

## **Scuola Materna “Acquaviva”**

Via Salvo D'Acquisto, 2 – Castelfidardo (AN)

Cod. V17001

Comune di Castelfidardo – Piazza della Repubblica, 8 – 60022 Castelfidardo (AN)



## **Relazione tecnica**

In allegato 1 elaborato unità strutturale

## Sommario

<b>1</b>	<b>INTRODUZIONE .....</b>	<b>2</b>
1.1	Pericolosità sismica.....	3
1.2	Norme di riferimento .....	6
<b>2</b>	<b>RILIEVO DELL'EDIFICIO ED INDAGINI IN SITU .....</b>	<b>7</b>
2.1	Analisi storico-critica .....	7
2.2	Rilievo geometrico-strutturale .....	9
2.2.1	Rilievo delle coperture.....	11
2.2.2	Rilievo strutture orizzontali .....	12
2.2.3	Rilievo struttura verticale .....	13
2.2.4	Rilievo delle fondazioni.....	14
2.3	Caratterizzazione meccanica dei materiali.....	15
2.3.1	Strutture in Muratura .....	15
2.4	Livelli di conoscenza e fattori di confidenza.....	17
<b>3</b>	<b>VERIFICHE DI VULNERABILITÀ .....</b>	<b>18</b>
3.1	Azioni sulle strutture .....	21
3.1.1	Unità strutturale 1 .....	21
3.2	Verifiche delle unità strutturali in muratura .....	22
3.2.1	Deformabilità dei pannelli murari .....	24
3.2.2	Verifiche a taglio di pannelli in muratura .....	24
3.2.3	Verifiche di cinatismi locali.....	25
3.2.4	Modelli di capacità per il rinforzo di edifici in muratura .....	25
3.3	Verifica delle unità strutturali miste.....	26
3.4	Indice di Sicurezza Sismica.....	27
3.4.1	Ulteriori indicazioni per le strategie di intervento .....	28
3.5	Vulnerabilità Specifiche .....	30
3.5.1	Unità strutturale 1 .....	30
3.6	Classificazione sismica .....	31
<b>4</b>	<b>CONCLUSIONI .....</b>	<b>32</b>

## 1 INTRODUZIONE

A seguito dell'incarico conferito dalla Committenza si è proceduto ad eseguire analisi diagnostiche ed elaborazioni per valutare il rischio sismico dell'edificio che ospita la Scuola Materna "Acquaviva" sito in via Salvo d'Acquisto, 2 a Castelfidardo (AN).

Ciascun territorio, in base alla sua natura geologica, è contraddistinto da terremoti che storicamente si ripetono con frequenze e forze caratteristiche: noti questi dati è possibile determinare un valore che indichi la probabilità ( $P_{VR}$ ) che si verifichi un evento sismico di una certa magnitudo entro un dato intervallo di tempo, definendo così la *pericolosità sismica* di quello specifico territorio. In altri termini, la *pericolosità* sismica sarà tanto più elevata quanto più probabile sarà il verificarsi di un terremoto di elevata magnitudo, a parità dell'intervallo di tempo considerato, o tempo di ritorno dell'evento sismico ( $T_R$ ).

Tuttavia, le conseguenze di un terremoto sugli edifici e sulla popolazione non dipendono solo dalla pericolosità sismica del luogo in cui i fabbricati insistono: i danni dipendono direttamente anche dalle caratteristiche di resistenza delle costruzioni rispetto alle azioni indotte da una scossa sismica. La predisposizione di una costruzione ad essere danneggiata si definisce **vulnerabilità**. Le conseguenze di un terremoto saranno maggiori quanto più un edificio è vulnerabile per tipologia, progettazione inadeguata, scadente qualità dei materiali, mediocre modalità di costruzione, scarsa manutenzione.

Inoltre, la maggiore o minore presenza di persone e di beni esposti al rischio, la possibilità cioè di subire la perdita di vite umane o un danno ai beni culturali o altro danno economico definisce l'**esposizione** al rischio.

$$\text{Rischio} = \text{Vulnerabilità} \cdot \text{Pericolosità} \cdot \text{Esposizione}$$

Il rischio sismico fornisce la misura dei danni attesi in un dato intervallo di tempo; in base alla sismicità del territorio; alla resistenza delle costruzioni; alla natura, qualità e quantità dei beni esposti. Esso è determinato dalla combinazione della *pericolosità*, della *vulnerabilità* e dell'*esposizione*.

Partendo dai requisiti fissati dalle norme vigenti, l'oggetto delle analisi contenute nel presente documento, è innanzitutto determinare la *vulnerabilità sismica dell'edificio*, ovvero dalla sua *propensione a subire un danno di un determinato livello, a fronte di un evento sismico di una data intensità*.

Il metodo proposto valuta il singolo edificio, che a sua volta può essere costituito da una o più *Unità Strutturali* (US), verificando la *vulnerabilità* di ciascuna unità strutturale e accertando che questa sia compatibile con le prestazioni richieste.

La procedura si articola in cinque passaggi principali che prevedono l'acquisizione dei dati relativi al contesto territoriale, delle caratteristiche strutturali necessarie alla modellazione matematica dell'edificio e l'analisi numerica tesa alla valutazione della sicurezza globale e locale per ogni stato limite considerato. I paragrafi seguenti descrivono nei dettagli la procedura proposta nel seguente ordine:

- Sollecitazioni sismiche sulla struttura
- Rilievo dell'edificio e indagini in situ
- Verifica della sicurezza in presenza di azioni sismiche
- Valutazione del rischio sismico
- Classificazione sismica

## 1.1 Pericolosità sismica

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione sono 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  $C_U$ :

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

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

Il valore del coefficiente d'uso  $C_U$  è definito, al variare della classe d'uso del fabbricato, secondo le indicazioni fornite dalla NTC 2008 § 2.4.3. La vita nominale di un'opera strutturale  $V_N$  è intesa come il numero di anni in cui 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 deve essere precisata nei documenti di progetto e comunque per le opere ordinarie viene considerata  $\geq 50$  anni secondo le indicazioni fornite dalla NTC 2008 § 2.4.1.

A fronte di un evento sismico di una data intensità, stabilita dalla zona geografica in cui l'edificio è situato, si determina il livello di danno accettabile per la tipologia di edificio analizzata (Stato Limite); sono così fissate la *pericolosità* e l'*esposizione*: la prima riguarda l'area in cui sorge l'edificio ed è definita dall'OPCM 3519, mentre la seconda viene considerata laddove le norme definiscono gli edifici strategici e/o rilevanti, come nell'OPCM 3274 e nella Tabella C.3.2.I. della Circolare del CSLP 617.

La tabella seguente riporta per ciascun stato limite, ovvero lo stato limite ultimo SLU e lo stato limite di esercizio SLE, le probabilità di superamento attese ed i relativi tempi di ritorno.

Stati Limite			Probabilità di superamento $P_{VR}$	Valori del periodo di ritorno $T_R$ in anni al variare del periodo di riferimento $V_R$
Stati Limite di Esercizio (SLE)	operatività	SLO	81%	$30 \text{ anni} \leq T_R = 0,60 \cdot V_R$
	danno	SLD	63%	$T_R = V_R$
Stati Limite Ultimi (SLU)	Salvaguardia della vita	SLV	10%	$T_R = 9,50 \cdot V_R$
	collasso	SLC	5%	$T_R = 19,50 \cdot V_R \leq 2475 \text{ anni}$

Noti i parametri sopra citati è possibile risalire alle accelerazioni orizzontali massime  $a_g$ , rispetto ai periodi di ritorno definiti note anche le coordinate geografiche dell'edificio. L'*accelerazione di picco di domanda* (Peak Ground Acceleration:  $PGA_D$ ) è la misura, espressa in  $m/s^2$ , dell'accelerazione indotta al suolo da un terremoto in una specifica area geografica ed è inerente l'intero edificio.

A questo punto è possibile calcolare l'accelerazione massima di picco al suolo di domanda ( $PGA_D$ ), secondo le relazioni seguenti:

$$PGA_D(SLD) = a_g \cdot S_T \cdot S_s$$

$$PGA_D(SLV) = a_g \cdot S_T \cdot S_s$$

Dove  $S_s$  è il coefficiente di amplificazione stratigrafica, e  $S_T$  è il coefficiente di amplificazione topografico. Tali coefficienti sono ricavabili da indagini geologiche eseguite direttamente sul terreno su cui insiste l'edificio, oppure, in assenza di una relazione geologica, tali coefficienti possono essere dedotti in base alla categoria di sottosuolo e alle condizioni topografiche, secondo quanto prescritto nella NTC 2008 § 3.2.2.

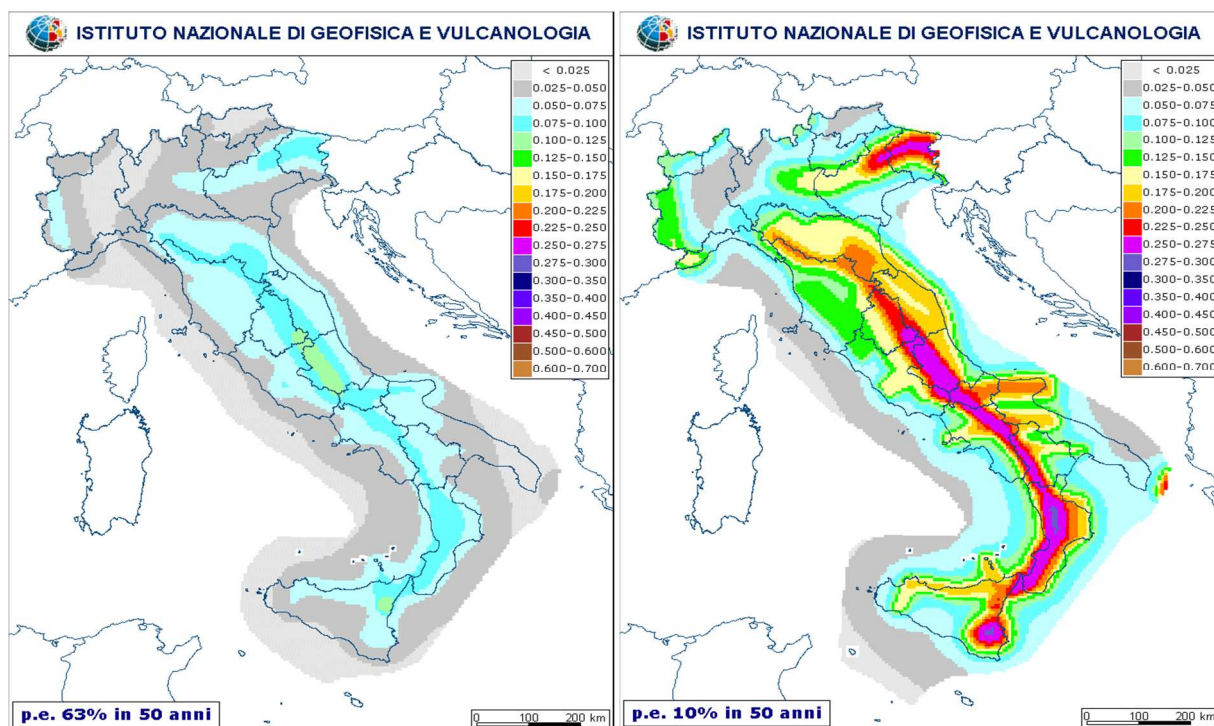


Figura n°1-2 – Mappa della pericolosità sismica del territorio italiano valutata rispettivamente allo SLD e SLV.

Il manufatto oggetto della presente indagine è destinato principalmente all'uso scolastico e rientra quindi nella categoria degli edifici che prevedono affollamenti significativi (classe III) a cui è associato un coefficiente d'uso  $C_U=1,5$ . Pertanto, partendo da una Vita nominale  $V_N$  di 50 anni, è possibile individuare in 75 anni il periodo di riferimento  $V_R$  per valutare l'azione sismica.

Per quanto concerne invece le caratteristiche del sottosuolo, dal documento "Sistemazione idraulica dei bacini interessati dagli eventi alluvionali del 16-26 settembre 2006"[1] è stato possibile desumere che le caratteristiche geofisiche del sottosuolo sono assimilabili a un sottosuolo di tipo B, mentre la condizione topografica è assimilabile alla  $T_1$  essendo il fabbricato edificato in pianura.

Nel grafico riportato nella Figura n°3 sono rappresentati gli spettri di risposta elastici per ciascuno Stato Limite, in cui è possibile leggere la corrispettiva accelerazione  $a_g$  assegnata al territorio su cui insiste la costruzione.

	$V_N$	Classe	$C_U$	$V_R$	$S_S$	$S_T$
Edificio oggetto di analisi	50	III	1,5	75	1,189	1,00

L'edificio oggetto della presente indagine è quindi caratterizzato dai seguenti parametri di domanda fissati dalla Normativa:

Parametri di Domanda			
	Periodo di ritorno $T_R$	Accelerazione orizzontali massime $a_g$	$PGA_d$
	[anni]	[m/s <sup>2</sup> ]	[m/s <sup>2</sup> ]
<b>SLO</b>	45	0,058	0,069
<b>SLD</b>	75	0,077	0,092
<b>SLV</b>	712	0,211	0,251
<b>SLC</b>	1462	0,274	0,326

#### Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite

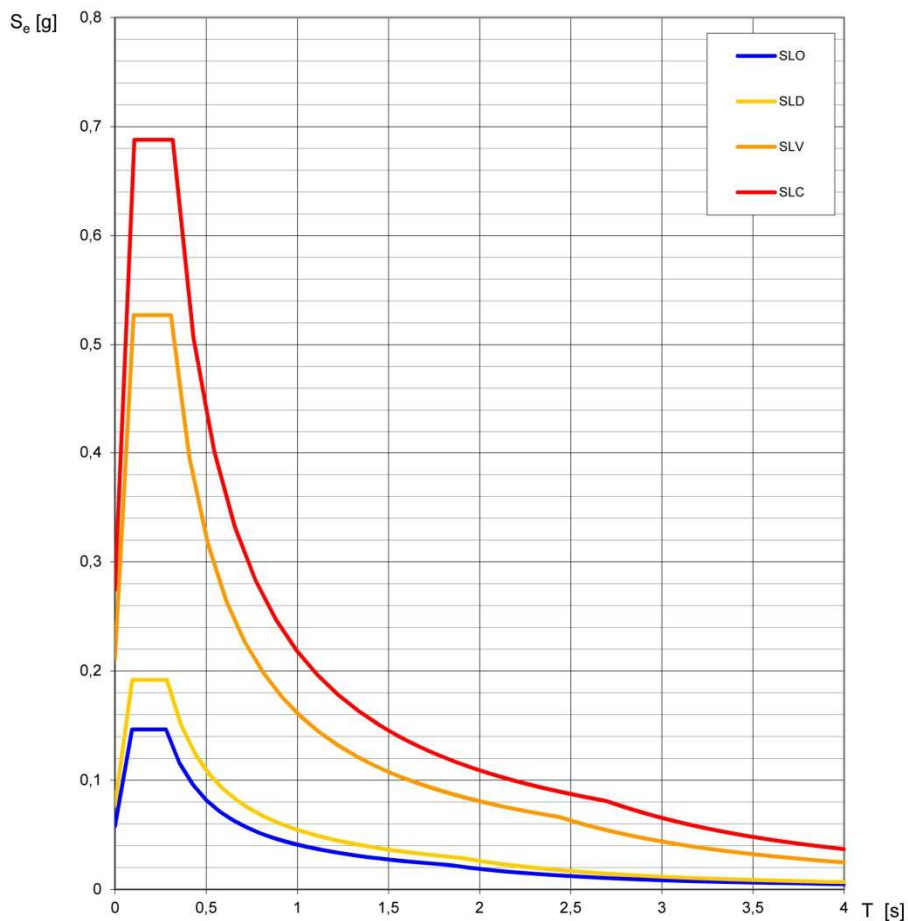


Figura n°3 – Spettri di risposta elastici dove è possibile leggere per ciascuno Stato Limite la corrispettiva accelerazione  $a_g$ .

## 1.2 Norme di riferimento

Il metodo di analisi proposto è basato sulle indicazioni tecniche e normative vigenti, in particolare al Cap. 8 NTC 2008, che definisce i criteri generali per la valutazione della sicurezza e per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo degli interventi sulle costruzioni esistenti. In cui viene definita *costruzione esistente* quella che abbia, alla data della redazione della valutazione di sicurezza, la struttura completamente realizzata. In particolare, i riferimenti inseriti nel testo fanno capo ai seguenti documenti:

**NTC 2008:** Decreto Ministeriale n. 14 gennaio 2008: *Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni*, pubblicato sulla Gazzetta Ufficiale n. 29 del 4 febbraio 2008 - Suppl. Ordinario n. 30.

**DD.MM: 58-65 2017:** Decreto Ministeriale n.58, 28 febbraio 2017: *Approvazione delle linee guida per la classificazione di rischio sismico delle costruzioni nonché delle modalità per l'attestazione dell'efficacia degli interventi effettuati*. Decreto Ministeriale n.65, 7 marzo 2017: *Modifiche all'articolo 3 del Decreto Ministeriale numero 58 del 28/02/2017*.

**CSLP 617:** Circolare del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici n. 617 del 2 febbraio 2009: *"Nuove norme tecniche per le costruzioni"* di cui al DM 14 gennaio 2008. Pubblicata nella Gazzetta Ufficiale n. 47 del 26 febbraio 2009 - Suppl. Ordinario n. 27.

**CSLP PnD:** Circolare del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici febbraio 2008: Linee guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale e per la valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo indurito mediante prove non distruttive.

**OPCM 3274:** Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003: *Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle stesse zone*. Pubblicata nella Gazzetta Ufficiale n. 72 dell'8 maggio 2003.

**OPCM 3362:** Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3362 del 8 luglio 2004: *Modalità di attivazione del Fondo per interventi straordinari della Presidenza del C.M., istituito ai sensi dell'art. 32-bis del D.L. 30 settembre 2003, n. 269*. Pubblicata nella Gazzetta Ufficiale n. 165 del 16 luglio 2004.

**OPCM 3519:** Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3519 del 28 aprile 2006: *Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica*. Pubblicata nella Gazzetta Ufficiale n. 108 dell'11 maggio 2006.

Più in generale, la stessa NTC 2008 prevede che, per quanto non diversamente specificato nel capitolo 8, si faccia riferimento alle disposizioni di carattere generale contenute negli altri capitoli della norma e queste costituiscono pertanto il riferimento anche per le costruzioni esistenti. Si intendono inoltre coerenti con i principi alla base della stessa norma, le indicazioni riportate nei seguenti documenti:

- Eurocodici strutturali pubblicati dal CEN, con le precisazioni riportate nelle Appendici Nazionali o, in mancanza di esse, nella forma internazionale EN;
- Norme UNI EN armonizzate i cui riferimenti siano pubblicati su Gazzetta Ufficiale dell'UE;
- Norme per prove, materiali e prodotti pubblicate da UNI.

Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, a integrazione delle presenti norme e per quanto con esse non in contrasto, possono essere utilizzati i documenti di seguito indicati che costituiscono riferimenti di comprovata validità:

- Istruzioni del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici;
- Linee Guida del Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici;
- Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale e successive modificazioni del Ministero per i Beni e le Attività Culturali, come licenziate dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici e ss. mm. ii.;
- Istruzioni e documenti tecnici del Consiglio Nazionale delle Ricerche (C.N.R.).

## 2 RILIEVO DELL'EDIFICIO ED INDAGINI IN SITU

L'acquisizione dei dati necessari alla modellazione dell'edificio richiede necessariamente il rilievo della vulnerabilità e questa si articola in quattro fasi distinte:

- analisi storico-critica;
- rilievo geometrico-strutturale;
- caratterizzazione meccanica dei materiali;
- determinazione dei livelli di conoscenza e fattori di confidenza.

### 2.1 Analisi storico-critica

Il punto fondamentale per la corretta individuazione del sistema strutturale dell'edificio, del suo stato di sollecitazione e di conservazione, è la ricostruzione dei processi che hanno interessato il manufatto nel corso del tempo: a partire dalla sua costruzione, passando per le modifiche succedutesi e considerando gli eventi eccezionali che lo hanno interessato. Il primo passo per ricostruire questo percorso è la ricerca documentale storico-critica che raccoglie tutte le informazioni propedeutiche alle analisi successive. Quanto più accurata potrà essere tale ricerca – e maggiori saranno le informazioni ricavate – quanto maggiore sarà il livello di conoscenza dell'edificio e minori potranno essere le indagini necessarie per giungere ad un livello di conoscenza comparabile.

Le fonti da considerare per l'acquisizione dei dati necessari, secondo il § 8A.1.B della CSLP 617, sono eventuali documenti di progetto, con particolare riferimento a relazioni geologiche, geotecniche e strutturali ed elaborati grafici strutturali ed eventuale documentazione acquisita in tempi successivi alla costruzione.

A tal fine dovrà essere individuata l'unità strutturale oggetto di studio, evidenziando le azioni che su di essa possono derivare dalle unità strutturali contigue. L'US è caratterizzata dalla continuità da cielo a terra per quanto riguarda il flusso dei carichi verticali e, di norma, è delimitata o da spazi aperti, o da giunti strutturali, o da edifici contigui strutturalmente ma, almeno tipologicamente, diversi. Oltre a quanto normalmente previsto per gli edifici non disposti in aggregato, nel caso di edifici contigui si devono valutare gli effetti di spinte non contrastate, causate da orizzontamenti sfalsati di quota sulle pareti in comune con le US adiacenti, meccanismi locali derivanti da prospetti non allineati, US adiacenti di differente altezza.

L'edificio oggetto della valutazione sismica è presumibilmente il risultato di una stratificazione costruttiva avvenuta in differenti epoche, ed ospita oggi gli spazi destinati alle attività didattiche della Scuola Materna "Acquaviva".

Il fabbricato è disposto prevalentemente su due livelli fuori terra, a cui si aggiunge un ulteriore livello interrato. La struttura di elevazione è costituita da setti in muratura portante, ben distribuiti lungo le due direzioni ortogonali. Le pareti sono prevalentemente costituite da mattoni pieni e malta di calce. I solai dell'edificio, come le coperture sono invece realizzate in laterocemento e consentono di considerare tali impalcati come diaframmi rigidi. Dal sopralluogo eseguito non è stato possibile osservare direttamente le fondazioni del fabbricato e non è pervenuta alcuna documentazione esplicativa a riguardo.

Ai fini della modellazione numerica si è scelto di considerare l'edificio come un'unica Unità Strutturale, inoltre la modellazione numerica non tiene conto della porzione aggiunta di recente e che ospita la C.T. ed un ampio ripostiglio, nonché della porzione interrata; per queste porzioni saranno comunque valutate eventuali vulnerabilità specifiche.

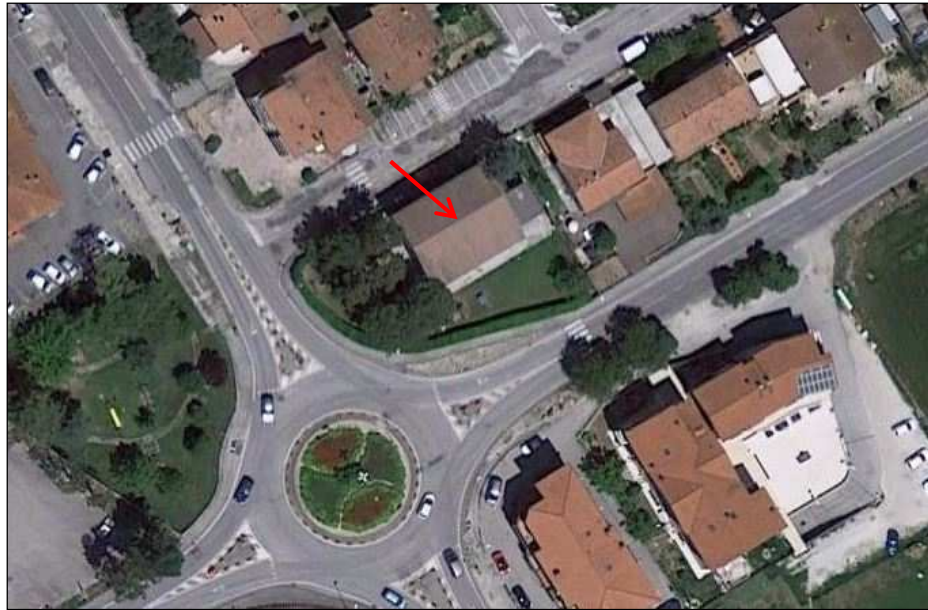


Foto n°1 – Inquadramento dell'edificio nel contesto.



Figura n°4 – Suddivisione dell'edificio in Unità Strutturali.

## 2.2 Rilievo geometrico-strutturale

Quando l'analisi documentale fornisce gli elaborati dei progetti architettonici e strutturali completi, il rilievo geometrico-strutturale consente di verificare accuratamente in situ i dati raccolti; qualora vengano riscontrate delle difformità coi progetti depositati, ed in tutti i casi in cui questi non sono disponibili o carenti, le attività di indagine completano le informazioni necessarie a quantificare le azioni a cui sono soggette le strutture e le caratteristiche delle membrature resistenti.

Per questo motivo, il **rilievo geometrico-strutturale** è riferito sia alla geometria complessiva del manufatto che a quella degli elementi costruttivi, comprendendo i rapporti con le eventuali strutture in aderenza. Negli elaborati vengono rappresentate le modifiche intervenute nel tempo, come desunte dall'analisi storico-critica. Il sopralluogo permette inoltre di individuare la membratura resistente del manufatto, tenendo in considerazione la qualità e lo stato di conservazione dei materiali e degli elementi costitutivi.

Per ciascun elemento che compone la struttura portante, indipendentemente dalla sua natura, è quindi necessario risalire accuratamente alle proprie dimensioni in pianta e alla precisa posizione planimetrica. Le misure dimensionali devono tenere conto della sola porzione resistente, al netto quindi dello strato di rivestimento. Tali misure sono indispensabili sia per risalire all'azione orizzontale a cui è soggetto il fabbricato, sia per valutare la quota parte di azione sismica che interessa ciascun elemento strutturale.

Qualora gli elementi che compongono la struttura portante fossero inglobati all'interno di tramezze o pareti perimetrali risulta particolarmente utile l'ausilio della termografia ad infrarossi che consente di individuare tali elementi grazie alla differenza di temperatura che caratterizza ciascun materiale. Attraverso l'**analisi termografica** sono state inoltre rilevate le tipologie costruttive delle componenti strutturali orizzontali. L'individuazione delle componenti strutturali avviene grazie alla sensibilità di misurazione dello strumento, che permette di distinguere con colorazioni differenti, zone che ammettono temperature superficiali diverse. La termocamera permette di misurare e rappresentare la radiazione infrarossa emessa da un oggetto. La radiazione, quale funzione della temperatura della superficie di un oggetto, emessa dallo strumento permette di calcolare e visualizzare tale temperatura. La radiazione rilevata dalla termocamera non dipende solo dalla temperatura dell'oggetto ma è anche una funzione dell'emissività. L'emissività è una misura che si riferisce alla quantità di radiazione termica emessa dall'oggetto, comparata a quella emessa dal perfetto corpo nero. L'emissività della maggior parte dei materiali da costruzione ha valori compresi tra 0,85 e 0,90. Le caratteristiche tecniche della termocamera ad infrarosso utilizzata sono le seguenti:

- ✓ Campo di misura della temperatura da  $-20\text{ }^{\circ}\text{C}$  a  $+120\text{ }^{\circ}\text{C}$
- ✓ Frequenza di immagine: 30 Hz
- ✓ Sensibilità termica (NETD) 50 mK @  $+30^{\circ}\text{C}$
- ✓ Risoluzione spaziale a  $45^{\circ}$ : 1,23 mRad
- ✓ Sensore: Focal Plane Array (FPA) con microbolometro non raffreddato 640x480 pixel, vanadium oxide.
- ✓ Campo spettrale da 7,8 a 14  $\mu\text{m}$

Per risalire alla caratterizzazione dei materiali l'integrazione con perforazioni, scarificazioni puntuali e **analisi endoscopiche** ha permesso l'osservazione diretta dei materiali impiegati nei vari elementi. La strumentazione di ispezione è composta da un endoscopio flessibile alla cui estremità è posizionato un obiettivo interscambiabile con visione variabile da  $15^{\circ}$  in avanti a retroguardia  $135^{\circ}$ , con lampadina LED incorporata alimentata da un regolatore di intensità luminosa. L'immagine viene visualizzata dalla telecamera e trasferita al display per la successiva memorizzazione su scheda di memoria. L'analisi delle immagini registrate consente così la ricostruzione della stratigrafia di una struttura, evitando l'esecuzione di demolizioni.

Le caratteristiche tecniche dell'endoscopio utilizzato sono le seguenti:

- ✓ Diametro esterno 5,8 mm
- ✓ Luce bianca a LED regolabile
- ✓ Regolazione della messa a fuoco
- ✓ Direzione di visione panoramica su 360°
- ✓ Terminale specchiato per visioni laterali

Definite le componenti geometriche è necessario spingersi ulteriormente a fondo con il rilievo, individuando numero, dimensione e disposizione dei ferri di armatura presenti nei pilastri e nei setti in c.a. o nel caso delle murature la tipologia muraria che realizza le pareti portanti.

L'indagine per la localizzazione delle armature nei getti di calcestruzzo viene eseguita mediante **analisi pacometrica**. Il pacometro digitale basa il suo funzionamento sul fenomeno delle correnti parassite. La posizione dei ferri è determinata muovendo la sonda sulla superficie in esame, fino ad individuare la direzione di massimo assorbimento elettromagnetico che corrisponde all'andamento longitudinale della barra. Tale principio operativo presenta, rispetto ad altri sistemi, una maggiore precisione ( $\pm 1$  mm) e l'assenza di disturbo dovuto ad umidità ed altri fenomeni chimici o termici. Il principio a induzione di impulsi utilizzato dallo strumento ha un range di funzionamento predefinito. L'accuratezza della misurazione dipende dalle dimensioni dell'armatura e dalla profondità del ricoprimento. Ad integrazione dei rilievi pacometrici vengono eseguite valutazioni a campione al vero delle dimensioni delle armature metalliche da rilevare, previa **scarificazione del copriferro** cementizio e messa a nudo parziale delle armature sia longitudinali che trasversali e successiva misurazione mediante calibro digitale.

Vengono infine rilevati e restituiti i **dissesti**, in atto o stabilizzati, ponendo particolare attenzione all'individuazione dei quadri fessurativi relativi a potenziali **meccanismi di danno**, così come eventuali vulnerabilità locali di elementi strutturali e non.

### 2.2.1 Rilievo delle coperture

Tutte le informazioni raccolte durante il sopralluogo sono riassunte e presentate nel seguito. Per ciascuna Unità Strutturale, è riportata la descrizione dei sistemi di copertura individuati ed una tabella di riepilogo delle loro principali caratteristiche costruttive. Negli *Elaborati Grafici* è rappresentata la conformazione dell'intradosso di ciascuna tipologia di copertura. Infine apposite *Schede*, riepilogano per ciascun tipo di copertura le caratteristiche costruttive, l'analisi dei carichi, una planimetria di insieme per poter localizzare la relativa copertura, oltre ad una breve documentazione fotografica.

#### 2.2.1.1 Unità strutturale 1

Le osservazioni condotte quando la presenza di botole consente l'ispezione del sottotetto, hanno permesso di constatare che il sistema di copertura è formato da un solaio misto in laterocemento, con travetti portanti orditi sia ortogonalmente che parallelamente alla direzione del colmo del tetto, ma poggianti su un muro di spina centrale. Questo porta a classificare la copertura come pesante e non spingente, in relazione alla sua tipologia costruttiva.

Identificativo	Morfologia	Tipologia costruttiva	Peso [kN/m <sup>2</sup> ]	Funzionamento statico	Capacità di redistribuzione
Copertura 1	Doppia falda	Laterocemento	3,10	Non spingente	Piano rigido

## 2.2.2 Rilievo strutture orizzontali

I rilievi non distruttivi (termografici, pacometrici etc...) e le demolizioni localizzate, effettuate in alcuni punti dell'edificio, permettono di identificare le tipologie di solaio presenti. Le proprietà degli impalcati sono riassunte nei paragrafi seguenti: eventuali variazioni delle dimensioni caratteristiche possono essere legate all'altezza e alla geometria degli elementi costituenti, in relazione principalmente alle luci coperte dai solai. Negli *Elaborati Grafici* le varie tipologie di solaio sono evidenziate con campiture di colorazioni differenti mentre nelle *Schede* allegate, per ciascun tipo vengono riepilogate delle caratteristiche costruttive, l'analisi dei carichi, una schematizzazione della sezione trasversale con le dimensioni relative degli elementi costituenti, oltre ad una breve documentazione fotografica.

### 2.2.2.1 Unità strutturale 1

Le analisi condotte hanno verificato che, all'interno del perimetro definito dall'Unità Strutturale, gli impalcati impiegano un'unica tipologia costruttiva in laterocemento caratterizzata da travetti gettati in opera ed alleggerimento in pignatte.

Identificativo	Tipologia costruttiva	Orditura	Spessore [cm]	Peso [kN/m <sup>2</sup> ]	Capacità di ridistribuzione	Coefficiente $C_{Rid}^{solaio}$
Solaio 1	Laterocemento	Unidirezionale	16	5,30	Piano rigido	1,00

### 2.2.3 Rilievo struttura verticale

I paragrafi seguenti raccolgono le caratteristiche dimensionali per ciascuno dei tipi di elemento del sistema sismo-resistente, unitamente ai risultati delle misurazioni condotte in situ e eventualmente dalle prove eseguite in laboratorio. Negli *Elaborati Grafici* sono rappresentate con colorazioni differenti le diverse tipologie di elementi verticali e vengono contestualmente indicati i punti dove sono state eseguite le varie prove. Nelle *Schede* allegate, per ciascuna tipologia costruttiva vengono riepilogate le caratteristiche geometriche e dei materiali e una schematizzazione della sezione trasversale.

#### 2.2.3.1 Unità strutturale 1

Per la modellazione dell'edificio è stata considerata una muratura portante costituita da mattoni pieni e giunti in malta di calce. Invece il piano sottotetto, oggetto presumibilmente di una sopraelevazione successiva si caratterizza per l'utilizzo di blocchi semipieni.

UNITA' STRUTTURALE 1						
Nome elemento strutturale	Tipo elemento	Materiale	B [m]	L [m]	H [m]	Peso [kN/m]
X01-X15	Setto	M1	0,38	0,85-5,80	3,40	23,25
Y01-Y10	Setto	M1	0,38	0,95-6,50	3,40	23,25

#### 2.2.4 Rilievo delle fondazioni

Il rilievo dell'edificio è completato dall'analisi del sistema di fondazione, spesso tale verifica non può essere condotta in situ con risultati soddisfacenti a meno di eseguire impegnative opere di scavo e demolizione: per questa ragione la ricerca storico-documentale assume una importanza fondamentale per reperire le informazioni necessarie. Il protocollo adottato prevede, nel caso che queste informazioni non fossero disponibili, l'applicazione di un coefficiente di sicurezza  $C_{Rid}^{Fondazioni}$  che concorre a formare il  $C_{Rid}$  utilizzato nella verifica globale.

##### 2.2.4.1 Unità strutturale 1

Non essendo stato possibile visionare alcun documento che possa attestare la conformazione delle fondazioni, e non essendo stato possibile desumerne la morfologia con ispezione in situ; si considera un coefficiente  $C_{Rid}^{Fondazioni}$  pari a 0,9.

## 2.3 Caratterizzazione meccanica dei materiali

I materiali vengono caratterizzati a partire dalle informazioni ricavate dall'analisi documentale, successivamente controllate in situ con verifiche visive ed indagini sperimentali basate su prove non distruttive o limitatamente distruttive. Il tipo di indagine ed i punti di esecuzione sono pianificati, in base al loro effettivo uso nelle verifiche e, nel caso di beni culturali e di edifici storici, viene tenuto in considerazione l'impatto in termini di conservazione del bene, limitando il più possibile gli interventi invasivi. Le resistenze meccaniche dei materiali vengono quindi valutate sulla base delle prove effettuate direttamente sulla struttura, prescindendo dalle classi discretizzate previste nelle norme per le nuove costruzioni.

### 2.3.1 Strutture in Muratura

Per stimare le **caratteristiche meccaniche delle murature** si eseguono analisi dirette tramite scarificazione dell'intonaco con valutazioni visive o termografiche dei paramenti e caratterizzazione meccanica della malta tramite prova di impatto, per individuare gli elementi costituenti, la tramatura ed i livelli di ammorsamento tra muri collegati. Altre informazioni sono reperite da documentazione fornita dalla committenza. I risultati raccolti permettono così di identificare con maggior precisione i parametri di caratterizzazione meccanica tra quelli proposti dalla NTC 2008.

Descrizione Tipologia Muratura	$f_m$		$t_0$		E		G		w
	$[N/cm^2]$		$[N/mm^2]$		$[N/mm^2]$		$[N/mm^2]$		
	min	max	min	max	min	max	min	max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100	180	2	3,2	690	1050	230	350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200	300	3,5	5,1	1020	1440	340	480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260	380	5,6	7,4	1500	1980	500	660	21
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc...)	140	240	2,8	4,2	900	1260	300	420	16
Muratura a blocchi lapidei squadrati	600	800	9	12	2400	3200	780	940	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240	400	6	9,2	1200	1800	400	600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es doppio UNI foratura <40%)	500	800	24	32	3500	5600	875	1400	15
Muratura in blocchi laterizi semipieni (foratura <45%)	400	600	30	40	3600	5400	1080	1620	12
Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (foratura <45%)	300	400	10	13	2700	3600	810	1080	11
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (foratura tra 45% e 65%)	150	200	9,5	12,5	1200	1600	300	400	12
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (foratura < 45%)	300	440	18	24	2400	3520	600	880	14

Nei paragrafi a seguire vengono restituiti i risultati desunti dai rilievi e dalle misurazioni condotte in situ. Nelle Schede allegate alla relazione è riportato, per le diverse tipologie di elementi verticali, un riepilogo contenente le stesse caratteristiche materiche e geometriche e la schematizzazione del paramento murario completata da una breve documentazione fotografica. Negli Elaborati Grafici è infine inserita la planimetria con l'individuazione dei punti di prova.

### 2.3.1.1 Unità strutturale 1

Per quanto concerne la struttura di elevazione del fabbricato, per le verifiche eseguite al piano terra sono stati considerati i seguenti parametri della muratura. Trattandosi di una muratura di apparente buona qualità realizzativa e in buone condizioni di conservazione si è scelto di utilizzare i valori limite superiori tra quelli forniti dalla tabella di cui sopra. Infine si specifica che il sottotetto, presumibilmente più recente del resto della struttura, è realizzata da una muratura di mattoni semipieni.

Materiale	Tipo di muratura (*)	$f_m$ [kN/mm <sup>2</sup> ]	$t_o$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$E$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$G$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$W$ [kN/m <sup>3</sup> ]
M1	Muratura in mattoni pieni e malta di cemento	400	15,0	1800	600	18
* caratteristiche fornite dalle norme vigenti al tempo della costruzione						

## 2.4 Livelli di conoscenza e fattori di confidenza

La valutazione della sicurezza di un edificio esistente, rispetto a quello di un edificio di nuova progettazione, è normalmente affetta da un grado di incertezza diverso. L'impossibilità di risalire o di determinare in situ le effettive caratteristiche meccaniche di tutti i materiali utilizzati porta con sé un valore di incertezza di cui è necessario tenere conto nei calcoli di verifica.

Sulla base degli approfondimenti effettuati nelle tre fasi conoscitive sopra riportate, vengono individuati i **livelli di conoscenza** (LC) dei diversi parametri coinvolti nel modello: *geometria*, *dettagli costruttivi* e *materiali*; possono così essere definiti i correlati fattori di confidenza, da utilizzare come ulteriori coefficienti parziali di sicurezza in modo tale da tenere conto delle carenze nella conoscenza dei parametri del modello.

Pertanto nel caso di edifici esistenti si fa riferimento ai **fattori di confidenza** (FC) che variano a seconda del livello di conoscenza sulla struttura raggiunto, mediante le indagini in situ.

I fattori di confidenza hanno principalmente lo scopo di diminuire la resistenza dei materiali ottenuta dalle prove in situ e in alcuni casi di incrementare le sollecitazioni di verifica da applicare alla struttura.

	Livello di Conoscenza	Geometria	Dettagli Strutturali	Proprietà dei Materiali	Metodi di Analisi	Fattore di Confidenza
Limitata	LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione oppure rilievo ex-novo completo	<b>Progetto simulato</b> in accordo alle norme dell'epoca e <b>limitate</b> verifiche in-situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <b>limitate</b> prove in-situ	Analisi lineare statica o dinamica	1.35
Adeguate	LC2		<b>Disegni costruttivi incompleti</b> + <b>limitate</b> verifiche in situ oppure <b>estese</b> verifiche in-situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali + <b>limitate</b> oppure <b>estese</b> prove in-situ	Tutti	1.20
Accurata	LC3		<b>Disegni costruttivi completi</b> + <b>limitate</b> verifiche in situ oppure <b>esaustive</b> verifiche in-situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali + <b>estese</b> oppure <b>esaustive</b> prove in-situ	Tutti	1.00

Per l'edificio in esame, grazie al rilievo in situ si è ottenuta una conoscenza **adeguata** della geometria di elementi strutturali principali (pilastri, setti e travi) e secondari (solai e coperture), per i dettagli costruttivi e le armature delle sezioni è stata raggiunta una conoscenza sufficientemente **estesa** sia negli elementi strutturali principali che in quelli secondari.

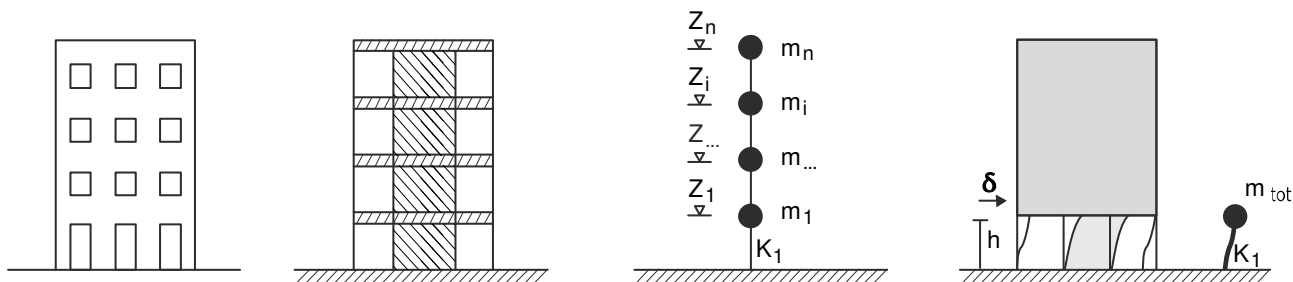
Il livello di conoscenza risulta essere pertanto classificabile come **Livello di Conoscenza LC2**: ciò comporta la possibilità di condurre le verifiche di sicurezza adottando un fattore di confidenza  $F_c = 1,20$  almeno a livello di verifica preliminare.

In fase di modellazione del comportamento dei materiali vengono assunti inoltre, dove necessari, i seguenti coefficienti di sicurezza parziali:

- Muratura:  $\gamma_m = 3,00$

### 3 VERIFICHE DI VULNERABILITÀ

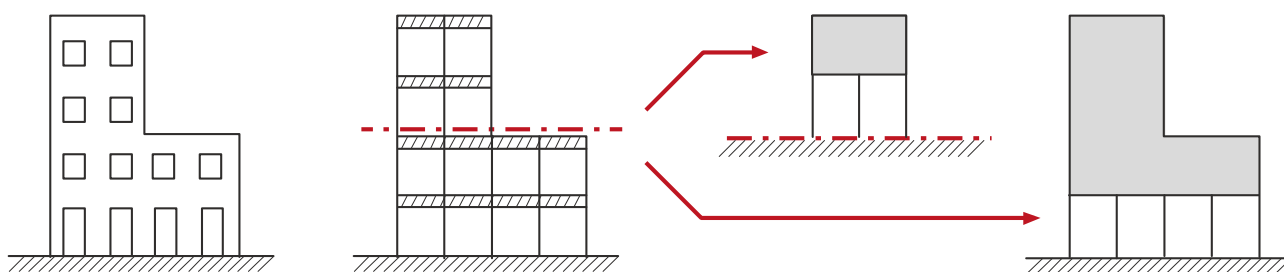
Per il calcolo della vulnerabilità si adotta un metodo di analisi statica lineare, consistente nell'applicazione di forze statiche equivalenti alle azioni di inerzia indotte dalla sollecitazione sismica. Per gli edifici multipiano, come modello di riferimento, si ipotizza che il telaio resistente sia caratterizzato da travi considerate indeformabili (infinitamente rigide) in cui si considera concentrata la massa  $M$  del sistema e un numero  $i$  di pilastri flessibili, di rigidezza  $k_i$ , di massa trascurabile rispetto ai traversi (telaio *shear type*).



Dal momento che i pilastri sono sempre considerati incastrati agli impalcati che collegano, si ipotizza che la formazione delle cerniere plastiche avvenga sempre nei pilastri, così come la rottura della sezione: in questo modo le verifiche di duttilità considerano sempre l'ipotesi peggiore (*pilastro debole*).

Considerate queste ipotesi, si adotta un modello semplificato che considera il piano critico dell'edificio (generalmente il più basso) che può presentare spostamenti e rotazioni per effetto di un insieme di forze orizzontali applicate al complesso strutturale. Tale solaio, assunto come infinitamente rigido nel suo piano dunque indeformabile, collega le estremità superiori degli elementi verticali (pilastri, setti e nuclei). Si assume che tutti gli elementi verticali siano indeformabili assialmente: il piano deformato dunque non si sposta in direzione verticale. In presenza di setti o pilastri inclinati, che non abbiano lati paralleli ai lati principali del solaio, questi vengono ricondotti ad elementi di rigidezza equivalente in ciascuna delle direzioni principali.

Le parti di edificio esterne al piano critico vengono trattate come corpi rigidi che si muovono seguendo il movimento del solaio superiore. A causa di tale approssimazione il modello fornisce indicazioni sufficientemente precise solo per edifici *regolari* in pianta e in altezza. Nel caso di edifici privi di regolarità in altezza le verifiche vengono ripetute in tutti i piani in cui accentuate variazioni di massa o di rigidezza tra piani adiacenti ( $\geq 30\%$ ) possano costituire esse stesse una causa di vulnerabilità.



Una volta verificato che gli impalcati costituenti i piani della struttura possano essere considerati rigidi rispetto agli elementi strutturali verticali, è possibile ipotizzare che la distribuzione delle azioni di inerzia causate dal sisma sia proporzionale al grado di vincolo offerto da ogni elemento resistente e quindi alla rigidezza di ciascuno.

Seppur il modello utilizzato, e descritto in precedenza, ha le limitazioni proprie di un metodo semplificato di analisi statica lineare, esso consente di verificare la risposta globale del sistema resistente dell'edificio e di individuare i punti più critici che, collassando per primi, conducono ad una diminuzione della resistenza globale.

Date le condizioni cinematiche descritte, si adotta un modello semplificato in cui si considera un oscillatore semplice ad un grado di libertà (impalcato rigido), soggetto a spostamenti e rotazioni per effetto dall'insieme di forze orizzontali di inerzia applicate al complesso strutturale. Tale impalcato collega le estremità superiori degli elementi verticali (pilastri, setti e nuclei) assunti come incastrati al piede.

Secondo la norma (NTC 2008) per poter eseguire una **verifica utilizzando un modello di analisi statica lineare**, è necessario che la costruzione da verificare rispetti i requisiti specifici (riportati nei paragrafi successivi), a condizione che il periodo del modo di vibrare principale nella direzione in esame ( $T_1$ ) non superi  $2,5 T_C$  o  $T_D$  e che la costruzione sia regolare in altezza.

Per costruzioni civili o industriali che non superino i 40 m di altezza e la cui massa sia approssimativamente uniformemente distribuita lungo l'altezza,  $T_1$  può essere stimato, in assenza di calcoli più dettagliati, utilizzando la formula seguente (§ 7.3.5 NTC 2008):

$$T_1 = C_1 \cdot H^{3/4} \quad (1)$$

dove:

$H$  è l'altezza della costruzione, in metri, dal piano di fondazione;

$C_1$  assume i seguenti valori in base alle tipologie strutturali analizzate:

- 0,085 per costruzioni con struttura a telaio in acciaio
- 0,075 per costruzioni con struttura a telaio in calcestruzzo armato
- 0,050 per costruzioni con qualsiasi altro tipo di struttura

La parte di edificio soprastante il solaio è trattata come un unico corpo rigido che si muove seguendo il movimento del primo solaio. A causa di tale approssimazione il modello fornisce indicazioni sufficientemente precise solo per edifici *regolari* in altezza e in pianta.

**La verifica della regolarità strutturale in pianta** non viene definita dalla normativa, che richiama nel merito la letteratura tecnica consolidata. Nelle verifiche seguenti si fa pertanto riferimento alle prescrizioni dell'OPCM 3274 e dell'EC8. Per la valutazione della regolarità le indicazioni dell'EC8 sono più complete di quelle della OPCM 3274 perché, oltre alle prescrizioni relative alla configurazione geometrica in verticale, la norma fornisce indicazioni in merito alla configurazione planimetrica degli elementi strutturali.

Nelle strutture a parete, la resistenza alle azioni sia verticali che orizzontali è affidata principalmente a pareti, singole o accoppiate, aventi resistenza a taglio alla base  $\geq 65\%$  della resistenza a taglio totale. Una parete è un elemento strutturale di supporto per altri elementi che ha una sezione trasversale caratterizzata da un rapporto tra dimensione massima e minima in pianta superiore a 4. Si definisce parete di forma composta l'insieme di pareti semplici collegate in modo da formare sezioni a L, T, U, I ecc. Una parete accoppiata consiste di due o più pareti singole collegate tra loro da travi duttili (*travi di accoppiamento*) distribuite in modo regolare lungo l'altezza. Ai fini della determinazione del fattore di struttura  $q$  una parete si definisce accoppiata quando è verificata la condizione che il momento totale alla base prodotto dalle azioni orizzontali è equilibrato, per almeno il 20%, dalla coppia prodotta dagli sforzi verticali indotti nelle pareti dalla azione sismica.

Nelle strutture miste telaio-pareti, la resistenza alle *azioni verticali* è affidata *prevalentemente* ai *telai*, la resistenza alle *azioni orizzontali* è affidata *in parte ai telai ed in parte alle pareti*, singole o accoppiate: se più

del 50% dell'azione orizzontale è assorbita dai telai si parla di *strutture miste equivalenti a telai*, altrimenti si parla di *strutture miste equivalenti a pareti*.

Per la verifica delle condizioni di linearità in pianta, secondo l'EC8 la disposizione planimetrica degli elementi resistenti risulta accettabile e si può assumere che l'edificio non subisca effetti torsionali significativi per effetto delle forze orizzontali se i rapporti tra le eccentricità  $e_{0x}$   $e_{0y}$  misurate tra il centro delle rigidezze e le rette di azione delle forze esterne e i rispettivi raggi di rigidezza soddisfano le condizioni:

$$\frac{e_{0x}}{r_x} \leq 0,30 \qquad \frac{e_{0y}}{r_y} \leq 0,30 \qquad (2)$$

In pratica il baricentro delle forze esterne deve risultare all'interno di un *nocciolo*, una zona di forma affine alla forma dell'ellisse posta nell'intorno del baricentro delle rigidezze ed estesa al 9% dell'area dell'ellisse. Anche se la rigidezza torsionale  $K_T$  è stata calcolata assumendo i nuclei come costituiti da pareti isolate dunque più deformabili di quanto non siano nella realtà tale approssimazione risulta a favore di sicurezza, mentre una stima più accurata aumenta il valore di  $K_T$  e quindi le dimensioni dei raggi di rigidezza.

Dalle verifiche eseguite sulle unità strutturali che costituiscono l'edificio è stato possibile verificare i parametri per l'utilizzo dell'analisi statica lineare, oltre che la regolarità in pianta con la distribuzione di masse e rigidezze. Le tabelle di sintesi riportate di seguito ne riportano le risultanze.

Dall'analisi della **regolarità in altezza** di ciascuna U.S., invece, è stato possibile scegliere il **piano critico** che in entrambi i casi è il piano terra.

PARAMERI DI CONTROLLO ANALISI STATICA LINEARE									
Unità Strutturale	Altezza edificio	Coefficiente di calcolo	Periodo I modo	Dati Spettro		Verifiche Cap. 7.3.3.2 NTC 2008		Numero di piani	Coefficiente partecipazione modale
	H		T <sub>1</sub>	T <sub>C</sub>	T <sub>D</sub>	T <sub>1</sub> ≤2,5 T <sub>C</sub>	T <sub>1</sub> ≤T <sub>D</sub>		λ
	[m]	C <sub>1</sub>	[s]	[s]	[s]				
US1	7,60	0,05	0,230	0,427	2,44	OK	OK	2	1,00

VERIFICA DELLA REGOLARITÀ IN PIANTA							
Unità Strutturale	Eccentricità		Semiasse rigidezze		Verifica		Esito
US1	e <sub>x</sub>	0,32	r <sub>x</sub>	7,72	e <sub>x</sub> / r <sub>x</sub>	0,04	REGOLARE
	e <sub>y</sub>	0,74	r <sub>y</sub>	6,47	e <sub>y</sub> / r <sub>y</sub>	0,11	REGOLARE

### 3.1 Azioni sulle strutture

L'entità delle azioni orizzontali che sollecitano il sistema sismo-resistente dell'edificio è determinata attraverso l'analisi dei carichi e la stima del peso delle diverse componenti strutturali e non strutturali. Per gli elementi verticali, note le caratteristiche dei materiali, è sufficiente moltiplicare il peso specifico per il volume, per quelli orizzontali vengono valutati sia la stratigrafia, sia i sovraccarichi agenti sugli impalcati come definiti dalla normativa. Nei paragrafi a seguire, ciascuno riferito ad un'Unità Strutturale, viene riportata una tabella che riassume l'analisi dei carichi dei solai e delle coperture; le stesse grandezze definiscono un carico agente unitario ( $W$ ) determinato secondo la combinazione sismica riportata al § 2.5.3 NTC 2008.

Per la **combinazione dell'azione sismica** con le altre azioni valgono i criteri di cui al § 3.2.4 NTC 2008. Le diverse componenti dell'azione sismica vengono combinate con i criteri riportati al § 7.3.5 NTC 2008.

#### 3.1.1 Unità strutturale 1

Identificativo	$g_1$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$g_2$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\psi_{21}$	$q_{k1}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\psi_{22}$	$q_s$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$W$ kN/m <sup>2</sup> ]
Solaio 1	2,10	1,40	0,60	3,00	-	-	<b>5,30</b>
Copertura 1	2,10	1,00	-	-	0,20	0	<b>3,10</b>

### 3.2 Verifiche delle unità strutturali in muratura

Nelle **costruzioni esistenti in muratura** soggette ad azioni sismiche, ed in particolar modo negli edifici, si possono manifestare meccanismi d'insieme e meccanismi locali. I meccanismi globali sono quelli che interessano l'intera costruzione e impegnano i pannelli murari prevalentemente nel loro piano. I meccanismi locali interessano singoli pannelli murari o più ampie porzioni della costruzione, e sono favoriti dall'assenza o scarsa efficacia dei collegamenti tra pareti e orizzontamenti e negli incroci murari. La sicurezza della costruzione viene valutata nei confronti di entrambi i tipi di meccanismo. In presenza di edifici in aggregato, contigui, a contatto od interconnessi con costruzioni adiacenti, i metodi di verifica di uso generale per le strutture di nuova costruzione possono non essere adeguati.

L'analisi globale di una singola unità strutturale può utilizzare metodologie semplificate. La verifica di una US dotata di **solai rigidi** è svolta mediante una analisi statica, verificando separatamente ciascun interpiano dell'edificio, e trascurando la variazione della forza assiale nei maschi murari dovuta all'effetto dell'azione sismica. Con l'esclusione di unità strutturali d'angolo o di testata, così come di parti di edificio non vincolate o non aderenti su alcun lato ad altre unità strutturali, l'analisi potrà anche essere svolta trascurando gli effetti torsionali, nell'ipotesi che i solai possano unicamente traslare nella direzione considerata dell'azione sismica. Nel caso invece di US d'angolo o di testata è comunque ammesso il ricorso ad analisi semplificate, purché si tenga conto di possibili effetti torsionali e dell'azione aggiuntiva trasferita dalle US adiacenti applicando opportuni coefficienti maggiorativi delle azioni orizzontali.

Qualora l'edificio sia invece munito di **solai flessibili**, si procede all'analisi delle singole pareti o dei sistemi di pareti complanari, dove ciascuna parete è soggetta ai carichi verticali di competenza ed alle corrispondenti azioni del sisma nella direzione parallela alla parete.

L'**analisi sismica globale** considera, per quanto possibile, il sistema strutturale reale della costruzione, con particolare attenzione alla rigidità (effetto diaframma) e alla resistenza dei solai e all'efficacia dei collegamenti tra gli elementi strutturali. Nel caso di muratura irregolare, la resistenza a taglio di calcolo per azioni nel piano di un pannello murario può essere calcolata facendo ricorso a formulazioni alternative rispetto a quelle adottate per opere nuove, purché di comprovata validità.

In particolare la metodologia proposta prevede di passare dalla pseudo-accelerazione  $S_{a,c}$  all'accelerazione al suolo  $PGA_c$ , mediante la seguente formulazione:

$$PGA_c = \frac{S_{ac}}{\lambda \cdot F_0 \cdot \alpha \cdot \left(\frac{1}{q}\right)}$$

In cui:

- $\lambda$  = coefficiente di partecipazione modale, compreso tra 0,85÷1,00
- $F_0$  = coefficiente di amplificazione spettrale
- $\alpha$  = coefficiente che tiene conto dell'azione dissipativa delle tamponature
- $q$  = fattore di struttura

Come anticipato, al fine di garantire una maggior sicurezza della verifica svolta, vengono definiti ulteriori coefficienti riduttivi che tengono in considerazione alcune peculiarità non previste dai modelli. Questi coefficienti sono definiti a partire da quanto descritto nel *manuale per il rilevamento della vulnerabilità sismica degli edifici in muratura* (scheda di II livello) predisposta del Gruppo Nazionale Difesa Terremoti (C.N.R.-GNDT) nel 1994. Tale metodo empirico è stato soggetto a numerose e positive verifiche di efficacia nel tempo. Gli undici criteri contenuti nel manuale GNDT vengono utilizzati nella metodologia di calcolo proposta con i relativi coefficienti, ad eccezione della *configurazione planimetrica* e della *configurazione in*

*elevazione* che sono già ricomprese nel metodo proposto. Gli altri coefficienti contenuti nel manuale GNDT che sono stati considerati sono:

- Tipo ed organizzazione del sistema resistente;
- Qualità del sistema resistente;
- Posizione dell'edificio e fondazioni;
- Orizzontamenti;
- Distanza massima tra le murature;
- Copertura
- Stato di fatto

Questi ultimi vengono pertanto valutati per definire un *unico* coefficiente riduttivo  $C_{rid}$ , variabile tra 1,00 e 0,75.

Per l'**analisi sismica dei meccanismi locali** si fa ricorso ai metodi dell'analisi limite per l'equilibrio delle strutture murarie, tenendo conto, anche se in forma approssimata, della resistenza a compressione, della tessitura muraria, della qualità della connessione tra le pareti murarie, della presenza di catene e tiranti. Con tali metodi è possibile valutare la capacità sismica in termini di resistenza (applicando un opportuno fattore di struttura) o di spostamento (determinando l'andamento dell'azione orizzontale che la struttura è progressivamente in grado di sopportare all'evolversi del meccanismo).

### 3.2.1 Deformabilità dei pannelli murari

Per il calcolo della redistribuzione degli sforzi tra gli elementi resistenti di piano si utilizza la rigidezza equivalente dei pannelli murari valutata come:

$$K = \frac{1}{1.2 \cdot \frac{h}{GA} + \frac{h^3}{nEJ}} \quad (7)$$

dove:

- $K$  è la rigidezza del setto;
- $E$  e  $G$  sono rispettivamente i moduli di elasticità normale e tangenziale della muratura;
- $A$  e  $J$  sono rispettivamente l'area ed il momento di inerzia della sezione del maschio murario;
- $h$  è l'altezza di interpiano del maschio murario;
- $n$  è il coefficiente che tiene conto del grado di vincolo offerto dal solaio agli spostamenti d'interpiano:  $n = 12$  per vincolo rigido,  $n = 3$  per vincolo flessibile.

### 3.2.2 Verifiche a taglio di pannelli in muratura

Nel caso di analisi elastica con il fattore  $q$  (analisi lineare statica), i valori di calcolo delle resistenze sono ottenuti dividendo i valori medi per i rispettivi fattori di confidenza e per il coefficiente parziale di sicurezza dei materiali. Per gli edifici esistenti in muratura, considerata la notevole varietà delle tipologie e dei meccanismi di rottura del materiale, la resistenza a taglio di calcolo per azioni nel piano di un pannello in muratura potrà essere calcolata con un criterio di rottura per fessurazione diagonale o con un criterio di scorrimento, facendo eventualmente ricorso a formulazioni alternative rispetto a quelle adottate per opere nuove, purché di comprovata validità.

Nel caso di muratura irregolare o caratterizzata da blocchi non particolarmente resistenti, la resistenza a taglio per fessurazione diagonale del pannello potrà essere calcolata con la relazione seguente:

$$V_t = l \cdot t \frac{1.5 \cdot \tau_{0d}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1.5 \cdot \tau_{0d}}} = l \cdot t \frac{f_{td}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_{td}}} \quad (8)$$

dove:

- $l$  è la lunghezza del pannello
- $t$  è lo spessore del pannello
- $\sigma_0$  è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione  
(=  $P/lt$ , con  $P$  forza assiale agente, positiva se di compressione)
- $f_{td}$  e  $\tau_{0d}$  sono, rispettivamente, i valori di calcolo della resistenza a trazione per fessurazione diagonale e della corrispondente resistenza a taglio di riferimento della muratura ( $f_t = 1.5 \tau_0$ ); nel caso in cui tale parametro sia desunto da prove di compressione diagonale, la resistenza a trazione per fessurazione diagonale  $f_t$  si assume pari al carico diagonale di rottura diviso per due volte la sezione media del pannello sperimentato valutata come  $t \cdot (l+h)/2$ , con  $t$ ,  $l$  e  $h$  rispettivamente spessore, base, altezza del pannello.
- $b$  è un coefficiente correttivo legato alla distribuzione degli sforzi sulla sezione, dipendente dalla snellezza della parete. Si può assumere  $b = h/l$ , comunque non superiore a 1,5 e non inferiore a 1, dove  $h$  è l'altezza del pannello.

### 3.2.3 Verifiche di cinematismi locali

Quando negli edifici in muratura sono assenti sistematici elementi di collegamento tra le pareti, a livello degli orizzontamenti; ciò comporta una possibile vulnerabilità nei riguardi di **meccanismi locali**, che possono interessare non solo il collasso fuori dal piano di singoli pannelli murari, ma più ampie porzioni dell'edificio (ribaltamento di intere pareti mal collegate, ribaltamento di pareti sommitali in presenza di edifici di diversa altezza, collassi parziali negli edifici d'angolo degli aggregati edilizi, etc.). In questi casi è indispensabile valutare la sicurezza dell'edificio nei confronti di tali meccanismi. Un possibile modello di riferimento per questo tipo di valutazioni è quello dell'analisi limite dell'equilibrio delle strutture murarie, considerate come corpi rigidi non resistenti a trazione; la debole resistenza a trazione della muratura porta infatti, in questi casi, ad un collasso per perdita di equilibrio, la cui valutazione non dipende in modo significativo dalla deformabilità della struttura, ma dalla sua geometria e dai vincoli.

La NTC 2008 propone un metodo basato su tale approccio, nella forma cinematica, specifico per l'analisi sismica. Applicando il principio dei lavori virtuali ad ogni meccanismo prescelto, è possibile valutare la capacità sismica in termini di resistenza (analisi cinematica lineare) o di spostamento, attraverso una valutazione in spostamenti finiti (analisi cinematica non lineare).

L'applicazione pratica di questo metodo viene eseguita valutando i seguenti possibili cinematismi:

- Ribaltamento semplice di parete;
- Ribaltamento composto di parete;
- Ribaltamento del cantonale;
- Flessione verticale di parete;
- Flessione orizzontale di parete;
- Sfondamento della parete del timpano.

Nel dettaglio l'analisi di questi cinematismi viene eseguita *utilizzando C.I.N.E. - Applicativo per le verifiche sismiche dei meccanismi di collasso locali fuori piano negli edifici esistenti in muratura mediante Analisi Cinematica Lineare*.

L'applicativo, realizzato da ITC-CNR (Sede L'Aquila), consente la valutazione dei moltiplicatori orizzontali dei carichi associati all'attivazione dei principali meccanismi di collasso locali di pareti monolitiche in edifici in muratura esistenti e l'esecuzione delle relative verifiche di sicurezza ai sensi dell'OPCM 3274 ss.mm.ii. e delle Istruzioni per l'applicazione delle NTC di cui al D.M. 14-01-2008.

### 3.2.4 Modelli di capacità per il rinforzo di edifici in muratura

I modelli utilizzati per gli elementi rinforzati dovranno essere giustificati dal progettista del rinforzo. I fattori di confidenza utilizzati dovranno corrispondere ai livelli di conoscenza descritti nel presente capitolo. In particolare, valutazioni effettuate sulla sola base di dati di letteratura, senza ricorrere a verifiche sperimentali, comporterà l'utilizzo di fattori di confidenza corrispondenti ad un livello di conoscenza LC1.

### 3.3 Verifica delle unità strutturali miste

Diverse tipologie di edifici esistenti debbono essere classificate come miste, alcune situazioni ricorrenti sono:

- edifici i cui muri perimetrali siano in muratura portante e la struttura verticale interna sia rappresentata da pilastri in c.a.;
- edifici in muratura che abbiano subito sopraelevazioni, il cui sistema strutturale sia, per esempio, in c.a., o edifici in c.a. sopraelevati in muratura;
- edifici che abbiano subito ampliamenti in pianta, il cui il sistema strutturale, per esempio, in c.a., sia interconnesso con quello esistente in muratura e viceversa.

Per queste situazioni il modello di calcolo considera ogni particolarità strutturale modellando l'interazione tra gli elementi di diverso materiale e rigidezza, utilizzando i criteri di calcolo enunciati per le strutture in calcestruzzo armato ed in muratura, ciascuno per gli elementi di propria competenza.

### 3.4 Indice di Sicurezza Sismica

L'indice di sicurezza sismica **IS-V** della struttura è definito come il rapporto tra l'azione sismica corrispondente al raggiungimento della capacità della struttura e la domanda sismica **allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita**. In caso di calcolo mediante analisi statica lineare, la vulnerabilità sismica può essere calcolata come il rapporto tra resistenza ultima  $T_{Ri}$  e le sollecitazioni  $T_{Si}$  per ciascun elemento  $i$ -esimo, il valore di vulnerabilità sismica da attribuire all'intera struttura è il minimo tra tutti quelli ottenuti su ciascun elemento: la vulnerabilità è dunque determinata dal primo elemento che raggiunge lo stato limite ultimo.

$$IS - V = \min \left\{ \frac{T_{Ri}}{T_{Si}} \right\}$$

Se si ottiene un indice di vulnerabilità inferiore all'unità la struttura non ha resistenza sufficiente a far fronte ad un evento sismico con intensità fissata dalle norme; la carenza rispetto all'unità rappresenta il suo grado di inadeguatezza.

Pertanto, una volta determinata la sollecitazione che porta al raggiungimento dello stato limite ultimo (SLV) del primo elemento, è possibile determinare l'accelerazione  $PGA_c(SLV)$  che genera tale sollecitazione, per ciascuna direzione principale e tenuto conto del fattore di struttura. Rappresentando su un diagramma cartesiano in ascissa la accelerazione  $PGA$  ed in ordinata la vulnerabilità  $V$ , il valore  $PGA_c(SLV)$  rappresenta il limite oltre il quale le verifiche di vulnerabilità vengono soddisfatte e quindi l'unità strutturale considerata risulta sicura.

La necessità di verificare ogni singolo elemento facente parte del sistema resistente dell'Unità Strutturale si traduce con l'esigenza di determinare per ciascuno le azioni a cui viene sottoposto durante i sismi di progetto **lungo due direzioni** ( $x$  e  $y$ ) tra di loro ortogonali. Le azioni  $T_s$  sono definite come somma di due contributi ovvero quello riferito al taglio  $T_s(T)$  e quello dovuto invece all'effetto torsionale  $T_s(\theta)$ .

Nella tabella seguente, per ogni U.S., vengono riportati gli elementi che, nelle due direzioni, vanno in crisi per primi determinando il valore **IS-V** come il minimo tra tutti gli elementi considerati. Si riportano inoltre i fattori di struttura per ciascun elemento oltre alla denominazione e al tipo considerato.

Una descrizione completa di tutti gli elementi strutturali considerati con i valori di verifica pertinenti a ciascuna è fornita in allegato, mentre nell'elaborato grafico è fornita una restituzione in **planimetria degli elementi che vanno in crisi** per i valori di sollecitazione considerati (SLV) che vengono rappresentati in rosso. Gli elementi che vanno in crisi a SLV ma non a SLD sono invece rappresentati con una colorazione gialla. Questo significa che tali elementi hanno una buona probabilità di sopportare senza particolari danni un terremoto "ordinario" con tempo di ritorno da 75 anni; mentre hanno una buona percentuale di possibilità di andare in crisi in caso di sisma "importante" ovvero con periodo di ritorno da 712 anni. Infine gli elementi che soddisfano i parametri di verifica sia SLV che SLD sono indicati in verde.

A completamento delle valutazioni, nelle tabelle conclusive viene riportato il **valore percentuale del Volume di Unità Strutturale** soggetto a crisi calcolato come rapporto tra il volume totale e il volume di competenza di ciascun elemento strutturale non verificato agli SLV.

DETERMINAZIONE DELL'INDICE DI SICUREZZA SISMICA										
Unità Strutturale	Nome elemento strutturale	Tipo elemento	VERIFICHE IN DIREZIONE X				VERIFICHE IN DIREZIONE Y			
			Taglio totale [KN]	Modalità di crisi	Indice di sicurezza	Fattore di struttura	Taglio totale [KN]	Modalità di crisi	Indice di sicurezza	Fattore di struttura
			$T_{sx} (g=1)$		$IS-V_{ix}$	$q_{ix}$	$T_{sy} (g=1)$		$IS-V_{iy}$	$q_{iy}$
US 1	X14	Setto	570,22	TAGLIO	0,50	1,50	-	-	-	-
	Y09	Setto	-	-	-	-	434,24	TAGLIO	0,76	1,50

### 3.4.1 Ulteriori indicazioni per le strategie di intervento

Se si ipotizza che il collasso dell'intero edificio avvenga in corrispondenza di una *verifica locale* non soddisfatta, cioè una volta che l'elemento più critico non rispetti una verifica allo SLU, si assume implicitamente che non avvenga alcuna redistribuzione delle azioni fra gli elementi resistenti. Questa ipotesi, prevista dalla norma e seppur a favore di sicurezza, è in parte contrastante con l'assunzione del fattore di struttura  $q$ , che giustifica una riduzione delle forze agenti proprio in ragione della duttilità (e quindi della possibilità di redistribuire le azioni) che gli elementi resistenti posseggono.

Ipotizzando invece un comportamento sussidiario del sistema sismo-resistente, cioè che alcuni elementi possano farsi carico delle sollecitazioni che altri elementi giunti al collasso non sono più in grado di sostenere, è possibile effettuare una *verifica globale* dell'edificio, così come previsto dalla OPCM 3622. Per far questo è necessario controllare in modo continuo che il diaframma rigido possa azionare contemporaneamente tutti i meccanismi resistenti (in ragione della loro rigidità) e che la duttilità effettiva di questi ultimi sia sufficiente per mantenere un livello di resistenza adeguato anche in presenza di spostamenti di piano significativi. La verifica continua di queste condizioni durante l'evoluzione della storia di carico, richiede un onere computazionale maggiore rispetto alla *analisi statica lineare* qui proposta.

Accanto alle verifiche precedenti (uniche previste dalla norma) vengono proposte ulteriori verifiche allo scopo di fornire informazioni a supporto delle decisioni, si vuole così valutare *quanto* il collasso del primo elemento anticipi quello dell'intero edificio, così da ipotizzare quale sia la migliore **strategia di intervento**, basata su rinforzi locali piuttosto che su interventi di miglioramento che cambino la risposta complessiva dell'edificio.

Supponendo una capacità di redistribuzione perfetta, si può calcolare la pseudo accelerazione di collasso della US come  $S_{a,c} = g \cdot \sum_i T_{Ri} / \sum_i W_i$  cioè il rapporto tra la somma della resistenza di tutti gli elementi  $T_{Ri}$ , considerati nella direzione più debole e la somma di tutte le masse  $W_i$ .

La  $PGA_C^{GLOB} (SLV)$  viene quindi stabilita dalla seguente relazione:  $PGA_C^{GLOB} = S_{a,c} \cdot C_{Rid}$

I valori, calcolati nel paragrafo precedente, mostrano come  $PGA_C^{GLOB} (SLV) \leq PGA_C (SLV)$ , diminuendo il valore di soglia entro cui le US sono verificate, si allarga l'ampiezza della zona considerata sicura: se i due valori fossero coincidenti il collasso di tutti gli elementi avverrebbe in contemporanea al collasso del primo.

Diminuendo la resistenza ultima e mantenendo costanti la domanda di sollecitazione, anche l'indice di vulnerabilità si attesta su un valore inferiore:  $V_{SLV}^{GLOB} \geq IS - V$ .

Stabilito che un edificio non abbia i requisiti sufficienti per essere considerato *adeguato* secondo normativa:  $PGA_C (SLV) \leq PGA_D (SLV)$  si ritiene comunque opportuno valutare la gravità di tale inadeguatezza. Il solo confronto di due indici di vulnerabilità, entrambi inferiori all'unità, non fornisce infatti una percezione diretta della gravità dello stato in cui ricade l'edificio.

Per questo scopo, una volta accertato che l'edificio non è verificato per SLV, si ripete l'analisi utilizzando una sollecitazione estremamente più bassa: ovvero quella stabilita dalla norma stessa per gli stati limite di danno, ovvero per eventi con maggior probabilità di occorrenza: 63% rispetto al 10% degli SLV. È infatti immediato per chiunque rendersi conto del diverso pericolo a cui va incontro, per esempio, una struttura che potrebbe collassare a fronte di un evento con una probabilità definita da un tempo di ritorno di 75 anni (SLD) rispetto ad un evento con tempo di ritorno di 712 anni (SLV).

Ripetendo le procedure descritte ai paragrafi precedenti con sollecitazione da SLD si può calcolare  $PGA_C (SLD)$ , che determina la sollecitazione che porta al raggiungimento del *collasso del primo elemento resistente* a

fronte di una sollecitazione che, secondo la norma dovrebbe solamente generare *gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali*, lasciando alla costruzione *ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali*.

Dopodiché si ripete il procedimento verificando la risposta globale della struttura, come fatto in precedenza, ma utilizzando come sollecitazione  $PGA_c^{GLOB}$  (SLD).

I valori sintetici per ciascuna unità strutturale sono riportati nelle tabelle seguenti, in cui sono raccolte le verifiche: date dal rapporto delle prestazioni attese per gli stati limite di salvaguardia della vita (SLV) e degli stati limite di danno (SLD) considerando sia il primo elemento che raggiunge il collasso (**verifica locale** secondo NTC 2008) sia il sistema resistente nella sua interezza (**verifica globale** con ridistribuzione).

#### 3.4.1.1 Unità strutturale 1

INDICI DI SICUREZZA PER LE STRATEGIE DI INTERVENTO						
Stato limite considerato	Accelerazione al suolo di domanda	Verifica locale secondo NTC 2008			Verifica globale	
		Capacità	Indice di sicurezza	Volume specifico di intervento	Capacità	Indice di sicurezza
	$PGA_D$ [m/s <sup>2</sup> ]	$PGA_c$ [m/s <sup>2</sup> ]	$PGA_c/PGA_D$ [%]	$Vol_{SLV}/Vol_{TOT}$ [%]	$PGA_c^{GLOB}$ [m/s <sup>2</sup> ]	$PGA_c^{GLOB}/PGA_D$ [%]
SLV	0,211	0,126	50%		0,145	81%
SLD	0,077		138%			221%

### 3.5 Vulnerabilità Specifiche

L'intero edificio è stato sottoposto ad una analisi orientata all'individuazione delle vulnerabilità; dall'analisi morfologica è possibile riscontrare l'eventuale presenza di irregolarità geometriche in pianta o in elevazione, delle quali si è tenuto conto per l'elaborazione dei modelli numerici. Mediante uno studio più dettagliato degli elementi costituenti ciascuna Unità Strutturale ed il rilievo delle relative connessioni, si è invece in grado di identificare ulteriori vulnerabilità intrinseche dovute ad elementi strutturali o non strutturali. Queste *Vulnerabilità Specifiche* sono spesso conseguenza di non corrette modalità costruttive, o di situazioni di carenza o errata manutenzione. Per una più agevole localizzazione, nelle planimetrie allegate è prevista una apposita tavola denominata *Vulnerabilità Specifiche* in cui queste vengono restituite evidenziate da una retinatura di colore rosso.








Le osservazioni compiute durante il sopralluogo hanno reso possibile constatare l'accostamento di un corpo aggiunto di più recente realizzazione rispetto al resto del fabbricato che contiene la centrale termica e un ripostiglio, costruito in aderenza al fabbricato principale. L'assenza di giunto adeguato rende suscettibile le due strutture all'effetto del martellamento qual ora soggette a forti sollecitazioni orizzontali.

#### 3.5.1 Unità strutturale 1

La copertura del fabbricato per la morfologia osservata può essere considerata come pesante e non spingente in quanto appoggiata su una muratura centrale di spina. Tale muratura tuttavia è stata realizzata con mattoni semipieni posati con le forature orizzontali, e pertanto potrebbero manifestare un comportamento particolarmente fragile se sollecitati a taglio. Dal sopralluogo non sono state evidenziate altre vulnerabilità specifiche.

### 3.6 Classificazione sismica

La classificazione del Rischio sismico può essere valutata, ai sensi dei DD.MM. 58-65 2017, attribuendo a ciascuna US una specifica **Classe di Rischio Sismico**, da A+ a G.

Indice di sicurezza	Classe IS-V	
$100\% < IS-V$	$A_{IS-V}^+$	 SISMOCERT classe <b>A+</b>
$100\% \geq IS-V > 80\%$	$A_{IS-V}$	 SISMOCERT classe <b>A</b>
$80\% \geq IS-V > 60\%$	$B_{IS-V}$	 SISMOCERT classe <b>B</b>
$60\% \geq IS-V > 45\%$	$C_{IS-V}$	 SISMOCERT classe <b>C</b>
$45\% \geq IS-V > 30\%$	$D_{IS-V}$	 SISMOCERT classe <b>D</b>
$30\% \geq IS-V > 15\%$	$E_{IS-V}$	 SISMOCERT classe <b>E</b>
$IS-V \leq 15\%$	$F_{IS-V}$	 SISMOCERT classe <b>F</b>

L'appartenenza a ciascuna classe è determinata in base ai valori assunti dall'**indice di sicurezza IS-V**, definito - come descritto nel paragrafo precedente - dal rapporto tra l'accelerazione di picco al suolo che determina il raggiungimento dello Stato Limite di salvaguardia della Vita e quella prevista, nello stesso sito per un nuovo edificio. Vengono così fissate sette diverse classi caratterizzate dai valori di soglia determinanti per ricadervi secondo i valori presentati in tabella.

## 4 CONCLUSIONI

A seguito dell'incarico conferito dalla Committenza si è proceduto ad eseguire analisi diagnostiche ed elaborazioni per valutare il rischio sismico dell'edificio che ospita la Scuola Materna "Acquaviva" sito in via Salvo d'Acquisto, 2 a Castelfidardo (AN).

L'edificio sottoposto alla valutazione sismica è presumibilmente il risultato di una stratificazione costruttiva avvenuta in differenti epoche, ed ospita oggi gli spazi destinati alle attività didattiche della Scuola Materna "Acquaviva".

Il fabbricato è disposto prevalentemente su due livelli fuori terra, a cui si aggiunge un ulteriore livello interrato. La struttura di elevazione è costituita da setti in muratura portante, ben distribuiti lungo le due direzioni ortogonali. Le pareti sono prevalentemente costituite da mattoni pieni e malta di calce. I solai dell'edificio, come le coperture sono invece realizzate in laterocemento e consentono di realizzare impalcati rigidi. Dal sopralluogo eseguito non è stato possibile osservare direttamente le fondazioni del fabbricato e non è stata pervenuta alcuna documentazione esplicativa a riguardo.

I risultati analitici ottenuti dalle verifiche delle diverse unità strutturali hanno consentito di definire i valori di **sicurezza sismica IS-V** corrispondenti ad una determinata classe di rischio sismico secondo le indicazioni riportate nella tabella seguente. Contestualmente si riporta la suddivisione dell'edificio in unità strutturale attribuendo a ciascuna il colore della **Classe Sismica** corrispondente.



UNITÀ STRUTTURALE	TIPOLOGIA COSTRUTTIVA	IS-V	CLASSE
US1	Muratura	50%	C <sub>ISV</sub>

Dal punto di vista delle **vulnerabilità locali**, si segnala che la costruzione in aderenza del fabbricato monopiano che ospita la C.T. e il Ripostiglio può portare all'insorgenza di martellamento tra le due strutture, qual ora fossero soggette a forti sollecitazioni orizzontali.

I risultati della verifica scontano la penalizzazione imposta dalla mancanza di prove di caratterizzazione delle proprietà meccaniche delle murature. Proprietà che sono state quindi desunte dalla tabella fornita dalle NTC2008. Se la caratterizzazione diretta fornisse valori più elevati di resistenza le verifiche locali e globali ne trarrebbero immediatamente giovamento.

Qualora si intendesse procedere all'esecuzione di **interventi di miglioramento** della risposta sismica dell'edificio, questo potrebbe essere ottenuto con l'adeguamento dei soli elementi verticali non verificati.

Parallelamente al miglioramento della risposta dell'edificio non si potrà comunque prescindere dalla eliminazione delle **vulnerabilità specifiche** descritte nei paragrafi precedenti.

Castelfidardo (AN), 18/01/2017

Ing. Marco Gallotta

Tecnoindagini S.r.l.



TECNOINDAGINI SRL  
Via Monte Sabotino n° 14  
20095 Cusano M. (MI)  
P. IVA 06383520969

A handwritten signature in black ink is written over the company details, starting from the left and extending towards the right.

ALLEGATO

FRONTESPIZIO DOCUMENTAZIONE  
CONSULTATA



# SISTEMAZIONE IDRAULICA DEI BACINI INTERESSATI DAGLI EVENTI ALLUVIONALI DEL 16-26 SETTEMBRE 2006

(OPCM 3548/06 - Decreto del Comm. Delegato n. 6 del 26.02.2008)

## PROGETTO PRELIMINARE BACINI RIO SCARICALASINO - FOSSO RIGO

elaborato:

### RELAZIONE GEOLOGICA

tavola:

# ER<sub>4</sub>

scala:

□

data:

ottobre 2009

rif.:

□

responsabile del procedimento

Ing. Tonino Achilli

(P.F. rischio sismico ed opere pubbliche d'emergenza)

sostituito dal disegno in data:

-

-

**Progettazione: (Gruppo di lavoro costituito ai sensi della DGR 1072/2007)**

Geol. Giuliano Burzacca (P.F. Difesa del suolo)	Geom. Claudio Carboni (P.F. rischio sismico ed opere pubbliche d'emergenza)	Ing. Massimiliano Gabrielli (P.F. Difesa del suolo)
Ing. Valentino Giordano (Centro funzionale multirischi)	Geol. Michele Fumarola (P.F. rischio sismico ed opere pubbliche d'emergenza)	Arch. Patrizio Lazzaro (P.F. Difesa del suolo)
Ing. Stefano Leti (P.F. Difesa del suolo)	Ing. Vito Macchia (P.F. Difesa del suolo)	Geom. Dino Micozzi (P.F. rischio sismico ed opere pubbliche d'emergenza)
Agr. Giuliana Porrà (P.F. Difesa del suolo)	Ing. Francesca Sini (Centro funzionale multirischi)	Geom. Elisabetta Tittini (P.F. rischio sismico ed opere pubbliche d'emergenza)
-	-	-

2					
1	ott. 2009	aggiornamento	-	-	-
0	dic. 2008	emissione	-	-	-
revisione:	data:	descrizione:	redatto:	verificato:	approvato:

## **Scuola Materna “Acquaviva”**

Via Salvo D'Acquisto, 2 – Castelfidardo (AN)

Cod. V17001

Comune di Castelfidardo – Piazza della Repubblica, 8 – 60022 Castelfidardo (AN)





**US1**

---

**Elaborati unità strutturali**

Allegato 1 di 1

Identificazione edificio		
Scuola Materna "Acquaviva" Via Salvo D'Acquisto, 2 Castelfidardo (AN)		
U.S.	1	
Caratteristiche funzionali		
Uso prevalente:	Scolastico	
Anno costruzione:	-	
Piani Totali:	3	
Piani Interrati:	1	
		

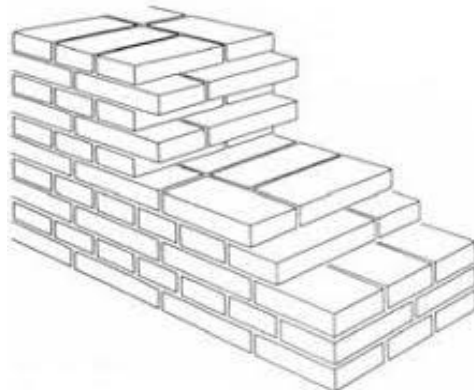
Caratteristiche strutturali e morfologiche		
Copertura	<i>Materiale</i> Laterocemento	<i>Morfologia</i> Falde inclinate
Elementi strutturali orizzontali	<i>Materiale</i> Laterocemento semiprefabbricato	<i>Diaframma</i> Soletta Rigida
Elementi strutturali verticali	<i>Materiale</i> Muratura in mattoni pieni	<i>Morfologia</i> Pareti Portanti
Elementi non strutturali verticali	<i>Materiale</i> Blocchi forati	<i>Disposizione</i> Regolare
Fondazioni	<i>Morfologia</i> -	<i>Origine delle informazioni</i> Non Pervenuta

Verifica della regolarità in pianta						
Eccentricità		Semiasse rigidezze		Verifica		Esito
$e_x$	0,32	$r_x$	7,72	$e_x / r_x$	0,04	REGOLARE
$e_y$	0,74	$r_y$	6,47	$e_y / r_y$	0,05	REGOLARE



Indici di sicurezza sismica						
Stato limite considerato	Parametri sismici di domanda		Verifica Locale		Verifica Globale	
	Accelerazione al suolo di picco [m/s <sup>2</sup> ]	Accelerazione al suolo domanda [m/s <sup>2</sup> ]	Capacità [m/s <sup>2</sup> ]	Indice di sicurezza [%]	Capacità [m/s <sup>2</sup> ]	Indice di sicurezza [%]
	$a_g$	$PGA_D$	$PGA_C$	$PGA_C/PGA_D$	$PGA_C^{GLOB}$	$PGA_C^{GLOB}/PGA_D$
SLV	0,211	0,251	0,126	50%	0,203	81%
SLD	0,077	0,092		138%		221%

Vulnerabilità specifiche e altre note
<ul style="list-style-type: none"> <li>- Assenza di giunto con corpo aggiunto adiacente con possibilità di martellamento</li> <li>- Timpani di copertura realizzati in mattoni semipieni con giacitura orizzontale</li> </ul>
Gli elaborati tecnici e grafici allegati alla presente tabella di riepilogo constano complessivamente di 13 pagine

U.S.	1	NOMINATIVO ELEMENTO	MURATURA 1-A
------	---	---------------------	--------------

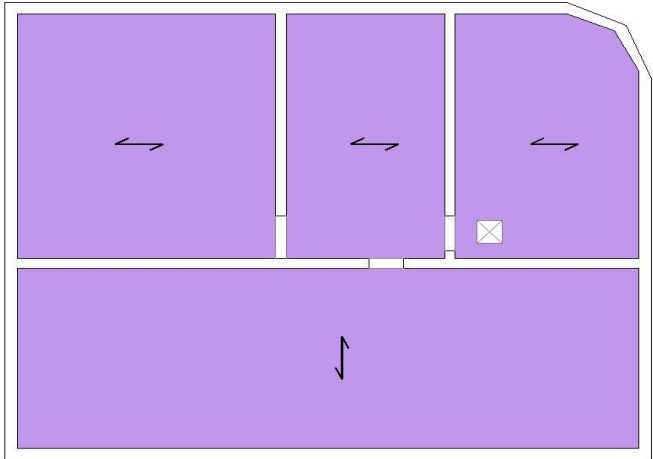
Caratteristiche dimensionali			Schematizzazione
SP <sub>min</sub>	0,38	[m]	
SP <sub>Max</sub>	0,38	[m]	
Caratteristiche materiche			
f <sub>m</sub>	400	[N/cm <sup>2</sup> ]	
t <sub>o</sub>	9,2	[N/mm <sup>2</sup> ]	
E	1800	[N/mm <sup>2</sup> ]	
G	600	[N/mm <sup>2</sup> ]	
w	18,00	[kN/m <sup>3</sup> ]	

Descrizione tipologia muratura
Muratura in mattoni pieni e malta di calce.

Documentazione fotografica	
 <p>Vista d'insieme di una muratura in mattoni pieni osservata direttamente al piano interrato.</p>	 <p>Dettaglio della tramatura dei mattoni pieni</p>

U.S.	1	NOMINATIVO ELEMENTO	COPERTURA 1-A
------	---	---------------------	---------------

Caratteristiche Costruttive e Strutturali		Analisi dei carichi	
Morfologia	Doppia falda	$g_1$	2,10 [KN/m <sup>2</sup> ]
Tipologia Costruttiva	Laterocemento	$g_2$	1,00 [KN/m <sup>2</sup> ]
Funzionamento Statico	Spingente	$q_{k1}$	0,00 [KN/m <sup>2</sup> ]
Capacità di redistribuzione	Soletta rigida	$q_s$	0,00 [KN/m <sup>2</sup> ]
Peso considerato nella modellazione		$W$	2,8 [KN/m <sup>2</sup> ]

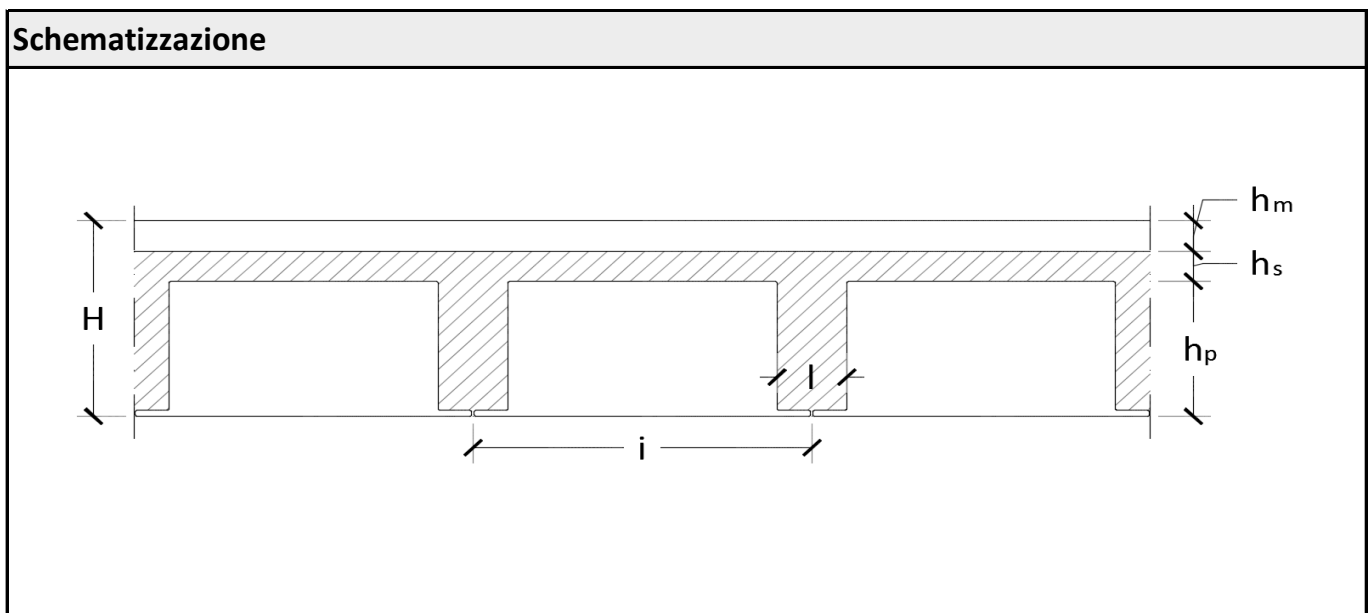
Schematizzazione


Documentazione fotografica	
	
<p>Vista d'insieme della soletta inclinata che realizza la copertura.</p>	<p>Dettaglio della pignatta utilizzata.</p>

U.S.	1	NOMINATIVO ELEMENTO	SOLAIO 1-A
------	---	---------------------	------------

Caratteristiche Costruttive e Strutturali			
Tipologia Costruttiva	Laterocemento	Orditura	Unidirezionale
Capacità redistribuzione	Piano Rigido	Giacitura	Piana

Caratteristiche Geometriche						Analisi dei carichi	
i	60	[cm]	$h_s$	4	[cm]	$g_1$	2,10 [KN/m <sup>2</sup> ]
l	12	[cm]	$h_m$	8	[cm]	$g_2$	1,50 [KN/m <sup>2</sup> ]
$h_p$	12	[cm]	H	24	[cm]	$q_{k1}$	3,00 [KN/m <sup>2</sup> ]
						$q_s$	0,00 [KN/m <sup>2</sup> ]
Peso considerato nella modellazione						W	5,30 [KN/m <sup>2</sup> ]



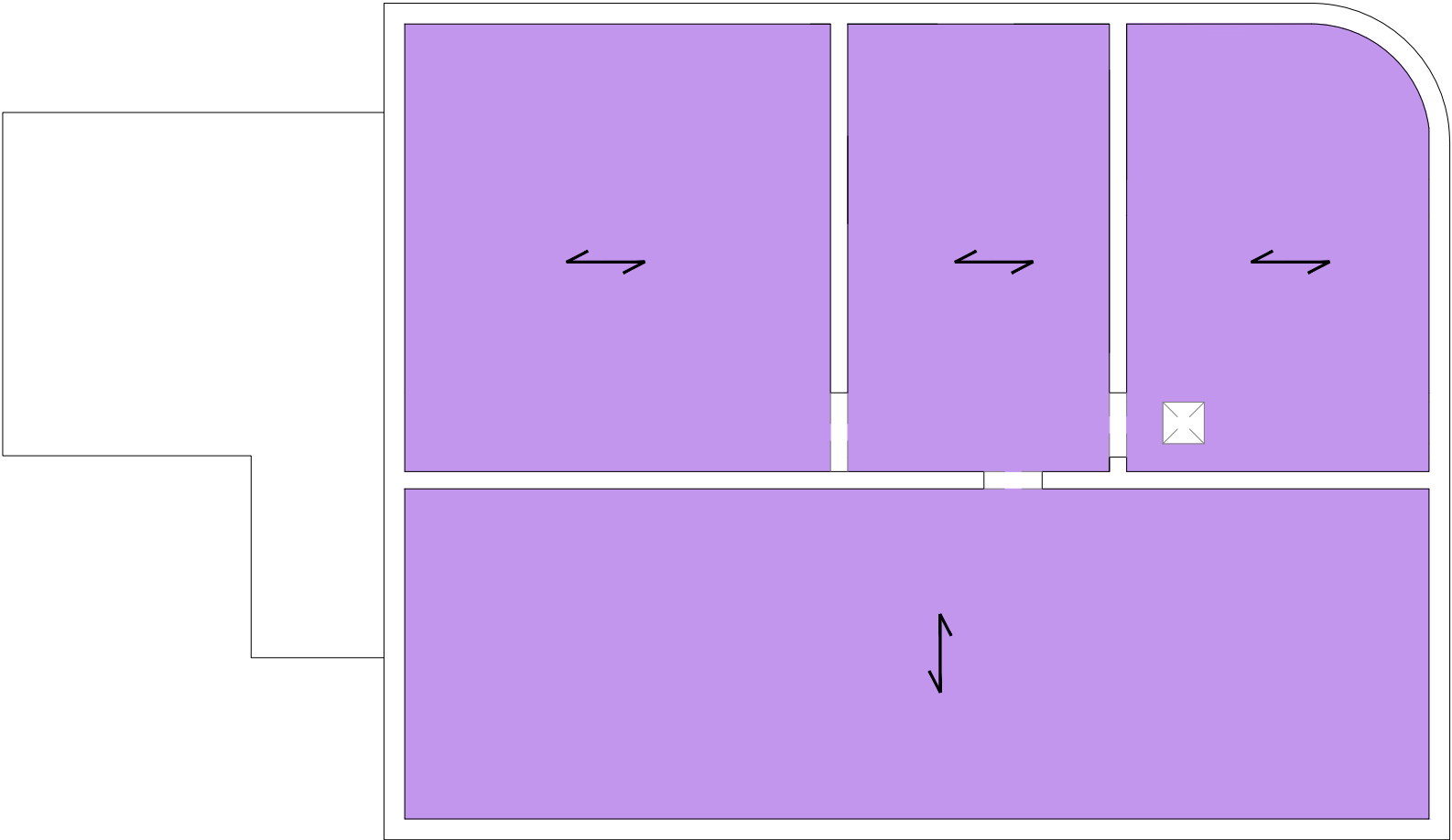
Documentazione fotografica	
<p>Analisi termografica eseguita all'intradosso del Reftorio al piano terra.</p>	<p>Analisi termografica eseguita all'intradosso dell'Aula 1 al piano terra.</p>

1. UNITA' STRUTTURALE 1  
1.1. TIPOLOGIA COPERTURA

LEGENDA

COPERTURA 1-A

ORDITURA

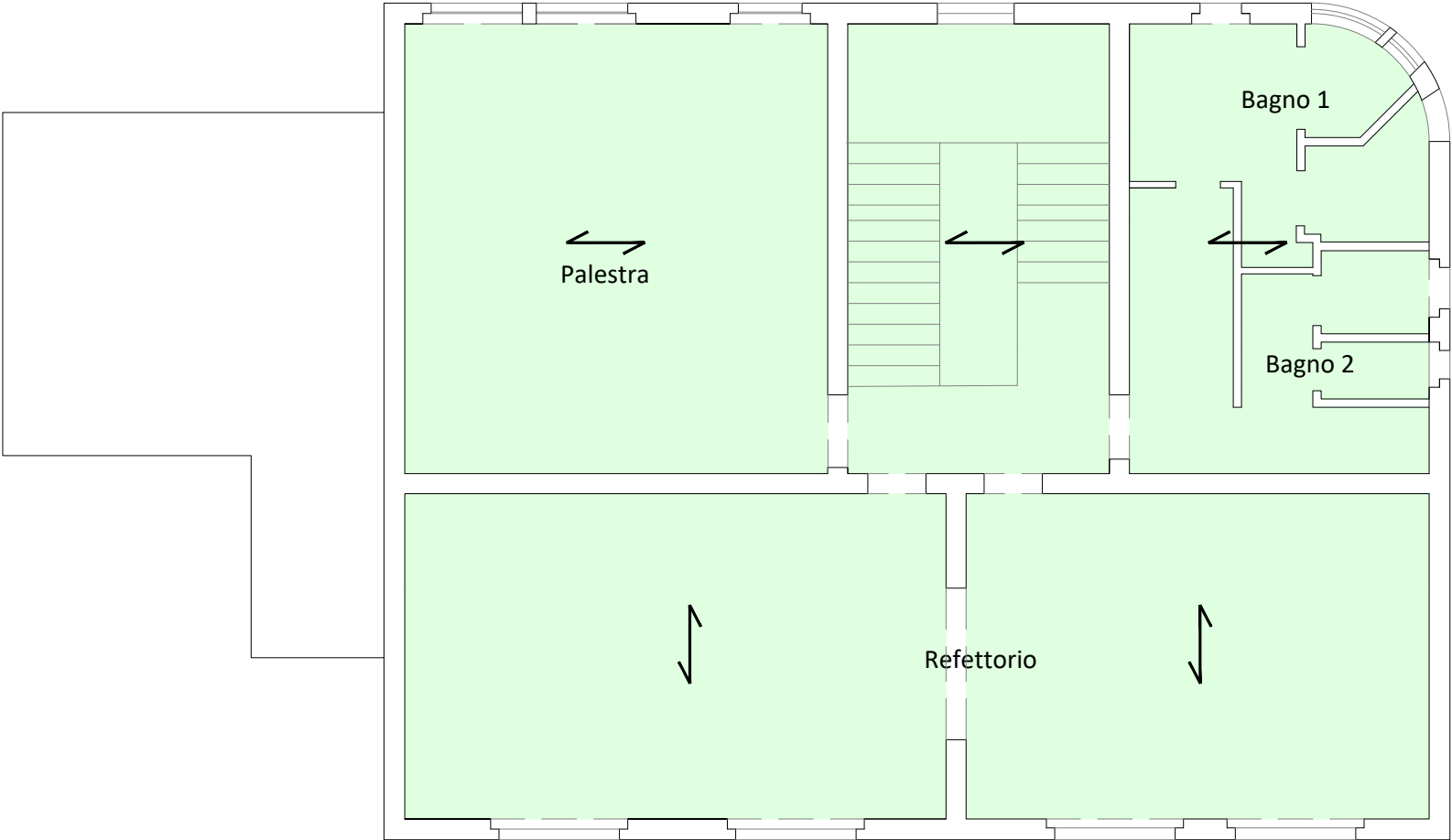


1.2. TIPOLOGIA ELEMENTI ORIZZONTALI - PIANO PRIMO

LEGENDA

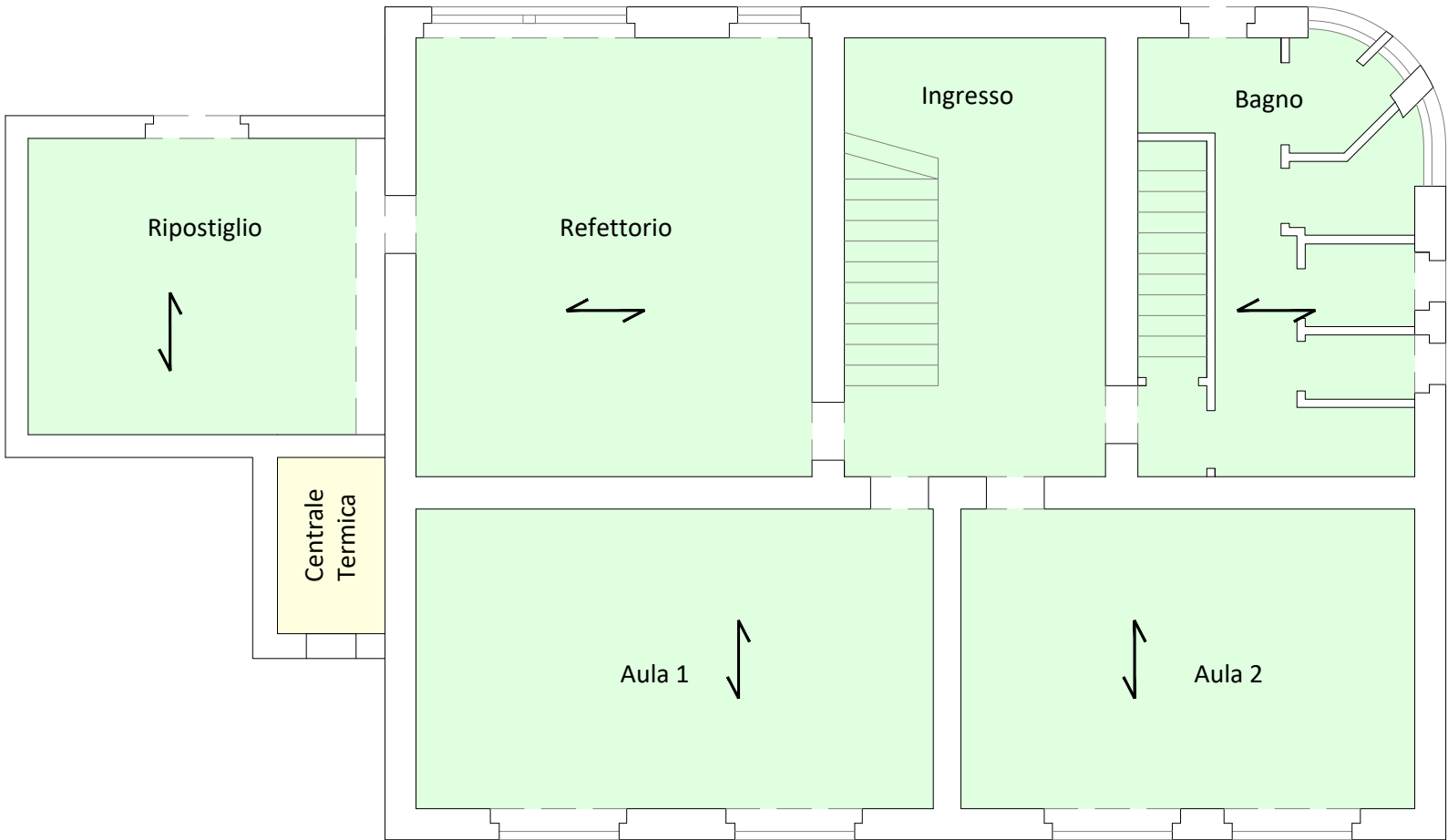
SOLAIO 1-A

ORDITURA



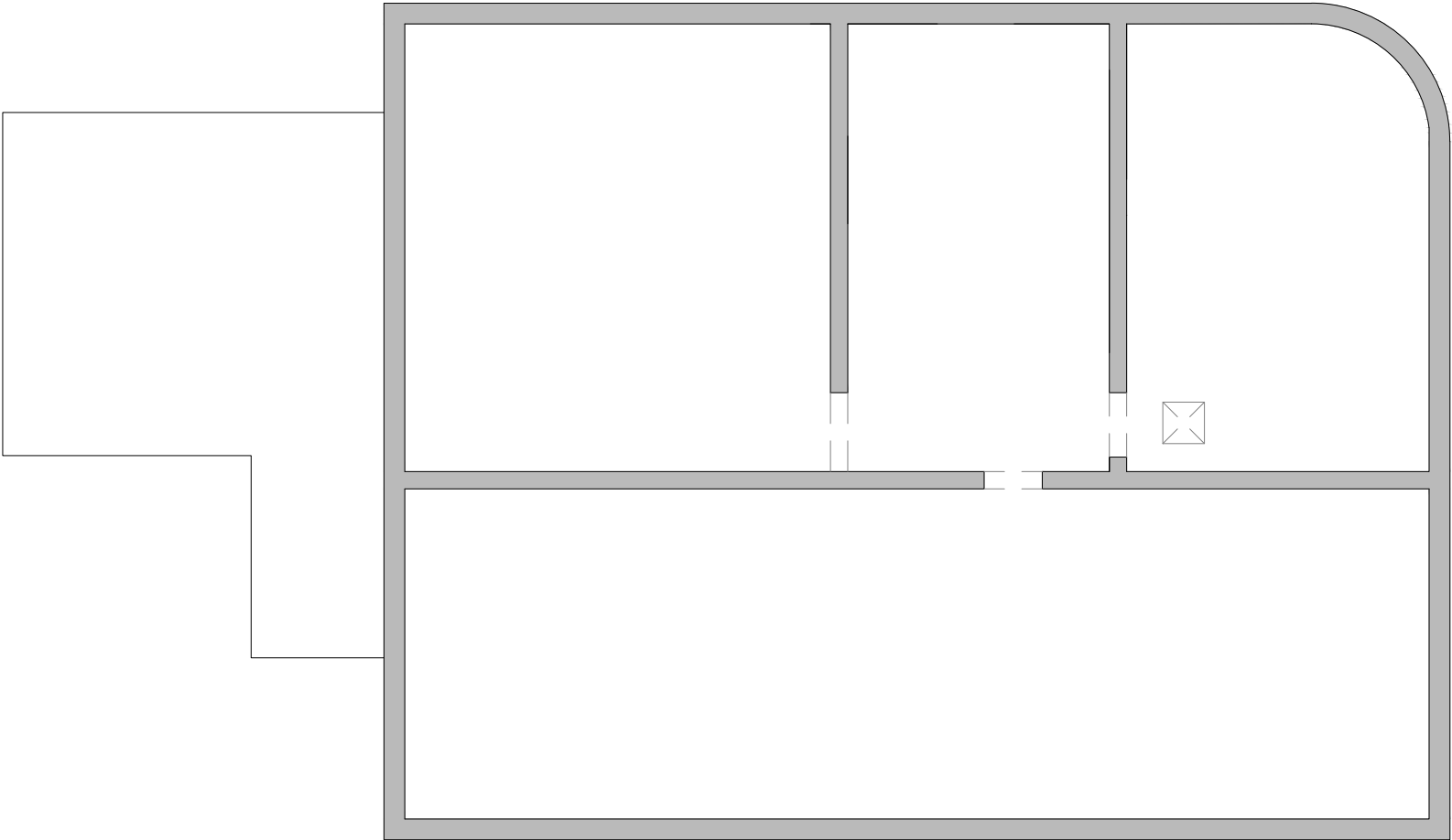
1.3. TIPOLOGIA ELEMENTI ORIZZONTALI - PIANO TERRA

- LEGENDA
- SOLAIO 1-A
  - NON RILEVABILE
  - ORDITURA



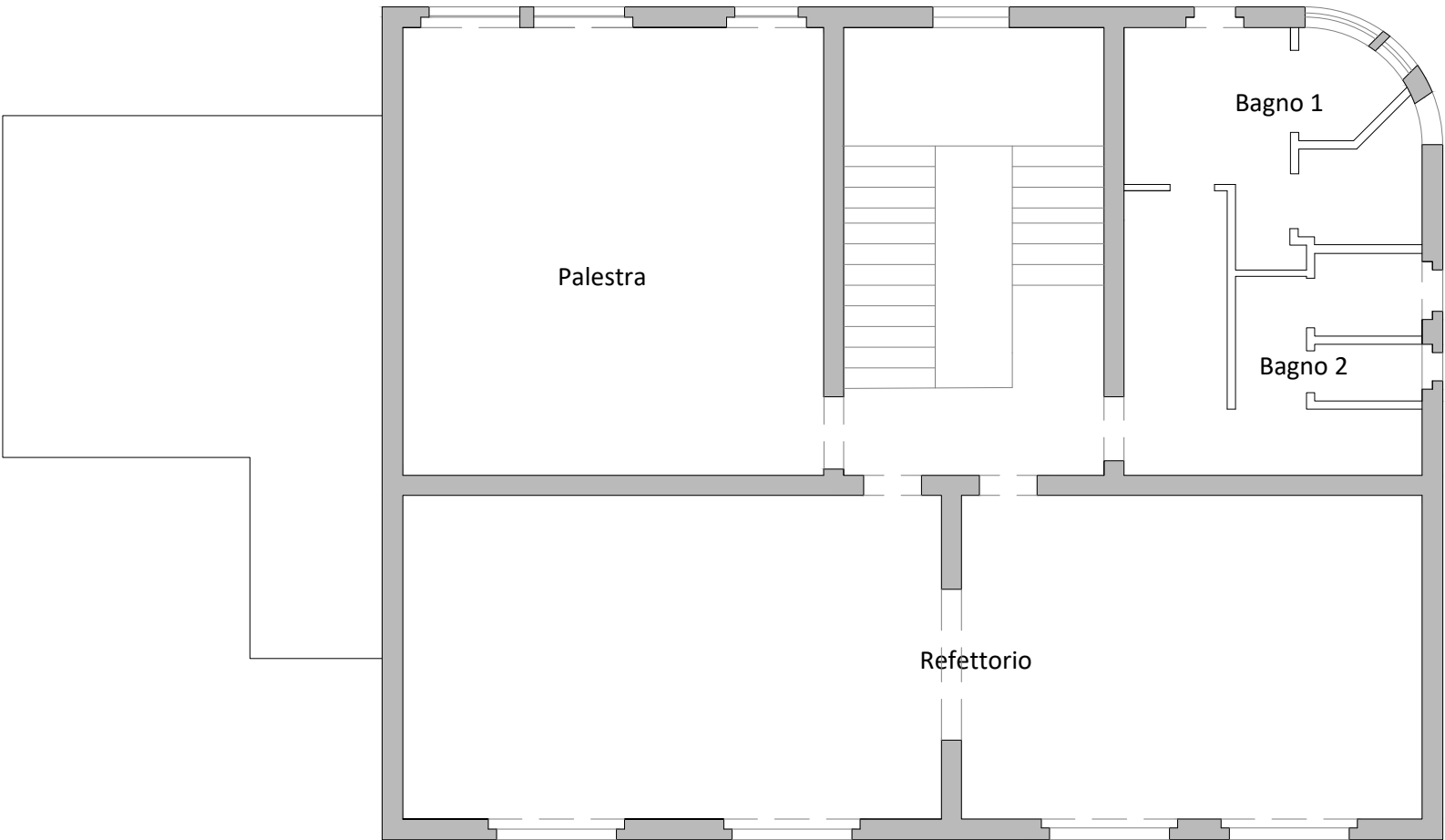
1.4. TIPOLOGIA ELEMENTI VERTICALI - PIANO SOTTOTETTO

- LEGENDA
- ELEMENTI PORTANTI
  - ELEMENTI NON PORTANTI



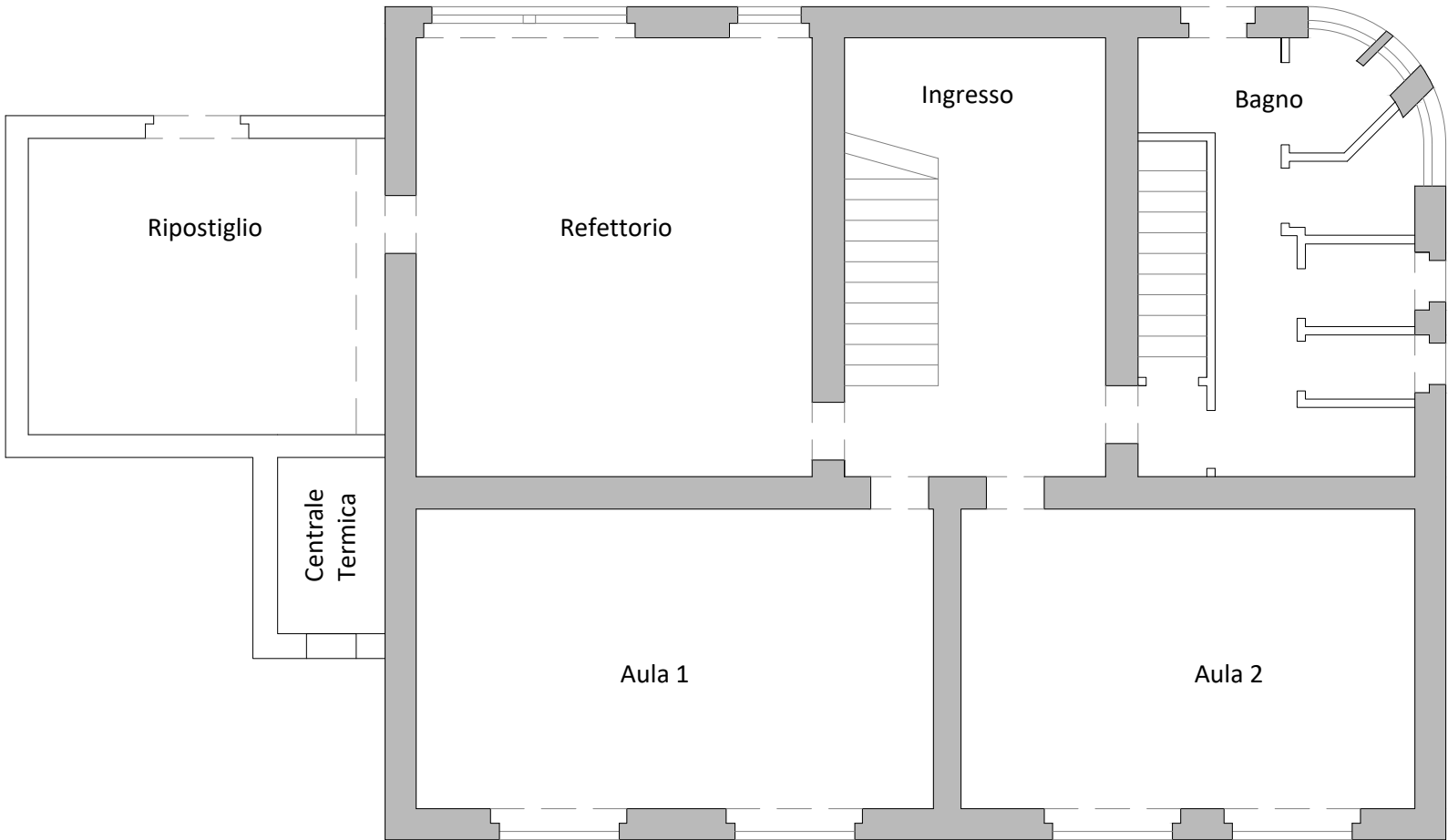
1.5. TIPOLOGIA ELEMENTI VERTICALI - PIANO PRIMO

- LEGENDA
- ELEMENTI PORTANTI
  - ELEMENTI NON PORTANTI



1.6. TIPOLOGIA ELEMENTI VERTICALI - PIANO TERRA

- LEGENDA
- ELEMENTI PORTANTI
  - ELEMENTI NON PORTANTI



1.7. SISTEMA RESISTENTE - PIANO TERRA

COORDINATE GEOMETRICHE		
Centro delle Rigidezze		
✕	Xr= 12,69	Yr= 5,05
Centro delle Masse		
▲	Xm= 13,01	Ym= 5,79

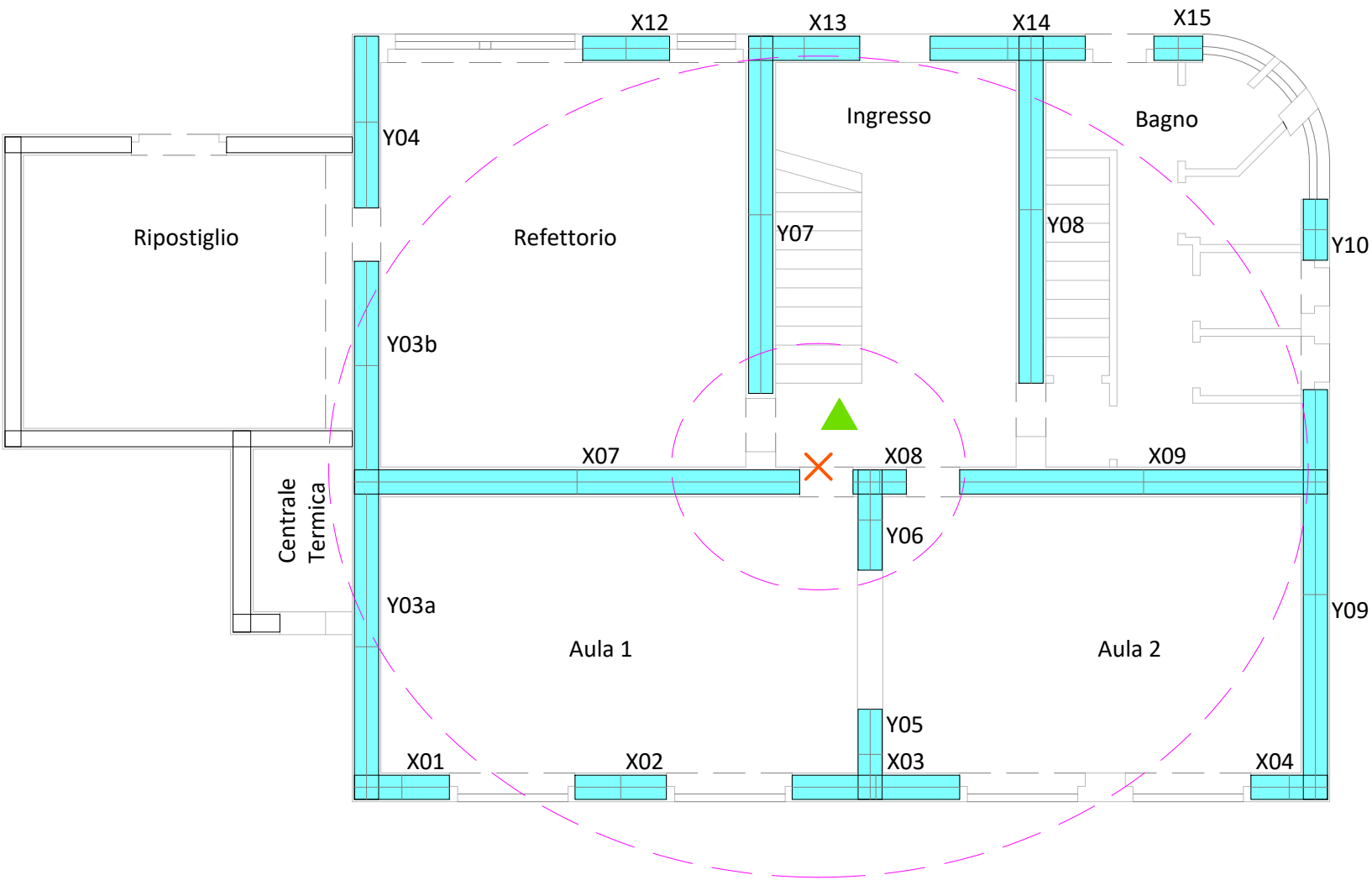
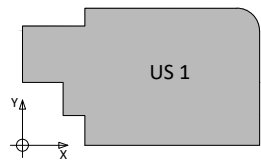
LEGENDA

MURATURA 1-A

CENTRO DELLE RIGIDezZE

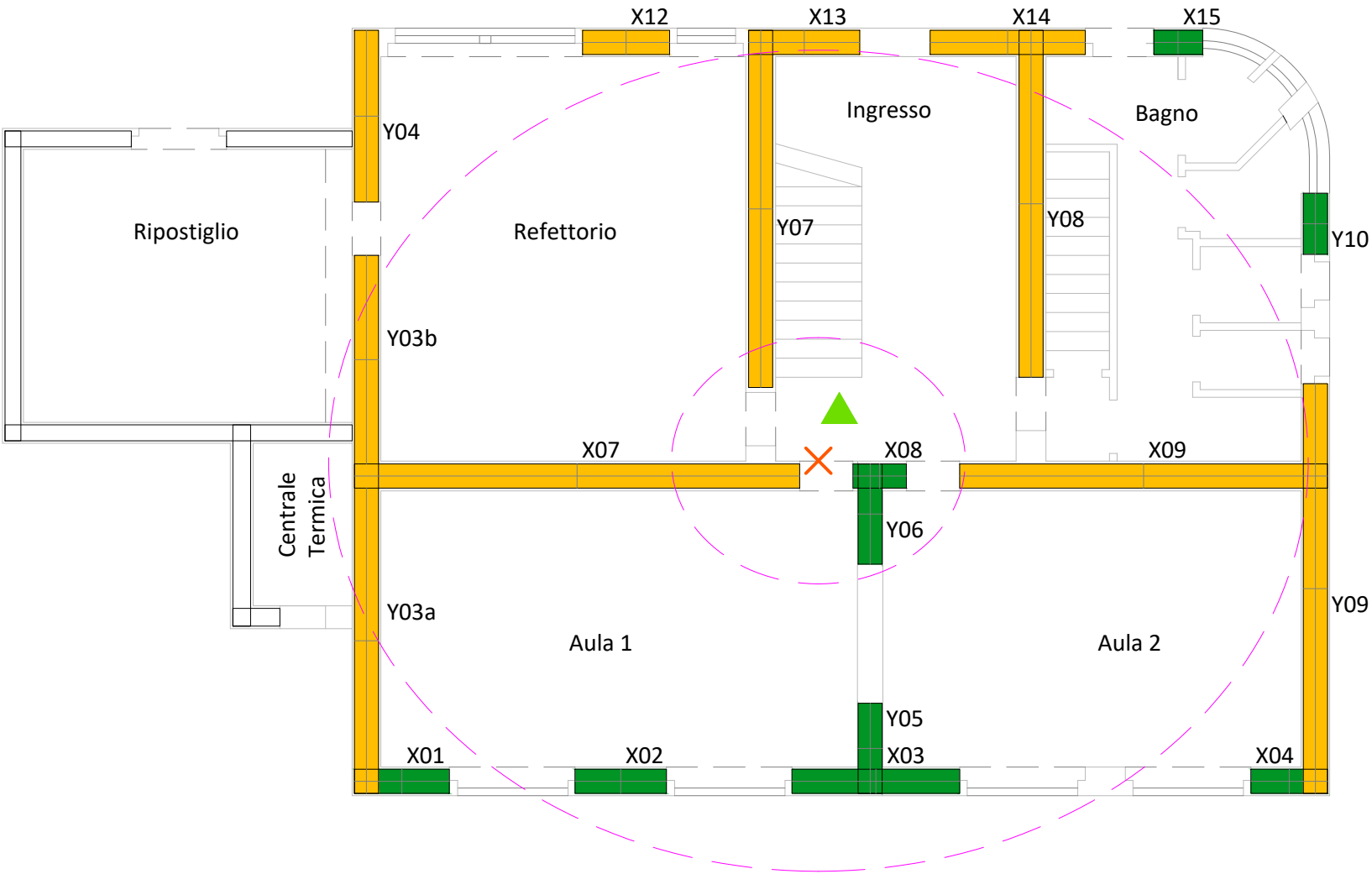
CENTRO DELLE MASSE

ORIGINE DEL SISTEMA DI RIFERIMENTO



1.8. VERIFICHE LOCALI - PIANO TERRA

- LEGENDA
- ELEMENTO NON VERIFICATO SLV-SLD
  - ELEMENTO VERIFICATO SOLO SLD
  - ELEMENTO VERIFICATO SLV-SLD
  - CENTRO DELLE RIGIDEZZE
  - CENTRO DELLE MASSE



1.9. VULNERABILITA' SPECIFICHE - PIANO TERRA

LEGENDA  
VULNERABILITA'



1.10. VULNERABILITA' SPECIFICHE - PIANO TERRA

LEGENDA  
VULNERABILITA'

