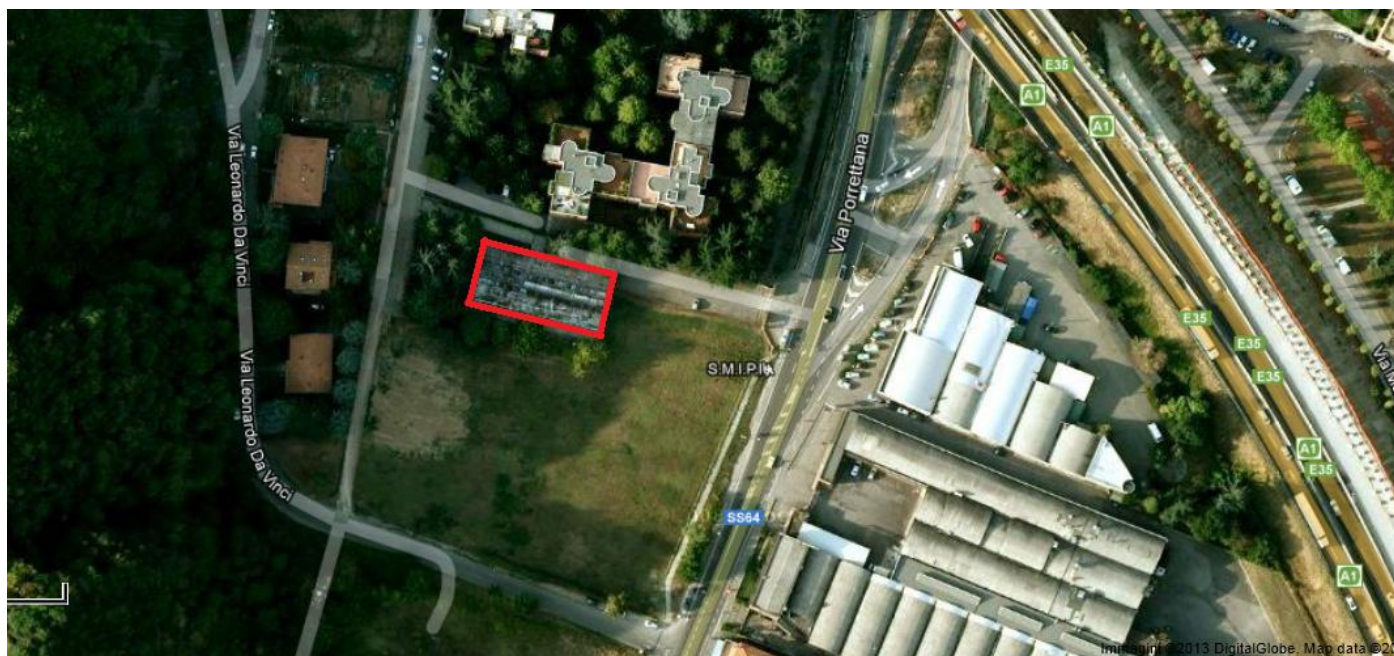


ASILO NIDO “ROBERTO VIGHI”

Casalecchio di Reno - via Puccini, 17

“VALUTAZIONE DI VULNERABILITA' SISMICA”



RELAZIONE TECNICO ILLUSTRATIVA

REDATTA DAL TECNICO

Ing. Marco Rainiero

IL DIRETTORE GENERALE

Ing. Serse Luigi Catani

Bologna, 19 maggio 2013

SOMMARIO

1.	PREMESSA	3
2.	INDIVIDUAZIONE DELL'AREA	4
3.	DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA.....	5
4.	ELEMENTI DI VULNERABILITA' SISMICA.....	7
5.	VALUTAZIONE DELLA DOMANDA	9
6.	STIMA DELLA CAPACITA'	11
6.1	Valutazione del taglio resistente dell'edificio	11
6.2	Calcolo del coefficiente riduttivo del taglio resistente dell'edificio	15
6.3	Calcolo dell'accelerazione al suolo di collasso dell'edificio	21
7.	VULNERABILITA' E CONFRONTO DOMANDA OFFERTA.....	22
8.	POSSIBILI INTERVENTI	23

1. PREMESSA

La presente relazione riguarda la valutazione speditiva della vulnerabilità sismica dell'asilo nido "ROBERTO VIGHI" situato in Via Puccini, 17 a Casalecchio di Reno.

Le valutazioni descritte nel seguito sono sia di carattere globale, ossia relative alla fabbrica nel suo insieme, sia di carattere locale, ossia relative al collasso locale di alcuni macroelementi ritenuti particolarmente vulnerabili, il tutto finalizzato 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.

Tale relazione prende in considerazione una metodologia 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 previo:

- ricerca del materiale cartaceo e in formato informatico relativo all'immobile in 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 [1];

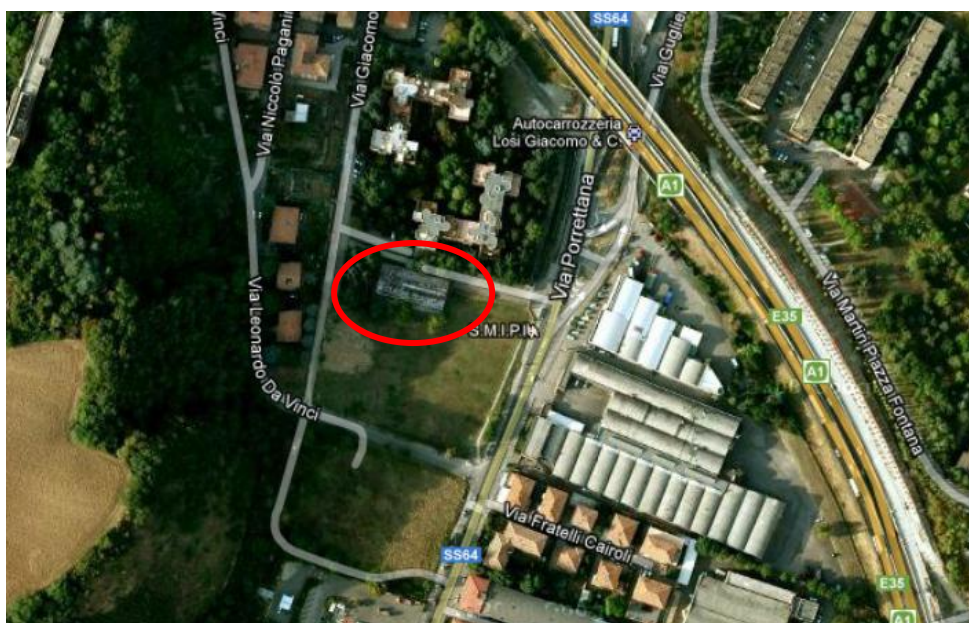
- utilizzo della metodologia speditiva per le Valutazioni di Vulnerabilità sismica, messa a punto con la collaborazione del Centro Interdipartimentale di Ricerca Industriale Edilizia e Costruzioni CIRI – Università di Bologna.

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

2. INDIVIDUAZIONE DELL'AREA

La zona sui cui si erge il fabbricato dell'asilo nido "Roberto Vighi" è posta a Ovest della strada statale n.64 Porrettana. Si tratta di una zona pedecollinare, attualmente residenziale e fortemente antropizzata.

L'area confina ad est con la strada statale 64 ad ovest con la via Puccini. A nord separati da una strada pedonale sorgono fabbricati residenziali, mentre a sud si estendono terreni incolti o comunque liberi da costruzioni.

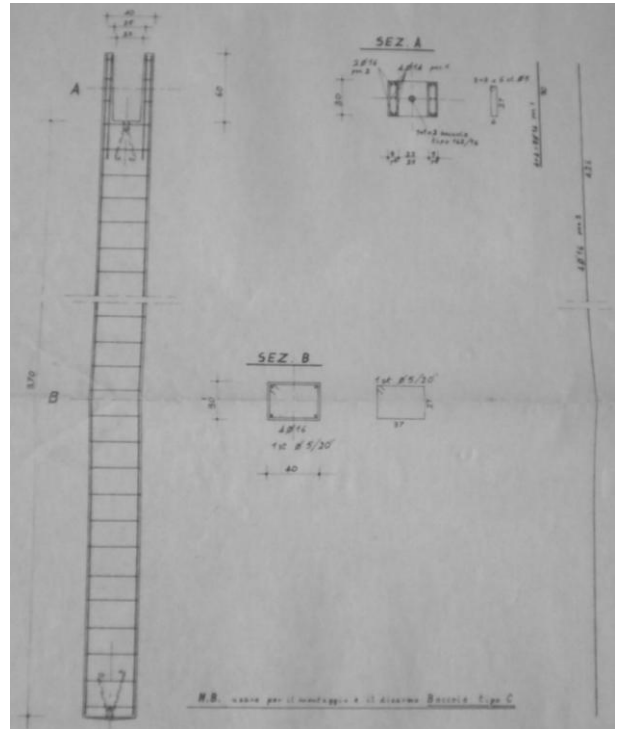


3. DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

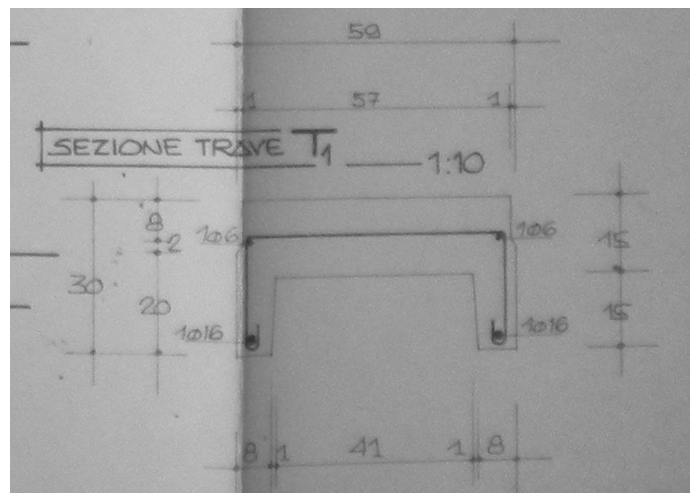
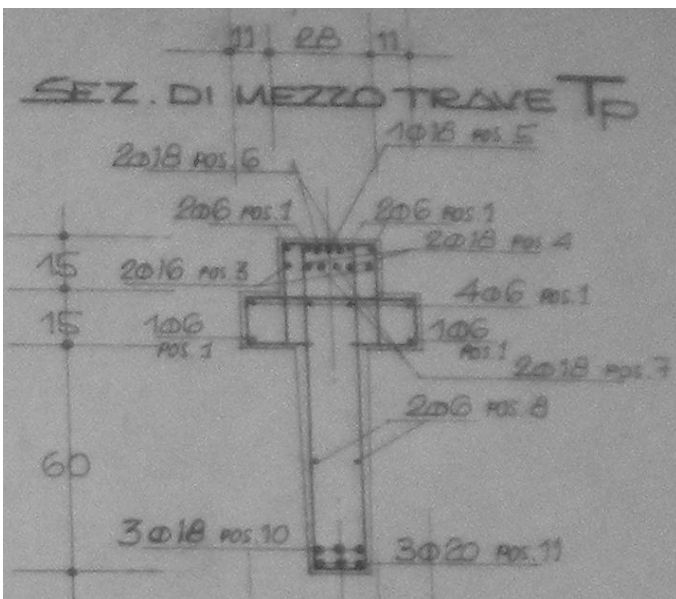
La struttura portante è in cemento armato ad un solo piano e ad elementi prefabbricati, molto semplice. E' costituita da dodici pilastri prefabbricati disposti su due file orizzontali. Perpendicolarmente alle file di pilastri sono ordinate le travi in a T inserite nelle forchette dei pilastri. Nell'immagine in basso si vede il disegno esecutivo delle armature del pilastro.

Ci sono dunque sei travi di correa che appoggiano ciascuna su due pilastri e presentano due tratti a sbalzo rievocando la figura di un Π (pi greco).

In copertura tra le travi sono appoggiati dei copponi a U rovesciata di larghezza 60 cm e nella zona centrale tre pannelli a shield semicircolare.



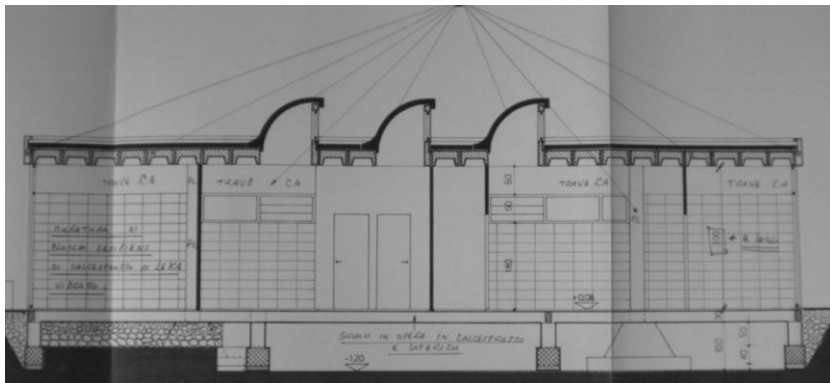
Le travi su cui poggiano i tegoli sono della forma a T o meglio a croce come raffigurato nella seguente immagine a sinistra mentre a destra si vede il tegolo di copertura a U rovesciata.



Le fondazioni sono costituite da plinti con bicchiere isolati e gettati in opera. I divisori degli ambienti invece sono appoggiati su una serie di "cordolini" separati dai plinti della fondazione degli elementi pilastro su cui sorgono dei muretti in mattoni di laterizio. Questi muretti servono anche come appoggio per il solaio del piano terra.

Questa differenza di fondazione è la probabile causa di una serie di lesioni provocate nei muri divisorii degli ambienti. Le lesioni presenti sono ingenti e si riaprono costantemente, indicando che le fondazioni non sono ferme ma sono soggette a spostamenti continui, che possono essere dovuti a vari fenomeni anche contemporanei: rigonfiamenti di terreni argillosi per la presenza di acqua o essiccazione degli stessi per la mancanza di acqua in estate, ecc. Comunque fenomeni che si manifestano in superficie fondamentalmente a causa di un sottodimensionamento della fondazione.

L'immagine a lato, tratta dal progetto originale conservato negli archivi del comune di Casalecchio, rappresenta la sezione trasversale dell'edificio. Si vedono i cordoli che sorreggono solaio e tamponature ed i plinti che sono sfalsati e non collegati. Inoltre appare chiaro come siano disposti i tegoli e gli shield.

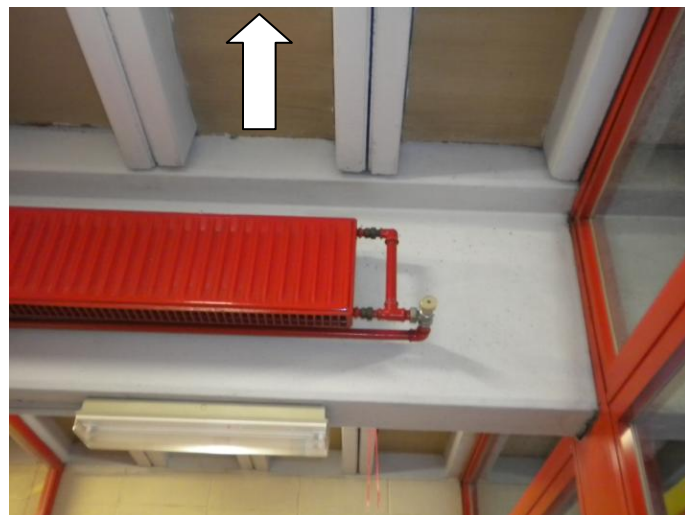


Nell'immagine sotto il prospetto da cui si identifica la forma a Π della struttura.



4. ELEMENTI DI VULNERABILITA' SISMICA

Le parti strutturali del fabbricato, sottoposte ad un attento esame visivo, presentano rare lesioni e ferri scoperti ma nessun abbassamento. Ad un esame geometrico, la struttura risulta addirittura sovradimensionata. Tuttavia nei recenti avvenimenti sismici (sisma Emilia 29 maggio 2012) si è presa coscienza di alcune labilità connaturate con le costruzioni prefabbricate. Il terremoto che il 29 maggio ha colpito le provincie di Modena, Ferrara e Bologna ha messo in luce alcuni aspetti delle costruzioni che sembravano trascurabili in quanto le zone suddette non erano mai state interessate da fenomeni sismici di tale potenza: in pratica le strutture prefabbricate si avvalgono di unioni tra gli elementi portanti che bloccano solo alcuni gradi di libertà, lasciando libere traslazioni e rotazioni che, in condizioni statiche possono essere trascurate, mentre vengono attivate dalle accelerazioni orizzontali o verticali del sisma.



Possibile meccanismo di ribaltamento verso l'esterno della prima trave di copertura e rottura della forchetta del pilastro. La trave è infilata nella forchetta e ne progetto viene segnalato un perno in acciaio ma la sua esistenza non è stata accertata.

Conseguente al meccanismo di ribaltamento della trave, o indipendente da questo e dovuto agli spostamenti delle travi o perdite di verticalità dei pilastri, può verificarsi lo scivolamento dei tegoli di copertura con successiva perdita dell'appoggio

Ulteriori elementi di vulnerabilità sismica sono sicuramente da individuare nei plinti isolati. Infatti il meccanismo provocato dal sisma prevede che l'accelerazione impressa da suolo alla struttura faccia oscillare le masse dell'edificio ma questa oscillazione o la stessa accelerazione potrebbe provocare una traslazione o una rotazione attorno ad uno degli spigoli di base del plinto tanto da mandare fuori asse gli appoggi.

Anche quello dell'espulsione degli elementi di tamponamento è un elemento di pericolosità sismica dell'edificio in questione, ma ancora più probabile è la fuori uscita dalle guide degli infissi scorrevoli situati sulle facciate lunghe del fabbricato. Effettivamente questa eventualità si è già manifestata. Gli infissi costituiti da grosse vetratte delle dimensioni di circa 2,5x2,5 metri scivolano su una doppia guida a pavimento e a soffitto.



L'abbassamento della guida a pavimento dovuto ad un piccolo cedimento fondale ha consentito all'infilso di uscire dalle corsie, e quindi in condizioni di equilibrio instabile di ribaltarsi.

In un edificio prefabbricato come questo anche i cornicioni e le travi di chiusura sono appoggiate e per questo motivo soggette a spostamenti che mandandoli fuori asse possono determinarne la caduta.

Come si vede il cornicione o meglio la trave di chiusura è appoggiata o fissata con ganci che non sono stati progettati per resistere agli sforzi taglienti determinati da una eventuale azione sismica. Pertanto questi elementi possono essere espulsi per tranciamento del gancio di collegamento.



Inoltre sull'edificio in esame si sono riscontrate numerose lesioni sulle murature di tamponamento o sui tramezzi di divisione. Probabilmente queste sono dovute a cedimenti differenziali delle fondazioni. In alcuni casi addirittura si è constatata, dall'esame del progetto, la mancanza di una fondazione vera e propria per questi tamponamenti.



5. VALUTAZIONE DELLA DOMANDA

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate 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 :

$$VR = VN \cdot CU$$

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

Valori del coefficiente d'uso CU

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

Se $VR \leq 35$ anni si pone comunque $VR = 35$ 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 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. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata in tabella e deve essere precisata nei documenti di progetto.

Vita nominale VN per diversi tipi di opere

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale 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	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di 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, PVR, cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella successiva tabella:

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

Qualora la protezione nei confronti degli stati limite di esercizio sia di prioritaria importanza, i valori di PVR 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 TR :

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

TR (SLV)= 712 anni

TR (SLD)= 75 anni

La posizione dell'Asilo Nido "Roberto Vighi" è identificata dalle coordinate: latitudine 44.4711; longitudine 11.2717.

- Valori dei parametri ag, F0, TC* per lo Stato Limite di Danno (SLD):

ag= 0.078g

F0= 2.4872

TC*= 0.2801 sec

- Valori dei parametri ag, F0, TC* per lo Stato Limite di Danno (SLV):

ag= 0.188g

F0= 2.4031

TC*= 0.3147 sec

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

ag (SLD) = 0.078g

ag (SLV) = 0.188g

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, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi tra 180 m/sec e 360 m/sec. (ovvero $15 < N_{SPT} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < C_{u30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina)).

Alla categoria tipo C corrisponde un coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s (SLD)=1,5 e S_s (SLV)=1,4286 rispettivamente per lo Stato Limite di Danno e di Salvaguardia della vita, considerando il coefficiente di amplificazione topografico ST pari a 1,0 si hanno relativamente agli Stati Limite citati le accelerazioni massime di picco al suolo:

PGAD (SLD) = ag*ST*SS = 0.078g * 1,5*1,0= 0.1170g relativamente a TR=75 anni

PGAD(SLV) = ag*ST*SS = 0.188g * 1,4286*1,0= 0.2686g relativamente a TR=712 anni

6. STIMA DELLA CAPACITA'

Per la stima della capacità resistente dell'edificio alle azioni orizzontali è stata utilizzata la metodologia messa a punto con la collaborazione del Centro Interdipartimentale di Ricerca Industriale Edilizia e Costruzioni CIRI - Università di Bologna. La metodologia conduce alla definizione di un'accelerazione al suolo di collasso dell'edificio (PGA) attraverso la valutazione del taglio resistente dello stesso. Quest'ultima quantità viene valutata facendo uso di considerazioni meccaniche semplificate ed adeguata (ridotta mediante un coefficiente C_{rid} , opportunamente per tenere in conto della reale complessità della costruzione oggetto di studio. Il passaggio dallo schema teorico di calcolo alle condizioni reali dell'edificio, caratterizzato da possibili criticità strutturali, avviene facendo uso del citato coefficiente C_{rid} , ottenuto a partire dai parametri contenuti nelle schede di vulnerabilità sismica di II livello del GNDT. Ciò consente una valutazione degli aspetti caratterizzati da maggior empirismo secondo metodologie riconosciute a livello nazionale e già applicate in diverse occasioni.

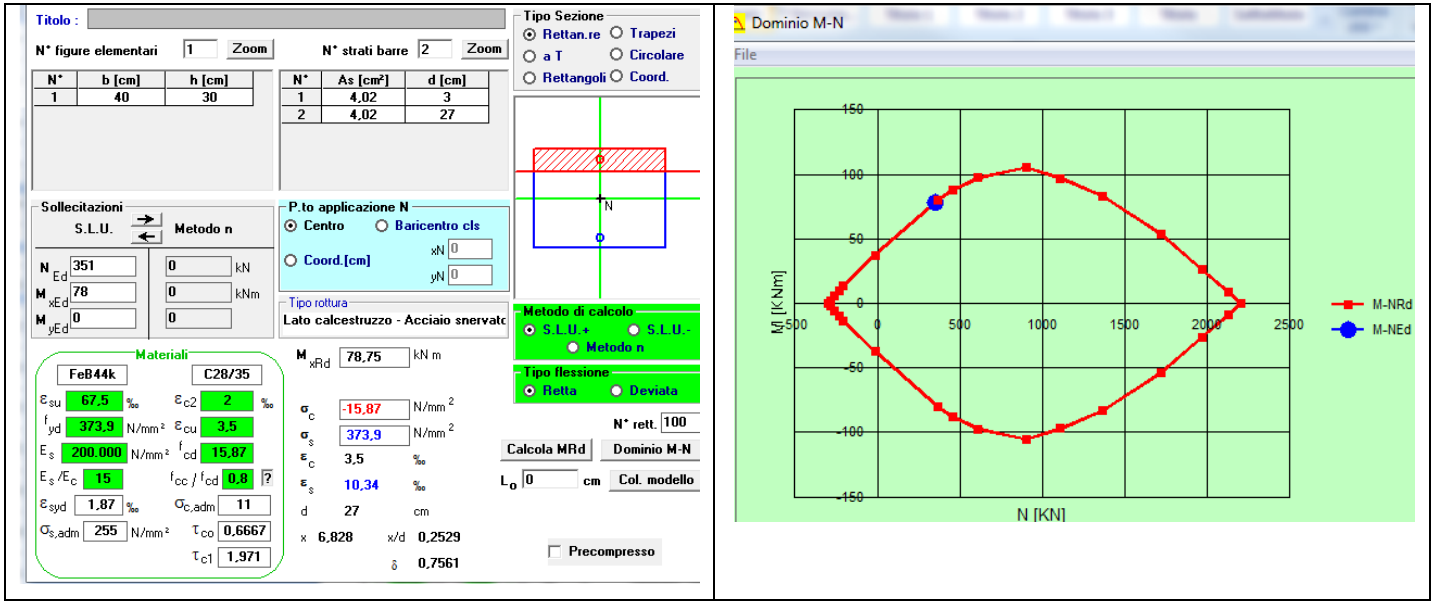
6.1 Valutazione del taglio resistente dell'edificio

Per poter definire correttamente l'effettivo taglio resistente dell'edificio è necessario valutare il taglio resistente dei diversi piani che costituiscono l'edificio stesso. Il taglio resistente del generico piano i -esimo (il piano terra è identificato dal 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 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 geometrica della sezione di un solo pilastro "tipo" per piano. In particolare è necessario conoscere le dimensioni geometriche, la quantità di armatura longitudinale, ed avere una stima delle proprietà meccaniche dei materiali (resistenza a compressione del calcestruzzo e resistenza a trazione dell'acciaio). Nell'edificio oggetto di analisi il pilastro tipo è identico per i vari piani e presenta le seguenti caratteristiche:

dimensioni BxL	30x40	cm	
righe armatura	2	n	
n. tondini	4	n	
diametro	16	mm	
A_s	4,0192	cm ²	
f_c	35	MPa	
f_y	440	MPa	

BATTUTE					CURVA SCLEROMETRICA	
50	52	50	52			
52	56	50	54			
48	54	52	57			
$I_{Rm} = \frac{1}{N} \cdot \sum_{i=1}^N I_{Ri} \quad \text{con } 0,8xI_{Rm} < I_{Ri} < 1,2xI_{Rm}$					Media = 52,09 → 60,00	



Sulla base di tali informazioni 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.

Peso dei pilastri	13.320,00 daN
Peso dei solai	408.240,00 daN
<hr/>	
Wpil piano terra	421.560,00 daN

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. I momenti resistenti del pilastro tipo ai vari piani, lungo le due direzioni principali dell'edificio, sono riportati nella seguente tabella:

	Piano terra
M _{pil, tipo, x} [kNm]	108
M _{pil, tipo, y} [kNm]	78

Considerando, poi, per il pilastro uno schema statico incastro-incastro scorrevole, i suoi tagli resistenti, $V_{pil, n, i}^x$ e $V_{pil, n, i}^y$, sono dati da:

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

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, h_i è l'altezza del piano i-esimo. Si riportano in tabella i valori ottenuti:

	Piano terra
V _{pil, tipo, x} [kN]	58
V _{pil, tipo, y} [kN]	42

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 dell'ipotesi semplificativa 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: $J_{x, n, i}$, $J_{y, n, i}$ sono rispettivamente i momenti d'inerzia della sezione del generico pilastro n-esimo attorno agli assi x ed y; $J_{x, tipo, i}$, $J_{y, tipo, i}$ sono rispettivamente i momenti d'inerzia della sezione del pilastro tipo attorno agli assi x ed y. In presenza di setti in calcestruzzo armato, va individuato un setto tipo per ogni piano e va valutato per esso il taglio resistente,

$V_{setto, tipo, i}$, attraverso le seguenti relazioni:

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

dove:

$$V_{Rc} = 0,2 \cdot d \cdot b \cdot f_c$$

$$V_{Rs} = 0,8 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_y$$

Con d l'altezza utile della sezione, b la larghezza della sezione, f_c la resistenza a compressione cilindrica del calcestruzzo, A_{sw} l'area efficace dell'armatura trasversale (area della sezione del tondino moltiplicata per il numero di bracci della staffa), s il passo della armatura trasversale, f_y la tensione di snervamento dell'acciaio.

VRx [kN]				
VRy [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 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:

$$V_{r, i}^x = \sum_{n=1}^{NP} V_{pil, n, i}^x + \sum_{n=1}^{NSx} V_{setto, n, i}^x$$

$$V_{r, i}^y = \sum_{n=1}^{NP} V_{pil, n, i}^y + \sum_{n=1}^{NSy} V_{setto, n, i}^y$$

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:

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

Si riportano nella seguente tabella i valori dei tagli resistenti dell'edificio ottenuti per i diversi piani (x direzione debole):

	Piano terra
Vr [kNm]	506

Effettuando la valutazione del taglio resistente a tutti i piani, è possibile operare il confronto con i tagli sollecitanti, $V_{s, i}$, con $i = 1 \dots N$ ottenuti caricando la struttura con una distribuzione di forze statiche equivalenti derivata da 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 e 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:

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

Si riportano nella seguente tabella i valori dei tagli sollecitanti ai diversi piani dell'edificio, ottenuti attraverso la procedura appena descritta:

	Piano terra
Vs [kNm]	4216

Si eseguono ad ogni piano i rapporti tra il taglio resistente V_r ed il taglio sollecitante V_s e si individua il piano che avrà il valore minimo di tale rapporto. Il taglio resistente di quel piano sarà il taglio resistente dell'edificio. Nel caso in esame il piano con il minimo rapporto capacità/domanda è il piano terra, il quale è caratterizzato da un taglio resistente di $V_{r,ed} = 506,00$ kN.

	Piano terra
V_r/V_s	0,12

6.2 Calcolo del coefficiente riduttivo del taglio resistente dell'edificio

Il metodo proposto prende in considerazione dieci degli undici parametri delle schede di vulnerabilità sismica GNDT di II livello e li utilizza per ottenere un coefficiente riduttivo del parametro non considerato: resistenza convenzionale (parametro n°3). Il parametro escluso viene sostituito dal taglio resistente dell'edificio valutato al paragrafo 6.1. 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 [1]:

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	Struttura rigida-fragile / deformabile-debole	
C	Ricadono in questa classe tutti gli edifici non classificabili in A o B.	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	Buona	
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. 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		
A	Edifici con fondazioni su terreni sciolti, con salti di quota massimi nel piano di posa non superiori a 1.5 m su 10.0 m, oppure su terreni rocciosi con salti di quota non superiori a 3.0 m su 10.0 m. Assenza di terrapieni spingenti.	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 rigidità per deformazioni nel suo piano (perciò buona connessione degli elementi costruttivi);
- b) efficace collegamento agli elementi verticali resistenti.

Classe	Poco rigidi e mal collegati	
C	Edifici in cui orizzontamenti non rientrano, o vi rientrano per superfici inferiori al 30%, nei casi previsti (o analoghi) nei “criteri di definizione”.	X

Parametro 6. Configurazione planimetrica

Criteri di definizione

La definizione della configurazione planimetrica è legata a:

- 1) Distribuzione delle masse e delle rigidità.
- 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 rigidità 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	Molto irregolare	
B	Si definisce molto irregolare una pianta che ricade in uno dei seguenti casi (si fa riferimento a quelli della classe A): a) e/d è superiore a 0.4; b) più del 70% degli elementi del sistema resistente principale segue il perimetro con un arretramento Δd superiore a 0.1 (per gli aggetti non tamponati 0.2) della dimensione d ; c) a/l è inferiore a 0.2 e contemporaneamente più del 30% degli elementi segue il perimetro con un rapporto $\Delta d/d$ superiore a 0.1 (per gli aggetti non tamponati 0.2); d) esiste almeno un'appendice per la quale il rapporto c/b è inferiore a 0.25.	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, coni o tronchi, ecc.) o sfavorevoli (masse crescenti verso l’alto, es.: presenza di portici).

Classe	Media	
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	Cattivo	
C	Edifici i cui collegamenti ed elementi critici rientrano in uno dei due casi seguenti:	X

	<p>1) Per più del 70% (calcolato come rapporto sugli elementi del sistema resistente principale) tali elementi non soddisfano i requisiti del livello A.</p> <p>2) Per più del 30% gli elementi suddetti (con riferimento ai nodi trave-pilastro) ricadono nelle seguenti condizioni:</p> <p>a) la larghezza della trave è superiore a quella del pilastro più il 40% su ogni lato ovvero l'altezza totale della trave su ogni lato;</p> <p>b) l'eccentricità fra gli assi della trave e del pilastro supera il 30% del minimo fra le larghezze dei due elementi;</p> <p>c) gli assi della trave che si affacciano al nodo distano in pianta più del 40% della dimensione trasversale del pilastro.</p> <p>3) La dimensione minima dei pilastri, con compressione media superiore al 15% della forza ultima, è inferiore a 20 cm.</p> <p>4) pareti o pannelli c.a.</p> <p>a) lo spessore delle pareti o pannelli di c.a. è inferiore a 10 cm.</p> <p>b) il rapporto fra altezza e spessore di una parete o pannello di c.a. è superiore a 30.</p>	
--	---	--

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	Presenti con bassissima duttilità.	
C	<p>Edifici in cui si presenta anche uno solo dei seguenti casi:</p> <p>1) L'elemento più corto ha altezza inferiore a un quarto dell'altezza degli altri elementi.</p> <p>2) E' presente anche un solo elemento con altezza inferiore alla metà dell'altezza degli altri elementi ed è valutabile un'elevata richiesta di duttilità.</p>	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	Instabili e malcollegati	
C	Edifici i cui elementi esterni sono generalmente instabili e mal collegati o che, comunque, non sono classificabili in A o B . Vi rientrano quelle tamponature con piano medio non coincidente con quello dei cordoli superiore o inferiore e più esterno di quest'ultimo.	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		
C	Oltre il 30% degli elementi critici del tipo 1 è nel 2° stadio (fessurato). Negli orizzontamenti esistono rilevanti lesioni di distacco (oltre i 5 mm.). Sono accertati danni nella fondazione (lesioni in campata nelle travi rovesce, lesioni nei collegamenti dei plinti).	X

Si riportano nella seguente tabella le classi di vulnerabilità relative all'edificio oggetto di analisi:

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

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 [1], al generico parametro i -esimo corrisponderà univocamente un solo punteggio, p_i , ed un peso unitario. Pertanto, per ogni parametro, i diversi prodotti V_i sono esattamente uguali ai punteggi p_i :

$$V_i = p_i$$

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:

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

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

Questi ultimi prodotti o punteggi devono essere sommati per ottenere la sommatoria

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

Il coefficiente riduttivo del taglio resistente dell'edificio, C_{rid} , lo si determina attraverso la seguente relazione:

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

Dove α è un parametro di fattorizzazione del degrado; 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 [2], α è stato definito in modo tale da fornire un limite inferiore di C_{rid} pari a 0.5:

C_{rid}	
Caso Migliore (limite inferiore)	0.50
Edificio in esame	0.6699
Caso Peggior (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.

Il taglio resistente dell'edificio, precedentemente calcolato, viene ridotto attraverso il coefficiente di fattorizzazione del degrado:

$$V_{r,rid} = C_{rid} \cdot V_r$$

Pertanto il taglio resistente ridotto, $V_{r,rid}$, è pari a 339,00 kN.

6.3 Calcolo dell'accelerazione al suolo di collasso dell'edificio

La pseudo- accelerazione (accelerazione in struttura) di collasso, $S_{a,c}$, si ottiene dividendo il taglio resistente ridotto per il peso della parte di edificio gravante sul piano in esame, W_{grav} :

$$S_{a,c} = \frac{V_{r,rid}}{W_{grav}}$$

Il passaggio dalla pseudo- accelerazione, $S_{a,c}$, all'accelerazione al suolo che porta a collasso la struttura, PGA_c , è stabilito dalla seguente relazione [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 nella seguente tabella:

Parametri	Valori
α_{PM}	1.0
α_{AD}	2.5
α_{DT}	0.8
α_{DUC}	3

L'accelerazione al suolo di collasso, PGA_c , dell'edificio in esame è 0.1210 g.

7. VULNERABILITA' E CONFRONTO DOMANDA OFFERTA

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

$$PGA_c = 0,1206g$$

$$PGA_D(SLV) = ag * S_T * S_S = 0.188g * 1,4286 * 1,0 = 0,2685g \text{ relativamente a } T_R = 712 \text{ anni}$$

$$PGA_c / PGA_D(SLV) = 0,4490$$

Corrisponde pertanto al 45% dell'accelerazione attesa, relativamente allo stato limite di salvaguardia della vita.

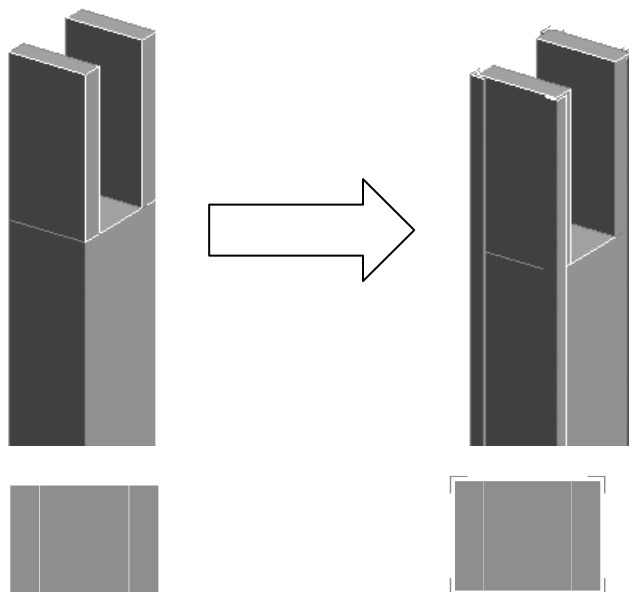
8. POSSIBILI INTERVENTI

Sulla base delle principali vulnerabilità osservate ovvero 1) ribaltamento della trave su cui appoggiano i pilastri in seguito a rottura della forchetta in cemento armato, 2) scivolamento e perdita d'appoggio dei tegoli della copertura o delle travi di coronamento, 3) uscita dalle guide degli infissi possono suggerirsi i seguenti interventi di miglioramento:

Intervento n.1

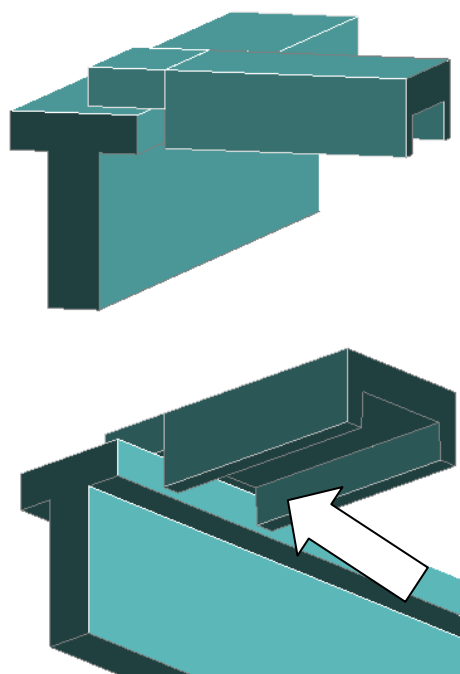
Bloccare l'eventuale meccanismo di ribaltamento delle travi e rottura delle forchetta con l'utilizzo di profili metallici ad L in tassellati sugli spigoli del pilastro come da figura accanto.

Premesso che non sono stati eseguiti calcoli matematici in base alle sollecitazioni da sopportare, come indicato dalle Linee di indirizzo per interventi locali e globali su edifici industriali monopiano non progettati con criteri antisismici versione bozza del 19 giugno 2012 versione 1.0 redatto dal Gruppo di Lavoro Agibilità Sismica dei Capannoni Industriali.



Intervento n.2

Per evitare lo scivolamento dei tegoli a U rovesciato le Linee di indirizzo prevedono un aumento delle superfici di appoggio dei tegoli attraverso dei semplici profili metallici al L. Questi ancorati con dei tasselli e resine epossidiche alle trave rendono più sicuri gli appoggi. I fori degli angolari, in cui si innestano i tasselli, conviene che siano asolati in modo da non bloccare lo scorrimento abituale del pannello dovuto a dilatazioni termiche, leggeri spostamenti strutturali, e soprattutto in modo da non creare sulla struttura iperstaticità per cui non è stata progettata.



Intervento n.3

Per le travi di coronamento della copertura invece si possono usare dei tasselli ad espansione che colleghino il cornicione al tegolo. Anche in questo caso è necessario l'uso di resine epossidiche per bloccare gli ancoraggi.



Intervento n. 4

Un altro intervento necessario da eseguire è quello sugli elementi non portanti come gli infissi. Come si diceva precedentemente, gli infissi (vetrate a copro unico di circa 2.5x2.5 metri) in seguito ad abbassamento o spostamento delle guide vengono a trovarsi in una situazione di equilibrio instabile, e quindi sotto un leggerissima spinta possono ribaltare. Nel caso di un asilo di egual fattura (Asilo Vighi) è stato già eseguito un intervento nell'ottica delle linee guida. Che consiste cioè, nel fissare sulla parte superiore della guida un prolungamento verticale di questa, in pratica un listello, in modo che l'infisso si trovi sempre appoggiato e nella condizione di non cadere, anche se fuori guida.



Intervento n. 5

E' l'intervento più costoso e impegnativo e consisterebbe nel creare delle sotto-fondazioni per i muri di tamponamento dell'edificio. Questo probabilmente ridurrebbe drasticamente tutti i fenomeni fessurativi in atto, che vengono ogni 6 mesi "ripresi" e poi riaperti. Con ogni probabilità questo intervento potrebbe essere risolutivo.

Questo genere di interventi, sono individuati dalle linee di indirizzo per interventi locali e globali su edifici industriali monopiano non progettati con criteri antisismici redatto dal Gruppo di Lavoro Agibilità Sismica dei Capannoni Industriali e destinati a eliminare immediatamente situazioni di pericolo anche dette vulnerabilità di tipo locale. Questi hanno effetto su situazioni di labilità che non si manifestano in condizioni di presenza di soli carichi verticali. Vale a dire, se la struttura fosse soggetta ai soli carichi verticali (peso) sarebbe sicura e non ci sarebbero situazioni di perdita di equilibrio di elementi. Ma dato che la struttura deve fare fronte anche forze orizzontali (quali accelerazioni al suolo dovute al sisma per cui non è stata progettata) si presenta come labile, cioè alcuni elementi sono liberi di muoversi senza offrire alcuna resistenza. Pertanto questi interventi sono predisposti proprio per evitare che alcuni elementi strutturali e non, progettati senza tenere conto che l'edificio si potesse spostare orizzontalmente, possano cadere, causando danno e pericolo alla vita umana.

9. RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- [1] D.M. 14 GENNAIO 2008. Norme Tecniche per le costruzioni;
- [2] Circolare 2 febbraio 2009, n°617. Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008;
- [3] Metodologia speditiva per le Valutazioni di Vulnerabilità sismica, messa a punto dalla Provincia di Bologna con la collaborazione del Centro Interdipartimentale di Ricerca Industriale Edilizia e Costruzioni CIRI - Università di Bologna (Giugno 2011).
- [4] Regione Abruzzo - Manuale per il rilevamento della vulnerabilità sismica degli edifici "Istruzione per la compilazione della scheda di II livello" edifici in muratura e in cemento armato giugno 2007;
- [5] Regione Toscana – Servizio Sismico Regionale. Manuale per la compilazione della scheda CNR/GNDT di II livello. Dicembre 2003;
- [6] Regione Marche. Manuale per la compilazione della scheda GNDT/CNR di II livello per edifici in cemento armato.

INFORMAZIONI GENERALI					
Nome della scuola e corpo		ASILO NIDO ROBERTO VIGHI			
Indirizzo		Via Puccini, 17 Casalecchio di Reno			
Anno di costruzione		1975			
Tipologia strutturale		Fondazioni in cls gettato in opera, sovrastruttura cls prefabbricato			
Breve descrizione della struttura: regolarità in pianta ed in altezza, piano interrato, sistema resistente (travi,pilastri,setti), solaio		La struttura è in travi e pilastri prefabbricati dotati di forchetta. Due file di 6 pilastri sostengono altrettante travi che si appoggiano come in pi greco. Le fondazioni sono in plinti isolati gettati in opera Il solaio di copertura è in predalles in c.a. prefabbricato			
N° di piani		1			
Area di piano media [m ²]		567,00			
Peso di piano medio [kN]		4.216,00			
PARAMETRI DI VULNERABILITA'					
N°	Parametro	Classe	Punteggio	Peso	
1	Tipo ed organizzazione del sistema resistente	C	-2,00	1,00	
2	Qualità del sistema resistente	A	0,00	1,00	
4	Posizione dell'edificio e fondazioni	A	0,00	1,00	
5	Orizzontamenti	C	-0,50	1,00	
6	Configurazione planimetrica	C	-0,50	1,00	
7	Configurazione in elevazione	A	0,00	1,00	
8	Collegamenti ed elementi critici	C	-0,50	1,00	
9	Elementi con bassa duttilità	C	-0,50	1,00	
10	Elementi non strutturali	C	-0,50	1,00	
11	Stato di fatto	C	-0,50	1,00	
Coefficiente riduttivo C_{rid}		Val. effettivo	Lim. Inferiore	Lim. Superiore	
		0,67	0,50	1,00	
Coefficiente di calibrazione α		0,66			
PARAMETRI DI CAPACITA'					
Direzione debole=	interrato	terra	Piano 1	Piano 2	
Taglio resistente di piano (contributo pilastri) [kN]		506			
Taglio resistente di piano (contributo setti) [kN]					
Piano più sfavorito		x			
Pseudo-accelerazione di collasso [g]	0,0804				
Parametri per il calcolo della PGA di collasso	$\alpha_{PM}= 0,8$	$\alpha_{AD}= 2,5$	$\alpha_{DT}= 1$	$\alpha_{DUC}= 2$	
PGA di collasso [g]	0,1206				
PARAMETRI DI DOMANDA					
Accelerazione al suolo di domanda	PGA (SLD) [g]	0,1170	T_R [anni]	75	
	PGA (SLV) [g]	0,2686	T_R [anni]	712	

ELENCO VISTE FOTOGRAFICHE	
N. Foto	Descrizione Foto
Foto n.1	Vista esterna – Nord
Foto n.2	Vista esterna – Nord-Ovest
Foto n.3	Vista esterna – Est
Foto n.4	Vista esterna – Sud
Foto n.5	Vista esterna – Ovest
Foto n.6	Vista esterna – particolare di mattone lesionato integralmente sul prospetto sud
Foto n.7	Vista interna – particolare dell'appoggio dei tegoli prefabbricati
Foto n.8	Vista interna – particolare della copertura a sheld
Foto n.9	Vista interna – infiltrazione
Foto n.10	Vista interna – lesione delle muratura perimetrale
Foto n.11	Vista interna – lesione di muratura accanto al pilastro
Foto n.12	Vista interna – lesioni passanti vedi foto 13
Foto n.13	Vista interna – lesioni passanti vedi foto 12
Foto n.14	Vista interna – lesione orizzontale sulla mazzetta della porta
Foto n.15	Vista interna – lesione sulle piastrelle del bagnetto
Foto n.16	Vista interna – lesione in angolo tra il pilastro e la muratura
Foto n.17	Vista interna – lesione verticale
Foto n.18	Vista interna – lesione verticale nella muratura perimetrale
Foto n.19	Vista esterna – lesione profonda della muratura
Foto n.20	Vista esterna – infiltrazioni

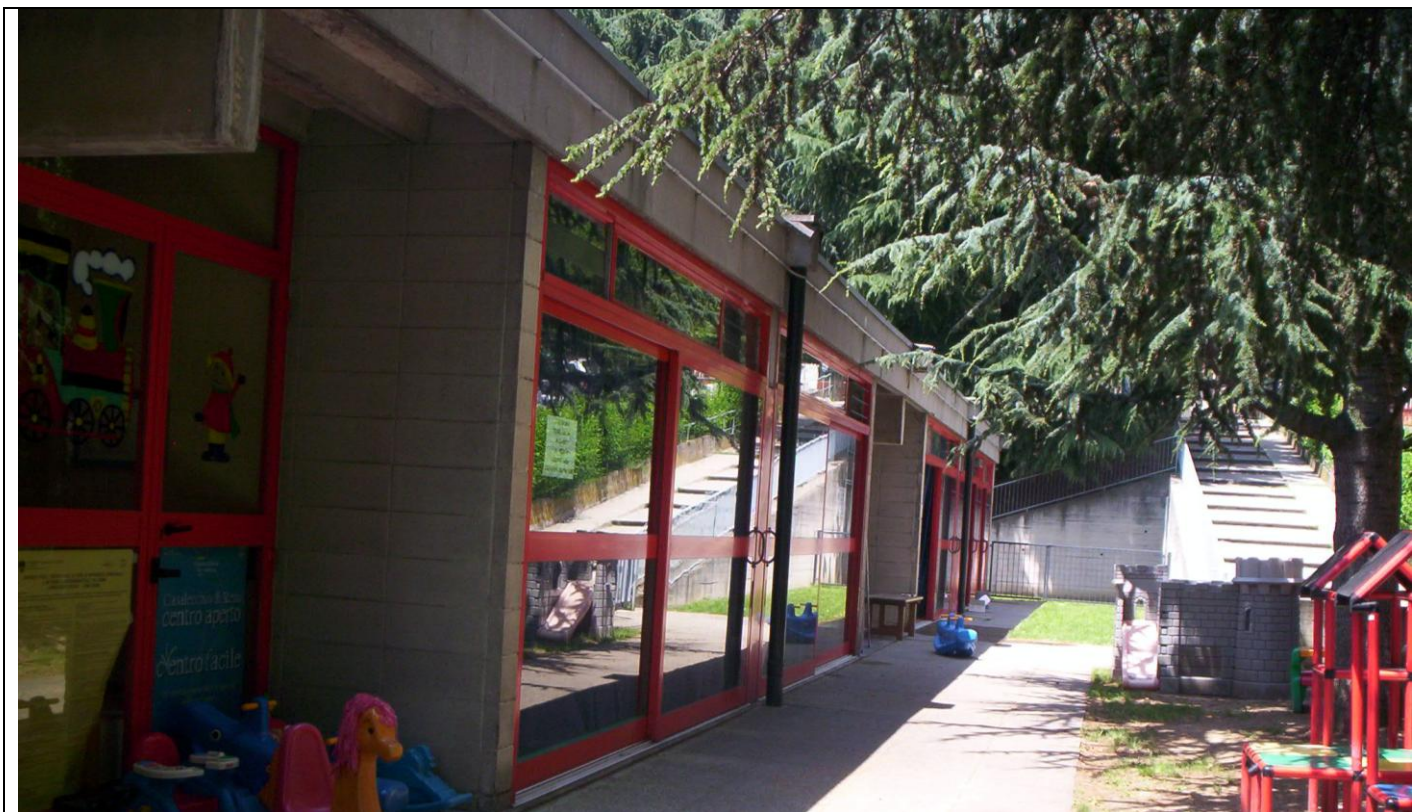


Foto n.1



Foto n.2



Foto n.3



Foto n.4

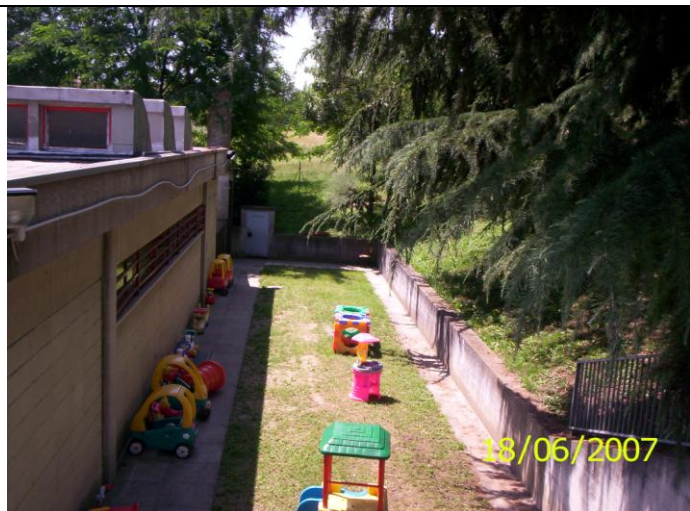


Foto n. 5

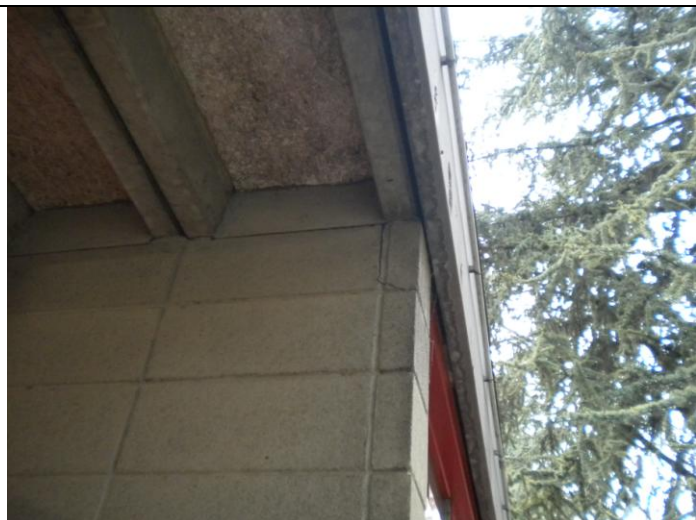


Foto n. 6



Foto n.7



Foto n.8



Foto n.9



Foto n.10



Foto n.11



Foto n.12



Foto n.13



Foto n.14



Foto n.15



Foto n.16



Foto n.17



Foto n.18



Foto n.19

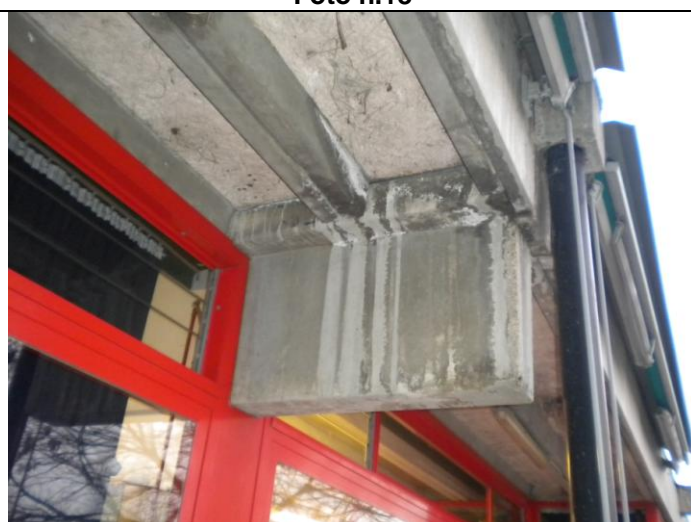


Foto n.20

PIANO TERRA - LOCALIZZAZIONI

