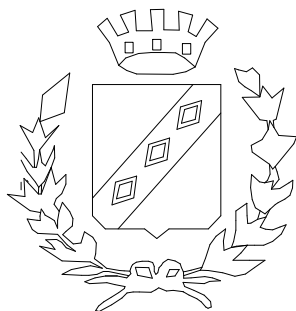




STEP ENGINEERING

VIA PERSICETANA VECCHIA 28/A -
40132 - BOLOGNA - TEL. 051/401847

COMUNE DI CASTEL MAGGIORE (BO)



Miglioramento Sismico - Scuola dell' Infanzia del Capoluogo "M. Mezzetti" Via della Costituzione, 54 PROGETTO ESECUTIVO

Il Progettista
Ing. VITO MARCHIONNA

il Committente

Pareri Enti competenti

**oggetto : Valutazione della Sicurezza - Documento di
sintesi**

data : novembre 2020

scala : Varie

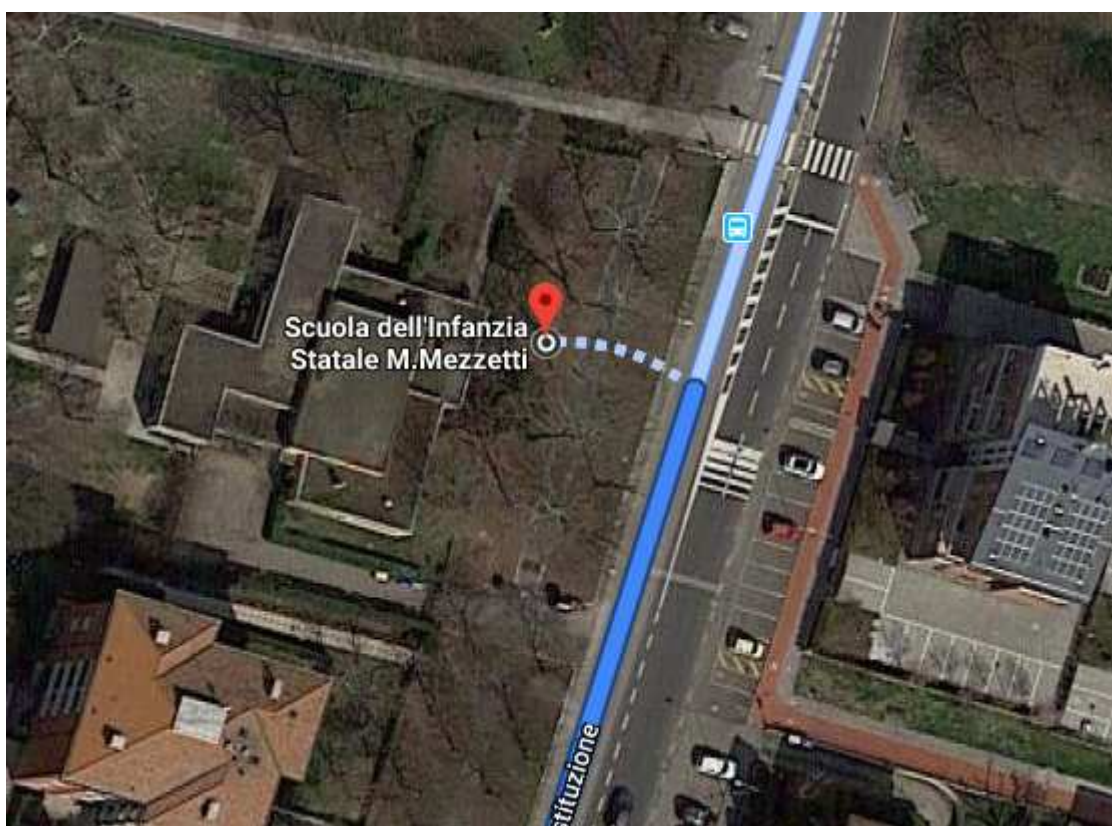
Elaborato

EL VS04

1-INTRODUZIONE

L'edificio in esame è ubicato, in via della Costituzione, 54 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 la scuola dell'infanzia Mezzetti,

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



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 2018 “Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni” (“NTC18”), con i relativi documenti applicativi di dettaglio citati nel capitolo 12 “Referenze tecniche essenziali”.

Essendo, la costruzione in esame, non ricompresa tra i beni di interesse culturale, le norme tecniche “NTC18” 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 NTC18.

L’edificio in esame, ai sensi del punto 8.1 delle “NTC18” è da ritenersi “costruzione esistente”, conseguentemente, necessita applicare le norme contenute nel predetto capitolo 8 delle “NTC18”.

Con riferimento alla tabella 2.4.I. delle “NTC18” 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 “NTC18”) la “Circ19”, al 2° capoverso del punto C2.4.2, chiarisce che le scuole ricadono nella Classe III.

Il “periodo di riferimento per l’azione sismica” (punto 2.4.3 delle “NTC18”), considerato che il coefficiente d’uso nel caso in esame vale $CU = 1,5$ (tabella 2.4.II delle “NTC18”), si determina mediante la relazione $VR = VN \cdot CU = 50 \cdot 1,5 = 75$ anni.

Come da indicazioni prestazionali del cap. 8 delle “NTC18”, **come livello di conoscenza (relativo a geometria, dettagli costruttivi e materiali) è stato adottato LC1 e come fattore di confidenza (che modificano i parametri di capacità in ragione del livello di conoscenza), $FC = 1,35$. Tale livello di conoscenza è stato adottato per le analisi sismiche e per la verifica delle murature soggette ai soli carichi verticali.**

Per la verifica dei solai del piano terra, di copertura e delle relative travi, ai carichi verticali, si è considerato un livello di conoscenza LC1 con relativo FC uguale a 1.35 per il calcestruzzo, mentre si è considerato un fattore di confidenza unitario per le armature dato la maggiore affidabilità di tale materiale ed anche in considerazione della presenza del progetto originario strutturale dell'edificio con l'indicazione dei materiali utilizzati.

I documenti tecnici applicativi a cui si è fatto sistematico riferimento, nell'ambito dello svolgimento della valutazione di sicurezza, sono, oltre alle NTC 2018 e relativa Circolare:

- la Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri 12 ottobre 2007;
- 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 2018” ed alla relativa circolare di applicazione.

Per i carichi accidentali le NTC2018, 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 $q_k = 3.00 \text{ kN/m}^2$ (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.

3-RILIEVO GEOMETRICO-STRUTTURALE

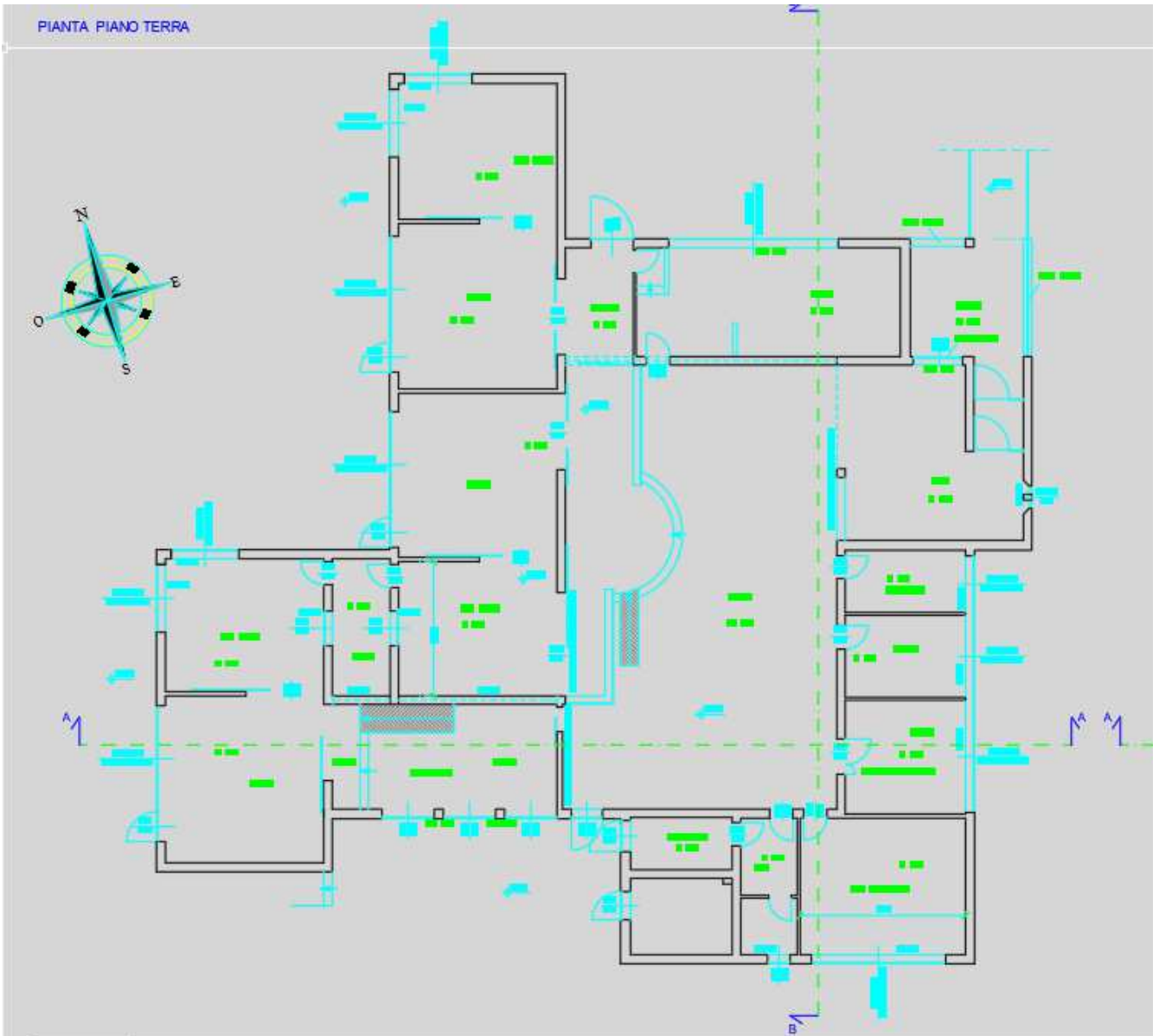
Indagine storica

L'edificio è stato realizzato nel 1980 ed è costituito da un solo piano terra, con struttura principale in elevazione fuori terra in muratura portante in mattoni di tipo poroton. Risulta presente un piano interrato non accessibile (altezza di circa 1 m) con struttura portante in mattoni forati di calcestruzzo. Sono presenti, inoltre, alcuni pilastri in cemento armato ed un solo pilastro costituito da un profilo in acciaio HEA 100. I solai sono in travetti precompressi con pignatte in laterizio e getto integrativo di calcestruzzo in opera, per l'impalcato di piano terra, in pannelli prefabbricati latero-cemento con altezza di 16,5 cm, per la copertura. Risulta presente, inoltre, un salone centrale con copertura in pannelli prefabbricati latero-cemento con altezza di 16,5 cm.

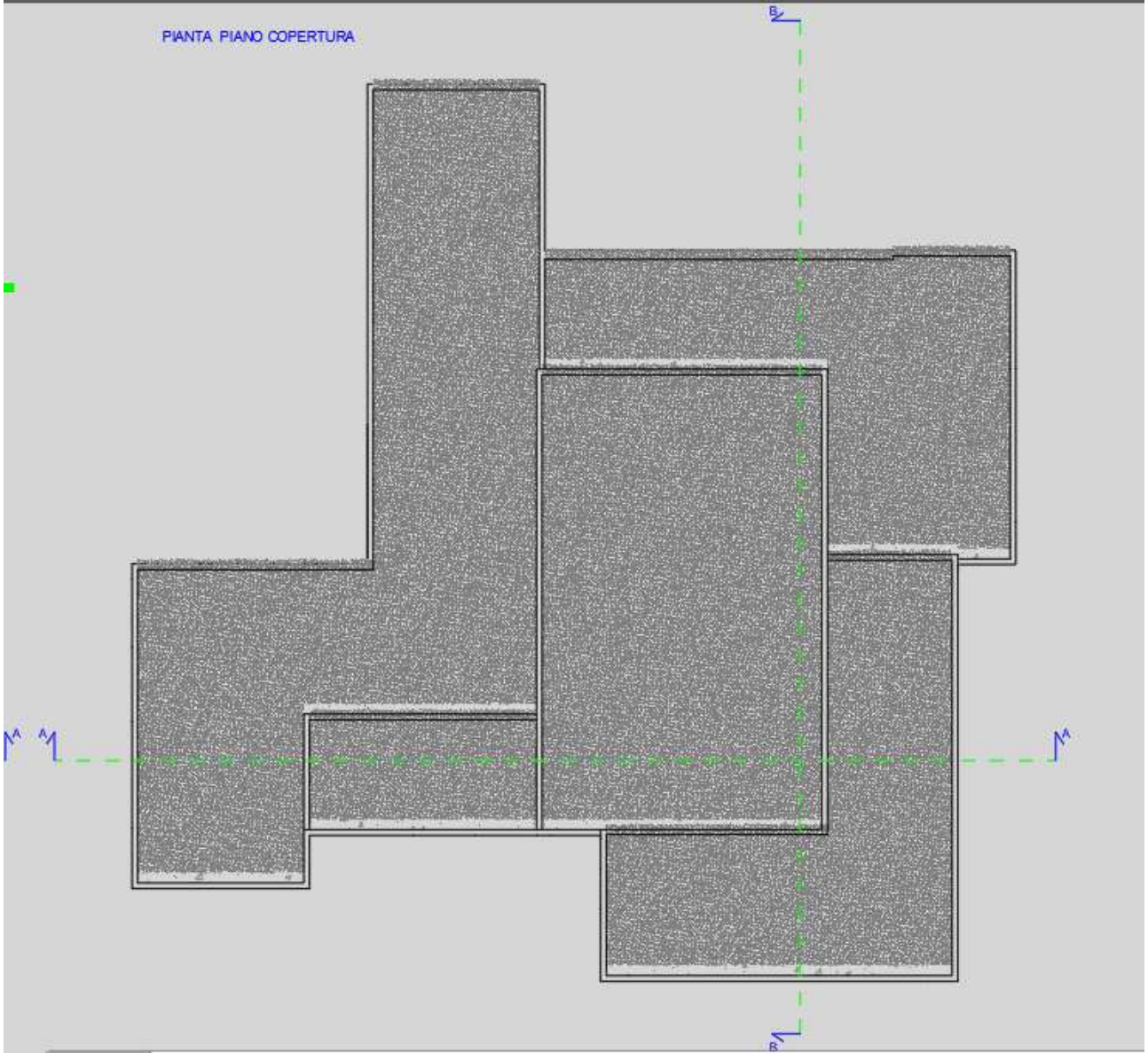
I solai risultano impostati ad altezze differenti e precisamente, per il solaio del piano terra sono presenti due zone con differenza di quota di circa 30 cm. La copertura risulta impostata a tre quote differenti essendoci tre zone con intradosso solaio rispettivamente a quota 2.40 m, 3.30 m e quota 4.30 m (per la sola copertura del salone centrale).

Di seguito si riportano le piante dell'edificio.

PIANTA PIANO TERRA



PIANTA PIANO COPERTURA



Architectural section drawing of a building. The drawing shows a cross-section of a wall with a staircase and a room with a grid floor. Dimensions are marked in meters (m) and feet (ft).

Dimensions (m):

- 1.04
- 2.16
- 3.48
- 3.28
- 3.28
- 3.71
- 2.80
- 3.30

Dimensions (ft):

- 3.41
- 7.07
- 11.42
- 10.76
- 10.76
- 12.01
- 9.19
- 10.83

Architectural floor plan of a building. The plan shows a central rectangular area with a grid pattern, likely representing a courtyard or a specific room. Dimensions are indicated by pink lines and labels: 1.34, 1.70, 2.34, and 2.00. The building is surrounded by a hatched area, possibly representing a parking lot or a garden. The plan is oriented with a north arrow pointing towards the top left.

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. Sono state, inoltre, 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, etc.).

Si vedano gli elaborati allegati EL VS01, VS02, EL A01, EL 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.) mediante prove in situ e relativa relazione geologica.

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

Di seguito si riportano i risultati principali sulle caratteristiche del terreno estratti dalla relazione geologica a firma del Geologo dott. Gianluca Ferioli.

Sinteticamente i terreni incontrati si possono dividere nei seguenti gruppi:

1. da - 0.00 a - 1.00 m terreni di riporto;
2. da - 1.00 a - 4.20 m limi sabbiosi;
3. da - 4.20 a - 17.80 m argille limose;
4. da - 17.80 a - 27.30 m sabbie e sabbie limose;
5. da - 27.30 a - 30.00 m argille limose con livelli di sabbia limosa;

La profondità della falda è stata rilevata nel foro di prova della penetrometrica come indicato nella tabella sottostante.

Punto di rilievo	Profondità da p.c. (m)	Data rilievo
SCPTU 1	- 4.70 m	06.08.18

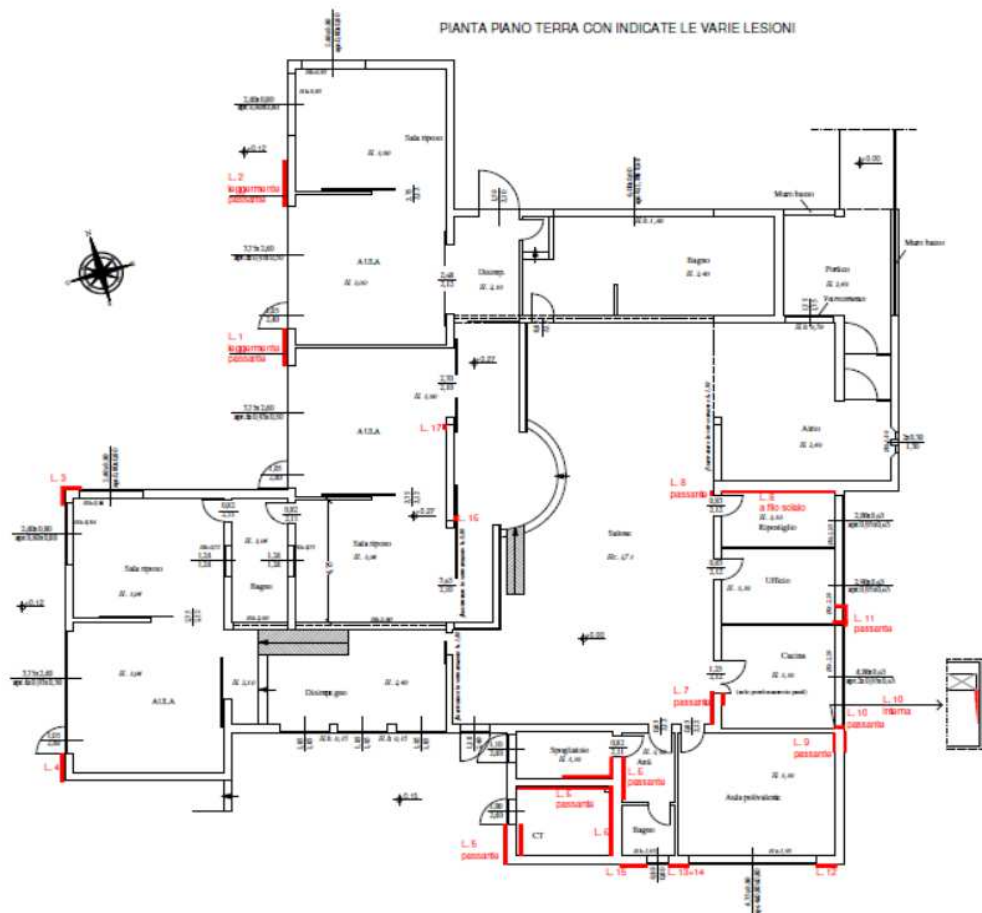
Penetrometrie	UNITA' 1	UNITA' 2	UNITA' 3	UNITA' 4	UNITA' 5
	TERRENI DI RIPORTO	LIMI SABBIOSI	ARGILLE LIMOSE	SABBIE E SABBIE LIMOSE	ARGILLE LIMOSE CON LIVELLI DI SABBIA LIMOSA
Limite sup. (m)	0,0	1,0	4,2	17,8	27,3
Limite inf. (m)	1,0	4,2	17,8	27,3	30,0
γ (Mg/m ³)	1.97	1.93	1.89	1.97	1.93
media dati	1.97	1.94	1.89	1.97	1.93
dev. Stand	0.00	0.03	0.01	0.02	0.00
n° dati	24	153	727	377	106
Cu (kPa)	-	-	84	-	105
media dati	-	-	85	-	117
dev. Stand	-	-	30	-	70
n° dati	-	-	727	-	106
Φ (°)	49.5	39.7	-	32.5	-
media dati	50.2	40.1	-	32.7	-
dev. Stand	1.8	2.7	-	1.7	-
n° dati	24	153	-	377	-
Go (Mpa)	58.8	58.8	58.1	98.1	86.6

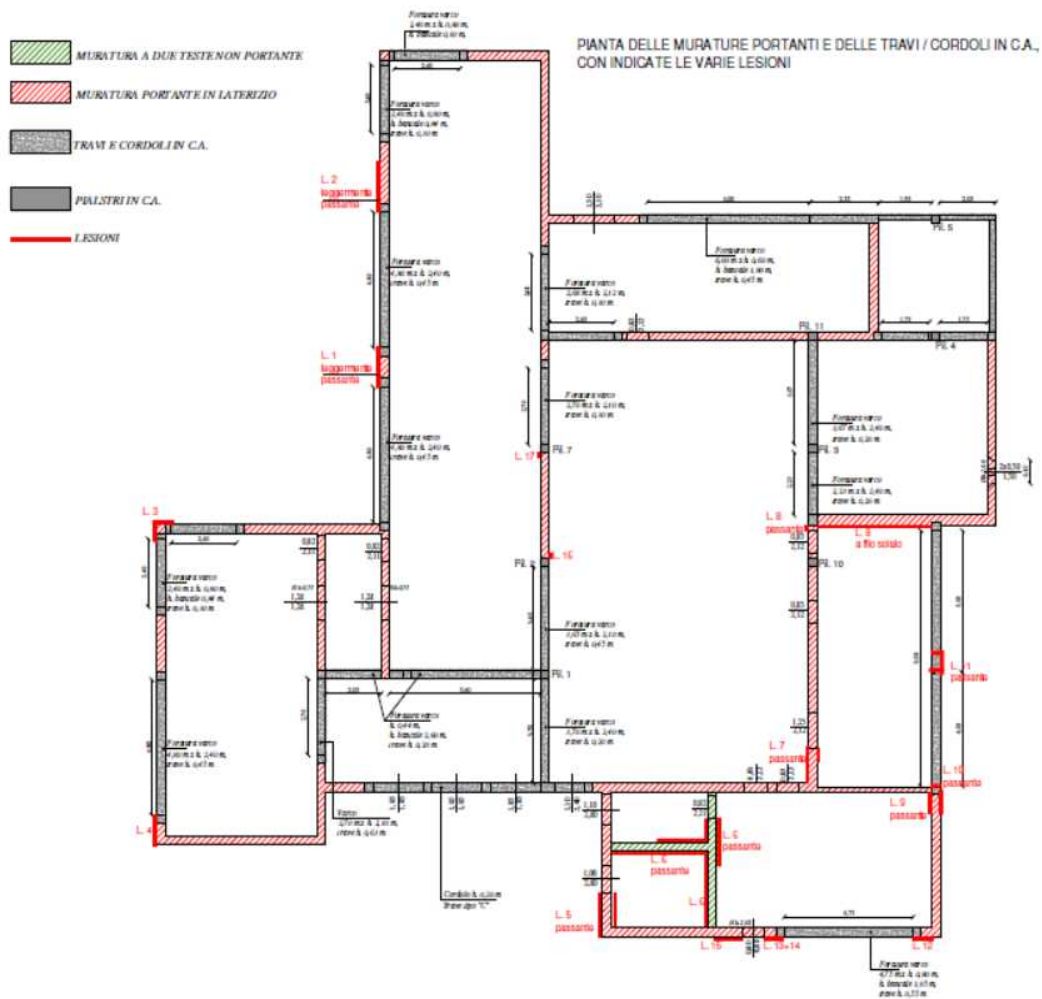
media dati	62.2	60.0	58.9	99.8	90.0
dev. Stand	9.7	8.5	13.6	20.8	21.0
n° dati	24	153	727	377	106
M (MPa)	56.2	52.1	11.6	86.2	10.1
media dati	59.5	53.1	12.0	88.2	13.0
dev. Stand	9.3	7.5	7.5	22.5	17.4
n° dati	24	153	727	377	106
Eu (MPa)	44.8	45.6	42.8	74.6	61.7
media dati	47.5	46.5	44.8	75.9	74.7
dev. Stand	7.4	7.0	32.2	15.4	80.3
n° dati	24	153	727	377	106
Dr (%)	118	56	-	41	-
media dati	122	58	-	42	-
dev. Stand	11	14	-	12	-
n° dati	24	153	-	377	-
OCR	-	-	1.8	-	1.2
media dati	-	-	1.8	-	1.3
dev. Stand	-	-	0.7	-	0.6
n° dati	-	-	727	-	106

Quadro fessurativo e/o di degrado

L'edificio presenta una serie di lesioni.

Nella presente analisi si è dedicato particolare attenzione alle lesioni presenti. Queste sono dislocate principalmente nella zona cucina, ufficio e accesso principale e sono già da molto tempo soggette a continuo controllo da parte dell'Ufficio Tecnico del Comune. Si veda l'elaborato EL A02 di cui si riportano due stralci:





Si sono rinvenuti una serie di rapportini di controlli periodici del 2003 dai quali emerge che già in quel periodo le lesioni erano stabili e pertanto la struttura non presentava incrementi di movimenti. Per ulteriore controllo delle suddette lesioni, si è eseguito un saggio per la verifica della fondazione, in corrispondenza della lesione più grande presente nella parete perimetrale del locale adibito ad ufficio.

Da tale saggio è emerso che sia la muratura interrata che la fondazione non presentano lesioni e pertanto la lesione è limitata alla sola parete fuori terra.

Dall'analisi delle lesioni presenti è emerso che queste derivano, oltre che da un assestamento iniziale della struttura dell'edificio, dalla presenza di materiali diversi, come muratura e pilastri e travi in cemento armato, architravi in c.a. poggianti su muratura. Inoltre le murature negli angoli e negli incroci non risultano ammorsate ma solamente accostate.

Anche le lesioni presenti nelle murature interne di delimitazione del locale centrale termica sono dovute al fatto che tali pareti sono realizzate in blocchi di calcestruzzo forato, come per le pareti del piano interrato, semplicemente accostate alle pareti perimetrali in laterizio tipo poroton.

La lesione sopra richiamata in corrispondenza dell'ufficio, merita invece considerazioni a parte, poiché, questa, molto probabilmente, può derivare da un possibile movimento del pilastro in acciaio, presente proprio in corrispondenza della lesione, che ha comportato una spinta sulla muratura.

Infatti tale pilastro fornisce un appoggio centrale alla trave in c.a. presente, ma è stato inserito (contrariamente a quanto previsto nel progetto originario) esternamente alla trave (si vedano gli elaborati dello stato di fatto), andando a generare un momento flettente sul pilastro dovuto al trasferimento del carico dalla suddetta trave al pilastro. Tale momento può aver generato la suddetta spinta del pilastro in acciaio sulla muratura e la conseguente lesione.

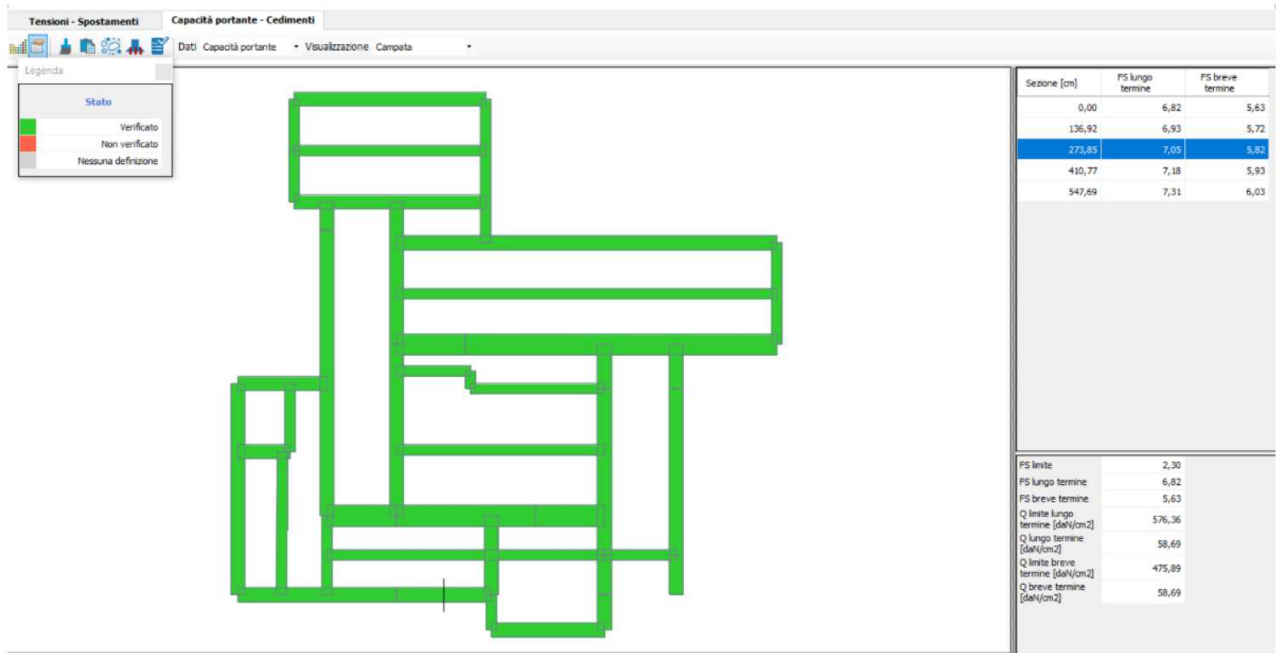
Si tenga inoltre presente che il terreno non presenta scarse caratteristiche di resistenza, come riportato nel paragrafo precedente.

Le pressioni sul terreno non risultano gravose essendo contenute sotto lo 0,96 daN/cm². Come riportato dalla sintesi grafica ottenuta dal calcolo eseguito:

Diagramma pressione sul terreno (inviluppo: pressioni maggiori tra quelle statiche e sismiche)



Anche le capacità portanti delle fondazioni risultano idonee come dalla sintesi grafica di seguito riportata diagramma verifica capacità portante



Si consideri, ancora, che le lesioni presenti, molto probabilmente, non sono dovute alla variazione della falda acquifera, poiché questa è stata rilevata ad una profondità di 4,70 m dal piano di campagna e almeno attualmente, si ritengono non verificabili oscillazioni del livello di falda tale da interessare la quota di imposta delle fondazioni. Di conseguenza non risulta probabile l'alternanza di bagnato e secco che può comportare l'apertura di lesioni o l'allargamento delle lesioni presenti.

Infine occorre anche considerare che da molti anni non si verificano incrementi delle lesioni presenti.

Da quanto sopra riportato, si ritiene che la struttura si sia assestata nella configurazione attuale e che le lesioni presenti non sono dovute a carenze strutturali né a particolari problemi di fondazione. Chiaramente per eliminare le carenze che queste hanno evidenziato si ritiene opportuno procedere al collegamento delle murature d'angolo e degli incroci, con cuciture armate e alla riparazione delle lesioni presenti mediante malte specifiche e/o inserimento di cuciture armate. Infine si ritiene opportuno inserire un pilastro in acciaio affiancato a quello presente nella zona ufficio, direttamente sottostante alla trave esistente, in modo tale da fornire un ulteriore appoggio alla trave ed eliminare, almeno parzialmente, il momento flettente, sopra richiamato, dovuto all'eccentricità tra la trave e l'asse del pilastro. Naturalmente occorrerà controllare periodicamente lo stato deformativo ed evitare infiltrazioni di acque meteoriche dalla copertura che possono ammalorare le strutture esistenti.

Rilievo materico e dei particolari costruttivi

Sono stati effettuati alcuni saggi ed analisi di laboratorio, eseguite da Ditta specifica, (si veda la relazione “Indagini specialistiche sugli elementi strutturali”, a cura della Società Elletipi) necessari alla qualificazione tipologico-materica degli elementi resistenti in aggiunta alla documentazione di progetto.

Le informazioni relative a questa fase sono state restituite in opportuni elaborati grafici (piante, prospetti, sezioni e particolari costruttivi di cui al paragrafo “Dati dimensionali e schemi plano-altimetrici”)

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).

Caratteristiche materiali esistenti

PARTE IN CEMENTO ARMATO

Dalle indagini eseguite e dai documenti progettuali reperiti (il Comune di Castel Maggiore ha fornito le copie del progetto originario ed il collaudo della struttura esistente), si ritiene che si sia raggiunto almeno **un livello di conoscenza pari a LC2** come da tabella C8.5.IV della

CIRCOLARE 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

Tabella C8.5.IV – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza, per edifici in calcestruzzo armato o in acciaio

Livello di conoscenza	Geometrie (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC (*)
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione; in alternativa rilievo completo ex-novo	Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e <i>indagini limitate</i> in situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <i>prove limitate</i> in situ	Analisi lineare statica o dinamica	1,35
LC2		Elaborati progettuali incompleti con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini estese</i> in situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali, con <i>prove limitate</i> in situ; in alternativa da <i>prove estese</i> in situ	Tutti	1,20
LC3		Elaborati progettuali completi con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini esaustive</i> in situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto, con <i>prove estese</i> in situ; in alternativa da <i>prove esaustive</i> in situ	Tutti	1,00

(*) A meno delle ulteriori precisazioni già fornite nel § C8.5.4.

Tabella C8.5.V – Definizione orientativa dei livelli di rilievo e prova per edifici di c.a.

Livello di Indagini e Prove	Rilievo (dei dettagli costruttivi) ^(a)	Prove (sui materiali) ^{(b)(c)(d)}
	Per ogni elemento "primario" (trave, pilastro)	
<i>limitato</i>	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 15% degli elementi	1 provino di cls. per 300 m ² di piano dell'edificio, 1 campione di armatura per piano dell'edificio
<i>esteso</i>	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 35% degli elementi	2 provini di cls. per 300 m ² di piano dell'edificio, 2 campioni di armatura per piano dell'edificio
<i>esaustivo</i>	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 50% degli elementi	3 provini di cls. per 300 m ² di piano dell'edificio, 3 campioni di armatura per piano dell'edificio

Si precisa che si sono reperiti i disegni delle strutture di progetto, che si allegano e si è eseguito il rilievo completo della struttura esistente atto a descrivere la geometria della struttura, gli elementi strutturali e le loro dimensioni, e ad individuare l'organismo strutturale resistente alle azioni orizzontali e verticali con lo stesso grado di dettaglio proprio di disegni originali.

Per i dettagli costruttivi si sono controllati i dettagli strutturali disponibili con verifiche in situ, tenendo conto della ripetibilità degli elementi strutturali. Pertanto si è eseguito il controllo dell'armatura di 1*3+1 =4 travi su 9 e 2*4 =8 pilastri su 8 pilastri, corrispondente a minimo il 44% degli elementi strutturali.

Considerata la ripetibilità degli elementi, si ritiene che sia stata raggiunta la percentuale richiesta almeno per limitate verifiche in situ.

Inoltre sono state eseguite delle prove in situ, eseguendo 4 carotaggi (2 per le travi e 2 per i pilastri), 5 prove combinate ultrasuoni-prove sclerometriche. Infine sono stati eseguiti 2 prelievi di spezzone di armatura da una trave e da un pilastro e le relative prove di trazione.

Considerando che risulta possibile sostituire alcune prove distruttive, non più del 50%, con un più ampio numero, almeno il triplo, di prove non distruttive, singole o combinate, tarate su quelle distruttive, si ritiene che sia stato raggiunto almeno il livello previsto per le prove limitate in situ.

Numero di provini di cls. Necessario:

Superficie edificio considerando, a favore della sicurezza, la complessiva e quindi sia la parte con struttura portante in c.a. gettata in opera, sia la parte con muratura portante:

circa 620 mq.

provini necessari per ciascun elemento trave- pilastro: $620/300 = 2$

eseguiti: 2

prove non distruttive : 3

prove totali eseguite : $2+3/3 = 4$

Di seguito si riportano i risultati delle prove eseguite dal laboratorio ufficiale (si veda anche la relazione completa allegata)

COMMITTENTE:	COMUNE DI CASTEL MAGGIORE		
INDIRIZZO:	VIA MATTEOTTI 10, 40013 CASTEL MAGGIORE (BO)		
CANTIERE:	SCUOLA MEZZETTI		
COMMESSA:	17370/17		
CAMPIONE:	CILINDRI IN CALCESTRUZZO		
DATA PRELIEVO:	PERIODO DAL 21/08/2018		
CERTIFICATO n°:	59286/19	Rev 0 del:	08/02/2019
DATA PROVE:	27/08/2018		

PROVA DI COMPRESSIONE SU PROVINI DI CALCESTRUZZO									
Parte d'opera	ID	Dimensioni Provino			Massa volumica	Carico di Rottura	f _{ck}	R _{C1}	penetrazione CO ₂
		Diametro	Lunghezza	λ = L / D					
		[mm]	[mm]						
PILASTRO	ID10	94	89	0,95	2170	147,0	21,2	20,7	10
TRAVE	ID12	94	93	0,99	2285	186,2	26,8	26,7	11
PILASTRO	ID13	94	94	1,00	2292	128,6	18,5	18,5	0
TRAVE	ID15	94	92	0,98	2302	217,4	31,3	31,1	0

Note:

Prove sul calcestruzzo nelle strutture - UNI EN 12504-1:2009 Parte 1: Carote - prelievo, esame e prova di compressione

Metodo utilizzato per la preparazione del provino: taglio ad umido e rettificazione

f_{ck} resistenza a compressione del provino con rapporto Lunghezza/Diametro pari a λ

$R_{C1} = f_{ck} \times 2.5 / (1.5 + 1/\lambda)$ resistenza a compressione del corrispondente cilindro con snellezza $\lambda=1$ assimilabile alla resistenza cubica

Laboratorio Materiali da Costruzione autorizzato con Dec. n. 0000006 del 27/01/2015, art. 50 del D.P.R. 380/2001, Circolare Ministeriale 7617/STC

Laboratorio Geotecnico autorizzato con Dec. n. 6572 del 07/10/2014, art. 59 del D.P.R. 380/2001, Circolari Ministeriali 7618/STC

Organismo Notificato n° 1308 (DM 8261/49 del 22/03/2004 del Ministero delle Attività Produttive) rinnovata ai sensi della circ. 305/2011, DM 156/2003

COMMITTENTE:	COMUNE DI CASTEL MAGGIORE		
INDIRIZZO:	VIA MATTEOTTI 10, 40013 CASTEL MAGGIORE (BO)		
CANTIERE:	SCUOLA MEZZETTI		
COMMESSA:	17370/17		
DATA PROVA:	21/08/18		
PARTE D'OPERA:	TRAVI		
CERTIFICATO n°:	59288/19 elaborato numerico	revisione 00	emessa il 08/02/19

PROVE NON DISTRUTTIVE SU CALCESTRUZZO																			
Parte d'opera/Contrassegno	ULTRASUONI			Misura	SCLEROMETRO										Rc CAROTA	Rc ULTRASUONI Beconcini, 2003	Rc SCLEROMETRO E. Schmidt, 1951	Rc STIMATA	
	ULTRASUONI 55khz				SCLEROMETRO SCHMIDT - N														
					valori misurati in sito														is
	spazio (L)	tempo (T)	velocità (V)												medio				
	[cm]	[µs]	[m/s]		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	[MPa]	[MPa]	[MPa]		
ID 12 TRAVE	20	55,00	4182	INDIRETTA	40	40	40	44	44	39	40	40	44	42	41,3	26,7	38,1	36,2	26,7
ID 14 TRAVE	20	58,40	3938	INDIRETTA	38	38	36	35	40	37	38	39	40	38	37,9	--	29,0	31,1	23,2
ID 18 TRAVE	20	59,00	3898	INDIRETTA	40	42	42	38	44	42	42	40	40	42	41,2	--	27,7	36,0	24,9
ID 19 TRAVE	20	50,00	4600	INDIRETTA	42	44	46	44	42	42	44	46	44	45	43,9	--	61,6	40,1	30,8

Laboratorio Materiali da Costruzione autorizzato con Dec. n. 0000006 del 27/01/2015, art. 50 del D.P.R. 380/2001, Circolare Ministeriale 7617/STC

Laboratorio Geotecnico autorizzato con Dec. n. 6572 del 07/10/2014, art. 59 del D.P.R. 380/2001, Circolari Ministeriali 7618/STC

Organismo Notificato n° 1308 (DM 8261/49 del 22/03/2004 del Ministero delle Attività Produttive) rinnovata ai sensi della circ. 305/2011, DM 156/2003

COMMITTENTE:	COMUNE DI CASTEL MAGGIORE		
INDIRIZZO:	VIA MATTEOTTI 10, 40013 CASTEL MAGGIORE (BO)		
CANTIERE:	SCUOLA MEZZETTI		
COMMESSA:	17370/17		
CAMPIONE:	BARRE DI ARMATURA		
DATA PRELIEVO:	21/08/2018		
CERTIFICATO n°:	59287/19	Rev 00 del:	08/02/2019
DATA PROVE:	13/09/2018		

PROVA DI TRAZIONE DIRETTA - Tensile Test at Ambient Temperature - UNI EN ISO 6892-1:2009												
Opera/Parte d'opera	ID	tipologia barra d'armatura	Dimensioni Provino			Massa volumica	Carico di snervamento	Carico di rottura	tensione di snervamento	tensione di rottura	rapporto tensioni	allungamento a rottura
			D	Φ	L	m _v	F _N	F _t	f _y	f _t	f _t /f _y	ε
			[mm]	[mm]	[mm]	[kg/mc]	[kN]	[kN]	[MPa]	[MPa]	[-]	[%]
PILASTRO	ID13	A.M.	16	15,97	388,00	7819,31	77,11	122,95	385,0	613,9	1,59	16,9
TRAVE	ID15	A.M.	12	12,05	391,00	7914,78	50,47	79,41	442,6	696,4	1,57	14,5

Note:

D diametro nominale della barra misurato con tecniche di misura dirette

ϕ diametro equipotenziale utilizzato e calcolato come indicato al § 11.3.2.4 del D.M. 14/01/2008 nell'ipotesi che la densità dell'acciaio sia pari a 7850 kg/m³

T.L. barre d'armatura di tipo tondo liscio

A.M. barre d'armatura ad aderenza migliorata

Codice strumentazione interna 882-1121-232B

Dai risultati sopra riportati si ha:

- per il calcestruzzo delle travi una $R_{cm} = (26,7+31,1+23,2+24,9+30,8)/5=27.34$ N/mmq
- per il calcestruzzo dei pilastri una $R_{cm} = (20,7+18,5)=19.60$ N/mmq

-una tensione di snervamento delle armature pari a $f_{ym} = (385 + 442,6)/2 = 413,8 \text{ N/mm}^2$

Tenendo conto che nel progetto originario delle strutture dell'edificio era previsto un cls. per le travi e i pilastri con R_{ck} pari a 25 N/mm^2 , si utilizzeranno, per le strutture esistenti, i seguenti valori:

-cls travi $R_{cm} = 25,0 \text{ N/mm}^2$

-cls pilastri $R_{cm} = 20,0 \text{ N/mm}^2$

Per l'armatura era previsto un'acciaio FeB44k, pertanto si assumerà:

-tensione di snervamento delle armature pari a $413,8 \text{ N/mm}^2$

Si precisa, ancora, che l'analisi ai carichi verticali dell'edificio è stata eseguita con le resistenze dei materiali esistenti, sopra indicate, divise per i corrispondenti coefficienti parziali e per il fattore di confidenza.

PARTE IN MURATURA

Dalle indagini eseguite e dai documenti progettuali reperiti, come sopra riportato, si ritiene che si sia raggiunto almeno **un livello di conoscenza pari a LC1** come da punto C8.5.4 della CIRCOLARE 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

LC1: si intende raggiunto quando siano stati effettuati, come minimo, l'analisi storico-critica commisurata al livello considerato, con riferimento al § C8.5.1, il rilievo geometrico completo e indagini limitate sui dettagli costruttivi, con riferimento al § C8.5.2, prove limitate sulle caratteristiche meccaniche dei materiali, con riferimento al § C8.5.3; il corrispondente fattore di confidenza è $FC=1,35$

Indagini limitate § C8.5.2: sono generalmente basate su indagini di tipo visivo che, al rilievo geometrico delle superfici esterne degli elementi costruttivi, uniscono saggi che consentano di esaminare, almeno localmente, le caratteristiche della muratura sotto intonaco e nello spessore, caratterizzando così la sezione muraria, il grado di ammorsamento tra pareti ortogonali e le zone di appoggio dei solai, i dispositivi di collegamento e di eliminazione delle spinte.

Prove limitate § C8.5.3: Si tratta di indagini non dettagliate e non estese, basate principalmente su esami visivi delle superfici, che prevedono limitati controlli degli elementi costituenti la muratura. Sono previste rimozioni locali dell'intonaco per identificare i materiali di cui è costituito l'edificio; in particolare, avvalendosi anche dell'analisi storico-critica, è possibile suddividere le pareti murarie in aree considerabili come omogenee. Scopo delle indagini è consentire l'identificazione delle tipologie di muratura alla quale fare riferimento ai fini della determinazione delle proprietà meccaniche; questo prevede il rilievo della tessitura muraria dei paramenti ed una stima della sezione muraria.

Si precisa che si sono reperiti i disegni delle strutture di progetto, agli atti presso l'Ufficio Tecnico del Comune, e si è eseguito il rilievo completo della struttura esistente atto a descrivere la geometria della struttura, gli elementi strutturali e le loro dimensioni, e ad individuare l'organismo strutturale resistente alle azioni orizzontali e verticali con lo stesso grado di dettaglio proprio di disegni originali.

Per i dettagli costruttivi si sono controllati i dettagli strutturali completi disponibili con verifiche in situ, tenendo conto della ripetibilità degli elementi strutturali.

Si sono eseguiti dei saggi sulle murature per determinarne la tessitura e la tipologia.

Considerata la ripetibilità degli elementi, si ritiene che sia stata raggiunta la percentuale richiesta almeno per limitate verifiche in situ.

Non sono state eseguite delle prove in situ.

Per i parametri di resistenza delle murature si è utilizzata la tabella C8.5.1 di seguito riportata

Tabella C8.5.1 -Valori di riferimento dei parametri meccanici della muratura, da usarsi nei criteri di resistenza di seguito specificati (comportamento a tempi brevi), e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura. I valori si riferiscono a: f = resistenza media a compressione, τ_0 = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3), f_{v0} = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3), E = valore medio del modulo di elasticità normale, G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale, w = peso specifico medio.

Tipologia di muratura	f (N/mm ²)	τ_0 (N/mm ²)	f_{v0} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	w (kN/m ³)
	min-max	min-max		min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,0-2,0	0,018-0,032	- -	690-1050	230-350	19
Muratura a conci sbazzati, con paramenti di spessore disomogeneo (*)	2,0	0,035-0,051	- -	1020-1440	340-480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	2,6-3,8	0,056-0,074	- -	1500-1980	500-660	21
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,4-2,2	0,028-0,042	- -	900-1260	300-420	13 ÷ 16(**)
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,) (**)	2,0-3,2	0,04-0,08	0,10-0,19	1200-1620	400-500	
Muratura a blocchi lapidei squadriati	5,8-8,2	0,09-0,12	0,18-0,28	2400-3300	800-1100	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce (***)	2,6-4,3	0,05-0,13	0,13-0,27	1200-1800	400-600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%)	5,0-8,0	0,08-0,17	0,20-0,36	3500-5600	875-1400	15

Per la muratura in blocchi di calcestruzzo si sono utilizzati i parametri della tabella della Circolare relativa alle NTC2008, non essendo più presente nella nuova tabella.

Tabella C8A.2.1 - Valori di riferimento dei parametri meccanici (minimi e massimi) e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura, riferiti alle seguenti condizioni: malta di caratteristiche scarse, assenza di ricorsi (listature), paramenti semplicemente accostati o mal collegati, muratura non consolidata, tessitura (nel caso di elementi regolari) a regola d'arte; f_m = resistenza media a compressione della muratura, τ_0 = resistenza media a taglio della muratura, E = valore medio del modulo di elasticità normale, G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale, w = peso specifico medio della muratura

Tipologia di muratura	f_m (N/cm ²)	τ_0 (N/cm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	w (kN/m ³)
	Min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100 180	2,0 3,2	690 1050	230 350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200 300	3,5 5,1	1020 1440	340 480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260 380	5,6 7,4	1500 1980	500 660	21
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140 240	2,8 4,2	900 1260	300 420	16
Muratura a blocchi lapidei squadriati	600 800	9,0 12,0	2400 3200	780 940	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240 400	6,0 9,2	1200 1800	400 600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤ 40%)	500 800	24 32	3500 5600	875 1400	15
Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura < 45%)	400 600	30,0 40,0	3600 5400	1080 1620	12
Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	300 400	10,0 13,0	2700 3600	810 1080	11
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%)	150 200	9,5 12,5	1200 1600	300 400	12
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (foratura < 45%)	300 440	18,0 24,0	2400 3520	600 880	14

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

L'edificio è stato realizzato nel 1980 ed è costituito da un solo piano terra, con struttura principale in elevazione fuori terra in muratura portante in mattoni di tipo poroton. Risulta presente un piano interrato non accessibile (altezza di circa 1 m) con struttura portante in mattoni forati di calcestruzzo. Sono presenti, inoltre, alcuni pilastri in cemento armato ed un solo pilastro costituito da un profilo in acciaio HEA 100. I solai sono in travetti precompressi con pignatte in laterizio e getto integrativo di calcestruzzo in opera, per l'impalcato di piano terra, in pannelli prefabbricati latero-cemento con altezza di 16,5 cm, per la copertura. Risulta presente, inoltre, un salone centrale con copertura in pannelli prefabbricati latero-cemento con altezza di 16,5 cm.

I solai risultano impostati ad altezze differenti e precisamente, per il solaio del piano terra sono presenti due zone con differenza di quota di circa 30 cm. La copertura risulta impostata a tre quote differenti essendoci tre zone con intradosso solaio rispettivamente a quota 2.40 m, 3.30 m e quota 4.30 m (per la sola copertura del salone centrale).

AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO

Le “NTC18” permettono di descrivere l’azione sismica sia mediante accelerogrammi sia mediante spettri di risposta; per il complesso edilizio in oggetto 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 “NTC18” 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 “NTC18” 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.

$$VR = VN \cdot CU$$

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.

Sono state eseguite analisi specifiche finalizzate alla definizione dell'azione sismica di progetto, per quanto riguarda gli effetti stratigrafici, si utilizza l'approccio semplificato indicato al punto 3.2.2. delle "NTC18" che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento.

Per determinare la categoria del terreno è stata eseguita una relazione geologica a firma del Geologo Dott. Ferioli, dalla quale risulta che il terreno rientra nella categoria C (come da tabella 3.2.II delle NTC18).

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 "NTC18", 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.

Si fa presente che, dalla relazione geologica, gli spettri di riferimento, da utilizzare nelle analisi, sono quelli prescritti dalla Norma dall'analisi semplificata.

4.3 Stati limite e relative probabilità di superamento

Il punto 3.2.1 delle "NTC18" 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 "NTC18" 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 "NTC18", possono essere eseguite rispetto alla condizione di salvaguardia della vita umana (SLV) o, in alternativa, alla condizione di collasso (SLC). 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 “NT108”, 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 foglio elettronico “Spettri- NTC ver.1.03”, disponibile sul sito del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, partendo dalle coordinate geografiche del sito.

Detti valori sono riportati nella tabella 4.1.

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

Parametri del sito

Città:

Longitudine:

Latitudine:

Vita nominale:

Classi d'uso:

Parametri di pericolosità sismica

	SLC	SLV	SLD	SLO
a_g [m/s ²]	2,462	1,895	0,723	0,579
F_0	2,44	2,48	2,48	2,5
T_C^* [s]	0,29	0,29	0,28	0,27
T_R	1462	712	75	45

Carico sismico

Forma spettro:

Classe suolo:

	SLC	SLV	SLD	SLO
► Verifica	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
a_g [m/s ²]	2,46	1,90	0,72	0,58
F_0	2,44	2,48	2,48	2,50
T_C^* [s]	0,29	0,29	0,28	0,27
T_R	1.462,00	712,00	75,00	45,00
S_S	1,33	1,41	1,50	1,50
T_B [s]	0,15	0,15	0,15	0,15
T_C [s]	0,46	0,46	0,45	0,44
T_D [s]	2,60	2,37	1,89	1,84

Categoria topografica: S_T

Fattore di amplificazione:

Con riferimento all'ubicazione del complesso scolastico in oggetto, sono state valutate le condizioni topografiche e stratigrafiche e sono stati determinati i parametri legati alla pericolosità sismica.

dove:

TR periodo di ritorno;

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 D);

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.

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:

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

dove:

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

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

ψ_{2j} sono i coefficiente di combinazione delle azioni variabili Q_{kj}

Q_{kj} sono i valori caratteristici dei carichi variabili Q_{kj}

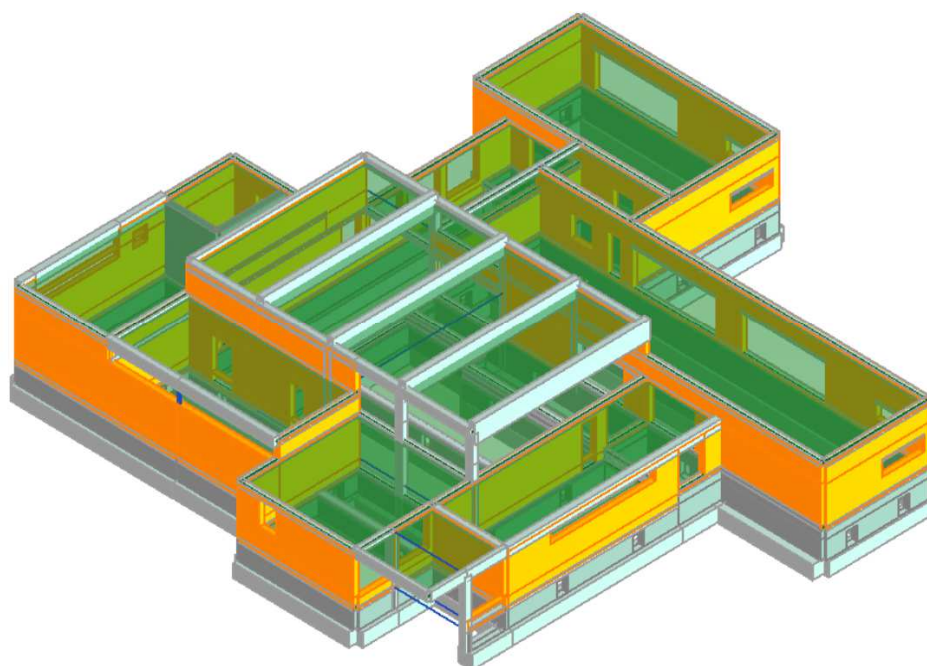
Gli effetti dell'azione sismica sono stati valutati tenendo conto delle masse associate ai carichi gravitazionali mediante la relazione:

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

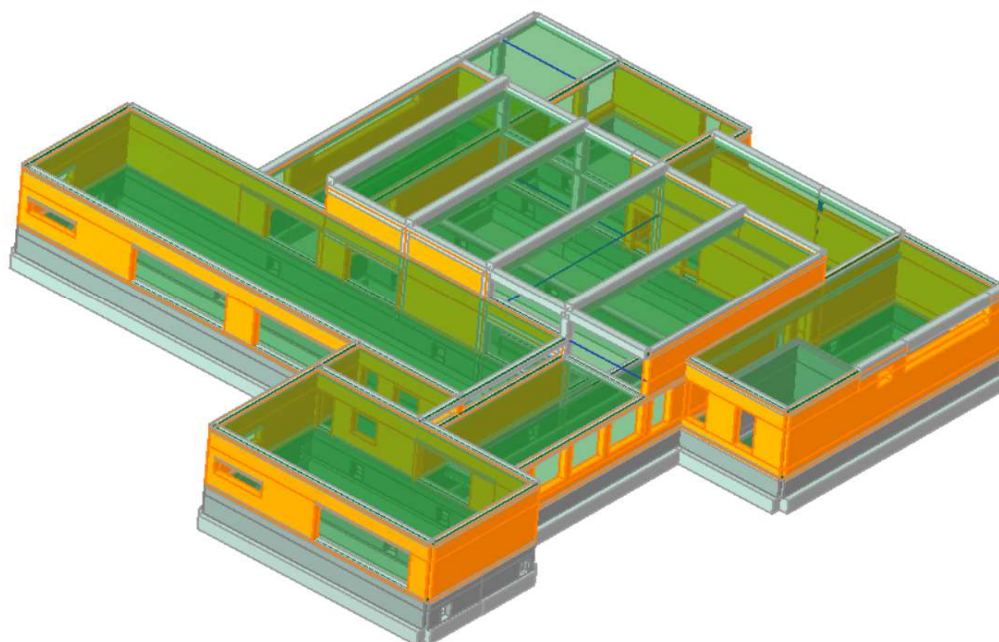
Schema di calcolo

Di seguito si riporta la schematizzazione grafica del programma,

Vista anteriore lato accesso



vista posteriore



Nel modello di calcolo sono state inserite tutte le strutture esistenti (murature, pilastri e travi in cemento armato e l'unico pilastro in acciaio esistente). Il programma permette di considerare l'effettiva rigidezza dei solai.

INDAGINI SPECIALISTICHE

Sono eseguite indagini specialistiche, riguardanti sia la struttura in c.a. che la muratura (carotaggi su calcestruzzo, prove di trazione sull'armatura e prove combinate ultrasuoni-prove sclerometriche sul calcestruzzo, oltre all'individuazione della tessitura muraria), come da relativa relazione del laboratorio che ha eseguito tali prove

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.

Nell'allegato EL VS05 sono riportati i dettagli delle singole verifiche condotte, per i solai e la struttura di copertura e nell'elaborato EL VS06 per le murature.

Nelle conclusioni si è sintetizzato l'esito esprimendo un giudizio complessivo e motivato sulla capacità portante delle diverse tipologie di membrature.

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 EL VS06.

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 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 un quadro generale del funzionamento strutturale e dei suoi aspetti "sensibili", meritevoli di particolare attenzione.
- 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.

Si precisa che nel caso in questione sono stati utilizzati gli elaborati di progetto esistenti.

I risultati delle conoscenze acquisite nelle fasi a-b sono sintetizzati nel paragrafo. "Definizione delle caratteristiche strutturali", oltre che negli elaborati grafici.

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.

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 cinematisimo.

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 S08.

Si sono eseguite indagini specialistiche per la valutazione delle caratteristiche dei materiali.

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 NTC18, Tab. C8.5.I per il livello di conoscenza LC1; per il cls. e l'armatura relativa, dei solai del piano primo, secondo e di sottotetto, sono stati utilizzati i valori di resistenza indicati negli elaborati grafici reperiti, adottando un livello di conoscenza LC1, mentre per il cls. e l'armatura relativa della struttura di copertura, in funzione delle prove sui materiali eseguite, è stato adottato un livello di conoscenza LC3.

In conclusione, per le verifiche sismiche (essendo predominante la parte in muratura) e per le verifiche delle murature ai carichi verticali si è adottato un livello di conoscenza LC1 ed un fattore di confidenza $FC = 1.35$, mentre per le verifiche dei solai e travi ai carichi verticali, si è utilizzato un $FC=1.35$ per il calcestruzzo ed $FC=1$ per l'armatura.

Tale procedura trova giustificazione in quanto espresso nel parere n. 20 del CTS (Comitato Tecnico Scientifico –Legge Regionale n.19/2008 e D.G.R. n.1776/2013) della seduta n.7 del 28 marzo 2011.

In tale parere vengono riportati a titolo esemplificativo e non esaustivo alcuni dei criteri di cui tener conto nella definizione dei LC-FC:

□□□ Il livello di conoscenza, finalizzato alla caratterizzazione meccanica dei materiali, dovrà basarsi sulla documentazione esistente, sulle verifiche visive in situ e sulle eventuali indagini sperimentali, prestando particolare attenzione in presenza di degrado dei materiali.

□□□ Nel caso di strutture in c.a. risulta opportuno ricordare la diversa aleatorietà delle proprietà meccaniche dei due materiali che lo compongono (calcestruzzo e acciaio) e quindi dei percorsi per la definizione dei livelli di conoscenza e dei conseguenti fattori di confidenza.

□□□ È da considerare inoltre la frequente necessità di limitare il numero del prelievo di barre, data la notevole invasività dell'operazione, nonché la buona "stabilità" di comportamento meccanico dell'acciaio in quanto prodotto industrializzato. **Per le strutture più recenti, ad esempio, le caratteristiche dell'acciaio sono già accertate presso lo stabilimento di produzione, conseguentemente se si dispone delle certificazioni del materiale in esame, il Progettista, previa opportuna valutazione, potrebbe ritenere superflua l'esecuzione di parte o di tutti i prelievi di barre d'armatura e relative prove di laboratorio così come indicati nella Circolare 617/2009.**

□□□ Nella pianificazione del percorso atto a definire il LC, nonché nella interpretazione dei risultati, occorre tener conto delle omogeneità costruttive, in termini di tipologia, periodo di realizzazione, produttore-costruttore, etc.

□□□ Le definizioni dei FC devono essere opportunamente calibrati anche in funzione della cautela o dell'audacia con cui vengono assunti i valori delle proprietà meccaniche di partenza a cui sono applicati.

□□□ **Infine si evidenzia che i fattori di confidenza si applicano in modo diverso in funzione dei modelli impiegati per la valutazione della sicurezza e possono essere diversificati per le specifiche verifiche di sicurezza condotte o meccanismi esaminati.**

Parametri utilizzati per la muratura tipo poroton

Tabella C8.5.1 - Valori di riferimento dei parametri meccanici della muratura, da usarsi nei criteri di resistenza di seguito specificati (comportamento a tempi brevi), e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura. I valori si riferiscono a: f = resistenza media a compressione, τ_0 = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3), f_{v0} = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3), E = valore medio del modulo di elasticità normale, G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale, w = peso specifico medio.

Tipologia di muratura	f (N/mm ²)	τ_0 (N/mm ²)	f_{v0} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	w (kN/m ³)
	min-max	min-max		min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,0-2,0	0,018-0,032	- -	690-1050	230-350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo (*)	2,0	0,035-0,051	- -	1020-1440	340-480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	2,6-3,8	0,056-0,074	- -	1500-1980	500-660	21
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,4-2,2	0,028-0,042	- -	900-1260	300-420	13 ÷ 16(**)
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,) (**)	2,0-3,2	0,04-0,08	0,10-0,19	1200-1620	400-500	
Muratura a blocchi lapidei squadriati	5,8-8,2	0,09-0,12	0,18-0,28	2400-3300	800-1100	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce (***)	2,6-4,3	0,05-0,13	0,13-0,27	1200-1800	400-600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%)	5,0-8,0	0,08-0,17	0,20-0,36	3500-5600	875-1400	15

valori minimi

mentre per la muratura in blocchi di calcestruzzo si sono utilizzati i parametri previsti nella precedente tabella allegata alla circolare delle NTC 08.

Proprietà materiale

Nome: Muratura in blocchi di cls

Colore materiale: [grigio scuro]

Texture: [textura muratura]

E [N/mm ²]	1200
Eh [N/mm ²]	1200
G [N/mm ²]	300
w [dN/m ³]	12
f _m [N/cm ²]	150
f _{hm} [N/cm ²]	110
f _k [N/cm ²]	75
τ [N/cm ²]	9,5
FC	1,35
γ _m	3
Maschio drift taglio	0,005
Maschio drift flessione	0,01
Fascia drift taglio	0,015
Fascia drift flessione	0,015
Fascia accoppiata drift	0,02

Condizione del materiale

☒ Esistente ☐ Nuovo

☒ Rigidezza fessurata

☐ Malta scadente (resistenza < 0.7 [N/mm²])

☒ Definizione utente

☐ Limita spostamento ultimo

Tipo legame

Fascia

Resistenza pari al valore residuo

Taglio

Muratura irregolare (Turnsek/Cacovic)

☐ Considera contributo a trazione fascia

L'analisi mediante modello tridimensionale 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. I dettagli di questa fase sono riportati nell' allegato EL VS06.

Vulnerabilità riscontrate e possibili rimedi

Nel seguito si sintetizzano le problematiche emerse dall'analisi, distinguendole per tipologia di elementi e delineando, in linea di massima e nei limiti di quanto possibile in questa sede, alcune possibili soluzioni.

Criteri di calcolo utilizzati e ipotesi alla base dei modelli considerati

I meccanismi di tipo globale sono stati investigati mediante **analisi non lineare** su modello tridimensionale dell'intero edificio mediante il programma di calcolo 3MURI della S.T.A. DATA .

Ipotesi a base del modello

La modellazione dell'edificio viene realizzata mediante l'inserimento di pareti che vengono discretizzate in macroelementi, rappresentativi di maschi murari e fasce di piano deformabili; i nodi rigidi sono indicati nelle porzioni di muratura che tipicamente sono meno soggette al danneggiamento sismico. Solitamente i maschi e le fasce sono contigui alle aperture, i nodi rigidi rappresentano elementi di collegamento tra maschi e fasce. La concezione matematica che si nasconde nell'impiego di tale elemento, permette di riconoscere il meccanismo di danno, a taglio nella sua parte centrale o a pressoflessione sui bordi dell'elemento in modo da percepire la dinamica del danneggiamento così come si presenta effettivamente nella realtà.

I nodi del modello, sono nodi tridimensionali a 5 gradi di libertà (le tre componenti di spostamento nel sistema di riferimento globale e le rotazioni intorno agli assi X e Y) o nodi bidimensionali a 3 gradi di libertà (due traslazioni e la rotazione nel piano della parete). Quelli tridimensionali vengono usati per permettere il trasferimento delle azioni, da un primo muro a un secondo disposto trasversalmente rispetto al primo. I nodi di tipo bidimensionale hanno gradi di libertà nel solo piano della parete permettendo il trasferimento degli stati di sollecitazione tra i vari punti della parete.

Gli orizzontamenti, sono modellati con elementi solaio a tre nodi connessi ai nodi tridimensionali, sono caricabili perpendicolarmente al loro piano dai carichi accidentali e permanenti; le azioni sismiche caricano il solaio lungo la direzione del piano medio. Per questo l'elemento finito solaio viene definito con una rigidezza assiale, ma nessuna rigidezza flessionale, in quanto il comportamento meccanico principale che si intende sondare è quello sotto carico orizzontale dovuto al sisma.

Per i meccanismi locali è stata utilizzata l'analisi cinematica lineare sempre mediante il programma 3MURI della S.T.A. DATA

Come riportato in precedenza, **il modello di calcolo, con la schematizzazione e le semplificazioni effettuate, in precedenza descritte, si ritiene sia in grado di rappresentare la realtà del fabbricato.**

Sintesi commentata dei risultati

Nel seguito si sintetizzano le problematiche emerse dall'analisi, distinguendole per tipologia di elementi e delineando, in linea di massima e nei limiti di quanto possibile in questa sede, alcune possibili soluzioni.

• **Sistema Fondale e lesioni presenti**

Come riportato nel paragrafo “quadro fessurativo o di degrado”, sono presenti delle lesioni.

Chiaramente per eliminare le carenze che queste hanno evidenziato si ritiene opportuno procedere al collegamento delle murature d'angolo e degli incroci, con cuciture armate e alla riparazione delle lesioni presenti mediante malte specifiche e/o inserimento di cuciture armate. Infine si ritiene opportuno inserire un pilastro in acciaio affiancato a quello presente nella zona ufficio, direttamente sottostante alla trave esistente, in modo tale da fornire un ulteriore appoggio alla trave ed eliminare, almeno parzialmente, il momento flettente, meglio descritto al paragrafo sopra richiamato, dovuto all'eccentricità tra la trave e l'asse del pilastro. Naturalmente occorrerà controllare periodicamente lo stato deformativo ed evitare infiltrazioni di acque meteoriche dalla copertura che possono ammalorare le strutture esistenti.

E' stato eseguito un saggio sulla fondazione, riscontrando l'assenza di fessurazioni o di degrado che non ha evidenziato problematiche 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.

Sistema resistente verticale

Sono state eseguite le analisi sulle murature tenendo conto delle eccentricità previste dalle “NTC18” tramite programma di calcolo.

Le murature risultano verificate, si riporta di seguito la tabella riepilogativa delle verifiche eseguite:

Muratura							Verifiche a carico verticale	$\zeta_v = 1$ (SLU)	$\zeta_{v,lim} > 1$
Parete	ζ_v	Maschi rotti	Nd/Nr Max	h0/t Max	e1/t Max	e2/t Max			
1	> 1	0	0,53	6,67	0,271	0,107			
2	> 1	0	0,56	7,00	0,212	0,102			
3	> 1	0	0,58	3,33	0,017	0,017			
4	> 1	0	0,58	6,67	0,033	0,033			
6	> 1	0	0,56	6,67	0,283	0,111			
7	> 1	0	0,88	6,00	0,323	0,152			
8	> 1	0	0,55	3,33	0,017	0,017			
9	> 1	0	0,55	3,00	0,171	0,080			
10	> 1	0	0,39	3,00	0,015	0,015			
11	> 1	0	0,71	3,00	0,246	0,114			
12	> 1	0	0,55	3,00	0,035	0,017			
13	> 1	0	0,65	6,33	0,257	0,123			
14	> 1	0	0,99	7,00	0,108	0,052			
15	> 1	0	0,47	6,33	0,120	0,056			
16	> 1	0	0,69	7,00	0,104	0,050			
17	> 1	0	0,78	6,33	0,264	0,122			
18	> 1	0	0,61	6,33	0,068	0,033			
19	> 1	0	0,41	7,00	0,035	0,035			
20	> 1	0	0,55	7,00	0,062	0,035			
21	> 1	0	0,90	17,50	0,320	0,126			
22	> 1	0	0,76	6,33	0,109	0,049			
23	> 1	0	0,85	6,67	0,033	0,033			
24	> 1	0	0,67	6,67	0,162	0,071			
25	> 1	0	0,41	3,00	0,019	0,015			
26	> 1	0	0,49	7,00	0,035	0,035			
27	> 1	0	0,55	6,67	0,033	0,033			
28	> 1	0	0,68	7,00	0,162	0,071			

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

1 – **Meccanismi locali** Nei confronti dei meccanismi di primo modo, in special modo a ribaltamento semplice, le murature non risultano verificate avendo per tali meccanismi delle PGA di collasso inferiori a quelle da normativa previste per la struttura e il sito in oggetto per le nuove costruzioni.

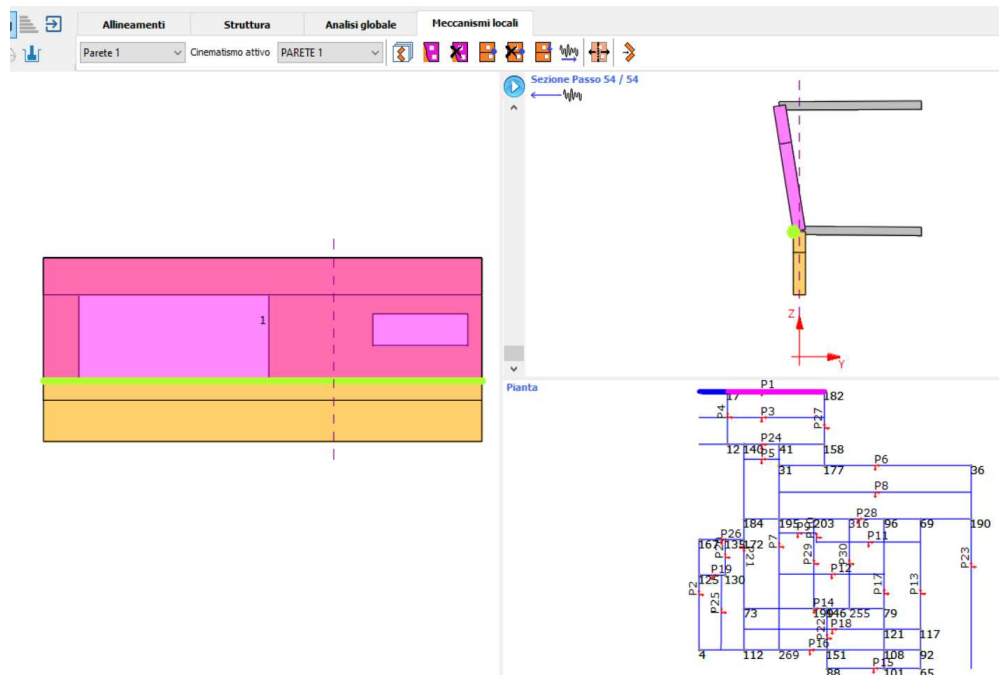
Il valore di PGA minimo si ha per la parete 1, di seguito riportata e l'attivazione del meccanismo avviene per un'accelerazione pari a circa il 49% di quella prevista per le nuove costruzioni.

Anche per tutte le altre pareti perimetrali le verifiche non risultano soddisfatte, ma con valori maggiori di PGA di attivazione (mediamente pari al 60-65% della PGA prevista per le nuove costruzioni).

Le relative PGA di attivazione, sono comunque maggiori di quelle che portano in crisi la struttura per i meccanismi sismici globali.

Si consideri che eseguendo i collegamenti delle murature negli angoli e negli incroci, di cui al paragrafo relativo alle lesioni presenti, il comportamento delle murature ai meccanismi in

oggetto, risulta migliorato sensibilmente, potendo mettere in conto il contributo dei conci delle murature trasversali.



Cinematica lineare

Verifica SLV

Vincolo a terra

La verifica NON è soddisfatta

$a_{z,SLV} \ 1,3164 \ [m/s^2] < a_z(0) \ 2,6771 \ [m/s^2]$

$a_z(z=0) = S_e(T=0)$

Moltiplicatore attivazione (a_0) 0,081

PGAc 0,93 $[m/s^2]$ α 0,49

Vincolo in quota

La verifica NON è soddisfatta

$a_{z,SLV} \ 1,3164 \ [m/s^2] < a_z(z) \ 2,2634 \ [m/s^2]$

$a_z(z) = S_e(T_1, \xi) |\gamma_1 \Psi_1(z)| \sqrt{1 + 0.0004\xi^2}$

OK ?

Sono stati investigati anche i meccanismi locali di flessione verticale (se pur di attivazione meno probabile rispetto al ribaltamento).

I meccanismi vengono attivati per PGA maggiori a quelle previste da normativa per le nuove costruzioni per la struttura e il sito in oggetto, come da tabella riepilogativa di seguito riportata:

Parete	MRd/Med Min	/
15	1,89	
28	3,60	
21	3,91	
18	4,05	
19	4,18	
26	4,74	
24	5,00	
20	5,15	
1	5,52	
27	5,56	
2	6,36	
17	7,21	
16	7,37	
4	8,30	
7	9,75	
13	11,38	
14	11,39	
23	11,45	
6	11,73	
22	12,27	
10	57,09	
11	62,25	
25	63,25	
9	64,83	
12	75,62	
8	75,82	
3	84,56	

2 **Meccanismi globali** Le analisi eseguite, evidenziano che considerando la rigidezza fessurata (50%), si ottengono i risultati più cautelativi, con tale schematizzazione, infatti, si ha una PGA per la quale si raggiunge lo SLU, nella combinazione più sfavorevole (direzione x, combinazione 15) corrispondente a circa al 21% di quella di progetto mediamente prevista dalle norme per le nuove costruzioni, mentre nella direzione y tale SLU si raggiunge per una PGA corrispondente a circa il 46% di quella di progetto mediamente prevista dalle norme per le nuove costruzioni (direzione y, combinazione 24).

In realtà, per le difficoltà di schematizzazione della struttura sopra accennata (edificio irregolare in pianta ed in altezza), la crisi sopraggiunge per una PGA sicuramente compresa tra il 21 ed il 46%, ritenendo il valore più basso troppo cautelativo. Dalle analisi svolte, si è riscontrato la seguente situazione:

-in direzione x vanno in crisi per taglio anche i maschi murari del piano interrato delle pareti interne nella direzione in esame;

-in direzione y, vanno in crisi i maschi murari in corrispondenza della copertura del salone centrale, e per taglio i pilastri in corrispondenza del salone lato accesso.

Si riporta la tabella riassuntiva dei risultati delle analisi eseguite

Verifica analisi														
N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico	Eccentricità [cm]	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Dmax SLD [cm]	Du SLD [cm]	Dmax SLO	Du SLO [cm]	α SLV	α SLD	α SLO
1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	0,00	0,20	0,64	0,81	0,08	0,25	0,07	0,17	1,643	3,025	2,474
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Distribuzione modale	0,00	0,48	0,31	1,42	0,10	0,17	0,08	0,11	0,841	1,721	1,406
3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	0,00	0,18	0,60	0,92	0,07	0,19	0,06	0,13	1,668	2,655	2,168
4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Distribuzione modale	0,00	0,30	0,31	1,21	0,07	0,15	0,06	0,10	1,013	2,013	1,647
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	0,00	0,36	1,02	0,67	0,15	0,44	0,12	0,29	1,837	2,995	2,444
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Distribuzione modale	0,00	2,61	1,48	2,53	0,69	0,52	0,55	0,35	0,648	0,772	0,638
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	0,00	0,36	1,00	0,68	0,15	0,44	0,12	0,29	1,806	2,990	2,441
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Distribuzione modale	0,00	2,72	1,39	2,60	0,74	0,68	0,58	0,45	0,598	0,949	0,784
9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	153,30	0,19	0,39	0,83	0,08	0,23	0,06	0,16	1,375	2,942	2,406
10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	-153,30	0,23	0,48	0,90	0,09	0,25	0,08	0,17	1,332	2,716	2,220
11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Distribuzione modale	153,30	0,40	0,20	1,56	0,08	0,13	0,07	0,08	0,744	1,567	1,279
12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Distribuzione modale	-153,30	0,40	0,35	1,29	0,09	0,17	0,07	0,11	0,953	1,889	1,544
13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	153,30	0,19	0,39	0,86	0,08	0,22	0,06	0,15	1,345	2,822	2,308
14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	-153,30	0,21	0,44	0,90	0,09	0,24	0,07	0,16	1,315	2,698	2,206
15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Distribuzione modale	153,30	2,39	0,39	3,91	0,86	0,49	0,66	0,33	0,206	0,631	0,522
16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Distribuzione modale	-153,30	0,28	0,28	1,18	0,07	0,14	0,06	0,10	1,000	2,062	1,687
17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	155,69	0,37	0,89	0,74	0,15	0,50	0,13	0,34	1,618	3,285	2,681
18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	-155,69	0,33	1,04	0,66	0,13	0,50	0,11	0,33	1,934	3,706	3,026
19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Distribuzione modale	155,69	2,03	1,50	2,01	0,51	0,63	0,41	0,42	0,810	1,229	1,016
20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Distribuzione modale	-155,69	2,32	1,16	2,60	0,58	0,53	0,45	0,35	0,603	0,951	0,786
21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	155,69	0,38	0,98	0,74	0,16	0,52	0,13	0,34	1,670	3,293	2,687
22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	-155,69	0,33	1,22	0,66	0,13	0,41	0,11	0,27	2,070	3,026	2,470
23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Distribuzione modale	155,69	2,09	1,75	1,94	0,54	0,56	0,44	0,37	0,882	1,029	0,851
24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Distribuzione modale	-155,69	2,41	0,83	3,01	0,67	0,46	0,45	0,31	0,459	0,821	0,679

Visualizza dettagli

ζ_E

Applica

Inserisci tutto in relazione

Cancella analisi

Legenda colori

- Verificato
- Non verificato
- Mancato decadimento
- Non converge a p.p.
- Analisi più gravosa

Non potendo intervenire direttamente sulle murature del piano interrato, dato che questo risulta non accessibile, per aumentare la resistenza della struttura alle azioni sismiche, si potrebbe agire introducendo dei nuovi elementi resistenti in acciaio e/o calcestruzzo, andando in questo modo a ridurre le azioni sulle strutture esistenti.

Impalcati calpestabili

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

-Solaio di calpestio piano terra e di copertura.

I solai risultano idonei anche per un carico accidentale di 300 da/mq. e di 120 daN/mq. (carico neve) per la copertura.

Giudizio generale sulla struttura

L'edificio per la sua conformazione non regolare in pianta ed in altezza, ha una risposta **all'azione sismica globale** non soddisfacente e idonea per un'azione sismica pari a circa il 21% (condizione

più cautelativa) di quella attesa per il sito in esame, **risultano necessari**, pertanto, **degli interventi, come l'introduzione di nuovi elementi resistenti, necessari per migliorarne il comportamento. Per i meccanismi locali, le PGA di attivazione risultano più alte rispetto alle PGA di crisi per le azioni sismiche globali e con la minima pari a circa il 50%.**

La risposta potrebbe essere soddisfacente anche solo andando a legare le murature negli incroci e negli angoli, essendo queste semplicemente accostate.

A flessione verticale non si ravvisano criticità particolari.

Ai carichi verticali, infine, **la struttura in elevazione non presenta criticità, sia per quanto riguarda i solai latero-cemento presenti e che per le murature.**

Per le fondazioni ed il relativo terreno, attualmente non si ravvisano particolari problemi.

La presenza del significativo quadro fessurativo, molto probabilmente deriva dalle motivazioni sopra esposte. Occorre comunque monitorare sistematicamente le lesioni presenti per la verifica dell'eventuale evoluzione, ed evitare infiltrazioni di acque meteoriche che potrebbero ammalorare le strutture esistenti.

In conclusione, la risposta strutturale dell'edificio ai carichi verticali è idonea per i carichi verticali cui l'edificio è sottoposto, per la risposta sismica globale, invece, la risposta della struttura non è idonea, mentre per i meccanismi locali il comportamento è più soddisfacente, sono necessari, di conseguenza, degli opportuni interventi di consolidamento,

Il Tecnico
(Ing. Vito Marchionna)