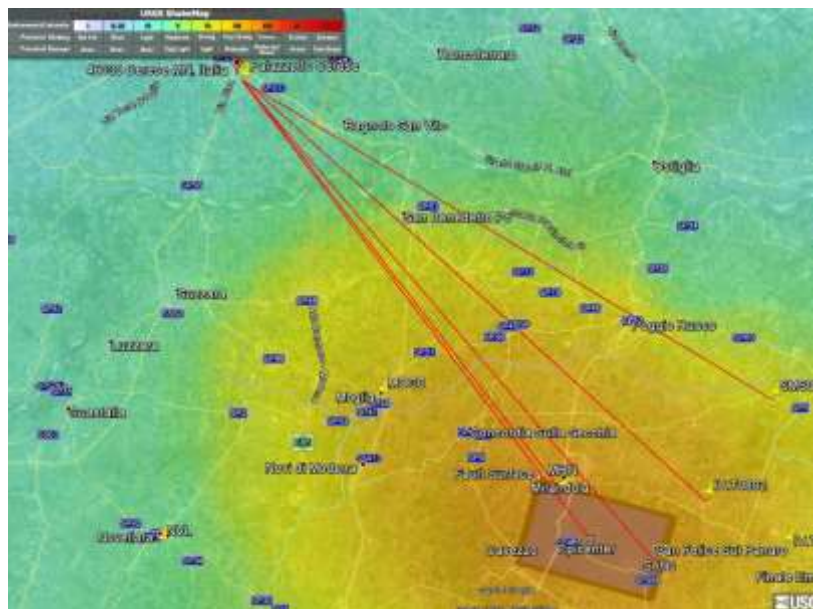
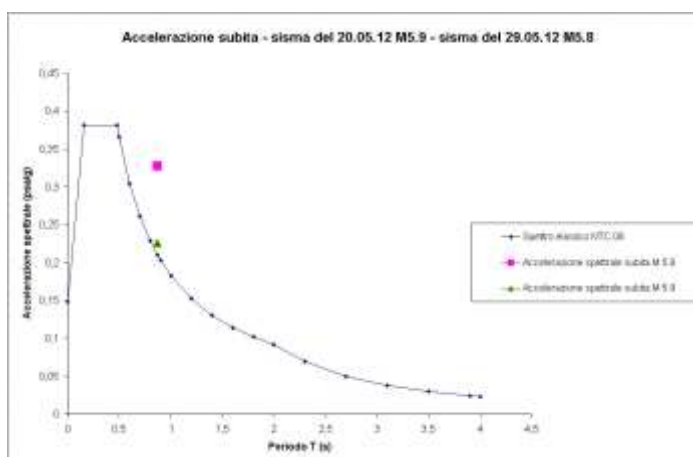


Figura 7: mappa di scuotimento ricavata dall'evento del 20.05.2012 di ML 5.8.

Dalla tabella a lato si stima una pseudo accelerazione spettrale del 32,70 %g per un periodo di 0.872 sec.

DATI DELL'EVENTO SISMICO			
Data	29 mag 12		
Ora	7:00:00 AM GMT		
Latitudine epicentro	-44,89° WGS84		
Longitudine epicentro	11,09° WGS84		
Magnitudo	5,5		
Descrizione della struttura: Vulnerabilità sismica del Palazzetto della Sport - Cesare, via Tazio Visconti/Vigilia, Daga/Vigilia (MN)			
Latitudine sito	46,11428° WGS84		
Longitudine sito	10,70207° WGS84		
Categoria del rischio	C TAB 2.2 II - N.T.C.08		
Periodo fondamentale di vibrazione della struttura (T1)	0,872 sec		
Distanza dall'epicentro	37,31 km		
DATI REGISTRATI DALLE STAZIONI SISMICHE		Valore della PSA per 0,872sec ricavata mediante interpolazione lineare	
Station ID	NRN	Mondola	
Distance to epicenter	3,10 km		
Distance to structure	30,80 km		
PGA	39,58 %g		PSA 0,872sec: 43,87 %g
PSA 0,3sec	71,38 %g		
PSA 1,0sec	37,72 %g		
PSA 2,0sec	16,29 %g		
PSA 3,0sec	10,29 %g		
Station ID	SA90	San Martino Spino	
Distance to epicenter	52,19 km		
Distance to structure	40,20 km		
PGA	16,35 %g		PSA 0,872sec: 25,34 %g
PSA 0,3sec	61,96 %g		
PSA 1,0sec	17,33 %g		
PSA 2,0sec	3,77 %g		
PSA 3,0sec	2,47 %g		
Station ID	NT0602		
Distance to epicenter	2,50 km		
Distance to structure	40,59 km		
PGA	30,31 %g		PSA 0,872sec: 32,04 %g
PSA 0,3sec	72,58 %g		
PSA 1,0sec	32,95 %g		
PSA 2,0sec	9,94 %g		
PSA 3,0sec	6,64 %g		
Station ID	SA95	San Felice	
Distance to epicenter	0,00 km		
Distance to structure	41,33 km		
PGA	22,43 %g		PSA 0,872sec: 37,28 %g
PSA 0,3sec	58,19 %g		
PSA 1,0sec	20,39 %g		
PSA 2,0sec	6,21 %g		
PSA 3,0sec	4,11 %g		
DETERMINAZIONE DELL'ACCELERAZIONE SPETTRALE UTILIZZANDO I DATI DELLE 4 STAZIONI SISMICHE NELLE ZONE ADIACENTI AL SITO IN ESAME			
Accelerazione spettrale ipoteticamente ridotta dalla struttura in esame	PSA	32,70	%g

Per fornire una migliore interpretazione dei dati si riporta di seguito lo spettro elastico determinato ai sensi delle N.T.C.08 per la struttura in esame e i valori delle stime delle pseudo accelerazioni spettrali.



Dalla precedente immagine si evince che sia l'evento sismico del 29.05.12 che l'evento sismico del 20.05.12 hanno prodotto, nel sito in esame e per la struttura in oggetto, una PSA **superiore** rispetto il valore massimo previsto dalle N.T.C.08.

In particolare la PSA del 29.05.12 supera del **55%** quella prevista dalle NTC.08, mentre la PSA del 20.05.12 supera del **8%** quella prevista dalle NTC.08.

Alla luce di quanto sopra esposto, l'azione sismica di progetto, determinata secondo le NTC.08, sarà **amplificata di un fattore 1,55**.

ANALISI DELLO STATO DI FATTO – INDIVIDUAZIONE DEI PUNTI CRITICI.

Al fine di stimare il livello di vulnerabilità sismica della struttura, sono state condotte analisi dinamiche lineari con spettro di risposta, come previsto dalle NTC.08

Le figure 8 e 9 rappresentano gli spostamenti in condizione sismica.

In particolare la figura 8 rappresenta gli spostamenti amplificati di un valore 100.

La figura 9 rappresenta con una mappa di colori gli spostamenti assoluti registrati per ogni nodo.

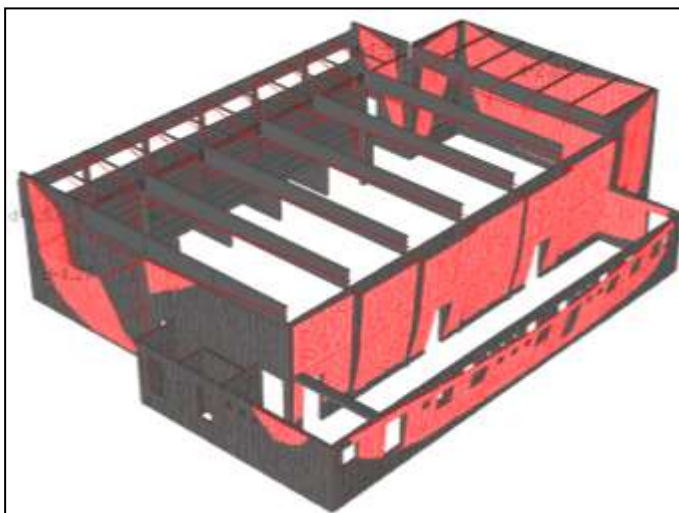


Figura 8: spostamenti in presenza di sisma in direzione X.

Da queste figure risulta evidente che, in caso di azione sismica, il manufatto manifesta degli spostamenti eccessivi che provocano il ribaltamento fuori piano dei pannelli murari (max spostamento orizzontale registrato 4,75cm).

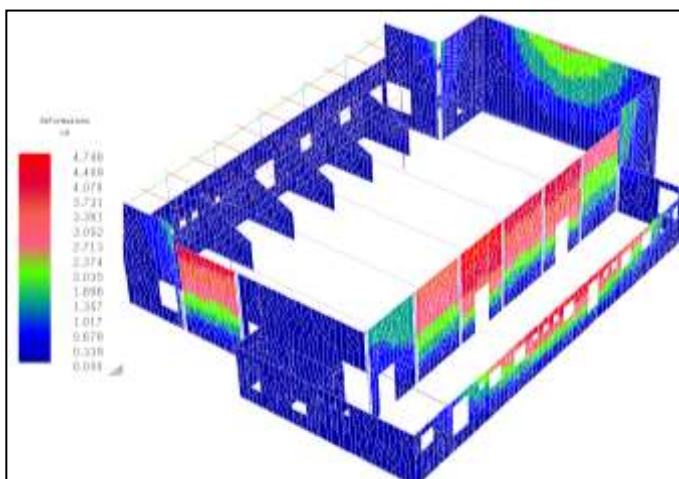


Figura 9: mappa delle deformazioni assolute.

La figura 10 mostra in forma grafica la verifica a ribaltamento delle murature.

Gli elementi in rosso evidenziano delle sezioni orizzontali con rotazioni eccessive.

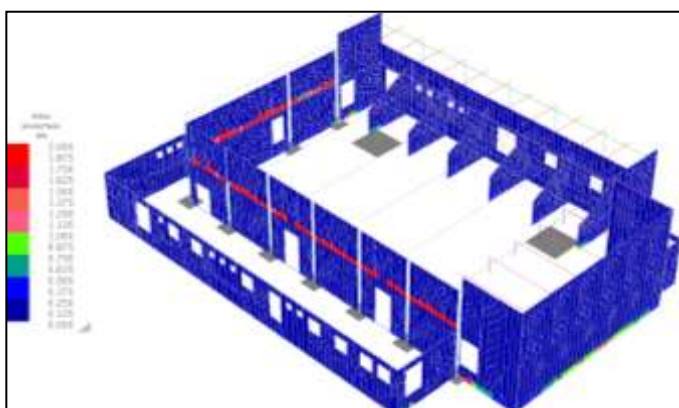


Figura 10: verifica a ribaltamento delle murature.

Dalla figura 11 risulta evidente che il telaio in acciaio, realizzato in occasione della realizzazione dell'ampliamento delle gradonate lungo il lato est, non è stato dimensionato per resistere ad alcuna azione orizzontale, manifestando degli spostamenti eccessivi in caso di azione sismica.

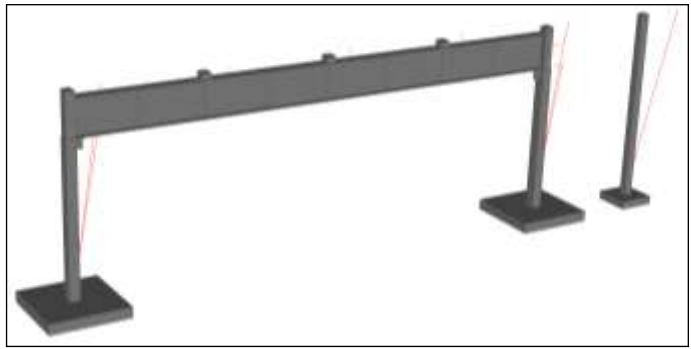


Figura 11: spostamenti del telaio in acciaio.

VERIFICHE GEOTECNICHE DELLO STATO DI FATTO.

Il massimo valore delle pressioni di contatto terreno-struttura, riportato in figura 12, risulta inferiore rispetto il valore limite di portanza riportato nella relazione geologica-geotecnica.

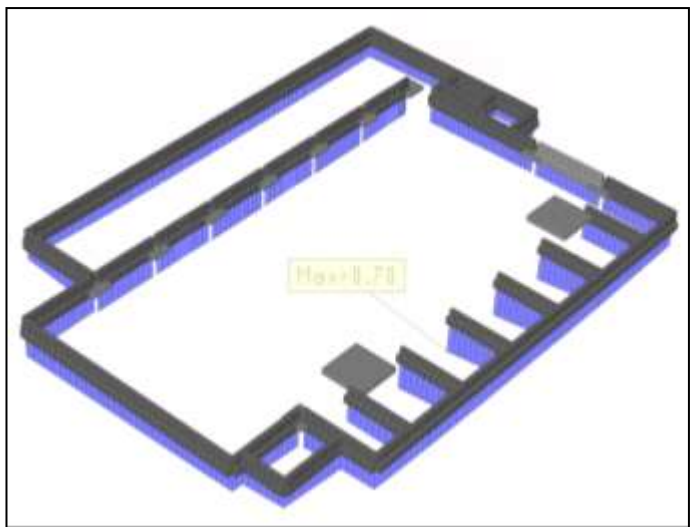


Figura 12: pressioni sul terreno della struttura.

Le figure 13 mostrano rispettivamente l'involuppo degli sforzi normali agenti sui plinti e l'involuppo dei momenti agenti sui plinti.

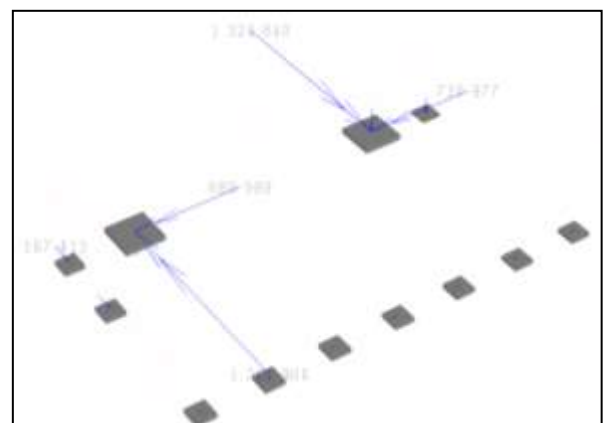
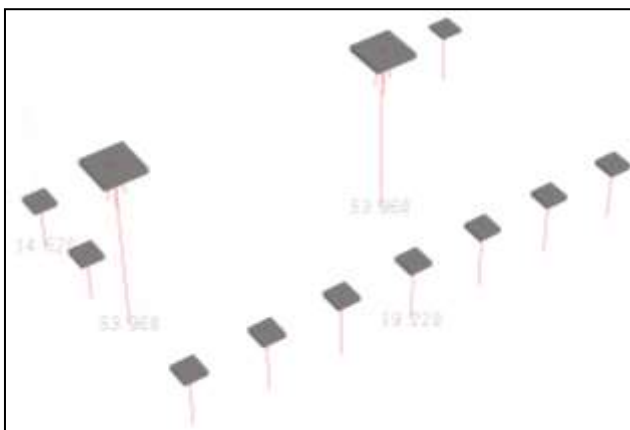
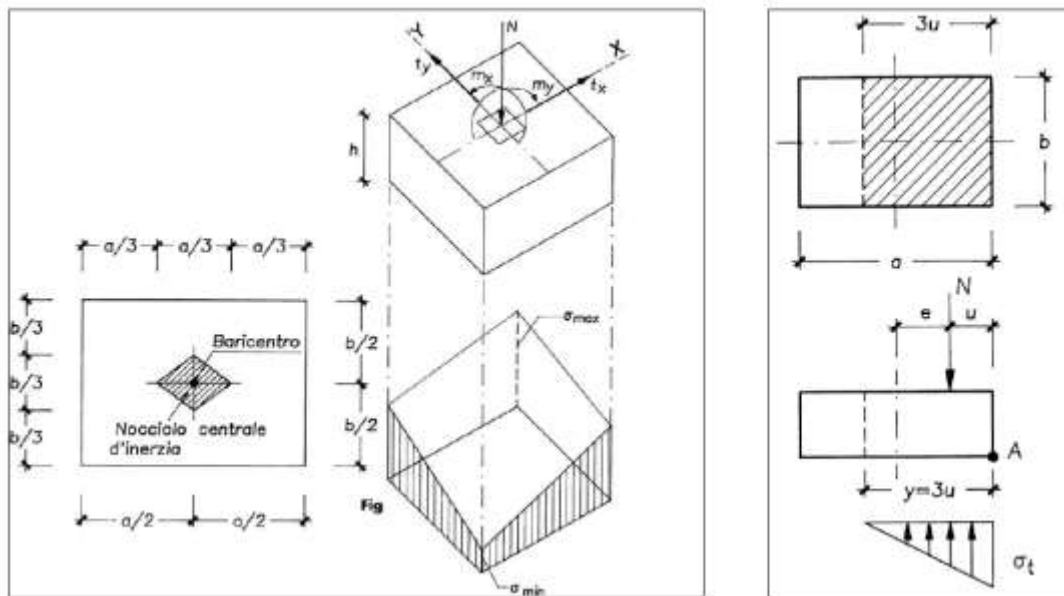


Figura 13: sforzo normale e momenti sui plinti esistenti.

In funzione dei valori riportati nella pagina precedente si ricava la massima tensione di contatto terreno-struttura per un approccio di tipo II (A1+M1+R3).

Ad esempio per i plinti 410x410 risulta:

L	410	[cm]	
B	410	[cm]	
N	53960	[kg]	
M	1526772	[kg*cm]	
L/6	68	[cm]	
e	28	[cm]	il centro di pressione è all'interno del nocciolo centrale di inerzia
pmax	0,45	[kg/cmq]	distribuzione trapezoidale



Per il plinto 410x410 pertanto il massimo valore delle pressioni di contatto terreno-struttura risulta inferiore con il valore limite di portanza riportato nella relazione geologica-geotecnica.

INTERVENTI STRUTTURALI DI PROGETTO NECESSARI ALL'ADEGUAMENTO SISMICO.

In questo capitolo si descriveranno gli interventi strutturali progettati per adeguare sismicamente il manufatto. Le figure seguenti mostrano le fasi di realizzazione dell'intervento strutturale per l'adeguamento sismico del manufatto.

Il principio di base nasce dallo studio delle criticità dello stato di fatto, ovvero gli eccessivi spostamenti che la struttura subisce in caso di azione sismica. I valori di tali spostamenti sono tali da provocare il ribaltamento fuori piano dei pannelli murari.

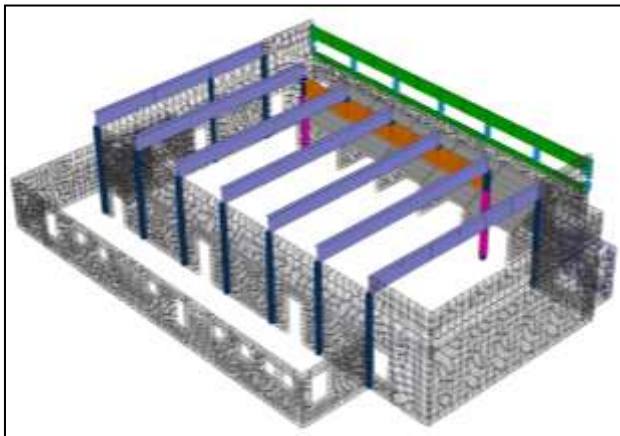


Figura 14: stato di fatto.

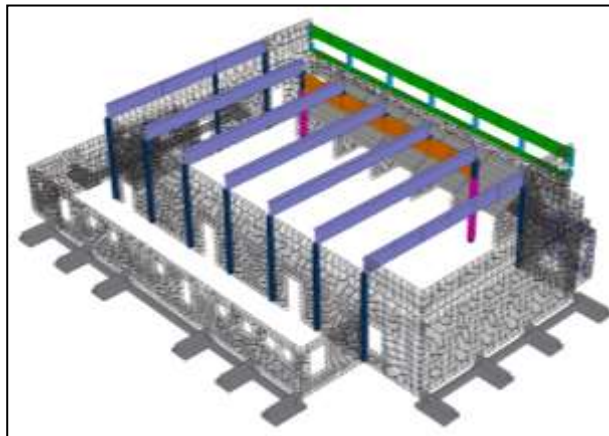


Figura 15: fase 1 - fondazioni.

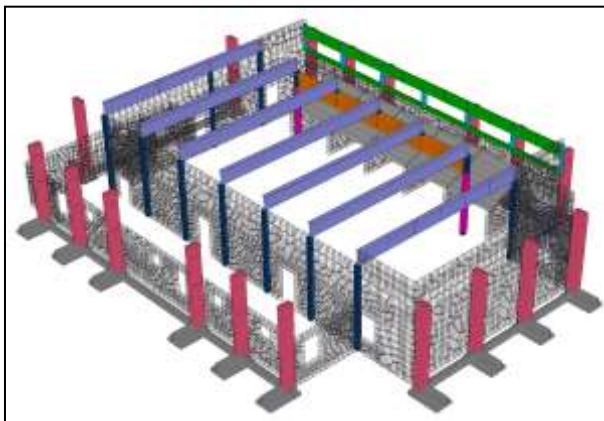


Figura 16: fase 2 - telaio.

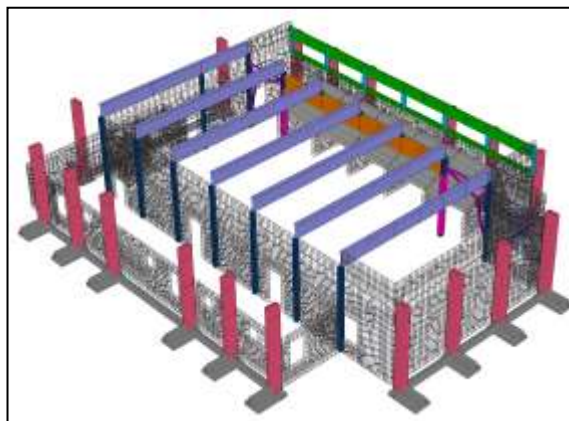


Figura 17: fase 3 - telaio interno verticale.

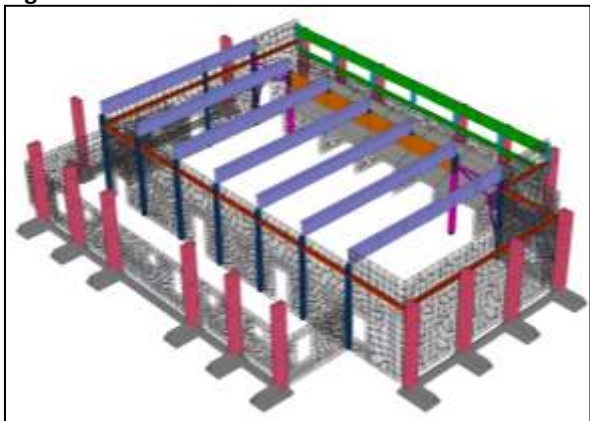


Figura 18: fase 4 - cordoli in acciaio sulle murature.

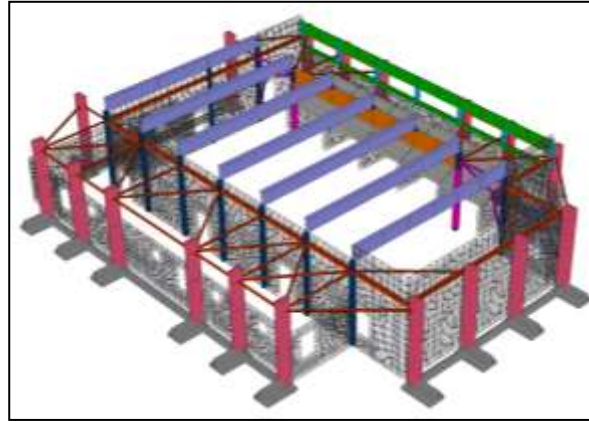


Figura 19: fase 5 - sistema di irrigidimento orizzontale.

Descrizione dell'intervento strutturale di progetto.

Per far fronte alla criticità prima esposta, è stato progettato un “esoscheletro irrigidente”, ovvero una nuova struttura composta da:

1. pilastri in c.a. di sezione 60x120 cm;
2. sistema di irrigidimento orizzontale formato da tiranti e puntoni in acciaio che collegano i nuovi pilastri con il manufatto esistente;
3. sistema di cordoli in acciaio che legano pannelli murari e pilastri esistenti e che impedisce l'espulsione dei pannelli murari dal piano dei pilastri esistenti;
4. telai irrigidenti verticali che bloccano gli spostamenti orizzontali nel piano della trave esistente in acciaio;
5. piastre di connessione in acciaio applicate in testa ai pilastri esistenti che legano questi alle travi prefabbricate P10.

La funzione delle nuove strutture è quella di bloccare, o comunque limitare al minimo, gli spostamenti del manufatto esistente in caso di azione sismica.

In questo modo, le strutture del manufatto esistente avranno il compito di sostenere solamente le azioni verticali, per le quali risultano opportunamente dimensionate.

Le azioni orizzontali verranno trasmesse, tramite il sistema di irrigidimento orizzontale in acciaio, ai nuovi pilastri in c.a. che funzioneranno da contrafforte.

I nuovi pilastri poggiano su fondazioni di nuova realizzazione con sezione a T rovescia realizzate in c.a. In verde scuro sono rappresentate le nuove fondazioni, in verde chiaro i nuovi pilastri, in azzurro le strutture di irrigidimento in acciaio, in magenta i telai verticali in acciaio.

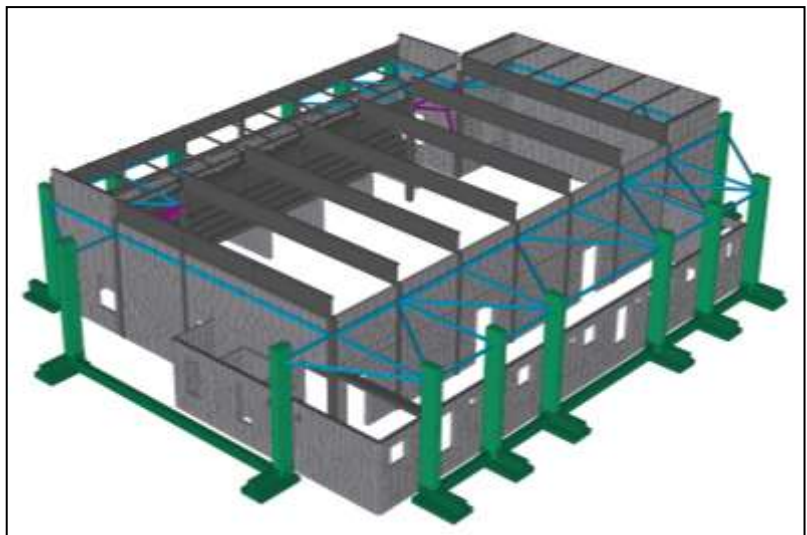


Figura 20: modello stato di progetto - esoscheletro irrigidente.

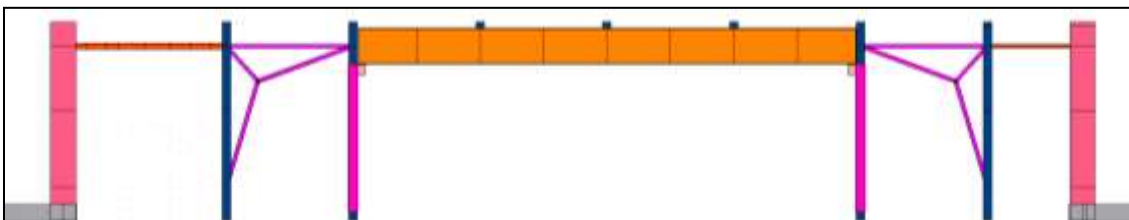


Figura 21: telai verticali in acciaio.

ANALISI STRUTTURALE DELLE NUOVE STRUTTURE DI PROGETTO

Confrontando le figure 26, 27 e 28 con le rispettive analoghe ricavate allo stato di fatto, risulta ben evidente che il sistema di irrigidimento progettato per l'adeguamento sismico del manufatto esistente risulta molto efficace.

Infatti, gli spostamenti assoluti passano da un valore di fondo scala di 4,75cm a 0,81cm

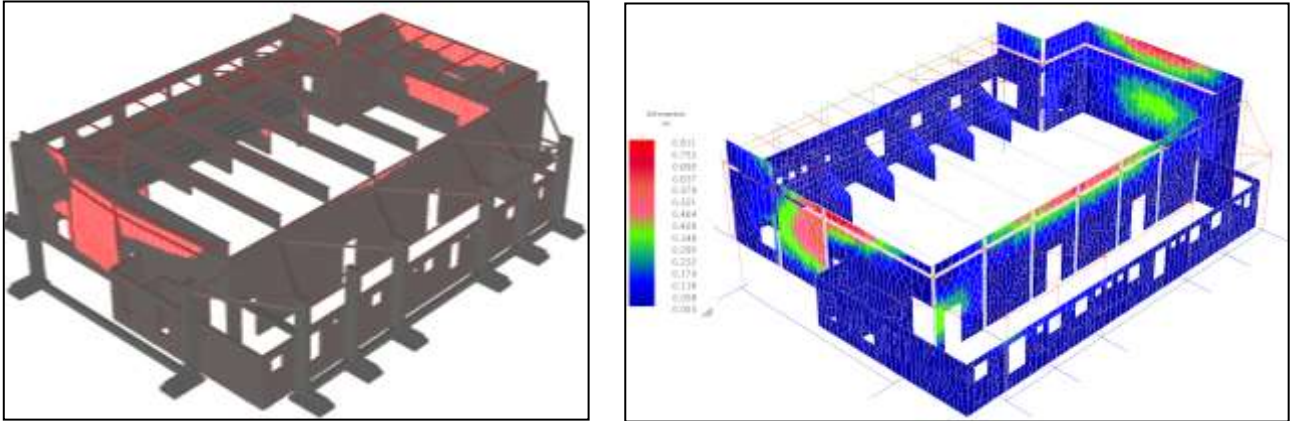


Figura 22: spostamenti in presenza di sisma in direzione X e deformazioni assolute della struttura rinforzata.

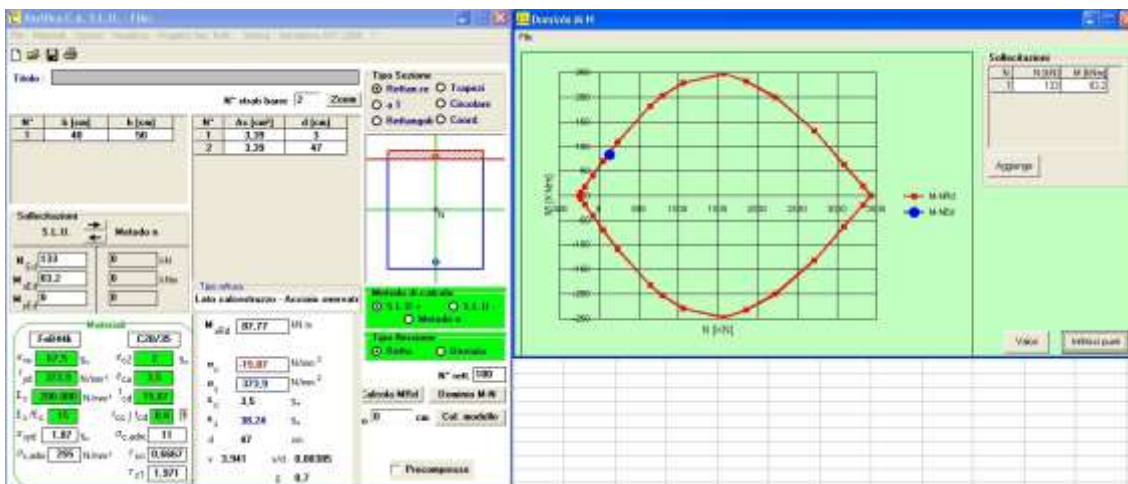
VERIFICHE DELLE NUOVE STRUTTURE DI PROGETTO

Pilastrì esistenti in c.a.

Limitando gli spostamenti del manufatto anche i valori massimi dei momenti flettenti che si registravano ai piedi dei pilastri esistenti sono stati abbattuti.

La successiva immagine riporta il dominio di resistenza della sezione di base dei pilastri esistenti.

Le sollecitazioni massime risultano comprese nel dominio. La sezione risulta verificata, come si può notare dal dominio seguente.



Nuovi elementi in acciaio

Le verifiche sono riportate in forma grafica mediante l'utilizzo del coefficiente di utilizzo della sezione in acciaio.

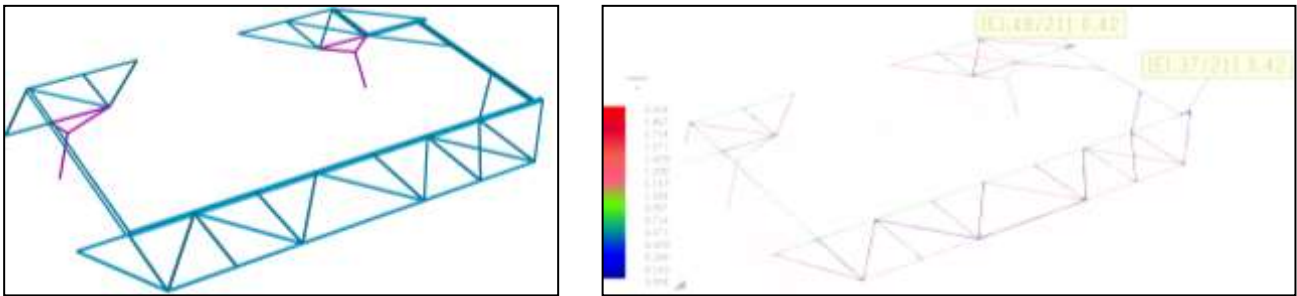


Figura 23: elementi in acciaio e risultati delle verifiche di resistenza.

La figura precedente mostra l'indice di resistenza degli elementi in acciaio, ovvero il rapporto tra resistenza limite di progetto e sollecitazione massima di progetto.

Si nota che tutti gli elementi presentano un coefficiente $<1,00$.

Il massimo valore registrato è pari a 0,42.

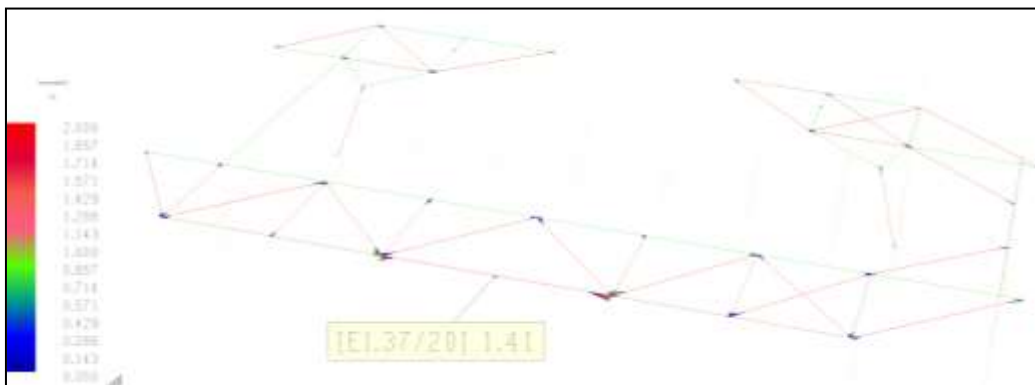


Figura 24: elementi in acciaio, verifiche di stabilità.

La figura precedente mostra invece l'indice di stabilità degli elementi in acciaio.

Si nota che tutti gli elementi presentano un coefficiente $<1,00$, fatta eccezione per un solo elemento. Tale elemento sarà opportunamente irrigidito.

Anche **le strutture in acciaio risultano verificate.**

Nuovi elementi in c.a.

La figura a lato rappresenta l'indice di resistenza a presso flessione degli elementi in c.a.

L'elemento più sollecitato ha un indice di resistenza a presso flessione pari a $0,44 < 1,00$, ovvero le verifiche risultano soddisfatte.

I pilastri in c.a. risultano verificati.

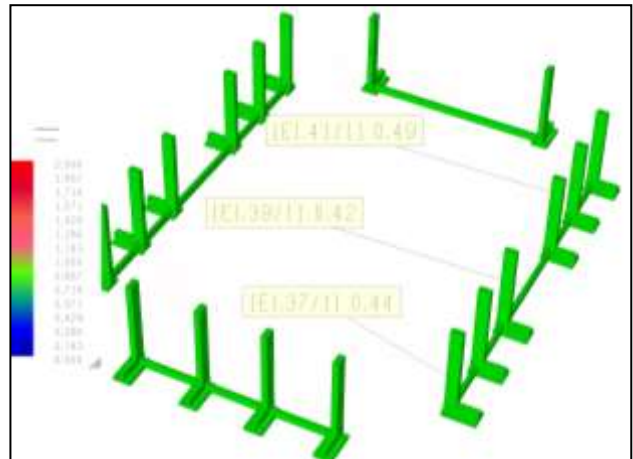


Figura 25: verifiche a presso flessione dei nuovi pilastri in c.a.

Verifiche geotecniche.

Come già detto, ai fini della caratterizzazione meccanica del terreno di fondazione si farà riferimento alla relazione geologica facente parte integrante del progetto. Nella relazione geologica-geotecnica sono stati determinati i valori di capacità portante ultima del terreno di sedime.

Dalla figura a lato si ricava una pressione di contatto terreno struttura massima, per un approccio di tipo II (A1+M1+R3), per la combinazione di carico più gravosa, pari a $0,59 \text{ kg/cm}^2$ inferiore al valore minimo della capacità portante stimata in $1,46 \text{ kg/cm}^2$.

La verifica di portanza risulta soddisfatta.

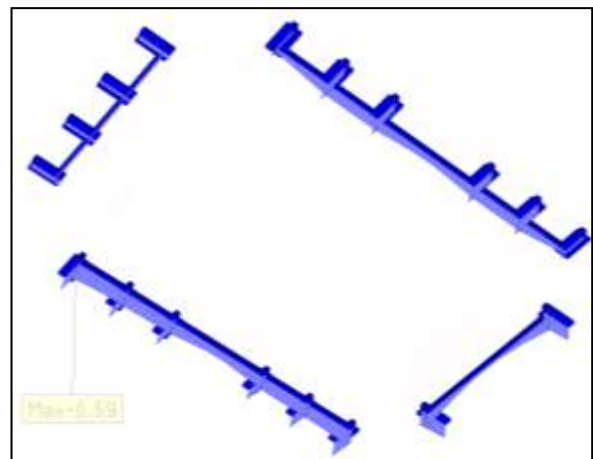


Figura 26: pressioni di contatto terreno - struttura.

CONCLUSIONI

In questo estratto di relazione è stato riportato lo studio delle criticità strutturali del Palazzetto dello Sport sito a Cerese, via Tazio Nuvolari Virgilio, Borgo Virgilio (MN).

La relazione completa è comprensiva della descrizione dello stato di fatto, dei risultati delle analisi e delle relative verifiche delle strutture allo stato di fatto, della descrizione dell'intervento strutturale previsto per l'adeguamento sismico, dei risultati delle analisi e delle relative verifiche delle strutture previste in progetto, al fine di verificare se la struttura post adeguamento soddisfa o meno le prescrizioni di normativa.

È stata inoltre riportata una descrizione della sismicità del sito in cui sono ubicate le opere, una descrizione della modellazione e della tipologia di analisi condotta.

Sono stati riportati i risultati delle analisi in forma grafica al fine di fornire una valutazione qualitativa e quantitativa del grado di sollecitazione degli elementi strutturali costituenti le opere. Infine sono stati riportati i valori massimi delle pressioni di contatto terreno-struttura per l'approccio di tipo II, come previsto dalle NTC08 al capitolo 6. Questi valori risultano inferiori ai corrispettivi valori di portanza ultima del terreno, determinata con lo stesso approccio, riportati nella relazione geologico-geotecnica.

Pertanto, al fine di fornire un giudizio motivato di accettabilità del risultato, come richiesto al §10.2 NTC08, il progettista strutturale assevera di aver effettuato:

- l'interpretazione della geometria dell'organismo strutturale;
- l'interpretazione delle caratteristiche geomeccaniche del terreno di sedime;
- la definizione dell'azione sismica;
- la definizione dei carichi strutturali, permanenti e variabili;
- la scelta del modello più appropriato di calcolo;
- la verifica delle tensioni di contatto terreno-struttura in elevazione.

Ed inoltre:

- esaminato preliminarmente la documentazione a corredo del software e di ritenerlo affidabile ed idoneo alla struttura in oggetto;
- confrontato i risultati del software con quelli ottenuti con semplici calcoli di massima;
- esaminato gli stati tensionali e deformativi e di ritenerli consistenti e coerenti con la schematizzazione e modellazione della struttura.

Pertanto ritiene che i risultati siano accettabili e che il presente progetto strutturale sia conforme alle Leggi n°1086/71 e n°64/74, e al DM 14/01/2008 (Norme tecniche per le costruzioni).