STEP ENGINEERING

VIA PERSICETANA VECCHIA 28/A - 40132 - BOLOGNA - TEL. 051/6417170

COMUNE DI CASTEL MAGGIORE

Miglioramento sismico Scuola elementare "Filippo Bassi" Via Gramsci, 175 PROGETTO ESECUTIVO

Il Progettista
Ing. VITO MARCHIONNA

Il Collaboratore di progetto
Geom. STEFANO MINUTIELLO

il Committente

Pareri Enti competenti

oggetto : STATO DI FATTO - Valutazione della Sicurezza - Relazione conclusiva

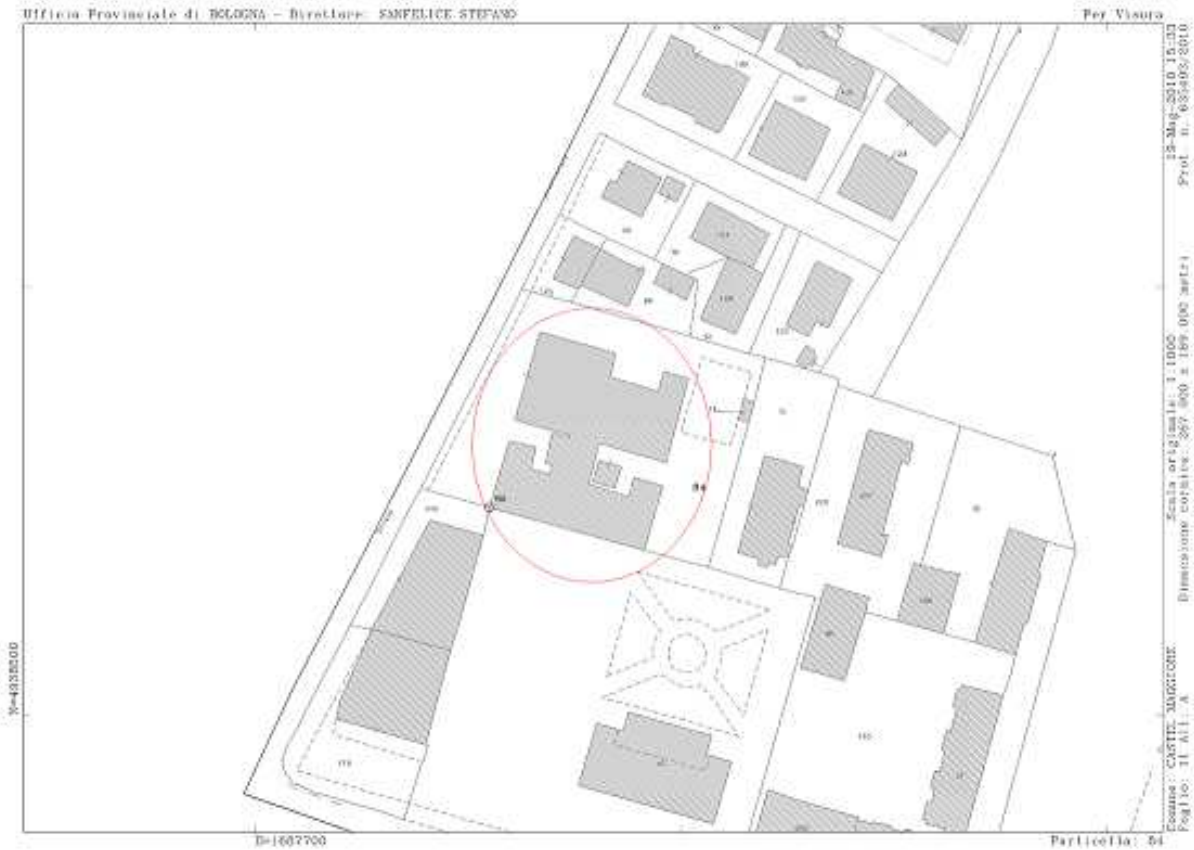
data : Maggio 2017

EL VS 07

1-INTRODUZIONE

Il complesso scolastico in esame è ubicato nel Comune di Castel Maggiore, in provincia di Bologna. L'edificio è di proprietà del Comune di Castel Maggiore ed è utilizzato dallo stesso per ospitare una scuola elementare.

Come desumibile dalla planimetria della mappa catastale e dalla vista satellitare, di seguito riportate, il complesso scolastico risulta isolato ed eretto su di un lotto autonomo, non vi sono quindi interazioni con altre costruzioni.



L'area ha le seguenti coordinate:

latitudine 44°.576, longitudine 11°.365

Vista satellitare - Inquadramento generale.

La presente relazione, assieme ai suoi allegati, costituiscono le “verifiche tecniche”, denominate anche “valutazioni di sicurezza”, conformi alle indicazioni definite dalla Regione Emilia Romagna tramite la Deliberazione della Giunta Regionale 23 giugno 2008, n. 936 - Programma delle verifiche tecniche e piano degli interventi di adeguamento e miglioramento sismico previsto all’art. 1, comma 4, lettera c) dell’OPCM 3362/2004 e s.m.i. (annualità 2005).

In particolare, durante lo svolgimento di tutte le azioni intraprese per l’esecuzione delle presenti verifiche tecniche, si è sistematicamente fatto riferimento all’Allegato 3 - “Istruzioni tecniche per lo svolgimento delle verifiche su edifici compresi nel programma ex art. 2 comma 2 OPCM 3362/2004 e s.m.i. - annualità 2005” e al Sub-Allegato 3-A - “Guida alle verifiche tecniche ed alla predisposizione degli elaborati grafici e descrittivi” della DGR summenzionata.

Sinteticamente le operazioni svolte per la redazione delle presenti verifiche tecniche possono suddividersi in due fasi principali. La prima costituita dall’analisi storico critica, dal rilievo geometrico, dal rilievo strutturale, dalle indagini preliminari in situ e da verifiche numeriche di

prima approssimazione. Questa prima fase non segue un percorso sequenziale predefinito, essendo piuttosto frutto di iterazioni successive; particolare attenzione viene prestata alle analisi di sensibilità finalizzate a definire i più opportuni approfondimenti di indagine. La seconda fase operativa consiste nella esecuzione e valutazione delle indagini di dettaglio e nella implementazione di modellazioni atte a definire i periodi di ritorno dell'azione sismica per i quali, tenendo conto di tutti i parametri che influenzano lo spettro di progetto, si raggiungono gli stati limite considerati per i diversi meccanismi analizzati, sia locali che globali, in ordine decrescente di vulnerabilità.

2-NORMATIVA DI RIFERIMENTO

L'Allegato 3 - alla "DGR 936/08" fornisce istruzioni tecniche per lo svolgimento delle "valutazioni di sicurezza" e definisce quale principale quadro di riferimento, il D.P.R. 6 giugno 2001 n. 380, Parte II, nonché il DM 14 gennaio 2008 "Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni" ("NTC08"), con i relativi documenti applicativi di dettaglio citati nel capitolo 12 "Referenze tecniche essenziali" e la "Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle norme tecniche per le costruzioni" del 12 ottobre 2007 ("DBC").

Essendo, la costruzione in esame, non ricompresa tra i beni di interesse culturale, le norme tecniche "NTC08" rappresentano i principali riferimenti operativi.

In particolare si precisa che per quanto riguarda l'azione sismica di confronto, si fa riferimento a quella definita dalle "NTC08.

L'edificio in esame, ai sensi del punto 8.1 delle "NTC08" è da ritenersi "costruzione esistente", conseguentemente, così come indicato al 3° capoverso del punto C8 della Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 ("Circ09") necessita applicare le norme contenute nel predetto capitolo 8 delle "NTC08".

Con riferimento alla tabella 2.4.I. delle "NTC08" si identifica la "vita nominale" dell'opera strutturale VN $\geq$ 50 anni (Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale).

Per quanto riguarda la "classe d'uso" (punto 2.4.2 delle "NTC08") la "Circ09", al 2° capoverso del punto C2.4.2, chiarisce che le scuole ricadono nella Classe III1.

Il "periodo di riferimento per l'azione sismica" (punto 2.4.3 delle "NTC08"), considerato che il coefficiente d'uso nel caso in esame vale CU = 1,5 (tabella 2.4.II delle "NTC08"), si determina mediante la relazione VR = VN . CU = 50 . 1,5 = 75 anni.

Come da indicazioni prestazionali del cap. 8 delle “NTC08”, come livello di conoscenza (relativo a geometria, dettagli costruttivi e materiali) e stato adottato LC2 e come fattore di confidenza (che modificano i parametri di capacità in ragione del livello di conoscenza), FC2 (pari a 1,2).
Sempre il capitolo 8 delle NTC08 prevede la possibilità di adottare coefficienti parziali modificati, se adeguatamente motivati, per i carichi permanenti. Poiché il rilievo geometrico-strutturale e dei materiali è stato accurato, si è a adottato un coefficiente pari a 1,15.
I documenti tecnici applicativi a cui si è fatto sistematico riferimento, nell'ambito dello svolgimento della valutazione di sicurezza, sono:
- la Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri 12 ottobre 2007;
- la Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008;
- gli Eurocodici strutturali pubblicati dal CEN, in particolare:
- UNI EN 1998-3 - Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica -
Parte 3: Valutazione e adeguamento degli edifici;
- UNI EN 1996-1-1 - Eurocodice 6 - Progettazione delle strutture di muratura - Parte 1-1:
Regole generali per strutture di muratura armata e non armata;
- UNI EN 1995-1-1 - Eurocodice 5 - Progettazione delle strutture di legno - Parte 1-1:
Regole generali - Regole comuni e regole per gli edifici;
- UNI EN 1991-1-1 - Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-1: Azioni in generale -
Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici.
Per i carichi e sovraccarichi si è fatto riferimento all’attuale “Normativa Tecnica per le Costruzioni 14 gennaio 2008” ed alla relativa circolare di applicazione Circolare S. LL. PP. 2 febbraio 2009 n. 617.
Per i carichi accidentali il D.M. 14 gennaio 2008, nella tabella 3.1.II, riporta i valori nominali e/o caratteristici dei carichi di esercizio per le diverse categorie di edifici; per quanto riguarda le scuole indica, quale carico verticale uniformemente distribuito, il valore qk = 3.00 kN/m2 (Ambienti suscettibili di affollamento - Cat. C1).
Nei casi in cui le valutazioni ai carichi verticali portino a dover asseverare, nella "apposita relazione", la necessità di "limitazioni da imporre nell’uso della costruzione" si farà riferimento ai valori "minimi", contenuti nel prospetto 6.2 dell'EC1.

Per le strutture in legno si è utilizzata, oltre alle già citate “NCT08” e all’Eurocodice EC5, la UNI EN 338:2004, per le caratteristiche meccaniche.

3-RILIEVO GEOMETRICO-STRUTTURALE

Indagine storica

L'edificio, costruito nel 1913, è composto da due corpi collegati tra loro. Un corpo ospita la mensa e le aule (denominato in seguito **corpo aule**) e l'altro ospita la palestra e le altre aule dell'edificio (denominato in seguito **corpo palestra**).

Il corpo meno recente (corpo aule) è costituito da un piano interrato, due piani fuori terra e sottotetto praticabile, la copertura è a due falde uguali.

La struttura verticale è costituita da pareti portanti in muratura di mattoni pieni con malta di calce di vari spessori (da due a quattro teste), Le sole murature interne del piano secondo (sottotetto) sono in mattoni tipo doppio UNI del tipo Bolognese (lunghezza 28 cm) con spesssori da una a due teste.

I solai sono in travetti di calcestruzzo e alleggerimento in polistirolo. Il solaio di copertura è in legno.

L'altro corpo (corpo palestra) è costituito da due piani fuori terra , più una limitata zona interrata adibita a due locali tecnici, la copertura è a quattro falde.

La struttura verticale è costituita principalmente da pareti portanti in muratura di mattoni pieni con malta di calce da due a tre teste di spessore, sono presenti, inoltre, delle piccole zone con muratura in mattoni doppio UNI, come per il corpo aule e in laterizio tipo poroton.

Il solaio è a due quote diverse, la parte centrale, più alta, è costituita da 12 travi in calcestruzzo armato su cui insiste una soletta piena ed è irrigidito da un cordolo perimetrale. Il solaio a quota minore è in latero-cemento.

La copertura nella zona centrale è costituita da una struttura a travi reticolari metalliche e lamiera. In corrispondenza del corrente inferiore delle travi reticolari di copertura è presente una struttura costituita da travi a T in acciaio, portante una pannellatura sandwich di coibentazione non ispezionabile, nascosta a sua volta da un controsoffitto in quadroni 60x60.

Il corpo palestra è stato ricostruito nel 1944 a seguito di distruzione dello stesso per bombardamento. Sempre nello stesso corpo nel 2005 è stata eseguita, a cura dell'ing. Migliaccio, un'analisi delle strutture complessiva, sfociata negli interventi di rinforzo laddove necessitava, consistenti nel consolidamento delle travi in cemento armato del solaio di copertura della palestra, di luce consistente, nell'introduzioni di alcune nuove pareti portanti e di elementi metallici a rinforzo delle murature del piano primo, sulla palestra, il tutto come meglio indicato negli elaborati grafici.

Nel 1991 il corpo aule ha subito un intervento con il quale si è proceduto alla realizzazione di nuovi solai in cemento armato con alleggerimento in polistirolo, a sostituzione della funzione portante dei solai esistenti che però non sono stati demoliti, ma sono stati utilizzati come casseri, previo introduzione di pannelli in polistirolo tra i due corpi per renderli indipendenti strutturalmente.

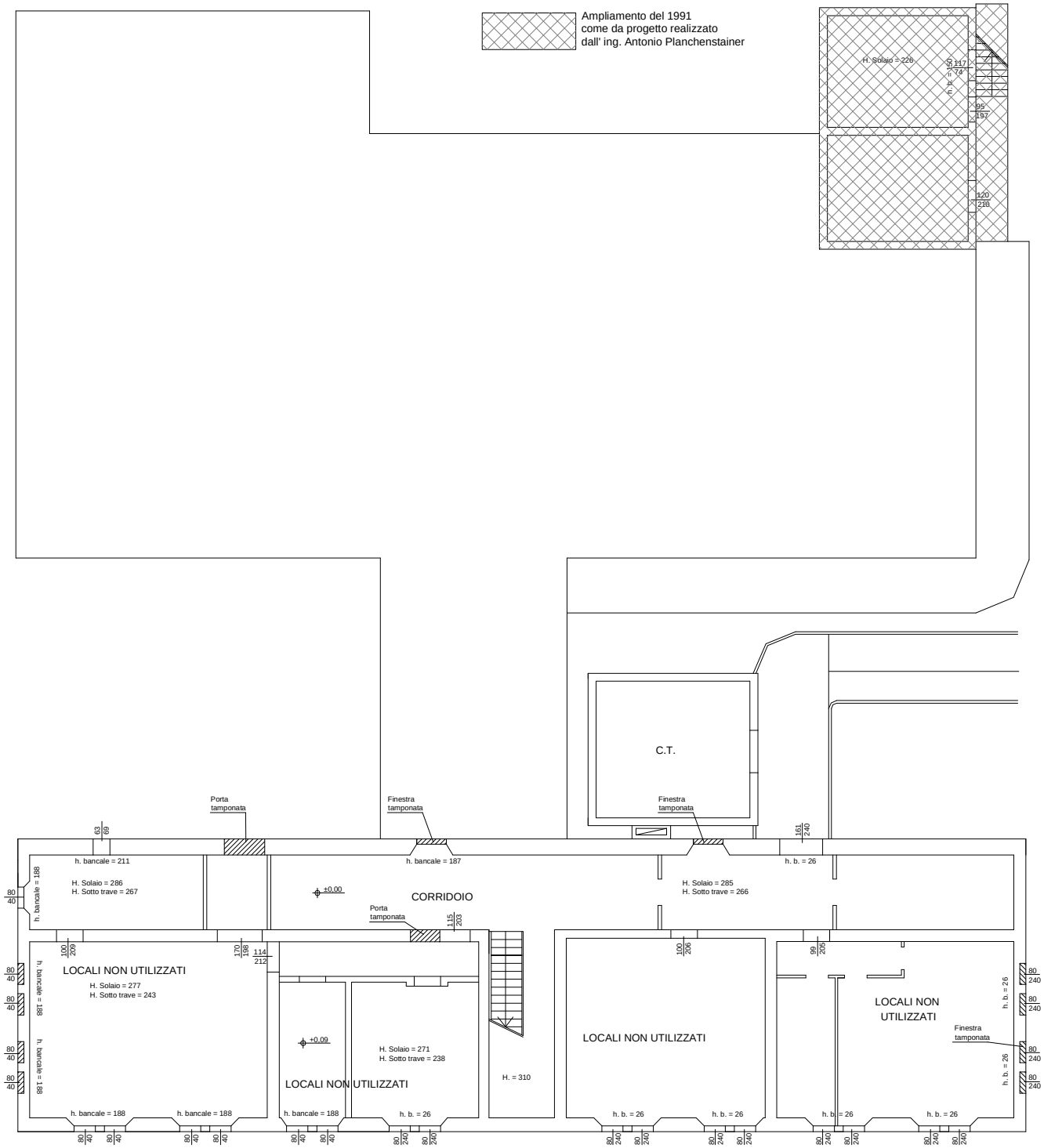
Il suddetto solaio preesistente ai vari piani è costituito da nervature in cemento armato di sezione 15x30 cm, con passo variabile da 1.30 a 2.30 m circa, che scaricano direttamente sulle murature, e sovrastante soletta dello spessore di circa 6 cm.

Non è stato reperito invece, nessun progetto sulla copertura il legno del corpo aule e sulle sottostanti pareti interne in mattoni tipo doppio UNI, di tipologia diversa rispetto alle restanti murature del corpo aule (muratura in mattoni pieni e malta di calce).

Di seguito si riportano le piante dell’edificio.

EDIFICIO COSTRUITO NEL 1913

PIANTA PIANO SEMINTERRATO



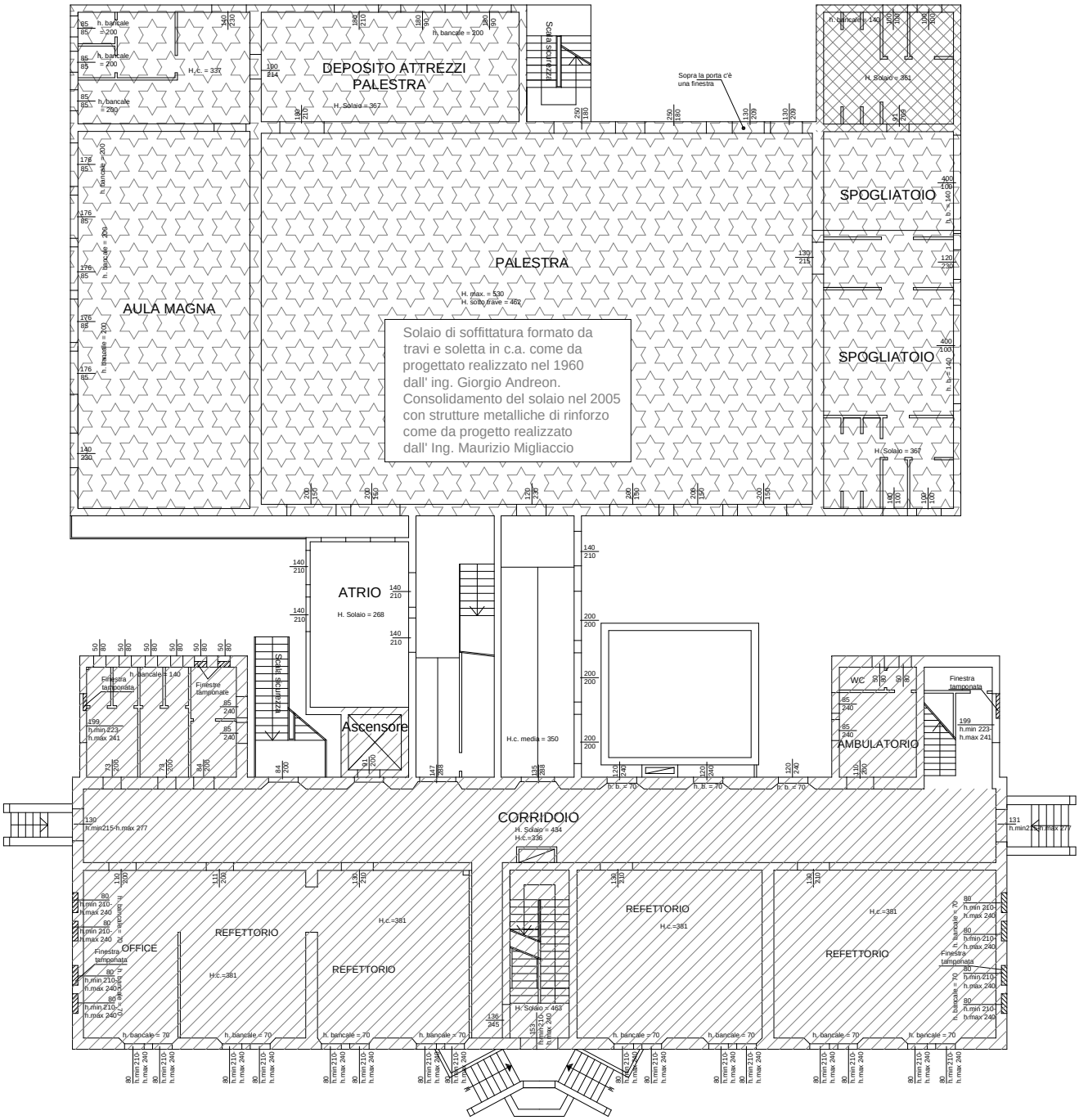
EDIFICIO COSTRUITO NEL 1913

Ampliamento del 1991
come da progetto realizzato
dall' ing. Antonio Planchenstainer

Nel 1991 nuovo solaio di calpestio del piano rialzato
(utilizzando il solaio esistente come carpenteria a perdere),
scale in c.a. e corpo ascensore in c.a. come da
progetto realizzato dall' ing. Antonio Planchenstainer

Porzione di fabbricato,utilizzata come palestra e teatro,
distrutta nel 1944 da un bombardamento, poi ricostruita
come aule e locali di servizio per la scuola.
Nel 2005 Interventi di consolidamento strutturale come da
progetto realizzato dall' Ing. Maurizio Migliaccio

PIANTA PIANO RIALZATO



EDIFICIO COSTRUITO NEL 1913

Nel 1991 nuovo solaio di calpestio del piano primo (utilizzando il solaio esistente come carpenteria a perdere), scale in c.a. e corpo ascensore in c.a. come da progetto realizzato dall' ing. Antonio Planchenstainer

Porzione di fabbricato,utilizzata come palestra e teatro, distrutta nel 1944 da un bombardamento, poi ricostruita come aule e locali di servizio per la scuola.
Nel 2005 Interventi di consolidamento strutturale come da progetto realizzato dall' Ing. Maurizio Migliaccio

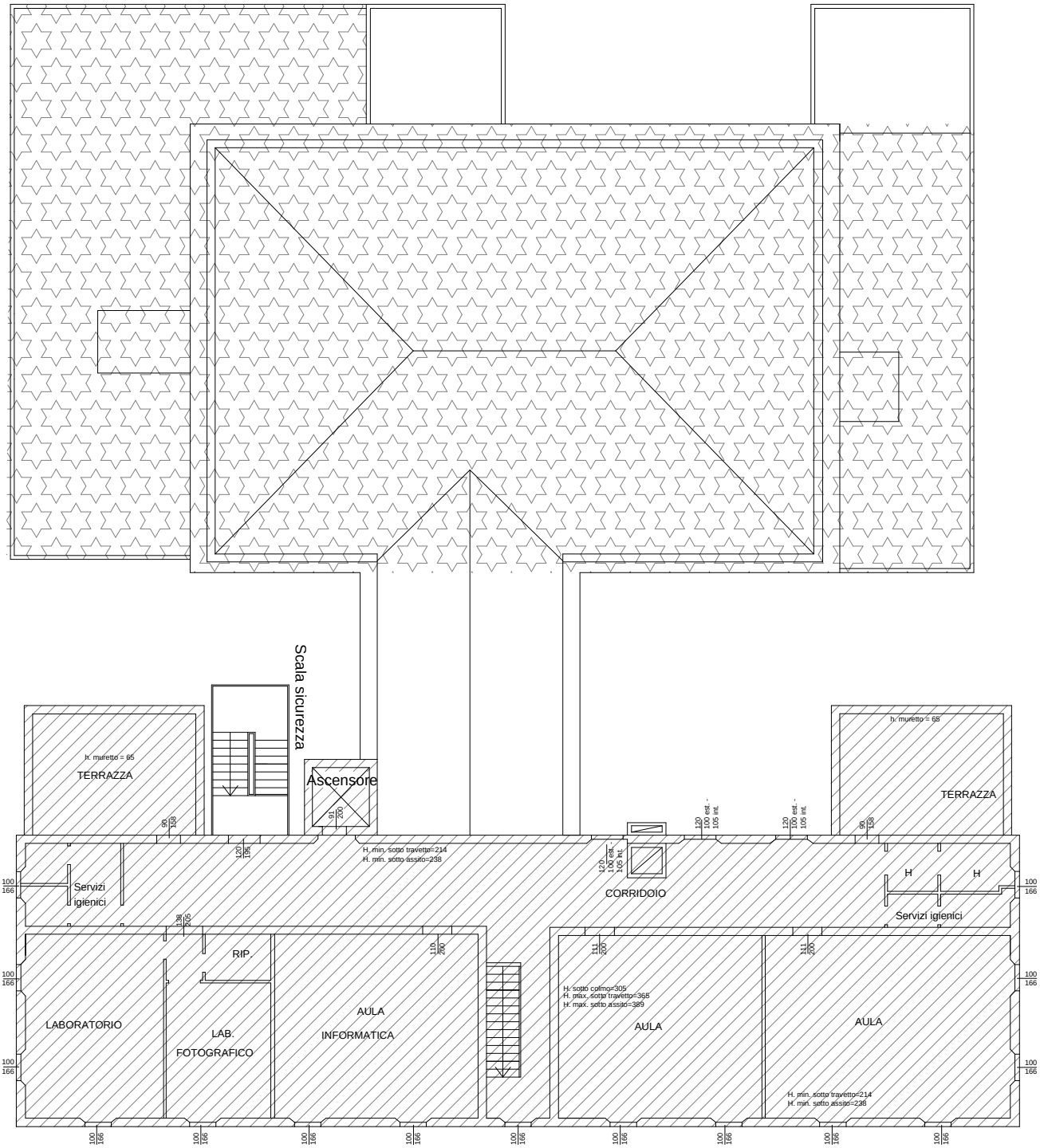
PIANTA PIANO PRIMO

EDIFICIO COSTRUITO NEL 1913

Nel 1991 nuovo solaio di calpestio del piano secondo (utilizzando il solaio esistente come carpenteria a perdere), scale in c.a. e corpo ascensore in c.a. come da progetto realizzato dall' ing. Antonio Planchenstainer

Porzione di fabbricato,utilizzata come palestra e teatro, distrutta nel 1944 da un bombardamento, poi ricostruita come aule e locali di servizio per la scuola

PIANTA PIANO SECONDO



EDIFICIO COSTRUITO NEL 1913

PIANTA COPERTURA

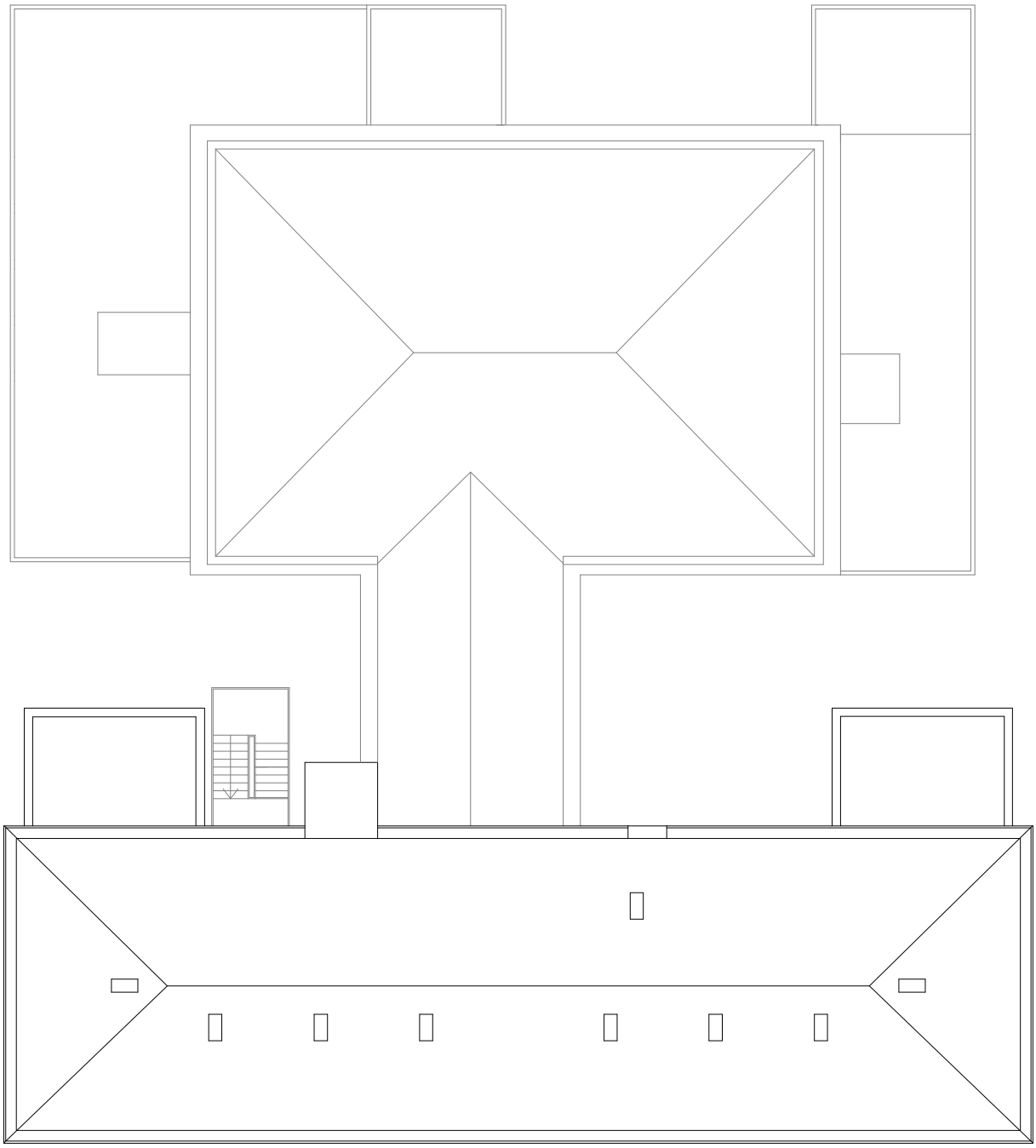


Foto del 1913

Dati dimensionali e schemi plano-altimetrici

E’ stato eseguito un accurato rilievo finalizzato principalmente alla determinazione delle strutture resistenti (per carichi verticali ed orizzontali), della loro geometria (spessori dei muri, altezze e larghezze con una precisione adeguata, aperture, spessori degli orizzontamenti, pendenze delle coperture, etc.), ed alla caratterizzazione tramite sondaggi dei materiali costitutivi e dei reciproci collegamenti tra strutture ed alla individuazione di tramezzi ed altri elementi non strutturali che possono comunque incidere sulla determinazione dei carichi o interagire con gli elementi strutturali. Non sono state eseguite indagini di laboratorio o specialistiche.

Il rilievo geometrico è stato restituito graficamente mediante piante, prospetti e sezioni in numero e con un livello di dettaglio sufficiente a rappresentare quanto sopra richiesto. Particolare attenzione è stata dedicata alla rappresentazione dei “fattori di vulnerabilità geometrica” (ad esempio: piani sfalsati, muri in falso, disassamenti, volte non contrastate ecc.).

Inoltre, è presente: (a) un inquadramento generale dell’edificio/aggregato (che ne consenta l’individuazione nel tessuto urbano ed il rapporto con gli immobili adiacenti); (b) una adeguata descrizione (mediante sintetica mappatura ai piani) delle destinazioni d’uso dei diversi locali; (c) una esaustiva documentazione fotografica, sia di insieme che delle parti maggiormente significative (elementi caratteristici, fattori di vulnerabilità, lesioni, etc.).

Si vedano gli elaborati allegati TAV. VS01; VS02; VS03; VS04; VS05; VS06/A; VS06/B; A01; A02

Caratteristiche geomorfologiche del sito

Sono state acquisite le informazioni relative alle caratteristiche del terreno, nella misura necessaria alla definizione dell’azione sismica di riferimento (effetti stratigrafici, topografici, etc.) e alla valutazione della sicurezza delle strutture di fondazione, mediante valutazioni qualitative all’esame di documenti disponibili.

Più precisamente nel caso in esame è stata acquisita la micro zonizzazione sismica eseguita sul tutto il territorio Comunale, all’epoca della redazione della “Verifica Tecnica” e la relazione geologica del 2017 a cura del Geologo Mario Casadio.

Non si sono riscontrate eventuali problematiche connesse alle fondazioni ed al terreno di sedime, che richiedano indagini più approfondite.

Quadro fessurativo e/o di degrado

L’edificio non presenta lesioni di rilievo sulle strutture portanti verticali, sono invece presenti delle lesioni sulle tramezzature a delimitazione delle aule ubicate sulla palestra, lesioni dovute alle deformazioni delle travi sottostanti di luce consistente.

A tal proposito, si precisa che, come anche indicato in precedenza, tali travi sono state consolidate con una struttura reticolare, pertanto le deformazioni dovute ai carichi accidentali dovrebbero ridursi e le tramezzature sono state collegate alla struttura portante con il progetto del 2005 dell’ing. Migliaccio sopra richiamato.

Rilievo materico e dei particolari costruttivi

Sono stati effettuati i saggi necessari alla qualificazione tipologico-materica degli elementi resistenti (es. tipologia di muratura, relativa tessitura, qualità della malta e dei mattoni, presenza di “sacchi”, stratigrafie ed orditure dei solai, etc.) e delle relative connessioni (es. organizzazione degli innesti murari, appoggi dei solai, etc.). Nel caso in esame utilizzando dei saggi eseguiti nel 2009 integrati da nuovi saggi eseguiti nel 2017.

Le informazioni relative a questa fase sono state restituite in opportuni elaborati grafici (piante, prospetti, sezioni e particolari costruttivi, **evidenziando le informazioni ottenute da indagini dirette, con l’indicazione del numero del saggio e quelle estrapolate mediante interpretazione di queste, per quelle che non contengono il numero del saggio, il tutto integrato con le informazioni desumibili dagli elaborati di progetto disponibili.**

Si è ottenuto, in questo modo una ricostruzione completa ed adeguata di tutti i meccanismi resistenti presenti nella struttura (sia nei confronti dei carichi statici che di quelli sismici).

Descrizione della struttura e sintesi delle vulnerabilità riscontrate e/o possibili

La struttura portante verticale è costituita da muratura portante in mattoni pieni di spessore variabile ai vari piani.

Le fondazioni non sono state investigate.

I solai del corpo aule sono in cemento armato con blocchi di polistirolo di alleggerimento. Il solaio della palestra è costituito da una soletta piena in cemento armato sorretta da travi in c.a., gli altri corpi in adiacenza hanno invece dei solai latero-cemento.

La copertura a falde del corpo aule è costituita da travi in legno, quella del corpo palestra è invece costituito da travi reticolari con profili in acciaio e soprastante lamiera.

Esiste un corpo ascensore in c.a. strutturalmente indipendente dall’edificio, ma separato da questo, secondo gli elaborati progettuali, da un giunto tecnico di 2-3 cm, non rilevabile sul posto e comunque non sufficiente ai fini sismici e che di conseguenza, potrebbe causare azioni di martellamento tra i due corpi.

Esistono anche due scale di emergenza esterne in acciaio non giuntate. Si ritiene, però che la rigidezza di tali strutture sia tale da non provocare danni importanti all'edificio in caso si sisma.

4 AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO

Le "NTC08" permettono di descrivere l'azione sismica sia mediante accelerogrammi sia mediante spettri di risposta; per il complesso edilizio in parola si assumono questi ultimi.

Per quanto riguarda la classificazione sismica si ricorda che la Regione Emilia Romagna (v. Delibera della Giunta n. 1435 del 2003) ha assunto quella di prima applicazione stabilita nell'Allegato 1 dell'"OPCM 3274", quindi il territorio del Comune di Castel Maggiore ricade in zona 3.

Per quanto attiene la determinazione delle azioni sismiche le "NTC08" individuano, quale elemento di conoscenza primario, la "pericolosità sismica di base" riferita al sito di costruzione con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR.

Vita nominale, classi d'uso e periodo di riferimento

Le "NTC08" definiscono le azioni sismiche su ciascuna costruzione in relazione ad un periodo di riferimento VR che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale VN per il coefficiente d'uso CU.

VR = VN CU

La vita nominale VN è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. Per la costruzione in esame si è assunta una vita nominale VN pari a 50 anni.

Con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso in presenza di azioni sismiche, trattandosi di "Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi", la costruzione ricade in classe d'uso III; conseguentemente il coefficiente d'uso CU risulta pari a 1.5-

Ne risulta che **il periodo di riferimento VR è pari a 75 anni.**

4.2 **Categoria di sottosuolo e condizioni topografiche**

Non essendo la costruzione fondata su sottosuolo "rigido" (di categoria "A"), è necessario tenere conto oltre alle condizioni topografiche, delle condizioni stratigrafiche.

Dalle indagini eseguite a seguito della redazione della relazione geologica a firma del Geologo Dott. Casadio, il sottosuolo su cui sorge la costruzione in esame appartiene alla categoria “C” in quanto il valore della VS30, è risultato maggiore di 180 m/s. Sempre in detta relazione viene precisato che non siamo in presenza di terreni suscettibili di liquefazione.
L’identificazione della categoria di sottosuolo permette di definire i coefficienti SS (coeff. di amplificazione stratigrafica) e CC (coeff. che individua il periodo dello spettro, corrispondente all’inizio del tratto a velocità costante) di cui si forniranno precisazioni nel seguito.
La categoria topografica, definita al punto 3.2.2. delle “NTC08”, è la T1 in quanto la configurazione della superficie su cui insiste la costruzione in questione è pianeggiante; il coefficiente di amplificazione topografica ST viene quindi assunto pari all’unità.

4.3 Stati limite e relative probabilità di superamento

Il punto 3.2.1 delle “NTC08” definisce, nei confronti delle azioni sismiche, quattro stati limite. Gli SLE vengono suddivisi in Stato Limite di Operatività (SLO) e Stato Limite di Danno (SLD); gli SLU in Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) e Stato Limite di Collasso (SLC). Ad ogni stato limite considerato viene associata la relativa probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR cui riferirsi per individuare l’azione sismica.
Lo Stato Limite di Operatività, introdotto dalle “NTC08”, si riferisce alle opere che debbono restare operative durante e subito dopo il terremoto (ospedali, caserme, centri della protezione civile, etc.); considerato inoltre che la costruzione in questione è esistente, la presente valutazione della sicurezza non prende in esame il predetto Stato Limite di Esercizio.
Sebbene il primo capoverso del punto 8.3 delle “NTC08” indichi che la valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti potranno essere eseguiti con riferimento ai soli SLU, si ritiene opportuno valutare le risorse della struttura nei confronti dello Stato Limite di Danno.
Le Verifiche agli SLU, precisa il secondo capoverso del punto 8.3. delle “NTC08”, possono essere eseguite rispetto alla condizione di salvaguardia della vita umana (SLV) o, in alternativa, alla condizione di collasso (SLC). La “Circ09”, nel punto C8.3, precisa che fornisce istruzioni, per lo Stato Limite di Collasso, solo per costruzioni di calcestruzzo armato o di acciaio. Per i motivi esposti la presente valutazione prende in esame, quale SLU, lo Stato Limite di salvaguardia della Vita.
Si precisa inoltre che, secondo quanto indicato al punto 7.2.1 delle “NTC08”, le caratteristiche della costruzione in oggetto consentono di non considerare la componente verticale dell’azione sismica nella modellazione globale.

Le forme spettrali corrispondenti ai diversi Stati Limite di riferimento vengono definite in funzione delle relative probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, e dei parametri su sito di riferimento rigido orizzontale ag, FO e T*C, riferiti al sito su cui sorge il complesso scolastico in parola.

Essendo consuetudine utilizzare, quale parametro caratterizzante la pericolosità sismica, il relativo periodo di ritorno TR, si ricorda che quest'ultimo, fissata la vita di riferimento VR e la probabilità di superamento PVR (associata a ciascuno degli stati limite), è determinabile mediante la seguente relazione.

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{V_R})}$$

Stati limite		P_{V_R}
SLE	SLO	81%
	SLD	63%
SLU	SLV	10%
	SLC	5%

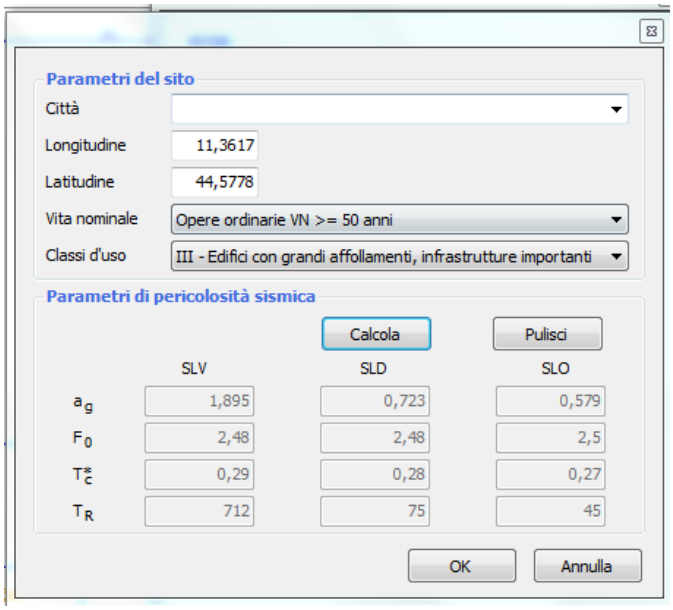
I valori di ag, FO e T*C sono stati determinati mediante il Software utilizzato per le analisi simiche, partendo dalle coordinate geografiche (latitudine 44°.578, longitudine 11°.362).

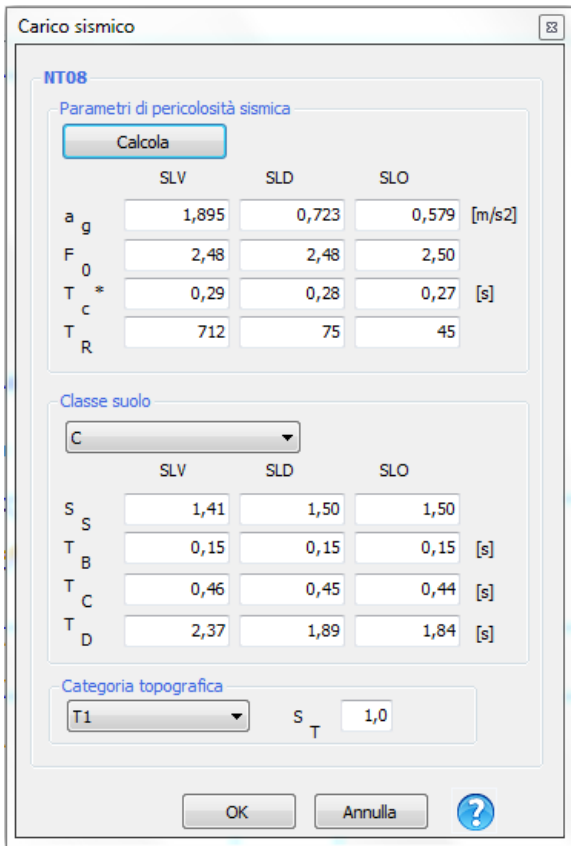
Detti valori, sono riportati nella tabella di seguito.

La tabella seguente riporta i parametri, riferiti al caso in esame, che definiscono le forme spettrali associate ai diversi Stati Limite.

	SLV	SLD	SLO
Ag [m/s2]	1,90	0,72	0,58
F0	2,48	2,48	2,50
Tc* [s]	0,29	0,28	0,27
Tr	712,00	75,00	45,00

	SLV	SLD	SLO
Ss	1,41	1,50	1,50
Tb [s]	0,15	0,15	0,15
Tc [s]	0,46	0,45	0,44
Td [s]	2,37	1,89	1,84





dove:

ag accelerazione orizzontale massima del sito;

FO valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T*C periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

CC coefficiente funzione della categoria di sottosuolo che modifica il valore di TC;

SS coefficiente stratigrafico15 (categoria di sottosuolo C);

ST coefficiente topografico16 (categoria topografica T1);

S= SS

ST coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;

TB, TC e TD periodi che separano i diversi rami dello spettro.

4.4 **Combinazione dell'azione sismica con le altre azioni**

La combinazione dell'azione sismica con le altre azioni19, riportata al punto 2.5.3 delle "NTC08", per l'aggregato in esame si può semplificare (mancando azioni di pretensione e/o precompressione) come segue:

$$E + G_1 + G_2 + \sum_j \left(\psi_{2j} \cdot Q_{kj} \right)$$

dove:

E è l'azione sismica per lo stato limite in esame

G1, G2 sono i carichi permanenti rispettivamente strutturali e non strutturali;

ψ2j sono i coefficiente di combinazione delle azioni variabili Qkj

Qkj sono i valori caratteristici dei carichi variabili Qkj

Gli effetti dell'azione sismica sono stati valutati tenendo conto delle masse associate ai carichi gravitazionali mediante la relazione:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \left(\psi_{2j} \cdot Q_{kj} \right)$$

INDAGINI SPECIALISTICHE

Non si sono eseguite indagini specialistiche

VERIFICHE NUMERICHE

1. **Verifica nei confronti dei carichi statici**

Le verifiche nei confronti delle combinazioni statiche sono state condotte, sia per gli elementi resistenti verticali, sia per gli orizzontamenti con relative travi e altri elementi, ove presenti. Relativamente a questi ultimi, i campi di solaio investigati mediante saggi atti a definirne spessori, armature e quant'altro necessario, sono stati scelti tra quelli geometricamente e tipologicamente rappresentativi. Gli elementi investigati sono stati localizzati negli eleborati grafici del rilievo.

Nell'allegato **VS06/B** sono riportati i dettagli delle singole verifiche condotte.

Nelle conclusioni si è sintetizzato l'esito esprimendo un giudizio complessivo e motivato sulla capacità portante delle diverse tipologie di membrature. Per le capacità che risultano inferiore a quella richiesta per le nuove costruzioni con medesima destinazione d'uso (secondo quanto previsto per l'adeguamento di una costruzione esistente), è stata fornita una "ragionevole" stima (indicandone il valore numerico) della capacità portante.

2. Analisi dei meccanismi locali

Sono stati valutati i valori di accelerazione al suolo in grado di attivare i singoli meccanismi di danneggiamento/collasso locale (o di "primo modo"), individuati al paragrafo "Descrizione della struttura e sintesi delle vulnerabilità riscontrate e/o possibili, evidenziando questi ultimi in ordine decrescente di vulnerabilità.

Per ciascun tipo di meccanismo è stato illustrato lo schema statico/cinematico alla base del calcolo eseguito. Gli elementi/meccanismi investigati sono stati localizzati in apposito elaborato grafico. Si veda l'allegato V**S06/A**.

Nelle conclusioni sono state delineate, in linea di massima, le possibili soluzioni alle problematiche riscontrate.

3. Analisi dei meccanismi globali

Sono stati valutati i valori di accelerazione al suolo in grado di attivare meccanismi di danneggiamento/collasso globale (o di "secondo modo"), dell'accelerazione al suolo eseguendo un' analisi statica non lineare.

Nelle conclusioni risultati sono stati commentati i risultati, evidenziando le principali criticità e fornendo indicazioni di massima circa eventuali interventi per il miglioramento della risposta sismica.

CONCLUSIONI

Sintesi del percorso conoscitivo

La conoscenza della struttura è stata acquisita per fasi successive, così sintetizzabili:

a) Anzitutto, alcuni sopralluoghi preliminari, unitamente all'esame della documentazione disponibile sullo stato attuale e sull'evoluzione storica del complesso edilizio, hanno consentito la formulazione di uno quadro generale del funzionamento strutturale e dei suoi aspetti "sensibili", meritevoli di particolare attenzione, nonchè della definizione delle unità strutturali che formano l'aggregato e la qualificazione delle loro possibili interazioni.

b) Successivamente è stato eseguito un appropriato rilievo geometrico dell'intero complesso, indispensabile per la ricognizione del sistema resistente e la definizione delle dimensioni dei suoi elementi.

c) Parallelamente sono stati effettuati i saggi sugli elementi strutturali (fondazioni, murature, solai, etc.) ritenuti necessari per una sufficiente qualificazione e dimensionamento dei dettagli costruttivi. Si precisa che nel caso in questione sono stati utilizzati in gran parte, dei saggi realizzati nel 2009, integrati da alcuni saggi eseguiti nel 2017.

I risultati delle conoscenze acquisite nelle fasi a-b-c sono sintetizzati negli elaborati grafici ed hanno portato alla individuazione di due corpi, il corpo denominato "**corpo aule**" insieme al piccolo corpo di collegamento ed il corpo denominato "**corpo palestra**" .

Pertanto le analisi sismiche dello stato di fatto, sono state eseguite considerando separatamente i due corpi suddetti, pur non essendoci un giunto strutturale tra questi, poiché si ritiene che, per l'analisi storica dell'evoluzione strutturale dell'edificio e per la conformazione in pianta ed in altezza relativa, la risposta sismica non è da ricercare mediante l'analisi sull'edificio nel suo complesso (corpo palestra + corpo aule).

Sono state effettuate le verifiche della capacità portante degli elementi strutturali nei confronti dei carichi gravitazionali permanenti e di esercizio, sia per gli elementi verticali (murature) che per le diverse tipologie di orizzontamenti presenti. **Per il corpo palestra si è fatto riferimento all'indagine strutturale eseguita dall'ing. Migliaccio ed alle relative opere di consolidamento sugli elementi che necessitavano d'intervento.**

È stata poi valutata la risposta sismica nei riguardi di meccanismi locali, analizzata mediante i teoremi dell'analisi limite dell'equilibrio secondo l'approccio cinematico che si basa sulla scelta del meccanismo di collasso e la valutazione dell'azione orizzontale che attiva tale cinematismo.

Infine, è stata valutata la risposta sismica globale dell'edificio mediante analisi statica non lineare. Le valutazioni eseguite in questa fase ed i relativi risultati sono riportati nell'**allegato** V**S06/A** per le azioni sismiche e **VS06/B** per i carichi verticali.

Non si sono eseguite indagini specialistiche.

Per i parametri di resistenza a compressione e taglio delle murature sono stati utilizzati i valori "tipici" riportati nei riferimenti tecnici e normativi e più precisamente nella Circolare delle NTC08, Tab. C8A.2.1 per il livello di conoscenza LC1, applicando il corrispondente fattore di confidenza FC pari a 1.35; per il cls. e l'armatura relativa, sono stati utilizzati i valori di resistenza indicati negli elaborati grafici reperiti o i valori minimi previsti dalle normative dell'epoca di realizzazione.

L'analisi mediante modello tri-dimensionale è stata condotta con il software 3muri della S.T.A. DATA srl secondo il quale le pareti della struttura vengono modellate attraverso macroelementi rappresentativi dei maschi murari e delle fasce di piano deformabili. Il modello prevede inoltre l'utilizzo di nodi rigidi, che rappresentano il collegamento fra gli elementi maschio e quelli fascia. Detta discretizzazione permette di considerare i meccanismi di collasso a taglio e presso flessione.

Vulnerabilità riscontrate e possibili rimedi

Nel seguito si sintetizzano le problematiche emerse dall'analisi, distinguendole per tipologia di elementi e delineando alcune possibili soluzioni.

• Sistema Fondale

Le pressioni trasmesse al terreno risultano piuttosto elevate, ma non inusuali per edifici simili e poiché non sono presenti vistose lesioni sulle murature imputabili a cedimenti fondali, ne deriva che l'edificio si è assestato sotto gli attuali carichi esistenti.

In conclusione, per le fondazioni, attualmente non si ravvisano problemi di ordine statico, poiché il terreno si è consolidato e adeguato ai carichi presenti.

Le nuove lesioni nei muri che si dovessero eventualmente verificare, vanno, comunque, prontamente segnalate e verificate.

.• Sistema resistente verticale

Si precisa che le verifiche sulle murature sono state eseguite sia tenendo conto delle eccentricità previste dalle "NTC08" tramite programma di calcolo, sia con la pressione media senza considerare l'eccentricità .

Nelle presenti analisi, per la verifica ai carichi verticali delle murature si è considerato un coefficiente di sicurezza pari a 2 in considerazione che si tratta di edificio esistente, sulla scorta di

quanto indicato dal parere del CTS (Comitato Tecnico Scientifico –Legge Regionale n.19/2008 e D.G.R. n.1776/2013) n. 122 del 14 aprile del 2016 nella seduta n.47 *in merito all'obbligo di adeguamento nei confronti dei carichi statici, in occasione di interventi di miglioramento sulla costruzione*, della Regione Emilia Romagna.

Tale parere, facendo riferimento anche al parere n.6 seduta n. 4 del 27 luglio 2010 sulle "verifiche tecniche: problematiche correlate e decisioni conseguenti", riporta le seguenti ulteriori riflessioni, per quanto concerne la problematica specifica dell'adeguamento nei confronti delle azioni statiche in occasione di un intervento di miglioramento sismico:

1. In merito agli elementi/meccanismi da sottoporre a verifica, "*il progetto e la valutazione della sicurezza dovranno essere estesi a tutte le parti della struttura potenzialmente interessate da modifiche di comportamento, nonché alla struttura nel suo insieme*" (§ 8.4.2 delle NTC-08). In generale, dunque, non è richiesta la verifica di tutti gli elementi/meccanismi che non sono interessati da modifiche di comportamento (per effetto dell'intervento in progetto) e che non svolgono ruolo primario nel comportamento strutturale d'assieme (quali ad es., in linea di massima, le verifiche nei confronti dei carichi statici dei solai non coinvolti nell'intervento). Inoltre, "*dall'obbligatorietà della verifica è normalmente esclusa la situazione determinata da una variazione delle azioni che interviene a seguito di una revisione della normativa, per la parte che definisce l'entità delle azioni, o delle zonazioni che differenziano le azioni ambientali (sisma, neve, vento) nelle diverse parti del territorio italiano*" (§ C8.3 della Circ. n. 617 del 2.2.2009). Si intende che dovranno, in ogni caso, essere sottoposti a verifica gli elementi interessati da una o più delle situazioni elencate al § 8.3 delle NTC-08.

2. In merito ai modelli da adottare, sia nella determinazione della risposta che nella valutazione della capacità nei confronti dei diversi meccanismi di rottura (globali e locali, statici e sismici), si ricorda che "nelle costruzioni esistenti le situazioni concretamente riscontrabili sono le più diverse ed è quindi impossibile prevedere regole specifiche per tutti i casi . Di conseguenza il modello per la valutazione della sicurezza dovrà essere definito e giustificato dal progettista, caso per caso, in relazione al comportamento strutturale attendibile, tenendo conto delle indicazioni generali…" (§ 8.5 delle NTC-08)

Si intende che il tecnico incaricato (vds. parere rif. n. 6 del CTS), *pur con le necessarie cautele, nel "definire e giustificare di volta in volta" il modello per la valutazione della sicurezza, debba considerare tutte le risorse disponibili, al fine di evitare giudizi eccessivamente prudenti, ingiustificati allarmismi ed interventi di adeguamento di costo significativo e, in alcuni casi, di dubbia efficacia. In particolare, si evidenziano: (a) la frequente necessità di mettere in conto la collaborazione tra strutture di diverse tipologie al fine di stimare la capacità nei confronti dell'azione sismica; (b) l'opportunità di effettuare apposite prove sperimentali e/o ricorrere a formulazioni analitiche appropriate, purché di comprovata validità, per ovviare a modelli di stima della capacità, anche nei confronti delle azioni gravitazionali, calibrati sulle nuove costruzioni e sulle moderne tecnologie costruttive ma che, per le costruzioni esistenti, potrebbero risultare particolarmente penalizzanti.*

3. In merito alla definizione/adozione dei coefficienti di sicurezza, si ricorda che "*la conoscenza delle proprietà meccaniche dei materiali non risente delle incertezze legate alla produzione e posa in opera ma solo della omogeneità dei materiali stessi all'interno della costruzione, del livello di approfondimento delle indagini conoscitive e dell'affidabilità delle stesse*" (§ 8.2 delle NTC-08). Inoltre, "*per i carichi permanenti, un accurato rilievo geometrico-strutturale e dei materiali potrà consentire di adottare coefficienti parziali modificati, assegnando valori di γ_G adeguatamente motivati*" (§ 8.5.5 delle NTC-08).

4. In merito alle decisioni da adottare a valle di una verifica non pienamente soddisfacente, si evidenzia che (vds. parere rif. n. 6 del CTS), "*nell'ammettere che nelle costruzioni esistenti è accettabile un livello di sicurezza inferiore a quello richiesto per le nuove costruzioni, la norma introduce l'importante ed innovativo concetto di "limitazioni e/o cautele nell'uso". Per le azioni controllate dall'uomo, si ammette quindi la possibilità, nell'ambito di una determinata destinazione d'uso, di diversificare le "reali condizioni d'uso" adattandole alle capacità della struttura*".

Da quanto sopra riportato ne deriva che il tecnico incaricato nel definire e giustificare il modello per la valutazione della sicurezza, debba considerare tutte le risorse disponibili per evitare interventi non necessari e costosi. Per le costruzioni esistenti è accettabile un livello di sicurezza inferiore a quello richiesto dalle nuove costruzioni.

Per i coefficienti di sicurezza, essendo le murature già realizzate, vengono a mancare, per la conoscenza delle proprietà meccaniche "*le incertezze legate alla produzione e posa in opera*".

Inoltre, l'assenza di lesioni o di "sofferenze strutturali" nelle murature non mette in risalto alcuna evidente problematica strutturale dovuta ai carichi verticali nelle murature stesse.

Infine le murature, dai saggi eseguiti e dalla visione delle murature senza intonaco presenti nel piano seminterrato del corpo aule, risultano omogenee e ben eseguite.

In conseguenza di tutto quanto sopra riportato si ritiene adottabile un coefficiente di sicurezza pari a 2 per le verifiche delle murature ai carichi verticali, secondo i relativi criteri delle NTC-08.

Si tenga inoltre presente che nel presente caso, per le caratteristiche meccaniche delle murature, sono stati adottati i valori minimi della tabella

Con verifica eseguita con la pressione media le pressioni sulle murature risultano accettabili, fatta eccezione per 7 pannelli (parete 4 el. 112 e 113, 114, parete 6 el. 167 e parete 3 el. 77, 78 e 74, si veda elaborato EL. VS06/B), di dimensioni ridotte, del corpo palestra.

Tenendo invece conto delle eccentricità più pannelli murari non risultano verificati, come si evince dalla relazione delle verifiche numeriche EL V06/B.

Si ritiene quindi <u>necessario</u> prevedere degli interventi di consolidamento dei 7 pannelli sopra richiamati ed opportuni i consolidamenti degli altri pannelli murari che non risultano verificati con i criteri delle NTC-08.

Sempre per le murature, le pressioni in corrispondenza degli appoggi delle travi in legno di copertura del corpo aule, risultano piuttosto alte, in special modo per la muratura ad una testa, pertanto, in occasione di un intervento di miglioramento, risulta opportuno migliorare la diffusione dei carichi di tali travi in legno.

Nel merito della resistenza alle azioni sismiche, si rileva che:

1 - L'analisi cinematica lineare ha messo in evidenza la vulnerabilità delle pareti dei vari piani dell'edificio, nei confronti dei meccanismi di primo modo, in special modo a ribaltamento semplice.

Le PGA di collasso riscontrate per questo meccanismo sono, per alcune pareti, simili a quelle che caratterizzano i meccanismi globali e comunque molto inferiori a quelle da normativa per la zona in questione. Considerando che detta vulnerabilità è estesa a quasi tutte le pareti delle facciate dell'edificio dell'ultimo piano sia del corpo aule che del corpo palestra (si vedano gli elaborati S07a e S07b), **è opportuno che un eventuale intervento di miglioramento si occupi prioritariamente di impedire il ribaltamento delle pareti mediante la predisposizione di idonei vincoli di estremità**. Infatti, le medesime analisi, effettuate ipotizzando la realizzazione di tali vincoli, inserendo delle catene, evidenziano una capacità delle murature nei confronti dei meccanismi di primo modo superiore alla domanda sismica.

2 – Nel merito dei vincoli offerti dai solai intermedi nei confronti del ribaltamento delle pareti, è molto probabile che per il corpo aule, dato la conformazione del solaio preesistente, la presenza di

una cordolatura efficace in corrispondenza dei solai di calpestio del vari piani, seppur di dimensioni contenute in altezza, pari all'altezza della soletta del solaio preesistente, ad eccezione della copertura in legno che risulta la più vulnerabile al ribaltamento semplice.

Nel corpo palestra, esiste una cordolatura sulle murature che delimitano il vano ed inoltre sono stati inseriti dei pilastri in acciaio collegati alle murature in questione e alla muratura e soletta sottostante che contribuiscono a rendere le pareti del piano primo meno vulnerabili al ribaltamento, ma dato l'interasse di tali elementi, non sono pienamente sufficienti.

3 – I meccanismi di tipo globale sono stati investigati mediante analisi non lineare su modello tridimensionale del corpo aule e del corpo palestra.

I risultati di quest'analisi danno come PGA, per il **corpo palestra**, per la quale si raggiunge lo SLU, nella combinazione più sfavorevole (direzione y, combinazione 24 con eccentricità negativa), valori prossimi a 0.58 m/sec2. **corrispondente al 31% di quelli di progetto mediamente previsti dalle citate norme per le nuove costruzioni.**

Di seguito si riporta la tabella riepilogativa delle analisi svolte ed il dettaglio per l'analisi più penalizzante.

Corpo palestra

Verifica analisi

N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico proporzionale	Eccentricità [cm]	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Dmax SLD [cm]	Du SLD [cm]	Dmax SLO [cm]	Do SLO [cm]	α SLV	α SLD	α SLO
1	☑	+X	Masse	0,00	2,24	1,40	2,09	0,66	1,05	0,54	1,05	0,699	1,416	1,761
2	☑	+X	1° modo	0,00	2,83	1,45	2,47	0,89	1,18	0,72	1,18	0,577	1,222	1,520
3	☑	-X	Masse	0,00	1,40	1,17	2,31	0,30	0,74	0,25	0,74	0,878	1,624	2,027
4	☑	-X	1° modo	0,00	1,89	1,62	2,91	0,52	0,88	0,36	0,88	0,883	1,401	1,751
5	☑	+Y	Masse	0,00	2,13	4,12	2,56	0,59	2,56	0,46	2,56	1,170	2,883	3,571
6	☑	+Y	1° modo	0,00	2,60	0,91	3,62	0,86	0,75	0,63	0,75	0,421	0,909	1,132
7	☑	-Y	Masse	0,00	1,94	4,11	2,86	0,53	0,82	0,38	0,82	1,050	1,306	1,630
8	☑	-Y	1° modo	0,00	2,41	1,86	3,63	0,78	1,82	0,56	1,82	0,802	1,959	2,463
9	☑	+X	Masse	101,78	2,14	1,14	2,13	0,61	1,06	0,49	1,06	0,631	1,490	1,856
10	☑	+X	Masse	-101,78	2,45	1,82	2,04	0,76	1,41	0,61	1,41	0,790	1,622	2,020
11	☑	+X	1° modo	101,78	2,77	1,58	2,25	0,89	1,31	0,72	1,31	0,633	1,358	1,689
12	☑	+X	1° modo	-101,78	2,98	1,35	2,71	0,98	1,02	0,76	1,02	0,515	1,027	1,276
13	☑	-X	Masse	101,78	1,40	1,06	2,30	0,30	0,72	0,24	0,72	0,823	1,592	1,986
14	☑	-X	Masse	-101,78	1,43	1,33	2,30	0,32	1,09	0,26	1,09	0,947	2,043	2,558
15	☑	-X	1° modo	101,78	1,87	2,12	2,83	0,50	1,02	0,36	1,02	1,059	1,573	1,968
16	☑	-X	1° modo	-101,78	1,69	0,97	2,69	0,42	0,97	0,31	0,97	0,662	1,648	2,062
17	☑	+Y	Masse	179,55	2,09	4,25	2,51	0,57	0,83	0,45	0,83	1,195	1,256	1,563
18	☑	+Y	Masse	-179,55	2,29	3,83	2,62	0,66	2,87	0,51	2,87	1,147	2,825	3,500
19	☑	+Y	1° modo	179,55	3,98	5,59	3,17	1,50	3,00	1,18	3,00	0,946	1,904	2,390
20	☑	+Y	1° modo	-179,55	2,87	5,45	3,41	0,97	4,68	0,72	4,68	0,880	2,169	2,687
21	☑	-Y	Masse	179,55	1,92	3,68	2,83	0,52	1,37	0,37	1,37	1,062	1,909	2,394
22	☑	-Y	Masse	-179,55	1,87	4,51	2,96	0,52	3,84	0,35	3,84	1,013	2,497	3,093
23	☑	-Y	1° modo	179,55	2,85	0,76	4,46	1,00	0,68	0,75	0,68	0,325	0,737	0,919
24	☑	-Y	1° modo	-179,55	2,95	0,74	4,54	1,04	0,75	0,79	0,75	0,307	0,768	0,958

Legenda colori

Verificato | Non verificato | Non converge a p.p. | Analisi più gravosa

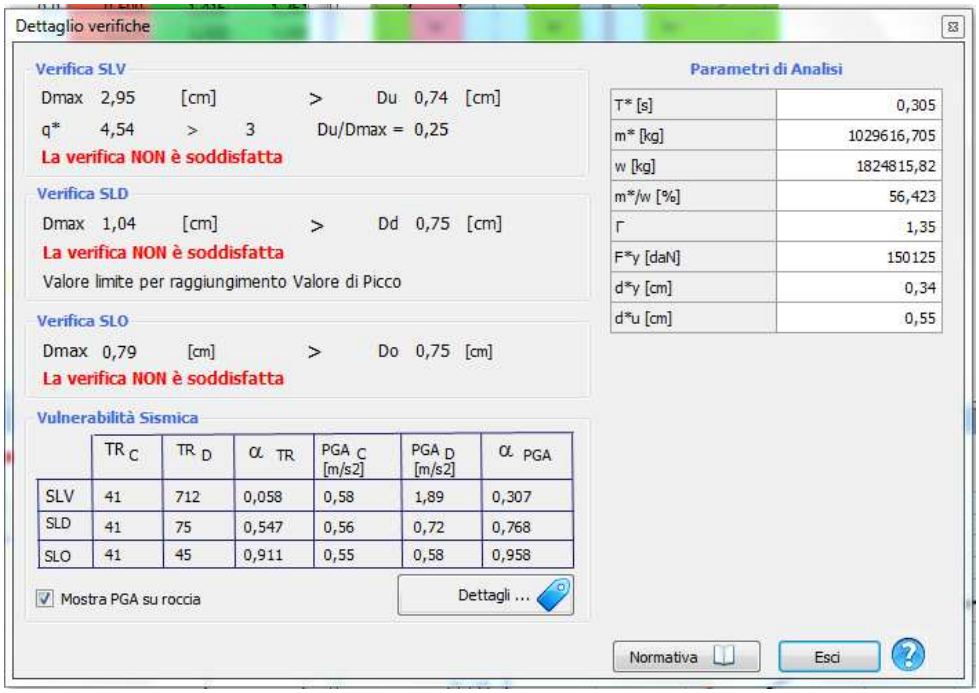
Visualizza dettagli

Inserisci tutto in relazione

Cancella analisi

Piano-Soil

Esci



Mentre per il **corpo aula**, la PGA per la quale si raggiunge lo SLU, nella combinazione più sfavorevole (direzione y, combinazione 24 con eccentricità negativa), corrisponde a valori prossimi a 0.46 m/sec2. **corrispondente al 24% di quelli di progetto mediamente previsti dalle citate norme per le nuove costruzioni.**

Di seguito si riporta la tabella riepilogativa delle analisi svolte ed il dettaglio per l'analisi più penalizzante.

Corpo aule

Verifica analisi

N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico proporzionale	Eccentricità [cm]	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Dmax SLD [cm]	Du SLD [cm]	Dmax SLO [cm]	Do SLO [cm]	α SLV	α SLD	α SLO
1	☑	+X	Masse	0,00	2,81	2,09	2,50	0,90	1,79	0,72	1,79	0,778	1,700	2,125
2	☑	+X	1° modo	0,00	3,44	2,35	3,29	1,25	1,66	0,97	1,66	0,702	1,282	1,604
3	☑	-X	Masse	0,00	2,75	2,27	2,67	0,89	1,51	0,69	1,51	0,847	1,501	1,876
4	☑	-X	1° modo	0,00	3,43	2,44	3,46	1,25	1,67	0,97	1,67	0,729	1,291	1,616
5	☑	+Y	Masse	0,00	3,07	2,25	2,71	1,04	1,87	0,81	1,87	0,761	1,618	2,024
6	☑	+Y	1° modo	0,00	3,76	3,47	3,47	1,41	3,26	1,10	3,26	0,865	2,132	2,640
7	☑	-Y	Masse	0,00	3,17	1,71	3,01	1,10	1,71	0,84	1,71	0,579	1,440	1,802
8	☑	-Y	1° modo	0,00	3,84	2,48	3,68	1,45	1,99	1,14	1,99	0,661	1,337	1,675
9	☑	+X	Masse	108,30	2,75	1,69	2,39	0,88	1,69	0,71	1,69	0,666	1,654	2,066
10	☑	+X	Masse	-108,30	2,88	1,88	2,41	0,94	1,70	0,76	1,70	0,693	1,586	1,981
11	☑	+X	1° modo	108,30	3,34	2,34	3,31	1,20	1,75	0,93	1,75	0,720	1,385	1,734
12	☑	+X	1° modo	-108,30	3,56	2,44	3,26	1,31	1,66	1,02	1,66	0,704	1,237	1,546
13	☑	-X	Masse	108,30	2,64	2,30	2,74	0,84	1,51	0,65	1,51	0,887	1,553	1,942
14	☑	-X	Masse	-108,30	2,89	2,28	2,54	0,95	1,60	0,76	1,60	0,813	1,501	1,874
15	☑	-X	1° modo	108,30	3,29	2,44	3,49	1,18	1,67	0,91	1,67	0,758	1,349	1,689
16	☑	-X	1° modo	-108,30	3,58	2,66	3,44	1,32	1,78	1,03	1,78	0,756	1,304	1,632
17	☑	+Y	Masse	187,80	3,29	2,48	2,76	1,15	1,97	0,90	1,97	0,774	1,575	1,971
18	☑	+Y	Masse	-187,80	3,53	1,66	2,67	1,27	1,66	1,01	1,66	0,507	1,256	1,566
19	☑	+Y	1° modo	187,80	4,03	2,85	3,50	1,55	2,69	1,22	1,87	0,717	1,695	1,494
20	☑	+Y	1° modo	-187,80	4,25	1,85	3,61	1,66	1,85	1,32	1,85	0,447	1,112	1,389
21	☑	-Y	Masse	187,80	3,10	2,20	2,96	1,07	1,56	0,81	1,56	0,738	1,363	1,704
22	☑	-Y	Masse	-187,80	3,22	0,82	3,34	1,14	0,82	0,87	0,82	0,313	0,773	0,959
23	☑	-Y	1° modo	187,80	3,79	2,44	3,63	1,43	1,94	1,12	1,94	0,660	1,326	1,661
24	☑	-Y	1° modo	-187,80	3,45	0,83	4,16	1,40	0,83	1,13	0,83	0,240	0,592	0,734

Visualizza dettagli

Inserisci tutto in relazione

Cancella analisi

Piano-Soil

Legenda colori

Verificato | Non verificato | Non converge a p.p. | Analisi più gravosa

Esci

Dettaglio verifiche

Verifica SLV

Dmax 3,45 [cm] > Du 0,83 [cm]

q* 4,16 > 3 Du/Dmax = 0,24

La verifica NON è soddisfatta

Verifica SLD

Dmax 1,40 [cm] > Dd 0,83 [cm]

La verifica NON è soddisfatta

Valore limite per raggiungimento Valore di Picco

Verifica SLO

Dmax 1,13 [cm] > Do 0,83 [cm]

La verifica NON è soddisfatta

Vulnerabilità Sismica

	TR_C	TR_D	α_{TR}	PGA_C [m/s2]	PGA_D [m/s2]	α_{PGA}
SLV	< 30	712	< 0,042	0,46	1,89	0,240
SLD	< 30	75	< 0,400	0,43	0,72	0,592
SLO	< 30	45	< 0,667	0,42	0,58	0,734

☑ Mostra PGA su roccia

Dettagli ...

Parametri di Analisi

T* [s]	0,394
m* [kg]	1513450,581
w [kg]	3026360,35
m*/w [%]	50,009
Γ	1,32
F*y [daN]	241175
d*y [cm]	0,63
d*u [cm]	0,63

Normativa | Esci

Poiché i valori minimi delle PGA sopra riportate sono piuttosto basse, si ritiene opportuno intervenire sulla struttura dell'edificio in modo da aumentare la resistenza/duttilità globale della costruzione.

Infine, come indicato nel paragrafo delle vulnerabilità riscontrate, la presenza di un corpo ascensore con vano in pareti di cemento armato, con giunto non sufficiente ad evitare fenomeni di

martellamento con l'edificio principale, in considerazione che è impossibile adeguare il giunto esistente, **è opportuno procedere a rendere solidale tale vano ascensore con l'edificio in muratura, mediante collegamenti con elementi in acciaio in corrispondenza dei vari orizzontamenti.**

• Impalcati calpestabili

Relativamente alla resistenza nei confronti dei carichi verticali, le analisi eseguite sui solai investigati portano alla seguente situazione:

-Solaio di calpestio dei vari piani del corpo aule, oggetto di sondaggi o con caratteristiche meccaniche desumibili dagli elaborati di progetto forniti dall'Amministrazione e risalenti all'anno 1991, come riportato nell'indagine storica sull'edificio.

I solai sono idonei anche per un carico accidentale di 3 KN/mq.

Per il corpo palestra si è fatto riferimento alle indagini ed analisi eseguite nel 2005 dall'Ing. Migliaccio, che hanno portato al consolidamento del solaio di copertura della palestra ed altri interventi minori.

Nei riguardi della resistenza al sisma, gli impalcati in esame sono chiamati ad assolvere alla duplice funzione:

(a) di ancoraggio delle pareti per impedire i meccanismi di primo modo e

(b) di ripartizione delle azioni sismiche tra i maschi murari.

Del primo aspetto si è già parlato nel punto relativo al sistema resistente verticale, evidenziando l'opportunità di rendere maggiormente affidabile l'ancoraggio mediante, ad esempio, l'inserimento di un sistema di catene in special modo nei piani di copertura.

La ripartizione dell'azione sismica tra i setti, si ritiene che sia efficacemente svolta dai solai esistenti.

• Copertura

Per le strutture di copertura del corpo aule, si è eseguita la verifica con un carico accidentale dovuta alla neve di 120 da/mq, come previsto da Normativa.

Le verifiche eseguite allo SLU non hanno evidenziato particolari problematiche.

Per la copertura del corpo palestra, si è fatto riferimento alle indagini eseguite dell'ing. Migliaccio che non ha rilevato interventi da eseguire sulla struttura in acciaio relativa, anche in considerazioni che attualmente la struttura non è ispezionabile per la presenza di una pannellatura sandwich fissa.

Il Tecnico

(Ing. Vito Marchionna)