



CIRI EDILIZIA E COSTRUZIONI
CENTRO INTERDIPARTIMENTALE DI RICERCA INDUSTRIALE
ALMA MATER STUDIORUM - UNIVERSITÀ DI BOLOGNA

CONVENZIONE DI RICERCA CON

COMUNE DI SANT'EGIDIO ALLA VIBRATA

“VALUTAZIONE DI VULNERABILITA' SISMICA”

Edificio 5 **PROT. n. 81** del 06/02/2017

Scuola Materna

Via Virgilio, Sant'Egidio alla Vibrata



RELAZIONE TECNICO ILLUSTRATIVA

Collaboratori

Ing. Andrea Incerti
Ing. Valentina Rinaldini
Ing. Anna Rosa Tilocca

Direttore

Prof. Ing. Claudio Mazzotti

Responsabile Scientifico

Prof. Ing. Claudio Mazzotti

CIRI - EDILIZIA E COSTRUZIONI
ALMA MATER STUDIORUM - UNIVERSITÀ DI BOLOGNA
Via del Lazzaretto, 15/5 - 40131 - BOLOGNA - ITALIA
C.F. 80007010376 - P.I. 01131710376

INDICE

1. PREMESSA.....	3
2. INDIVIDUAZIONE DELL'AREA.....	4
3. DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA.....	4
4. RILIEVO IN SITO.....	5
5. ELEMENTI DI VULNERABILITÀ SISMICA.....	5
6. VALUTAZIONE DELLA DOMANDA.....	6
7. STIMA DELLA CAPACITÀ.....	9
7.1. VALUTAZIONE DEI TAGLI RESISTENTI DI PIANO E DELLA PSEUDO-ACCELERAZIONE.....	9
7.2. CALCOLO DEL COEFFICIENTE RIDUTTIVO DELLA RESISTENZA DEL FABBRICATO (CRID).....	14
7.3. CALCOLO DELL'ACCELERAZIONE AL SUOLO DI COLLASSO DELL'EDIFICIO (PGAC).....	21
8. VULNERABILITÀ E CONFRONTO DOMANDA – OFFERTA.....	22
9. CLASSIFICAZIONE RE.SIS.TO®.....	23
10. POSSIBILI INTERVENTI.....	24
11. RIFERIMENTI NORMATIVI E BIBLIOGRAFICI.....	24
1. ALLEGATO 1: SCHEDA DI SINTESI.....	25
DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA.....	26

1. *Premessa*

La presente relazione riguarda la valutazione speditiva del livello di vulnerabilità sismica del **“Edificio 5: Scuola Materna”** del Comune di Sant'Egidio alla Vibrata sito in Via Virgilio, Sant'Egidio alla Vibrata.

Le valutazioni descritte nel seguito sono prevalentemente di carattere globale, ossia relative alla fabbrica nel suo insieme ma coinvolgono anche alcuni aspetti di carattere locale, ossia relative ai meccanismi di collasso locale di alcuni macroelementi ritenuti particolarmente vulnerabili. L'analisi è finalizzata al processo di acquisizione della conoscenza strutturale e della vulnerabilità sismica dell'edificio nella situazione attuale.

La conoscenza dello stato di fatto dell'edificio assume fondamentale importanza nella valutazione delle verifiche di sicurezza dell'edificio e nella progettazione di eventuali interventi successivi di adeguamento e miglioramento antisismico.

La presente relazione prende in considerazione una metodologia di valutazione semplificata in grado di definire delle priorità di intervento, per quanto riguarda la sicurezza sismica degli edifici, redigendo un elenco di edifici disposti in ordine di priorità.

Si sottolinea che tale relazione è stata redatta previa:

- ricerca della documentazione cartacea e in formato digitale relativa all'immobile con riferimento agli interventi pregressi e allo stato di fatto attuale;
- sopralluoghi ispettivi atti a verificare la corrispondenza degli elaborati allo stato di fatto oltre che indagini di tipo visivo sui principali elementi strutturali ispezionabili.

Per le valutazioni di carattere globale sono stati utilizzati i seguenti strumenti:

- compilazione della scheda CNR-GNDT di II livello [3];
- utilizzo della metodologia speditiva per la Valutazione di Vulnerabilità sismica, messa a punto dal Centro Interdipartimentale di Ricerca Industriale Edilizia e Costruzioni - Università di Bologna;
- utilizzo della classificazione *RE.SIS.TO*[®].

Per le valutazioni di carattere locale sono state effettuate alcune semplici considerazioni basate sulle accelerazioni alla base e sulla conformazione degli elementi strutturali.

2. Individuazione dell'area

L'area in cui sorge l'Edificio denominato "Scuola Materna" è sito in Via Virgilio, Sant'Egidio alla Vibrata ed è collocato nella prima periferia della città. La zona in esame è totalmente pianeggiante e di estensione circa pari a 1500 mq. Un inquadramento territoriale del Plesso scolastico è riportato in Figura 1.



Figura 1. Inquadramento della struttura oggetto di studio.

3. Descrizione della struttura

La presente relazione è relativa alla Scuola Materna. La struttura portante è costituita da telai monodirezionali in calcestruzzo armato gettato in opera con solaio di copertura in latero-cemento. Si riporta in Figura 2 la pianta dell'intero Plesso.

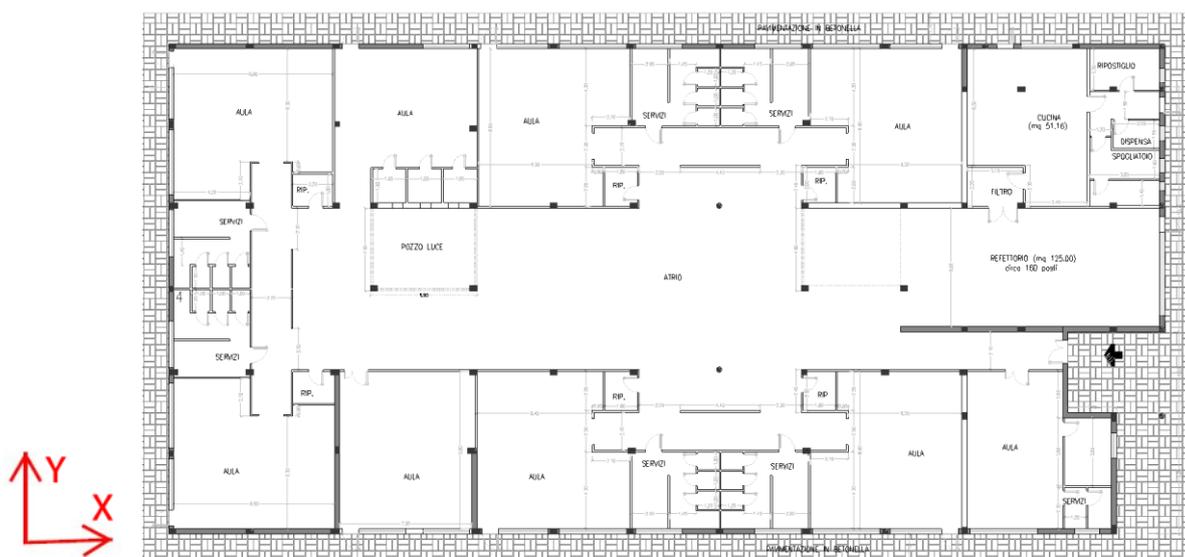


Figura 2. Pianta Plesso scolastico.

4. Rilievo in sito

I sopralluoghi sono stati svolti in data 23/11/2016. Le indagini sono state condotte su base architettonica fornita dall'ente e verificate in situ mediante l'ausilio di strumentazione quali fotocamera digitale, distanziometro, pacometro e sclerometro. In Figura 3 si riportano gli appunti presi durante il sopralluogo.

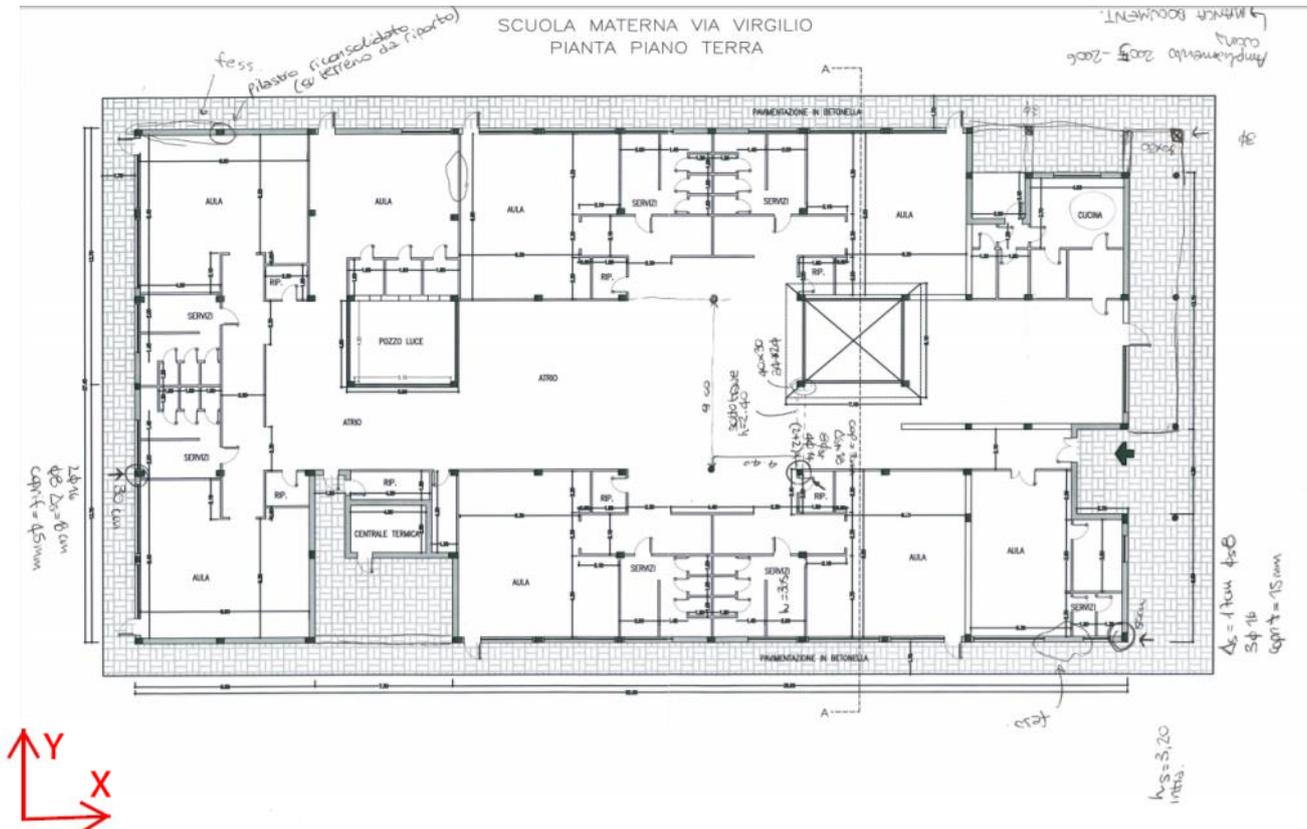


Figura 3. Appunti presi durante il sopralluogo.

5. Elementi di vulnerabilità sismica

Nell'edificio sono presenti alcune criticità da considerare nei futuri interventi di miglioramento sismico. In particolare si è osservato un quadro fessurativo pregresso sulle tamponature di alcune aule sul lato Sud-Est del fabbricato, dovuti ad un cedimento differenziale del terreno di riporto, come dichiarato dalla Committenza.

6. Valutazione della domanda

Le azioni sismiche sulla costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in tabella:

Valori del coefficiente d'uso C_U

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Se $V_R \leq 35$ anni si pone comunque $V_R = 35$ anni.

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

Classe I:

Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II:

Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III:

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

Classe IV:

Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

La vita nominale di un'opera strutturale V_N 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. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata in tabella e deve essere precisata nei documenti di progetto.

Vita nominale V_N per diversi tipi di opere

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Normale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali – Strutture in fase costruttiva ¹	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grande opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o importanza strategica	≥ 100

	V_N	Classe	C_U	V_R
Edificio oggetto di analisi	50	III	1.5	75

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento, P_{V_R} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella successiva tabella:

Stati Limite		P_{V_R} : Probabilità di superamento ne periodo di riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultime	SLV	10%
	SLC	5%

Qualora la protezione nei confronti degli stati limite di esercizio sia di prioritaria importanza, i valori di P_{V_R} forniti in tabella devono essere ridotti in funzione del grado di protezione che si vuole raggiungere.

Sono stati considerati lo stato limite di salvaguardia della vita, SLV, e lo stato limite di danno, SLD. Si calcola per entrambi il periodo di ritorno T_R :

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

$$T_R(SLD) = 75 \text{ anni}$$

$$T_R(SLV) = 712 \text{ anni}$$

La posizione dell'edificio sito in Via Virgilio, Sant'Egidio alla Vibrata è identificata dalle coordinate: 42°82'30,20" N; 13°71'08,06" E.

- Valori dei parametri a_g , F_0 , T_C^* per lo Stato Limite di Danno (SLD):

$$a_g = 0.084g$$

$$F_0 = 2.431$$

$$T_C^* = 0.307 \text{ sec}$$

- Valori dei parametri a_g , F_0 , T_C^* per lo Stato Limite di Danno (SLV):

$$a_g = 0.204g$$

$$F_0 = 2.474$$

$$T_C^* = 0.348 \text{ sec}$$

Le accelerazioni orizzontali massime, a_g , rispetto ai periodi di ritorno dell'azione sismica di 75 e 712 anni sono rispettivamente di:

$$a_g (SLD) = 0.084g$$

$$a_g (SLV) = 0.204g$$

Non avendo a disposizione i risultati di una prova geotecnica per la determinazione della categoria di sottosuolo, si ipotizza per il sito la categoria sottosuolo tipo C (depositi di terreni a grana grossa, mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti).

Alla categoria tipo C corrisponde un coefficiente di amplificazione stratigrafica $S_s (SLD) = 1.5$ e $S_s (SLV) = 1.397$, rispettivamente per lo Stato Limite di Danno e di Salvaguardia della Vita, considerando poi unitario il coefficiente di amplificazione topografico S_T si hanno relativamente agli Stati Limite citati le accelerazioni massime di picco al suolo:

$$PGA_D (SLD) = a_g \cdot S_T \cdot S_s = 0.084g \cdot 1.0 \cdot 1.5 = 0.126g \quad \text{relativamente a } T_R = 75 \text{ anni}$$

$$PGA_D (SLV) = a_g \cdot S_T \cdot S_s = 0.204g \cdot 1.0 \cdot 1.397 = 0.285g \quad \text{relativamente a } T_R = 712 \text{ anni}$$

7. *Stima della capacità*

Per la stima della capacità resistente dell'edificio alle azioni orizzontali è stata utilizzata la metodologia speditiva messa a punto dal Centro Interdipartimentale di Ricerca Industriale Edilizia e Costruzioni. La metodologia conduce alla definizione di un'accelerazione al suolo di collasso dell'edificio (PGA_c) attraverso la valutazione del taglio resistente dello stesso, piano per piano. Quest'ultima quantità viene valutata facendo uso di considerazioni meccaniche semplificate ed adeguata opportunamente per tenere in conto della effettiva complessità della costruzione in oggetto. Il passaggio dallo schema teorico di calcolo alle condizioni reali dell'edificio, che possono evidenziare possibili criticità strutturali individuate nel corso di sopralluoghi ma non analizzate in dettaglio, avviene facendo uso di un coefficiente C_{rid} ottenuto a partire dai parametri contenuti nelle schede di vulnerabilità sismica di II livello del GNDT [3]. Ciò consente una valutazione degli aspetti caratterizzati da maggior empirismo secondo metodologie riconosciute a livello nazionale e già applicate in diverse occasioni.

7.1. *Valutazione dei tagli resistenti di piano e della pseudo-accelerazione*

Il taglio resistente del generico piano i -esimo (il piano terra è identificato dall'indice "i" unitario) deve essere valutato attenendosi alla seguente procedura. In generale il taglio resistente del pilastro n -esimo del piano i -esimo, $V_{pil,n,i}$, deve essere calcolato a partire dal momento resistente e dalla resistenza al taglio della sua sezione d'estremità più debole. Nell'ambito della presente metodologia speditiva, tuttavia, non è accettabile la richiesta di un rilievo di tutte le sezioni significative di tutti i pilastri. Per tale ragione, viene richiesta la conoscenza della sezione di un solo pilastro "tipo" per piano. In particolare è necessario conoscere le dimensioni geometriche, la quantità di armatura longitudinale, la quantità di armatura trasversale, ed avere una stima delle proprietà meccaniche dei materiali (resistenza a compressione del calcestruzzo e resistenza a trazione dell'acciaio).

Per l'edificio in analisi, come pilastro "tipo" è stato scelto il pilastro n.44 evidenziato in

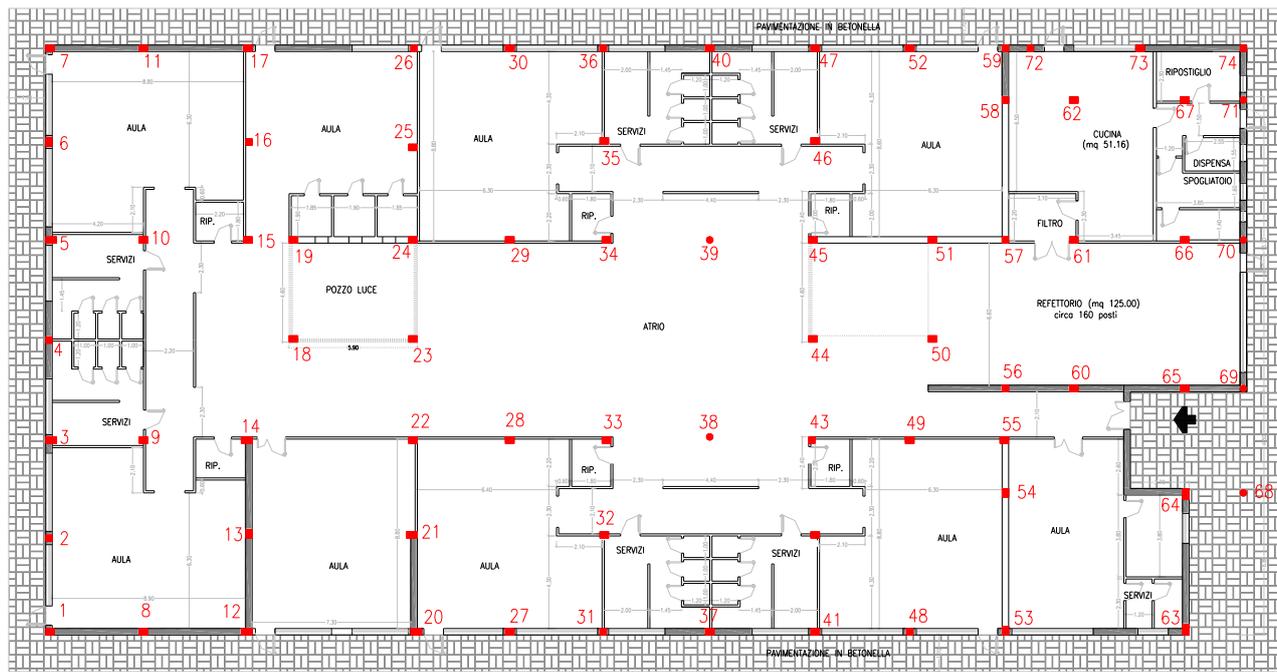


Figura 4.

A partire dalle indicazioni progettuali e verificando in situ mediante indagini non distruttive sono stati considerati i seguenti materiali:

- calcestruzzo armato C20/25
- acciaio per armature FeB44K

Le dimensioni e la quantità di armatura longitudinale e trasversale del pilastro tipo ai vari piani del fabbricato sono riportati in Tabella 1.

Tabella 1. Dimensioni e quantità di armatura del pilastro "tipo".

	Primo Livello
Dimensioni [cm]	40 x 30
A_s [cm ²]	6.78 (6Ø12)
A_{sW} [cm ²]	1.01 (Ø8/18")

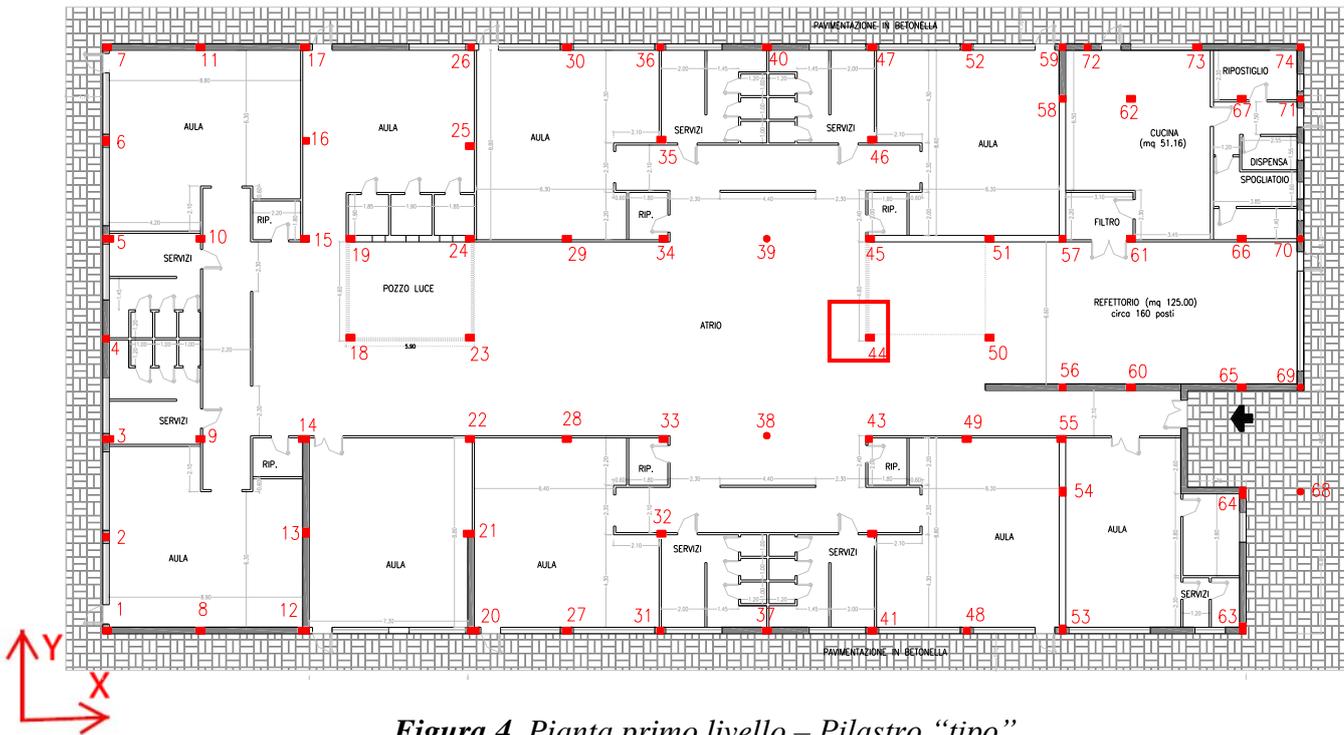


Figura 4. Pianta primo livello – Pilastro “tipo”.

Facendo riferimento alla modalità di rottura per taglio, sulla base della proprietà meccaniche dei materiali e delle quantità di armatura è possibile calcolare il momento resistente, $M_{pil,tipo,i}$ ottenuto attraverso i domini di interazione N-M per l’assegnato sforzo normale, $N_{pil,tipo,i}$ agente alla base del pilastro tipo. Lo sforzo normale è stato ricavato attraverso un’analisi dei carichi, tenendo conto dei soli carichi permanenti del solaio e dei pesi propri dei pilastri. Il calcolo del momento resistente del pilastro tipo deve essere effettuato in entrambe le direzioni principali del pilastro e/o dell’edificio x ed y. Lo sforzo normale ed i momenti resistenti, lungo le due direzioni principali dell’edificio per il pilastro tipo, ai vari piani, sono riportati in Tabella 2.

Tabella 2. Sforzo normale $N_{pil,tipo,i}$ e momenti resistenti $M_{pil,tipo,i}$ lungo le direzioni principali del pilastro tipo.

	Primo Livello
$N_{pil,tipo,i}$ [kN]	126.90
$M_{pil,tipo,i}^x$ [kNm]	61.51
$M_{pil,tipo,i}^y$ [kNm]	45.59

Considerando, poi, per il pilastro uno schema statico incastro-incastro scorrevole, i suoi tagli resistenti (nell’ipotesi di meccanismo duttile per flessione), $V_{flex,tipo,i}^x$ e $V_{flex,tipo,i}^y$, sono dati da:

$$V_{flex,tipo,i}^x = \frac{2 \cdot M_{pil,tipo,i}^x}{h_i} \quad V_{flex,tipo,i}^y = \frac{2 \cdot M_{pil,tipo,i}^y}{h_i}$$

dove $M_{pil,tipo,i}^x$ e $M_{pil,tipo,i}^y$ sono i momenti resistenti del pilastro tipo nelle direzioni x ed y rispettivamente, e h_i è l'altezza del piano i-esimo. Facendo riferimento ad una rottura fragile per taglio, la resistenza del pilastro tipo del piano i-esimo da valutare nelle direzioni x ed y è data da:

$$V_{Rd,tipo,i} = \min(V_{Rc}, V_{Rs})$$

dove V_{Rcd} e V_{Rsd} sono, rispettivamente, la resistenza a taglio compressione del calcestruzzo e la resistenza a taglio trazione dell'armatura trasversale (staffe) determinate in accordo con il par. 4.1.2.1.3 del D.M. '08 [5].

I tagli resistenti del pilastro tipo del piano i-esimo nelle direzioni x e y, sono dati rispettivamente dalle seguenti relazioni:

$$V_{pil,tipo,i}^x = \min(V_{flex,tipo,i}^x, V_{Rd,tipo,i}^x) \quad V_{pil,tipo,i}^y = \min(V_{flex,tipo,i}^y, V_{Rd,tipo,i}^y)$$

Si riportano in Tabella 3 i valori ottenuti per i diversi piani dell'edificio:

Tabella 3. Tagli resistenti del pilastro "tipo" nelle direzioni x e y.

	Primo Livello
$V_{pil,tipo,i}^x$ [kN]	38
$V_{pil,tipo,i}^y$ [kN]	28

A partire dai tagli resistenti del pilastro tipo $V_{pil,tipo,i}^x$ e $V_{pil,tipo,i}^y$ è possibile ricavare quelli di tutti i pilastri del generico piano i-esimo avvalendosi di due differenti ipotesi semplificative.

Nel caso di crisi per flessione si sfrutta l'ipotesi di proporzionalità diretta tra il taglio ed il momento d'inerzia della sezione di singoli pilastri. Tradotto analiticamente, ciò significa che i tagli resistenti del generico pilastro n-esimo del piano i-esimo nelle direzioni x ed y, $V_{pil,n,i}^x$ e $V_{pil,n,i}^y$, saranno dati rispettivamente dalle seguenti relazioni:

$$V_{pil,n,i}^x = V_{pil,tipo,i}^x \cdot \frac{J_{y,n,i}}{J_{y,tipo,i}} \quad V_{pil,n,i}^y = V_{pil,tipo,i}^y \cdot \frac{J_{x,n,i}}{J_{x,tipo,i}}$$

dove: $J_{x,n,i}$ e $J_{y,n,i}$ sono rispettivamente i momenti d'inerzia della sezione del generico pilastro n-esimo attorno agli assi x ed y; $J_{x,tipo,i}$ e $J_{y,tipo,i}$ sono rispettivamente i momenti d'inerzia della sezione del pilastro tipo attorno agli assi x ed y.

Nel caso, invece, di crisi per taglio si sfrutta l'ipotesi di proporzionalità diretta tra il taglio e la dimensione della sezione del pilastro nella direzione considerata. Tradotto analiticamente, ciò significa che i tagli resistenti del generico pilastro n-esimo del piano i-esimo nelle direzioni x ed y, $V_{pil,n,i}^x$ e $V_{pil,n,i}^y$, saranno dati rispettivamente dalle seguenti relazioni:

$$V_{pil,n,i}^x = V_{pil,tipo,i}^x \cdot \frac{dx_{n,i}}{dx_{tipo,i}} \quad V_{pil,n,i}^y = V_{pil,tipo,i}^y \cdot \frac{dy_{n,i}}{dy_{tipo,i}}$$

dove: $dx_{n,i}$ e $dy_{n,i}$ sono rispettivamente le dimensioni della sezione del generico pilastro n-esimo lungo gli assi x ed y; $dx_{tipo,i}$ e $dy_{tipo,i}$ sono rispettivamente le dimensioni della sezione del pilastro tipo attorno lungo gli assi x ed y.

In presenza di setti in calcestruzzo armato, per ogni piano va valutato il contributo al taglio resistente, $V_{setto,tipo,i}$, attraverso le seguenti relazioni:

$$V_{setto,tipo,i} = \min(V_{Rc}, V_{Rs})$$

dove V_{Rc} e V_{Rs} sono, rispettivamente, la resistenza a taglio compressione del calcestruzzo dell'anima e la resistenza a taglio trazione dell'armatura dell'anima determinate in accordo con il par. 7.4.4.5.2.2 del D.M. '08 [5].

Si riportano in Tabella 4 i valori ottenuti:

Tabella 4. Contributo dei setti al taglio resistente.

	Primo Livello
$V_{setto,tipo,i}$ [kN]	-

A partire dal taglio resistente del setto tipo, $V_{setto,tipo,i}$, si ricavano quelli di tutti i setti del generico piano i-esimo avvalendosi dell'ipotesi semplificativa di proporzionalità diretta tra il taglio e l'area della sezione dei singoli setti. Tradotto analiticamente, ciò significa che il taglio resistente del generico setto n-esimo del piano i-esimo, $V_{setto,n,i}$ sarà dato da:

$$V_{setto,n,i} = V_{setto,tipo,i} \cdot \frac{A_{n,i}}{A_{tipo,i}}$$

dove: $A_{n,i}$ è l'area della sezione del generico setto n-esimo, $A_{tipo,i}$ è l'area della sezione del setto tipo. I tagli resistenti complessivi del piano i-esimo nelle direzioni x ed y, $V_{r,i}^x$ e $V_{r,i}^y$ sono ottenuti come la sommatoria dei tagli resistenti dei singoli pilastri e dei singoli setti:

$$V_{r,i}^x = \sum_{n=1}^{NP} V_{pil,n,i}^x + \sum_{n=1}^{NS_x} V_{setto,n,i} \quad V_{r,i}^y = \sum_{n=1}^{NP} V_{pil,n,i}^y + \sum_{n=1}^{NS_y} V_{setto,n,i}$$

dove NP è il numero di pilastri del generico piano i-esimo, NS_x e NS_y sono i numeri di setti del generico piano i-esimo orientati, rispettivamente, in direzione x ed y.

Si adotta come taglio resistente del generico piano i-esimo, $V_{r,i}$, il minimo tra quello in direzione x e quello in direzione y:

$$V_{r,i} = \min(V_{r,i}^x, V_{r,i}^y)$$

E' possibile confrontare il taglio resistente a tutti i piani, $V_{r,i}$, con il taglio sollecitante, $V_{s,i}$, ottenuto applicando alla struttura una distribuzione di forze statiche equivalenti ottenuta considerando un'accelerazione spettrale unitaria. In termini analitici, la forza da applicare alla generica massa di piano i-esima dell'edificio è data dalla seguente relazione:

$$F_i = 1g \cdot \frac{W}{g} \cdot \frac{z_i \cdot W_i}{\sum_{j=1}^N z_j \cdot W_j}$$

dove z_i , W_i , z_j , W_j sono, rispettivamente, la quota rispetto al piano di fondazione ed il peso del piano i -esimo e j -esimo, g è l'accelerazione di gravità e W è il peso totale dell'edificio:

$$W = \sum_{i=1}^N W_i$$

Il taglio sollecitante del generico piano i -esimo è pari alla sommatoria delle forze applicate ai piani sovrastanti:

$$V_{s,i} = \sum_{k=1}^N F_k$$

I rapporti tra i tagli resistenti e sollecitanti permettono di individuare il piano più debole (quello con il valore minimo di tale rapporto) e di definire la resistenza dell'edificio in termini di accelerazione spettrale (S_a). Si riportano in Tabella 5 i valori dei tagli resistenti, dei tagli sollecitanti e dei rapporti tra essi, per ogni piano dell'edificio:

Tabella 5. Valori dei tagli resistenti e tagli sollecitanti.

	Primo Livello
V_r [kN]	2271.02
V_s [kN]	9390.72
V_r / V_s	0.242

Nel caso in esame il piano debole risulta essere il Primo Livello, caratterizzato da un taglio resistente di 2271.02 kN.

Di conseguenza la pseudo-accelerazione risulta pari a $S_a = 0.242g$.

Tale valore di accelerazione è tuttavia fortemente convenzionale, poiché non considera la reale complessità della costruzione in esame.

7.2. Calcolo del coefficiente riduttivo della resistenza del fabbricato (Crid)

L'adeguamento della capacità convenzionale ad un valore realistico viene effettuata facendo uso di dieci degli undici parametri contenuti nella scheda di vulnerabilità sismica di II livello [3]; viene escluso solamente il parametro che calcola la capacità resistente del fabbricato (parametro n°3), in quanto già valutata. I parametri sono utilizzati per ottenere un coefficiente riduttivo della resistenza del fabbricato. Si analizzano i singoli parametri indicando per ognuno di essi la classe di appartenenza in accordo con il manuale per la compilazione della scheda di vulnerabilità sismica GNDT di II livello della Regione Marche [6]:

Parametro 1. Tipo ed organizzazione del sistema resistente

Si definisce sistema resistente principale quello che assume su di sé più del 70% delle azioni orizzontali.

La valutazione del sistema resistente principale è necessaria ai fini dell'assegnazione della classe.

Classe		
A	<p>Struttura rigida-resistente. Edifici che ricadono in una delle seguenti categorie:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) Edifici con sistema resistente principale costituito da pareti, pannelli in c.a. o murature armate. 2) Edifici con sistema resistente principale costituito da telai di c.a. e murature consistenti, efficienti e ben collegate ai campi di telaio, tali cioè da soddisfare i seguenti requisiti: <ol style="list-style-type: none"> a) sono formate da elementi robusti (mattoni pieni o semipieni, blocchi con inerti di cls o argilla espansa, pietre naturali o artificiali piene e squadrate – anche grossolanamente – quali tufi, calcari, ecc.) con malta di buona fattura; b) le aperture sono di forma “compatta” (quindi senza angoli concavi o troppo allungate) e non superano il 30% della superficie della muratura; c) il rapporto fra altezza e spessore è inferiore a 20; d) le tamponature non hanno distacchi dal telaio superiori ad 1 cm; e) le tamponature non aggettano, rispetto al filo esterno del telaio, di più del 20% dello spessore. <p>Intorno ai campi di muratura devono essere presenti dei telai formati da travi e pilastri senza soluzione di continuità le cui sezioni trasversali non devono avere un'area inferiore a 25 b, con b paragonabile allo spessore della muratura (in cm.).</p>	X

Parametro 2. Qualità del sistema resistente

Il giudizio sulla qualità del sistema resistente è dato sulla base dei seguenti gruppi di informazioni:

- a) Tipo e qualità dei materiali usati.
- b) Caratteristiche di esecuzione dell'opera.
- c) Caratteristiche di progettazione dell'opera.

Per ciò che riguarda il primo gruppo, oltre alla visione diretta dei materiali -ove possibile- sono di grande ausilio la conoscenza dell'età della costruzione e l'accertamento dello stato di degrado dell'edificio in generale. Per il secondo gruppo di informazioni, oltre all'accertamento diretto, è importante conoscere il tipo di modalità costruttive in uso nella zona (eventualmente distinte per periodi di tempo) e quelle più frequentemente adottate dal costruttore (meglio se corredate da notizie sulle scelte più frequentemente adottate dal direttore dei lavori). Il terzo gruppo di informazioni è relativo al livello di progettazione, accertabile non solo dall'esame diretto degli elaborati, ove disponibile, ma anche indirettamente, attraverso notizie sul tipo di scelte più frequentemente operate dal progettista, in special modo per ciò che riguarda i dettagli costruttivi, attraverso notizie sui tipi di progettazione correnti in zona (anche in questo caso distinti per periodi di tempo). Una considerazione di grande peso nel giudizio sulla qualità proviene dall'accertamento -in zona- di un'esperienza e una “coscienza” sismica, che è ad esempio alta in aree da tempo dichiarate sismiche e/o che sperimentano frequenti terremoti di una certa intensità ed è presumibilmente bassa in aree che, viceversa, sono state dichiarate sismiche solo recentemente e/o hanno sperimentato solo pochi (magari molto intensi) terremoti nel passato e in cui è dimenticata l'importanza del fenomeno.

Classe		
A	<p>Il calcestruzzo usato (visibile ad es. nei seminterrati, nei sottotetti, ecc.) appare di consistenza buona, privo di grandi zone "a vespaio", duro alla scalfittura e ben eseguito (con rappezzi limitati e radi). Le riprese di getto sono appena visibili e ben eseguite.</p> <p>L'acciaio è in barre ad aderenza migliorata (informazione desunta da elementi di progetto), non in vista e non ossidate.</p> <p>Le murature sono costituite da elementi compatti e non degradati, la malta non è degradata e non si asporta facilmente.</p> <p>Le informazioni disponibili escludono cattive modalità esecutive e/o procedimenti o scelte progettuali errati in zona.</p>	X

Parametro 4. Posizione dell'edificio e fondazioni

Gli aspetti da prendere in esame sono:

- 1) Esistenza (o meno) di fondazioni e loro tipologia.
- 2) Caratteristiche del terreno.

Classe		
B	Edifici non classificabili in A o C.	X

Parametro 5. Orizzontamenti

Criteri di definizione

I requisiti a cui deve soddisfare un orizzontamento per il funzionamento come diaframma sono di due tipi:

- a) funzionamento a lastra ed elevata rigidezza per deformazioni nel suo piano (perciò buona connessione degli elementi costruttivi);
- b) efficace collegamento agli elementi verticali resistenti.

Classe		
A	<p>Rigidi e ben collegati.</p> <p>Edifici i cui orizzontamenti rientrano in uno dei casi elencati nei "criteri di definizione" (per almeno il 70% della loro superficie).</p>	X

Parametro 6. Configurazione planimetrica

Criteri di definizione

La definizione della configurazione planimetrica è legata a:

1. Distribuzione delle masse e delle rigidezze.
2. Forma in pianta.

Le informazioni importanti per ciò che riguarda il punto 1) sono:

- a) la componente dell'eccentricità, e , fra baricentro delle masse e centro delle rigidezze valutata (in modo anche approssimato) nel piano di verifica e nella direzione in cui il rapporto $\beta_3=e/d$ è massimo (d è la dimensione in pianta dell'edificio nella direzione considerata);
- b) l'arretramento Δd del sistema resistente, rispetto al perimetro dell'edificio in pianta, valutato nel piano di verifica e nella direzione in cui il rapporto $\beta_4=\Delta d/d$ è massimo;

- c) il rapporto $\beta_1=a/l$ fra il lato corto a e lato lungo l in pianta, valutato nel piano di verifica; esso tiene conto di un ulteriore contributo all'eccentricità dovuto prevalentemente a sfavorevoli distribuzioni di carichi accidentali.

Le informazioni importanti per ciò che riguarda il punto 2) sono:

- a) la presenza e la forma delle appendici in pianta;
 b) le dimensioni delle appendici (per essere considerate devono essere parte integrante del corpo di fabbrica con superficie in pianta $\geq 10\%$ della superficie totale).

Classe		
A	<p>Regolare. Si definisce regolare una pianta che soddisfa tutti i seguenti requisiti:</p> <p>1) (per ciò che riguarda la distribuzione di masse e rigidezze):</p> <p>a) Il rapporto massimo e/d è inferiore a 0.20;</p> <p>b) Almeno il 70% degli elementi resistenti segue il perimetro della pianta compresi gli aggetti tamponati con un arretramento Δd inferiore a 0.1 (0.2 per gli oggetti non tamponati) della dimensione d;</p> <p>c) Il rapporto fra lato corto a e lato lungo l del rettangolo "circoscritto" alla pianta è superiore a 0.4.</p> <p>2) (per ciò che riguarda la forma): Per le appendici in pianta il rapporto minimo fra larghezza c e sporgenza b è > 0.5.</p>	X

Parametro 7. Configurazione in elevazione

Criteri di definizione

Il primo criterio è basato sulle semplificazioni di calcolo proposte dal S.E.A.O.C., facendo riferimento ad uno schema di una "base" di larghezza b ed una "torre" di larghezza t ed altezza T , mentre tutto l'edificio (base + torre) è di altezza H .

Per valutare le variazioni di massa (dovute eventualmente anche alla presenza di portici) si tiene conto del rapporto: $\pm \Delta M/M$ in cui:

- ΔM è la variazione di massa fra due piani successivi
 - con il segno + se si tratta di aumento
 - con il segno - se si tratta di diminuzione (verso l'alto)
- M è la massa del piano inferiore.

Il caso da valutare è quello più sfavorevole. Variazioni percentuali inferiori al 10% possono essere valutate come nulle.

Il secondo criterio è basato su variazioni nel sistema resistente (definito nel parametro 1), che possono essere di due tipi:

- a) differenze di livello nel tipo strutturale del sistema resistente principale;
 b) differenze nell'ambito dello stesso livello, dovute alla diversa quantità e/o tipo di elementi resistenti.

Mentre le variazioni da sistema resistente meno rigido a più rigido (dal basso verso l'alto) elevano notevolmente la richiesta di duttilità e vanno penalizzate in maniera considerevole (come riportato

nella tabella), le variazioni di segno opposto sono meno pericolose dal punto di vista della vulnerabilità (conducono generalmente all'esaltazione di alcuni modi di vibrazione).

Il terzo criterio tiene conto di possibili distribuzioni favorevoli dal punto di vista del comportamento dinamico (piramidi, cono o tronchi, ecc.) o sfavorevoli (masse crescenti verso l'alto, es.: presenza di portici).

Classe		
A	Non ci sono variazioni significative nel sistema resistente (parametro 1) fra due piani successivi. Non esistono rilevanti variazioni nella distribuzione di massa in elevazione sopra il piano di verifica e comunque gli aumenti sono entro il 20%. Il rapporto T/H è inferiore a 0.1 o superiore a 0.9.	X

Parametro 8. Collegamenti ed elementi critici

Criteri di definizione

Sono definite collegamenti le zone di connessione fra gli elementi strutturali (nodi trave-pilastro, zone di unione trave-solaio, nodi fondazione-pilastri o pareti, giunti fra gli elementi strutturali se prefabbricati).

Sono definiti elementi critici tutti quelli di primaria importanza per la resistenza alle azioni sismiche. Rientrano in questa definizione quasi tutti i collegamenti (possono essere esclusi i nodi trave-pilastro centrali e ben confinati, quasi tutte le zone di unione trave-solaio); i pilastri; le pareti di c.a.; i pannelli di c.a.; tutti gli elementi che abbiano una forza media di compressione superiore al 15% di quella ultima; gli elementi tozzi.

Classe		
A	<p>Buono. Edifici i cui collegamenti ed elementi critici soddisfano, tutti, i seguenti requisiti:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) Nodi trave-pilastro gettati in opera o prefabbricati: <ol style="list-style-type: none"> a) la larghezza della trave non è superiore a quella del pilastro più il 20% su ogni lato, oppure la larghezza della trave non è superiore a quella del pilastro più la metà dell'altezza della trave su ogni lato; b) l'eccentricità fra gli assi della trave e del pilastro non supera il 20% del minimo fra le larghezze dei due elementi; c) gli assi delle travi che si affacciano al nodo non distano in pianta più del 30% della dimensione trasversale del pilastro. 2) Giunti in elementi prefabbricati: <ol style="list-style-type: none"> a) nel caso di semplice appoggio, esistono dei ritegni (spinotti o risalti o simili) oppure degli impedimenti di altro tipo (collegamenti esterni robusti e rigidi) che si oppongono all'allontanamento degli elementi a contatto, in ogni direzione; b) esistono saldature o incollaggi o armature tali da far classificare il giunto come organizzato. 1) Per i pilastri, con compressione media superiore al 15% della forza ultima, la dimensione minore è superiore a 25 cm. 2) Pareti o pannelli di c.a.: <ol style="list-style-type: none"> a) lo spessore non è inferiore a 12 cm. b) il rapporto fra altezza e spessore non è superiore a 25. 	X

Parametro 9. Elementi con bassa duttilità

Criteri di definizione

Il parametro tiene conto dei casi in cui il comportamento dell'edificio o di parti di esso è reso critico da elementi fragili, e/o notevolmente rigidi e relativamente poco duttili.

I "criteri di definizione" sono di due tipi:

- a) l'altezza libera dell'elemento resistente;
- b) l'elevata richiesta di duttilità.

Il criterio di definizione principale è il primo.

La richiesta di duttilità è elevata, ad esempio, nei piani pilotis, nelle zone lontane (in pianta) dal centro di rotazione in edifici con elevata irregolarità, ecc.

Classe		
A	Assenti Edifici che non sono classificabili ai livelli B o C.	X

Parametro 10. Elementi non strutturali

Criteri di definizione

I criteri per la classificazione sono due:

- 1) Esistenza o meno di collegamenti reagenti anche a trazione (armature, colle, tasselli o simili).
- 2) Stabilità alle azioni sismiche (anche in mancanza di collegamenti).

Gli elementi non strutturali possono essere divisi in due gruppi:

- 1) Elementi che possono cadere all'esterno (tamponature, cornicioni, comignoli, parapetti). Saranno chiamati brevemente esterni.
- 2) Elementi che possono cadere solo all'interno (tramezzi, mobili, oggetti appesi al soffitto o ai tramezzi). Saranno brevemente chiamati interni.

Classe		
A	Collegati. Gli elementi esterni sono generalmente collegati in maniera efficiente. Gli elementi interni sono generalmente stabili anche se non collegati.	X

Parametro 11. Stato di fatto

Criteri di definizione

Gli elementi di cui occorre valutare l'integrità sono (in ordine di importanza):

- 1) Elementi resistenti in elevazione (pilastri, pareti, tamponature, travi, solai). Devono essere considerati, in particolare, gli elementi classificati come critici (parametro 9).
- 2) Elementi resistenti in fondazione.
- 3) Elementi non strutturali (parametro 10)

Classe		
B	Edifici non classificabili ai livelli A o C	X

Si riportano in Tabella 6 le classi di vulnerabilità relative all'edificio oggetto di analisi:

Tabella 6. Classi di vulnerabilità.

N°	Parametri	Classe
1	1. Tipo ed organizzazione del sistema resistente	A
2	2. Qualità del sistema resistente	A
3	4. Posizione dell'edificio e fondazioni	B
4	5. Orizzontamenti	A
5	6. Configurazione planimetrica	A
6	7. Configurazione in elevazione	A
7	8. Collegamenti ed elementi critici	A
8	9. Elementi con bassa duttilità	A
9	10. Elementi non strutturali	A
10	11. Stato di fatto	B

Definite le classi di vulnerabilità relative all'edificio in oggetto, in accordo con il manuale per la compilazione della scheda di vulnerabilità sismica GNDT di II livello della Regione Marche [6], al generico parametro i -esimo corrisponderà univocamente un solo punteggio, p_i , ed un peso unitario. Pertanto, per ogni parametro, i diversi prodotti K_i sono esattamente uguali ai punteggi p_i :

$$K_i = p_i$$

Gli stessi punteggi devono essere valutati anche nell'ipotesi che l'edificio in esame abbia tutti i parametri in classe C e l'ultimo in classe D:

$$K_i(C) = p_i(C) \text{ per } i = 1 \dots 9$$

$$K_{10}(D) = p_{10}(D)$$

Questi ultimi prodotti o punteggi devono essere sommati per ottenere la sommatoria, K_{pegg} :

$$K_{pegg} = \sum_{i=1}^9 K_i(C) + K_{10}(D)$$

Il coefficiente riduttivo C_{rid} , si determina attraverso la seguente relazione:

$$C_{rid} = \prod_{i=1}^{10} \left(1 - \alpha \cdot \frac{K_i}{K_{pegg}} \right)$$

dove α è un coefficiente di calibrazione; al variare di tale parametro viene stabilito il limite inferiore (tutti i parametri in classe C e l'ultimo in classe D) dell'intervallo di variazione del coefficiente riduttivo, C_{rid} . Il limite superiore (tutti i parametri in classe A), invece, è fisso ed è pari

all'unità. Facendo uso di metodologie di riferimento riconosciute [1,2], α è stato definito in modo tale da fornire un limite inferiore di C_{rid} pari a 0.5:

C_{rid}	
Limite inferiore	0.50
Edificio in esame	0.95
Limite superiore	1.00

Il limite inferiore è stato fissato ad un valore di 0.5 per un valore del coefficiente di calibrazione α , pari a 0.66.

L'accelerazione spettrale, precedentemente determinata, viene ridotta mediante il coefficiente C_{rid} :

$$S_{a,c} = C_{rid} \cdot S_a$$

Pertanto la pseudo-accelerazione di collasso dell'edificio è $S_{a,c} = 0.229g$

7.3. Calcolo dell'accelerazione al suolo di collasso dell'edificio (PGA_c)

Il passaggio dalla pseudo-accelerazione ($S_{a,c} = 0.229g$) all'accelerazione al suolo che porta a collasso la struttura, PGA_c , è stabilito dalla seguente relazione [1,2]:

$$PGA_c = \frac{S_{a,c}}{\alpha_{PM} \cdot \alpha_{AD} \cdot \alpha_{DT} \cdot \left(\frac{1}{\alpha_{DUC}} \right)}$$

dove α_{PM} è il coefficiente di partecipazione modale, α_{AD} è il coefficiente di amplificazione spettrale, α_{DT} è un coefficiente che tiene conto dei fenomeni dissipativi, α_{DUC} è il fattore di struttura. I valori assunti per tali parametri sono riportati in Tabella 7:

Tabella 7. Parametri per il calcolo della PGA_c .

Parametri	Valori
α_{PM}	1.0
α_{AD}	2.5
α_{DT}	0.8
α_{DUC}	3.0

L'accelerazione al suolo di collasso dell'edificio in esame è $PGA_c = 0.344g$.

8. *Vulnerabilità e confronto Domanda – Offerta*

I valori di riferimento ottenuti dalla compilazione della scheda e dalla valutazione statistica della *PGA* sono i seguenti:

- $PGA_C = 0.344g$
- $PGA_D(SLV) = a_g \cdot S_T \cdot S_S = 0.204g \cdot 1.0 \cdot 1.397 = 0.285g$ relativamente a $T_R = 712$ anni
- $PGA_C / PGA_D(SLV) = 1.207$

La capacità resistente corrisponde pertanto al **120.7%** dell'accelerazione attesa, relativamente allo stato limite di salvaguardia della vita.

9. *Classificazione RE.SIS.TO®*

Al fine di migliorare la percezione dei risultati dell'analisi si introduce una classificazione semplificata denominata *RE.SIS.TO®* (acronimo di Resistenza Sismica Totale). La rappresentazione viene effettuata mediante una scala cromatica (utilizzando i colori dal rosso al verde) ed assegnando delle Classi Qualitative da I a V assegnate in funzione:

- 1) del rapporto PGA_C / PGA_D (vedi tabella seguente)
- 2) delle eventuali vulnerabilità locali riscontrate durante i sopralluoghi e ritenute significative

PGA_C / PGA_D	Classe di resistenza
0% - 25%	V
25% - 50%	IV
50% - 75%	III
75% - 100%	II
> 100%	I

Per l'edificio in esame risulta:

- $\frac{PGA_C}{PGA_D} = 120.7\%$
- non sono state rilevate criticità locali tali da poter alterare significativamente la vulnerabilità del sistema.

In base ai risultati ottenuti, l'edificio si trova in **Classe I**.



10. Possibili interventi

Sulla base delle vulnerabilità osservate, si consiglia di svolgere un'analisi di vulnerabilità sismica globale dell'edificio al fine di individuare un più corretto comportamento in caso di sisma.

11. Riferimenti normativi e bibliografici

- [1] Dolce M., Masi A., Moroni C., Liberatore D., Laterza M., Ponzo F., Cacosso A., D'Alessandro G., Faggella M., Gigliotti R., Perillo G., Samela L., Santarsiero G., Spera G., Suano P., Vona M., 2004. Valutazione della vulnerabilità sismica di edifici scolastici della Provincia di Potenza. *XI Congresso Nazionale "L'ingegneria Sismica in Italia"*. 25-29 Gennaio, Genova.
- [2] Dolce M., Moroni C., 2005. La valutazione della Vulnerabilità e del Rischio Sismico degli Edifici Pubblici mediante le procedure VC e VM. *Progetto SAVE, Atti di Dipartimento, vol n. 4*.
- [3] Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti, 1994. *Schede di 1° e 2° livello di vulnerabilità e di rilevamento del danno (edifici in c.a. e muratura)*.
- [4] Ministero Infrastrutture e Trasporti, Circolare n. 617 del 2 febbraio 2009. *Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008*, G.U. 26-2-2009, N. 47 - suppl.ord. N. 27.
- [5] Ministero Infrastrutture e Trasporti, D.M. 14 gennaio 2008. *Norme Tecniche per le Costruzioni*, G.U. 4-2-2008, N. 29.
- [6] Regione Marche, 2004. *Manuale per la compilazione della scheda GNDT/CNR di II livello per edifici in calcestruzzo armato*.

1. Allegato 1: scheda di sintesi

SCUOLA MATERNA					
					
		Nome della scuola e corpo	Edificio 5 –Scuola Materna		
		Indirizzo	Via Virgilio, Sant'Egidio alla Vibrata		
		Anno di costruzione	Primi anni 90'		
		Tipologia strutturale	Telai monodirezionale in calcestruzzo armato gettato in opera		
Breve descrizione della struttura	La struttura portante è costituita da telai monodirezionali in calcestruzzo armato gettato in opera con solaio di copertura in latero-cemento. L'armatura risulta essere realizzata mediante barre ad aderenza migliorata.				
N° di piani	1 (primo livello)				
Area di piano media [m²]	1447				
Peso di piano medio [kN]	8682				
PARAMETRI DI VULNERABILITA'					
N°	Parametro	Classe	Punteggio	Peso	
1	Tipo ed organizzazione del sistema resistente	A	0.00	1.00	
2	Qualità del sistema resistente	A	0.00	1.00	
4	Posizione dell'edificio e fondazioni	B	-0.25	1.00	
5	Orizzontamenti	A	0.00	1.00	
6	Configurazione planimetrica	A	0.00	1.00	
7	Configurazione in elevazione	A	0.00	1.00	
8	Collegamenti ed elementi critici	A	0.00	1.00	
9	Elementi con bassa duttilità	A	0.00	1.00	
10	Elementi non strutturali	A	0.00	1.00	
11	Stato di fatto	B	-0.50	1.00	
Coefficiente riduttivo C_{rid}		Val. effettivo	Lim. Inferiore	Lim. Sup.	
		0.95	0.50	1.00	
Coefficiente di calibrazione α		0.66			
PARAMETRI DI CAPACITA'					
	Primo Livello				
Taglio resistente di piano (pilastri) [kN]	2271.02				
Taglio resistente di piano (setti) [kN]	-				
Piano più sfavorito	X				
Pseudo-accelerazione di collasso [g]	0.229				
Parametri per il calcolo della PGA di collasso	$\alpha_{PM}= 1.0$	$\alpha_{AD}= 2.5$	$\alpha_{DT}= 0.8$	$\alpha_{DUC}=3.0$	
PGA di collasso [g]	0.344				
PARAMETRI DI DOMANDA					
Accelerazione al suolo di domanda	PGA (SLD) [g]	0.126	T_R [anni]	75 anni	
	PGA (SLV) [g]	0.285	T_R [anni]	712 anni	
Rapporto OFFERTA – DOMANDA					
120.7 %					

***DOCUMENTAZIONE
FOTOGRAFICA***





















Bologna, li 06/02/2017

Collaboratori

Ing. Andrea Incerti
Ing. Valentina Rinaldini
Ing. Anna Rosa Tilocca
CIRI – Edilizia e Costruzioni
Scuola di Ingegneria e Architettura
Università di Bologna

Responsabile scientifico

Prof. Ing. Claudio Mazzotti
DICAM
Scuola di Ingegneria e Architettura
Università di Bologna

Direttore del CIRI Edilizia e Costruzioni

Prof. Ing. Claudio Mazzotti
DICAM
Scuola di Ingegneria e Architettura
Università di Bologna

CIRI EDILIZIA E COSTRUZIONI
ALMA MATER STUDIORUM UNIVERSITÀ DI BOLOGNA
Via del Lazzaretto, 13/5 - 40138 - BOLOGNA - ITALIA
C.F. 80007010376 - P.I. 01131710376